

KONSTRUKCJE Z BETONU SPRĘŻONEGO

ANŻELA ADAMCZAK
JAKUB MAMES



**POLSKI
CEMENT**

www.polski-cement.pl

Konstrukcje z betonu sprężonego

**Andrzej Ajdukiewicz
Jakub Mames**

Spis treści

Słowo od autorów	11
Wykaz oznaczeń	15
1. Wprowadzenie	23
1.1. Istota sprężenia	23
1.2. Zarys historii	24
1.3. Klasyfikacja konstrukcji sprężonych	26
1.4. Porównanie konstrukcji sprężonych z żelbetowymi	28
2. Materiały w konstrukcjach sprężonych	31
2.1. Beton	31
2.1.1. Uwagi ogólne	31
2.1.2. Wymagane cechy betonu	32
2.1.3. Klasyfikacja technologiczna betonów	34
2.1.4. Składniki betonów	35
2.1.4.1. Cementy	35
2.1.4.2. Kruszywa	36
2.1.4.3. Woda do betonu	37
2.1.4.4. Dodatki mineralne i domieszki chemiczne	37
2.1.5. Wykonywanie betonów wysokich klas	38
2.1.6. Wytrzymałość betonu	41
2.1.6.1. Wytrzymałość na ściskanie	42
2.1.6.2. Wytrzymałość trwałą	42
2.1.6.3. Wytrzymałość zmęczeniowa	43
2.1.6.4. Wytrzymałość uderzeniowa	44
2.1.6.5. Wytrzymałość w złożonym stanie obciążenia	44
2.1.6.6. Wytrzymałość na rozciąganie	44
2.1.6.7. Przyrost wytrzymałości w czasie	46
2.1.7. Odształcalność betonu	47
2.1.7.1. Odształcenia doraźne	47
2.1.7.2. Odształcenia pełzania	53
2.1.7.3. Odształcenia skurczu	56
2.1.8. Inne cechy betonu	58
2.1.9. Zalecenia norm projektowania	62
2.1.10. Betony nowej generacji	64
2.1.10.1. Próba współczesnej klasyfikacji betonów	64
2.1.10.2. Technologia i badania BWB	66
2.1.10.3. Betony ultra-wysokowartościowe (BUWW)	68
2.1.11. Ograniczenia naprężeń w betonie	72
2.2. Stal	74
2.2.1. Wymagane cechy stali sprężających	74
2.2.2. Rodzaje stali do sprężania	76
2.2.3. Wytrzymałość i odształcalność stali sprężających	79
2.2.4. Charakterystyka geometryczna cięgien stalowych	89
2.2.5. Zalecenia norm projektowania	90
2.3. Materiały do cięgien niemetalicznych	91
3. Technologia sprężania	95
3.1. Technologia strunobetonu	95
3.1.1. Warianty	95
3.1.2. Metoda torów naciagowych	97
3.1.3. Metoda sztywnych form	100
3.1.4. Naciąg i kotwienie cięgien	100

3.2. Technologia kablobetonu	102
3.2.1. Ogólne zasady	102
3.2.2. Systemy sprężania	103
3.2.2.1. Systemy kabli wielodrutowych	104
3.2.2.2. Systemy kabli ze splotów	114
3.2.2.3. Kable linowe	121
3.2.2.4. Kable prętowe	123
3.2.2.5. Zakotwienia wgłębne	127
3.2.2.6. Systemy specjalne	128
3.2.3. Urządzenia naciągowe	133
3.2.4. Formowanie kanałów i układanie cięgien	138
3.2.5. Formowanie kabli	140
3.2.6. Zabieg sprężania	142
3.2.7. Iniekcja kanałów kablowych	144
3.2.8. Łączenie kabli	147
3.2.9. Systemy kabli niemetalicznych	150
3.2.10. Kable kotwione w gruncie	153
3.3. Sprężanie obwodowe	154
3.3.1. Sprężanie rur	154
3.3.2. Sprężanie zbiorników walcowych	157
3.3.2.1. Sprężanie przez nawijanie	158
3.3.2.2. Sprężanie odcinkowe	162
3.3.2.3. Inne sposoby sprężania zbiorników	166
3.4. Specjalne metody sprężania	168
3.4.1. Ekspansja betonu	168
3.4.2. Sprężanie prasami płaskimi i klinami	169
3.4.3. Sprężanie termiczne	171
3.4.4. Wygięcie zbrojenia sztywnego	172
3.4.5. Sprężenie przez poprzeczne przemieszczenie cięgien	173
3.4.6. Sprężenie ciężarem własnym lub balastem	174
3.5. Bezpieczeństwo pracy przy sprężaniu	176
3.5.1. Zasady bezpiecznego sprężania	176
3.5.2. Kontrola i konserwacja urządzeń	177
3.5.3. Wytyczne kontroli przy naciągu kabli	178
4. Straty sprężenia	181
4.1. Przyczyny i klasyfikacja strat	181
4.2. Straty od oporów ruchu	184
4.2.1. Opory w urządzeniach naciagowych	184
4.2.2. Tarcie w zakotwieniach i uchwytach	184
4.2.3. Tarcie w kanale kablowym	185
4.3. Straty technologiczne w strunobetonie	191
4.3.1. Poślizg w uchwytach technologicznych	191
4.3.2. Częściowa relaksacja cięgien	191
4.3.3. Wpływ różnic temperatury	192
4.4. Straty doraźne (ΔP_i)	192
4.4.1. Poślizg w zakotwieniach	192
4.4.2. Odształcenia sprężyste betonu	195
4.5. Straty opóźnione (ΔP_o)	196
4.5.1. Relaksacja stali	196
4.5.2. Skurcz i pęcznienie betonu	197
4.5.3. Odształcenia styków	199
4.5.4. Wstępne oszacowanie strat	200

4.6. Zasady programowania naciągu	201
4.7. Sprawdzenie naprężeń wciągach sprężających	203
4.8. Procedury sprawdzania strat i programowania naciągu	204
4.8.1. Sprawdzenie strat w kablobetonie	204
4.8.2. Sprawdzenie strat w strunobetonie	207
5. Bezpieczeństwo konstrukcji sprężonych	211
5.1. Cechy niezawodnej konstrukcji	212
5.2. Formacje bezpieczeństwa	213
5.3. Metoda częściowych współczynników bezpieczeństwa	215
5.3.1. Wartości charakterystyczne	215
5.3.2. Wartości obliczeniowe	218
5.3.3. Kombinacje obciążeń	219
5.3.4. Warunki bezpieczeństwa	221
5.4. Metoda naprężeń dopuszczalnych	222
5.5. Stany graniczne konstrukcji sprężonej	223
5.5.1. Siły sprężające	225
5.5.2. Stany graniczne naprężeń	226
5.5.3. Kategorie rysoodporności	226
5.5.4. Sytuacja obliczeniowa przejściowa	228
5.5.4.1. Stan graniczny wyboczenia	228
5.5.4.2. Stan graniczny ugięcia	229
5.5.4.3. Stan graniczny zarysowania	230
5.5.4.4. Stan graniczny złamania	232
5.5.5. Sytuacja obliczeniowa trwała	232
5.5.5.1. Stan graniczny wyboczenia	232
5.5.5.2. Stan graniczny ugięcia	234
5.5.5.3. Stan graniczny pojawienia się rys	236
5.5.5.4. Stan graniczny rozwarcia rysy	238
5.5.5.5. Stan graniczny złamania	239
5.5.5.6. Stan graniczny ścinania	242
5.6. Zalecenia praktyczne	245
6. Projektowanie belek kablobetonowych	247
6.1. Dobór przekroju poprzecznego	247
6.2. Przekrój obliczeniowy	250
6.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	251
6.3.1. Przypadek podstawowy	252
6.3.2. Przekrój obciążony momentem ujemnym	256
6.3.3. Przekrój zciągami w strefie ściskanej	261
6.3.4. Dobór cięgien do zadanego przekroju	267
6.4. Trasowanie cięgien	274
6.4.1. Ukształtowanie profilu podłużnego	276
6.4.2. Obwiednie graniczne	278
6.5. Strefa podporowa	282
6.5.1. Ukształtowanie bloku podporowego	282
6.5.2. Wymiarowanie strzemion	283
6.6. Strefa zakotwień	285
6.6.1. Zbrojenie strefy docisku	286
6.6.2. Metoda analizy sprężystej	287
6.6.2.1. Naprężenia rozciągające wgłębne	287
6.6.2.2. Naprężenia rozciągające przyczołowe	289
6.6.2.3. Naprężenia rozciągające narożne	290
6.6.3. Konstrukcja zbrojenia	291

6.7. Belka ciągła	293
6.7.1. Statyczny efekt sprężenia	293
6.7.2. Trasa współbieżna	295
6.7.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	296
6.7.4. Przeguby plastyczne	297
6.8. Uproszczone projektowanie belek kablobetonowych	300
7. Projektowanie belek strunobetonowych	301
7.1. Ukształtowanie przekroju poprzecznego	302
7.2. Przekrój obliczeniowy	303
7.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	304
7.3.1. Przypadek ogólny	304
7.3.2. Dobór cięgien do zadanego przekroju	306
7.4. Trasowanie cięgien	317
7.4.1. Ukształtowanie profilu podłużnego	317
7.4.2. Cięgna wyłączane	318
7.4.3. Cięgna odginane	319
7.5. Strefa podporowa	322
7.5.1. Ukształtowanie bloku podporowego	322
7.5.2. Wymiarowanie strzemion	322
7.6. Strefa zakotwień	324
7.6.1. Długość zakotwienia	324
7.6.2. Naprężenia rozciągające przyczółowe	326
8. Projektowanie elementów rozciąganych	327
8.1. Ukształtowanie przekroju poprzecznego	327
8.2. Warunki bezpieczeństwa	328
8.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	329
8.3.1. Sprężenie jednoetapowe	330
8.3.2. Sprężenie dwuetapowe	334
8.4. Zalecenia praktyczne	334
9. Projektowanie elementów ściskanych	335
9.1. Ukształtowanie konstrukcyjne	336
9.2. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	338
10. Projektowanie belek zespolonych	343
10.1. Zasady zespolenia	345
10.2. Obliczeniowy przekrój zespolony	347
10.3. Stany graniczne belki zespolonej	348
10.3.1. Stan graniczny ugięcia	348
10.3.2. Stan graniczny pojawienia się rys	349
10.3.3. Stan graniczny złamania	350
10.3.4. Stan graniczny ścinania	351
10.3.5. Stan graniczny rozwarstwienia	353
10.3.6. Wymiarowanie przekroju poprzecznego	355
11. Sprężanie cięgnami bez przyczepności	359
11.1. Kategorie cięgien bez przyczepności	360
11.1.1. Grupa pierwsza	360
11.1.2. Grupa druga	360
11.1.3. Grupa trzecia	361
11.1.4. Grupa czwarta	361

11.2. Specyfika konstrukcji sprężonych bez przyczepności	361
11.3. Wyniki badań doświadczalnych	362
11.4. Straty sprężenia	364
11.4.1. Straty tarcia na długości ciąga	364
11.4.2. Straty od poślizgu w zakotwieniach	365
11.5. Ciężna wewnętrzne	365
11.5.1. Stan graniczny ugięcia	365
11.5.2. Rozstaw rys	366
11.5.3. Szerokość rozwarcia rys	366
11.5.4. Stan graniczny złamania	366
11.5.5. Stan graniczny ścinania	367
11.6. Ciężna zewnętrzne	368
11.7. Zalecenia praktyczne	370
12. Trwałość konstrukcji sprężonych	373
12.1. Uwagi ogólne o trwałości	373
12.2. Korozja stali sprężającej	374
12.3. Korozja betonu	375
12.4. Oddziaływanie środowiska i środki zabezpieczające	376
12.5. Ognioodporność	379
12.6. Odporność zmęczeniowa	380
12.7. Nowoczesna ochrona kabli wewnętrznych i kotew gruntowych	381
12.8. Zabezpieczenia kabli zewnętrznych	383
13. Diagnostyka konstrukcji sprężonych	389
13.1. Cele diagnostyki konstrukcji	389
13.2. Ogólne zasady diagnostyki konstrukcji sprężonych	392
13.3. Kontrola eksploatacyjna konstrukcji sprężonych	394
13.4. Wybrane procedury diagnostyczne	395
13.4.1. Dachowe dźwigary kablobetonowe	396
13.4.2. Kablobetonowe belki podsuwnicowe	399
13.5. Perspektywy diagnostyki konstrukcji sprężonych	401
14. Przykłady projektowania	403
14.1. Przykład projektowania belki kablobetonowej	403
14.2. Przykład projektowania elementu strunobetonowego	418
14.3. Przykład projektowania strunobetonowej płyty kanałowej	428
14.4. Przykład projektowania belki zespolonej	435
14.5. Przykład projektowania mimośrodowo ściskanego elementu strunobetonowego	449
15. Przykłady zastosowań konstrukcji sprężonych	457
15.1. Konstrukcje przekryć dachowych	457
15.1.1. Płyty i elementy płytowo-żebrowe	457
15.1.2. Belki strunobetonowe	461
15.1.3. Dźwigary kablobetonowe	464
15.1.4. Przekrycia powłokowe	466
15.2. Stropy prefabrykowane	469
15.3. Stropy monolityczne	473
15.4. Budynki miejskie	477
15.5. Wielokondygnacyjne budynki przemysłowe	486

15.6. Obiekty kołowe	487
15.6.1. Zbiorniki	487
15.6.2. Obudowy reaktorów jądrowych	494
15.7. Mosty i wiadukty	496
15.7.1. Systematyka mostów sprężonych	496
15.7.2. Mosty płytowe	497
15.7.3. Prefabrykowane mosty belkowe	500
15.7.4. Monolityczne mosty belkowe, ramowe i łukowe	512
15.7.5. Mosty wiszące	524
15.7.6. Główne tendencje rozwoju mostów sprężonych	534
15.8. Obiekty inżynieryjne i specjalne	535
15.8.1. Budownictwo podziemne	535
15.8.2. Kotwienie i stabilizacja obiektów	538
15.8.3. Zapory wodne	545
15.8.4. Morskie platformy wydobywcze	546
15.8.5. Obiekty wieżowe i maszty	549
15.8.6. Obiekty sportowe	551
15.8.7. Fundamenty i nawierzchnie sprężone	554
15.9. Masowa prefabrykacja	556
15.10. Rozwój zastosowań konstrukcji sprężonych	561
Literatura	563
Książki i podręczniki	563
Materiały konferencyjne	565
Artykuły	568
Normy krajowe	568
Zalecenia międzynarodowe i normy zagraniczne	569
Zalecenia krajowe	570
Prospekty informacyjne producentów i wykonawców	570
Podziękowania	573
Acknowledgments	573
Skorowidz	583

Słowo od autorów

Książka została przygotowana przede wszystkim z myślą o projektantach konstrukcji budowlanych, mających doświadczenie w projektowaniu konstrukcji żelbetowych, według aktualnych przepisów normowych. Treść nawiązuje do podręcznika akademickiego „Betonowe konstrukcje sprężone”, wydane go w roku 2001 w Wydawnictwie Politechniki Śląskiej, którego nakład rozszedł się w krótkim czasie. O przygotowaniu nowej książki zdecydowały zmiany w przepisach krajowych i nowe zalecenia międzynarodowe w zakresie projektowania, informacje o nowościach wykonawstwa, a także sygnalizowane potrzeby ze strony projektantów i wykonawców konstrukcji sprężonych w kraju.

Aktualna norma krajowa projektowania konstrukcji betonowych, żelbetowych i sprężonych (Polska Norma PN-B-03264:2002) wprowadziła, w zakresie konstrukcji sprężonych, międzynarodowe przepisy europejskie, w dużym stopniu, choć z pewnymi odstępstwami. Dlatego podane w książce zasady i komentarze, omawiające podstawy przepisów krajowych na tle europejskich i innych, pozwalają ogólniej spojrzeć na szeroko rozumiane problemy betonowych konstrukcji sprężonych.

Spośród przepisów międzynarodowych uwzględniono, przy uaktualnieniu treści, przede wszystkim ostateczną wersję Eurokodu 2 - Część 1. (EN 1992-1-1:2004 oraz Eurokod 0 ((EN 1990:2002) i Eurokod 1 - Część 1. (EN 1991-1-1:2002), europejską normę dotyczącą betonu EN 206-1:2000 i jej polską wersję PN EN 206-1:2003, założenia nowych zaleceń międzynarodowych (fib Model Code) oraz mającą szeroki zasięg światowy, normę amerykańską, modyfikowaną co kilka lat (ACI 318).

Informacje techniczne zawarte w książce uwzględniają nowe publikacje i materiały informacyjne światowych firm realizacyjnych z lat 2000-2002 oraz materiały konferencyjne, w tym zwłaszcza z pierwszego Kongresu *fib* w Osace (październik 2002).

Zachowano sprawdzoną formę podręcznika o monograficznym charakterze, wprowadzając zmiany i poprawki oraz uaktualniając treść na podstawie najnowszych źródeł.

Szerzej przedstawiono zagadnienia stosunkowo nowe, które nie są dostępne w krajowym piśmiennictwie. W zakresie materiałów do takich zagadnień należą betony wysokowartościowe oraz – zastępujące czasem ciągną stalowe – kompozyty niemetaliczne. Nowe problemy sprężania ciągniami bez przyczepności znalazły miejsce zarówno w części poświęconej metodom sprężania i trwałości konstrukcji, jak i w odrębnym rozdziale dotyczącym badań i projektowania takich konstrukcji.

Przedstawiono także szeroko problematykę zespolonych konstrukcji z udziałem elementów sprężonych, natomiast nie wyodrębniono osobnego rozdziału o częściowym sprężaniu, włączając odpowiednie informacje do pozostałych rozdziałów dotyczących obliczania konstrukcji sprężonych.

Wprowadzono nowy rozdział dotyczący projektowania ściskanych konstrukcji sprężonych, bowiem stało się to istotne w świetle produkcji słupów, podjętej w nowych wytwórniach elementów sprężonych. Rozdział ten jest naszym zdaniem o tyle istotny, że podaje zupełnie odmienne podejście do projektowania, co może w przyszłości prowadzić także do uproszczeń w dotychczasowych metodach projektowania.

Nowy jest również rozdział dotyczący problemów diagnostyki konstrukcji sprężonych.

Dużą część książki poświęcono procedurom obliczania elementów sprężonych oraz przykładom liczbowym, z komentarzami wyjaśniającymi. Procedury obliczania zostały sprawdzone i stanowiły podstawę opracowania oprogramowania komputerowego (w Katedrze Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej). Autorzy kierują w tym miejscu podziękowania do pracowników Katedry za pomoc w sprawdzaniu przykładów liczbowych i opracowaniu ilustracji – słowa te są skierowane do: Dr inż. Aliny Kliszczewicz, Dra inż. Grzegorza Wandzika, Mgra inż.

Janusza Broła, Mgra inż. Marcina Górskiego, Mgra inż. Rafała Krzywonia i Mgra inż. Marka Węglorza.

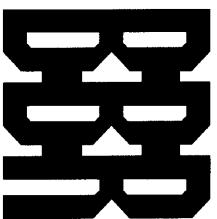
Osobne podziękowania kierujemy do Redakcji Wydawnictwa „Polski Cement”, a zwłaszcza do niestrudzonego w skutecznych działaniach redakcyjnych Mgra inż. Piotra Kijowskiego i trzymającego pieczę nad całym procesem wydawniczym Prezesa Dra inż. Jana Deji.

Mamy nadzieję, że projektanci, a także studenci tych wydziałów budownictwa, na których prowadzone są pełne zajęcia z konstrukcji sprężonych, zechcą się z nami podzielić uwagami ze swoich doświadczeń przy korzystaniu z materiału zawartego w książce.

*Andrzej Ajdukiewicz i Jakub Mames
Gliwice – Lublin, wrzesień 2003 r.*

PODZIĘKOWANIA

Autorzy i Wydawca składają podziękowania firmom, które wsparły finansowo wydanie niniejszej książki.



Innovative
Engineering

Polska Sp. z o.o.

BBR Polska Sp. z o.o.

ul. Marywilska 38/40
03-228 Warszawa
tel./fax: (0-22) 614-57-60
tel. (0-22) 811-50-53



SWOBODA KONSTRUKCJI

Consolis Polska Sp. z o.o.

ul. Przemysłowa 40
97-350 Gorzkowice
tel. (0-44) 732-73-00
fax (0-44) 732-73-01



ERGON POLAND Sp. z o.o.

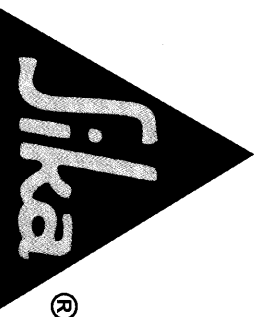
Badowo Mściska 12
96-320 Mszczonów
tel. (0-46) 857-28-90
fax (0-46) 857-28-91

Mosty – Łódź

Przedsiębiorstwo Robót Mostowych

„MOSTY - ŁÓDŹ” S.A.

ul. Bratysławska 52
94-112 Łódź
tel. (0-42) 686-32-92
fax (0-42) 686-49-13



SIKA POLAND Sp. z o.o.

ul. Karczunkowska 89
02-871 Warszawa
tel./fax (0-22) 310-07-00
(0-22) 310-08-00

Wykaz oznaczeń

a	– wymiar (ogólnie); ugięcie elementu; wślizg stożka kotwiącego; bok zastępczego kwadratu pola docisku pod zakotwieniem;	b_{w1}, b_{w2}	– zredukowana szerokość ścianki przekroju dwuteowego;
a'	– ugięcie elementu ku górze;	c	– wymiar otulenia betonowego; współczynniki;
a_{lim}	– ugięcie dopuszczalne;	c_c	– otulina cięgien w ścianie;
a_c	– długość całkowita bloku podporowego;	c_w	– prześwit w poziomie między cięgnami (kanałami kabli);
a_d	– wymiar obliczeniowy;	c_v	– prześwit w pionie między cięgnami (kanałami kabli);
a_e	– ugięcie doraźne (sprężyste);	d	– wysokość użyteczna przekroju;
$a(g)$	– ugięcie od ciężaru własnego;	d_g	– największa nominalna średnica ziarna kruszywa;
$a(l)$	– ugięcie od długotrwałych składników obciążenia;	d_i	– wysokość użyteczna przekroju zespolonego;
$a(p)$	– ugięcie doraźne od sprężenia;	e	– mimośród;
$a(s)$	– ugięcie od krótkotrwałych składników obciążenia;	e_0	– mimośród siły podłużnej od obciążeń względem osi ciężkości przekroju;
a_i	– ugięcie elementu zespolonego;	e_p	– mimośród dolnego cięgna wypadkowego względem osi ciężkości przekroju betonu;
a_k	– wymiar charakterystyczny;	e'_p	– mimośród górnego cięgna wypadkowego względem osi ciężkości przekroju betonu;
a_m	– ugięcie montażowe;	e_{p0}	– mimośród cięgna wypadkowego względem osi ciężkości przekroju końcowego;
a_n	– wymiar nominalny;	e_{tot}	– mimośród całkowity, uwzględniający wpływ smukłości;
a_p	– otulina wypadkowego cięgna w strefie dolnej;	f	– wytrzymałość materiału;
a'_p	– otulina wypadkowego cięgna w strefie górnej;	f_c	– wytrzymałość betonu na ściskanie;
a_s	– otulina wypadkowego zbrojenia zwykłego w strefie dolnej;	f_{cd}	– obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie;
a'_s	– otulina wypadkowego zbrojenia zwykłego w strefie górnej;	f_{cd0}	– obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie w stadium realizacji;
a_{sl}	– poślizg cięgien w zakotwieniach;	f_c^G	– gwarantowana wytrzymałość betonu na ściskanie (z badań na kostkach);
$a_{0,sl}$	– poślizg cięgien w uchwytach technologicznych (strunobeton);	f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie;
b	– szerokość; wysuw prasy naciągowej;	f_{cm}	– średnia wytrzymałość betonu na ściskanie;
b_f	– szerokość półki dolnej przekroju dwuteowego;	f_{cn}	– wytrzymałość nadbetonu na ściskanie;
b'_f	– szerokość półki górnej przekroju dwuteowego;	f_{ct}	– wytrzymałość betonu na rozciąganie;
b_{eff}	– szerokość współpracująca betonu uzupełniającego w przekroju zespolonym;		
b_j	– szerokość pola powierzchni styku prefabrykatu z betonem uzupełniającym;		
b_w	– szerokość ścianki przekroju dwuteowego;		

f_{ctd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie;	h_{ct} – efektywna wysokość strefy rozciąganej;
f_{ctk} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie;	h_i – wysokość przekroju zespolonego;
f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie;	h_f – wysokość półki dolnej przekroju dwuteowego;
f'_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie w złożonym stanie naprężenia;	h'_f – wysokość półki górnej przekroju dwuteowego;
f_{ctr} – wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu;	h_n – wysokość nadbetonu w przekroju zespolonym;
f_{cT} – wytrzymałość betonu na ściskanie w temperaturze T;	h_z – wysokość bloku zastępczego;
f_{cud} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na docisk;	j – liczba dni;
f_m – wytrzymałość średnia;	k – naprężenie dopuszczalne ogólnie (w formacji naprężeń dopuszczalnych);
f_p – wytrzymałość stali sprężającej;	l – długość;
$f_{p0,01}$ lub $f_{p0,02}$ – umowna granica sprężystości stali sprężającej;	l_c – głębokość oparcia;
$f_{p0,01k}$ lub $f_{p0,02k}$ – charakterystyczna umowna granica sprężystości stali sprężającej;	l_0 – długość obliczeniowa słupa; odległość między punktami zerowymi momentów;
$f_{p0,1}$ lub $f_{p0,2}$ – umowna granica plastyczności stali sprężającej;	l_{eff} – rozpiętość obliczeniowa;
$f_{p0,1k}$ lub $f_{p0,2k}$ – charakterystyczna umowna granica plastyczności stali sprężającej;	l_{bp} – długość zakotwienia cięgna sprężającego przez przyczepność;
f_{pd} – obliczeniowa wytrzymałość stali sprężającej na rozciąganie;	l_p – długość strefy zaburzeń;
f_{pk} – charakterystyczna wytrzymałość stali sprężającej na rozciąganie;	m – moment zginający na jednostkę długości; wartość bezwzględna stosunku momentów obliczeniowych minimalnego do maksymalnego;
f_y – wytrzymałość stali zwykłej na rozciąganie (granica plastyczności);	n – liczba cięgien; liczba cykli; liczba próbek;
f_{yc} – wytrzymałość stali zwykłej na ściskanie;	n_E – stosunek modułów sprężystości betonów w przekroju zespolonym;
f_{ycd} – obliczeniowa wytrzymałość stali zwykłej na ściskanie;	n_f – stosunek obliczeniowych wytrzymałości betonów w przekroju zespolonym;
f_{yd} – obliczeniowa wytrzymałość stali zwykłej na rozciąganie;	n_1 – liczba drutów lub splotów w cięgnię;
f_{yk} – charakterystyczna wytrzymałość stali zwykłej na rozciąganie;	n_2 – liczba drutów lub splotów w cięgnię dociskających do podłoża;
f_{ywd} – wytrzymałość obliczeniowa zbrojenia poprzecznego;	n_l – liczba cięgien naciąganych w pierwszym etapie;
g – jednostkowe obciążenie stałe;	p_p – nacisk zakrzywionego cięgna na beton;
h – wysokość przekroju; grubość płyty;	q – jednostkowe obciążenie zmienne;
	r – promień krzywizny (kabla);
	s – odchylenie standardowe; rozstaw osiowy wkładki zbrojenia;



- s_1 – rozstaw strzemion;
 s_f – odchylenie standardowe wytrzymałości;
 s_r – odstęp między rysami;
 s_{rm} – średni odstęp między rysami;
 t – czas; wiek betonu w chwili obciążenia;
 t_p – czas od operacji naciągu do przekazania sprężenia na beton (strunobeton);
 u – obwód;
 v – odległość środka ciężkości przekroju od dolnej krawędzi; współczynnik zmienności;
 v' – odległość środka ciężkości przekroju od górnej krawędzi;
 $v_i (v'_i)$ – odległość środka ciężkości przekroju zespolonego od dolnej (górnej) krawędzi;
 w – szerokość rozwarcia rysy;
 w_{lim} – dopuszczalna szerokość rozwarcia rysy;
 x – wysokość górnej strefy ściskanej przekroju (w stadium eksploatacji);
 x' – wysokość dolnej strefy ściskanej przekroju (w stadium realizacji);
 x_0 – odległość środka ciężkości górnej strefy ściskanej od krawędzi przekroju; zasięg wpływu poślizgu w zakotwieniach;
 x'_0 – odległość środka ciężkości dolnej strefy ściskanej od krawędzi przekroju;
 x_l – połowa długości środkowego odcinka belki o stałych parametrach sprężenia;
 z – ramię sił wewnętrznych w przekroju zginanym;
 A – pole powierzchni przekroju; obciążenie wyjątkowe;
 A_c – pole powierzchni przekroju betonu;
 A_{cc} – pole powierzchni ściskanej części przekroju betonu w górnej strefie;
 A'_{cc} – pole powierzchni ściskanej części przekroju betonu w dolnej strefie;
 A_{cn} – pole powierzchni betonu netto; pole przekroju nadbetonu;
 A_{co} – pole powierzchni docisku;
 A_{cs} – pole powierzchni przekroju sprowadzonego w strunobetonie ($A_c + \alpha_e A_p$);
 $A_{ct,eff}$ – efektywne pole powierzchni strefy rozciąganej;
 A_{c1} – pole powierzchni rozdziału;
 A_d – pole powierzchni przekroju kanału kablowego;
 A_j – pole powierzchni styku betonów w elemencie zespolonym;
 A_p – pole powierzchni przekroju stali sprężającej;
 A'_p – pole powierzchni przekroju stali sprężającej w górnej strefie;
 A_{pn} – pole powierzchni przekroju stali sprężającej przypisanej nośności nadbetonu;
 A_{p1} – pole powierzchni przekroju jednego cięgna;
 A_{pl} – pole powierzchni przekroju cięgien naciąganych w pierwszym etapie;
 A_{pr} – pole powierzchni przekroju stali sprężającej z warunku rysoodporności;
 $A_{p,cal}$ – obliczone (wymagane) pole przekroju stali sprężającej;
 A_s – pole powierzchni przekroju stali zwykłej w strefie rozciąganej;
 A'_s – pole powierzchni przekroju stali zwykłej w strefie ściskanej;
 $A_{s,min}$ – minimalne pole powierzchni przekroju stali zwykłej;
 A_{sw} – pole powierzchni przekroju zbrojenia poprzecznego;
 A_{sw1} – pole powierzchni przekroju pionowych gałęzi jednego strzemienia;
 B – sztywność zginania; (także oznaczenie klasy betonu, np. B40)*;
 B_c – sztywność zginania przekroju betonowego;
 B_{cr} – sztywność elementu w fazie zarysowania;
 B_{cs} – sztywność zginania przekroju sprowadzonego w strunobetonie;

^{*)} Uwaga: przy cytowaniu przepisów europejskich lub bazujących na nich publikacji zachowano przyjmowane tam symbole klasy betonu, np. C50/60, co oznacza beton zwykły o wytrzymałości charakterystycznej walcowej 50 MPa lub kostkowej 60 MPa. Nie znajduje to jeszcze bezpośredniego odniesienia do klas betonu przyjętych w polskiej normie [N1], natomiast znalazło się już w normie materiałowej PN-EN 206-1 [N3].



B_i	– sztywność zginania przekroju współpracującego w elemencie zespolonym;	K_{u1}	– podstawowa kombinacja obciążeń;
B_l	– sztywność przekroju niezarysowanego;	K_{u2}	– wyjątkowa kombinacja obciążeń;
B_{II}	– sztywność przekroju zarysowanego;	L	– długość całkowita; odległość między uchwytami naciągowymi;
C	– wielkość stała; oznaczenie klasy betonu określanej na podstawie próbek walcowych;	M	– moment zginający;
E	– moduł sprężystości;	M'	– najmniejszy moment zginający;
E_c	– moduł sprężystości betonu;	M_d	– moment zginający od obciążeń obliczeniowych;
E_{cd}	– obliczeniowy moduł sprężystości betonu;	M_{de}	– moment dekompresji;
E_{co}	– początkowy (styczny) moduł sprężystości betonu;	M_g	– moment zginający od ciężaru własnego;
E_{cm}	– średni (sieczny) moduł sprężystości betonu;	M_k	– moment zginający od obciążeń charakterystycznych;
E_{cn}	– moduł sprężystości nadbetonu;	M_l	– moment zginający od obciążeń długotrwałych;
$E_{c,dyn}$	– dynamiczny moduł sprężystości betonu;	M_{cr}	– moment rysujący;
E_{cT}	– moduł sprężystości betonu w temperaturze T ;	M'_{cr}	– moment rysujący dla górnej krawędzi przekroju;
E_p	– moduł sprężystości stali sprężającej;	M_m	– moment zginający w stanie montażowym;
E_{pd}	– obliczeniowy moduł sprężystości stali sprężającej;	M_{nd}	– część momentu obliczeniowego przenoszona przez nadbeton w przekroju zespolonym;
E_s	– moduł sprężystości stali zwykłej;	M_R	– moment niszczący;
F	– obciążenie ogólnie; (także symbol stopnia mrozoodporności);	M_{Rd}	– obliczeniowa wartość nośności przekroju na zginanie;
F_d	– obciążenie obliczeniowe;	M_{sc}	– moment względem osi zbrojenia ścianki;
F_f, F_p, F_c	– krótkotrwała, długotrwała i kombinacyjna wartość obciążenia;	M_{Sd}	– obliczeniowa wartość momentu zginającego od obciążeń zewnętrznych;
F_k	– obciążenie charakterystyczne;	$M_{Sd,lt}$	– obliczeniowa wartość momentu zginającego od stałych obciążeń zewnętrznych;
G	– obciążenie stałe;	M_{tr}	– moment zginający w czasie transportu;
I	– moment bezwładności;	M_w	– moment wzbudzony;
I_c	– moment bezwładności przekroju betonu;	N	– siła podłużna;
I_{cs}	– moment bezwładności sprowadzonego przekroju w strunobetonie;	N_{crit}	– siła krytyczna;
I_i	– moment bezwładności przekroju współpracującego w elemencie zespolonym;	$N_{crit,d}$	– obliczeniowa siła krytyczna;
K_s	– kombinacja obciążeń do sprawdzania stanu granicznego użytkowania;	N_{lt}	– siła podłużna od obciążeń długotrwałych;
K_{s1}	– długotrwała kombinacja obciążeń;	N_{Sd}	– obliczeniowa wartość siły podłużnej od obciążeń zewnętrznych;
K_{s2}	– krótkotrwała kombinacja obciążeń;	$N_{Sd,lt}$	– obliczeniowa wartość siły podłużnej od stałych obciążeń zewnętrznych;
K_u	– kombinacja obciążeń do sprawdzania stanu granicznego zniszczenia;		

N_i – siła osiowa rozciągająca;	S – siła wewnętrzna od obciążeń zewnętrznych; moment statyczny; stan konstrukcji;
N_{id} – obliczeniowa siła osiowa rozciągająca;	S_c – wypadkowa naprężeń ściskających w betonie;
N_{i1} – siła osiowa rozciągająca w pierwszym etapie;	S_d – siła wewnętrzna od obciążeń obliczeniowych;
N_{id1} – obliczeniowa siła osiowa rozciągająca w pierwszym etapie;	S_k – siła wewnętrzna od obciążeń charakterystycznych;
P – siła sprężająca ogólnie;	S_{lim} – uogólniona siła wewnętrzna w stanie granicznym;
P_{cr} – siła sprężająca obliczona z warunku zarysowania;	S_m – siła wewnętrzna od obciążeń średnich;
P_{cr1} – siła sprężająca obliczona z warunku zarysowania w pierwszym etapie;	S_0 – moment statyczny części przekroju nad osią geometryczną;
P_d – obliczeniowa siła sprężająca ogólnie;	S_{i1} – wypadkowa rozciągań wgłębnych w strefie zakotwień;
P_t, P_{eff} – siła sprężająca trwała, po wszystkich stratach;	S_{i2} – wypadkowa rozciągań przyczółowych w strefie zakotwień;
P_i – siła sprężająca wstępna, po stratach doraźnych;	S_{i3} – wypadkowa rozciągań przynaroznych w strefie zakotwień;
P_{i1} – siła sprężająca wstępna, po stratach doraźnych, w pierwszym etapie;	S_r – wypadkowa naprężeń rozwarstwiających;
P_k – charakterystyczna siła sprężająca;	S – stan konstrukcji (ogólnie);
P_{pr} – pierwotna siła naciągu (prześciowa);	S_{dop} – stan dopuszczalny konstrukcji;
P_0 – początkowa siła na czynnym końcu ciągu (kabla) bezpośrednio po naciągu;	S(τ) – chwilowy stan konstrukcji;
$P_{0,max}$ – maksymalna dopuszczalna wartość siły początkowej;	T – temperatura; okres czasu;
Q – obciążenie zmienne;	T_r – okres powrotu;
Q_1 – najniekorzystniejsze obciążenie zmienne;	V – siła poprzeczna; objętość; pionowa składowa siły;
Q_d – obliczeniowe obciążenie zmienne;	V_p – składowa pionowa siły sprężającej;
Q_t, Q_p, Q_c – krótkotrwała, długotrwała i kombinacyjna wartość obciążenia zmiennego;	V_{red} – zredukowana siła poprzeczna;
Q_k – charakterystyczne obciążenie zmienne;	V_{sd} – obliczeniowa siła poprzeczna od obciążeń zewnętrznych = $V(K_{d1})$;
Q_l – obciążenie zmienne długotrwałe;	V_{su} – objętość stali w uzwojeniu;
Q_s – obciążenie zmienne krótkotrwałe;	V_{Rd1} – siła poprzeczna przenoszona przez beton;
R – nośność konstrukcji; reakcja; siła wypadkowa;	V_{Rd2} – siła poprzeczna przenoszona przez ukośne słupki („krzyżulce”) betonowe;
R_d – obliczeniowa nośność konstrukcji;	V_{Rd3} – siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona;
R_k – charakterystyczna nośność konstrukcji;	W – wskaźnik zginania przekroju;
R_m – średnia nośność konstrukcji;	W_c – wskaźnik zginania dla dolnego włókna przekroju betonowego;
RH – wilgotność względna;	

W'_c	– wskaźnik zginania dla górnego włókna przekroju betonowego;	ε_{pu}	– krańcowe odkształcenie stali sprężającej;
W_{cs}	– wskaźnik zginania dla przekroju wprowadzonego w strunobetonie (patrz A_{cs});	η	– współczynnik smukłości elementu ściskanego;
W_l	– wskaźnik zginania dla przekroju współpracującego w elemencie zespolonym;	η_p	– współczynnik korekcyjny do wytrzymałości drutów i lin ze stali o wysokiej wytrzymałości ze względu na charakter ich zachowania się w konstrukcji;
α	– kąt nachylenia pojedynczego lub wypadkowego ciągu względem osi; stosunek wielkości geometrycznych; współczynnik redukujący wytrzymałość obliczeniową betonu na ściskanie;	η_{pb}	– współczynnik redukcyjny przyczepności stali sprężającej;
α_e	– stosunek modułów sprężystości betonu i stali;	ϑ_t	– procentowa część straty od relaksacji stali w czasie t_p ;
α_{pT}	– współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej stali sprężającej;	κ	– niezamierzony kąt sfalowania trasy ciągu (na jednostkę długości);
α_T	– współczynnik liniowej rozszerzalności termicznej;	λ	– współczynnik przewodności cieplnej; współczynnik oporu na długości ciągu ($\lambda = \mu \kappa$);
β	– wskaźnik tęgości przekroju; współczynnik określający część obliczeniowej siły poprzecznej przypadającej na nadbeton;	μ	– współczynnik tarcia ciągów o ścianki kanału;
β_1, β_2	– współczynniki do obliczania szerokości rozwarcia rys;	ν	– wskaźnik zmienności;
γ	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa;	ν_c	– współczynnik odkształcenia poprzecznego betonu (Poissona);
γ_c	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu;	ν_{cu}	– współczynnik korekcyjny wytrzymałości obliczeniowej betonu przy działaniu obciążeń miejscowych;
γ_p	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali sprężającej;	ξ	– względna wysokość górnej strefy ściskanej betonu;
γ_s	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali zwykłej;	ξ'	– względna wysokość dolnej strefy ściskanej betonu;
γ_F	– częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń (γ_G, γ_Q);	ξ_{lim}	– graniczna względna wysokość górnej strefy ściskanej betonu;
ε	– odkształcenie liniowe;	ξ'_{lim}	– graniczna względna wysokość dolnej strefy ściskanej betonu;
ε_c	– odkształcenie betonu przy ścisaniu;	ρ	– geometryczny stopień zbrojenia (A_s/A_c); gęstość masy;
ε_{cc}	– odkształcenie pełzania betonu;	ρ_c	– gęstość objętościowa betonu;
ε_{cs}	– odkształcenie skurczu betonu;	ρ_j	– stopień zbrojenia zszywającego w elemencie zespolonym;
ε_{ct}	– odkształcenie betonu przy rozciąganiu;	ρ_{min}	– minimalny stopień zbrojenia;
ε_{ctu}	– krańcowe odkształcenie betonu przy rozciąganiu;	ρ_p	– stopień zbrojenia sprężającego;
ε_{cu}	– krańcowe odkształcenie betonu przy ścisaniu;	ρ_r	– stopień zbrojenia poprzecznego na rozwarstwienie;
ε_e	– odkształcenie doraźne (sprężyste);	ρ_w	– stopień zbrojenia strzemionami;
ε_p	– odkształcenie stali sprężającej;	σ	– naprężenie normalne;

σ_c – naprężenie ściskające w betonie;	σ_N – nacisk normalny do powierzchni styku;
σ_{cp} – naprężenie w betonie przekroju wywołane sprężeniem;	τ – czas trwania obciążenia; naprężenie styczne;
σ_{cs} – naprężenie w betonie przekroju sprężonego wywołane obciążeniami zewnętrznymi;	τ_r – naprężenie rozwarstwiające;
σ_{cv} – intensywność sprężenia na krawędzi dolnej;	τ_R – wytrzymałość betonu na ścinanie;
$\sigma_{c,lim}$ – naprężenie dopuszczalne w betonie ściskanym;	τ_{Rd} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na ścinanie;
$\sigma_{ct,lim}$ – naprężenie dopuszczalne w betonie rozciąganym;	τ_{Rdj} – wytrzymałość obliczeniowa na ścinanie w płaszczyźnie styku elementu zespolonego;
σ_{cu} – naprężenie ściskające w betonie, odpowiadające krańcowemu odkształceniu ε_{cu} ;	τ_{Sdj} – podłużne naprężenie ścinające w płaszczyźnie styku elementu zespolonego;
σ_g – naprężenie główne;	φ_A, φ_B – kąty obrotu przekrojów podporowych;
σ_p – naprężenie w cięgnach sprężających (ogólnie); naprężenie trwałe w cięgnach sprężających (po stratach opóźnionych);	ψ – współczynnik określający wartości reprezentatywne obciążenia zmiennego (ψ_0, ψ_1, ψ_2);
σ'_p – naprężenie w cięgnach sprężających w strefie ściskanej;	ω_u – współczynnik zwiększający wytrzymałość betonu na docisk;
σ_{pc} – naprężenie w stali sprężającej w strefie ściskanej, w stanie granicznym złamania;	ΔP_0 – straty siły naciągu przed kotwieniem;
σ_{pi} – naprężenie wstępne w cięgnach sprężających (po stratach doraźnych);	ΔP_i – straty doraźne sprężenia;
$\sigma_{p,lim}$ – naprężenie dopuszczalne trwałe w cięgnach (po stratach opóźnionych);	$\Delta P_{i,sl}$ – strata od poślizgu w zakotwieniach;
$\sigma_{pi,lim}$ – naprężenie dopuszczalne wstępne w cięgnach (po stratach doraźnych);	$\Delta P_{i,c}$ – strata od skrótu sprężystego betonu;
$\sigma_{p0,lim}$ – naprężenie dopuszczalne początkowe w cięgnach, w chwili naciągu cięgien;	ΔP_t – straty opóźnione sprężenia;
σ_t – naprężenie rozciągające;	$\Delta P_{t,r}$ – strata od relaksacji stali;
	$\Delta P_{t,s+c}$ – strata od skurczu i pełzania betonu;
	ϕ_c – współczynnik pełzania betonu;
	θ – suma kątów zakrzywienia trasy kabla (w radianach);
	\emptyset – średnica pręta lub obrysu cięgna sprężającego;
	\emptyset_d – średnica kanału kablowego.

1. Wprowadzenie

1.1. Istota sprężenia

Przed wprowadzeniem do praktyki pomysłu sprężenia, projektant konstrukcji przy dużym obciążeniu elementu mógł wykorzystać jedną z trzech możliwości:

- przyjęcie dużego przekroju (pociągało to przyrost ciężaru własnego),
- zmianę kształtu, rozpiętości lub schematu statycznego,
- zastosowanie materiału o większej wytrzymałości.

W połowie XX wieku projektant uzyskał jeszcze jedną, bardziej nowoczesną możliwość, jaką jest aktywna odpowiedź na obciążenie zewnętrzne za pomocą wstępnie wywołanego obciążenia przeciwnego, zwanego sprężeniem. Ogólną definicję formułuje się następująco:

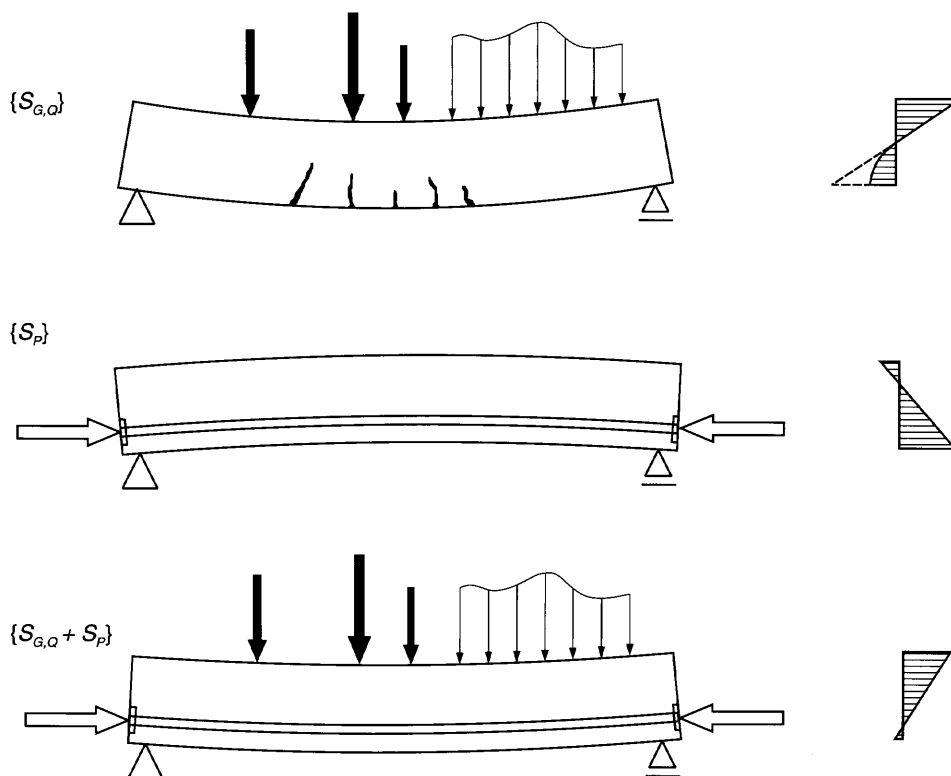
Sprężenie jest to wprowadzenie do konstrukcji wstępnego układu sił wewnętrznych $\{S_p\}$, który tak przeciwdziała niebezpiecznemu układowi sił od obciążeń zewnętrznych

$\{S_{g,o}\}$, że łączne działanie tych układów konstrukcja przeniesie bezpiecznie.

Przykładem ilustrującym istotę sprężenia jest belka żelbetowa ulegająca zarysowaniu i silnie uginająca się pod obciążeniem, która w wyniku mimośrodowo przyłożonej siły sprężającej, przenosi to samo lub większe obciążenie, bez zarysowań i nadmiernych ugięć (rys.1-1).

Zabieg przeciwdziałania skutkom obciążeń zewnętrznych, zgodny z powyższą definicją, może być w bardzo różnych formach stosowany, jednak aspekty ekonomiczne sprawiają, że w większości zastosowań chodzi o eliminację zarysowań w elementach z materiałów kruchych lub o łączenie konstrukcji składanej z prefabrykatów.

Ponieważ współcześnie dominującą dziedzinę zastosowań sprężenia stanowią konstrukcje, których podstawowym materiałem jest beton, dlatego potocznie konstrukcje z betonu sprężonego nazywane są w skró-



Rys. 1-1. Efekt sprężenia na przykładzie belki żelbetowej

cie konstrukcjami sprężonymi. Znane są jednak bardzo udane realizacje sprężenia przy wzmacnianiu konstrukcji kamiennych, lub w obiektach stalowych, zwłaszcza o złożonej, przestrzennej konstrukcji. Najczęściej, sprężanie konstrukcji stalowych ma na celu wywołanie w wiotkich elementach, którym grozi

utrata stateczności, wstępnych sił rozciągających. Najbardziej rozpowszechnionym przykładem metalowych konstrukcji sprężonych są koła rowerowe. Są to jednak istotnie odmienne zagadnienia i dlatego problemy omówione w tej pracy dotyczą tylko betonowych konstrukcji sprężonych.

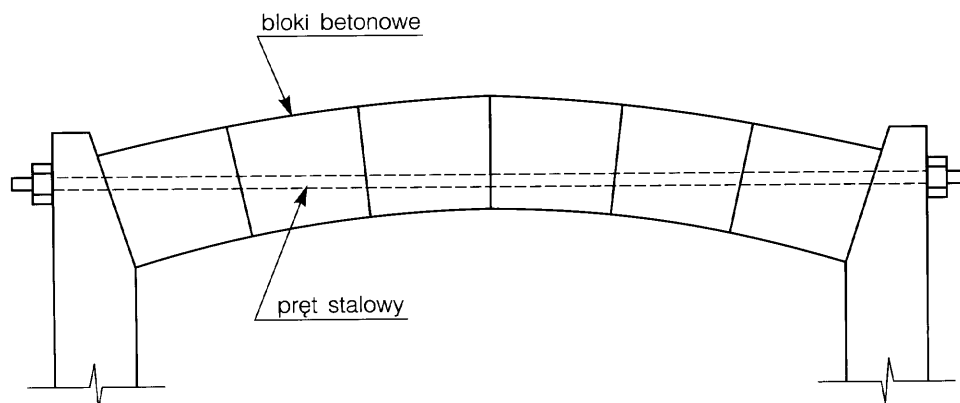
1.2. Zarys historii

Mniej lub bardziej świadomie stosowano sprężanie już od tysiącleci, w postaci różnych zabiegów mających na celu wzmocnienie, połączenie lub uszczelnienie elementów. W ten sposób powstały w starożytnym Egipcie łodzie z trzciny o kadłubach wstępnie napiętych, w celu zwiększenia odporności na falowanie.

Nieco później stosowano namaczanie łodzi o kadłubach złożonych z listew drewnianych, przez co – dzięki pęcznieniu drewna – uzyskiwano ścisłe przyleganie elementów i w efekcie dobrą szczelność. Dawny producent kół drewnianych, czyli kołodziej, nasuwając na koło rozgrzaną obręcz metalową, tak, aby stygnąc ścisnęła drewniane elementy, dokonywał faktycznie sprężenia (sprężenie termiczne). Podobnie bednarz, obsuwając obręcz wokół beczki przez ich pobijanie w kierunku zwiększonego obwodu, sprężał tak skutecznie klepki drewnia-

ne, że styki stawały się szczelne, a cała beczka odporna na ciśnienie i uderzenia (sprężenie geometryczne).

Przeniesienie tych pomysłów i prostych zabiegów na konstrukcje z betonu nastąpiło w niedługim czasie po pierwszych zastosowaniach żelbetu w XIX wieku. Próbowano bowiem już od początku wyeliminować wady żelbetu, zwłaszcza jego małą odporność na zarysowanie. Pierwsze opatentowane pomysły powstały niezależnie niemal jednocześnie w Stanach Zjednoczonych (*P.H. Jackson* – 1886; rys. 1-2) i w Europie (*W. Döhring* – 1888). Jednak przez ponad 40 lat od czasu tych pomysłów, pomimo licznych usiłowań nie udało się zastosować sprężenia betonu na skalę techniczną. Działo się tak wskutek zbyt słabego rozeznania cech materiałów oraz stosowania zwykłej stali zbrojeniowej „miękkiej” jako cięgien sprężających. Duże straty sprężenia, spowodowane



Rys. 1-2. Ilustracja do pierwszego patentu betonowej konstrukcji sprężonej, zgłoszonego przez Jacksona (USA, 1886)

opóźnionymi odkształceniami betonu i relaksacją stali, niweczyły niemal całkowicie wstępny naciąg cięgien, z czego długo nie zdawano sobie sprawy.

Za prawdziwego twórcę konstrukcji sprężonych uważa się wybitnego inżyniera francuskiego *Eugène Freyssineta* (1879 – 1962). On to pierwszy zbadał zadowalająco zjawisko pęcznienia betonu i wykazał konieczność stosowania stali o wysokiej wytrzymałości w ciągnach sprężających. *Freyssinet* rozwiązywał następnie kolejno techniczne problemy sprężania i począwszy od 1930 roku stosował sprężenie w coraz śmielszych realizacjach konstrukcyjnych.

Po próbach różnorodnych zastosowań konstrukcji sprężonych w latach 30. XX w., rzeczywisty rozwój tych konstrukcji nastąpił po II wojnie światowej, kiedy to, oprócz gwałtownego postępu w technice, zaistniała potrzeba odbudowy zniszczonych obiektów, a jednocześnie miał miejsce ostry deficyt stali konstrukcyjnej.

W roku 1952 powstało Międzynarodowe Stowarzyszenie Konstrukcji Sprężonych (FIP), patronujące pracom w dziedzinie konstrukcji sprężonych i popularyzujące światowe osiągnięcia na dorocznych sympozjach oraz kongresach organizowanych co 4 lata w różnych częściach świata (X Kongres w New Delhi – 1986, XI Kongres w Hamburgu – 1990, XII Kongres w Waszyngtonie – 1994 i ostatni XIII Kongres FIP w Amsterdamie – 1998). Od maja 1998 r., w wyniku połączenia FIP i CEB, działa nowa organizacja patronująca wszelkim konstrukcjom z betonu – Międzynarodowe Stowarzyszenie Betonu Konstrukcyjnego (*fib*), zrzeszające grupy narodowe w 39 krajach. Pierwszy kongres *fib* odbył się w Osace – 2002.

Wśród licznej grupy badaczy konstrukcji sprężonych, teoretyków i eksperymenta-

torów, którzy przyczynili się do rozwoju i popularyzacji tych konstrukcji w początkowym okresie, na szczególne wyróżnienie obok *E. Freyssineta* zasłużyli: *Y. Guyon* we Francji, *F. Dischinger*, *U. Finsterwalder*, *E. Mörsch* i *F. Leonhardt* w Niemczech, *W.W. Michajłow* w Rosji, *T.Y. Lin* i *B.C. Gerwick* w USA, *G. Magnel* w Belgii i *P.W. Abeles* w Wielkiej Brytanii.

W naszym kraju konstrukcje sprężone wprowadzono na początku lat 50., lecz ich rozwój był powolny i nierównomierny, na ogół nienadążający za postępem światowym w praktycznych zastosowaniach. W Polsce ujawniła się i narastała dysproporcja między twórczą teorią konstrukcji sprężonych (*W. Olszak*, *S. Kaufman*, *Cz. Eimer*), a doświadczeniem technologicznym i praktycznymi realizacjami. Niemniej, były prowadzone liczne próby zastosowań konstrukcji sprężonych, pierwotnie głównie w ośrodku warszawskim (zapoczątkowane przez *T. Kluza*), a później także w ośrodkach gliwickim, krakowskim i innych. Począwszy od połowy lat 50. stosowano w naszym kraju na masową skalę prefabrykaty sprężone – dźwigary i płyty dachowe lub stropowe, belki podsuwnicowe, później podkłady kolejowe, słupy trakcyjne i telekomunikacyjne, rury i inne. Były także, podobnie jak w całym świecie, zastosowania nieudane, głównie wskutek wad wykonawczych.

Współcześnie mamy w kraju, począwszy od początku lat 90., pełny kontakt z techniką światową, także za sprawą powstałych w kraju przedstawicielstw dużych firm międzynarodowych, wyspecjalizowanych w konstrukcjach sprężonych – *BBR*, *Freyssinet International*. Dzięki tej współpracy realizowane są śmiałe konstrukcje, w tym duże mosty i zbiorniki z zastosowaniem nowoczesnych systemów sprężenia.

1.3. Klasyfikacja konstrukcji sprężonych

Różnorodność konstrukcji budowlanych, w których próbowano z powodzeniem stosować sprężenie sprawiła, że rozpowszechniło się wiele metod realizacji sprężenia, znacznie różniących się pod względem technologicznym. Metody te można sklasyfikować w trzech grupach:

- 1) Sprężanie za pomocą cięgien, polegające na wzdłużnym naciągu wybranego typu zbrojenia stalowego (druty, sploty, pręty, liny, kable) lub niemetalicznego (pręty lub kable z włókien szklanych, węglowych lub aramidowych) i kotwieniu tych cięgien na ich końcach.

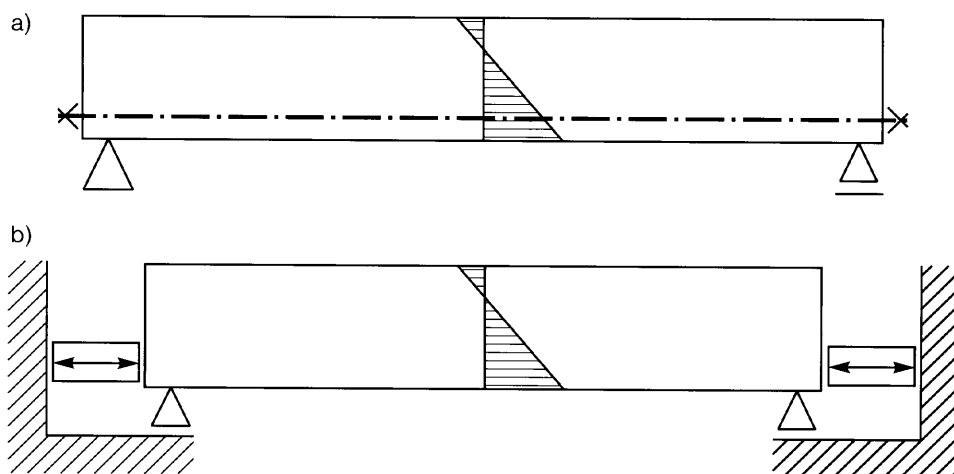
Cięgna te poddaje się naciągowi:

- a) przed zabetonowaniem elementu, w oparciu o silną konstrukcję zewnętrzną – potocznie określa się to jako *strunobeton*,
 - b) po zabetonowaniu, w oparciu o stwardniały beton samego sprężanego elementu – co nazywa się skrótowno *kablobeton*.
- 2) Sprężenie bez cięgien, polegające na wywołaniu reakcji między masywnymi zewnętrznymi oporami a sprężanym elementem, za pomocą pras, klinów lub ekspansji betonu.

- 3) Sprężenie przez zabiegi specjalne, za pomocą cięgien naciąganych sposobami odmiennymi niż wzdłużny naciąg w metodach grupy (1).

O rozkładzie naprężeń w elemencie decyduje nie sposób realizacji naciągu, lecz wartość siły sprężającej i jej mimośród, a zatem z tego punktu widzenia, w zakresie sprężystej pracy elementu, nie ma praktycznie różnic pomiędzy wymienionymi powyżej trzema grupami. Istotne natomiast różnice występują między elementami sprężonymi z użyciem metod należących do poszczególnych grup, z punktu widzenia stanów granicznych. Najistotniejsze z tych różnic istnieją między metodami sprężania grupy (1) – rysunek 1-3a i grupy (2) – rysunek 1-3b.

Pierwsza grupa metod sprężania dominuje w praktyce, a wyróżniane umownie dwie technologie – *strunobeton* i *kablobeton* – wzajemnie się uzupełniają w zastosowaniach technicznych. Podobnie jak powszechnie używane w kraju określenie *żelbet* jest w istocie technicznym archaizmem, również nazwy dwóch dominujących technologii mają jedynie uzasadnienie historyczne, związane



Rys. 1-3. Sposoby realizacji sprężenia: a) za pomocą cięgien, b) za pomocą pras zewnętrznych

z typami cięgien w pierwszych realizacjach (jeszcze z lat 30.). Współcześnie kryterium podziału stanowi przede wszystkim termin dokonywania naciągu: przed betonowaniem – w strunobetonie i po zabetonowaniu – w kablobetonie. Porównanie cech tych dwóch podstawowych technologii zawarto w tablicy 1-1.

Pod względem ilościowym przewagę ma strunobeton, z racji masowości produkcji (około 2/3 całkowitej kubatury betonu sprężonego na świecie realizuje się w tej technologii), choć w poszczególnych krajach występują wyraźne różnice proporcji. Kablobeton jest technologią bardziej uniwersalną, łatwą do dostosowania do indywidualnych rozwiązań i nieco oszczędniejszą pod względem zużycia materiałów. W tej właśnie technologii naciągu realizowane są najsmielsze, pod względem smukłości i rozpiętości lub wysokości, konstrukcje z betonu.

Drugim, obok metody sprężenia, kryterium klasyfikacji konstrukcji sprężonych jest intensywność sprężenia. Jest bowiem oczywiste, że ten sam element może być sprężony z różną intensywnością, czyli mogą być w betonie wstępnie wywołane naprężenia

o różnej wartości. Intensywność sprężenia wyrażana jest umownie stopniem zabezpieczenia przed zarysowaniem (patrz p. 5.5.3). Wyróżnia się cztery przypadki:

- *super-pełne sprężenie*, kiedy pod działaniem podstawowej kombinacji obciążeń nie występują w przekrojach naprężenia rozciągające (kategoria rysoodporności **1a**),
- *pełne sprężenie*, kiedy pod działaniem kombinacji krótkotrwałej nie występują rysy, a naprężenia rozciągające nie przekraczają wytrzymałości betonu na rozciąganie (kategoria rysoodporności **1b**),
- *ograniczone sprężenie*, kiedy pod działaniem długotrwałej kombinacji obciążeń nie występują w przekrojach naprężenia rozciągające (warunek dekompresji), a pod krótkotrwałą kombinacją obciążeń, rysy nie przekraczają wartości dopuszczalnej $w_{lim} = 0,2$ mm (kategoria **2a**),
- *częściowe sprężenie*, kiedy rezygnuje się z warunku dekompresji i dopuszcza pod działaniem krótkotrwałej kombinacji obciążeń do wystąpienia w przekroju niewielkich rozciągań, powodujących rysy nieprzekraczające $w_{lim} = 0,2$ mm (kategoria **2b**).

Tablica 1-1. Porównanie cech elementów strunobetonowych i elementów/konstrukcji kablobetonowych

Cecha	Strunobeton	Kablobeton
Naciąg cięgien	przed betonowaniem elementu	po zabetonowaniu elementu
Zakotwienie	przez przyczepność	dociskowe
Miejsce sprężania	w wytwórni stałej	w wytwórni lub na budowie
Trasa cięgien	prosta lub łamana wewnątrz obrysu elementu	dowolnie zakrzywiona, także na zewnątrz elementu
Transport	w całości	w całości lub w segmentach
Długość elementów	do 24 m, wyjątkowo rzędu 40 m	dowolna, raczej ponad 12 m
Zastosowania	płyty pełne lub otworowe, stropowe lub dachowe; belki dachowe, stropowe i mostowe; podkłady kolejowe; słupy trakcyjne	mosty belkowe lub ramowe; zbiorniki; dźwigary dachowe; powłoki jedno- i dwukrzywiznowe; obudowy reaktorów; ściany oporowe i zapory wodne; kotwy gruntowe

1.4. Porównanie konstrukcji sprężonych z żelbetowymi

Konstrukcje sprężone wywodzą się z konstrukcji żelbetowych, a ich rozwój wiązał się z dążeniem do eliminacji wad żelbetu, zwłaszcza zarysowań. Pomimo podobieństwa materiałowego różnice są jednak duże (tablica 1-2). W żelbecie rolę zbrojenia określa się jako bierną, gdyż, siły w zbrojeniu pojawiają się dopiero w chwili obciążenia. W betonie sprężonym rola zbrojenia jest od początku czynna, gdyż niezależnie od obciążeń zewnętrznych, zbrojenie to wywołuje zamierzone siły wstępne.

W zginanych elementach żelbetowych strefa ściskana betonu stanowi w praktyce najwyżej 1/3 wysokości przekroju, a zatem beton w przeważającej części przekroju znajduje się w strefie rozciąganej i w istocie stanowi balast o drugorzędym znaczeniu. W zginanych elementach sprężonych przekroje są mimośrodowo ściskane i w całym praktycznie przekroju działają znaczne naprężenia ściskające.

Wspomniane szczególne warunki pracy konstrukcji sprężonych pozwalają na dobre wykorzystanie w nich materiałów o wysokiej wytrzymałości. Im wyższa wytrzymałość stali wciąganych sprężających, tym mniejszy przekrój tego zbrojenia pozwala na realizację wymaganej siły sprężającej. Brak kontaktu cię-

gien z betonem w chwili naciągu nie ogranicza bowiem odkształceń stali, jak to ma miejsce w żelbecie. Wysoka wytrzymałość betonu daje również bezpośrednią korzyść w postaci wysokich naprężeń, jakie można przy sprężeniu dopuścić w przekroju.

Postęp w metalurgii i technologii betonu sprawił, że przy stosunkowo nieznacznej zwwyżce kosztów uzyskuje się stale i betony o wysokich wytrzymałościach. Wciągach stalowych wytrzymałość na rozciąganie sięga 2500 MPa, a betony osiągają wytrzymałość na ściskanie 100 MPa w powszechnej praktyce i nawet ponad 300 MPa w laboratoriach i prototypowych zastosowaniach.

Takie materiały nie mogą być na ogół efektywnie zastosowane w żelbecie. Stale, niezależnie od wytrzymałości, mają praktycznie jednakowy moduł sprężystości. Tym samym, dopuszczenie wyższych wartości naprężeń w zbrojeniu elementów żelbetowych byłoby niewłaściwe ze względu na towarzyszące temu nadmierne zarysowanie betonu. Podobnie zastosowanie betonu o wyższej wytrzymałości jest zwykle niecelowe, gdyż prowadzi w niewielkim stopniu do redukcji wymiarów przekrojów (wyjątek stanowią tu jedynie krępe słupy).

Tablica 1-2. Porównanie cech konstrukcji żelbetowych i sprężonych

Cecha	Konstrukcje żelbetowe	Konstrukcje sprężone
Wytrzymałość betonu	$f_c = 15$ do 40 MPa	$f_c = 40$ do 100 MPa i więcej
Rodzaj stali	niskowęglowa	wysokowęglowa lub stopowa
Wytrzymałość stali	$f_s = 190$ do 500 MPa	$f_p = 800$ do 1800 MPa
Ciężar konstrukcji (zużycie betonu)	100%	40 do 70%
Zbrojenie główne (zużycie stali)	100%	30 do 50%
Szczelność	ograniczona, niepewna	całkowita przy pełnym sprężeniu
Rysoodporność	rysy występują i pozostają	ograniczona lub pełna; rysy zamykają się
Ogniodporność	bardzo dobra lub dobra	dobra
Odporność zmęczeniowa	dobra do chwili zarysowania	bardzo dobra
Rozpiętości belek	do 30 m	rzędu 300 m

W konstrukcjach sprężonych, wskutek braku kontaktu stali z betonem w chwili naciągu, może być wykorzystana w pełni wyso- ka wytrzymałość stali. W porównaniu z żelbe- tem, w którym w fazie użytkowej naprężenia w zbrojeniu sięgają najwyżej 200 MPa, przy naciągu stali sprężającej stosuje się napręże- nia wstępne rzędu 1200 MPa i więcej. Wyso- ka wytrzymałość betonu nie tylko może być wykorzystana, ale w wielu przypadkach jest ona koniecznością, gdyż warunkuje bezpieczne wprowadzenie dużych sił sprężających.

Należy podkreślić jeszcze inne zalety konstrukcji sprężonych w porównaniu z żel- betowymi:

- zmniejszenie ugięć elementów zginanych dzięki wstępnemu ugięciu odwrotnemu (patrz rys.1-1), a także dzięki znaczne- mu rozszerzeniu przedziału sprężystego zachowania się betonu i wynikającej stąd większej sztywności,
- możliwości trwałego łączenia prefabryko- wanych segmentów z suchymi stykami (rys.1-4),
- smukłe, stosunkowo lekkie elementy, o wysokich walorach estetycznych i funk- cjonalnych.

Rezultatem tych zalet jest z jednej stro- ny możliwość wielokrotnego zwiększenia roz- piętości elementów zginanych, a z drugiej – zapewnienie szczelności rozciąganych czę- ści konstrukcji.

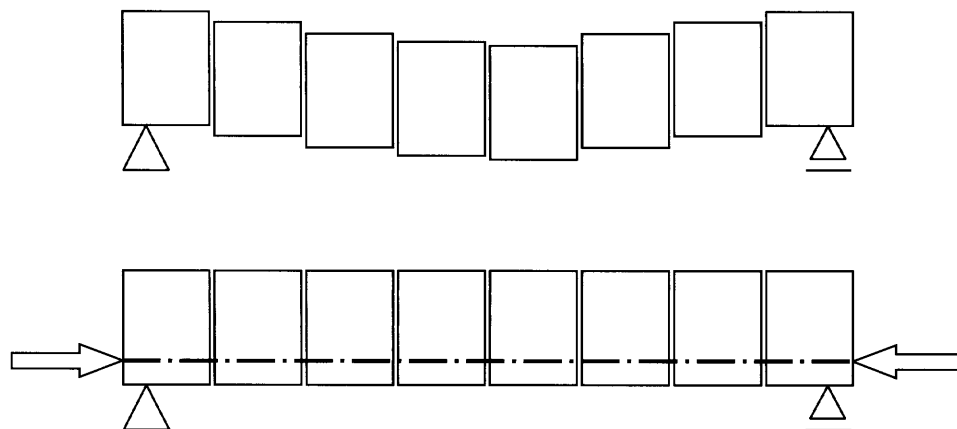
Odporność na korozję konstrukcji sprę- żonych nie może być w podobnie prosty sposób porównywana z żelbetem – może być zarówno lepsza, jak i gorsza. Na po- gorszenie odporności na korozję mają wpływ:

- małe średnice drutów w splotach lub kablach,
- gorsza odporność naturalna stali wyso- kowęglowych,
- wysokie naprężenia w stali,
- brak pełnej przyczepności (kablobeton),
- zagrożenie wadami w zabezpieczeniu czół lub styków,
- usterki iniekcji kanałów (kablobeton).

Odporność na korozję konstrukcji sprę- żonych zwiększają:

- szczelna struktura betonu wysokiej jako- ści,
- brak rys i trwałe ściskania w otulinie,
- wysoka jakość kruszyw i cementów.

Wspomniane tu oszczędności materia- łowe i korzyści techniczne nie muszą się jednak proporcjonalnie odzwierciedlać w efek- tach ekonomicznych, zwłaszcza przy indy- widualnych realizacjach. Konstrukcje sprę- żone wymagają bowiem wysokich kwalifikacji wykonawców, specjalnego sprzętu, wysokiej dokładności i zastrzonej kontroli. Wszelkie usterki wykonawcze i wady materiałowe mają tu znacznie poważniejsze skutki niż w kon- strukcjach żelbetowych. Stosowanie konstrukcji



Rys. 1-4. Belka uzyskana z prefa- brykowanych segmentów w wyni- ku sprężenia

sprężonych wymaga zatem wyższego poziomu technicznego, ale też prowadzi do znacznie nowocześniejszych i śmielszych rozwiązań.

Udział betonu sprężonego w ogólnej produkcji betonu konstrukcyjnego jest nieformalnie, ale konsekwentnie zestawiany i uznawany za miarę poziomu technicznego lub nowoczesności budownictwa w danym kraju. W krajach o szybkim tempie rozwoju w minionych dekadach (Daleki Wschód), udział ten sięgał 20%, a czasem (Singapur około 1990 r.) przekraczał 25%.

Sprzyja temu kilka przyczyn ekonomiczno-technicznych:

- dążenie do mniej materiałochłonnych rozwiązań,
- wykonywanie dużych inwestycji z efektownymi obiektami o dużych rozpiętościach,
- kompleksowa kalkulacja ekonomiczna i dążenie do wysokiej trwałości,
- realizacje w szczególnych warunkach (słabe grunty, tereny sejsmiczne, trudności klimatyczne),

- dostępność w konkurencyjnej ofercie i relatywnie niskie koszty materiałów podstawowych i akcesoriów dodatkowych, a także sprzętu do sprężania konstrukcji.

Sprężenie wkroczyło do wszystkich dziedzin budownictwa, zachowując dominujące znaczenie w tradycyjnych obszarach zastosowań, takich jak mosty, zbiorniki lub przekrycia wielkich rozpiętości. Szczególnie szybki ostatnio rozwój dotyczy zastosowań podziemnych – kotwy sprężone stabilizują ściany oporowe, obudowy tuneli, zapory i nabrzeża.

Postęp w systemach sprężania, dzięki stworzeniu nowych możliwości, stał się w wielu typach obiektów głównym motorem postępu technicznego w ogóle. Dotyczy to zarówno obiektów nowo wznoszonych, jak też wzmacniania konstrukcji istniejących, także zabytkowych. Wzrosła rola sprężenia jako zabiegu tymczasowego, znanego dawniej głównie w budownictwie mostowym; obecnie spręża się duże płyty stropów lub nawierzchni, a także ściany zbiorników w bardzo wczesnym okresie twardnienia, w celu eliminacji zarysowań termicznych i skurczowych.

2. Materiały w konstrukcjach sprężonych

Beton i stal są – podobnie jak w żelbecie – podstawowymi materiałami w betonowych konstrukcjach sprężonych. Wprawdzie coraz częściej czynione są udane próby wprowadzania w miejsce stali materiałów kompozytowych, na bazie włókien szklanych, węglowych lub aramidowych, to jednak dotąd zaledwie w znikomym stopniu zastępują one stal sprężającą.

Trzeba już na wstępie podkreślić, że te podstawowe materiały różnią się od używanych w zwykłych konstrukcjach żelbetowych dość istotnie, przede wszystkim właściwościami wytrzymałościowymi. Charakterystyka materiałów podana w tym rozdziale stanowi więc jedynie krótkie przypomnienie i rozszerzenie informacji znanych z podręczników konstrukcji betonowych i żelbetowych oraz norm i instrukcji badania lub klasyfikacji tych materiałów.

Przy wyborze betonu decydujące zdanie ma projektant konstrukcji, ale w odniesieniu do szczegółów technologicznych wybór ten jest z reguły uzgadniany z wykonawcą, ewentualnym dostawcą betonu towarowego i specjalistycznym laboratorium. W odpowiedzialnych realizacjach lub przy seryjnej produkcji elementów sporządzana jest specyfikacja betonu, dotycząca jego składników, receptur, metod wykonania, transportu oraz kontroli cech technologicznych i wytrzymałościowych. Specyfikacja taka zawiera wariantowe instrukcje, uwzględniające wahania warunków termiczno-wilgotnościowych i zmiany cech składników w określonym zakresie.

Inna sytuacja ma miejsce w przypadku stali, którą jako gotowy produkt o gwarantowanych cechach, dostarcza przemysł metalurgiczny na zamówienie zgodne ze wskazaniem projektanta konstrukcji.

2.1. Beton

2.1.1. Uwagi ogólne

W konstrukcjach z betonu sprężonego dobór tego podstawowego materiału zarówno pod względem rodzaju i cech fizycznych, jak i procesu przygotowania, układania i pielęgnacji, decyduje o efektywności i trwałości całej konstrukcji w stopniu znacznie większym, niż to ma miejsce w żelbecie. Projektant i wykonawca konstrukcji sprężonych powinien zatem dobrze znać zasady i cechy technologiczne betonu.

Fizyczny opis zjawisk, jakie składają się na powstanie z odpowiednio dobranych materiałów sypkich i wody nowego ciała stałego – betonu konstrukcyjnego, wykazującego znaczną wytrzymałość – jest dziedziną technologii betonu. Przypomnijmy, że w stwardniałym betonie wyróżnia się cztery

fazy – stałą, koloidalną, ciekłą i gazową, tworzone przez:

- ziarna kruszywa – spełniające na ogół rolę bierną,
- ziarna cementu – czynne, wchodzące łącznie z wodą początkowo w skład koloidalnej zawiesiny, a następnie w skład szkieletu krystalicznego,
- wodę – chemicznie niezwiązaną, wypełniającą pory,
- pory – pęcherzyki gazowe, głównie powietrza i pary wodnej.

Ta wielofazowa struktura nie jest stała. Przemianom ulega zwłaszcza faza koloidalna i krystaliczna, wskutek upływu czasu, zależnie od stopnia wyężenia oraz warunków cieplno-wilgotnościowych. Sprawia to, że beton jest materiałem niejednorodnym strukturalnie

(w tym samym fragmencie występują wszystkie fazy składowe) i stochastycznie (w różnych fragmentach występuje różny udział poszczególnych faz, zmienny w czasie).

W tej sytuacji opisuje się beton makroskopowo, określając cechy techniczne doświadczalnie, dla umownie ustalonych warunków i okresów badania. W zakresie podstawowych cech mechanicznych betonu charakterystyczny jest brak wyraźnej granicy między zakresem sprężystym a plastycznym, w dodatku z pewnymi zjawiskami cieczy. Jest to więc złożony materiał, określany jako sprężysto-lepkoplastyczny.

Szczegółowe wyjaśnienie zjawisk i zmian strukturalnych w betonie dla różnych okresów twardnienia i poziomów obciążeń nie jest dotychczas jednoznaczne; różne hipotezy przedstawiono przystępnie w monografii [15].

2.1.2. Wymagane cechy betonu

Podstawowe wymagania stawiane betonom stosowanym w konstrukcjach sprężonych, wynikają z samej istoty tych konstrukcji i są praktycznie wspólne dla wszystkich ich zastosowań. Do najważniejszych należą następujące wymagania:

- wysoka wytrzymałość na ściskanie,
- wysoki moduł sprężystości,
- małe odkształcenia opóźnione,
- dobra przyczepność betonu do stali,
- szczelność.

Trzy główne przyczyny dyktują te wymagania – duże naprężenia ściskające w betonie w całych przekrojach elementów, koncentracja naprężeń w strefach przekazywania sił sprężających na beton (przez przyczepność lub docisk) oraz konieczność zabezpieczenia wrażliwych cięgien stalowych przed korozją.

Wysoka wytrzymałość na ściskanie f_c wymagana jest zarówno ze względów tech-

nicznych, gdyż decyduje o prawidłowym przeniesieniu dużych sił sprężających i o ograniczeniu wymiarów przekrojów, jak też ekonomicznych, gdyż wpływa na ciężar konstrukcji i zużycie materiałów. Choć teoretycznie można poddać sprężeniu każdy beton konstrukcyjny, to jednak uważa się za uzasadnione przyjęcie jako dolnej granicy klasy B30 dla konstrukcji kablobetonowych i klasy B37 dla strunobetonowych. Górna granica jest podyktowana w praktyce względami technologicznymi i dostępnością składników o wysokiej jakości. Stosowanie klas betonu powyżej B60, czyli betonów wysokowartościowych (BWW – patrz p. 2.1.10), staje się coraz powszechniejsze, zwłaszcza w konstrukcjach mostowych dużej rozpiętości, w zbiornikach i w sprężonych nawierzchniach lotnisk lub autostrad. Sięga się tu aż do klas B100, a nawet B150. Klasy powyżej B100 (czyli według EC powyżej C90) znalazły się już w normach niektórych krajów europejskich, np. w norweskiej [N16] i niemieckiej [N17]. W normie [N3] dotyczącej betonu ujęto zalecenia sięgające betonów C100/115, a w przepisach projektowania konstrukcji [N12] sięgnięto dotychczas do C90/105.

Betony najwyższych wytrzymałości (osiągano w prototypowych realizacjach już nawet 300 MPa), nazywane betonami ultrawysokowartościowymi (BUWW), wymagają zabiegów technologicznych na tyle złożonych, że ich zastosowanie może być uzasadnione dopiero po szczegółowej analizie technicznej i ekonomicznej.

Bardzo istotnym wymaganiem technicznym odnośnie do wytrzymałości betonu jest stopień jego dojrzałości w chwili przekazywania siły sprężającej. Najczęściej wymaga się, aby beton w chwili sprężenia miał wytrzymałość równą co najmniej 70%, a czasem nawet 80% średniej wytrzymałości 28-dniowej, odpowiadającej projektowanej klasie.

Kwestia ta łączy się jednak z szeregiem przesłanek technologicznych i powinna być rozważana indywidualnie, zwłaszcza przy produkcji seryjnej.

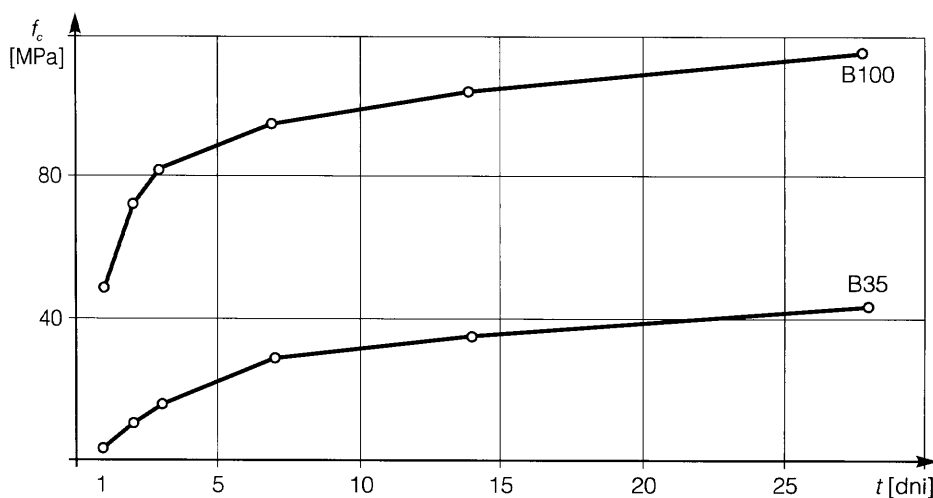
Betony wysokowartościowe cechuje bardzo szybki przyrost wytrzymałości, co stwarza możliwości wczesnego ich sprężania. Przykładowe wykresy na rysunku 2-1 wskazują, że beton B100 osiąga już po 3 dniach ponad 80% swej wytrzymałości 28-dniowej, podczas gdy beton zwykły B35 w tym czasie uzyskuje zaledwie 35% swej wytrzymałości 28-dniowej.

W naszym kraju stosuje się dotychczas w konstrukcjach sprężonych betony zwykle w zakresie klas B30 do B60; ograniczenie w pewnym stopniu przesądza norma [N1], niezawierająca przepisów dla betonów powyżej B60. W przeszłości stosowano także lekkie betony łupkoporytowe odpowiadające klasie LB30; zaniechano ich stosowania wobec wstrzymania krajowej produkcji takich kruszyw. Przepisy PN-EN 206 [N3] obejmują lekkie betony konstrukcyjne aż do klasy LC80/88.

Wysoka wartość modułu sprężystości E_c jest wymagana ze względu na ograniczenie ugięć elementów oraz zmniejszenie

doraźnych strat sprężenia od sprężystego skrótu betonu. Jest to więc wymaganie o większym znaczeniu niż w żelbecie. W betonach do konstrukcji sprężonych zaleca się doświadczalną kontrolę modułu sprężystości, gdyż korzystanie z wartości średnich, podawanych w normie dla betonu odpowiedniej klasy, prowadzi do zbyt dużych niedokładności realizacji sprężenia.

Małe odkształcenia opóźnione, podobnie jak małe odkształcenia sprężyste, wymagane są z racji ograniczenia ugięć, a zwłaszcza ich przyrostu w czasie, oraz ograniczenia opóźnionych strat sprężenia. O odkształceniach opóźnionych decydują dwa zjawiska: skurcz i pęcznienie. Wyrażane są one liczbowo za pomocą odkształcenia skurczu ϵ_{cs} oraz współczynnika pęcznienia ϕ_c . Rozgraniczenie skutków skurczu i pęcznienia jest umowne i dlatego operujemy w praktyce łącznym efektem tych zjawisk. O wielkości odkształceń opóźnionych decydują zarówno cechy materiałowe, jak i czynniki technologiczno-środowiskowe przy wykonaniu i pielęgnowaniu konstrukcji. Na ich ograniczenie wpływa więc stosowanie cementów niskoskurczowych, niski wskaźnik wodno-cementowy (w/c), odpowiednia ja-



Rys. 2-1. Przykładowe wykresy przyrostu wytrzymałości dla betonu zwykłego (B35) i betonu wysokowartościowego (B100)

kość kruszywa, dogodne warunki dojrzewania betonu, a także staranność betonowania i możliwie wysoki stopień dojrzalskości betonu w chwili sprężenia.

Dobra przyczepność betonu i stali wiąże się przede wszystkim z wytrzymałością betonu na rozciąganie f_{ct} i jest wymagana w pierwszym rzędzie w elementach struno-betonowych, w których następuje przekazywanie siły z cięgien na beton przez przyczepność. Ma także jednak pewne znaczenie w konstrukcjach kablobetonowych sprężanych ciągłymi z przyczepnością.

Wysoka szczelność betonu jest cechą decydującą o trwałości konstrukcji sprężonych. Zasadnicze znaczenie zarówno dla ochrony stali sprężającej, jak też dla odporności korozyjnej samego betonu ma szczelność warstwy otulającej. Postulat wysokiej szczelności jest zgodny z wymaganiem wysokiej wytrzymałości.

2.1.3. Klasyfikacja technologiczna betonów

Tradycyjnie głównym kryterium klasyfikacji betonu jest jego wytrzymałość na ściskanie. Ta zasadnicza dla projektowania konstrukcji sprężonych klasyfikacja jest omówiona odrębnie, w punkcie 2.1.6. Istotne są ponadto inne kryteria klasyfikacji, uwzględniające różnorodność stosowanych betonów, a mianowicie:

(1) Gęstość betonu

Umowny podział betonów pod względem gęstości objętościowej w stanie suchym, przyjęty w przepisach [N3] wyróżnia trzy grupy:

- betony lekkie $\rho_c < 2000 \text{ kg/m}^3$, (oznaczenie w przepisach europejskich LC),
- betony zwykłe $\rho_c = 2000 \text{ do } 2600 \text{ kg/m}^3$, (oznaczenie C),
- betony ciężkie $\rho_c > 2600 \text{ kg/m}^3$, (oznaczenie HC).

Według starszych przepisów norm polskich (PN-88/B-06250) granica pomię-

dzy betonem lekkim a zwykłym wynosiła 1800 kg/m^3 , co nie ma praktycznego zastosowania w przypadku betonów wyższych klas – nie udaje się bowiem uzyskać wysokiej wytrzymałości betonu o tak niskiej gęstości.

Najpowszechniej stosowane są oczywiście betony zwykłe. Betony lekkie stosuje się w prefabrykatach sprężonych, w przekryciach lub mostach dużej rozpiętości i w obiektach, od których wymaga się (choćby tylko przy realizacji) – pływalności. Natomiast betony ciężkie stosowane są w specjalnych konstrukcjach, na przykład obudowach bezpieczeństwa reaktorów jądrowych lub blokach balastujących mostów wiszących.

W betonach o zwartej strukturze stosowanych do konstrukcji sprężonych gęstość zależy przede wszystkim od kruszywa. W zwykłych betonach przeważają kruszywa łamane ze skał magmowych (granit, bazalt), w betonach lekkich stosuje się kruszywa sztuczne (np. z glin lub łupków spiekanych), a w betonach ciężkich kruszywo z minerałów będących bogatymi rudami metali (baryt, magnezyt, hematyt).

(2) Materiały wiążące

W konstrukcjach sprężonych stosuje się:

- betony z cementem portlandzkim zwykłym,
- betony z cementem portlandzkim szybkotwardniejącym,
- betony z cementami specjalnymi (np. hydrotechniczne lub siarczanoodporne).

W wyjątkowych sytuacjach stosuje się także polimerobeton, na ogół w elementach narażonych na szczególnie niekorzystne wpływy środowiska.

(3) Skurcz technologiczny

Jak wspomniano, charakteryzując wymagane cechy betonów, w konstrukcjach sprężonych skurcz odgrywa dużą, negatywną rolę.

Wyróżnia się umownie:

- betony wysokoskurczowe, o skurczach ponad 2%,

- betony o zwykłych skurczach, do 2‰,
- betony bezskurczowe, o skurczu lub pęcznieniu w granicach 0,2‰,
- betony ekspansywne, o pęcznieniu powyżej 0,2‰.

Niestety wymagania wytrzymałościowe są niezgodne z wymaganiami niskiego skurczu i w praktyce konieczny jest kompromis między tymi wymaganiami.

(4) Inne kryteria klasyfikacji

Podobnie jak we wszystkich konstrukcjach z betonu czasem stawiane są szczególne wymagania w odniesieniu do betonu i z tej racji aktualne są także w konstrukcjach sprężonych takie kryteria klasyfikacji, jak:

- wodoszczelność, określana stopniem wyrażanym przez ciśnienie wody, przy którym próbki pozostają nieprzepuszczalne (np. W4 oznacza szczelność przy ciśnieniu wody 0,4 MPa);
- mrozoodporność, określana stopniem wyrażającym odporność na liczbę cykli zamrażania (np. F75 oznacza wymaganie odporności materiału na co najmniej 75 cykli zamrażania i rozmrażania);
- żaroodporność, czyli odporność na wysoką temperaturę,
- stopień pochłaniania promieniowania radioaktywnego,
- odporność chemiczną na różne media (np. kwasy, sole, oleje).

Betony o wymaganej wodoszczelności ponad W4, mrozoodporności ponad F75 oraz wysokich wymaganiach co do pozostałych kryteriów, zalicza się do betonów specjalnych.

Dla betonów nowej generacji – wysokowartościowych (BWW) i ultra-wysokowartościowych (BUWW) – ogólne zasady klasyfikacji omówiono w p. 2.1.10.

2.1.4. Składniki betonów

Konsekwencją wysokich wymagań stawianych betonom w konstrukcjach sprężo-

nych są żądania wysokiej jakości poszczególnych składników. Są to żądania różnorodne: fizyczne (wytrzymałość, sprężystość, adhezja), chemiczne (aktywność, trwałość związków, brak szkodliwych domieszek) oraz geometryczno-strukturalne (uziarnienie, stopień rozwinięcia powierzchni).

2.1.4.1. Cementy

Najczęściej stosowane są cementy portlandzkie – zwykle lub szybkotwardniejące. Spośród cementów produkowanych aktualnie w Polsce (patrz [N8]) do betonów przydatnych w konstrukcjach sprężonych, zgodnie z Instrukcją ITB 356/98 [Z6], nadają się następujące:

- cementy portlandzkie o symbolu CEM I, w klasach 42,5 i 52,5;
- cementy portlandzkie o wysokiej wytrzymałości wczesnej o symbolu CEM I, w klasach 32,5R, 42,5R i 52,5R;
- cementy portlandzkie wieloskładnikowe, o symbolu CEM II/A, w klasach 42,5R i 52,5R.

Praktyczna różnica między cementem portlandzkim zwykłym (N) i o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R) polega na szybkości przyrostu wytrzymałości betonu i na okresie jego wiązania. Przykładowy przebieg przyrostu wytrzymałości ilustruje rysunek 2-2 dla dwóch betonów o tej samej projektowanej wytrzymałości 28-dniowej. Przebieg wiązania dla cementów (N) ma okres normatywny od 60 minut do 10 godzin, a dla (R) – od 45 minut do 6 godzin. Różnią się one też gwarantowanym okresem trwałości cech przy poprawnym przechowywaniu: 90 dni dla (N) i 30 dni dla (R). Betony z cementami o wysokiej wytrzymałości wczesnej są szczególnie przydatne wówczas, gdy chcemy po niedługim okresie twardnienia przekazać na element siłę sprężającą (prefabrykaty strunobetonowe) lub inne obciążenie. Pewnym zagrożeniem może być tu jednak większy skurcz.

Od wielu lat wiąże się duże nadzieje ze stosowaniem do sprężania konstrukcji betonów na cementach ekspansywnych [10]. Są one mieszaniną cementu portlandzkiego, glinowego i gipsu, na ogół w proporcji 6:2:1 lub zbliżonej. Cement portlandzki dominuje więc w tej mieszaninie, a zwiększenie objętości jest rezultatem powstawania cząstek uwodnionego glinosiarczanu wapniowego. Trudności z kontrolowanym przyrostem objętości betonu z takimi cementami ograniczają dotychczas ich szersze zastosowanie.

2.1.4.2. Kruszywa

Do betonów wysokiej wytrzymałości stosuje się kruszywa mające następujące cechy:

- wysoką wytrzymałość i wysoki współczynnik sprężystości,
- dobrą przyczepność spoiwa cementowego do ziaren kruszywa,
- uziarnienie zapewniające dobrą szczelność stosu okruszowego.

Najlepiej wymagania te spełniają kruszywa mineralne łamane, a wyjątkowo także kruszywa sztuczne łamane. Mineralne kruszywa naturalne grubszych frakcji (żwir) rzadko spełniają zadowalająco dwa pierwsze wymagania i często stanowią jedynie dodatek do łamanych kruszyw; według krajowych zaleceń udział kruszyw naturalnych o ziarnach ponad 2 mm nie powinien przekraczać 30%. Kruszywa łamane klasyfikowane są w kraju według [N5]:

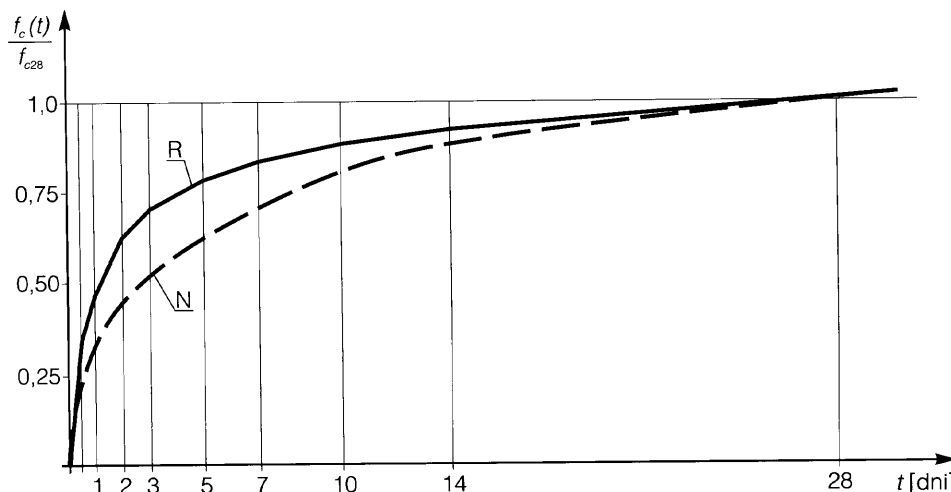
- kruszywa drobne – piasek i miął, o uziarnieniu od 0,063 do 2 mm,
- kruszywa grube – grys (od 2 do 16 mm) i tłuczeń (od 16 do 31,5 mm lub do 63 mm).

W dążeniu do eliminacji frakcji pyłowych (poniżej 0,063 mm) stosuje się piasek uszlachetniany, czyli przede wszystkim płukany.

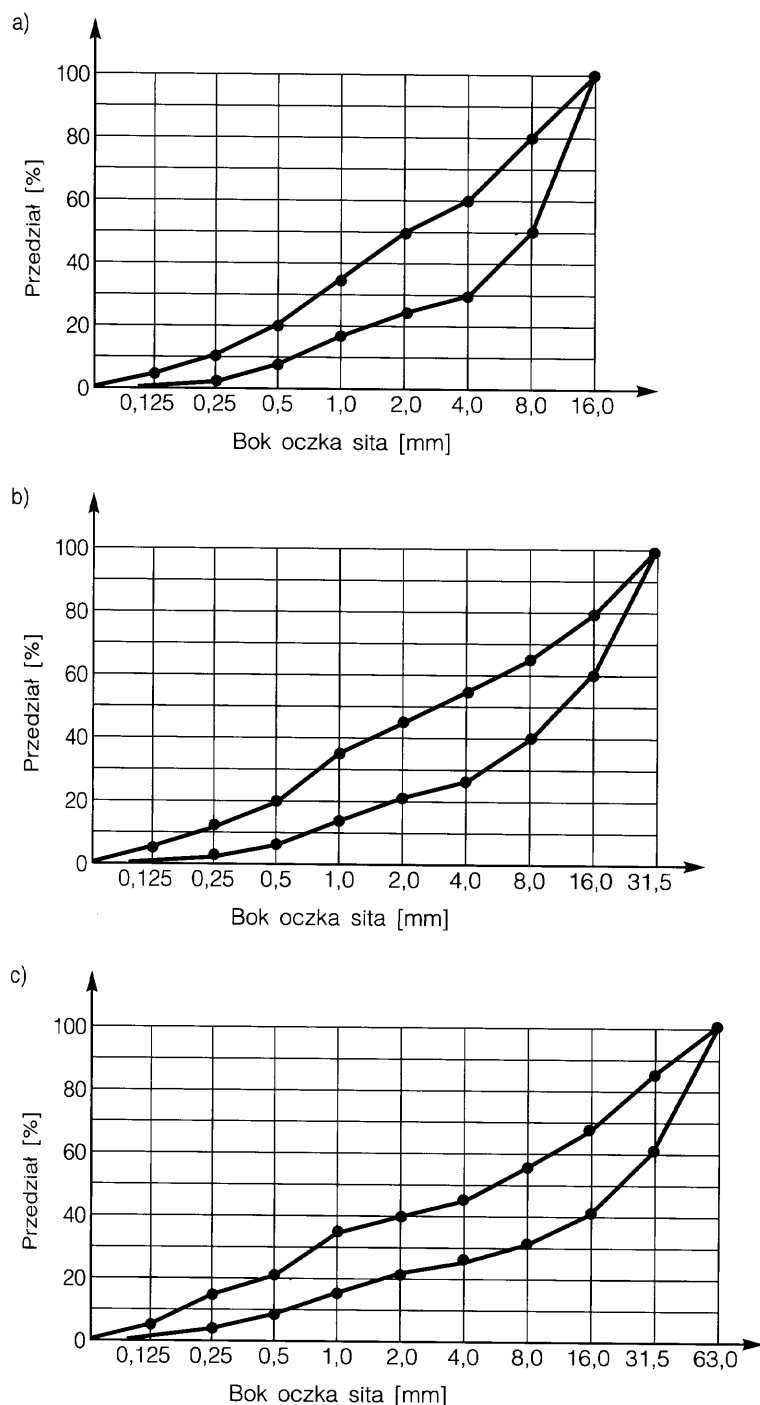
Krzywe łączne uziarnienia kruszywa powinny się mieścić według dotychczasowych przepisów polskich (PN-88/B-06250), w obszarach określonych na rysunku 2-3. Niestety te praktyczne zalecenia nie znalazły się ani w normie PN-EN 206 [N3], ani w przygotowanej normie kruszyw PN-EN 12620 [N5]. Przy doborze granulacji kruszywa należy wziąć pod uwagę ograniczenie wielkości ziaren do 1/3 najmniejszego wymiaru przekroju poprzecznego (co ma zastosowanie w elementach cienkościennych) oraz do 3/4 odległości w świetle między zbrojeniem leżącym w jednej płaszczyźnie prostopadłej do kierunku betonowania.

Surowcami do produkcji mineralnych kruszyw łamanych są głównie skały magmowe, najczęściej granit lub bazalt, czasem diabaz, gabbro i porfir. Stosuje się także kruszywa łamane ze skał osadowych (dolomit) i metamorficznych (gnejs, kwarcyt). Na ogół nieprzydatne są kruszywa wapienne i piaskowcowe.

Kruszywa zwykłe (do betonów zwykłych) to materiał o gęstości objętościowej od 2000



Rys. 2-2. Porównanie przebiegów przyrostu wytrzymałości betonów na cementach portlandzkim normalnie twardniejącym (N) i szybkotwardniejącym (R)



Rys. 2-3. Przydatne w praktyce łączne krzywe uziarnienia kruszywa dla grup frakcji: a) do 16 mm, b) do 31,5 mm, c) do 63 mm (według dotychczasowych przepisów PN-88/B-06250)

do 3000 kg/m³ [N3], w odróżnieniu od kruszyw lekkich – poniżej tego przedziału i kruszyw ciężkich – powyżej 3000 kg/m³.

Spośród sztucznych kruszyw lekkich produkowanych w Polsce [N9] potwierdzono przydatność do betonów sprężonych jedynie łupkoporytu, czyli produktu spiekania łupków przywęglowych i przekruszania spieku. Obecnie łupkoporyt nie jest w Polsce produkowany. W innych krajach, stosownie do bazy surowcowej, stosuje się z powodzeniem różne lekkie kruszywa sztuczne, wytwarzane drogą spiekania pęczniących glin, łupków lub iłupków (np. kruszywa *Leca* lub *Liapor* w Europie oraz *Baypor*, *Materialite*, *Solite* w USA).

We wszystkich rodzajach kruszyw istotne znaczenie ma stałość składu ziarnowego oraz ograniczenie zawartości pyłów i zanieczyszczeń obcych; określają to normy badania kruszyw. Rodzaj i jakość kruszywa oraz skład ziarnowy i kształt ziaren mają bowiem duży wpływ na cechy wytrzymałościowe, a zwłaszcza na moduł sprężystości betonu.

2.1.4.3. Woda do betonu

Woda zarobowa nie może zawierać zanieczyszczeń ani domieszek chemicznych ponad ilości wskazane w normie [N6]. Norma ta precyzuje także zasady kontroli przydatności wody.

Wiele informacji na temat wpływu poszczególnych zanieczyszczeń na przydatność wody podano w pracy [15].

2.1.4.4. Dodatki mineralne i domieszki chemiczne

Dodatki i domieszki do betonów – uplastyczniające, napowietrzające, uszczelniające, przyspieszające bądź opóźniające wiązanie, uodporniające na wpływy chemiczne lub wpływ niskich temperatur w okresie twardnienia – powinny być stosowane w betonach wysokiej wytrzymałości bardzo ostrożnie i po szczegółowych badaniach kontrolnych. Prze-

pisy międzynarodowe [N11] następująco definiują te składniki:

- *dodatki* to drobnoziarniste materiały nieorganiczne, dodawane do betonu w celu poprawy określonych cech lub uzyskania szczególnych własności; rozróżnia się dwa typy dodatków: typ I – obojętne lub prawie obojętne, typ II – aktywne;
- *domieszki* to produkty organiczne lub nieorganiczne, dodawane w ilościach zasadniczo poniżej 5% masy cementu, przed zmieszaniem lub podczas mieszania, czasem podczas dodatkowej operacji mieszania, powodujące pożądane modyfikacje w stosunku do zwykłych cech betonu (patrz [N7]).

Dodatki typu I to najczęściej mikrowypletniacze i pigmenty, a dodatki typu II to pyły hutnicze, sproszkowane żużle, a przede wszystkim pył krzemionkowy. Ich ilość jest na ogół znacząca i muszą one być uwzględniane w projektowaniu mieszanki. Także ich skład chemiczny – zwłaszcza zawartość chlorków, siarki i magnezu – nie może przekraczać określonych wielkości. Główne korzyści ze stosowania dodatków polegają na przyroście wytrzymałości i szczelności stwardniałego betonu, a także na zmniejszeniu zużycia cementu.

Domieszki spełniają bardzo różnorodne cele: redukują (plastyfikatory) lub silnie redukują (superplastyfikatory) konieczną ilość wody w mieszance, przyspieszają lub opóźniają procesy wiązania, umożliwiają napowietrzenie mieszanki [12]. Powinny być, podobnie jak dodatki, stosowane w takich ilościach, które nie powodują zmniejszenia trwałości betonu i nie sprzyjają korozji zbrojenia. Dlatego przyjmowana jest granica górna ilości domieszek 50 g/kg cementu. Z drugiej strony żadna domieszka nie powinna być stosowana w ilości mniejszej niż 2 g/kg cementu, chyba że jest rozpuszczona w wodzie zarobowej; ta dolna granica

wynika z konieczności zapewnienia równomiernego rozprowadzenia domieszki w mieszance. Zaleca się także, aby płynne domieszki w ilości przekraczającej 3 dm³/m³ betonu były uwzględniane w projektowaniu mieszanki, przez odpowiednią korektę ilości wody zarobowej [A1].

Racjonalne stosowanie dodatków i domieszek pozwoliło w krajach o przodującej technologii betonu (np. w USA, Norwegii lub Francji) na masowe wprowadzenie do praktyki betonów wysokowartościowych o wytrzymałościach na ściskanie sięgających 100 MPa i więcej (patrz p. 2.1.10).

2.1.5. Wykonywanie betonów wysokich klas

Betony do konstrukcji sprężonych należy przygotowywać w warunkach przemysłowych, czyli w wytwórniach o zapewnionym dobrym poziomie technologicznym lub przy obiektowych węzłach betoniarskich, stosując częstą kontrolę jakości mieszanki pod względem wytrzymałości, konsystencji i urabialności oraz wymaganych cech fizycznych (gęstość, wodoszczelność, mrozoodporność).

Od projektanta elementu lub konstrukcji sprężonej wymaga się określenia następujących danych, koniecznych do zaprojektowania mieszanki betonowej:

- wymagana klasa betonu,
- maksymalny wymiar nominalny kruszywa,
- zalecana konsystencja,
- ograniczenia wynikające z przewidywanego stosowania,
- ewentualnie wymagana wodoszczelność i/lub mrozoodporność.

Na tej podstawie technolog wykonawcy opracowuje receptę (recepturę) mieszanki, biorąc pod uwagę możliwości materiałowe i techniczne wytwórni, odległości transportowe, sposób podawania mieszanki na budowie itp. W specyfikacji recepty muszą się znaleźć następujące dane:

a) rodzaj i marka cementu,

- b) zawartość cementu na m^3 zagęszczonego betonu,
- c) konsystencja i stosunek wodno-cementowy świeżego betonu,
- d) rodzaje kruszywa i ilości poszczególnych frakcji,
- e) typ i ilość domieszek i dodatków oraz sposób ich dozowania.

Ponadto powinny być określone dodatkowe dane odnośnie do kompozycji:

- wymagania szczegółowe dotyczące kruszywa (np. tolerancje wilgotności),
- zawartość powietrza w świeżej mieszance,
- wymagania dotyczące temperatury przy dostarczaniu i układaniu

oraz dane dotyczące transportu i betonowania:

- wielkości zarobu i porcje dostawy,
- środki transportu,
- sposób podawania, układania, zagęszczania i pielęgnacji.

Rozróżnia się dwojaki recepty mieszanek betonowych: laboratoryjne i robocze. Recepty laboratoryjne określają skład w jednostkach masy na m^3 mieszanki betonowej, podając ilość suchego kruszywa. Recepty robocze uwzględniają zawilgoconie kruszywa, pojemność mieszalnika i sposób dozowania, czyli podają ilości składników na jeden zarób mieszanki betonowej. Zalecane dokładności dozowania składników mieszanki betonowej według [N3] wynoszą:

- $\pm 3\%$ dla cementu, wody, kruszywa i dodatków,

- $\pm 5\%$ dla domieszek.

Najczęściej obecnie stosowaną kolejnością dozowania (jeśli nie stosuje się dozowania ciągłego) jest kolejność: woda + domieszki + piasek + cement + dodatki + kruszywo. Czas mieszania i liczbę obrotów bębna ustala się doświadczalnie, stosownie do konsystencji. Zasadą jest mieszanie wymuszone (betoniarki przeciwbieżne). W betoniarkach o pracy ciągłej składniki dozuje się jednocześnie, nieprzerwanie. Zależnie od typu betoniarki i jej pojemności czas mieszania powinien być dla danej konsystencji ustalony doświadczalnie; nie może on być krótszy niż 2 min, przy wypełnieniu 70-90% pojemności betoniarki. Miara jakości wykonania mieszanki betonowej jest rozrzut wytrzymałości f_c stwardniałego betonu w próbkach kontrolnych, określany współczynnikiem zmienności. Dla betonów wyższych klas, począwszy od B30, wymagania ograniczające rozrzut są zaostrzone (tablica 2-1) w stosunku do betonów przeciętnych wytrzymałości.

Znaczenie dalszych procesów technologicznych, po przygotowaniu mieszanki betonowej, a więc transportu, układania, zagęszczania i pielęgnacji, jest dla betonów wysokich klas jeszcze większe niż dla betonów klas przeciętnych. Czas transportu betonów o stosunkowo szybko wiążących cementach i z małą ilością wody zarobowej

Tablica 2-1. Statystyczna ocena jakości mieszanki betonowej dla betonów klas $\geq B30$

Ocena	Wskaźnik zmienności wytrzymałości $v_f = s_f / f_{cm} \text{ [%]}$
Bardzo dobra	≤ 7
Dobra	8 – 10
Średnia	11 – 13
Dostateczna	14 – 15
Niedostateczna	> 15

powinien być krótszy. Sposób transportu powinien zapobiegać rozsegregowaniu składników, zmianom składu mieszanki, zanieczyszczeniom i nadmiernym wahaniom temperatury. Wynika stąd konieczność użycia specjalistycznych środków transportu z ciągłym mieszaniem i ograniczenia odległości przewozu mieszanki.

Należy dążyć do układania betonów przy dodatniej temperaturze otoczenia; temperatura mieszanki betonowej nie powinna być jednak zbyt wysoka, aby nie dochodziło do zarysowań termicznych przy stygnięciu młodego betonu. Podczas układania i zagęszczania może zachodzić rozsegregowanie składników lub zwiększenie porowatości, a zatem układanie mieszanki w formach oraz zagęszczanie jej wymagają także staranności i przestrzegania doświadczalnie określonych częstotliwości i okresów wibrowania (lub wibroprasowania).

Istotny jest dobór częstotliwości wibratora. Przy niskiej częstotliwości (50 Hz) przemieszcza się głównie kruszywo grubsze, przy średniej (100-150 Hz) upływnia się zaprawa, a przy wysokiej (200-300 Hz) przemieszcza się cement z dodatkami.

Zależnie od temperatury i wilgotności otoczenia świeży beton powinien być poddany pielęgnacji, której podstawowym zadaniem jest utrzymanie jego powierzchni w stanie wilgotnym w okresie twardnienia – co najmniej przez 7 dni w warunkach naturalnych – z jednoczesnym zabezpieczeniem

przed bezpośrednimi wpływami atmosferycznymi (zbyt niskie lub wysokie temperatury, bezpośrednie nasłonecznienie, wody opadowe) lub przed działaniem wód gruntowych. W warunkach przyspieszonego twardnienia betonu, realizowanego przez obróbkę cieplną, zasady technologiczne powinny być specjalnie opracowane, sprawdzone i dokładnie przestrzegane. Należy zwrócić uwagę na skutki podwyższonych temperatur nie tylko dla betonu, ale i dla zachowania się form i zbrojenia sprężającego.

Technologia lekkich betonów kruszywowych przydatnych do konstrukcji sprężonych jest nieco inna niż betonów zwykłych, wskutek specyficznych właściwości lekkich kruszyw (znaczna porowatość i nieduży udział frakcji drobnych). Dobór proporcji składników należy tu w całości oprzeć na doświadczeniach. Przyjęte i sprawdzone recepty mogą obowiązywać przez długi czas dzięki stałości cech kruszywa produkowanego fabrycznie.

Lekkie mieszanki betonowe zachowują się też inaczej w transporcie i przy wibrowaniu; ziarna kruszywa są lżejsze od zaprawy, a zatem wypływają do góry.

Lekkie betony wysokowartościowe (LBWW – patrz 2.1.10) są znacznie droższe niż betony na kruszywach naturalnych (BWW) o zbliżonych właściwościach – porównanie zaczerpnięte z doświadczeń norweskich (gdzie stosuje się od dawna kruszywa lekkie wysokiej jakości); ogólny pogląd w tej kwestii daje poniższa tablica:

Cecha betonu	BWW	LBWW
Gęstość świeżej mieszanki [kg/m ³]	2420	1875
Ilość cementu [kg/m ³]	400	410
Stosunek w/c	0,40	0,40
Wytrzymałość na ściskanie f_{cm28} [MPa]	~60	~60
Wytrzymałość na rozciąganie f_{ctm} [MPa]	4,0	4,0
Moduł sprężystości E_{cm} [GPa]	29,0	23,5
Cena po wbudowaniu [%]	100	152

Zarówno projektowanie, jak i wykonywanie betonów zwykłych wysokich klas (B30 do B60) nie odbiega istotnie od ogólnych zasad technologii betonu. Przy ustalaniu mieszanki najczęściej stosuje się metody doświadczalne lub analityczno-doświadczalne. Dotychczasowa norma „Beton zwykły” PN-88/B-06250 podawała m.in. zalecane proporcje mieszanki betonowej, istotne z punktu widzenia urabialności: dla elementów z kruszywem do 31,5 mm ilość zaprawy (woda, cement, dodatki i piasek do 2 mm) zalecana jest w przedziale od 450 do 550 dm³ na 1 m³ mieszanki, a objętość cementu i ziaren do 0,125 mm nie mniej niż 80 dm³; dla elementów cienkościennych z kruszywem do 16 mm ilości te wynoszą odpowiednio 500 do 550 dm³/m³ oraz 95 dm³. Uwzględnienie tych zaleceń ma znaczenie dla poprawnego formowania elementów i zachowania jednorodności mieszanki, ale odstępowania mogą mieć miejsce przy stosowaniu skutecznych domieszek.

W przypadku stosowania BWW, czyli betonów począwszy od klasy B60, niezbędne jest zarówno stosowanie domieszek, szczególnie superplastyfikatorów znacząco obniżających ilość wody zarobowej (w/c zwykle poniżej 0,35), jak też dodatku pyłu krzemionkowego, zwiększającego równomierne rozmieszczenie zaczynu otaczającego kruszywo.

2.1.6. Wytrzymałość betonu

Określona teoretycznie wytrzymałość betonu, obliczona dla doskonale jednorodnego materiału, bez uszkodzeń, na podstawie kohezji międzycząsteczkowej, jest kilka tysięcy razy większa, niż wytrzymałość uzyskiwana z badań na próbkach. Różnica ta jest spowodowana porami i mikrodefektami w betonie, prowadzącymi do znacznych koncentracji naprężeń. Według ciągle branej pod uwagę hipotezy Griffitha (1921 r.) o wytrzymałości materiału kruchego decyduje największa mikrorysa, usytuowana w najbardziej niebez-

piecznym kierunku w stosunku do naprężeń głównych, stanowiąca największe osłabienie badanej próbki. Losowy charakter rozmieszczenia porów i mikrorys sprawia, że wszelka ocena doświadczalna wytrzymałości stanowi uśrednienie i zależy w sposób istotny od wymiarów i kształtu próbki oraz metody badania (patrz [5]).

Chociaż nie jest jeszcze całkowicie rozpoznany mechanizm zniszczenia betonu, uważa się, że wiąże się on w betonach średniej wytrzymałości przede wszystkim z pokonaniem spójności międzycząsteczkowej w samym zaczynie i między zaczynem a ziarnami kruszywa [15]. W betonach wysokiej wytrzymałości, w których wytrzymałość zaczynu jest tego samego rzędu co wytrzymałość kruszywa, zniszczenie może wziąć początek także z defektów w ziarnach kruszywa [19].

Wytrzymałość betonu zależy od wielu czynników, z których najważniejsze to:

- wytrzymałość kruszywa i zaczynu cementowego oraz przyczepność zaczynu do kruszywa,
- cechy geometryczne zmieszanych składników, a w tym uziarnienie kruszywa, objętość zaczynu, porowatość oraz poprawność wymieszania, czyli jednorodność strukturalna,
- obecność domieszek i aktywnych dodatków doszczelniających,
- czynniki wykonawcze, a szczególnie ilość wody w mieszance (określana stosunkiem w/c), sposoby pielęgnacji oraz termiczno-wilgotnościowe warunki dojrzewania betonu.

Praktycznie przyjmuje się, że w przypadkach spełnienia przez materiały wymagań normowych i zachowania konsystencji mieszanki stosownie do wymagań technologicznych, o wytrzymałości betonu decydują dwa główne czynniki:

- a) zwartość betonu, czyli mała objętość pustek gazowych między stałymi skład-

nikami, wyrażana w przybliżeniu stosunkiem w/c i związana z zastosowanymi dodatkami,

b) aktywność cementu w procesie hydratacji.

Bardziej szczegółowe informacje o czynnikach wpływających na cechy betonu podano przystępnie m.in. w pracy [15].

2.1.6.1. Wytrzymałość na ściskanie

Głównym miernikiem jakości i technicznej przydatności betonu jest jego wytrzymałość na ściskanie. Pozostałe cechy, takie jak wytrzymałość na rozciąganie, zginanie, przecinanie i inne, są zwykle określane jako pochodne wytrzymałości na ściskanie, choć czasem bada się je odrębnie w celu potwierdzenia relacji znanych z wcześniejszych badań.

W praktyce jako wytrzymałość betonu przyjmuje się statyczną wytrzymałość dołączoną przy pierwszym obciążeniu, określaną w badaniu pod obciążeniem jednoosiowym, przy zastosowaniu umownie przyjętych elementów próbnymi i w określonych warunkach badań. Poza wytrzymałością statyczną wymagana jest w pewnych sytuacjach znajomość innych wielkości wytrzymałości betonu na ściskanie, takich jak:

- zmęczeniowa, zachodząca przy wielokrotnych obciążeniach,
- trwała, istotna dla obciążeń długotrwałych,
- uderowa, dotycząca przypadków uderzenia.

Nawiązując do przepisów europejskich, polskie przepisy normowe [N1], [N3] dotyczące betonów zwykłych, w odróżnieniu od wcześniejszych PN-88/B-06250, przyjęły jako podstawową przy badaniu wytrzymałości betonu na ściskanie próbkę walcową $\varnothing 150 \times 300$ mm, dopuszczając jednak stosowanie próbki kostkowej $150 \times 150 \times 150$ mm. Główne założenia co do warunków badania przewidują ściskanie w prasie w kierunku osi walca (kostki), ze statycznym przyrostem naprężeń w granicach od 0,4 do 0,6 MPa/s. Średni wynik pomiaru w tych warunkach,

wykonanego na próbkach w wieku 28 dni (dojrzewających w określonych warunkach) $f_{cm,28}$ lub $f_{cm,28,cube}$ oraz odchylenie standardowe wytrzymałości s_f są podstawą określenia charakterystycznej wytrzymałości betonu według relacji:

$$f_{ck} = f_{cm,28} - 1,64 s_f. \quad [2-1]$$

Wytrzymałość charakterystyczna pozwala określić klasę betonu, z którą związane są wszystkie wartości stosowane w projektowaniu, stosownie do przepisów [N1]. W szczególności pozwala ona określić wytrzymałość gwarantowaną $f_{G,cube}$, która jest odpowiednikiem f_{ck} z tą różnicą, że oznaczana jest na próbkach kostkowych o boku 150 mm.

Wyrażenie [2-1] wynika z założenia normalnego rozkładu wytrzymałości betonu, a jego zakres stosowania dawna norma PN-88/B-06250 przewiduje dla liczby próbek kontrolnych $n \geq 15$; przy liczbie mniejszej stosuje się wzory uproszczone. Szersze omówienie przepisów z tego zakresu podano m.in. w pracy [4].

Znacznie prościej ujęto klasyfikację w przepisach obecnych norm [N3],[N12], w których klasa odpowiada wprost wartości f_{ck} .

2.1.6.2. Wytrzymałość trwała

Największa wartość naprężenia przenoszona przez beton poddany statycznemu działaniu przez czas nieograniczony nazywana jest wytrzymałością trwałą. Próbki betonu w wieku t obciążone przez długi okres ($\tau \rightarrow \infty$) wykazują w stosunku do próbek obciążonych doraźnie ($\tau \rightarrow 0$) wytrzymałość zredukowaną, według przybliżonej zależności:

$$f_{c\infty} \approx 0,9 f_{c0}. \quad [2-2]$$

Wiek betonu t w próbkach branych do oceny wytrzymałości trwałej musi być stosunkowo zaawansowany (np. 6 miesięcy), gdyż beton w ciągu pierwszych miesięcy wykazuje jeszcze znaczący przyrost wytrzy-

małości (co najmniej w ciągu 3 miesięcy) i wtedy wpływy te wzajemnie się eliminują w pomiarach. Fakt ten sprawia, że w praktyce najczęściej można pominąć w analizie obniżenie wytrzymałości przy długotrwałym obciążeniu, gdy uwzględnia się wytrzymałość po 28 dniach, nie licząc na dalszy przyrost.

2.1.6.3. Wytrzymałość zmęczeniowa

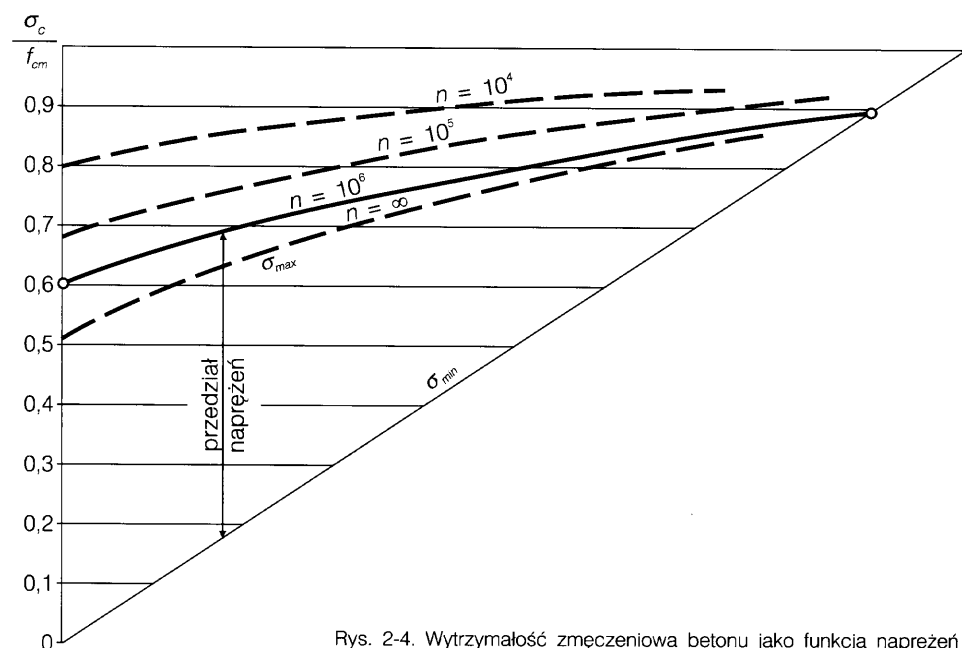
W wielu zastosowaniach konstrukcji sprężonych ten rodzaj wytrzymałości betonu ma szczególne znaczenie z uwagi na wielokrotność obciążeń (np. mosty, belki podsuwnicowe, podkłady kolejowe i wiele innych). Według [N1] wpływ obciążeń wielokrotnie zmiennych, które mogą spowodować zmęczenie konstrukcji, należy uwzględniać w obliczeniach, jeżeli występują co najmniej (5×10^5) -krotnie w przewidywanym okresie użytkowania i stanowią co najmniej 60% całkowitego obciążenia.

Przy wielokrotnej zmianie obciążeń wytrzymałość materiału jest zależna od jego zdolności do rozpraszania energii. W każdym cyklu obciążenie – odciążenie występuje histereza. W betonie wynika ona z rozpra-

szania energii w postaci ciepła i ze zmian strukturalnych towarzyszących odkształceniom plastycznym. Przy takim charakterze obciążeń, typowym zwłaszcza dla ustalonych drgań, wytrzymałość zmęczeniowa materiału jest znacznie niższa od wytrzymałości doraźnej.

Jako wytrzymałość zmęczeniową dla określonej dolnej granicy σ_{min} przedziału naprężeń rozumie się takie naprężenie σ_{max} , przy którym materiał przeniesie tę zmianę naprężeń nieskończoną liczbę razy (praktycznie przyjmuje się 1×10^6 lub 2×10^6 cykli).

W konstrukcjach sprężonych praktycznie istotne są zmiany naprężeń w betonie w obszarze ściskania. Dla tego obszaru wytrzymałość zmęczeniową ilustruje rysunek 2-4, przedstawiający tzw. zmodyfikowany wykres *Goodmana* [15]. Praktyczne korzystanie z tego wykresu można wyjaśnić następująco: określonemu naprężeniu minimalnemu σ_{min} (np. od obciążeń stałych) odpowiada pewna amplituda zmian naprężeń, a wartość σ_{max} to wytrzymałość zmęczeniowa betonu, oznaczona jako wartość względna w stosunku do średniej wytrzymałości doraźnej f_{cm} . Wykres



Rys. 2-4. Wytrzymałość zmęczeniowa betonu jako funkcja naprężeń

ten wskazuje także na praktyczne powiązanie wytrzymałości zmęczeniowej i trwałości. Dla $\sigma_{min} = 0,9 f_{cm}$ przy liczbie cykli $n \geq 1 \times 10^6$ nie jest możliwy przyrost obciążeń, a zatem jest to wytrzymałość trwała i zarazem granica wytrzymałości zmęczeniowej.

2.1.6.4. Wytrzymałość uderowa

Przy występowaniu obciążeń konstrukcji w postaci impulsów siły, istotna jest zdolność pochłaniania energii przez materiał i samą konstrukcję. Wskutek krótkiego okresu działania obciążenia możliwa jest niewielka jedynie jego redystrybucja w wyniku pełzania i tym samym większe znaczenie ma wpływ lokalnych wad i osłabień materiału.

Obserwacje doświadczalne, dotyczące wpływu różnych czynników na wytrzymałość uderową, można streścić następująco:

- przy równomiernym obciążeniu uderowym wytrzymałość betonu jest wyższa niż przy statycznym badaniu na ściskanie,
- na rozciąganie wytrzymałość uderowa jest bliska wytrzymałości statycznej, przy czym jest znacząco wyższa dla betonu na kruszywie o rozwiniętej powierzchni (łamane lub porowate), gdyż decyduje tu suma sił przyczepności między spoiwem a kruszywem,
- odmienny jest wpływ warunków przechowywania betonu w okresie dojrzewania niż przy statycznej wytrzymałości; wyższą wytrzymałość uderową wykazuje beton dojrzewający w stosunkowo mało wilgotnych warunkach, co wynika z wpływu niezwiązanej wody na redukcję zdolności rozpraszania energii.

Badania wytrzymałości uderowej betonu nie są dotychczas określone w normach, a zatem korzysta się z zaleceń i porównań zawartych w literaturze – patrz [15].

2.1.6.5. Wytrzymałość w złożonym stanie obciążenia

Fragmenty konstrukcji, zwłaszcza w otoczeniu skupionych obciążeń lub reakcji pod-

porowych, poddane są dwuosiowemu lub trójosiowemu stanowi obciążenia. Wytrzymałość betonu w takim stanie jest istotnie różna w stosunku do wytrzymałości w stanie jednoosiowym. Analizę komplikuje tu fakt, że beton nie odpowiada założeniom hipotez wyężenia, głównie wskutek silnego wpływu zjawisk reologicznych. W uproszczeniu, przy ocenie wytrzymałości w złożonym stanie obciążenia korzysta się z hipotezy *Mohra*, pomimo istnienia innych hipotez, niestety bardzo złożonych, opracowanych specjalnie dla betonu, jak np. hipoteza defektów strukturalnych (mikrorys) *Griffitha* [15],[16].

Przy dwuosiowym ściskaniu, przy korzystnej proporcji naprężeń głównych $\sigma_1/\sigma_2 = 0,8$, wzrost wytrzymałości betonu w stosunku do jednoosiowego ściskania przekracza nawet 25% – rysunek 2-5; gdy stosunek naprężeń jest równy jedności wzrost ten sięga 16%. Niewielki jest natomiast ubytek wytrzymałości na rozciąganie. Zależności te są w przybliżeniu niezależne od klasy betonu.

Stan dwuosiowego obciążenia, typowy dla tarcz, płyt lub powłok, często wymaga także uwzględniania w elementach sprężonych. Przykładem jest czoło belki sprężonej, gdzie występują duże siły skoncentrowane przy zakotwieniach. Choć w istocie zachodzą tam przypadki trójosiowego stanu naprężenia, to jednak w uproszczeniu najczęściej rozważa się w dwóch płaszczyznach stan dwuosiowy.

2.1.6.6. Wytrzymałość na rozciąganie

W konstrukcjach sprężonych, zwłaszcza w strefach przekazywania na beton sił sprężających, istotna jest znajomość rzeczywistej wytrzymałości na rozciąganie. W betonach wyższych klas, a szczególnie w betonach wysokowartościowych, relacje między wytrzymałością na ściskanie i na rozciąganie są inne niż w betonach klas niższych i różnią się w zależności od składu mieszanki.

Problem najsłabszego ogniwa łańcucha hipotetycznych wiązań w betonie występuje najwyraźniej przy próbie prostego rozciągania. Rozprzestrzenianie się zniszczenia od najsłabszego punktu nie jest praktycznie ograniczone przez otaczający materiał i formą zniszczenia w tej próbie jest pęknięcie betonu, w kierunku prostopadłym do kierunku działania siły rozciągającej. Inaczej zachowuje się próbka zniszczona przez rozciąganie w niejednorodnym lub złożonym stanie naprężenia, np. przy zginaniu lub ścinaniu, gdy występuje skrepowanie rozwoju głównych mikrorys otaczającym materiałem, poddanym działaniu innych naprężeń [19].

Obecnie w Polsce przyjęto europejską normę badania wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie PN-EN 12390-6:2001.

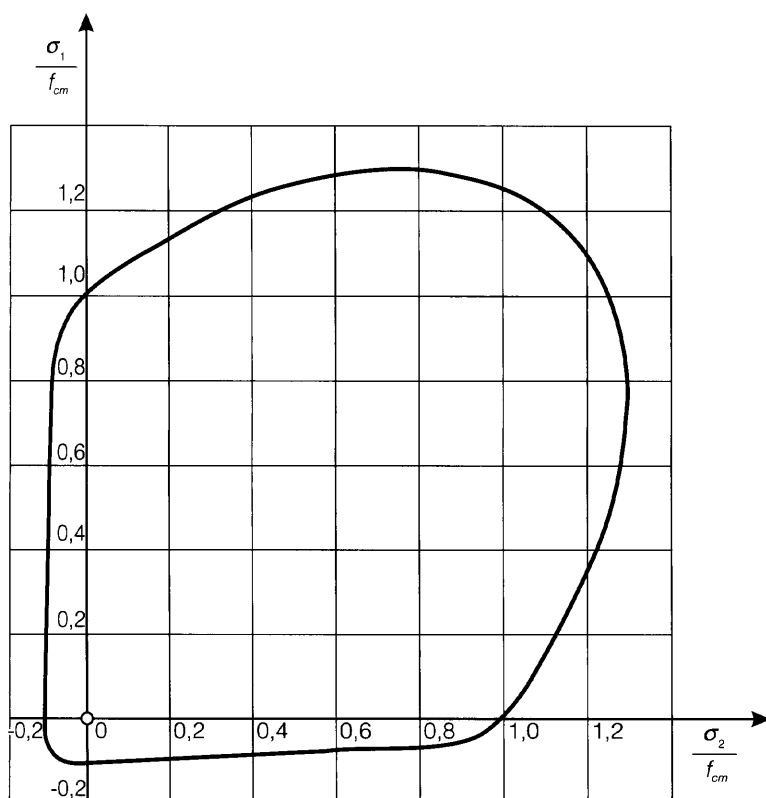
Wytrzymałość na rozciąganie przypisana jest w [N1] odpowiednim klasom do B60. W innych krajach obowiązuje, oprócz klasyfikacji betonu na podstawie próby ściskania, również klasyfikacja wytrzymałościowa w aspekcie rozciągania. W normie projektowania konstrukcji [N1] przyjmuje się przybliżoną zależność średniej wytrzymałości na rozciąganie od charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie w postaci:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \text{ [MPa]}, \quad [2-3]$$

gdzie jednocześnie przyjmuje się w przybliżeniu: $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa}$ oraz $f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$.

Przepisy europejskie [N12] dopuszczają wyrażenie [2-3] dla betonów klas do C50/60, natomiast dla klas wyższych zalecają wzór:

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1+0,1 f_{cm}) \text{ [MPa]}. \quad [2-4]$$



Rys. 2-5. Krzywa graniczna wytrzymałości betonu na ściskanie w dwuosiowym stanie obciążenia

Również podstawowa norma [N3] dotycząca betonu zaleca badanie wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie próbek walcowych siłami przyłożonymi wzdłuż dwu przeciwległych tworzących. Jest to tzw. próba brazylijska, znacznie dogodniejsza od badania różnych próbek przy prostym rozciąganiu – patrz [4], [15]. Na podstawie wyników tego badania $f_{ctm,sp}$ określa się wytrzymałość na osiowe rozciąganie z relacji:

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} \quad [2-5]$$

Stanowi to dobre przybliżenie, bowiem badania wskazują, że wytrzymałość na rozciąganie wyznaczona przez rozłupywanie $f_{ctm,sp}$ jest o 5-12% wyższa niż przy osiowym rozciąganiu.

2.1.6.7. Przyrost wytrzymałości w czasie

Znajomość rzeczywistej wytrzymałości w chwili sprężenia betonu jest często istotna przy realizacji konstrukcji sprężonych. Powszecnie przyjmowany w konstrukcjach betonowych okres 28 dni naturalnego dojrzewania betonu podyktowany był względami praktycznymi, w zwykłych konstrukcjach betonowych i żelbetowych. W okresie tym następuje zasadniczy przyrost wytrzymałości betonu, ale nie kończy się on całkowicie – trwa nadal przez kilka miesięcy do kilku lat. W praktyce wytrzymałość 90-dniową f_{c90} uważa się za ostateczną i uwzględnia się ją, gdy pełne obciążenie konstrukcji przewidziane jest nie wcześniej niż po 3 miesiącach. W okresie 28-90 dni przewiduje się przyrost liniowy wytrzymałości betonu równy:

$$f_{cm}(t) = f_{cm28} [1 + \alpha (t - 28)], \quad [2-6]$$

gdzie:

t – liczba dni z temperaturą co najmniej $+10^\circ\text{C}$,

α – określa aktywność cementu w tym okresie; przyjmuje się $\alpha = 0,002$ dla cementów portlandzkich klasy 32,5 oraz $\alpha = 0,001$ dla cementów wyższych klas.

Wynikający ze wzoru [2-6] przyrost wytrzymałości w granicach 6-12% jest prze-

widywaniem ostrożnym, doświadczenia bowiem wykazują przyrosty równe 10-30%. W istocie przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie we wstępnym okresie dojrzewania (patrz rys. 2-1 i 2-2) zależy w dużym stopniu od rodzaju cementu, składu mieszanki i temperatury otoczenia. Dlatego dla okresów krótszych niż 28 dni wskazane są bezpośrednie oceny doświadczalne.

Przepisy europejskie [N12] zalecają bardziej uniwersalne wyrażenie na określenie przyrostu wytrzymałości w czasie:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm28}, \quad [2-7]$$

gdzie:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right], \quad [2-8]$$

s – współczynnik zależny od typu cementu:
 $s = 0,20$ dla szybko wiążących cementów wysokiej wytrzymałości,

$s = 0,25$ dla cementów zwykłych i szybko wiążących,

$s = 0,38$ dla wolno wiążących cementów.

Dodatkowo podano w [N12] wyrażenie na określenie przyrostu wytrzymałości betonu, który był poddany obróbce cieplnej – ma to istotne znaczenie przy produkcji prefabrykatów i sprawdzaniu możliwości przekazania sprężenia na beton. Zalecany wzór ma postać:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\ln(28 - t_p + 1)} \ln(t - t_p + 1), \quad [2-9]$$

gdzie f_{cmp} to wytrzymałość średnia zmierzona na próbkach w wieku $t_p < t$, które przeszły tę samą obróbkę termiczną co elementy, których wytrzymałość w wieku t nas interesuje.

Także dla wytrzymałości na rozciąganie podano w [N12] wyrażenie pozwalające na przybliżone oszacowanie przyrostu wytrzymałości w czasie:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha f_{ctm}, \quad [2-10]$$

gdzie:

$\beta_{cc}(t)$ – według wzoru [2-8],

$\alpha = 1$ dla $t < 28$ dni

oraz $\alpha = 2/3$ dla $t \geq 28$ dni.

W konstrukcjach sprężonych, gdy wytrzymałość na rozciąganie jest czynnikiem uwzględnianym w projektowaniu, konieczne jest zbadanie tej wielkości w wieku betonu rozważanym w obliczeniach (np. wczesne przekazywanie sprężenia za pomocą przyczepności).

2.1.7. Odształcalność betonu

Sprężanie, a więc wprowadzanie w beton stosunkowo dużych naprężeń, wywołuje znaczne odkształcenia. Zależność między naprężeniami a odkształceniami w betonie jest złożona. W najprostszym przypadku jednoosiowego stanu naprężenia, dla betonu o określonym składzie i normalnych warunkach wykonania, odkształcenie ϵ jest funkcją naprężenia σ , prędkości przyrostu naprężenia $d\sigma/dt$, liczby cykli obciążenia n , wieku betonu od chwili wykonania t , czasu trwania obciążenia τ , zmian temperatury ΔT oraz wilgotności środowiska RH . Funkcja odkształcenia, zwana reologicznym równaniem stanu betonu:

$$\epsilon = f\left(\sigma, \frac{d\sigma}{dt}, n, t, \tau, \Delta T, RH\right), \quad [2-11]$$

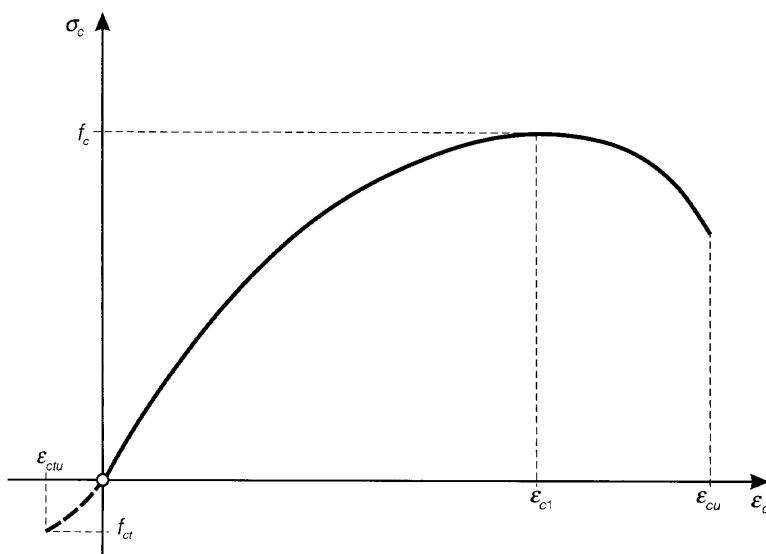
zawiera wiele zmiennych. Złożoność ich wzajemnych związków wyklucza praktycznie możliwość określenia ogólnej funkcji odkształcenia. Z tych względów rozpatruje się związki uproszczone, zakładając stałość niektórych czynników, np. cieplno-wilgotnościowych.

Do celów analizy zachowania się betonu w konstrukcjach sprężonych rozróżnia się dwie grupy odkształceń:

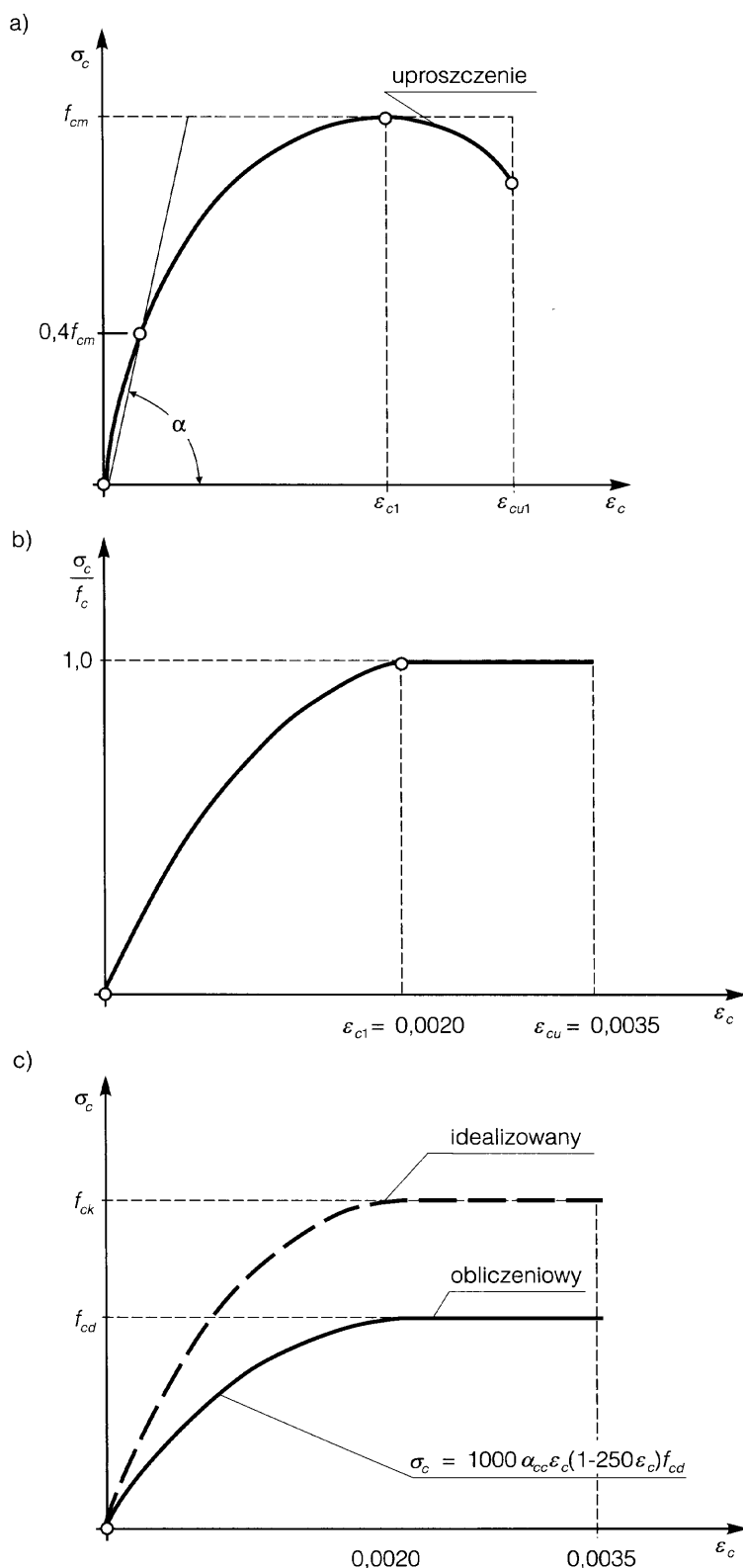
- odkształcenia doraźne – wywołane krótkotrwałym ($\tau \rightarrow 0$) działaniem naprężeń σ w procesie statycznym, czyli przy powolnym przyroście naprężeń $d\sigma/dt$,
- odkształcenia opóźnione – zachodzące w czasie przy stałym działaniu obciążenia ($\sigma = \text{const}$, $n = 1$), czyli odkształcenia pełzania, lub niezależnie od obciążenia ($\sigma = 0$, $n = 0$), czyli odkształcenia skurczu lub pęcznienia.

2.1.7.1. Odształcenia doraźne

Zależność między naprężeniami a odkształceniami przy pierwszym, statycznym, jednoosiowym obciążeniu przedstawiono schematycznie na rysunku 2-6. Indeksami u



Rys. 2-6. Zależność $\sigma_c - \epsilon_c$ przy pierwszym obciążeniu statycznym betonu (w próbie ściskania lub rozciągania)



oznaczono wartości graniczne uzyskiwane z pomiarów. Wykres ten wskazuje na następującą charakterystykę odkształcalności betonu:

- znacznie mniejsza odkształcalność graniczna przy rozciąganiu ε_{ctu} niż przy ścisaniu ε_{cu} potwierdza, że beton to materiał kruchy (ściślej quasi-kruchy [5]),
- wykres jest krzywoliniowy i jedynie przy bardzo małych naprężeniach zależność można uznać w przybliżeniu za liniową,
- moduł sprężystości betonu E_c jest wartością umowną, odnoszącą się do określonego przedziału naprężeń.

W zaleceniach [N11], [N12] przyjęto do analizy konstrukcji zależność $\sigma_c - \varepsilon_c$ przy doraźnym ścisaniu (rys. 2-7a) jako funkcję:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad [2-12]$$

gdzie: $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$, $k = 1,1 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c}$,

E_{cm} według [2-16], a wartość ε_{c1} przyjmuje się w wartościach zależnych od klasy betonu: 2,2‰ dla C30, do 2,8‰ dla C90 (tablica w [N12]).

Do celów wymiarowania za dostateczne przybliżenie uważa się wykres paraboliczno-prostokątny $\sigma_c - \varepsilon_c$. W ogólnym przypadku (rys. 2-7b) część paraboliczna opisana jest funkcją:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \eta(2 - \eta) \quad [2-13]$$

którą przyjęto jako zunifikowaną na sesji CEB w 1956 r. w Madrycie (stąd określenie „parabola madrycka”). W polskiej normie [N1]

Rys. 2-7. Idealizowane wykresy naprężenie – odkształcenie przy ścisaniu: a) do analizy konstrukcji, według EC2, b) ogólne założenia „paraboli madryckiej”, c) wykres paraboliczno-prostokątny według normy polskiej [N1]

przyjęto dla betonu ściskanego do stosowania przy wymiarowaniu, w analogii do EC2 [N12], obliczeniowy wykres paraboliczno-prostokątny (rys.2-7c), w którym ujęto wartości obliczeniowe f_{cd} i α_{cc} (współczynnik uwzględniający małe wymiary przekrojów ściskanych lub szczególną odpowiedzialność konstrukcji – najczęściej zaleca się $\alpha_{cc} = 1$).

Dla betonów wysokich klas graniczne odkształcenia są w przybliżeniu stałe, niemal niezależne od klasy betonu, a raczej związane są z rodzajem kruszywa, i wynoszą średnio: przy ściskaniu $\varepsilon_{cu} = 3,0\%$, przy rozciąganiu $\varepsilon_{ctu} = 0,15\%$.

Zalecenia [N12] podają dla różnych klas orientacyjne odkształcenia graniczne w przekrojach o prostokątnej strefie ściskanej:

klasa betonu	do C50	C55	C60	C70	C80	C90
ε_{cu} [‰]	3,5	3,2	3,0	2,8	2,8	2,8

Moduł sprężystości betonu jest pojęciem umownym i określa się go do celów praktycznych tylko przy ściskaniu, na podstawie pomiarów odkształceń podłużnych próbek walcowych w stanie jednoosiowego ściskania. Doświadczenia wskazują, że za-

leży on nie tyle od klasy betonu, ale przede wszystkim od rodzaju i właściwości użytego kruszywa, a także innych cech mieszanki betonowej.

Wyróżnia się następujące wartości modułu sprężystości (rys. 2-8):

- początkowy moduł sprężystości:

$$E_{c0} = \left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\varepsilon \rightarrow 0}, \quad [2-14]$$

(liczbowo równy $\tan \alpha_0$).

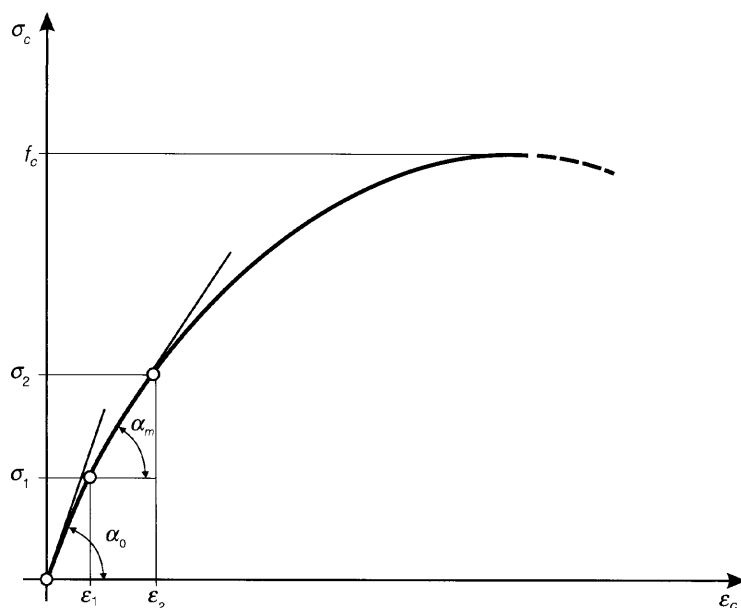
- sieczny, tzw. średni moduł sprężystości w umownym przedziale naprężeń:

$$E_{cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}, \quad [2-15]$$

(liczbowo równy $\tan \alpha_m$).

Wartości te różnią się między sobą tym więcej, im wyższe naprężenia σ_1 i σ_2 uzna się za przedział reprezentatywny dla modułu siecznego.

W przepisach EC2 [N12] zalecono przedział $\sigma_1 = 0$ i $\sigma_2 = 0,4 f_{ck}$, a w przepisach ACI [N14] przedział $\sigma_1 = 0$ i $\sigma_2 = 0,45 f_{cm}$. W pomiarach niepraktyczne jest założenie zerowej wartości dolnej granicy przedziału, bowiem wartość ta w odczytach nie jest jed-



Rys. 2-8. Geometryczna interpretacja umownych modułów sprężystości E_{c0} i E_{cm}

noznaczna, wskutek dopasowywania się na początku badania powierzchni próbki do głowicy prasy i dlatego większość metod badania przewiduje jakąś niewielką wartość ściskań, np. $\sigma_1 = 0,5$ MPa, przy której dokonuje się pierwszego odczytu ε_1 . W Polsce, zgodnie z zaleceniami przyjętymi w 1972 roku przez RILEM, stosuje się przedział naprężeń $\sigma_1 = 0,5$ MPa i $\sigma_2 = 0,33 f_{cm}$.

W przypadku braku badań, gdy nie jest wymagana duża dokładność obliczeń, norma [N1] zaleca, dla betonu na kruszywie kwarcytowym, w wieku 28 dni, obliczanie siecznego modułu sprężystości przy ścisłaniu z zależności:

$$E_{cm} = 11000 (f_{ck} + 8)^{0,3}, \quad [2-16]$$

gdzie: E_{cm} i f_{ck} wyraża się w MPa.

Na podstawie tego wyrażenia podano w [N1] orientacyjne wartości modułów przypisane klasom:

klasa betonu	B30	B37	B45	B50	B55	B60
f_{ck} [MPa]	25	30	35	40	45	50
E_{cm} [GPa]	31	32	34	35	36	37

Wartość E_{cm} podawana w normie może być brana pod uwagę we wstępnych obliczeniach projektowych w przedziale użytkowym naprężeń w betonie, czyli do $0,5 f_{ck}$. Początkowy moduł sprężystości przyjmuje się z podobnym przybliżeniem $E_{c0} \cong 1,1 E_{cm}$.

Zastrzeżenie, że obliczone tak wartości modułów dotyczą betonu wykonanego na kruszywie, w którym przeważa żwir kwarcytowy wskazują, że nie zawsze ma to zastosowanie w betonach wyższych klas (patrz p. 2.1.4.2).

W rzeczywistości występują znaczne różnice wartości E_{cm} określanych doświadczalnie, nawet rzędu $\pm 25\%$, zależnie od kruszywa. Spośród betonów wyższych klas większe wartości E_{cm} wykazują betony na

kruszywach bazaltowych, niższe o kilka do kilkunastu procent – betony na kruszywach z przewagą kwarcytu lub dolomitu, a jeszcze niższe (nawet ponad 20%, choć z dużymi rozrzutami) – na kruszywach granitowych. Dostępne w Polsce łamane kruszywa granitowe są stosunkowo niskiej wytrzymałości i betony z tymi kruszywami wykazują z reguły niższe wartości E_{cm} niż podane w normie [N1]. Ilustrację różnic modułów sprężystości dla betonów na kruszywach najczęściej stosowanych w kraju przedstawia rysunek 2-9 (według [A3]).

Przepisy [N12] podają orientacyjne wyrażenie na zmianę modułu sprężystości w czasie, w postaci:

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0,3} E_{cm}, \quad [2-17]$$

gdzie:

E_{cm} i f_{cm} dotyczą betonu w wieku 28 dni.

Betony lekkie na kruszywach sztucznych wykazują zwykle wartości modułu znacznie niższe (o 30 do 40%) niż betony tej samej klasy na kruszywach mineralnych. Ponieważ podobnie wahają się gęstości objętościowe tych betonów, próbowano ustalić związki empiryczne pozwalające na przybliżone oszacowanie modułów sprężystości, w zależności od gęstości objętościowej. Przykładem jest wzór zalecany w Stanach Zjednoczonych [N14] dla przedziału gęstości od około 1450 kg/m^3 do 2500 kg/m^3 , który po przekształceniach na jednostki SI ma postać:

$$E_{cm} = 0,043 \sqrt{\rho_c^3 f_{cm}} \quad [2-18]$$

gdzie gęstość objętościowa ρ_c w kg/m^3 , a wytrzymałość średnia f_{cm} i moduł w MPa.

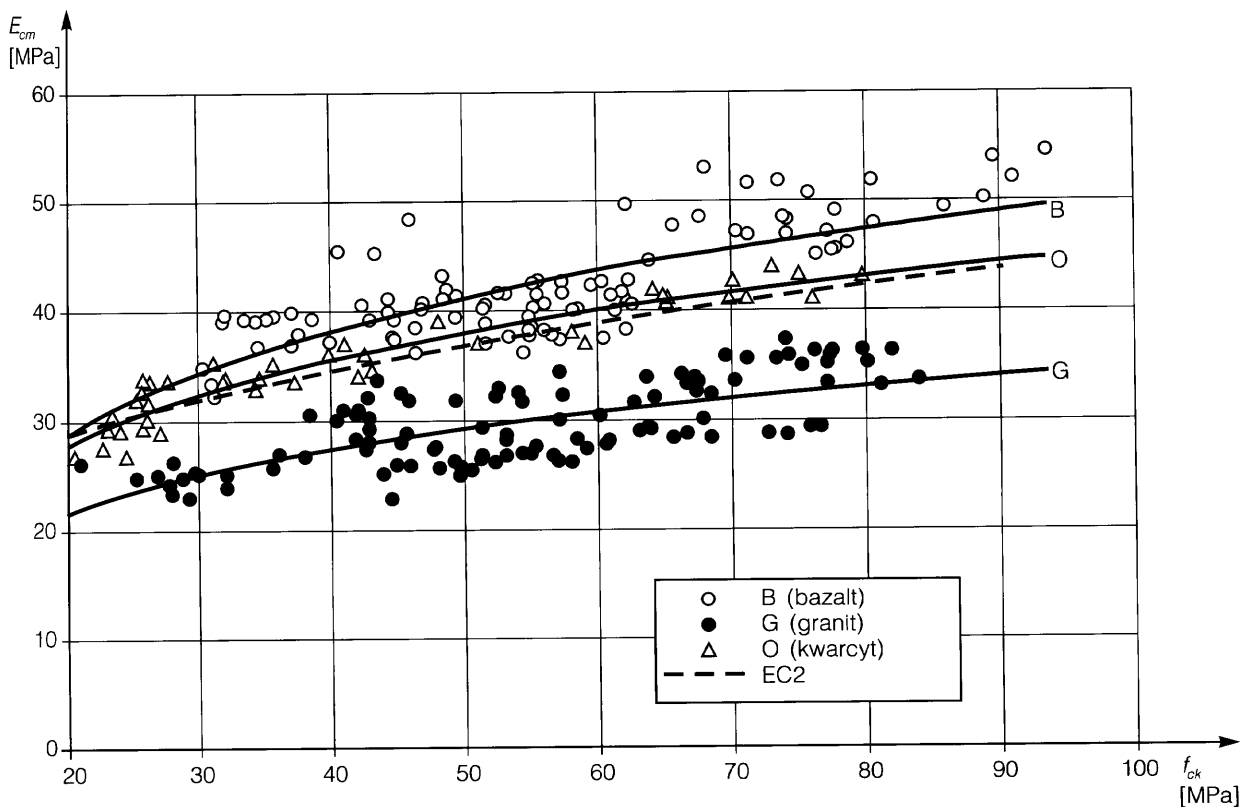
W zaleceniach CEB-FIP [N11] podano wzór uwzględniający wpływ gęstości betonu:

$$E_c = 9500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \left(\frac{\rho_c}{2400} \right)^2 \quad [2-19]$$

Dla betonów lekkich nowe zalecenia **fib** [24] podają końcowy mnożnik we wzorze [2-19] w postaci $(\rho_c/2200)^2$.

Gdy zakłada się wykonywanie elementów w warunkach technologicznych odbiegających od przeciętnych, przy intensywnych zabiegach zagęszczających (wibrowanie, próżniowanie, naparzenie), w obliczeniach nie można przyjmować wartości normowych E_{cm} i konieczne są wtedy pomiary na próbkach.

Jeszcze trudniej jest przewidywać moduły sprężystości w betonach ekspansywnych. Przy tym samym bowiem składzie betonu, w razie różnego stopnia hamowania jego rozszerzalności zbrojeniem, betony te wykazują różne moduły E_{cm} . Różnice te są większe, niż wynika to z samonaprężeń



Rys. 2-9. Porównanie wyników badań E_{cm} dla betonów wysokich klas na różnych kruszywach; podano też krzywą odpowiadającą zaleceniom przepisów EC2 [N12]

w betonie. Niezbędne są więc wówczas szczegółowe badania.

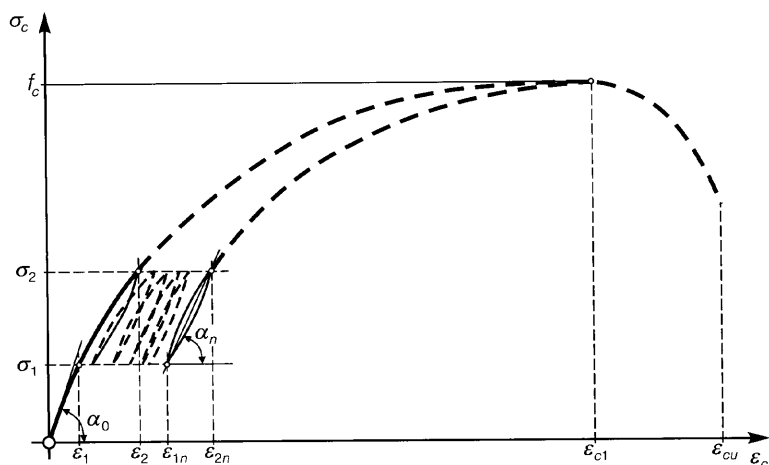
Rozważając wartość modułu sprężystości jaką należy wziąć pod uwagę w projektowaniu, trzeba przede wszystkim określić charakter obciążeń. Pierwsze obciążenie betonu w elemencie ma istotne znaczenie w wielu praktycznych przypadkach; takim obciążeniem jest np. sprężenie. Inne rodzaje obciążeń mogą mieć jednak charakter wielokrotny i część naprężeń w betonie zmienia się w pewnym przedziale. Występuje wtedy adaptacja materiału, który nabiera w tym przedziale cech sprężystych z niewielką pętlą histerezy (rys. 2-10). Nowy moduł sprężystości, tzw. dynamiczny E_{cn} , jest większy od E_{cm}

$$E_{cn} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_{2n} - \varepsilon_{1n}} > E_{cm} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad [2-20]$$

Można natomiast w przybliżeniu przyjąć $E_{cn} \cong E_{c0}$ czyli $\tan \alpha_n \cong \tan \alpha_0$. Taka sprężystość ustala się w betonie praktycznie już po dziesięciu cyklach obciążenia ($n \geq 10$), ale po zwiększeniu naprężeń znów pojawia się odkształcenia trwale (rys. 2-10).

Oprócz najważniejszej cechy z zakresu odkształcalności doraźnej – modułu sprężystości E_c – do projektowania niektórych ustrojów konieczna jest znajomość cech odkształcalności poprzecznej. Współczynnik odkształcenia poprzecznego (współczynnik Poissona) ν_c waha się od 0,15 do 0,25 i zależy nieznacznie od klasy betonu, natomiast istotnie od rodzaju kruszywa i od poziomu naprężeń. Ze względu na dużą liczbę wpływających czynników i zróżnicowane metody badań wyniki z różnych ośrodków silnie się różnią [15].

W badaniach krajowych wyznaczono dla betonów wysokowartościowych do B80 na kruszywie granitowym wartości ν_c w przedziale 0,15÷0,16, na kruszywie naturalnym otoczkowym z przewagą kwarcytu w przedziale 0,17÷0,18, a na kruszywie bazaltowym w przedziale 0,20÷0,21 [A3]. Badania dotyczyły wartości naprężeń ściskających w próbkach $\sigma = 0,33 f_{cm}$, czyli górnej wartości zalecanej w kraju przy badaniu siecznego modułu sprężystości. Polskie przepisy [N1], podobnie jak EC2, zalecają dla wszystkich betonów niezarysowanych wartość $\nu_c = 0,20$ oraz $\nu_c = 0$ w przypadku zarysowania.



Rys. 2-10. Odkształcenia betonu przy wielokrotnym obciążeniu statycznym

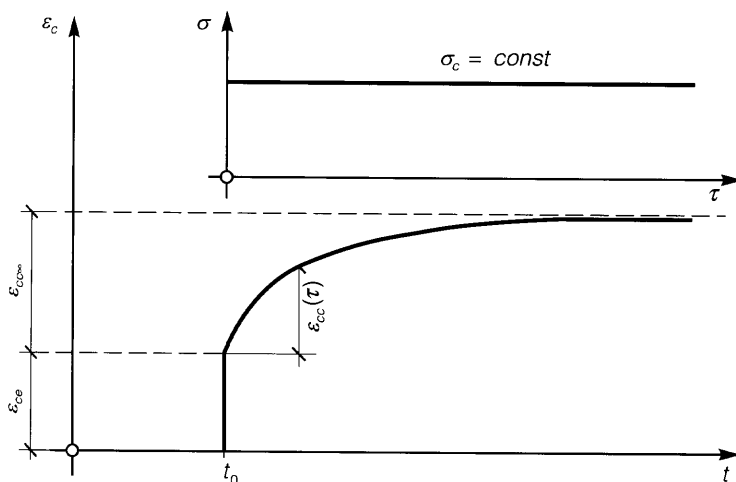
2.1.7.2. Odształcenia pełzania

Prosty przykład odkształceń pełzania, czyli zachodzących w czasie wskutek długotrwałego działania stałych obciążeń, przedstawiono na rysunku 2-11. Beton w wieku t_0 jest poddany naprężeniom utrzymywanym trwale. W chwili t_0 powstają odkształcenia doraźne (w uproszczeniu sprężyste) ε_{ce} , a następnie przyrastają odkształcenia pełzania $\varepsilon_{cc}(t-t_0)$, których granicą jest $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc\infty}$. Pełzanie jest procesem długotrwałym i zachodzi w znaczącej wartości przez 2 do 4 lat, a nie zanika całkowicie nawet po kilkudziesięciu latach. W zakresie niezbyt wysokich naprężeń w betonie ($\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$) zakłada się liniowy charakter pełzania i stosunek odkształceń pełzania ε_{cc} do odkształceń sprężystych ε_{ce} wyraża się współczynnikiem pełzania:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ce}} = \phi_c, \quad [2-21]$$

niezależnym praktycznie od naprężeń σ_c , ale głównie od warunków wilgotnościowych środowiska i wieku t_0 betonu w chwili obciążenia. Odształcenia pełzania są wtedy liniową funkcją naprężeń:

$$\varepsilon_{cc} = \phi_c \varepsilon_{ce} = \phi_c \frac{\sigma_c}{E_c}, \quad [2-22]$$



Rys. 2-11. Odształcenia pełzania w betonie

a przebieg pełzania w czasie określa funkcja pełzania $\phi_c(\tau)$ przyjmowana w postaci podanej przez Dischingera:

$$\phi_c(\tau) = \phi_c(1 - e^{-\beta\tau}) \quad [2-23]$$

gdzie:

$\tau = t - t_0$ stanowi czas działania obciążenia (w dniach),

β – współczynnik prędkości pełzania określany doświadczalnie (0,01÷0,03 na dzień).

Odształcenia pełzania przy ograniczonym czasie obciążenia $\tau_1 = t_1 - t_0$, wyrażają się wówczas zależnością:

$$\varepsilon_{cc}(\tau_1) = \phi_c(\tau_1)\varepsilon_{ce} \quad [2-24]$$

Przebieg odształceń doraźnych i odształceń pełzania przy ograniczonym czasie działania obciążenia na beton pokazano na rysunku 2-12. Z chwilą odciążenia zachodzi proces odwrotny niż przy obciążeniu, jednak zarówno powrotne odształcenia doraźne ε'_{ce} , jak i powrotne odształcenia pełzania $\varepsilon'_{cc}(\tau - \tau_1)$ są mniejsze. Pozostają bowiem trwałe odształcenia plastyczne. Taki przebieg odształceń dowodzi, że beton jest materiałem sprężysto-lepko-plastycznym.

Dla wyższych naprężeń w betonie ($\sigma_c > 0,45 f_{ck}$) odształcenia pełzania są zależne nieliniowo od naprężeń i rosną szyb-

ciej, a po przekroczeniu trwałej wytrzymałości betonu ($\sigma_c \approx 0,9 f_c$) odształcenia narastają gwałtownie, aż do zniszczenia materiału.

W zaleceniach CEB-FIP [N11], a następnie w EC2 [N12] i w konsekwencji w normie [N1] w załączniku A, zamieszczono metodę obliczania współczynnika pełzania dla sytuacji, gdy wymagana jest ocena bardziej dokładna, biorąca pod uwagę więcej czynników. Współczynnik pełzania $\phi_c(t, t_0)$ według tych przepisów określa się z uwzględnieniem czynników, takich jak: wiek betonu w chwili obciążenia, okres trwania obciążenia, wilgotność względna powietrza, wytrzymałość betonu, pole powierzchni przekroju i stopień wystawienia powierzchni na bezpośredni kontakt z powietrzem, a także rodzaj cementu i temperatura, w której twardnieje beton.

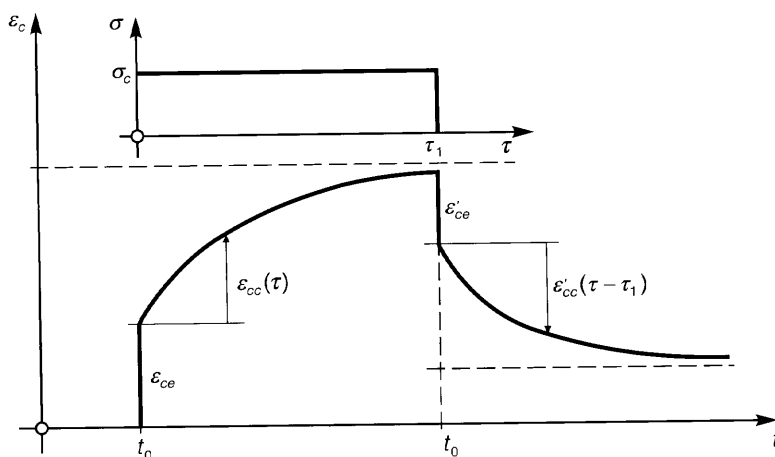
Ogólne wyrażenie ma postać:

$$\phi_c(t, t_0) = \phi_c(\infty, t_0)\beta_c(t - t_0) \quad [2-25]$$

gdzie: $\phi_c(\infty, t_0)$ jest końcowym współczynnikiem pełzania, a funkcja $\beta_c(t - t_0)$ wyraża przyrost pełzania od chwili t_0 przyłożenia obciążenia do rozważanego czasu t .

Wielkość $\phi_c(\infty, t_0)$ oblicza się ze wzoru:

$$\phi_c(\infty, t_0) = \Phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0) \quad [2-26]$$



Rys. 2-12. Pełzanie betonu przy ograniczonym czasie działania obciążenia

w którym czynnik uwzględniający wilgotność otoczenia ma postać:

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0,01RH}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}}; \text{ dla } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}, \quad [2-27a]$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 0,01RH}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2; \text{ dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa}, \quad [2-27b]$$

a czynniki uwzględniające wytrzymałość i wpływ wieku betonu oraz umowny wymiar elementu określa się ze wzorów:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}; \quad \beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}};$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}; \quad \alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2} \quad [2-28]$$

gdzie:

RH – względna wilgotność powietrza wyrażona w procentach,

A_c – pole powierzchni przekroju poprzecznego elementu, w mm^2 ,

u – część obwodu tego przekroju wystawiona na działanie powietrza, w mm ,

f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach,

t_0 – wiek betonu w chwili obciążenia, w dniach, z ewentualną korektą według [2-31].

Funkcję przyrostu pełzania $\beta_c(t-t_0)$ wyraża wzór:

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right]^{0,3}, \quad [2-29]$$

w którym $t-t_0$ stanowi czas trwania obciążenia (w dniach), a współczynnik zależny od

wilgotności i wymiarów przekroju określa się ze wzoru:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{1,8} \right] h_0 + 250 \leq 1500. \quad [2-30]$$

Powyższe wzory ustalono empirycznie i zamieszczono w CEB-FIP MC90 [N11] na podstawie wyników badań, w tym niektórych prowadzonych aż przez 70 lat.

Wpływ rodzaju cementu i temperatury otoczenia w okresie twardnienia wyraża się za pomocą korekty wieku betonu w chwili obciążenia we wzorze [2-26] według wzoru:

$$t_0 = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5, \quad [2-31]$$

w którym:

$t_{0,T}$ – wiek betonu w chwili obciążenia, skorygowany z uwagi na temperaturę,

α – wykładnik potęgowy zależny od rodzaju cementu, przyjmowany:

$\alpha = -1$ – dla cementów wolnotwardniejących,

$\alpha = 0$ – dla cementów zwykłych i szybko-twardniejących,

$\alpha = 1$ – dla szybko-twardniejących cementów wysokiej wytrzymałości.

Skorygowany wiek betonu, uwzględniający wpływ temperatury na proces twardnienia w zakresie 0°C do 80°C , określa się ze wzoru:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[- \left(\frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} - 13,65 \right) \right], \quad [2-32]$$

gdzie:

Δt_i – liczba dni z temperaturą T ,

$T(\Delta t_i)$ – temperatura otoczenia [$^\circ\text{C}$] występująca w okresie Δt_i .

W załączniku A normy [N1] podano w tablicach obliczone dla typowej sytuacji

(betony na cementach zwykłych lub szybko-twardniejących, przy temperaturze otoczenia 20°C) wartości końcowego współczynnika pełzania $\phi_c(\infty, t_0)$, oraz wartości funkcji przyrostu pełzania $\beta_c(t-t_0)$ w okresie obciążenia $(t-t_0)$ – dla różnych klas betonu, wilgotności względnej i wieku betonu w chwili obciążenia.

W założeniach projektowych projektant powinien na wstępie wziąć pod uwagę następujące ogólne wskazówki:

- betony klas wyższych wykazują znacząco mniejsze pełzanie,
- wcześniej obciążane betony o przyspieszonym dojrzewaniu lub na cementach szybkotwardniejących należy odnosić do odpowiednio wyższego wieku betonu, według proporcji wytrzymałości uzyskiwanej w czasie, w stosunku do betonu dojrzewającego w naturalnych warunkach,
- betony lekkie na kruszywach sztucznych wykazują pełzanie zbliżone do zwykłych, ale niższe moduły sprężystości, czyli w rezultacie współczynniki pełzania są tu niższe niż dla betonów zwykłych (patrz norma [N2]).

Trzeba sobie zdawać sprawę, że pełzanie jest procesem długotrwałym, wolno zanikającym. Dobry przykład podano w pracy [15]: jeśli pełzanie przeciętnie obciążonego elementu po 1 roku uznamy za 100%, to dla betonów zwykłych na cementach portlandzkich uzyskano: 114% po 2 latach, 120% po 5 latach, 126% po 10 latach, 133% po 20 latach i 136% po 30 latach.

2.1.7.3. Odształcenia skurczu

Odształcenia skurczu są spontaniczne, czyli niezwiązane z obciążeniami. Są one wynikiem zmian objętościowych wywołanych procesami fizykochemicznymi w betonie, głównie w przypowierzchniowych warstwach materiału. Podstawowymi przyczynami zjawiska są: opóźniona hydratacja cementu oraz wymiana wody z otoczeniem w różnych warunkach równowagi termodynamicznej.

Nieodwracalna część odształceń związana jest z hydratacją cementu, w której wiązanie chemiczne wody powoduje skurcz betonu; jednocześnie, zwiększanie objętości uwodnionych cząstek cementu wywołuje pęcznienie. W warstwach przypowierzchniowych występuje dodatkowo skurcz wywołany karbonatyzacją, w wyniku absorpcji dwutlenku węgla z atmosfery. W betonach na cementach portlandzkich w środowisku powietrznym przeważa skurcz, natomiast w wodzie – pęcznienie. W betonach na cementach ekspansywnych w każdym środowisku przeważa pęcznienie, choć jego intensywność zależy też od wilgotności otoczenia.

Odwracalna część odształceń skurczu jest wynikiem wymiany z otoczeniem wody wolnej oraz wody związanej fizycznie, np. kapilarnej i może stanowić 40 do 60% całkowitego skurczu. Ubytek wody z betonu, zachodzący w otoczeniu suchego powietrza, wywołuje skurcz, a pochłanianie wody z wilgotnej atmosfery lub środowiska wodnego – pęcznienie.

Zarówno hydratacja i karbonatyzacja, jak i ustalanie się równowagi termodynamicznej z otoczeniem mają charakter długotrwały, zanikający w czasie.

Odształcenia skurczu lub pęcznienia $\epsilon_{cs}(t)$ dążą asymptotycznie do granicy $\epsilon_{cs,\infty}$, co przebiega intensywnie w ciągu kilku lat, nie zanika jednak całkiem nawet po kilkadziesiąt lat. Uproszczone wykresy skurczu i pęcznienia, z pominięciem zaburzeń początkowych, przedstawiono na rysunku 2-13. Tradycyjnie, zmiany odształceń w czasie opisuje się w przybliżeniu funkcją analogiczną do funkcji pełzania:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cs,\infty} (1 - e^{-at}), \quad [2-33]$$

gdzie:

$\epsilon_{cs,\infty}$ – graniczne odształcenie ustalone doświadczalnie lub przyjęte z zaleceń normy,

α – współczynnik intensywności skurczu ($\alpha \leq 0,02$ na dzień).

W projektowaniu konstrukcji sprężonych najczęściej nie jest istotny całkowity skurcz od $t = 0$, ale od chwili sprężenia, kiedy to powstają z tego powodu straty siły sprężającej.

O odkształceniach skurczu, poza wilgotnością i temperaturą otoczenia oraz wiekiem betonu, decydują:

- rodzaj i przebieg cementu – przy cementach portlandzkich z reguły im wyższa jakość (klasa) cementu, tym większy skurcz,
- ilość cementu w betonie – im więcej cementu, tym większy skurcz,
- rodzaj kruszywa – zależnie od porowatości kruszywa i szczelności stosu okrucowego warunki wymiany wody z otoczeniem są różne.

Betony lekkie mają większy skurcz – przykładowo, konstrukcyjny beton łupkoporytowy wykazuje w stosunku do betonów zwykłych skurcz $\epsilon_{CSL} = (1,3 \div 1,5) \epsilon_{CS, \infty}$, przy czym mniejsze wartości dotyczą betonów z dodatkiem piasku.

Norma [N1], za wcześniejszymi przepisami europejskimi EC2 (ENV 1992-1-1:1991), podaje dokładniejsze wyrażenia do określa-

nia odkształceń skurczu, wydzielając dwa rodzaje – *skurcz od wysychania* i *skurcz autogeniczny*.

Dla odkształceń skurczowych, spowodowanych wysychaniem ϵ_{csd} , zaleca się wzór:

$$\epsilon_{csd}(t, t_s) = \epsilon_{csd, \infty} \beta_{ds}(t - t_s) \quad [2-34]$$

gdzie:

$\epsilon_{csd, \infty}$ – końcowe odkształcenie skurczowe od wysychania,

$\beta_{ds}(t - t_s)$ – funkcja określająca przyrost skurczu w czasie,

t – wiek betonu w rozważanej chwili, w dniach,

t_s – wiek betonu na początku obliczanego skurczu, w dniach.

Końcowe odkształcenie skurczowe od wysychania oblicza się ze wzoru:

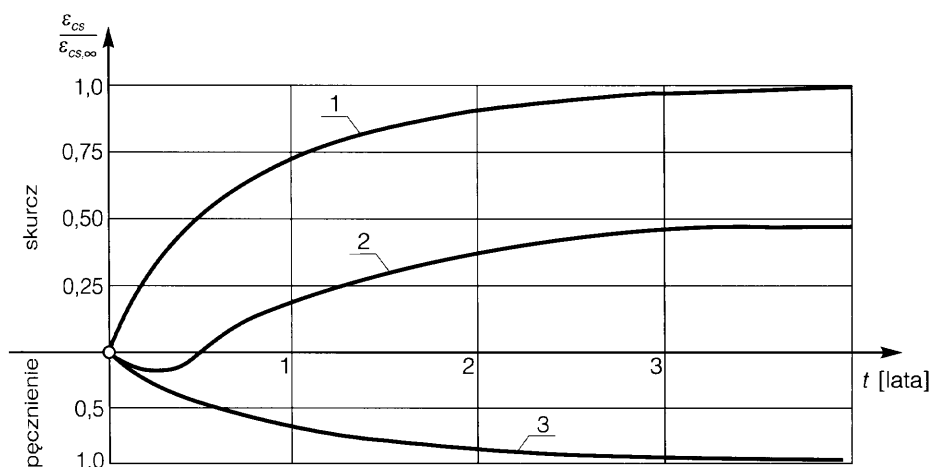
$$\epsilon_{csd, \infty} = [160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad [2-35]$$

gdzie:

β_{sc} – współczynnik zależny od rodzaju cementu, który przyjmuje się:

$\beta_{sc} = 4$ – dla cementów wolnotwardniejących,

$\beta_{sc} = 5$ – dla cementów zwykłych i szybko-twardniejących,



Rys. 2-13. Charakter odkształceń skurczu i pęcznienia betonu: 1 – beton twardniejący na powietrzu, 2 – beton wstępnie pielęgnowany w wodzie, 3 – beton trwale w wodzie

$\beta_{sc} = 8$ – dla szybkotwardniejących cementów wysokiej wytrzymałości;

f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa,

β_{RH} – współczynnik zależny od wilgotności względnej powietrza (w %), w przedziale $40\% \leq RH \leq 99\%$ stosuje się wyrażenie:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad [2-36]$$

Wartość funkcji $\beta_{ds}(t-t_s)$, określającej postęp skurczu z uwzględnieniem wymiarów przekroju, oblicza się ze wzoru:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \sqrt{\frac{t-t_s}{0,035h_0^2 + t-t_s}} \quad [2-37]$$

gdzie: $t-t_s$ to czas trwania obliczanego skurczu, w dniach, a h_0 to, podobnie jak przy pełzaniu, miarodajny wymiar przekroju w milimetrach (wzór [2-28]).

Dla odkształceń spowodowanych skurczem autogenicznym ϵ_{csa} zaleca się wzór:

$$\epsilon_{csa}(t) = \epsilon_{csa,\infty} \beta_{as}(t) \quad [2-38]$$

gdzie:

$\epsilon_{csa,\infty}$ – końcowe odkształcenie skurczu autogenicznego,

$\beta_{as}(t)$ – funkcja określająca przyrost skurczu autogenicznego w czasie.

Końcowe odkształcenie od skurczu autogenicznego oblicza się ze wzoru:

$$\epsilon_{csa,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [2-39]$$

Wartość funkcji $\beta_{as}(t)$ przyrostu skurczu autogenicznego w czasie wyznacza się ze wzoru:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \quad [2-40]$$

Dla najczęściej występujących przypadków wartości końcowych odkształceń skur-

czu od wysychania i autogenicznego oraz wartości funkcji przyrostu skurczu w czasie podano w załączniku normy [N1] w postaci tabelaryzowanej.

Dla konstrukcji w środowisku wodnym, z betonów na cementach portlandzkich, można zalecić $\epsilon_{cs} = 0$, co jest założeniem ostrożnym, gdyż na ogół zachodzi niewielkie pęcznienie betonu. Dla betonów lekkich norma [N2] uzależnia wartość ϵ_{csL} także od stopnia zbrojenia.

Analizując dwie grupy odkształceń opóźnionych – pełzanie, związane z wpływami mechanicznymi i skurcz, niezależny od tych wpływów – należy podkreślić, że praktycznie zawsze odkształcenia te w konstrukcji nakładają się. Szczególnie silnie uwydatnia się to w konstrukcjach sprężonych, kiedy sprężenie, a najczęściej także obciążenie elementu, zachodzi w okresie intensywnego jeszcze skurczu, a więc odkształcenia pełzania i skurczu, choć rozpoczynają się w różnym czasie, to jednak nakładają się.

W projektowaniu – jeśli problem nie dotyczy zamkniętej produkcji w zakładzie prefabrykacji – nie można precyzyjnie przewidzieć rzeczywistych warunków otoczenia, a założenia co do stałości tych warunków są zawsze bardzo przybliżone. Z tych względów współczynniki pełzania i odkształcenia skurczu należy przyjmować ostrożnie, a czasem dla alternatywnych założeń.

2.1.8. Inne cechy betonu

Do projektowania, wykonywania i badania konstrukcji sprężonych konieczna jest znajomość, oprócz wytrzymałości i odkształcalności betonu, także innych cech fizycznych.

Przyczepność betonu do stali jest cechą rozumianą dwojako: w znaczeniu węższym chodzi o adhezję stykających się materiałów, a w szerszym – o czynniki zapobiegające przerwaniu kontaktu materiałów, np.

wyrwaniu pręta z betonu. W konstrukcjach sprężonych, zwłaszcza strunobetonowych, istotna jest przyczepność w sensie technicznym, czyli zespół zjawisk i czynników, które pozwalają na przekazanie siły naciągu stali na beton. Składają się na to: adhezja, skurcz betonu, docisk stali do betonu, szorstkość i wyprofilowanie powierzchniowe stali oraz stan naprężenia w otaczającym betonie. Na przyczepność wpływają niekorzystnie wszelkie powłoki na stali oraz podwyższenie temperatury elementu.

Podstawowa wytrzymałość przyczepnościowa betonu i stali, przy pokonaniu sił adhezji, odpowiada w ostrożnym przybliżeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie. Dla betonów wysokiej wytrzymałości wzrost przyczepności jest jednak jeszcze wolniejszy niż wzrost wytrzymałości na rozciąganie. Zagadnienie przyczepności betonu i cięgien w strunobetonie omówiono w punkcie 7.6.1.

Rozszerzalność cieplna betonu jest wypadkową rozszerzalności zaczynu cementowego i kruszywa (zaczyn ma rozszerzalność nieco większą). Obok naturalnej rozszerzalności, w zaczynie zachodzi pęcznienie wywołane zmniejszeniem napięcia kapilarnego w wodzie w podwyższonej temperaturze i stąd uzależnienie w pewnym stopniu rozszerzalności od wilgotności betonu. W podwyższonych temperaturach (ponad 300°C) obserwuje się wzrost rozszerzalności, związany głównie z częściową dehydratacją zaczynu cementowego. Rozszerzalność wyraża się współczynnikiem liniowej rozszerzalności α_T , który dla betonów na różnych kruszywach i w różnych temperaturach wynosi od 0,9 do $1,5 \times 10^{-5}$ na stopień. W obliczeniach przyjmuje się dla przedziału temperatur od -20 °C do 100 °C wartość średnią $\alpha_T = 1 \times 10^{-5}$ na stopień. Niższe wartości cechują betony na kruszywach wapiennych i lekkich.

Ciepło właściwe betonu wynosi 850÷1150 J/(kg × °C) i jest wyższe dla betonów wilgotnych i betonów w podwyższonej temperaturze.

Przewodność termiczna betonów zwartych jest znaczna i silnie zależy od rodzaju kruszywa, porowatości oraz zawilgocenia betonu. Największą przewodność wykazują betony na kruszywach wapiennych, a najmniejszą, na lekkich kruszywach porowatych. Obecność zbrojenia dodatkowo zwiększa łączną przewodność. W warunkach powietrzno-suchych współczynnik przewodności przyjmuje się w obliczeniach:

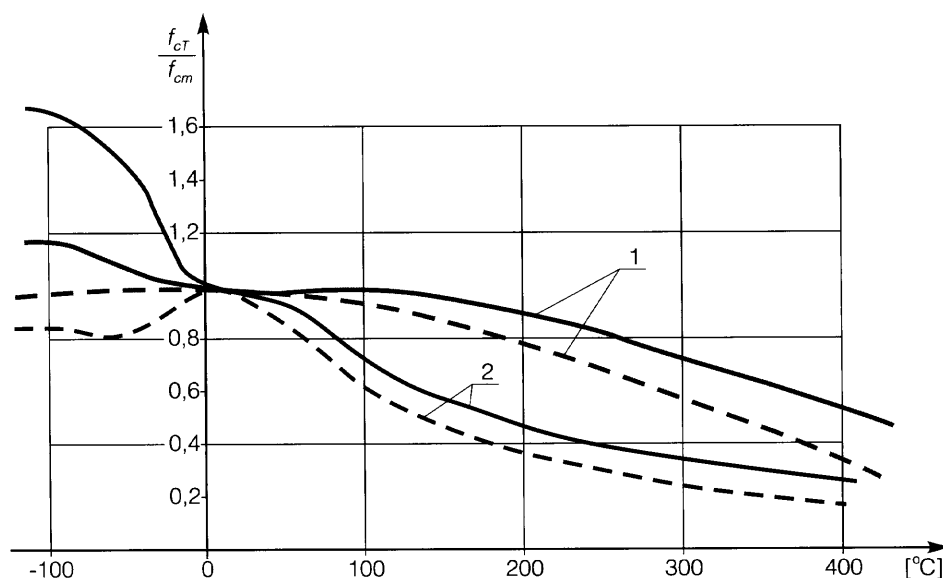
- dla zwykłego betonu niezbrojonego $\lambda = 1,2 \text{ W/(m} \times \text{°C)}$,
- dla żelbetu $\lambda = 1,4 \text{ W/(m} \times \text{°C)}$,
- dla betonu lekkiego ($\rho_c = 1,9 \text{ g/cm}^3$) $\lambda = 0,8 \text{ W/(m} \times \text{°C)}$.

Odporność na temperaturę jest różna przy podgrzaniu i przy oziębieniu.

Podwyższone temperatury wpływają na beton nieznacznie do 105°C, kiedy w środowisku wilgotnym obserwuje się nieznaczny wzrost wytrzymałości, a w środowisku suchym, niewielki spadek. W wyższych temperaturach występuje spadek wytrzymałości f_{cT} (rys. 2-14) połączony z przyrostem odkształceń pęcznienia. Do celów obliczeniowych przeciętnie zakłada się utratę wytrzymałości betonu na ściskanie o 10% przy 150°C, o 20% przy 200°C i o 25% przy 250°C. Wytrzymałość na rozciąganie spada szybciej, co wiąże się bezpośrednio z rozwojem mikrorys w nagrzanym betonie. Równie znaczne zmiany wykazuje odkształcalność betonu; moduł sprężystości jest stały w temperaturze do około 50°C, a później spada: o 40% przy 200°C i aż o 75% przy 400°C (rys. 2-15). W betonie nagrzanym jeszcze silniej występują duże, nieodwracalne zmiany strukturalne, w zwykłym betonie nagrzanym do 600°C stwierdzono trwały charakter ponad 40% odkształceń termicznych. Beto-

ny lekkie na kruszywach sztucznych, dzięki intensywnej obróbce termicznej kruszywa, wykazują większą odporność na podwyższone temperatury; zwiększenie odporności, wyrażane w jednostkach czasu działania temperatury, oceniane jest na 20÷50%. Największą redukcję obserwuje się w przyczepności betonu i stali w podwyższonych temperaturach. Ujawniają się bowiem skutki różnic rozszerzalności termicznej betonu i stali, niezależnie od wpływu spadku wytrzymałości betonu. Przyjmuje się ostrożnie, że przyczepność do stali gładkiej spada o 30% w temperaturze 100°C i o 60% przy 200°C. Z całkowitą utratą przyczepności należy liczyć się w temperaturze 400°C dla prętów gładkich i 450°C, dla prętów żebrowanych; są to wyniki badań konstrukcji żelbetowych, które dla przyczepności w konstrukcjach sprężonych mogą być jedynie ogólną wskazówką.

Wpływ obniżenia temperatury badano na betonach zwykłych, suchych i były to



Rys. 2-14. Względna wytrzymałość betonu na ściskanie f_{ct}/f_{cm} w warunkach podwyższonej lub obniżonej temperatury (na podstawie [15]); 1 – beton suchy, 2 – beton wilgotny; linia ciągła – wytrzymałość w danej temperaturze; linia przerywana – wytrzymałość po powrocie do 20°C

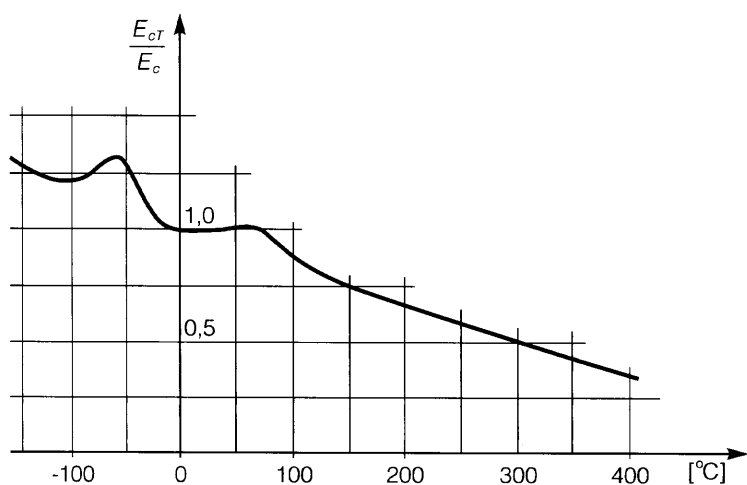
niezbyt obszerne dotąd badania. W temperaturze -40°C stwierdzono wyraźny przyrost wytrzymałości i sprężystości betonu (rys. 2-15), a po ponownym ogrzaniu do $+20^{\circ}\text{C}$ uzyskano przyrost wytrzymałości i modułu sprężystości o kilka procent w porównaniu z materiałem nieprzechłodzonym. W silnie obniżonych temperaturach, poniżej -150°C , obserwuje się dwu-, a nawet trzykrotny wzrost wytrzymałości betonu wilgotnego, natomiast w betonie suchym wzrost jest znacznie mniejszy [15].

Ognioodporność betonu analizuje się z punktu widzenia awaryjnych stanów konstrukcji. Za przypadki awaryjne uważa się nagrzanie betonu zwykłego do temperatury ponad 250°C , choć przy kruszywach naturalnych ze skał magmowych lub przy sztucznych kruszywach spiekanych sam beton nie doznaje wtedy jeszcze dużych, nieodwracalnych uszkodzeń. W razie nagrzania betonu zwykłego do temperatury ponad 600°C powstają trwałe zarysowania, a po dalszym nagrzaniu – $900\div 1000^{\circ}\text{C}$, beton zmienia barwę na szarozółtą i po ostudzeniu rozpada się. Ten objaw kruszenia się przegrzanego betonu jest wynikiem zarysowań, a także wtórnej hydratacji tlenku wapniowego, połączonej ze zwiększeniem objętości.

W razie zagrożenia wystąpieniem tak wysokich temperatur w czasie użytkowania niezbędne jest zabezpieczenie wszelkich konstrukcji z betonu, zwłaszcza konstrukcji sprężonych, wykładziną izolacyjną lub osłoną z betonu żaroodpornego.

Zdolność ochronna przed promieniowaniem jest zaletą betonów, która stała się bardzo ważna w związku z szerokim zastosowaniem betonowych budynków bezpieczeństwa reaktorów jądrowych lub akceleratorów. Beton jest korzystny pod względem równoczesnego osłabiania wszystkich podstawowych rodzajów promieniowania: fotonowego (γ i X) oraz korpuskularnego – neutronowego i o wysokich energiach. Ogólnie oceniając, o działaniu ochronnym betonu przed promieniowaniem decydują:

- przy promieniowaniu fotonowym – gęstość objętościowa materiału; z tego względu stosowane są betony ciężkie,
- przy promieniowaniu neutronowym – zawartość wodoru w betonie (zazwyczaj powyżej 5%) jako spowalnicza cząstek, a także obecność pierwiastków pochłaniających wolne neutrony (np. bor, kadm),
- przy promieniowaniu o wysokich energiach – cechy zbliżone jak przy promieniowaniu neutronowym o niższych energiach.



Rys. 2-15. Wpływ temperatury na zmiany modułu sprężystości (według [15])

Choć beton zwykły na cemencie portlandzkim jest materiałem korzystnym z punktu widzenia ochrony przed promieniowaniem, to jednak przy przewadze któregoś rodzaju promieniowania oraz w celu zmniejszenia wymiarów (grubości) osłon z betonu, stosuje się specjalne składniki. Na wzrost masy betonu przy zachowaniu wymiarów wpływa się najczęściej, dodając ciężkie wypełniacze mineralne (baryt, magnetyt, hematyt) lub sztuczne (śrut żeliwny, ścinki stalowe, odpady metalurgiczne). Na zawartość wodoru wpływa głównie woda w stwardniałym zaczynie cementowym. Ponieważ jednak niewłaściwe jest zwiększenie ilości cementu (skurcz, obniżenie gęstości), stosuje się kruszywa z dużą naturalną zawartością wody krystalizacyjnej (np. limonit, serpentynit).

2.1.9. Zalecenia norm projektowania

Do celów projektowania konstrukcji sprężonych, podobnie jak wszelkich innych konstrukcji budowlanych, konieczne jest wstępne przyjęcie materiałów, a tym samym przyjęcie cech wytrzymałościowych i innych. Wartości niezbędne w obliczeniach odczytuje się z norm oraz, w bardziej odpowiedzialnych przypadkach, określa także eksperymentalnie. Z podstawowych norm dotyczących betonu i konstrukcji z betonu obowiązujących w naszym kraju [N1], [N3], wybrano przepisy ważne przy projektowaniu konstrukcji sprężonych.

Najważniejsze wartości potrzebne w obliczeniach projektowych to wytrzymałość cha-

rakterystyczna i obliczeniowa betonu. Zostaną one ogólnie omówione w p. 5.3, a ich liczbowe wartości są normą przypisane odpowiednim klasom betonu: dla ściskania f_{ck} , f_{cm} i f_{cd} oraz dla rozciągania f_{ctk} , f_{ctm} i f_{ctd} – tablica 2-2.

Gdy znana jest wytrzymałość średnia betonu f_{cm} i odchylenie standardowe s_f (np. przy projektowaniu sprężenia dla konstrukcji już wykonanej), podstawą zaliczenia betonu do odpowiedniej klasy według [N1] jest wytrzymałość charakterystyczna (wzór [2-1]). Gdy wytrzymałość średnią wyznaczono na innych próbkach niż podstawowe, należy najpierw dokonać przeliczania (współczynniki podano w normach badań).

Wytrzymałość obliczeniową na ściskanie f_{cd} w szczególnych przypadkach należy przemnożyć przez współczynnik redukcyjny α_{cc} przy obliczaniu nośności przekrojów.

Po szeregu zmian te szczególne przypadki ograniczono do słupów o małych przekrojach (pole przekroju $\leq 0,09 \text{ m}^2$ i jednocześnie mniejszy bok $< 0,25 \text{ m}$) oraz do obiektów o szczególnej odpowiedzialności (patrz [N1] p. 2.1.2).

Wytrzymałość betonu na docisk jest cechą materiałowo-geometryczną i ma szczególne znaczenie w konstrukcjach sprężonych z racji koncentracji sił przy zakotwieńnię cięgien. W przepisach [N1] obliczeniowa wytrzymałość na docisk wyraża się w stosunku do podstawowej wytrzymałości obliczeniowej betonu wzorem:

$$f_{cud} = v_{cu} f_{cd} \quad [2-41]$$

Tablica 2-2. Wytrzymałości betonu w [MPa] do obliczania konstrukcji sprężonych, wg [N1]

Klasa betonu		B30	B37	B45	B50	B55	B60
Wytrzymałość charakterystyczna	na ściskanie f_{ck}	25	30	35	40	45	50
	na rozciąganie f_{ctk}	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Wytrzymałość średnia	na ściskanie* f_{cm}	33	38	43	48	53	58
	na rozciąganie f_{ctm}	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Wytrzymałość obliczeniowa	na ściskanie f_{cd}	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
	na rozciąganie f_{ctd}	1,20	1,33	1,47	1,67	1,80	1,93

*wytrzymałość średnia jest podana w [N1] wzorem orientacyjnym $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]}$

gdzie:

$$v_{cu} = \omega_u - (\omega_u - 1) \sigma_{cum} / f_{cd},$$

$$\omega_u = (A_{c1} / A_{c0})^{1/2},$$

σ_{cum} – średnie naprężenie ściskające na powierzchni rozdziału poza powierzchnią docisku,

A_{c0} – pole powierzchni docisku,

A_{c1} – pole powierzchni rozdziału.

W większości przypadków konstrukcji sprężonych zachodzi $\sigma_{cum} = 0$ i wtedy wzór [2-41] upraszcza się do postaci:

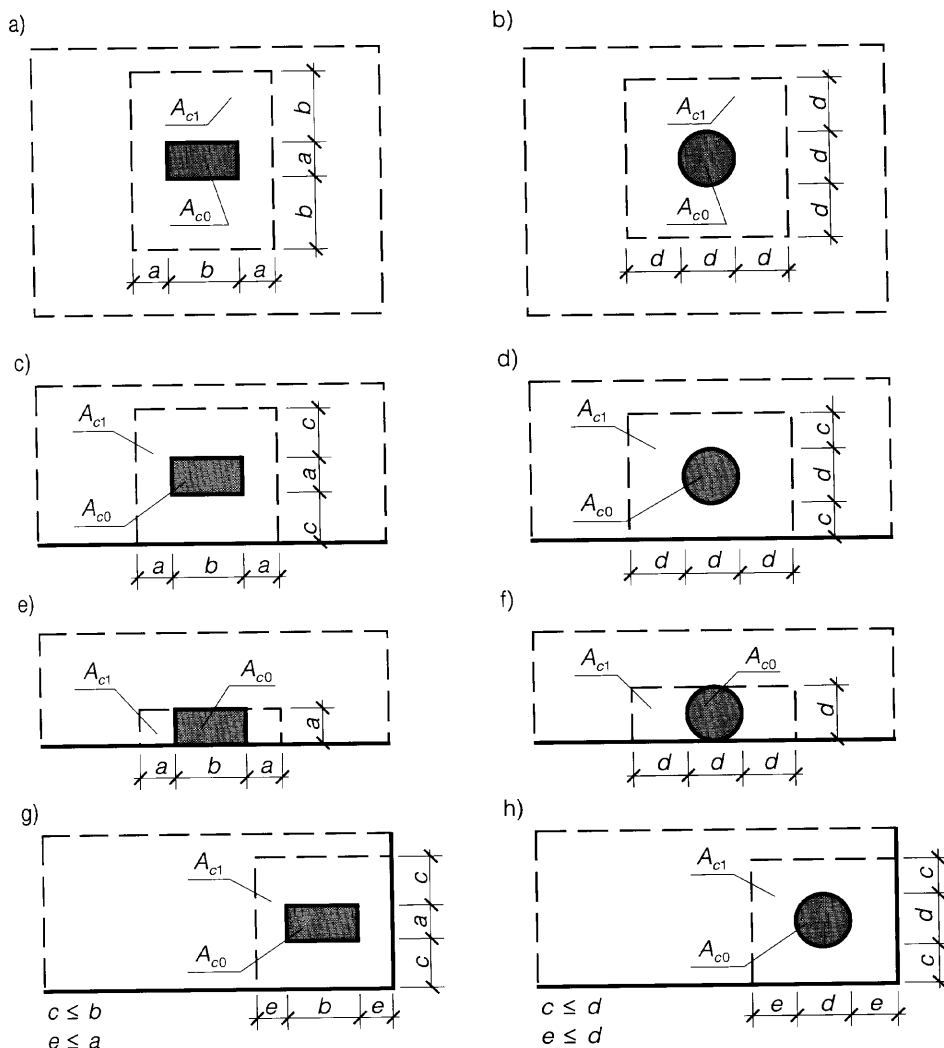
$$f_{cud} = \omega_u f_{cd}. \quad [2-42]$$

Szereg możliwych sytuacji i zasady wyznaczania powierzchni rozdziału A_{c1} we-

dług [N1] podano dla przypadków zachodzących w konstrukcjach sprężonych na rysunku 2-16. Należy tu podkreślić, że skoncentrowanych sił bezpośrednio przy krawędzi (rys. 2-16 e, f) należy generalnie unikać.

Norma [N1] zaleca ograniczenie wartości $\omega_u \leq \omega_{u,max}$, podając dla przypadków z rysunku 2-16: $\omega_{u,max} = 2,5$ w przypadkach a) i b) oraz $\omega_{u,max} = 2,0$ w pozostałych przypadkach.

Przy kilku obciążeniach skupionych, powierzchnie rozdziału nie mogą się wzajemnie nakrywać, przy sąsiadujących obciążeniach stosujemy podział powierzchni proporcjonalny do wielkości sił.



Rys. 2-16. Zasady przyjmowania powierzchni rozdziału A_{c1} według [N1]

2.1.10. Betony nowej generacji

Punkt ten zawiera informacje uzupełniające, związane ze światowym rozwojem technologii betonu i nowymi próbami zastosowań. Nie mamy w tym zakresie, jak dotąd, zbyt wielu doświadczeń w naszym kraju, a przepisy projektowania [N1] nie ujmują tych betonów, co oczywiście nie przyspiesza postępu w tym zakresie. Zamierzeniem jest tu zatem przybliżenie aktualnego stanu rozwoju tej dziedziny, tak, aby mogło to ułatwić śledzenie bieżących i przyszłych publikacji (patrz też [A2]).

2.1.10.1. Próba współczesnej klasyfikacji betonów

Postęp w uzyskiwaniu nowych cech betonów był początkowo utożsamiany z ich coraz wyższą wytrzymałością na ściskanie. Określenie „betony wysokiej wytrzymałości” stosowano już poprzednio, w dobie rozwoju konstrukcji sprężonych, w odniesieniu do betonów, które dziś klasyfikujemy od B30 do B50, a w normach europejskich od C25/30 do C40/50, i zaliczamy do konstrukcyjnych betonów zwykłych.

Współcześnie wytrzymałość na ściskanie jest nadal główną cechą podawaną dla scharakteryzowania betonu i w krajach europejskich jest ona podstawą do zaliczenia materiału do normowej klasy. W normach amerykańskich i w wielu innych krajach zrezygnowano z klasyfikacji tego rodzaju. Wszędzie natomiast rośnie waga innych cech materiału, takich jak, różne aspekty trwałości, urabialność, szczelność i inne.

Wyrazem nowego spojrzenia była właśnie zmiana terminologiczna, gdy w miejsce „betonów wysokiej wytrzymałości” (*High-Strength Concrete – HSC*) przyjęto powszechnie termin „beton wysokowartościowy” (*High-Performance Concrete – HPC*), choć często stosuje się skrót obydwu terminów *HS/HPC*. Wprowadzony w kraju w 1993 roku skrót BWW wydaje się dobrym odpowiednikiem, oddającym

cym wynik dyskusji w światowej literaturze nad sprecyzowaniem terminologii [2], [15].

Beton wysokowartościowy (BWW) jest najczęściej klasyfikowany na podstawie wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie powyżej $f_{ck,cyl} = 50$ MPa, lub $f_{ck,cub} = 60$ MPa. Ta umowna granica ewoluuje w różnych krajach, np. w USA tradycyjnie uznawano $f_{c,cyl} = 41,2$ MPa (6000 psi) jako granicę zaliczenia betonu do tej grupy, a w praktyce przyjmuje się tam już obecnie powszechnie wartość 55 MPa (8000 psi) jako graniczną [K10(1)]. W istocie ta granica powinna być przyjmowana na podstawie wymagań niezbędnych uzupełnień składu mieszanki i zabiegów technologicznych w stosunku do betonów zwykłych.

W Japonii, gdzie w odróżnieniu od USA normowo klasyfikuje się beton pod względem wytrzymałości (JASS-5, 1995), wyróżnia się aktualnie 3 grupy [K10(2)] na podstawie wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie: betony konstrukcyjne zwykłe (18÷36 MPa), betony wysokiej wytrzymałości „1” (36÷60 MPa), betony wysokiej wytrzymałości „2” (powyżej 60 MPa).

Jeszcze inną klasyfikację zaproponowano w Kanadzie [2], według której na podstawie średniej wytrzymałości wyróżnia się pięć klas BWW:

wytrzymałość średnia f_{cm} [MPa]	50	75	100	125	150
klasa BWW	I	II	III	IV	V

Zgodnie z większością źródeł zagranicznych (w Europie) racjonalne obecnie wydaje się przyjęcie propozycji, że BWW to betony od C50 do C90 (czyli w przybliżeniu B60 do B100).

Beton bardzo wysokowartościowy (BBWW) to materiał stosowany w praktyce dotąd w nielicznych krajach, wymagający składników wyjątkowo wysokiej jakości, ale wytwarzany przy zachowaniu ogólnych zasad tech-

nologicznych, analogicznych do wszystkich betonów konstrukcyjnych i możliwości użytkowania ich *in situ* [K5(1)]. Przyjmuje się różne granice, a przeważa założenie, że BBWW (*Very High-Performance Concrete – VHPC*) to betony od C100 do C150.

Włóknobeton wysokowartościowy (WBWW) to beton wysokowartościowy z losowo rozproszonym zbrojeniem w postaci włókien metalowych, węglowych, polipropylenowych lub innych, o długości rzędu 20-30 mm i polu przekroju do 1 mm². Betony takie znane są w literaturze jako *FRHPC* (*Fibre-Reinforced High-Performance Concrete*).

Beton ultra-wysokowartościowy (BUWW) to najnowsza generacja materiałów na bazie cementów i określenie jest zapożyczone od autorów amerykańskich i francuskich [K7(1),(2)] (*Ultra High Performance Concrete – UHPC*). Są to materiały o istotnie różnych składach mieszanek w stosunku do znanych betonów i najczęściej nie bierze się pod uwagę ich stosowania bez rozproszonego zbrojenia. Przyjęto umownie, że BUWW to betony o wytrzymałości powyżej 150 MPa. Przypuszczalnie ta grupa betonów ulegnie dalszemu podziałowi w miarę rozwoju technologii, bowiem w ich wariantach składniki i metody wykonania różnią się bardzo istotnie. Obok dążenia do uzyskania wysokiej wytrzymałości na ściskanie wysilek badaczy skierowany jest na jednoczesne zwiększenie wytrzymałości na rozciąganie i ciągliwości, a zatem redukcję kruchości.

Już obecnie wyodrębnia się w badaniach i publikacjach BUWW w trzech grupach:

1) Beton z proszków reaktywnych – to materiał nazwany tak przez twórców francuskich z koncernu *Bouygues* (*Béton de Poudres Réactives*), szerzej znany pod skrótem *RPC* (*Reactive Powder Concrete*). W wersji podstawowej, bez zbrojenia rozproszonego, osiągnięto wytrzymałości na ściskanie do 300 MPa, natomiast

w wersji zbrojonej mikrowłóknami stalowymi, po specjalnej obróbce cieplno-ciśnieniowej – aż 810 MPa [K7(1)], [K8(1)], [K10(3)], [A7], [A9].

2) Zagęszczony włókno-kompozyt – znany najpierw pod skrótem *CRC* (*Compact Reinforced Composite*), a następnie *COMPRESIT*, został wprowadzony przez badaczy skandynawskich (m.in. z Ålborg Portland w Danii). Istotą tego materiału jest duża zawartość włókien stalowych (5% do 15% objętości) i drobnoziarniste kruszywo, natomiast nie są wymagane szczególne zabiegi technologiczne [K6(1)], [K9(1)].

3) Kompozyt *SIFCON* – to połączenie koncepcji siatkobetonu z mikro-włóknobetonem. Materiał wprowadzono i szeroko przebadano w USA i w Kanadzie (*Slurry Infiltrated Fibered Concrete*).

Osnowa z siatek stalowych jest wypełniana mikrowłóknami stalowymi i przesykana pod ciśnieniem upłynioną zaprawą drobnoziarnistą. Wariantem tej koncepcji jest kompozyt *SIMCON* (*Slurry Infiltrated Mat Concrete*), w którym zastosowano w miejsce siatek maty z cienkich, wielokierunkowo ułożonych włókien [K11(1), (2)].

Ważną próbę międzynarodowego ujednolicenia terminologii i klasyfikacji włóknobetonów podjęto w Japonii i podano w [A12].

Lekkie betony wysokowartościowe (LBWW) nazywane są w skrócie *LWA/HPC* (*Lightweight Aggregate High-Performance Concrete*) i stanowią naturalny kierunek rozwoju lekkich betonów konstrukcyjnych. Według zaleceń *fib* [21], [24] do grupy tej zaliczane są betony o wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie począwszy od 40 MPa. Betony te największe zastosowanie znalazły w elementach konstrukcji platform wydobywczych i innych obiektach wykonywanych najpierw w suchych dokach

(z racji konieczności zapewnienia płynności w początkowej fazie budowy) oraz w przęsłach mostów i przekryciach dużej rozpiętości [K12(1)]. Wytrzymałości na ściskanie LBWW osiągane są w praktyce obecnie w przedziale LC60 do LC85, przy gęstości 1850 do 2000 kg/m³. W laboratoriach bada się betony LC100 do LC120. Dominują kruszywa sztuczne ze spęcznionych glin (*Liapor, Leca*) [K12(1), (2)]. Zasady technologii tych betonów, jak też niezbędne dodatki i domieszki, są analogiczne jak w BWW, ale cechy świeżych i stwardniałych betonów tej samej wytrzymałości są istotnie odmienne. Między innymi, zależność $\sigma - \epsilon$ w LBWW jest zdecydowanie bardziej liniowa, przy wyraźnie niższym współczynniku sprężystości [24], [K12(3)].

BWW samozagęszczalny, znany pod skrótem *SC-HSC (Self-Compacting HSC)*, to beton silnie upłynniony, o normowym rozplywie 500 do 700 mm, pozwalający na układanie bez wibrowania nawet przy złożonych kształtach i gęstym zbrojeniu. Przy stosunkowo małej ilości kruszywa i dużej zawartości cementu (ponad 600 kg/m³) zasadnicze znaczenie mają efektywne superplastyfikatory, specjalne domieszki korygujące lepkość i zapobiegające segregacji oraz dodatki popiołów obniżające ciepło hydratacji.

Betony te wynaleziono i wprowadzono w 1988 roku w Japonii, gdzie następnie prowadzono ich szczególnie intensywne badania, a także bardzo efektywne wdrożenia [K1(1)], [K7(3)], [A8]. Od roku 1998 r. stosowane są także w Polsce z inicjatywy firmy SIKA.

2.1.10.2. Technologia i badania BWW

Badania BWW dowiodły, że betony o wytrzymałości do 60 MPa mogą być używane przez samą domieszkę plastyfikatorów i redukcję stosunku w/c, natomiast wyższe wytrzymałości wymagają co najmniej kombinacji dwóch składników, efektywnych

superplastyfikatorów i pyłów krzemionkowych. O ile w pierwszym okresie dodatki i domieszki do betonów pochodziły z produktów ubocznych, a nawet odpadów przemysłowych, to współcześnie są to albo precyzyjnie badane i modyfikowane produkty odpadowe, albo specjalnie produkowane środki chemiczne [K9(1), (2)].

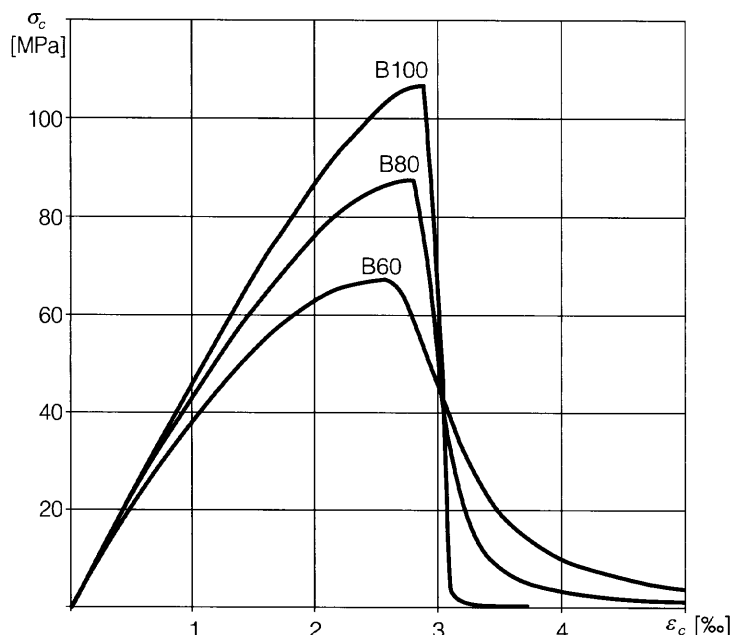
Zasady doboru składników BWW nie odbiegają istotnie od znanych doświadczalnych metod doboru składu betonów zwykłych, a można jedynie wskazać większą wrażliwość na jakość składników i precyzję dozowania. Kontrola jakości BWW musi być z całą starannością podjęta już na etapie kontrolnych badań składników, a zwłaszcza cementów, wilgotności kruszywa, właściwości dodatków i domieszek. Ze względu na nieunikniony charakter iteracyjny metod projektowania mieszanek i ich doświadczalnego sprawdzania, tworzone są pakiety oprogramowania wspomagające te metody [K7(4), (5)].

Pomimo uzyskiwania, dzięki plastyfikatorom, odpowiedniej konsystencji mieszanki przy niskim wskaźniku w/c, konieczne jest bardziej precyzyjne, niż w przeszłości, określanie urabialności BWW, dla oceny możliwości formowania. W tym celu skonstruowano reometri nowej generacji, pozwalające na ocenę urabialności na podstawie pomiaru dwóch parametrów, nazywanych umownie – naprężenie uplastycznienia przez ścinanie i lepkość plastyczna [K9(2)].

Z chwilą upowszechniania BWW stwierdzono, że dotychczasowe metody badań właściwości mechanicznych, poczynwszy od podstawowego badania wytrzymałości na ściskanie, są niewygodne, a nawet prowadzące do błędnej oceny. Początek tym wątpliwościom dał gwałtowny charakter zniszczenia próbek, charakterystyczny dla materiałów kruchych, a także bardzo duża wrażliwość na sposób przekazania siły w prasie. Wysokie

wytrzymałości sprawiły także, że rozrzuty wyników związane z różną techniką badania sięgały znacznych wartości. Powstał zatem problem ujednolicenia sposobu badania, tak aby ich przebieg był bezpieczny dla obsługi laboratoryjnej, a wyniki z różnych ośrodków były lepiej porównywalne. Badania i propozycje wyszły z ośrodków amerykańskich (1988-1990), lecz najszersze badania przeprowadzono na zaproponowanych przez ośrodki francuskie „kapslach” wypełnionych piaskiem, jako przekładkach przekazania siły na próbki [K6(2)]. Obszerne badania statystyczne efektywności takiego ujednolicenia, wraz z próbami analizy numerycznej miały miejsce także w Polsce [K11(3)]. Wszystkie wnioski z tych badań skłaniają do zaproponowanej unifikacji metod badania betonów, bowiem można objąć tą metodą wszystkie betony konstrukcyjne, w tym również BWW.

Ciągle są jeszcze bariery w upowszechnieniu stosowania BWW, a najczęściej wymieniana jest brak przepisów projektowania. Stosunkowo najdalej posunięto rozszerzenie zaleceń CEB-FIP [N11], w wyniku prac specjalnej grupy roboczej [K7(4), (6)]. Zaproponowano m.in. wykresy $\sigma_c - \epsilon_c$ dla klas sięgających C100, czyli dla betonów o $f_{ck} = 100$ MPa (co odpowiada około B110 według zasad przyjętych w [N3]), służące analizie konstrukcji – rysunek 2-17, wyraźnie odmienne od zalecanych w EC2 (rys. 2-7a). Druga propozycja dotyczy ważnej w analizie stanów granicznych użyteczności zależności między wytrzymałością średnią na ściskanie f_{cm} , a wytrzymałością średnią na rozciąganie f_{ctm} . Wykresy nowej i poprzedniej funkcji, wyrażającej tę zależność (rys. 2-18), odzwierciedlają malejący przyrost wytrzymałości na rozciąganie dla wyższych klas betonu.



Rys. 2-17. Porównanie wykresów $\sigma_c - \epsilon_c$ proponowanych dla betonów wysokowartościowych

Współczesne analizy i badania są wyraźnie ukierunkowane na kompleksową ocenę korzyści ekonomicznych ze stosowania BUWW, uzasadniającą także dalsze programy badawcze. Wtedy gdy decydujące są aspekty wytrzymałościowe lub redukcja ciężaru własnego konstrukcji (płyty mostowe, obiekty pływające), stosunkowo łatwo jest oszacować korzyści w porównaniu z innymi rozwiązaniami. Znacznie trudniej jest jednak ocenić i porównać trwałość konstrukcji, a tutaj są niewątpliwie zawarte znaczące efekty ekonomiczne.

2.1.10.3. Betony ultra-wysokowartościowe (BUWW)

Już w końcu lat 70. XX w. prace nad drobnoziarnistymi betonami (Francja, USA) pozwoliły uzyskiwać kompozyty cementowe o wytrzymałości na ściskanie rzędu 400 MPa. Były to jednak materiały niezmiernie kruche. W dążeniu do poprawy ich ciągliwości i tym samym uzyskania technicznie przydatnych BUWW podjęto badania nad racjonalnym wprowadzaniem różnej ilości cienkich włókien stalowych.

Zastosowania praktyczne BUWW napotykały na podobne bariery co w początkowej fazie BWW, z tym, że dochodziło tu istotne zwiększenie jednostkowego kosztu materiału. W istocie, poparcie badań BUWW za-

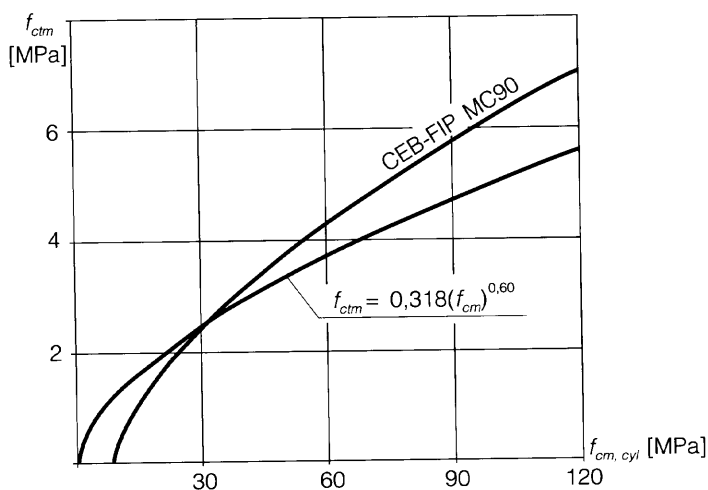
pewniają dziedziny przemysłowe, które od lat są szczególnie chłonne na zaawansowane technologie – przemysł wojskowy i energetyka nuklearna oraz inwestorzy obiektów morskich.

Wspólne cechy BUWW można scharakteryzować następująco:

- 1) niski współczynnik $w/(c+m)$, czyli stosunek wody do sumy cementu i mikrodrogów,
- 2) duża zawartość pyłu krzemionkowego lub innych bardzo drobnych dodatków mineralnych,
- 3) ograniczenie kruszywa do drobnego piasku,
- 4) duża domieszka wysokowartościowych superplastyfikatorów.

Badania i obserwacje w skali mili-, mikro- i nanometrycznej, dokonywane za pomocą bardzo różnych metod w laboratoriach fizyko-chemicznych o zaawansowanej technice, pozwoliły na sformułowanie syntetycznych wniosków:

- w skali milimetrowej wszystkie BUWW są bardzo jednorodne,
- nie występuje wyraźna strefa przejścia pomiędzy piaskiem a zaczynem,
- pomijalna lub niska jest obecność portlandytu,
- porowatość wynosi zaledwie od 1% do 3%.



Rys. 2-18. Propozycja skorygowanej zależności wytrzymałości na rozciąganie od wytrzymałości na ściskanie

- proporcjonalnie niższa jest porowatość kapilarna (rzędu 10% całkowitej porowatości),
- relatywnie liczne są mikropory o średnicy do 25×10^{-10} m (czyli angstrémów).

Wszystkie wspomniane cechy mikrostrukturalne decydują o niskiej absorpcji wody, gazo-przepuszczalności i dyfuzyjności chlorków, a są to dla praktyki podstawowe zalety.

Porównanie podstawowych cech betonów w tablicy 2-3 wskazuje korzyści i różnice typowych betonów w poszczególnych grupach.

Betony ultra-wysokowartościowe są wskutek niskiej porowatości i gazo-przepuszczalności, bardziej wrażliwe na zjawisko złuszczenia w warunkach pożarowych.

W uproszczeniu tłumaczy się to efektem rozrywania przypowierzchniowych fragmentów przez parę wodną, nie mającą przestrzeni dekompresji w porach. Szczegółowe badania dowiodły jednak, że dobrze wysuszony BUWW (4 tygodnie w temperaturze $+90^{\circ}\text{C}$) nie ulega żadnym procesom złuszczenia w warunkach ogniowych.

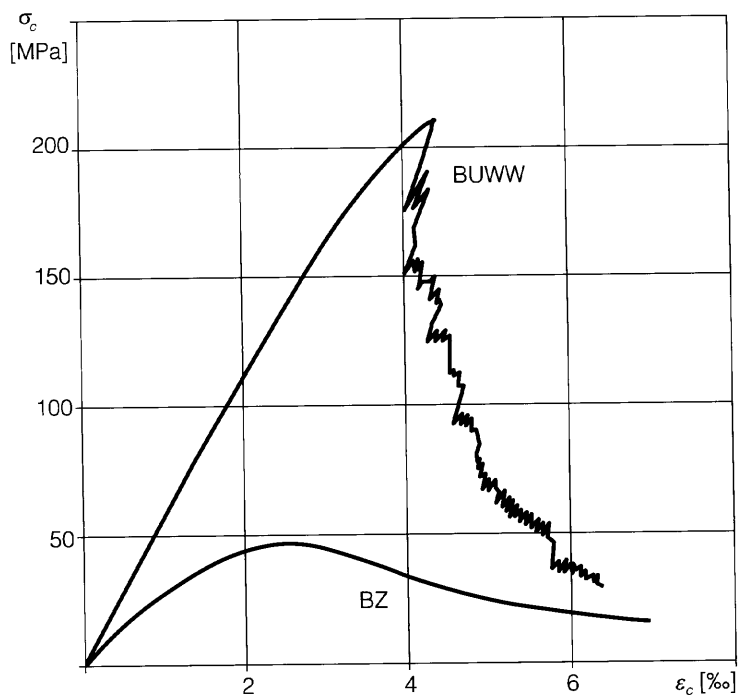
Przykładowe składy BUWW o zbliżonej wytrzymałości na ściskanie zebrano z różnych źródeł w tablicy 2-4. Betony te poddano obróbce cieplnej w zakresie $+90^{\circ}\text{C}$. Porównanie w tablicy 2-4 wskazuje, że podobnie jak w słabszych betonach, składy mieszanek BUWW o zbliżonej wytrzymałości mogą się też bardzo różnić.

Tablica 2-3. Orientacyjne porównanie cech betonów zwykłych i wysokowartościowych

	Beton zwykły (BZ)	Beton wysokowartościowy (BWW)	Beton ultrawysokowartościowy (BUWW)
Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	< 50	~ 100	~ 200
Moduł sprężystości [GPa] – zależnie od kruszywa	25-35	40-50	50-80
Współczynnik $w/(c+m)$	> 0,50	~ 0,30	< 0,20
Domieszka chemiczna	niekonieczna	plastifikator lub superplastifikator	superplastifikator wysokiej jakości
Dodatek mineralny	niekonieczny	pył krzemionkowy i ewentualnie popioły lotne	pył krzemionkowy i mikropyły
Włókna zbrojenia	korzystne	korzystne	istotnie potrzebne
Pielęgnacja	tradycyjna	tradycyjna	obróbka cieplna i ewentualnie ciśnieniowa
Współczynnik ścieralności	4,0	2,8	1,3
Głębokość karbonatyzacji [mm]	10	2	0
Ustalona dyfuzja jonów chlorków [$\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$]	1,1	0,6	0,02

Tablica 2-4. Porównanie składu mieszanek BUWW ($f_{cm} = 200$ MPa) bez zbrojenia włóknami

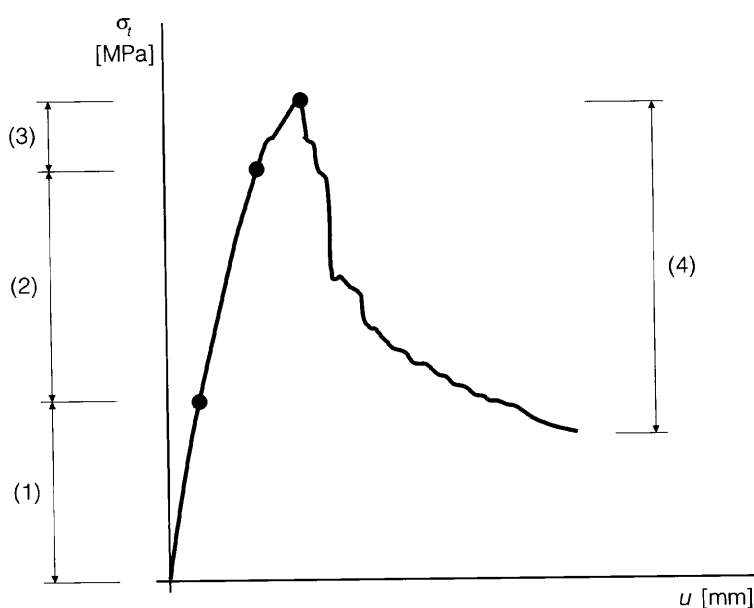
Udział składników w stosunku do cementu	wg <i>Aitcina i in.</i> [K7(5)]	wg <i>Sauzeata i in.</i> [K7(6)]	wg <i>Richarda i in.</i> [A9]
Cement	1	1	1
Woda	0,28	0,15	0,17
Superplastifikator	0,065	0,044	0,019
Pył krzemionkowy (15-20m ² /g)	0,33	0,25	0,23
Drobny piasek (100-400μm)	1,43	1,10	1,10
Mączka kwarcowa (5-20μm)	0,30	–	0,39



Kruchość BUWW jest istotnie wyższa w porównaniu z betonami zwykłymi. Wykres $\sigma_c - \epsilon_c$ przy ściskaniu (rys. 2-19) ilustruje bardzo stromy przebieg krzywej opadającej dla BUWW, świadczący o tej kruchości.

Choć są przypadki konstrukcyjne, w których kruchość betonu ma ograniczone znaczenie (np. słupy zespolone z rurą sta-

Rys. 2-19. Porównanie wykresów $\sigma_c - \epsilon_c$ dla betonów zwykłych (BZ) i ultra-wysokowartościowych (BUWW)



Rys. 2-20. Ilustracja roli różnych typów zbrojenia w betonie rozciągany (opis w tekście)

lową), to jednak w ogromnej większości wyższa kruchość BUWW jest cechą niekorzystną i stąd powszechne stosowanie rozproszonych włókien w celu zwiększenia ciągliwości tych betonów.

BUWW zbrojone mikrowłóknami to obecnie obszar bardzo intensywnych badań, a liczbę czynników zmiennych w tych badaniach zwiększa rodzaj, wymiary i zawartość włókien. Dodatek włókien prowadzi do dwóch korzyści jednocześnie – zwiększenia ciągliwości i podniesienia wytrzymałości na rozciąganie.

Nie biorąc pod uwagę wpływu aktywnego zbrojenia, czyli sprężenia, można ogólnie scharakteryzować efekty zbrojenia na podstawie analizy wykresu naprężenie rozciągające σ_t – przemieszczenie u (rys. 2-20), na podstawie [K7(1)]. Na wykresie oznaczono: (1) – faza sprężysta z pomijalnym zarysowaniem, (2) – faza losowo rozłożonych rys, (3) – faza rozwoju makrorys, (4) – rozszerzanie się pojedynczej makrorysy.

Rolę zbrojenia w betonie rozciągany można opisać w sposób następujący:

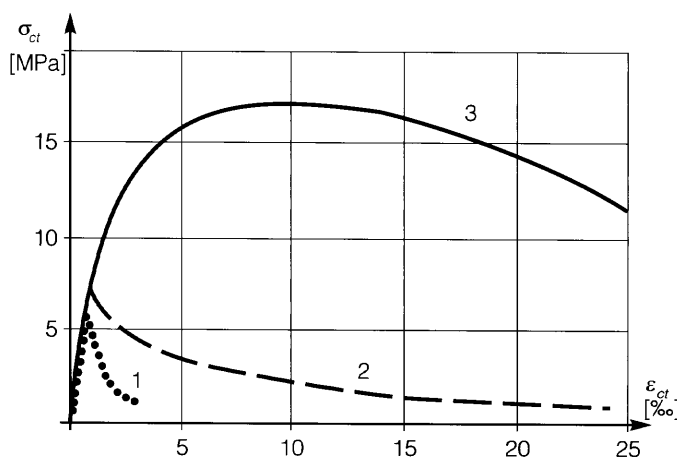
- zbrojenie prętami, z racji wielomilimetrowych odstępów tych prętów, nie wpływa na mikrorysy w betonie, a zatem nie podnosi jego wytrzymałości na rozciąganie, lecz jedynie pozwala na ogranicze-

nie makrorys; jest zatem istotne w fazie (4), a pomocne w fazie (3) – patrz rysunek 2-20,

- tradycyjne zbrojenie włóknami dodawanymi w ilości rzędu 1% w stosunku do objętości betonu (włókna o średnicy około 1 mm i długości 20-30 mm), podobnie jak przy prętach, jest w stanie wzmocnić materiał dopiero w fazie (3), z racji dużych odstępów włókien,
- mikrowłókna stosowane w BUWW, wogóle w ilości kilku, a nawet kilkunastu procent, o średnicy rzędu 15 μm i długości do 6 mm, są losowo rozmieszczone w odległości mierzonej w mikrometrach, a zatem wzmacniają beton w zasadzie od początku, a w każdym razie istotnie zmniejszają możliwość rozwoju mikrorys w fazie (2).

Ta uproszczona charakterystyka roli zbrojenia wskazuje na przyczyny zasadniczych różnic w zachowaniu się betonów, w zależności od zbrojenia.

Jak duże różnice mogą wystąpić w próbkach poddanych czystemu rozciąganiu pokazano na rysunku 2-21. Porównano tu wykresy $\sigma_{ct} - \epsilon_{ct}$ dla niezbrojonego BWW (krzywa 1), dla BWW zbrojonego tradycyjnymi włóknami stalowymi w ilości około 1% (krzywa 2) oraz dla BUWW w wariacie typu *SIMCON*, (3)



Rys. 2-21. Porównanie ciągliwości BWW bez zbrojenia (1) z BWW zbrojonym włóknami (2) i BUWW zbrojonym mikrowłóknami i matami (*SIMCON*) (3)

czyli z rozproszonymi mikrowłóknami i matą z mikrowłókien, ułożoną równolegle do kierunku rozciągania, o łącznej ilości zbrojenia około 5% objętości (krzywa 3).

Betony z mikrowłóknami są szeroko badane jako najnowsza generacja materiałów cementowych, łączących znane korzyści wytrzymałościowe (przy ściskaniu) z wysoką ciągliwością. Wykorzystuje się te cechy w elementach sprężonych (strunobetonowych) wykonywanych zupełnie bez zbrojenia konwencjonalnego [A10].

Przy okazji projektowania obiektu najnowocześniejszego pod względem zastosowania betonów (całość zrealizowano z BUWW) – sprężonej kładki o rozpiętości 60 m w Sherbrooke w Kanadzie (1997) – dokonano porównawczych obliczeń przy założeniu trzech rodzajów betonów. Główne wyniki tego porównania podaje tablica 2-5, a stanowi to dowód korzyści, jakie pozwala uzyskać racjonalne zastosowanie betonów nowej generacji.

Najbardziej rozpowszechnionym betonem z grupy BUWW jest obecnie materiał uzyskiwany z fabrycznie przygotowywanej mieszanki suchej o firmowej nazwie *Ductal* (produkt koncernu cementowego *Lafarge*). Z takiego betonu wzniesiono w roku 2002

lekkie konstrukcje mostowe w Japonii (kładka belkowa w Sakata o rozpiętości 50 m, z pomostem grubości 50 mm) i Korei Południowej (kładka łukowa *Sunyudo* w Seulu o rozpiętości 120 m, z płytą pomostu grubości 30 mm).

2.1.11. Ograniczenia naprężeń w betonie

Podstawą projektowania wszelkich konstrukcji z betonu są wytrzymałości charakterystyczne i obliczeniowe, a przy sprawdzaniu istniejących konstrukcji – wytrzymałość średnia oszacowana często na podstawie badań nieniszczących.

W konstrukcjach sprężonych różne przyczyny sprawiają, że nie należy pomijać analizy naprężeń w betonie, zarówno w sytuacji początkowej (stadium realizacji), jak i trwałej (stadium eksploatacji), są one bowiem również pewną miarą bezpieczeństwa.

W projektowaniu konstrukcji sprężonych według [N1] ograniczenia naprężeń w betonie obowiązują w następujących przypadkach:

- a) w sytuacji początkowej – w chwili sprężania,
- b) przy sprawdzeniu stanu granicznego zarysowania,
- c) przy sprawdzeniu naprężeń głównych,

Tablica 2-5. Porównanie wskaźników zużycia betonu obliczonych dla projektów tego samego obiektu (sprężona kładka w Sherbrooke, Kanada – 1997 [K10(3)])

Zastosowany beton:	BZ 30 MPa	BWW 60 MPa	BUWW 200 MPa
Łączna objętość betonu [m ³]	126	100	33
Zastępcza średnia grubość [mm]	500	400	150
Zużycie cementu [kg/m ³]	350	400	705
Łączna masa cementu [ton]	44	40	27
Łączna masa kruszywa [ton]	230	170	60

d) pod obciążeniami wielokrotnie zmiennymi,
e) w elementach zespolonych – w płasz-
czyźnie zespolenia (p. rozdział 10).

Norma [N1] podaje dla tych przypadków dopuszczalne naprężenia, najczęściej jako odniesienie do wytrzymałości f_{cm} lub f_{ck} .

(a) Ograniczenie największych naprężeń ściskających wynika z obawy przed zniszczeniem struktury betonu, które przejawia się niesprężystymi odkształceniami i nadmiernymi stratami sprężenia oraz zarysowaniami konstrukcji, równoległymi do kierunku głównych ściskania. Dla stadium realizacji konstrukcji sprężonych, czyli gdy działa największa siła sprężająca, norma [N1] zaleca przyjmowanie w projektowaniu ograniczenia w naprężeniach ściskających w betonie:

- w elementach strunobetonowych:
 - przy sprężaniu osiowym
 $\sigma_c \leq 0,6 f_{cm}$,
 - przy sprężaniu mimośrodowym
 $\sigma_c \leq 0,7 f_{cm}$,
- w elementach kablobetonowych:
 - przy sprężaniu osiowym
 $\sigma_c \leq 0,5 f_{cm}$,
 - przy sprężaniu mimośrodowym
 $\sigma_c \leq 0,6 f_{cm}$.

Ponieważ zwykle nie jest znana średnia wytrzymałość w chwili sprężenia, podano w tablicy 2-2, za normą [N1], wartości orientacyjne f_{cm} , przypisane klasom betonu i te wartości można brać pod uwagę przy sprawdzaniu stanów granicznych.

Ograniczenia podane w [N1] odbiegają nieco od podanych w EC2, gdzie zalecono ogólnie, ze względu na uniknięcie rys podłużnych $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$, z tym jednak, że wytrzymałość charakterystyczna dotyczy rozważanego wieku betonu.

Przepisy normy ACI [N14] najszerzej precyzują ograniczenia, nie tylko dla stadium realizacji, ale także eksploatacji:

- bezpośrednio po przekazaniu sprężenia na beton: ściskanie $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck(t)}$,
ogólnie – rozciąganie $\sigma_{ct} \leq 0,25 \sqrt{f_{ck(t)}}$,
na końcach elementów swobodnie podpartych – rozciąganie $\sigma_{ct} \leq 0,50 \sqrt{f_{ck(t)}}$,
- w stadium eksploatacji rozgraniczono trzy przypadki:
(trwałe sprężenie + obciążenia stałe): ściskanie $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck(t)}$,
(trwałe sprężenie + całkowite obciążenie): ściskanie $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck(t)}$,
ogólnie w sprężonej strefie rozciąganej: rozciąganie $\sigma_{ct} \leq 0,50 \sqrt{f_{ck(t)}}$.

Symbol $f_{ck(t)}$ oznacza charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie betonu w rozważanym wieku (przeliczono stosowaną w normie ACI wielkość $\sqrt{f'_{ci}}$ [psi] = $0,083 \sqrt{f_{ck(t)}}$ [MPa]).

(b) Ograniczenie naprężeń rozciągających w betonie σ_{ctx} , ze względu na zabezpieczenie przed rysami prostopadłymi do osi x, może dotyczyć albo niedopuszczenia rozciągań w całym przekroju (*pełne sprężenie* – patrz p. 1.3), albo w otoczeniu cięgien sprężających (*ograniczone sprężenie*). Dla określonych włókien w przekroju elementu, w odległości y od osi ciężkości przekroju, konieczne jest wtedy spełnienie warunku:

$$\sigma_{ctx} = \sigma_{cN} + \sigma_{cp} = \{N_{Sd}/A_{cs} + (N_{Sd}e_0 - M_{Sd})/I_{cs}\} + \{P_d/A_{cs} + P_d z_{cp} y/I_{cs}\} \leq 0, \quad [2-43]$$

gdzie:

σ_{cN} – naprężenie w betonie od obciążeń zewnętrznych (rozciągania jako dodatnie),
 σ_{cp} – naprężenie w betonie od trwałego sprężenia (obliczeniową siłą sprężającą),
 A_{cs} , I_{cs} – pole powierzchni i moment bezwładności przekroju sprowadzonego.

(c) Sprawdzenie możliwości pojawienia się rys ukośnych polega na ograniczeniu

naprężeń głównych rozciągających. Norma [N1] zaleca jednakowy warunek, niezależnie od klas środowiska, w postaci:

$$\sigma_{ct,max} \leq f_{ctm} \quad [2-44]$$

gdzie:

$$\sigma_{ct,max} = 0,5[\sigma_{cx} + \sigma_{cy}] - \sqrt{[0,5(\sigma_{cx} - \sigma_{cy})]^2 + (\tau_{cxy})^2},$$

σ_{cx} – naprężenie normalne w betonie od siły sprężającej i obciążeń zewnętrznych w kierunku osi x, wzór [2-43],

σ_{cy} – naprężenie normalne w betonie w kierunku osi y,

τ_{cxy} – naprężenie styczne w betonie obliczone ze wzoru $\tau_{cxy} = V_{Sd} S_{co} / I_{cs} b_w$,

V_{Sd} – siła poprzeczna (z uwzględnieniem składowej siły sprężającej),

S_{co} – moment statyczny części przekroju położonej powyżej rozpatrywanego włókna, obliczony względem środka ciężkości przekroju,

I_{cs} – moment bezwładności przekroju sprówadzonego,

b_w – szerokość przekroju w rozważanym poziomie.

(d) W betonie elementów poddanych działaniu obciążeń wielokrotnie zmiennych zaleca się w [N1] ograniczenie naprężeń ściskających i rozciągających warunkami:

$$\sigma_c \leq 0,25 f_{ck} \quad [2-45a]$$

$$\sigma_{ct} \leq 0,25 f_{ctk} \quad [2-45b]$$

2.2. Stal

W olbrzymiej przewadze cięgna sprężające wykonywane są dotąd ze stali, pomimo skutecznych prób zastosowania cięgien z innych materiałów o wysokiej wytrzymałości, z włókien szklanych, węglowych lub aramidowych. Dzieje się tak zarówno z przyczyn ekonomicznych (cięgna z włókien niemetalicznych są kilkakrotnie droższe), jak i technicznych, bowiem nie są jeszcze rozwiązane wszystkie problemy z naciąganiem i kotwieniem cięgien niemetalicznych.

Światowe zużycie stali sprężającej wynosi w ostatnich latach średnio powyżej 1 miliona ton, a w niektórych latach sięga nawet blisko 2 milionów ton rocznie – stano-

wi to jednak jedynie ułamek procenta całkowitej rocznej produkcji stali w świecie. Jednocześnie stal sprężająca jest około 3-krotnie droższa od stali do zbrojenia żelbetu i kosztuje średnio około 900 USD za tonę.

2.2.1. Wymagane cechy stali sprężających

Stalom sprężającym stawia się trzy podstawowe wymagania:

- wysoka wytrzymałość na rozciąganie,
- odpowiednie właściwości sprężyste,
- zadowalająca ciągliwość.

Wysoka wytrzymałość na rozciąganie pozwala na wprowadzenie wysokich naprężeń wstępnych przy naciągu i uzyskanie,

mimo strat siły naciągu, dużej siły sprężającej przy niewielkim przekroju cięgna. Ponieważ straty naprężeń mogą sięgać 250 MPa, niemożliwe jest stosowanie na cięgna stali zwykłych, używanych do zbrojenia żelbetu, gdyż nie można by ich bezpiecznie naciągać, nawet do naprężeń rzędu spodziewanych strat. Ze względów ekonomicznych można przyjąć, że na cięgna złożone z cienkich drutów nadaje się stal o wytrzymałości powyżej 1200 MPa, a na cięgna prętowe – powyżej 800 MPa.

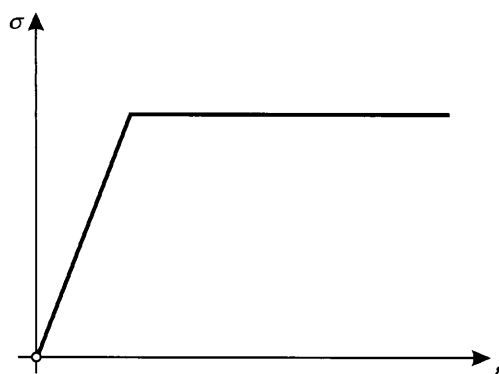
Dobra sprężystość stali wyraża się wysoką granicą sprężystości, czyli wysokim poziomem naprężeń, do którego wykres $\sigma - \epsilon$ jest praktycznie liniowy i odkształcenia są odwracalne po odciążeniu. Cecha ta jest wymagana ze względu na możliwość wprowadzenia stosunkowo wysokich naprężeń w stal, bez doraźnych odkształceń plastycznych i z niewielkim efektem opóźnionego zjawiska relaksacji, wywołującego straty naciągu. Stale wysokiej wytrzymałości przeważnie nie wykazują wyraźnej granicy sprężystości ani plastyczności i z tego względu operuje się umownymi wartościami $\sigma_{0,01}$ dla

granicy sprężystości, oraz $\sigma_{0,1}$ lub $\sigma_{0,2}$ dla granicy plastyczności (patrz p. 2.2.3).

Duże wydłużenia przy zerwaniu, czyli dostateczna ciągliwość stali, stanowią wymagania mające na celu głównie zabezpieczenie przed gwałtownym, kruchym zrywaniem się stali przy przypadkowych uszkodzeniach mechanicznych lub przeciążeniach w toku naciągu. Ponadto zdolność dostatecznego plastycznego odkształcenia stali jest wymagana w niektórych typach zakotwień cięgien. Orientacyjnie określa się minimalne wydłużenie graniczne ϵ_{pu} cienkich drutów na 3%, a drutów grubszych i prętów na 4%.

Wymagania wysokiej granicy plastyczności oraz stosunkowo dużych wydłużeń granicznych można łącznie zinterpretować jako dążenie do stosowania stali o wykresie $\sigma - \epsilon$ możliwie bliskim wykresowi dla idealnego ciała sprężysto-plastycznego (rys. 2-22).

Dodatkowe wymagania związane są ze specyfiką konstrukcji różnych cięgien i ich zakotwień. Próba przeginięcia jest również sposobem badania plastyczności, ale przy zginaniu. Próba ta polega na zagięciu pod kątem prostym pojedynczego drutu lub pręta na wałku średnicy kilkakrotnie większej



Rys. 2-22. Charakterystyka materiału idealnie sprężysto-plastycznego

od ich średnicy. Dla splotów stosuje się specjalną próbę naciągu z odgięciem (np. 20°), kiedy to występuje w drutach splotu przestrzenny stan naprężenia na samym przegięciu.

Dobra przyczepność do betonu, wynikająca z właściwości powierzchniowych warstw stali oraz z kształtu cięgien, jest cechą szczególnie istotną dla zakotwień przyczepnościowych, ale ma znaczenie we wszystkich konstrukcjach, w których cięgna mają stały kontakt z betonem lub zaczynem iniekcyjnym.

Odporność na wielokrotne obciążenia, czyli wysoka wytrzymałość zmęczeniowa, ma szczególne znaczenie dla cięgien w konstrukcjach poddanych dużym obciążeniom zmiennym (belki podsuwnicowe, podkłady kolejowe itp.).

Wymaganie odporności na skrajne temperatury jest związane z warunkami pracy cięgien w elementach poddanych działaniu wysokich lub niskich temperatur, wynikających z przemysłowych procesów technologicznych lub warunków klimatycznych.

2.2.2. Rodzaje stali do sprężania

Stosownie do zestawionych wymagań cięgna sprężające wykonuje się ze stali wysokiej wytrzymałości, odmiennych pod wieloma względami od zwykłych stali zbrojeniowych.

Pod względem składu chemicznego i technologii obróbki wyróżnia się dwie główne grupy stali sprężających:

- stal wysokowęglowa przeciągana na zimno (druty, sploty),
- stal stopowa walcowana na gorąco (pręty).

W każdej grupie wyróżnia się różne gatunki, zależnie od uzupełniającej obróbki termicznej oraz domieszek chemicznych, a także wymiary i geometrię cięgien.

Niektóre przepisy wprowadzają łączną klasyfikację uwzględniającą zarówno rodzaj

stali jak i typ cięgien – taki podział przyjęto w normie ACI [N14], gdzie wyróżniono (w nawiązaniu do precyzyjnej specyfikacji badań ASTM) 4 grupy stali sprężających:

- druty ze stali wysokowęglowej odprężonej,
- druty ze stali wysokowęglowej odprężonej, o niskiej relaksacji,
- sploty siedmiodrutowe,
- pręty ze stali wysokiej wytrzymałości.

Ta klasyfikacja jest dobrym odzwierciedleniem współczesnej praktyki sprężania.

Stale wysokowęglowe mają w składzie chemicznym do 1% zawartości węgla, a ponadto celowe domieszki manganu, krzemu, chromu, niklu, miedzi, molibdenu, wanadu oraz niekorzystne, trudne do wyeliminowania zanieczyszczenia, takie jak siarka i fosfor. Zwiększenie zawartości węgla wpływa na wzrost wytrzymałości stali, lecz kosztem zwiększenia kruchości. Domieszki metali, a zwłaszcza manganu, wpływają na zwiększenie odporności na przeginięcie i obciążenia wielokrotne.

Do czasu harmonizowania polskich norm z przepisami europejskimi (w tym przypadku z EN-10138 [N15]) mamy w kraju projekt norm metalurgicznych [N4] oraz dawne wytyczne stosowania stali [Z1], odnoszące się do nieaktualnych już zaleceń normowych. Stosuje się zatem na podstawie aprobat technicznych (importowaną) stal wysokowęglową w postaci drutów przeciąganych z materiału wyjściowego, jaki stanowi walcówka średnicy 8÷10 mm. Orientacyjny skład chemiczny stali żelazno-węglowej według przepisów europejskich [N26], przyjętych w całości jako PN-EN 10016-4:1999 podano w tablicy 2-6. Najczęściej walcówka poddawana jest wstępnej obróbce termicznej (tzw. patentowaniu), polegającej na nagrzewaniu do 850÷950°C i gwałtownym ochłodzeniu w kąpeli oliwowej do 450÷500°C. Po tym zabiegu prowadzi się zasadniczą operację

przeciągania w kolejnych ciągadłach, zmniejszających pole przekroju każdorazowo o 15-20%, łącznie najwyżej o 85%, do uzyskania wymaganej średnicy. Im więcej kolejnych operacji przeciągania, tym wyższa wytrzymałość drutu, ale tym mniejsze odkształcenie graniczne przy zerwaniu.

Stale wysokowęglowe mogą być ulepszone, co polega na końcowej obróbce termicznej (tzw. odpuszczaniu), w kąpeli olejowej w temperaturze 350-380°C, i powolnym studzeniu po wyjęciu z kąpeli. Usuwa się w ten sposób wewnętrzne naprężenia pozostałe po przeciąganiu. Wysokostopowe stale prętowe cechuje wyraźnie niższa wytrzymałość niż w stalach wysokowęglowych, ale korzystne są inne właściwości, które wpłynęły na ich szerokie rozpowszechnienie w świecie. Główne zalety tych stali to technologiczna możliwość uzyskania prętów o większych średnicach, wyższa odporność na korozję, większa plastyczność, większa odporność na podwyższone temperatury i możliwość obróbki mechanicznej.

Pod względem składu chemicznego stale wysokostopowe wyróżnia niewielka zawartość węgla, natomiast stosunkowo duże domieszki krzemu, manganu i chromu. Ilości tych domieszek są zróżnicowane; przykładowo – stal stopowa klasy 110/135 typu *SIGMA* (*Krupp*, Niemcy) zawiera: 0,3% C; 1,5% Si; 0,3% Cr; 0,7% Mn, a japońska stal *ULBON* (firma *Neturen*) zawiera: 0,32% C; 1,54% Si; 0,79% Mn.

Stwierdzono zależności między zawartością pierwiastków a szczególnymi właściwościami stali, najbardziej znamieny jest wpływ zawartości krzemu na odporność korozyjną i stąd ostatnio stosowanie ok. 1,5% dodatku krzemu w stali stopowej. Dodatek ten wyklucza jednak spawalność i zgrzewalność stali, a także zwiększa kruchość.

Niezależnie od składu chemicznego stale stopowe różnią się znacznie obróbką mechaniczną i termiczną; zabiegi te są na ogół zastrzeżone. Procesy uszlachetniające są różne także ze względu na kształt przekroju prętów, produkuje się zarówno gładkie pręty okrągłe, jak i pręty o przekroju owalnym i pręty okrągłe uźebrowane na części obwodu. Te ostatnie zyskały najszersze rozpowszechnienie, dzięki łatwej technice kotwienia.

We wszystkich typach cięgien wymagania co do kształtu przekroju związane są z techniką naciągu i kotwienia (rozdział 3).

Stale wysokostopowe w naszym kraju nie są stosowane na szerszą skalę do sprężania. Opanowana jest produkcja stali niskostopowych klasy A-IV w gatunkach następujących: krzemowo-manganowa 60GS, krzemowa 80S, chromowo-manganowa z wanadem 20HG2V, chromowo-manganowa z cyrkonem 20HG2Zr. Program walcowania przewiduje dla wszystkich tych stali średnice 10÷18 mm i uźebrowanie „w choinkę”.

W podobnym asortymencie średnic 8÷18 mm produkowana jest stal niskosto-

Tablica 2-6. Przykłady składu chemicznego gatunków stali zaleconych wg [N26] do produkcji drutów i splotów sprężających – przyjęte także w PN-EN 10016-4:1999

Gatunek stali	Wymagany skład chemiczny, % masy										
	C	Si	Mn	P max.	S max.	Cr [*] max.	Ni [*] max.	Mo max.	Cu [*] max.	Al max.	N max.
C80D2	0,78 do 0,82	0,10 do 0,30	0,50 do 0,70	0,020	0,025	0,10	0,10	0,02	0,15	0,01	0,007
C82D2	0,80 do 0,84	0,10 do 0,30	0,50 do 0,70	0,020	0,025	0,10	0,10	0,02	0,15	0,01	0,007
C86D2	0,84 do 0,88	0,10 do 0,30	0,50 do 0,70	0,020	0,025	0,10	0,10	0,02	0,15	0,01	0,007
C88D2	0,86 do 0,90	0,10 do 0,30	0,50 do 0,70	0,020	0,025	0,10	0,10	0,02	0,15	0,01	0,007
C92D2	0,90 do 0,95	0,10 do 0,30	0,50 do 0,70	0,020	0,025	0,10	0,10	0,02	0,15	0,01	0,007

* suma zawartości Cu + Ni + Cr powinna być poniżej 0,30 %, a Cu + Sn poniżej 0,15 %

powa zrównoważona klasy A-IIIN gatunku 20G2VY. Stal ta ma następujący skład chemiczny: max. 0,23% C; 1,2÷1,6% Mn; max. 0,12% Si; max. 0,05% P; max. 0,05% S; 0,05÷0,12% V; 0,010÷0,018% Ni. Zaletą tej stali jest możliwość łączenia prętów przez zgrzewanie i spawanie, ale jej parametry wytrzymałościowe są nieco niższe niż powszechnie przyjęte granice ekonomicznego stosowania wciągach sprężających.

W dążeniu do zmniejszenia dysproporcji w wytrzymałości na rozciąganie między stalą wysokowęglową a stopową wprowadzono (głównie w Niemczech i W. Brytanii) specjalną obróbkę stali stopowych, polegającą na ulepszaniu cieplnym – hartowaniu i odpuszczaniu (ang. *quenching and tempering*). Niestety stwierdzono w praktyce negatywne cechy tych stali, głównie w postaci kruchego pęknięcia w wyniku korozji naprężeniowej. Stale te wycofano ze stosowania i wzmacnia się konstrukcje sprężone w przeszłości z ich użyciem [31].

W normie europejskiej EN 10138 [N15] wszystkie rodzaje stali sprężających zalicza się do grupy niskostopowych stali specjalnych. Producenci zobowiązani są do podawania zawartości węgla, manganu i krzemu. Narzucono ponadto niską dopuszczalną zawartość siarki i fosforu, nie więcej niż po 0,03%. Norma wprowadziła unifikację oznaczeń: Y – stal do sprężania, C – drut zimnociągniony, S – splot, G – splot dodatkowo nagniatany, H – pręt walcowany na gorąco, R – pręt użebrowany. W myśl tej konwencji oznaczenie Y1860S7G oznacza stal do sprężania o wytrzymałości 1860 MPa, w postaci splotu 7-drutowego, nagniatanego.

Przepisy normy [N15], dotyczącej rodzajów stali sprężającej stosowanej w Europie, wyróżniają trzy grupy:

- 1) ciągnięte druty pojedyncze i w splotach, od $\varnothing 4$ do 10 mm, ze stali o wytrzymałości 1550 do 1860 MPa, (w splotach wy-

jatkowo od $\varnothing 2,4$ mm, o wytrzymałości 2060 MPa),

- 2) naturalnie stygnące, z możliwością przeciągania i odpuszczania, pręty $\varnothing 15$ do 50 mm, ze stali 1030 do 1230 MPa,
- 3) ulepszone cieplnie druty i pręty $\varnothing 6$ do 14 mm, ze stali o wytrzymałości 1600 MPa (ta grupa z zastrzeżeniem stosowania po indywidualnym uzgodnieniu).

Według zasad podanych w przepisach CEB-FIP [N11] i EC2 [N12] należy stal sprężającą określić za pomocą następujących cech:

- 1) geometria:

- wymiary przekroju (średnica, pole przekroju),
- charakterystyka powierzchni (gładka, nagniatana, żebrowana);

- 2) własności mechaniczne:

- wytrzymałość na rozciąganie,
- umowna granica plastyczności 0,1%,
- ciągliwość (wydłużenie graniczne, przeginanie),

- relaksacja (klasa relaksacji),

- odporność zmęczeniowa,

- właściwości wytrzymałościowe w skrajnych temperaturach;

- 3) własności technologiczne:

- właściwości powierzchniowe (powłoki, dopuszczalne naloty),

- odporność korozyjna (umowne próby trawienia),

- rozszerzalność termiczna (w zakresie od -20°C do 100°C).

Wychodząc z tej charakterystyki przepisy [N14] zalecają, aby każda partia stali (zwój drutu lub splotu) miała tabliczkę znamionową, zawierającą co najmniej:

- nazwę producenta,
- typ produktu,
- oznaczenie przydatności do sprężania (np. litery FeP przyjęte w Europie),
- nominalne wymiary (średnica, długość),
- charakterystykę powierzchni,
- klasę relaksacji.

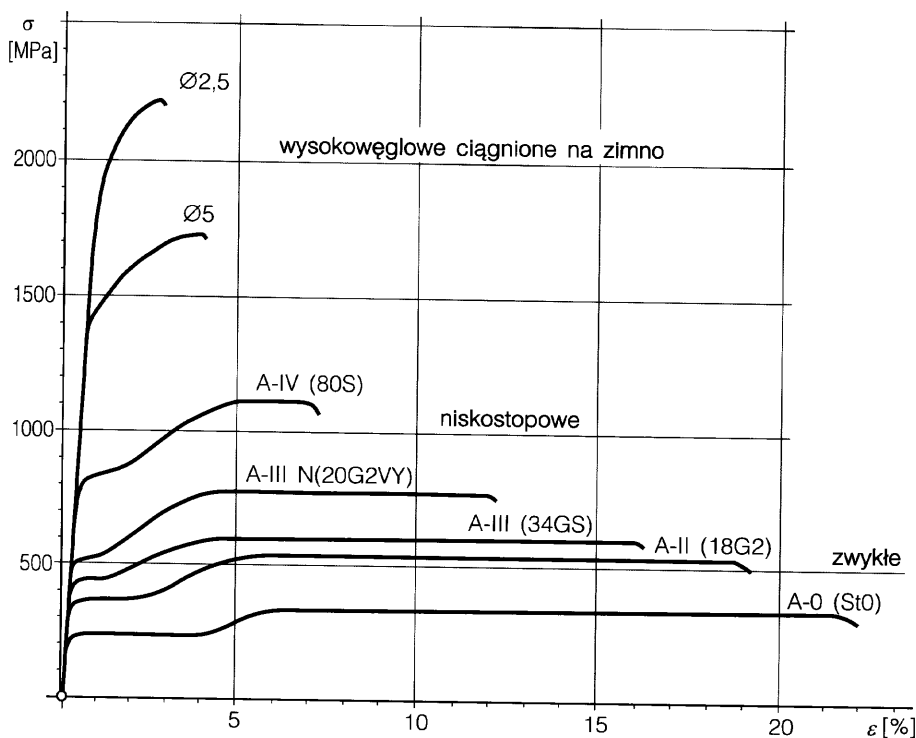
Aktualne wymagania normy polskiej [N1] podano w p. 2.2.5.

2.2.3. Wytrzymałość i odkształcalność stali sprężających

Zgodnie z wymaganiami stawianymi stalom sprężającym, trzy podstawowe wielkości są badane w celu scharakteryzowania stali pod względem cech mechanicznych i przydatności do sprężania:

- wytrzymałość f_p ,
- umowna granica plastyczności $\sigma_{0,1}$, (lub $\sigma_{0,2}$),
- wydłużenie graniczne przy zerwaniu ϵ_{pu} .

Ogólne porównanie zależności $\sigma-\epsilon$, przy pierwszym statycznym obciążeniu do zniszczenia, (rys. 2-23) pozwala ocenić różnice między poszczególnymi rodzajami stali i towarzyszące wzrostowi wytrzymałości zmniejszenie ciągliwości oraz zanikanie tzw. platformy plastyczności. Z wykresów widoczna jest konieczność operowania umowną granicą plastyczności, bowiem stale wysokowęglowe nie mają wyraźnej granicy plastyczności.

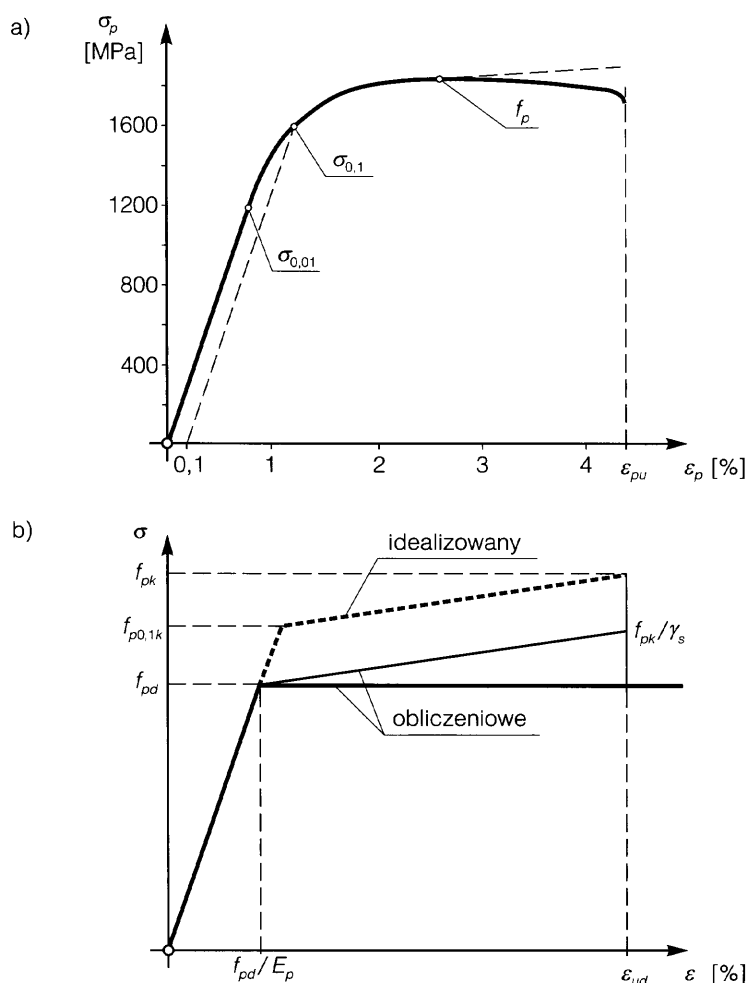


Rys. 2-23. Porównanie wykresów $\sigma-\epsilon$ dla krajowych stali zwykłych i sprężających

Przykładowy wykres $\sigma_p - \epsilon_p$ dla stali wysokowęglowej ciągnionej na zimno (rys. 2-24a) ilustruje znaczenie umownych wielkości – umownej granicy plastyczności $\sigma_{0,1}$ (w większości krajów, podobnie jak w naszym częściej przyjmuje się $\sigma_{0,2}$), a także nieco rzadziej wykorzystywanej i trudniejszej do doświadczalnego określenia – umownej granicy sprężystości $\sigma_{0,01}$ (lub $\sigma_{0,02}$). Liczbowy symbol dotyczy tu trwałych odkształceń, pozostających przy pierwszym obciążeniu stali (np. 0,1% lub 0,01%).

Na rysunku 2-24b podano zalecany w normie [N1] wykres uproszczony $\sigma_p - \epsilon_p$ (idealizowany) oraz dwa wykresy przewidziane do stosowania w obliczeniach.

W zaleceniach CEB-FIP [N11] podano wzorcowe wykresy dla drutów i splotów, które bliżej ilustrują pożądane charakterystyki me-



Rys. 2-24. Wykres $\sigma_p - \epsilon_p$ dla stali wysokowęglowej: a) rzeczywisty z zaznaczeniem umownej granicy sprężystości (0,01%) i plastyczności (0,1%); b) uproszczony – stosowany w obliczeniach według [N1]

chaniczne (rys. 2-25). Wskazano na nich trzy umowne wartości zalecane do doświadczalnego określania.

Właściwości stali sprężających stosowanych w przeszłości i obecnie w naszym kraju podano według [N1] w tablicy 2-7. W większości są to aktualnie ciągną sprowadzane (ze Słowacji, Austrii, Niemiec lub Francji).

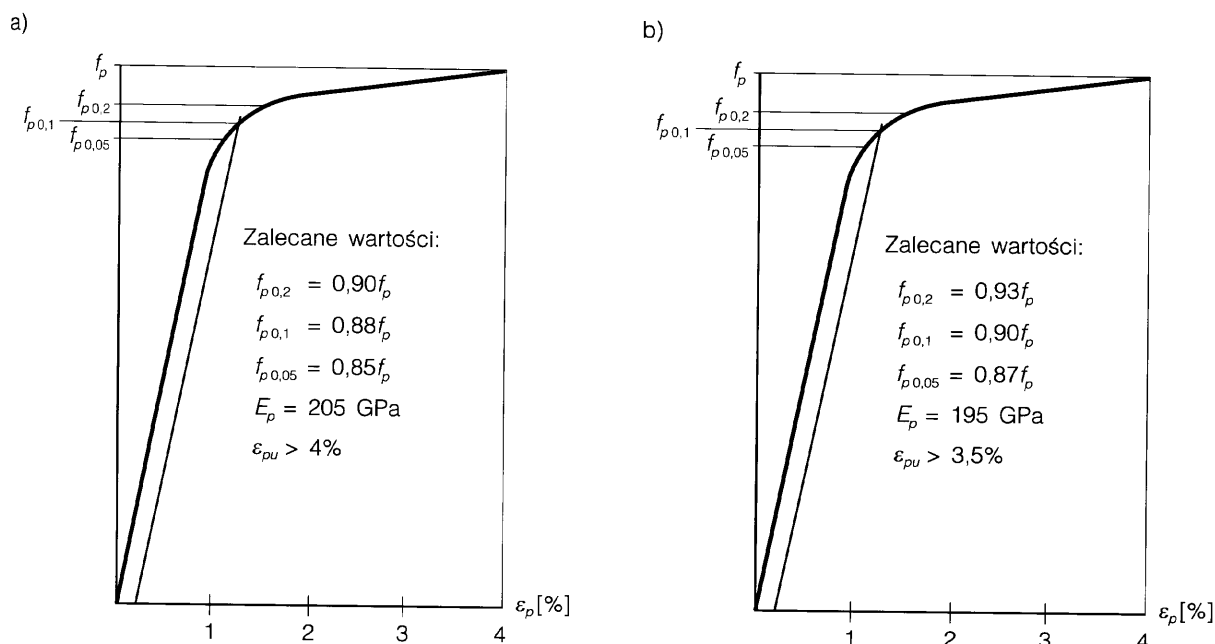
Proces ujednolicania norm europejskich wskazuje na celowość przechodzenia na ciągną posiadające aprobaty w Unii Europejskiej. Właściwości mechaniczne podano za normą europejską dotyczącą stali sprężających [N15] w tablicach 2-8, 2-9 i 2-10.

Odształcalność sprężysta stali wyrażana jest modulem sprężystości E_p , określanym

Tablica 2-7. Charakterystyczne właściwości drutów i splotów sprężających, według [N1]

Nazwa	Oznaczenie	Średnica \varnothing [mm]	Pole przekroju A_p [mm ²]	Wytrzymałość f_{pk} [MPa] odmiana:		Siła zrywająca F_{pk} [kN] odmiana:	
				I	II	I	II
Drut	\varnothing 2,5	2,5	4,9	2160	1860	10,6	9,1
	\varnothing 5	5,0	19,6	1670	1470	32,7	28,8
	\varnothing 7	7,0	38,5	1470	—	56,6	—
Splot	6x2,5+1x2,8	7,8	35,6	1940	1740	69	62
	6x5+1x5,5	15,5	141,5	1470	1370	208	194
	Y 1860 S7*	12,5	93	1860	—	173	—
	Y 1860 S7*	13,0	100	1860	—	186	—
	Y 1770 S7*	16,0	150	1770	—	265	—

*najczęściej stosowane sploty w Europie (według EN 10138-3) – patrz tablica 2-9



Rys. 2-25. Wykresy σ - ϵ zalecane w [N11] do spełnienia przez stałe sprężające: a) dla drutów zimnociągnionych ulepszanych, b) dla splotów z tych drutów

Tablica 2-8. Właściwości mechaniczne drutów do ciągnięć sprężających, według EN 10138-2 [N15]

Symbol drutu	Numer stali	Nominalne			Znormalizowane					
		Średnica	Wytrzymałość	Masa	Pole przekroju	Wytrzymałość zmęczenia	Charakterystyczna siła zrywająca	Maksymalna siła zrywająca	Charakterystyczna granica plastyczności	Promień odginania
		Ø [mm]	f_p [MPa]	[g/m]	A_p [mm ²]	$\Delta\sigma$ [MPa]	F_{pk} [kN]	F_p [kN]	$F_{p0,1k}$ [kN]	[mm]
Y1860C	1.1353	4,0	1860	90,1	12,6	200	23,4	26,8	20,1	10
Y1770C	1.1352	5,0	1770	153	19,6	200	34,7	39,4	29,8	10
Y1770C	1.1352	6,0	1770	221	20,3	200	50,1	56,9	43,1	15
Y1670C	1.1351	7,0	1670	301	30,5	200	64,3	73,0	55,3	20
Y1670C	1.1351	7,5	1670	345	44,2	200	73,8	93,8	63,5	20
Y1670C	1.1351	8,0	1670	393	50,3	180	84,0	95,5	72,2	20
Y1570C	1.1350	9,4	1570	542	69,4	180	109	124	90,5	25
Y1570C	1.1350	10,0	1570	613	70,5	180	123	140	102	25

Tablica 2-9. Właściwości mechaniczne splotów 7-drutowych, według EN 10138-3 [N15]

Klasa	Marka	Nominalne			Znormalizowane					Korozja NH ₄ SCN	
		Średnica	Wytrzymałość	Masa	Pole przekroju	Wytrzymałość zmęczenia	Charakterystyczna siła zrywająca	Minimalna siła zrywająca	Charakterystyczna granica plastyczności	Czas do zerwania próbki min [h]	Średnia zbioru próbek [h]
		Ø[mm]	f_p [MPa]	[g/m]	A_p [mm ²]	$\Delta\sigma$ [MPa]	F_{pk} [kN]	$\min F_p$ [kN]	$F_{p0,1k}$ [kN]		
A	Y1860S7	9,0	1860	390	50	190	93	106	80	1,5	4
	Y1860S7	11,0	1860	586	75	190	140	160	120	1,5	4
	Y1860S7	12,5	1860	726	93	190	173	190	149	1,5	4
	Y1860S7	13,0	1860	781	100	190	186	213	160	1,5	4
	Y1770S7	15,2	1770	1095	140	190	248	282	213	1,5	4
	Y1770S7	16,0	1770	1170	150	190	265	302	220	1,5	4
	Y1770S7	18,0	1770	1560	200	190	354	403	304	1,5	4
	Y1860S7G	12,7	1860	865	112	190	208	230	180	1,5	4
	Y1820S7G	15,2	1820	1290	165	170	300	342	250	1,5	4
	Y1700S7G	18,0	1700	1740	223	170	379	436	327	1,5	4
B	Y2060S7	7,0	2060	234	30	170	62	71	53	1,5	3
	Y1960S7	9,0	1960	390	50	170	98	112	84	1,5	3
	Y1860S7	15,2	1860	1095	140	170	260	298	224	1,5	3
	Y1860S7	16,0	1860	1170	150	170	279	319	240	1,5	3

Tablica 2-10. Właściwości mechaniczne prętów do sprężania, według EN 10138-4 [N15]

Klasa	Marka	Nominalne			Znormalizowane					
	Symbol	Średnica \varnothing [mm]	Wytrzymałość f_p [MPa]	Masa [g/m]	Pole przekroju A_p [mm ²]	Wytrzymałość zmęczeniowa $\Delta\sigma$ [MPa]	Charakterystyczna siła zrywająca F_{pk} [kN]	Minimalna siła zrywająca min F_p [kN]	Charakterystyczna granica plastyczności $F_{p0,1k}$ [kN]	Maksymalna relaksacja 1000 h [%]
A	Y1100H	15	1100	1389	177	200	195	224	159	6,0
	Y1030H	20	1030	2465	314	200	325	374	260	4,0
	Y1030H	26	1030	4168	531	200	517	629	440	4,0
	Y1030H	32	1030	6311	804	200	830	955	670	4,0
	Y1030H	36	1030	7991	1018	200	1050	1210	850	4,0
	Y1030H	40	1030	9867	1257	200	1295	1490	1050	4,0
	Y1030H	50	1030	15386	1960	200	2020	2320	1635	4,0
B	Y1230H	20	1230	2465	314	180	385	430	340	4,0
	Y1230H	26	1230	4168	531	180	653	730	575	4,0
	Y1230H	32	1230	6311	804	180	990	1110	870	4,0
	Y1230H	36	1230	7991	1018	180	1250	1400	1100	4,0
	Y1230H	40	1230	9867	1257	180	1546	1730	1360	4,0

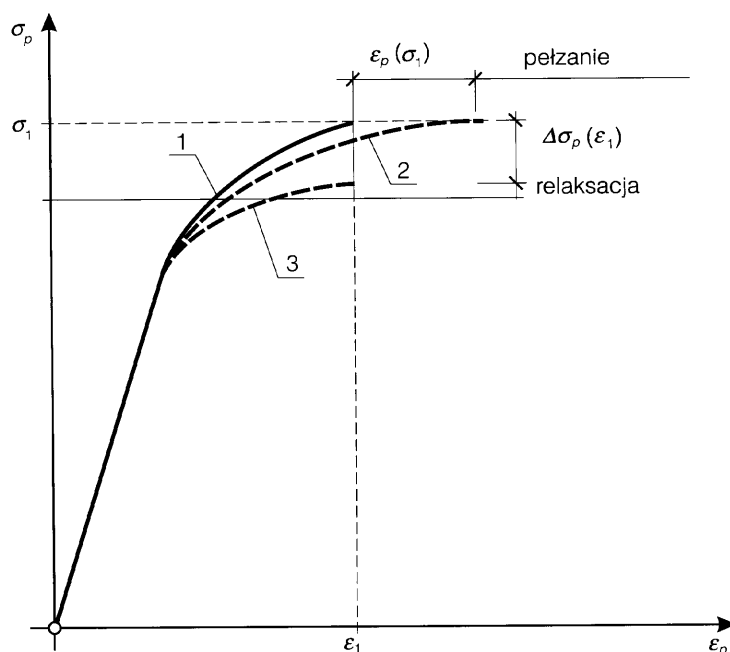
doświadczalnie dla umownego przedziału naprężeń. W polskich przepisach metalurgicznych przyjęto przedział $(0,1 \div 0,6) f_p$. Stale sprężające wykazują nieznacznie niższy moduł sprężystości niż stale zbrojeniowe dla żelbetu – dla drutów i prętów sprężających waha się on w przedziale od 195 do 210 GPa, a dla splotów w przedziale 185 do 205 GPa. Wahania te są związane z procesem produkcji. Dla splotów i lin zastępczy moduł sprężystości (współczynnik wydłużalności) jest nieco niższy wskutek nakładania się odkształceń i przemieszczeń skrętnych drutów.

W przepisach normy polskiej [N1] $E_p = 200$ GPa dla drutów i $E_p = 190$ GPa dla splotów. W zaleceniach europejskich [N12], [N15] podano $E_p = 205$ GPa dla drutów i prętów oraz $E_p = 195$ GPa dla splotów.

Odształcalność opóźniona stali sprężającej, ze względu na charakter współpracy z betonem, rozważana jest w aspekcie odprężenia, czyli relaksacji, jako skutku opóźnionych odkształceń. Jest to zachodzący w czasie spadek naprężeń w napiętych cięgnach stalowych, przy zachowaniu niezmiennego wstępnego wydłużenia. Ciężno napię-

te między stałymi punktami (zakotwieniami) traci z czasem część wstępnie wprowadzonych naprężeń. Istotna w praktyce relaksacja zachodzi po przekroczeniu pewnych krytycznych naprężeń, zwanych niekiedy granicą pełzania (około $0,5 f_p$). Na rysunku 2-26 pokazano schemat dwóch możliwych skutków zjawisk opóźnionych w naprężonej stali. Wykres 1 zależności naprężeń i odkształceń, przy obciążeniu doraźnym, przechodzi w wykres 2, gdy ciężno ma swobodę odkształcenia (np. pionowa lina pod stałym obciążeniem) albo w wykres 3, gdy stan odkształcenia jest niezmienny (ciężna sprężająca między zakotwieniami) i efektem jest relaksacja.

Intensywność relaksacji zależy od rodzaju stali, poziomu naprężeń i temperatury. Relaksacja stali jest zjawiskiem długotrwałym i wbrew przekonaniom z przeszłości wcale nie zachodzi szybciej niż pełzanie w betonie. Można jednak nieco przyspieszyć wystąpienie części relaksacji przez chwilowe przeciążenie cięgien do naprężeń wyższych niż przewidywane (w przeszłości praktykowano np. przeciążenie o 10%



Rys. 2-26. Pełzanie i relaksacja przy obciążeniu stali

w ciągu 10-15 minut). Końcowy spadek naprężeń $\Delta\sigma_{p\infty}$ dla określonych naprężeń i stałej temperatury może być oceniony doświadczalnie na podstawie pomiaru relaksacji dla stosunkowo krótkich okresów – np. 1000 h (ok. 42 dni). Badania wykazały jednak, że relaksacja po 50 latach może być nawet ponad 2-krotnie większa niż po 1000 godzinach, a zatem proces jest istotnie bardzo długotrwały.

Gdy nie dokonuje się pomiarów, konieczne jest oszacowanie bardziej przybliżone na podstawie zaleceń normowych. Norma polska [N1], w analogii do zaleceń CEB-FIP [N11] i wcześniejszych wersji projektu EC2 (do roku 2000), wymaga określenia przez producenta klasy relaksacji, na podstawie procentowej straty naprężeń w ciągu 1000 h, przy wstępnym poziomie naprężeń $\sigma_p/f_{pk} = 0,8$. Umownie wydzielono trzy klasy stali:

Klasa 1 – druty i sploty zwykłe (straty do 12%),
Klasa 2 – druty i sploty o niskiej relaksacji (do 4,5%),

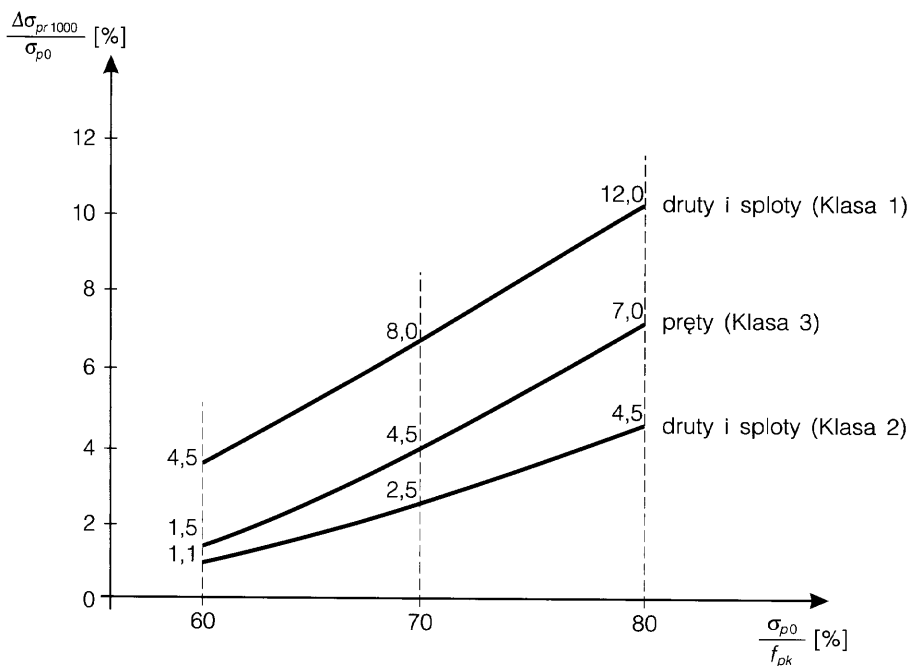
Klasa 3 – pręty (do 7%).

Procentową wartość relaksacji po 1000 godzinach podano dla trzech różnych poziomów wyężenia $\sigma_p/f_{pk} = 0,6; 0,7$ i $0,8$ – rysunek 2-27. Ponadto podano orientacyjne wartości wczesniej relaksacji jako procent relaksacji po 1000 godzinach w tablicy 2-11.

Aktualne zalecenia EC2 [N12] zawierają nieco zmienione przepisy, uwzględniające dokładniejsze badania, które pozwoliły opracować wzory do obliczania strat przy dowolnym poziomie wyężenia σ_p/f_{pk} i dowolnym czasie t wyrażonym w godzinach (od chwili naciągu stali). We wzorach tych, przy obliczaniu końcowej, relaksacji zalecono przyjęcie $t = 500\,000$ godzin, czyli około 57 lat. W obliczeniach za podstawę bierze się procentową wartość relaksacji po 1000 godzi-

Tablica 2-11. Przyrost relaksacji stali w czasie od 1 do 1000 godzin, według [N1]

czas w godzinach:	1	5	20	100	200	500	1000
część $\Delta\sigma_{p1000}$ [%]	15	25	35	55	65	85	100



Rys. 2-27. Relaksacja stali w procentach dla różnych poziomów naprężeń i klas relaksacji, według [N1]

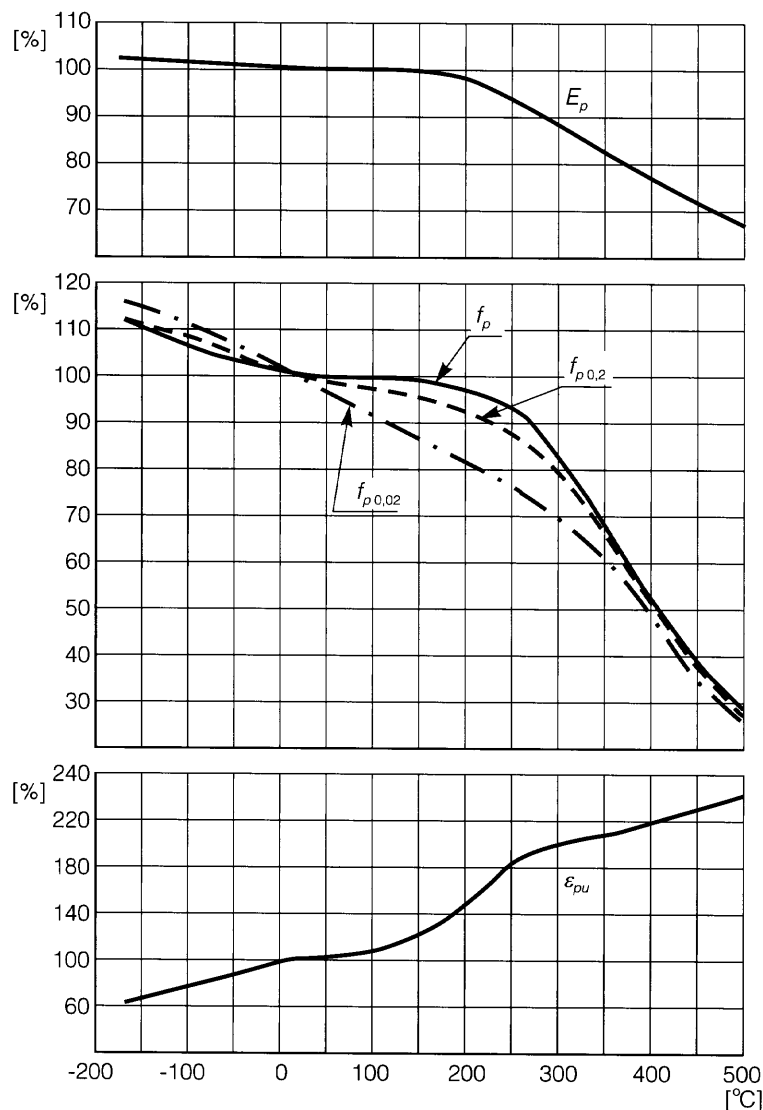
nach dla poziomu wyężenia $\sigma_p / f_{pk} = 0,7$; wynosi ona, podobnie jak w przepisach [N1] odpowiednio: 8% dla Klasy 1, 2,5% dla Klasy 2 oraz 4% dla Klasy 3.

W praktyce decydujące są dane o relaksacji podawane przez producenta lub dostawcę konkretnego systemu sprężania (ciągów i zakotwień).

Wpływ podwyższonej i obniżonej temperatury na wytrzymałość zaznacza się w stali podobnie, ale nieco silniej niż w betonie (patrz rys. 2-14), zwłaszcza w wysokiej

temperaturze. Na rysunku 2-28 przytoczono wyniki badań japońskich dla zimnociągniętych, odprężanych i stabilizowanych termicznie drutów i splotów, jako procentowe zmiany w stosunku do cech w warunkach normalnych (20°C). Przykładowe wykresy $\sigma - \epsilon$ dla prętów ze stali stopowej w różnych temperaturach przedstawia rysunek 2-29.

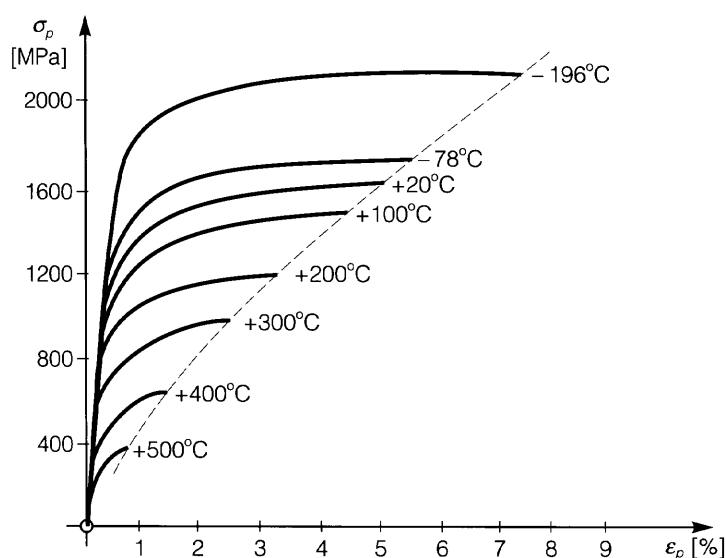
Wpływ temperatury na odkształcalność stali zaznacza się bardzo wyraźnie zarówno przy doraźnej, jak i opóźnionej odkształcalności. Utrata wytrzymałości i spadek sprę-



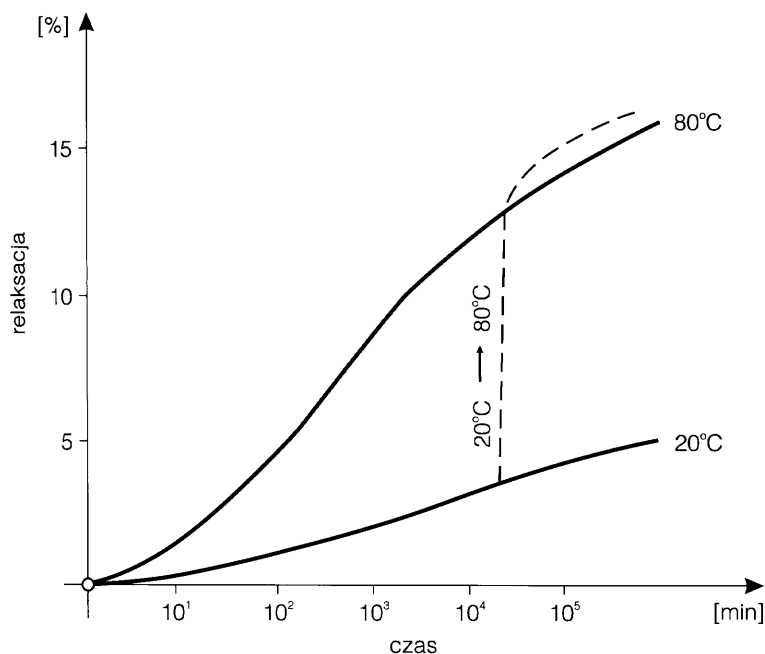
Rys. 2-28. Zachowanie się stali sprężającej w wysokich i niskich temperaturach (zmiany procentowe w stosunku do wielkości nominalnych): moduł sprężystości; wytrzymałość na zerwanie, umowna granica plastyczności i umowna granica sprężystości; wydłużenie graniczne – badania japońskie prezentowane w pozycji [13]

żytości stali w podwyższonej temperaturze są od dawna znane, natomiast stosunkowo niedawno stwierdzono we wszystkich rodzajach stali, w tym w stalach wysokiej wytrzymałości, wyraźny wzrost wytrzymałości i przedłużenie fazy sprężystej w obniżonej temperaturze.

Zwiększona relaksacja naprężeń w podwyższonej temperaturze jest łatwym do przewidzenia rezultatem spadku wytrzymałości i sprężystości stali. Na rysunku 2-30 przedstawiono dwa wykresy przebiegu relaksacji w czasie (dla drutów $\varnothing 7$ ze stali wysokowęglowej, przy naprężeniach $\sigma_p = 0,7 f_{p0,2}$).



Rys. 2-29. Wpływ temperatury na wytrzymałość doraźną i odkształcenia prętów ze stali stopowej



Rys. 2-30. Zmiany relaksacji naprężeń w stali zależne od temperatury

Linia kreskową przedstawiono zbadany wpływ nagłej zmiany temperatury z jednego poziomu do drugiego, po 15 dniach od chwili naciągu. Przypadek taki jest typowy dla technologicznego zabiegu naparzania elementów strunobetonowych, choć na ogół zmiana temperatury zachodzi nieco wcześniej.

Przepisy EC2 [N12] zalecają w analizie relaksacji cięgien w strunobetonie rozważenie skutków obróbki termicznej i podają wzór na dodatkowy okres czasu, jaki powinien być dodany jako ekwiwalent podgrzania do okresu, od naciągu do przekazania sprężenia na beton:

$$t_{eq} = \frac{1,14(T_{max} - 20)}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i, \quad [2-46]$$

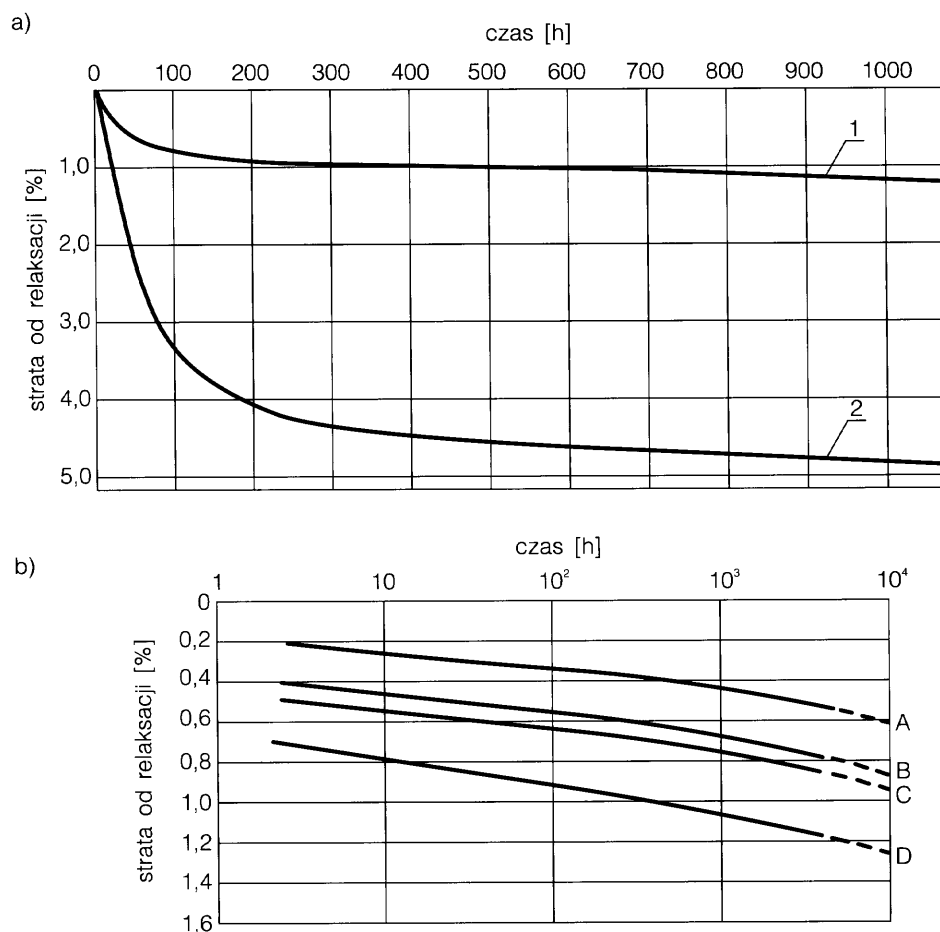
gdzie:

t_{eq} – dodatkowy ekwiwalent czasu z uwagi na podgrzanie (w godzinach),

$T_{(\Delta t_i)}$ – temperatura w °C podczas okresu podgrzania Δt_i ,

T_{max} – maksymalna temperatura w °C w okresie podgrzania.

Nowe osiągnięcia metalurgii japońskiej [P14] pozwalają na stosowanie przy sprężaniu cięgien o znacznie korzystniejszych cechach, w tym o bardzo niskiej relaksacji zarówno w temperaturach normalnych, jak też podwyższonych (rys. 2-31).



Rys. 2-31. Nowoczesne gatunki stali o niskiej relaksacji (LOR) produkowane w Japonii [P14]: a) porównanie wykresów relaksacji dla drutów $\varnothing 7$ mm przy $\sigma_p/f_{pk} = 0,8$, b) krzywe relaksacji dla splotów $\varnothing 12,5$ mm; 1 – stal o niskiej relaksacji, 2 – stal o zwykłej relaksacji (LOR), A i B – relaksacja w temperaturze 20°C przy $\sigma_p/f_{pk} = 0,6$ i 0,7; odpowiednio C i D – w temperaturze 80°C przy $\sigma_p/f_{pk} = 0,6$ i 0,7

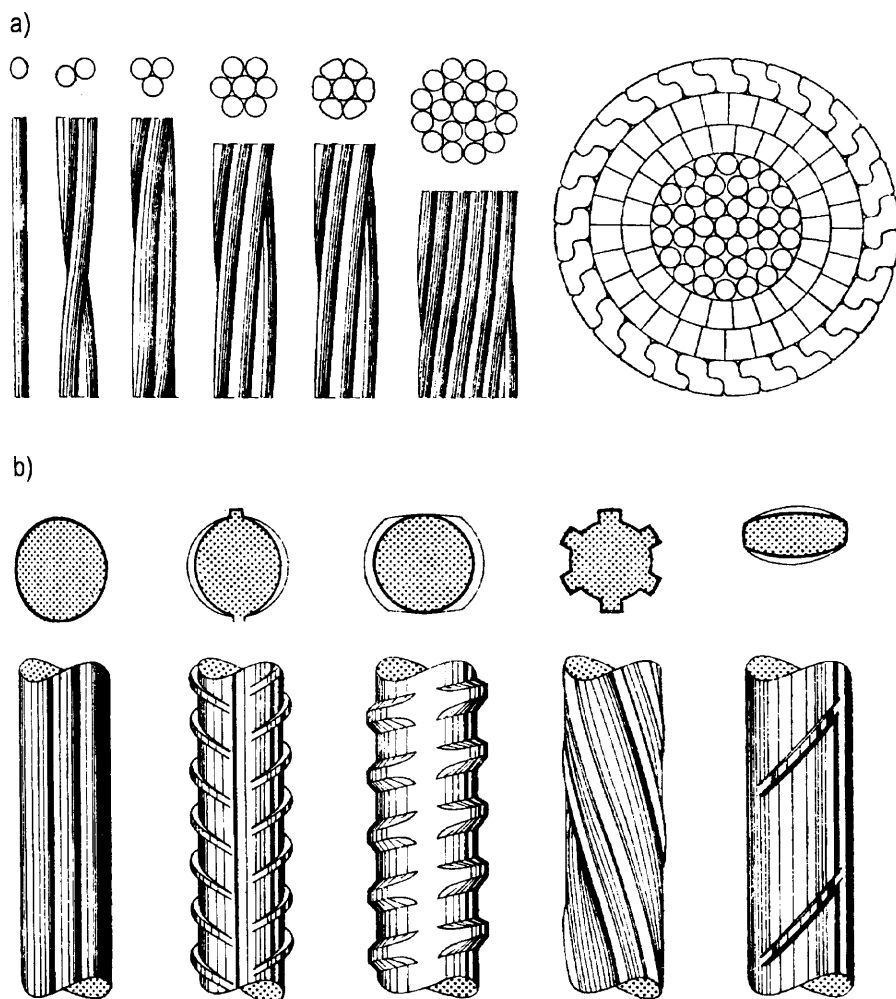
2.2.4. Charakterystyka geometryczna cięgien stalowych

Zależnie od technologii sprężania, typu konstrukcji, wymaganych sił sprężających, zagrożeń korozyjnych i wreszcie możliwości technicznych, stosuje się, lub stosowano w niedawnej przeszłości (i tym samym służą w konstrukcjach) różne pod względem geometrii cięgna sprężające, (rys. 2-32):

- druty gładkie z wysokowęglowej stali o średnicach od 2 do 10 mm,
- wiązki drutów gładkich (kable wielodrutowe),
- druty profilowane, nagięte lub falowane,
- sploty 2, 3, 7 lub 19 drutów \varnothing 2 do 7 mm,

- sploty 7-drutowe zwarte (ang. *compacted 7-wire strands*), mające w przekroju jeden prosty drut kołowy i 6 drutów spłaszczonych,
- wiązki równoległe splotów (kable wielosplotowe),
- liny z drutów o przekroju kołowym otwartym lub zamkniętym,
- pręty gładkie ze stali wysokostopowej \varnothing 10÷50 mm,
- pręty ze stali wysokostopowej profilowane, o przekroju kołowym lub soczewkowym, uźebrowane lub skręcane.

W podstawowych technologiach sprężania stosuje się obecnie przede wszystkim:



Rys. 2-32. Geometria cięgien sprężających: a) stal wysokowęglowa ciągniona na zimno – druty, sploty, liny; b) cięgna prętowe ze stali stopowych walcowanych

- w strunobetonie – sploty i (rzadziej) pręty profilowane,
- w kablobetonie – kable z drutów lub spłotów, liny oraz pręty gładkie i profilowane.

Gładkie pojedyncze druty, które w początkach realizacji konstrukcji sprężonych były podstawowymi cięgnami w strunobetonie, obecnie stosowane są jedynie w technologii nawijania (rury, zbiorniki).

Przepisy europejskie, w uzgodnieniu z głównymi producentami stali, podają możliwe odchyłki od wymiarów geometrycznych $\pm 2\%$ pola przekroju, co w przybliżeniu odpowiada odchyłkom $\pm 1\%$ średnicy przekroju kołowego.

Druty i sploty są dostarczane w kręgach, w zasadzie dowolnej długości, choć ograniczone w praktyce masą kręgu z racji transportowych. Typowe kręgi spłotów mają masę od 1,5 do 8 ton. Pręty są z reguły dostarczane i stosowane jako proste, nawet do 30 m długości, ale najczęściej łączone są z odcinków od 6 do 12 m.

2.2.5. Zalecenia norm projektowania

Przepisy normy polskiej [N1] zalecają (nawiązując do EN-10138 [N15]) następujące oznaczenia podawane dla stali sprężających:

dla drutów i spłotów sprężających:

- a) charakterystyczna wytrzymałość stali f_{pk} , umowna granica plastyczności $f_{p0,1k}$ (z ograniczeniem $f_{p0,1k} \geq 0,85 f_{pk}$) oraz wydłużenie graniczne $\varepsilon_{pu} \geq 3,5\%$,
- b) klasa relaksacji – wskazująca procentową stratę naprężeń w ciągu 1000 h przy poziomie wyężenia $\sigma_p/f_{pk} = 0,8$:
klasa 1 – wysoka relaksacja, do 12% (patrz uwagi w p. 2.2.3),
klasa 2 – niska relaksacja, do 4,5%,
- c) wytrzymałość zmęczeniowa – określana jako minimalny zakres zmian naprężeń $\Delta\sigma_p$, przy górnym poziomie naprężenia $\sigma_p = 0,7f_{pk}$ i liczbie cykli obciążeń

$n = 2 \times 10^6$, który powinien wynosić:

$\Delta\sigma_p \geq 200$ MPa dla drutów gładkich,

$\Delta\sigma_p \geq 180$ MPa dla drutów nagniatanych,

$\Delta\sigma_p \geq 190$ MPa dla spłotów z drutów gładkich,

$\Delta\sigma_p \geq 170$ MPa dla spłotów z drutów nagniatanych,

- d) odporność na korozję naprężeniową – według znormalizowanej metody wprowadzonej w 1988 r. stal jest badana w 20-procentowym roztworze wodnym rodku amonowego (tiocjanek amonu NH_4SCN) w temperaturze 50°C , przy czym miarą odporności jest czas t do zerwania próbki naprężonej do poziomu $0,8f_{pk}$; czas ten powinien wynosić $t > 1,5\text{h}$ dla pojedynczej próbki oraz $t > 4\text{h}$ dla 50% ogólnej liczby badanych próbek ($n > 10$),
- e) wrażliwość spłotów na złożony stan naprężenia – określona przez procent obniżenia wytrzymałości f_{pk} , przy zrywaniu próbek odgiętych o 20° od prostej na urządzeniu znormalizowanym.

dla prętów sprężających w zakresie średnic $15 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$:

- a) charakterystyczna wytrzymałość stali f_{pk} ,
- b) siła zrywająca F_{pk} ,
- c) wytrzymałość zmęczeniowa, badana jak przy drutach:
 $\Delta\sigma_p \geq 200$ MPa dla prętów gładkich,
 $\Delta\sigma_p \geq 180$ MPa dla prętów żebrowanych,
- d) odporność na korozję naprężeniową – próba jak przy drutach,
- e) klasa relaksacji – wskazująca procentową stratę naprężeń w ciągu 1000 h przy poziomie wyężenia $\sigma_p/f_{pk} = 0,8$: klasa 3 – relaksacja prętów do 7% (patrz uaktualnione przepisy europejskie w p. 2.2.3).

W projektowaniu według [N1] posługujemy się przede wszystkim wytrzymałością charakterystyczną i obliczeniową. Wytrzymałość charakterystyczna jest podana przez

producenta, a do projektowania jest brana z normowego oznaczenia stali.

Wytrzymałość obliczeniowa nie jest w normie ujęta w tabeli, lecz określana z wyrażenia:

$$f_{pd} = 0,9 f_{pk} / \gamma_s, \quad [2-47]$$

gdzie: współczynnik 0,9 ujmuje przybliżoną wartość granicy plastyczności, a częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali sprężającej $\gamma_s = 1,25$ jest przyjęty większy niż w EC2 [N12], gdzie dla wszystkich stali zbrojeniowych przyjęto $\gamma_s = 1,15$. Tak dużą ostrożność można uznać za uzasadnioną do czasu, dopóki częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla obciążeń w naszym kraju będą niższe od przyjętych w normach europejskich.

Podczas naciągu stali sprężającej obwiązują ograniczenia naprężeń. Przepisy [N1] podają ograniczenia naprężeń odniesione

do charakterystycznej wytrzymałości stali f_{pk} i do umownej granicy plastyczności $f_{p0,1k}$:

a) naprężenie maksymalne w ciągnach przy chwilowym przeciążeniu, służącym redukcji strat naciągu (od tarcia i poślizgu w zakotwieniach):

$$\sigma_{p0} \leq 0,80 f_{pk} \text{ oraz } \sigma_{p0} \leq 0,90 f_{p0,1k}, \quad [2-48]$$

b) naprężenie początkowe w ciągnach po zakotwieniu, a więc po stratach doraźnych, ogranicza warunek:

$$\sigma_{pi} \leq 0,75 f_{pk} \text{ oraz } \sigma_{pi} \leq 0,85 f_{p0,1k}, \quad [2-49]$$

c) naprężenie trwałe, oszacowane po stratach opóźnionych, powinno spełniać warunek:

$$\sigma_p \leq 0,65 f_{pk}. \quad [2-50]$$

Wielkości strat naciągu ciągn decydują o tym, który z warunków jest istotnym

ograniczeniem w konkretnym przypadku projektowania.

2.3. Materiały do ciągn niemetalicznych

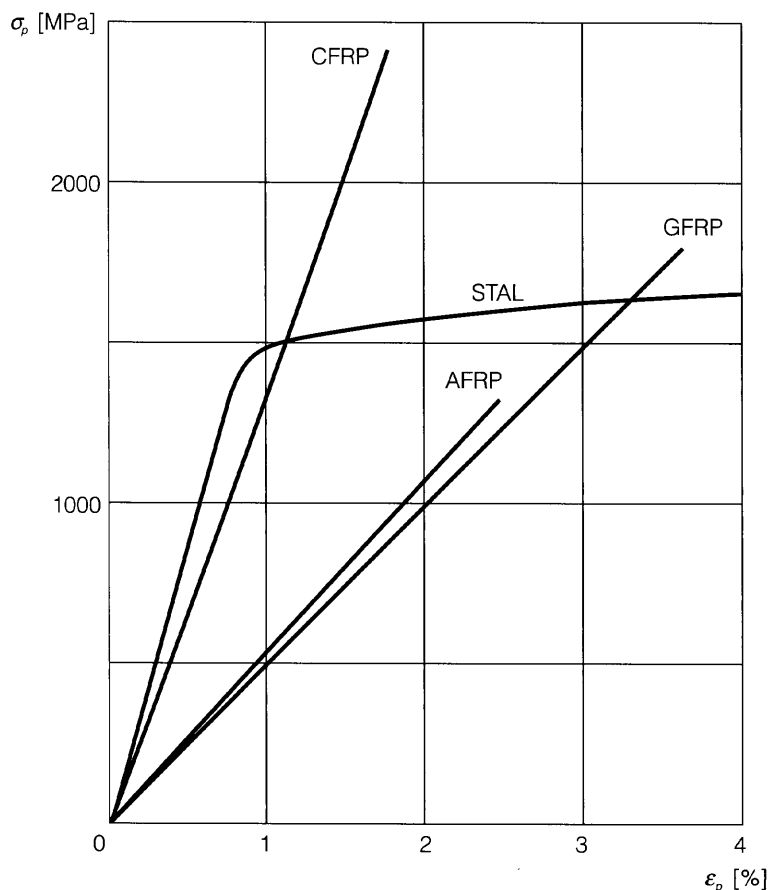
W celu uzyskania ciągn sprężających o zbliżonych cechach mechanicznych do stosowanych ciągn stalowych, ale znacznie bardziej odpornych na korozję, prowadzone są od dawna próby zastosowania wysoko jakościowych kompozytów (*advanced composite materials*) znanych z innych zastosowań technicznych. Na kompozyty te składają się dwie fazy: matryca, którą zwykle jest żywica, oraz włókna stanowiące zbrojenie w określonym kierunku. Włókna mają wysoką wytrzymałość i wysoki moduł sprężystości, podczas gdy żywica spełnia rolę spoiwa między włóknami, zapewniając ich wzajemną współpracę.

Trzy główne typy włókien są z powodzeniem stosowane w ciągnach: szklane, węglowe i aramidowe. Matrycę stanowi najczęściej żywica epoksydowa, rzadziej poliestrowa. Kompozyty tego typu znane są pod skrótem FRP (*Fibre Reinforced Plastics*) i zależnie od rodzaju włókien oznaczane CFRP dla włókien węglowych, AFRP dla włókien aramidowych i GFRP dla włókien szklanych.

Produkcja tego typu kompozytów wymaga wysokiego poziomu technologicznego począwszy od wytwarzania włókien, których średnica wynosi kilka μm , aż do sformowania ciągn (drutów, splotów, prętów lub prętów z oplotem), w których istotne jest równomierne nasycenie pęku kilkuset tysięcy włókien żywicą, przy minimalizacji ilości tej żywicy w przekroju ciągn. Postęp

Tablica 2-12. Porównanie cech mechanicznych wybranych cięgien niemetalicznych i stalowych

Charakterystyka cięgien			Wymiary		Właściwości mechaniczne				Współczynnik rozszerzalności termicznej α ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Symbol i materiał włókien	Typ cięgna	Zawartość włókien w matrycy [%]	Średnica cięgna [mm]	Pole przekroju [mm ²]	Wytrzymałość na rozciąganie f_p [MPa]	Moduł sprężystości E_p [GPa]	Odkształcenie graniczne ε_{pu} [%]	Relaksacja (2000 h) [%]	
CFRP – węglowe	splot	64	12,5	76	1885	138	1,6	5,0	0,60
CFRP – węglowe	pręt	68	5	19,6	3100	165	1,6	–	–
CFRP – węglowe	pręt	65	8	49	1550	148	1,2	5,8	0,68
AFRP –aramidowe	warkocz	65	12	90,5	1263	64	2,2	8,1	5,21
AFRP –aramidowe	pręt	65	6	28,3	1770	53	2,3	11,4	5,70
GFRP – szklane	pręt	62	8	50	1480	44	2,6	33,1	3,0
Stal	pręt	–	23	415,5	1086	197	5,0	4,6	10
Stal	splot	–	15,2	138,7	1629	197	3,5	2,7	10



Rys. 2-33. Porównanie wykresów $\sigma_p - \epsilon_p$ dla cięgien niemetalicznych i stalowych

w produkcji takich cięgien, zwłaszcza w Europie Zachodniej, USA i Japonii, jest w ostatnich latach bardzo szybki i nie ma dotąd znormalizowanych typów cięgien w skali światowej.

Porównanie cech cięgien podano w tabelicy 2-12 głównie na podstawie badań japońskich z 1993 r. [K1(2)], za wyjątkiem cech pręta (drułu) $\varnothing 5$ mm z włókien węglowych, które wzięto ze świeższych źródeł szwajcarskich z roku 1997 [P1(8)], [P5]. Widać tu postęp w produkcji cięgien CFRP – drut $\varnothing 5$ mm zawiera około 400.000 włókien węglowych. W tabelicy 2-13 podano wyniki badań samych włókien, na podstawie badań europejskich [K4(1)]. Z porównania danych w tablicach widać, że jeszcze znaczne możliwości w zakresie wytrzymałości mogą być wykorzystane przy większym nasyceniu matrycy włóknami.

Różnice między cięgnami stalowymi i niemetalicznymi są znaczne i wymagają innych zasad projektowania. Najważniejszą różnicę stanowi niemal idealnie liniowa sprężystość tych drugich pod obciążeniem do zniszczenia (rys. 2-33).

Na podstawie dotychczasowych, niespełna dziesięcioletnich, doświadczeń ze stosowaniem cięgien niemetalicznych, podawane są następujące zalety takich cięgien:

- wysoki stosunek wytrzymałości do gęstości materiału (5-krotnie wyższy niż dla stali),
- wytrzymałość zmęczeniowa cięgien węglowych i aramidowych znacznie wyższa

Tablica 2-13. Właściwości mechaniczne włókien stosowanych w cięgnach niemetalicznych

Rodzaj włókien	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Odkształcenie graniczne [%]	Moduł sprężystości [GPa]
Aramidowe	2700 – 3400	2,5 – 4,0	73 – 165
Szklane – typ E	3500	3 – 5	75
Szklane – typ S	4500	4,5 – 5,5	87
Węglowe (niski moduł)	3200 – 3900	1,0 – 1,6	250
Węglowe (wysoki moduł)	2300 – 2700	0,6	400

niż dla stali (niemal 3-krotnie); ciągną z włóknami szklanymi tej korzyści nie wykazują,

- wysoka odporność na korozję,
- neutralność elektromagnetyczna,
- niski współczynnik rozszerzalności termicznej, zwłaszcza dla cięgien z włóknami węglowymi.

Jako wady cięgien niemetalicznych podaje się:

- wysoki koszt,
- niskie odkształcenie graniczne,
- niską wytrzymałość trwałą, zwłaszcza dla cięgien z włóknami szklanymi,
- trudności techniczne w kotwieniu cięgien.

Największą przeszkodę stanowi obecnie wysoki koszt cięgien. Szerokie porównanie przedstawiono [K4(2)], biorąc jako miarę kosztu jednostkę [1 MN siły zrywającej \times 1 m].

Jeśli splot stalowy $\varnothing 15,2$ mm bez żadnych powłok ochronnych przyjąć jako 100%, to inne ciągną wykazują następujące wartości:

- pręt stalowy – 160%,
- kabel wielosplotowy zewnętrzny (z osłonami) – 430%,
- kabel w moście wantowym (z osłonami) – 570%,
- pręt w stałej kotwi gruntowej – 570%,
- GFRP – ciągną z włóknami szklanymi od 90 do 250%,
- AFRP – ciągną z włóknami aramidowymi od 350 do 700%,
- CFRP – ciągną z włóknami węglowymi od 700 do 1400%.

Należy zatem oczekiwać, że przy takich relacjach cenowych ciągną niemetaliczne będą stosowane głównie w warunkach specjalnych, jako kable zewnętrzne lub kotwy w gruncie, gdy ich szczególne zalety uzasadnią poniesienie znacznych kosztów.

3. Technologia sprężania

Podobnie jak różnorodne są zastosowania sprężenia w konstrukcjach, także i techniczne metody sprężania są bardzo zróżnicowane, dostosowane do kształtu i rozmiarów elementów, a zwłaszcza wielkości sił sprężających. Realizacja siły sprężającej

jest z reguły najbardziej odpowiedzialną i najtrudniejszą fazą wykonania konstrukcji lub elementu sprężonego. W rozdziale tym ograniczono się do dwóch podstawowych technologii sprężania (patrz p. 1.3), potocznie określanych jako strunobeton i kablobeton.

3.1. Technologia strunobetonu

3.1.1. Warianty

Jak wiadomo (p. 1.3), technologię strunobetonu wyróżniają dwie podstawowe cechy:

- naciąg cięgien przed betonowaniem elementu (stąd angielskie określenie elementów strunobetonowych: *pre-tensioned*),
- przekazanie siły sprężającej na beton za pomocą przyczepności.

Podstawę tradycyjnej polskiej nazwy technologii – strunobeton – dało w przeszłości stosowanie cienkich drutów w rodzaju strun. Ten rodzaj cięgien jest już od dawna nieaktualny. Zamiast cięgien w postaci gładkich prostych drutów, których średnica nie mogła być większa niż około 3 mm (co wynikało z wymagań przyczepności), używa się współcześnie cięgien o niegładkiej lub rozbudowanej powierzchni, przede wszystkim splotów wielodrutowych. W nowoczesnej produkcji elementów strunobetonowych stosuje się w olbrzymiej przewadze sploty 7-drutowe. Są one wykonane z drutów o średnicach od 2,5 mm do 6 mm, zimnociągniętych, ze stali wysokowęglowych. Ponadto, choć na znacznie mniejszą skalę, są stosowane profilowane pręty ze stali stopowych, często o niekołowym przekroju (np. soczewkowe), lub z nawalcowanymi karbami bądź wgłębieniami.

Użycie cięgien o bardzo dobrej przyczepności, a zwłaszcza splotów, prawie całkiem wyeliminowało wcześniej stosowa-

ne metody zwiększania pewności zakotwienia pojedynczych drutów, takie jak falowanie drutów lub wprowadzanie dodatkowych oporników wspomagających przyczepność.

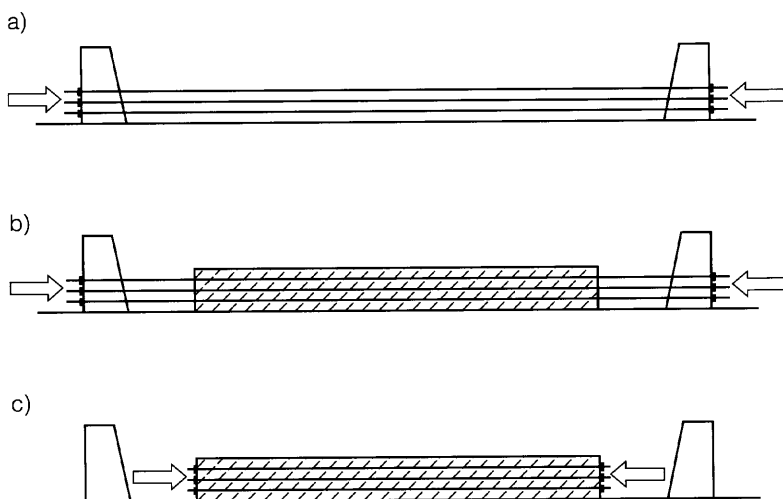
Naciąg zbrojenia odbywa się w oparciu o zewnętrzne elementy oporowe, wyposażone w zakotwienia technologiczne. Na okres betonowania i twardnienia betonu ciągną sprężające się zakotwione w tych elementach. Właściwe sprężenie betonu następuje dopiero w chwili zwolnienia zakotwień technologicznych i przekazania sił na beton, a umożliwia to przyczepność betonu i stali, zaistniała w czasie twardnienia betonu (rys. 3-1). Konstrukcje oporowe konieczne do naciągu cięgien powodują, że elementy strunobetonowe wytwarza się wyłącznie jako prefabrykaty, w fabrycznych warunkach produkcji. Sprzyja to wysokiej dokładności wykonania i dobrej jakości betonu, ale wprowadza jednocześnie ograniczenia kształtu, a zwłaszcza wymiarów, związane z transportem prefabrykatów. Z tych względów technologia strunobetonu nadaje się do seryjnej produkcji elementów o długości najczęściej do 18 m; ta długość jest podyktowana możliwością transportu elementów po drogach publicznych. Znane są przypadki produkcji znacznie dłuższych belek, nawet ponad 40 m, jednak ich transport wymagał specjalnych tras.

Od pierwszych realizacji elementów strunobetonowych w latach 30. XX w. w kilku

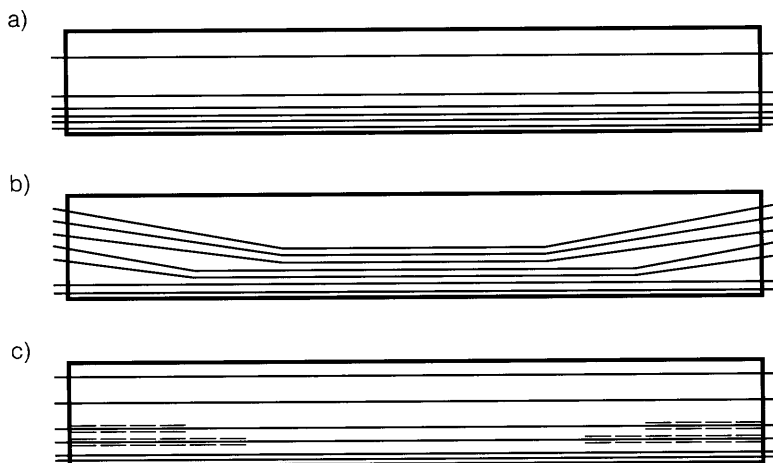
następnych dekadach wykonywania tych elementów stosowano wyłącznie prostoliniowy przebieg cięgien (rys. 3-2a). Prowadziło to do jednakowej intensywności sprężenia na długości elementów o stałym przekroju, a więc w przekrojach mniej obciążonych, np. przyporowych przekrojach belek swobodnie podpartych, stwarzało to niebezpieczeństwo przekroczenia naprężeń w betonie w chwili przekazania sprężenia. Niekorzyści płynące z prostoliniowego przebiegu cięgien ujawniają się szczególnie w dłuższych elementach. Współcześnie, dla krótszych elementów nadal stosuje się naj-

częściej prostoliniowy układ cięgien, ale w dłuższych, kosztem dodatkowych zabiegów, eliminuje się tę wadę, stosując cięgna odginane lub tzw. wyłączane, czyli z wgłębnym zakotwieniem (rys. 3-2b,c).

W praktyce, stosownie do zamierzonej serii produkcyjnej, komplikacji kształtu i wymiarów elementów, a także dostępnych możliwości technicznych, stosuje się różne warianty technologii, sprowadzające się do dwóch metod produkcji: (1) metody torów naciągowych, (2) metody sztywnych form. Metody te od dość dawna nie ulegają istotnym zmianom i zachowują aktualność szcze-



Rys. 3-1. Etapy wykonywania elementu strunobetonowego: a) naciąg cięgien i zakotwienie technologiczne w zewnętrznych blokach, b) betonowanie elementu i zabiegi pielęgnacyjne, c) zwolnienie zakotwień technologicznych i przekazanie siły sprężającej na element



Rys. 3-2. Możliwe trasowanie cięgien w elemencie strunobetonowym: a) cięgna prostoliniowe, b) część cięgien odginanych, c) część cięgien kotwionych wgłębnie

główne opisy podane m.in. w historycznych już dziś pracach [8], [9].

Znaczący postęp w technologii betonu od lat 80. ubiegłego wieku, a zwłaszcza szerokie rozpowszechnienie betonów wysokowartościowych (BWW), a ostatnio stosowanie betonów ultra-wysokowartościowych (BUWW) zbrojonych mikrowłóknami – patrz p. 2.1.10, otwierają nowe możliwości w realizacji elementów strunobetonowych. Przykład wyjątkowo smukłych belek strunobetonowych z BUWW, sprężonych splotami i pozbawionych całkowicie zbrojenia zwykłego, osiągających bardzo wcześnie wysoką nośność, przedstawiono m.in. w [A10].

3.1.2. Metoda torów naciągowych

Gdy planowane są długie serie produkcyjne elementów strunobetonowych, o przekrojach stałych lub mało zróżnicowanych na długości, stosuje się długie stanowiska, zaopatrzone na końcach w maszynowe konstrukcje oporowe. Elementy produkowane są szeregowo, na długości toru po kilka, a przy mniejszych nawet po kilkadziesiąt, natomiast naciągu cięgien dokonuje się raz dla całego szeregu. Stanowiska takie nazywane są torami naciągowymi, a ich zasadnicze części stanowią betonowe pasma o prostokątnym lub korytkowym przekroju oraz maszynowe koźły z blokami oporowymi wyposażonymi w stałe urządzenia kotwiące.

Kształtowanie elementów na torze odbywa się za pomocą stałych lub przesuwanych form, które nie są obciążone siłami naciągu cięgien. Zależnie od długości torów, cech podłoża gruntowego i zamierzonych sił naciągu buduje się tory o różnej konstrukcji, zwłaszcza pod względem wzajemnej współpracy bloków oporowych z płytą toru. W najdłuższych torach (200 m i więcej) bloki oporowe są niezależne od płyty toru, podczas gdy w torach krótszych zapewnia się współpracę bloków z płytą. Formowanie elementów na torze może być różne. Sposób tradycyjny przewiduje niezależne formy, naj-

częściej uchylne, przytwierdzone do toru na czas betonowania i dojrzewania betonu. Przy masowej produkcji formuje się elementy przejezdny agregatem, pozwalającym na ciągłe betonowanie, a nowoczesne rozwiązania przewidują poziome wyciskanie betonu przez profilującą formę przelotową. O wyborze wariantu formowania decyduje w pierwszym rzędzie kształt elementu. Przy stałym przekroju celowe jest formowanie agregatowe, zwłaszcza, gdy elementy można formować w postaci ciągłego pasma, rozcinanego na odcinki dopiero po stwardnieniu betonu.

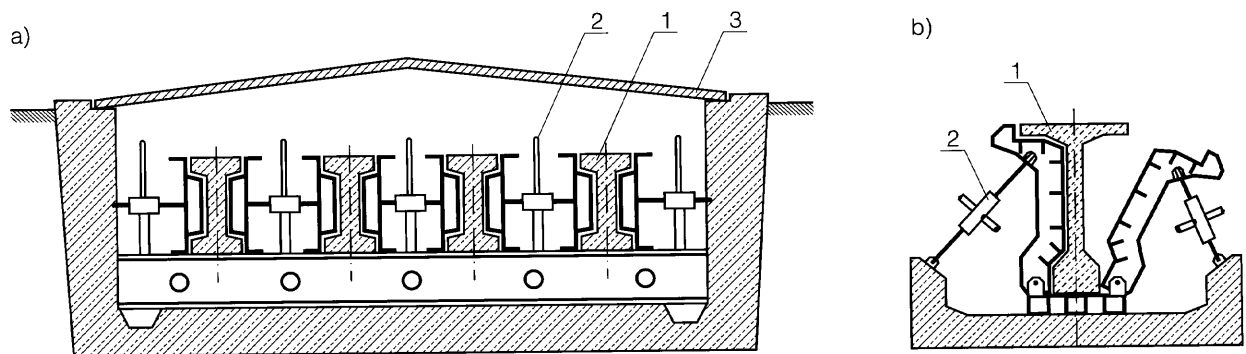
Produkcja elementów na torach naciągowych obejmuje:

- przygotowanie cięgien: rozwinięcie z kręgów, tymczasowe przychwycenie, przecięcie,
- przygotowanie zbrojenia pomocniczego (wkładki, szkielety lub siatki),
- naciąg cięgien sprężających z ich technologicznym kotwieniem,
- ustawienie i zamocowanie form na torze (lub przygotowanie agregatu z formą ślizgową),
- ułożenie zbrojenia pomocniczego i ewentualnych wkładek formujących szczegóły lub stabilizujących zbrojenie (np. poprzeczki ograniczających zwis cięgien),
- sukcesywne przygotowanie i układanie mieszanki betonowej,
- zagęszczenie betonu i zabiegi pielęgnacyjne, przyspieszające dojrzewanie (wibrowanie, prasowanie, naparzanie),
- rozformowanie (lub przejazd agregatu poza tor), przy produkcji warstwowej elementów – zabezpieczenie środkiem antyadhezyjnym, przeciwdziałającym przyczepności warstw,
- przekazanie sprężenia na beton: zwolnienie zakotwień technologicznych, przecięcie cięgien między elementami lub przecięcie całych elementów (w przypadku ciągłych pasm),
- ewentualne powleczenie powierzchni betonu środkami zabezpieczającymi przed utratą wilgoci przez beton;

- transport elementów i odpowiednie ułożenie na składowisku,
- oczyszczanie formy lub części agregatu, prace konserwacyjne, kontrola wymiarów formy i przygotowanie produkcji następnej serii.

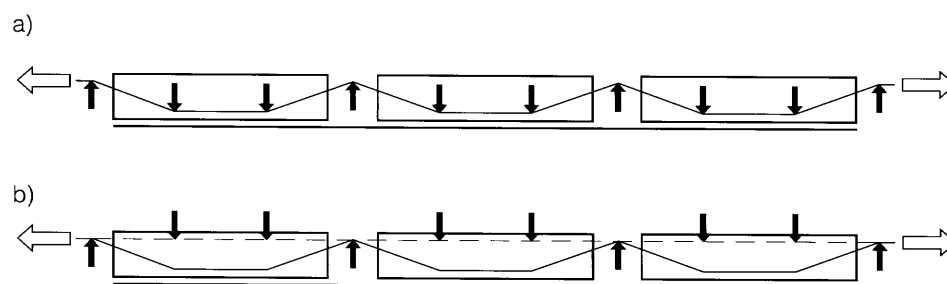
Produkcja tradycyjna, w pojedynczych lub bateryjnych formach stacjonarnych, jest obecnie stosowana głównie dla elementów belkowych, które mają często zmienną wysokość lub zmienny kształt przekrojów przypodporowych (rys. 3-3).

Odgięcia cięgien sprężających wykonuje się za pomocą specjalnych uchwytów, częściowo traconych, lub innych urządzeń stanowiących wyposażenie torów naciągowych. Naciąg odginanych cięgien odbywa się albo po założeniu uchwytów (rys. 3-4a), albo naciąga się cięgna prostoliniowo niepełną siłą i dopiero po ich zakotwieniu dokonuje odgięć, wprowadzając dodatkowe siły naciągu (rys. 3-4b).



Rys. 3-3. Przykładowe przekroje torów naciągowych do produkcji elementów belkowych w formach stacjonarnych: a) dla elementów drobnowymiarowych, b) dla dużych dźwigarów; 1 – belki strunobetonowe, 2 – regulacja ustawienia boków form, 3 – pokrywa na czas zabiegów pielęgnacyjnych

Na fotografii 3-5 pokazano przykład hali produkcyjnej, której urządzenia są na tyle uniwersalne, że pozwalają zarówno na umieszczanie na torach naciągowych pojedynczych form o dowolnym kształcie, albo



Rys. 3-4. Schematy naciągu cięgien odginanych przy produkcji szeregowej: a) naciąg przy zastosowaniu stałych dewiatorów, b) wstępny naciąg cięgien prostoliniowych i odginanie po zakotwieniu, wywołujące uzupełniający naciąg



Fot. 3-5. Widok nowoczesnej hali produkcji prefabrykatów strunobetonowych o różnym asortymencie – płyty kanałowe, dźwigary dachowe, belki, słupy; widoczne tory naciągowe, naciągarki i zwoje splotów (wytwórnia Ergon w Mszczonowie)

na wjazd na tor agregatów do ciągłego betonowania i zagęszczania.

Przykładem rozpowszechnionego w wielu krajach formowania agregatowego jest produkcja otworowych płyt stropowych. W Polsce produkuje się kanałowe płyty stropowe od 1975 r. Płyty te cięte są na torze na potrzebne długości za pomocą pił diamentowych. Istotą procesu jest połączenie betonowania i zagęszczania mieszanki z formowaniem kanałów i ruchem całego agregatu. Zasadę tej metody przedstawia rysunek 3-6.

Główną zaletą metody torów naciągowych we wszystkich jej wariantach jest jeden naciąg ciągną dla wszystkich elementów wykonywanych w szeregu na torze. Dodatkowe korzyści stanowi równomierny naciąg zbrojenia i małe odcinki traconej stali sprężającej potrzebne na zakotwienia technologiczne. Obok zalet metoda ta ma i ograniczenia, a mianowicie:

- wydłużone drogi transportu wewnętrznego,
- ograniczone możliwości stosowania zabiegów przyspieszających twardnienie betonu,
- znaczne koszty torów i urządzeń towarzyszących.

3.1.3. Metoda sztywnych form

Metoda ta jest bardzo zbliżona do wytwarzania wszelkich prefabrykatów betonowych i żelbetowych. Formy muszą tu jed-

nak przenosić siły naciągu ciągnię, a zatem muszą być odpowiednio masywne i sztywne. Podobnie jak w produkcji prefabrykatów żelbetowych, może być tu stosowana technologia stacjonarna lub potokowa.

Przy produkcji stacjonarnej, formy są umiejscowione i na jednym stanowisku przebiega kolejno: naciąg, betonowanie, pielęgnacja betonu, sprężenie i rozformowanie elementów. Zależnie od wymiarów elementów i rozmiarów produkcji stosuje się formy pojedyncze (rys. 3-7) lub bateryjne dla kilku elementów.

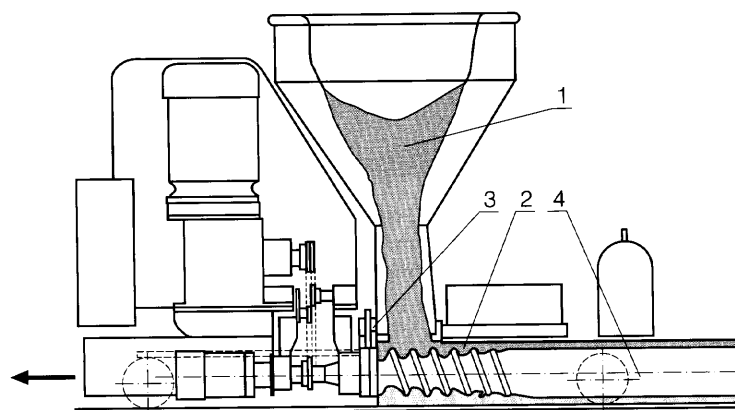
Produkcja potokowa polega na umieszczeniu formy na podwoziu przejezdnym (zwykle szynowym), a porusza się ona wzdłuż linii kolejnych wyspecjalizowanych stanowisk, często łącznie z tunelem przyspieszonego dojrzewania betonu.

3.1.4. Naciąg i kotwienie ciągnię

W poszczególnych wariantach produkcji elementów strunobetonowych różnicowane są sposoby naciągu ciągnię. Stosuje się:

- hydrauliczny naciąg podłużny za pomocą pras naciągowych,
- naciąg z wykorzystaniem wydłużenia termicznego ciągnię.

Pierwsza grupa jest uniwersalna i najbardziej rozpowszechniona. Urządzenia naciągowe o różnym stopniu zmechanizowania służą albo do naciągu pojedynczych ciągnię, albo do jednoczesnego naciągu



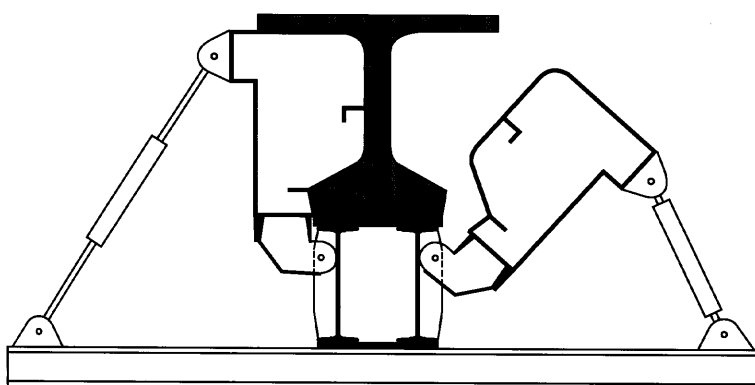
Rys. 3-6. Przejezdny agregat formujący płyty kanałowe typu SP: 1 – zbiornik z betonem, 2 – ślimakowe wrzeciona obrotowe, podające i zagęszczające beton oraz powodujące ruch całego agregatu, 3 – zasobnik zbrojenia poprzecznego, 4 – odcinki rur z vibratorami we wrzecionach

wszystkichciągach. To drugie rozwiązanie jest obecnie powszechnie stosowane przy metodzie torów naciagowych.

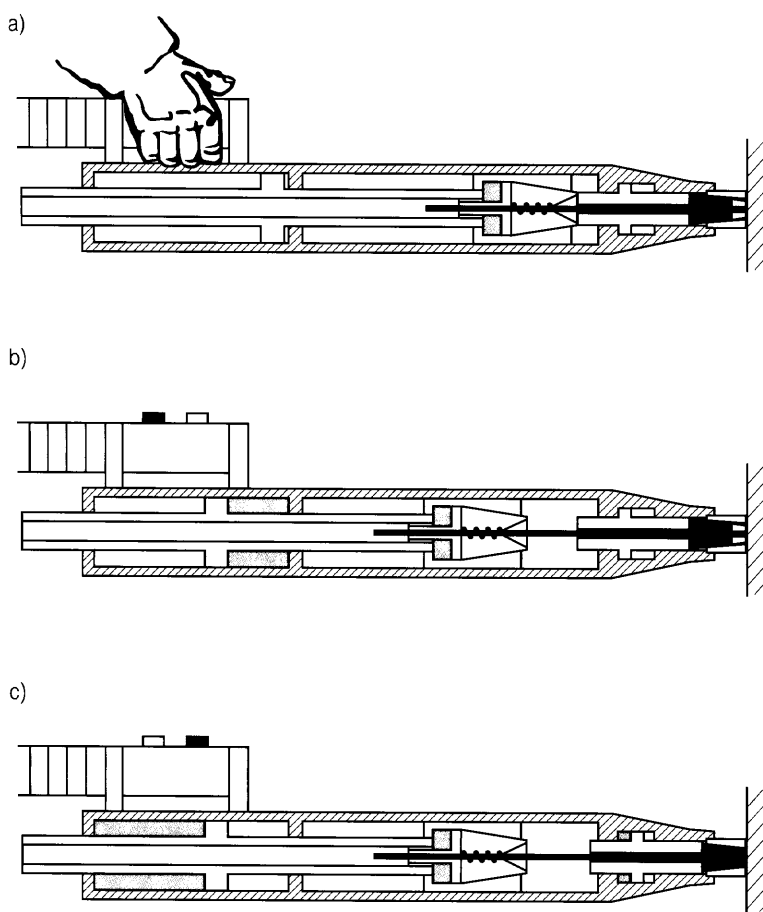
Do naciagu pojedynczych splotów wystarczają lekkie prasy (rys. 3-8), stosowane

w sposób „kroczący”, z automatycznie powtarzanymi fazami naciagu i kotwienia.

Zakotwienia technologiczne – począwszy od prostych zacisków, aż do zautomatyzowanych zespołów – bazują obecnie na niezależ-



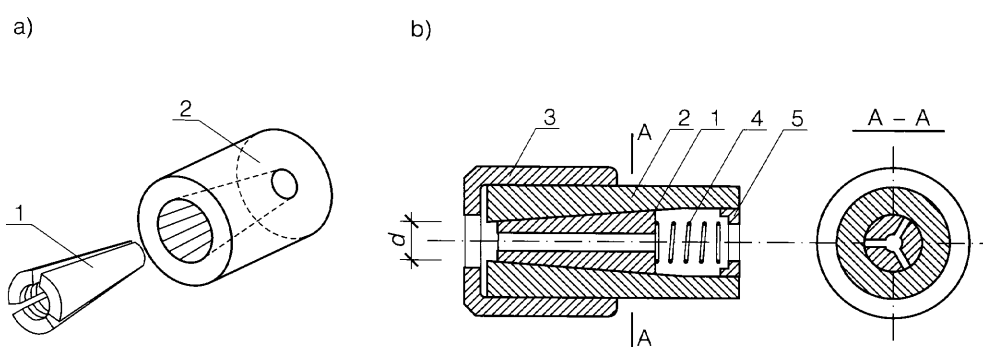
Rys. 3-7. Przekrój sztywnej formy z masywną podstawą do produkcji dużych belek strunobetonowych



Rys. 3-8. Fazy naciagu cięzna za pomocą lekkiej automatycznej prasy: a) założenie prasy na cięgno i uchwycenie w wewnętrznej szczęce, b) naciąg do wymaganego wydłużenia, c) zakotwienie w uchwycie technologicznym i zwolnienie szczęki wewnętrznej (komory prasy pod ciśnieniem oznaczono kolorem żółtym)

nych uchwytach szczękowych dla każdego splotu. Generalną zasadą pozostaje wielokrotne użycie zakotwień, a zatem są to elementy precyzyjnie obrabiane w zakresie kształtów i wymiarów oraz o dokładnie dobranej twardości materiału. Szeroko stosowanym od dawna zakotwieniem technologicznym jest zacisk szczękowy typu *Gifforda*, nazwany tak od brytyjskiego ich twórcy (rys. 3-9).

Naciąg termiczny cięgien był w niektórych krajach stosowany na dużą skalę przy produkcji belek lub płyt stropowych metodą sztywnych form, ale obecnie stracił na popularności. W metodzie tej używa się prętów ze stali stopowych, które rozgrzewa się prądem elektrycznym o dużym natężeniu i kotwi w odpowiednich gniazdach formy (p. 3.4.3).



Rys. 3-9. Zacisk szczękowy *Gifforda*: a) zasada działania, b) rozwiązanie techniczne; 1 – szczęka stożkowa (dwu- lub trójdzielna), 2 – tuleja ze stożkową powierzchnią wewnętrzną, 3 – nakręcana podstawa do wstępnej regulacji, 4 – sprężyna zabezpieczająca, 5 – dno wkręcane po naciągu i kotwieniu

3.2. Technologia kablobetonu

3.2.1. Ogólne zasady

Do konstrukcji kablobetonowych zaliczamy wszystkie te, które sprężane są cięgnami naciąganyymi po stwardnieniu betonu (ang. *post-tensioned*). Podobnie jak w strunobetonie, polska nazwa tej technologii, związana ze szczególnym rodzajem cięgien – kablami – jest nieścisła. Do sprężania konstrukcji kablobetonowych stosowane są bowiem nie tylko kable, czyli równoległe wiązki drutów, lecz także pojedyncze sploty lub wiązki splotów, liny i pojedyncze grube pręty. Kablobeton cechują duże siły naciągu, możliwe do zrealizowania cięgnami o zwartej budowie i małej stosunkowo powierzchni przekroju poprzecznego. Nie ma tu bowiem ograniczeń co do sposobu przekazania sił na beton

przez przyczepność, jak w strunobetonie. Przekazanie sił sprężających odbywa się z reguły przez docisk do betonu, za pomocą zakotwień dostosowanych do konstrukcji kabli. Kable i dostosowane do nich zakotwienia tworzą *system sprężenia*.

W technologii kablobetonu mogą być sprężane konstrukcje i elementy znacznie bardziej różnorodne pod względem kształtu, wymiarów i zastosowań niż strunobetonowe. Należą tu bowiem zarówno seryjne prefabrykaty produkowane fabrycznie, jak i elementy składane z prefabrykowanych segmentów, sprężane w różnych fazach montażu, a wreszcie monolityczne konstrukcje, czasem o wielkich wymiarach. Charakterystyczną cechą kablobetonu jest także moż-

liwość montażowego sprzężenia konstrukcji, likwidowanego lub korygowanego po okresie wznoszenia.

Realizacja naciągu w kablobetonie odbywa się bardzo różnymi metodami. Dla orientacji można je sklasyfikować na podstawie następujących kryteriów:

- 1) ze względu na konstrukcję cięgien:
 - ciągna jednożyłowe – pręty lub pojedyncze sploty,
 - ciągna wielożyłowe – kable wielodrutowe i wielosplotowe, liny,
- 2) ze względu na jednoczesność naciągu:
 - ciągna naciągane kolejno, w ustalonym porządku,
 - skoncentrowane ciągna napinane w jednej operacji naciągu,
- 3) ze względu na trasy cięgien na długości elementu:
 - podzielone na odcinki,
 - ciągłe,
- 4) ze względu na usytuowanie cięgien:
 - ciągna w osłonach układane przed betonowaniem,
 - ciągna wciągane w kanały wykonane wcześniej w betonie elementu,
 - ciągna zewnętrzne z ciągłym lub punktowym kontaktem z konstrukcją,
- 5) ze względu na symetrię trasy cięgien:
 - ciągna symetryczne, dostosowane do jedno- lub dwustronnego naciągu,
 - ciągna niesymetryczne o jednakowych zakotwieniach na obydwu końcach,
 - ciągna niesymetryczne z różnymi zakotwieniami na końcach, tzw. czynnymi i biernymi,
- 6) ze względu na połączenie cięgien z betonem na długości:
 - ciągna z przyczepnością,
 - ciągna bez przyczepności,
 - ciągna z opóźnioną przyczepnością.

3.2.2. Systemy sprzężenia

Jak wspomniano powyżej na system sprzężenia w kablobetonie składa się typ ciągna oraz typy zakotwień (czynnych, bier-

nych), a często także dopasowane do nich urządzenia naciągowe i sposoby kotwienia. W historii konstrukcji kablobetonowych, na przestrzeni blisko 70 lat, opracowano i stosowano kilkadziesiąt typów lub wariantów systemów sprzężenia, z których jedynie kilkanaście, na różną skalę, używa się współcześnie. Dalej omówiono jedynie charakterystyczne, najbardziej rozpowszechnione w świecie systemy oraz te, które stosowano w przeszłości i stosuje się obecnie w Polsce.

Dominują w zastosowaniach kable wielożyłowe, w których dawniej druty, a obecnie prawie wyłącznie sploty tworzą ciągną koncentryczne (o obrysie kołowym) albo warstwowe (o obrysie prostokątnym). Przeważająca większość cięgien obecnie stosowanych składa się ze splotów 7-drutowych, złożonych z zimnociągniętych drutów o średnicach od 4 do 5 mm (sploty od 12,5 mm do 16 mm). Z tych podstawowych splotów wykonywane są ciągna zawierające od jednego do kilkadziesiątu splotów, wyjątkowo nawet powyżej stu splotów. W rezultacie, z tych samych podstawowych półfabrykatów jakie stanowią sploty, zbudowane są zarówno ciągna o małej, średniej, jak i o wielkiej sile naciągu.

Na znacznie mniejszą skalę, ale w znaczących ilościach stosowane są grube pręty ze stali stopowych, z reguły jako pojedyncze ciągna, zwykle o niewielkiej długości.

Zdecydowanie mniej popularne są obecnie kable złożone z prostych drutów, choć w kablobetonie były to w przeszłości najczęściej stosowane ciągna. W naszym kraju olbrzymia większość istniejących konstrukcji kablobetonowych jest sprzężona właśnie wielodrutowymi kablami (typu *Freyssinet*). Podobnie w Europie ciągle użytkuje się bardzo wiele konstrukcji sprzężonych wykonanych z zastosowaniem kabli wielodrutowych. Ta sytuacja wymaga przynajmniej ogólnego scharakteryzowania tych historycznych dziś rozwiązań.

Powszechnie stosowane w przeszłości i obecnie systemy sprężania zestawiono w tablicy 3-1 dla kabli wielodrutowych, a w tablicach 3-2 i 3-3 dla kabli złożonych ze splotów. W charakterystyce podanej w tych tablicach rozróżniono umownie ciągną pod względem użytkowej siły naciągu, wydzielając ciągną:

- dla małych sił – orientacyjnie do 0,5 MN,
- dla średnich sił – do 2 MN,
- dla dużych sił – ponad 2 MN.

Ten umowny podział wiąże się z zastosowaniami ciągów, zależnie od rozmiarów elementów lub roli sprężenia w elemencie. Przykładowo, w nowoczesnych mostach spotyka się często w jednym obiekcie cały wachlarz kabli: duże – jako główne ciągną podłużne, średnie – jako podłużne ciągną montażowe, a czasem ciągną dla pionowych ścian w przekroju skrzynkowym dwupoziomowych mostów, oraz małe kable – jako jednostki pomocnicze sprężające poprzecznie górną płytę pod nawierzchnią.

Ponadto podano w tablicach ogólnie rodzaj zakotwień i podstawową budowę kabla w przekroju. W ogólnym podziale zakotwień czynnych, czyli tych, przy których prowadzi się naciąg, wyróżnia się:

- zakotwienia blokujące, niezwiązane wstępnie z ciągnem; dopiero w wyniku kotwienia łączone są one z ciągnem, w zasadzie w dowolnym miejscu na długości; takie kable mogą być wprowadzane do kanału bezpośrednio przed naciągiem,
- zakotwienia głowicowe, powiązane trwałe z ciągnem, najczęściej fabrycznie – zestaw ciągną z zakotwieniami przygotowany jest na określonej długości i musi być przed betonowaniem osadzony w deskowaniu konstrukcji.

Wśród zakotwień biernych – obok blokujących i głowicowych – wyróżnia się jeszcze zakotwienia wgłębne, najczęściej pętlicowe.

Charakterystykę niektórych popularnych systemów sprężania podano dalej, z ogra-

niczeniem opisu do ciągów i zakotwień; przykłady urządzeń naciagowych opisano w p. 3.2.3.

3.2.2.1. Systemy kabli wielodrutowych

System *Freyssineta*, stosowany w Europie przez kilkadziesiąt lat, był przykładem wielodrutowego, koncentrycznego ciągną z zakotwieniem blokującym typu stożkowego. W pierwotnym rozwiązaniu (1939) kabel składał się z 12 lub 18 drutów $\varnothing 5$ lub $\varnothing 7$ mm i był kotwiony w blokach żelbetowych za pomocą podłużnie rowkowanych stożków betonowych wtłaczanych po naciągu (rys. 3-10). W obydwu elementach zakotwienia użyto betonu bardzo wysokiej wytrzymałości, jak na ówczesne czasy, a kształt bloku dostosowano do zabetonowania w elemencie. Zakotwienia na obydwu końcach kabla (czynne i bierne) były jednakowe. Zachowując pomysł *Freyssineta*, dokonywano różnych zmian konstrukcyjnych zakotwienia. W polskich rozwiązaniach typowych z 1958 r. wprowadzono zakotwienie całkowicie stalowe, przewidziane do umieszczania na zewnątrz elementu (rys. 3-11). Istotnym problemem przygotowania części zakotwień stalowych była, poza dokładną obróbką mechaniczną, odpowiednia obróbka cieplna, polegająca głównie na hartowaniu, w celu uzyskania właściwej twardości na powierzchni styku z drutami ciągów. Na długości kabli, dla uproszczenia, rezygnowano często z wewnętrznej spirali stabilizującej i wprowadzano w jej miejsce kształtki pierścieniowe z tworzywa sztucznego. Kable *Freyssineta* w naszym kraju stosowane były w latach 1954-1980 i są ciągle przedmiotem zainteresowania, bowiem użytkuje się tysiące elementów konstrukcyjnych w różnych obiektach, sprężonych tymi kablami.

Inne warianty rozwiązań wywodzące się z pomysłu *Freyssineta* wprowadzono we Francji; w systemie *Freyssinet International* – F z 1968 r. – zastosowano bloki żelbetowe, a stożki stalowe, poprzecznie nacinane.

Tablica 3-1. Systemy kabli wielodrutowych:

a) systemy historyczne, zabudowane w istniejących konstrukcjach krajowych i zagranicznych (patrz opisy w [3])

Nazwa systemu lub twórcy	Rok i symbol kraju wprowadzenia	Budowa kabla	Przeciętna siła w kablach [MN]	Typowa liczba i średnica drutów [mm]	Typ zakotwień czynnych	Charakterystyka elementów kotwiących
<i>Freyssinet</i>	1939 (F)	koncentryczny, jednowarstwowy	mała; 0,20 do 0,50	12Ø5; 18Ø5; 12Ø7	blokujące, stożkowe	blok kotwiący walcowy, żelbetowy; stożek blokujący betonowy – podłużnie rowkowany
<i>Magnel</i>	1941 (B)	wielowarstwowy prostokątny	mała	parzysta liczba warstw 4Ø5 – 7	blokujące, klinowe	w płaskiej płytce kotwione klinami 4 × 2 druty; płytki ułożone warstwowo i skręcone w jeden blok
<i>Korovkin</i>	1945 (RUS)	koncentryczny, 2 – 3 warstwy	średnia do 1,2	kilkadziesiąt Ø5	głowicowe	pętle drutów zabetonowane w tulei stalowej; jednoczesny naciąg z podkładkami dystansowymi
<i>Freyssinet International</i>	1968 – seria F (F)	koncentryczny, jednowarstwowy	mała; 0,20 do 0,60	12Ø5; 12Ø7; 12Ø8	blokujące, stożkowe	blok kotwiący walcowy, żelbetowy; stożek blokujący stalowy – poprzecznie nacinany
<i>ZWS-1</i>	1958 (PL)	koncentryczny, 1 – 2 warstwy	mała i średnia; 0,20 do 0,80	12,18 i 24Ø5; 12 i 18Ø7	blokujące, stożkowe	blok stalowy; stożek blokujący stalowy – poprzecznie nacinany
<i>Leoba – S</i>	1949 (D)	koncentryczny lub warstwowy	mała i średnia; do 0,66	8 lub 16 Ø5 do 8	blokujące (gwintowe)	pręty kotwiące z nakrętkami młotkowymi lub krzyżowymi; druty ciągłe owijane wokół nakrętek
<i>BBRV</i>	1949, 1959 (CH)	koncentryczny, wielowarstwowy	średnia i duża; do 12,0	dowolna liczba Ø5 do 8	głowicowe	główki (odkute) na końcu każdego drutu, osadzone w głowicy z ciasnym otworem na każdy drut
<i>Baur-Leonhardt</i>	1949 (D)	wielowarstwowy prostokątny	bardzo duża (do 50)	dowolna; druty lub sploty	–	bloki półwalne na czołach elementów, wypychane prasami po nawinięciu ciągłych ciągów
<i>Polensky-Zöllner (PZ)</i>	1953 (D)	koncentryczny, 1 – 2 warstwy	różna od 0,1 do 2,2	od 4 do 60 Ø5 do 8	blokujące (gwintowe)	pierścień stożkowy na pręcie kotwiącym ze stożkowo rozszerzoną końcówką („przeciwstożek”)
<i>Züblin</i>	1952 (D)	warstwowy	mała i średnia do 1,4	8 lub 16N16 (druty Neptun)	blokujące, klinowe	klin kotwiący po 8 drutów w bloku z klinowymi otworami
<i>Prescon</i>	1950 (USA)	koncentryczny	mała i średnia	od 2 do 42 Ø6,35	głowicowe	główki roznitowane na końcach drutów, osadzone w ciasnych otworach płyty kotwiącej

b) system nadal stosowany

<i>BBRV</i>	1964 (CH)	koncentryczny, wielowarstwowy	średnia i duża; do 6,6 (16,0)	do 102 (do 246) Ø7	głowicowe	główki (odkute) na końcu każdego drutu, osadzone w głowicy z ciasnym otworem na każdy drut
-------------	-----------	-------------------------------	-------------------------------	--------------------	-----------	--

Tablica 3-2. Systemy kabli ze splotów – kable z pojedynczych splotów

Nazwa systemu Firma	Symbol kraju pochodzenia	Oznaczenie kabla	Średnica splotu [mm] (cale)	Siła zrywająca [kN]	Zasada kotwienia splotu
VSL VSL International	CH	5-1* 6-1*	12,9 (0,5") 15,7(0,6")	186 265	szczeka stożkowa dwudzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej typu E
BBR-CONA BBR Systems	CH	CONA - Single 0,5" lub 0,6"	(0,5") (0,6")	186 279	szczeka stożkowa dwudzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej typu E
Freyssinet Monostrand Freyssinet International	F	S13R S15R	12,9 15,7	186 265	szczeka stożkowa trójdzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej
DSI Dywidag-Systems International	D	5901** 6801** 6901**	12,9 15,7 15,7	186 265 279	szczeka stożkowa dwudzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej typu EV
SUSPA SUSPA-Spannbeton	D	6-1 EC*	15,3	265	szczeka stożkowa dwudzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej typu E
AMSYSCO Mono AMSYSCO, Inc.	USA	Monostrand 0,5"	(0,5")	~183	szczeka stożkowa dwudzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej
VT-M Vorspann-Technik	A	VT-M 01-150	15,7	265	szczeka stożkowa trójdzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej
Tensacciai-PTAlpha TENSACCIAI	I	1 PTA 15	15,2 (0,6")	255	szczeka stożkowa trójdzielna w stożkowym gnieździe płyty kotwiącej

* cyfra 5 lub 6 oznacza średnicę splotu (0,5" lub 0,6"), a cyfra 1 oznacza kabel jednosplotowy

** cyfra 5 lub 6 – jak wyżej; cyfra 9 oznacza stal o wytrzymałości 1860 MPa, a cyfra 8 – stal 1770 MPa; 01 oznacza kabel jednosplotowy

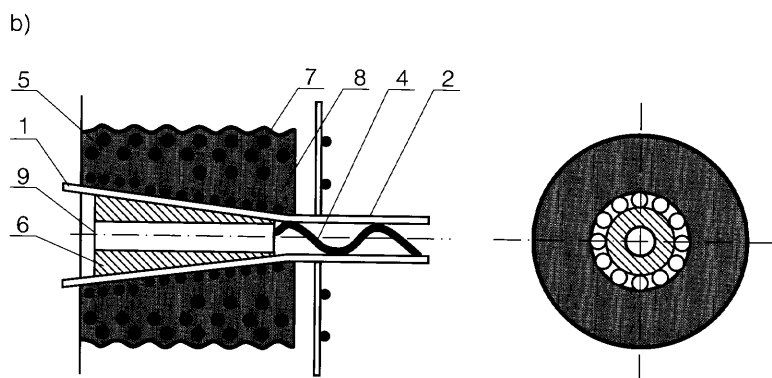
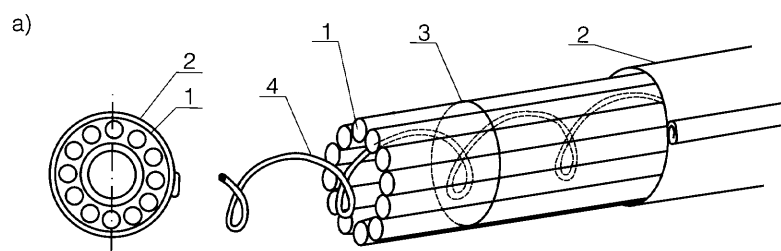
Tablica 3-3. Systemy kabli ze splotów – kable wielosplotowe

Nazwa systemu Firma	Symbol kraju pochodzenia	Oznaczenie kabla	Średnica splotu [mm] (cale)	Siła zrywająca [kN]	Zasada kotwienia splotów w czynnym zakotwieniu
VSL VSL International	CH	5-2 do 5-55* 6-2 do 6-55*	12,9 (0,5") 15,7(0,6")	od 372 do 14.500	szczęki stożkowe dwudzielne w gniazdach płyt kotwiących typu E lub EC
BBR-CONA BBR Systems	CH	7-0,5" do 61-0,5" 4-0,6" do 42-0,6"	(0,5") (0,6")	od 1300 do 11.781	szczęki stożkowe dwudzielne w gniazdach płyt kotwiących typu M1, M2 lub M3
Freyssinet Monogroup Freyssinet International	F	7÷55T13 4÷55T15	12,9 15,7	od 1300 do 14.500	szczęki stożkowe trójdzielne w gniazdach płyt kotwiących typu A, A' systemu K i C
DSI Dywidag-Systems Int.	D	od 7 do 37-0,5" od 3 do 37-0,6"	12,9 15,7	od 782 do 9650	szczęki stożkowe trójdzielne w gniazdach płyty kotwiącej typu MA, FA lub SD
SUSPA SUSPA-Spannbeton	D	od 6-2 EC do 6-22EC	15,3	od 496 do 5450	szczęki stożkowe dwudzielne w gniazdach płyt kotwiących typu E lub ER
Multistrand System Linden PT Co	USA	od 12 do 28-0,5"	(0,5")	od 2200 do 5200	szczęki stożkowe w stożkowych gniazdach kwadratowych płyt kotwiących
CCL System N CCL Systems Ltd	GB	od N1 (4Ø13) do N9 (37Ø15)	12,5 do 12,9 15,2 do 15,7	od 720 do 6800	szczęki stożkowe trójdzielne w stożkowych gniazdach płyt kotwiących
VT-CMM Vorspann-Technik	A	VT-CMM 02-150 VT-CMM 04-150	(0,5")	372 lub 743	szczęki stożkowe trójdzielne w stożkowych gniazdach bloków kotwiących
Tensacciai-PTAlpha TENSACCIAI	I	2 PTA 15 do 37 PTA 15	15,2 (0,6")	od 530 do 9800	szczęki stożkowe trójdzielne w bloku PT lub w gniazdach płyt typu MTA, MTC

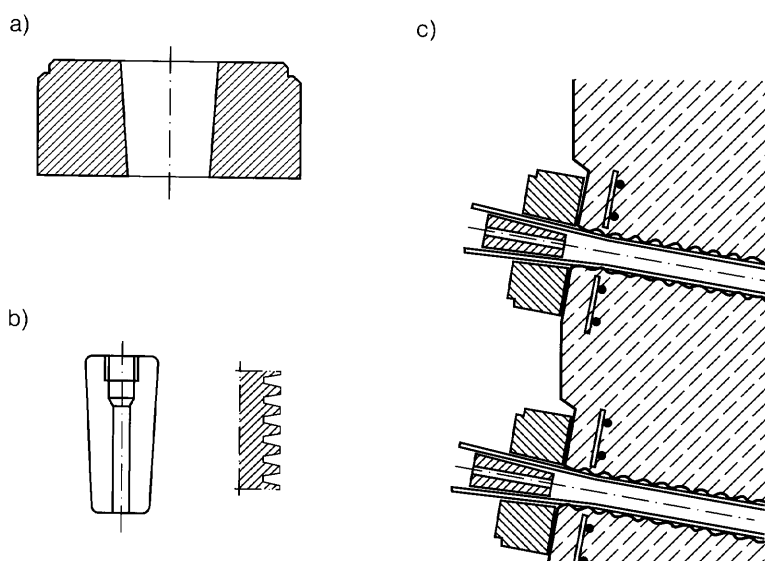
* cyfra 5 lub 6 oznacza średnicę splotu 0,5" lub 0,6", a liczba 2 do 55 oznacza liczbę splotów w kablu

Jedynym systemem kabli wielodrutowych jaki wytrzymał próbę czasu jest szwajcarski system *BBRV* (od nazwisk twórców: *Birkenmaier, Brandestini, Roß, Vogt*), który powstał w 1949 r. i wielokrotnie ulepszany rozpowszechnił się szczególnie w zachod-

niej Europie. Jest to system ciągów koncentrycznych z zakotwieniami głowicowymi. Cechuje się bardzo zróżnicowaną liczbą drutów, obecnie w rozwiązaniach typowych [P1(2)] stosuje się od 7 do 102 $\varnothing 7$ mm, a w zastosowaniach specjalnych (obudowy



Rys. 3-10. Oryginalne rozwiązanie kabla i zakotwienia w systemie *Freyssineta*: a) budowa kabla, b) zakotwienie żelbetowe wewnątrz betonu elementu sprężanego; 1 – druty $\varnothing 5$ lub 7 mm, 2 – osłona z cienkiej blachy, 3 – wiązanie zewnętrzne, 4 – spirala stabilizująca druty, 5 – żelbetowy blok kotwiący, 6 – stożek betonowy podłużnie rowkowany, 7 – spirala ze stali zwykłej, 8 – spirala z twardej stali, 9 – otwór do iniekcji



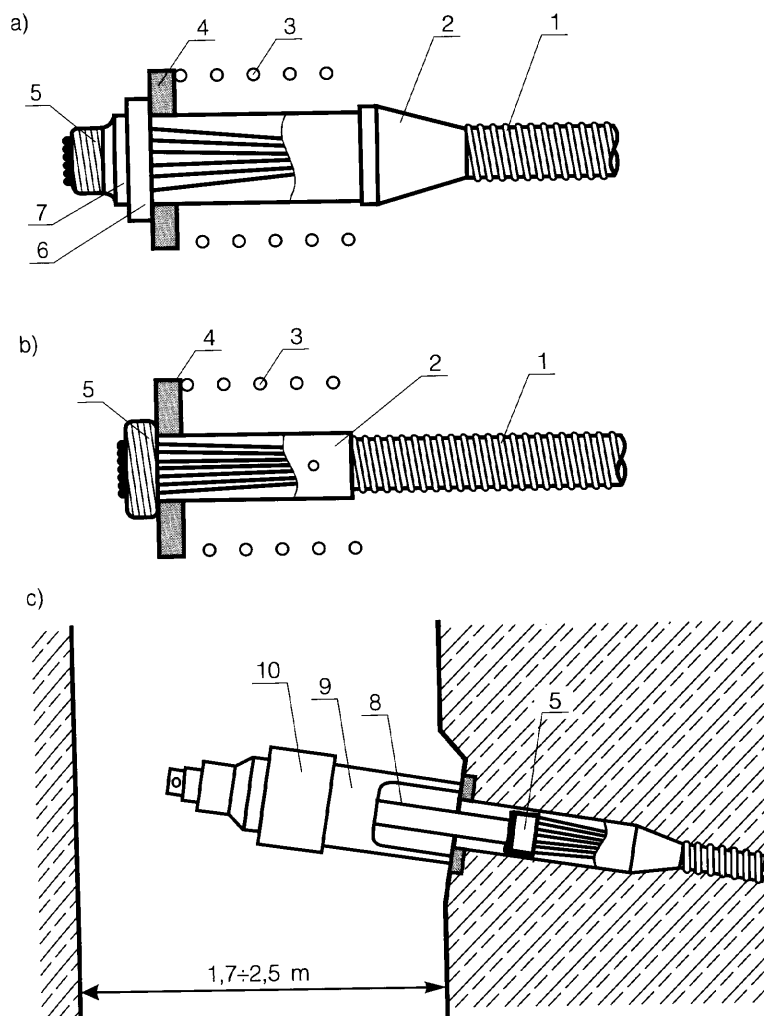
Rys. 3-11. Krajowa modyfikacja zakotwienia *Freyssineta*: a) stalowy blok kotwiący, b) stalowy stożek poprzecznie rowkowany, c) usytuowanie zakotwień na czole elementu

reaktorów jądrowych) stosowano do 246Ø7 mm w jednym kablu [P1(1)]. Różne są też warianty i szczegóły zakotwień, ale wspólną cechą całego systemu jest wykonanie główek na końcach drutów, w wyniku plastycznej obróbki na zimno. Główki te umożliwiają uchwycenie drutów we wspólnej głowicy, a ich niewielkie wymiary pozwalają na zgrupowanie i tym samym użycie stosunkowo niewielkich głowic. W tym systemie zakotwienia czynne i bierne różnią się wyraźnie – pokazano to na przykładzie najszerzej stosowanych rozwiązań na rysunku 3-12; po stronie czynnej (a), wymagającej poszerze-

nia tulei osłony, są gwintowane główce kotwiące z ciasnymi otworami na pojedyncze druty, służące również do gwintowego połączenia z prasą naciagową i do stabilizacji położenia za pomocą nakrętki i podkładek; po stronie biernej (b) głowica kotwiąca wprost opiera się na płycie dociskowej.

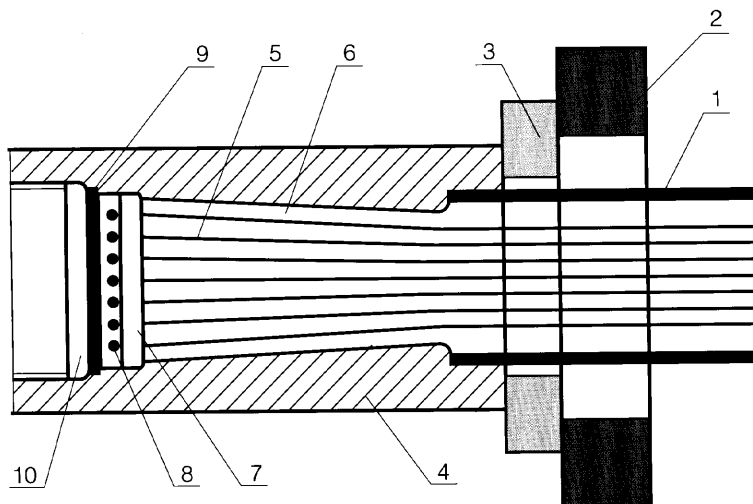
Kable wielodrutowe typu *BBRV* z liczbą drutów 55 do 61Ø7 mm zastosowano na dużą skalę m.in. w konstrukcji podwieszonego dachu stadionu lekkoatletycznego w Australii wznoszonego na Olimpiadę Sydney 2000.

Wariant systemu *BBRV* stanowią kable i zakotwienia typu *HIAM* i *DINA* o szczegól-

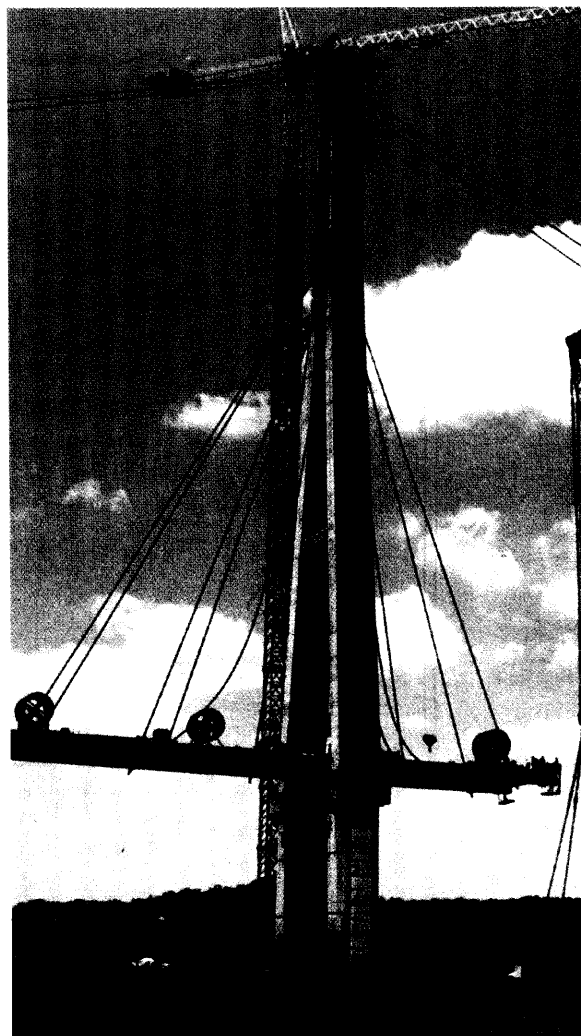


Rys. 3-12. Zakotwienia *BBRV*: a) zakotwienie czynne typu L, b) zakotwienie bierne typu F, c) sytuacja na początku operacji naciągu i wymagana przestrzeń; 1 – osłona kabla, 2 – poszerzenie osłony, 3 – spiralne zbrojenie, 4 – płyta dociskowa, 5 – głowica kotwiąca, 6 – podkładka dystansowa (pierścień podzielony na połowę), 7 – nakrętka, 8 – pręt naciagowy, 9 – stojak, 10 – prasa hydrauliczna

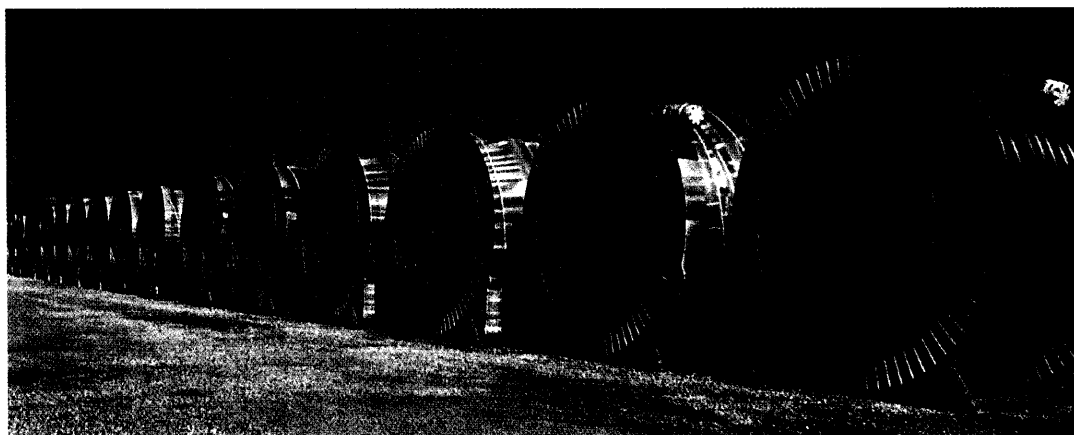
nej odporności na obciążenia wielokrotne, których pomysł powstał w Niemczech (*Leonhardt i Andrä*). W Europie stosowane są zakotwienia *BBR-DINA* (do $246\varnothing 7$ mm i nośności do 16 MN) oraz zakotwienia *BBR-HIAM* (do $421\varnothing 7$ mm i nośności do 27 MN) [P1(6)]. W obydwu tych typach przewidziano podwójne zakotwienie – oprócz typowych dla BBRV główek kotwiących zastosowano tuleję kotwiącą wypełnianą tworzywem, na bazie żywic epoksydowych (rys. 3-13). Rozwiązania zakotwień *HIAM* i *DINA* zyskały szerokie zastosowania w Japonii, z racji ich odporności na wpływy dynamiczne od trzęsień ziemi. W wielu obiektach, zwłaszcza w mostach (np. w największym moście podwieszonym *Tatara*) zastosowano ten system, z liczbą drutów w jednym kablu do $499\varnothing 7$ mm [P15]. Były to największe dotąd kable wielodrutowe. Przykład montażu kabli *BBR-HIAM* na jednym z japońskich mostów podwieszonych oraz fabrycznie przygotowane do zabudowy kable pokazano na fotografiach 3-14 i 3-15.



Rys. 3-13. Schemat głowicowego zakotwienia typu *BBR-HIAM*: 1 – osłona polietylenowa, 2 – płyta dociskowa, 3 – podkładki dystansowe, 4 – tuleja kotwiąca z wewnętrznym nagwintowaniem na końcu, 5 – wiązka galwanizowanych drutów, 6 – kompozycja *HIAM* (żywica epoksydowa z wypełniaczem z pyłu cynkowego i kulek stalowych), 7 – płyta kotwiąca, 8 – główki kotwiące *BBRV*, 9 – uszczelka, 10 – wkręcana pokrywa ochronna



Fot. 3-14. Montaż kabli systemu *BBR-HIAM* na budowie mostu podwieszonego [P15]

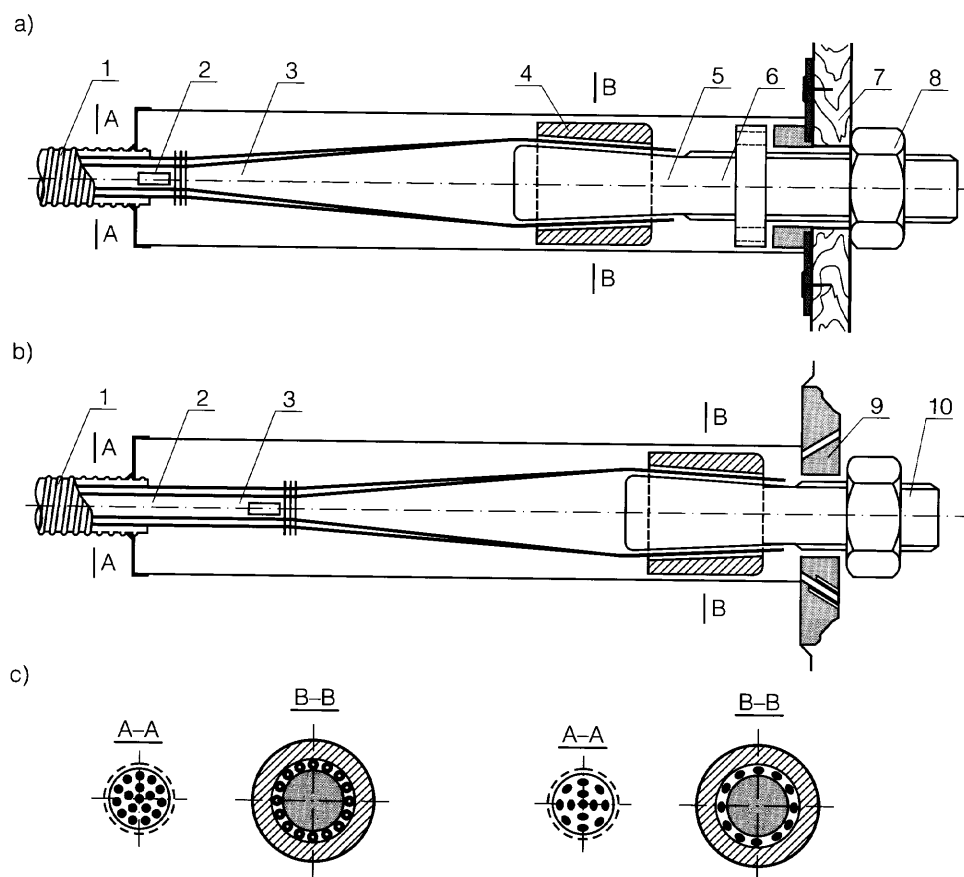


Fot. 3-15. Fabrycznie przygotowane kable systemu *BBR-HIAM*

System *PZ* (*Polensky-Zöllner*) stanowił rozpowszechniony przykład użycia wielodrutowych cięgien, z tarciovym zakotwieniem blokującym oryginalnego typu, o jednakowej zasadzie kotwienia po stronie czynnej i biernej. Druty okrągłe gładkie (lub owalne, żebrowane skośnie) kotwiono w kołnierzu za pomocą klinowej końcówki pręta naciągowego (rys. 3-16). Wielowarstwowy układ drutów na długości kabla był w zakotwieniu zmieniony na jedno- lub dwuwarstwowy, przy kotwieniu w dwuwarstwowym układzie stosowano wspomagającą przekładkę z blachy stalowej. Pierwotną wersję takiego zakotwienia zastosowano w pierwszej realizacji na terenie naszego kraju (według projektu *Mörscha*, w czasie okupacji niemieckiej około 1942 r., w belkach pod ciężkie suwnice na terenie Huty *Kościuszko* w Chorzowie).

System *Leoba* (od nazwisk: *Leonhardt*, *Baur*) stosowano w dwóch wariantach. W wariantcie S, kable złożone były z ośmiu (S-33) lub szesnastu (S-66) drutów $\varnothing 6$ do 8 mm. Istotą rozwiązania były głowice młotkowe lub krzyżowe, wokół których przebie-

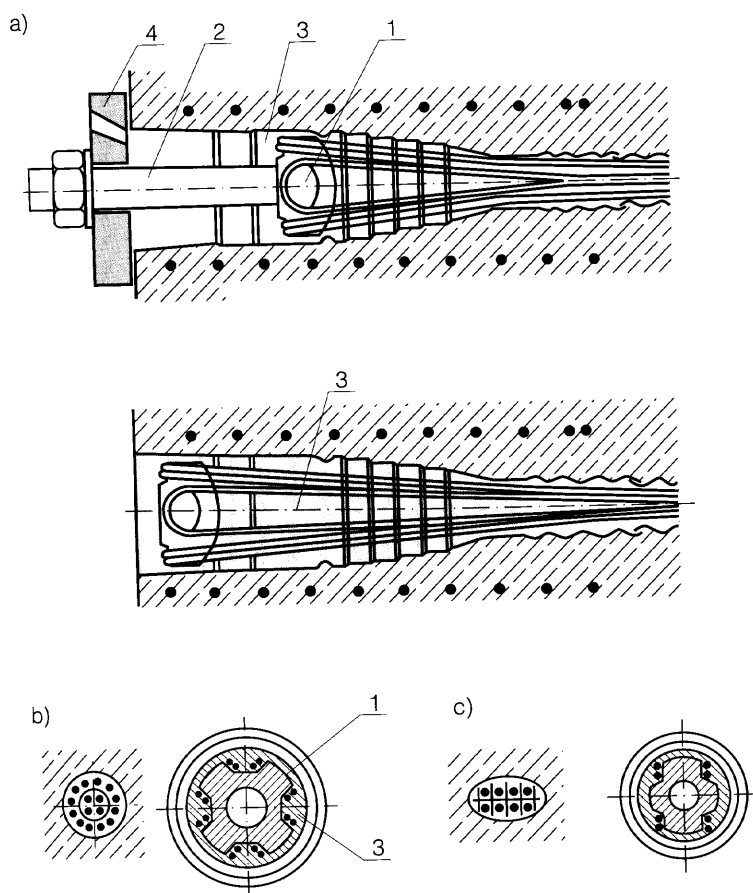
gającą przekładkę z blachy stalowej. Pierwotną wersję takiego zakotwienia zastosowano w pierwszej realizacji na terenie naszego kraju (według projektu *Mörscha*, w czasie okupacji niemieckiej około 1942 r., w belkach pod ciężkie suwnice na terenie Huty *Kościuszko* w Chorzowie).



Rys. 3-16. System *PZ* (*Polensky-Zöllner*): a) zakotwienie czynne w stanie montażowym, b) zakotwienie po naciągu, a przed iniekcją, c) przekroje kabli i zakotwień dla drutów okrągłych i soczewkowych; 1 – osłona, 2 – wkładka stabilizująca, 3 – druty kabla, 4 – tuleja klinująca, 5 – pręt naciągowy ze stożkowym rozszerzeniem, 6 – nakrętka centrująca, 7 – czołowe deskowanie, 8 – nakrętka kotwiąca, 9 – płyta dociskowa z otworami do iniekcji, 10 – skrócony pręt naciągowy

gały pętle ciągłego drutu (rys. 3-17). W czasie naciągu głowica kotwiąca była połączona gwintem z prętem naciągowym. Ostateczne zakotwienie następowało przez docisk głowicy do zaczynu cementowego, wypełniającego kanał kablowy – pręt naciągowy, płyta dociskowa i nakrętka były całkowicie odzyskiwane. Rozwiązanie to wyróżniało się bardzo małym zużyciem stali, ale wymagało wysokiej jakości materiału wypełniającego kanał i komorę kotwiącą. Silne przegięcie drutów w zakotwieniu było możliwe przy stosowaniu stali o niskiej kruchości.

Późniejszy wariant *Leoba-AK* był oryginalny pod innym względem, stosowano



Rys. 3-17. System sprężania typu *Leoba-S*:
a) przekrój zakotwienia przed naciągiem oraz po naciągu i iniekcji, b) przekrój kabla 12-drutowego, c) przekrój kabla 8-drutowego; 1 – głowica kotwiąca, 2 – pręt naciągowy, 3 – komora zakotwienia wypełniana po naciągu zaczynem cementowym, 4 – tymczasowa płyta dociskowa

w nim druty o średnicy 12,2 mm i kotwiono je jedną szczęką czterodzielną (rys. 3-18).

Choć scharakteryzowane tu ciągną wielodrutowe, jak i wiele innych, służą ciągle w wielu istniejących konstrukcjach, to jednak rozwój kablobetonu poszedł w stronę cięgien złożonych ze splotów. Stąd informacje w tablicy 3-1 mogą być przydatne przede wszystkim przy ocenach lub modernizacjach istniejących obiektów.

3.2.2.2. Systemy kabli ze splotów

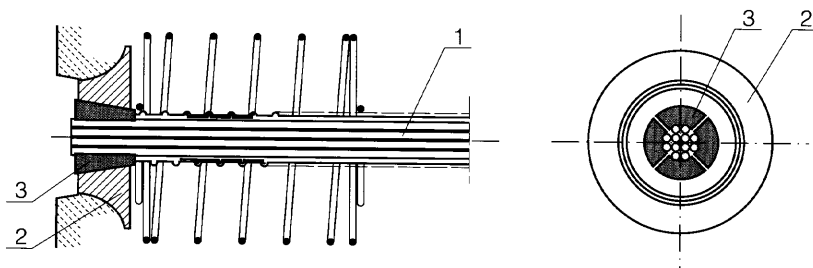
Najpopularniejsze systemy cięgien ze splotów zestawiono w tablicach 3-2 i 3-3. Charakteryzują się one zarówno zbliżonymi typami elementów cięgien – zdecydowanie przeważają sploty 7 drutów $\varnothing 4$ lub $\varnothing 5$ mm, jak i sposobami ich zakotwienia. Po stronie czynnej, gdzie dokonuje się naciągu, są to z reguły zakotwienia typu blokującego, z zastosowaniem najczęściej stożkowych szczęk dwu- lub trójdzielnych. Po stronie biernej zakotwienia zewnętrzne są takie same, ale często stosuje się zakotwienia wgłębne o bardzo różnej konstrukcji.

Ze względu na duże siły naciągu i dążenie do ich bezpiecznego przekazania na beton, na możliwie małej powierzchni docisku, systemy przewidują bardzo precyzyjne wykonanie wszystkich elementów

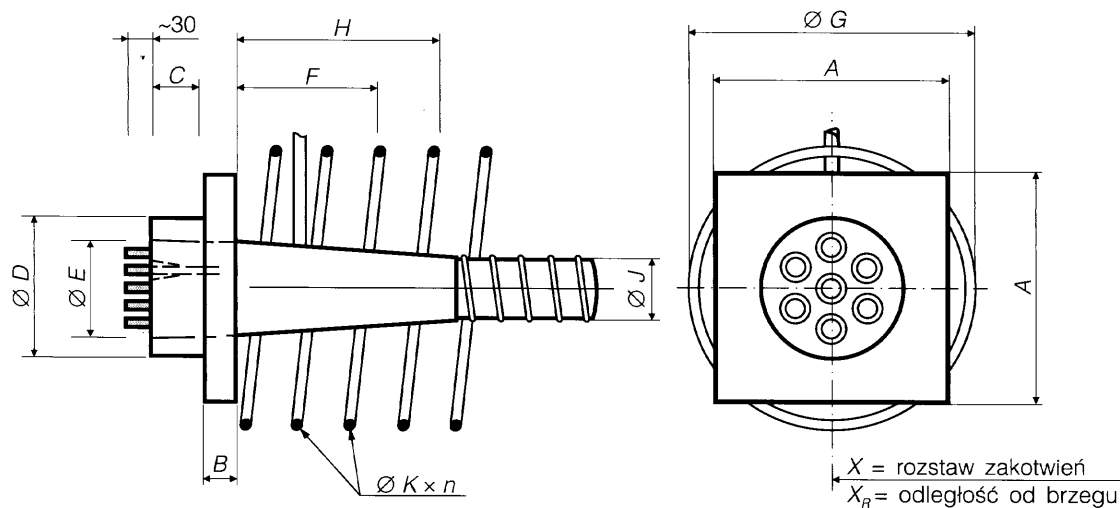
zakotwień, a także osłon i ich łączników. Konstrukcyjnie zróżnicowane są zwłaszcza osłony kabli na odcinku poszerzenia kanałów pod zakotwieniami. Stosuje się urządzenia umożliwiające wachlarzowe rozrowadzenie splotów lub drutów, zwane *deflektorami*.

Stosowane są trzy warianty konstrukcji zakotwień:

- 1) płyta kotwiąca + płaska płyta dociskowa + wiotka osłona poszerzonego kanału, przykładami są zakotwienia *VSL-E* (rys. 3-19, wymiary w tablicy 3-4), *BBR-CONA M3* (rys. 3-20), *SUSPA-E*, *TENSACCIAl-MTC* (rys. 3-21),
- 2) płyta kotwiąca + przestrzenny element stalowy z płytą dociskową i odcinkiem silnej osłony, rysunek 3-22 przedstawia zasadę takiego zakotwienia na przykładzie systemu *Freyssinet Monogroup-K*, a podobnie skonstruowano zakotwienia *VSL-EC* (rys. 3-23), *BBR-CONA M2* (rys. 3-24), *Dywidag MA*, *Freyssinet-C*, *CCL-N*, *TENSACCIAl-MTA* (rys. 3-25); nowym rozwiązaniem w tej grupie jest zakotwienie zespolone *VSL-CS*, w którym element stalowy zastąpiono zespolonym blokiem dociskowym, złożonym z płyty stalowej i bloku z betonu wysokowartościowego,



Rys. 3-18. System sprężania *Leoba-AK*: 1 – pręty 12,2 mm, 2 – płyta kotwiąca, 3 – szczęk czterodzielna



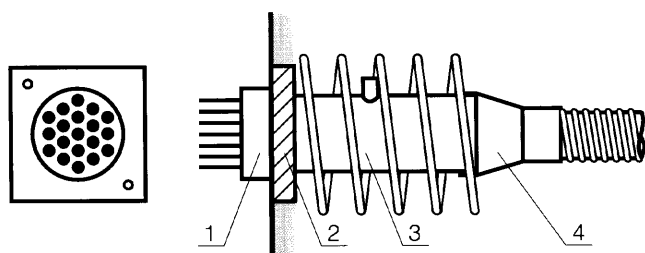
Rys. 3-19. Zakotwienie VSL-E dla kabli od 1 do 55 splotów Ø13 lub 15 mm

Tablica 3-4. Wymiary i zasady rozmieszczenia zakotwień typu VSL-E (oznaczenia według rysunku 3-19)

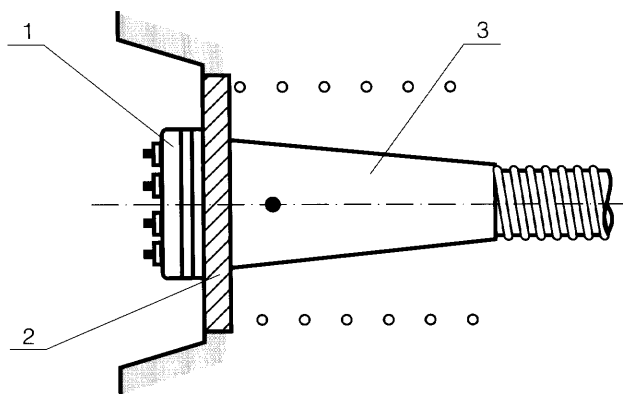
Symbol kabla	A	B	C	ØD	ØE	F	ØG	H	ØJ	ØK	n	X*
sploty 13 mm (0,5")												
5-1	70	15	45	42	15	70	80	90	25/30	8	2	90
5-3	115	20	50	90	50	190	130	150	40/45	10	3	155
5-4	130	20	50	95	55	190	160	150	45/50	19	3	180
5-7	175	25	55	110	74	190	205	200	55/60	12	4	235
5-12	230	35	60	150	104	370	285	250	65/72	14	5	305
5-19	290	40	75	180	135	470	365	300	80/87	16	6	385
5-22	315	45	85	190	150	480	395	360	85/92	18	5	415
5-31	370	55	95	230	172	550	470	400	100/107	18	8	490
5-37	405	60	105	240	188	570	510	420	120/127	20	7	535
5-43	440	60	110	260	216	680	550	480	130/137	20	8	580
5-55	500	70	130	290	230	680	620	540	140/150	22	9	655
sploty 15 mm (0,6")												
6-1	75	15	50	53	18	70	80	90	30/35	8	2	105
6-2	110	15	50	90	50	190	130	150	45/50	10	3	150
6-3	135	20	50	95	56	190	160	150	45/50	19	3	185
6-4	160	25	55	110	65	190	190	200	50/55	12	4	210
6-7	205	35	60	135	84	290	260	250	60/67	14	5	280
6-12	270	40	75	170	118	460	345	300	80/87	16	6	365
6-19	340	50	95	200	150	590	440	350	95/102	18	7	460
6-22	370	55	100	220	172	690	470	400	110/117	18	8	495
6-31	435	65	120	260	192	690	560	480	130/137	20	8	590
6-37	480	70	135	280	215	830	610	540	140/150	22	9	640
6-43	520	75	145	300	246	950	650	640	150/160	26	8	690
6-55	580	90	160	340	255	950	740	730	170/180	26	9	780

*wymiary X podany dla minimalnej wytrzymałości kostkowej betonu 35 MPa

Uwaga: odległość minimalna zakotwienia od krawędzi przekroju $X_R = 0,5X$ + wymagane otulenie mierzone w stosunku do zbrojenia spiralnego

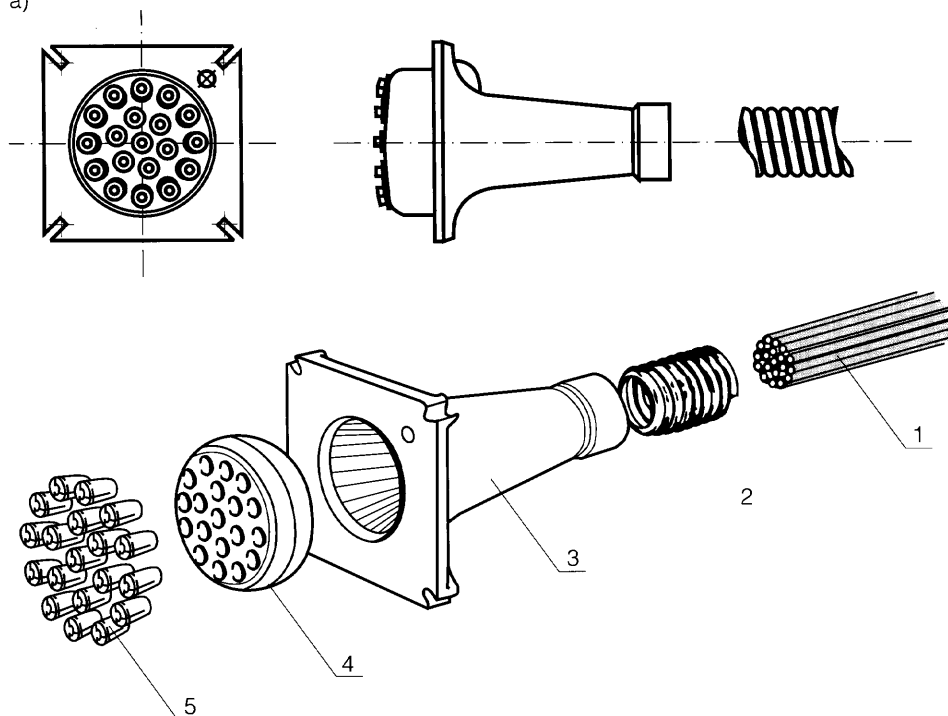


Rys. 3-20. Zakotwienie *BBR-CONA M3* dla 4 do 42 splotów: 1 – płyta kotwiąca, 2 – płyta dociskowa kwadratowa o boku 175 do 440 mm i grubości 20 do 70 mm, 3 – rura z blachy stalowej, 4 – stożkowy łącznik z tworzywa sztucznego

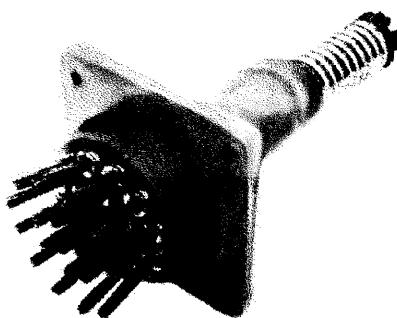


Rys. 3-21. Zakotwienie *TENSACCI/Al* typu *MTC* dla 12 do 27 splotów: 1 – płyta kotwiąca $\varnothing 160$ do 245 mm, 2 – płyta dociskowa kwadratowa 290 do 420 mm, 3 – rura z blachy stalowej, 4 – stożkowy łącznik z tworzywa sztucznego

a)



b)

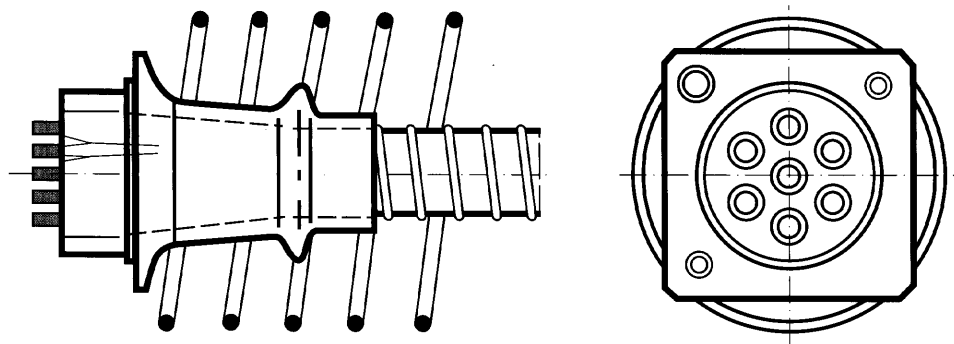


Rys. 3-22. System *Freysssi-Monogroup* typu *K*: a) budowa zakotwienia kabla 19K15 (19 splotów $\varnothing 15$ mm), b) widok ogólny zakotwienia: 1 – kabel, 2 – osłona, 3 – stalowa płyta z tuleją stożkową, 4 – płyta kotwiąca, 5 – szczęki trójdzielne

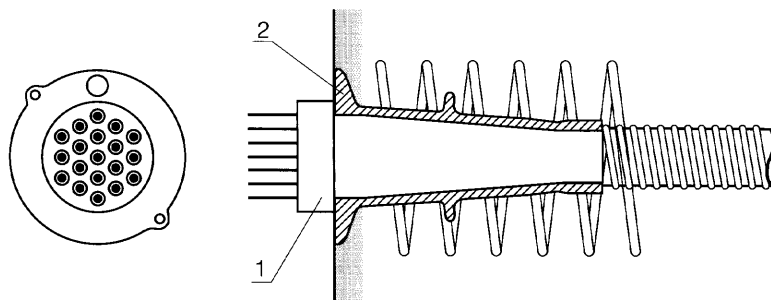
3) zintegrowana płyta kotwiąca i dociskowa + wiotka osłona; np. *Dywidag SD* (rys. 3-26) lub *CCL-Multistrand*.

W wymienionych tutaj i wielu podobnych typach zakotwień stosowane są przy zakotwieniach pomocnicze zbrojenia w po-

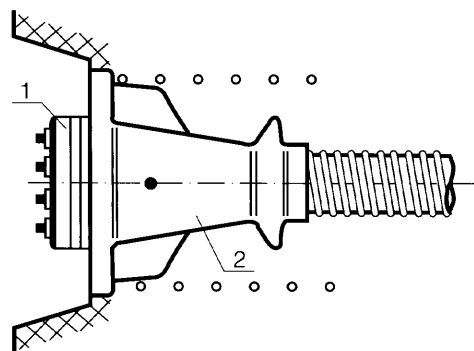
staci spirali. Wyjątkiem jest tu oryginalne zakotwienie „dzwonowe” wielosplotowego kabla systemu *Dywidag*, które w miejscu spirali zawiera stalowy pierścień wzmacniający połączony z płytą dociskową (rys. 3-27).



Rys. 3-23. Zakotwienie VSL-EC dla kabli od 3 do 55 splotów $\varnothing 13$ lub 15 mm



Rys. 3-24. Zakotwienie BBR-CONA M2 dla 4 do 42 splotów: 1 – płyta kotwiąca, 2 – stalowy blok kotwiący z płytą dociskową kołową $\varnothing 175$ do 440 mm

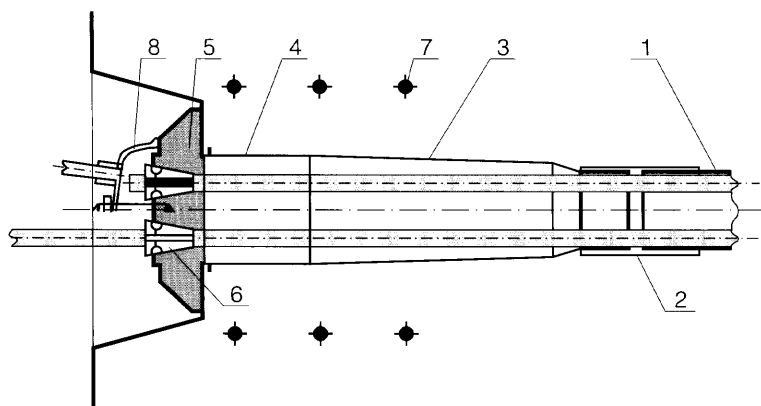


Rys. 3-25. Zakotwienie TENSACCIAI typu MTA dla 4 do 19 splotów: 1 – płyta kotwiąca $\varnothing 105$ do 210 mm, 2 – odlew stalowy z kwadratową płytą dociskową 140 do 280 mm

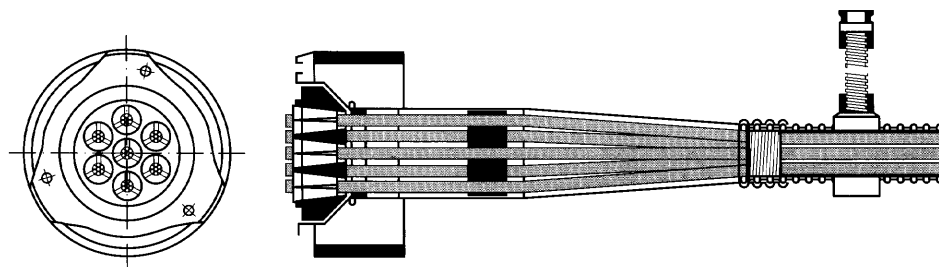
Polskie systemy kabli wielosplotowych powstawały, głównie dla celów mostowych, począwszy od końca lat 60. w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów. W systemach tych przyjęto najpierw zasadę zbliżoną do klasycznych zakotwień stożkowych. Dla kabli o małej sile powstał system *Tercet* (3 sploty w kablu kotwione jednym stożkiem – rysunek 3-28a), a dla kabli o średniej i dużej sile powstał system *IBDM* z ciągnami złożonymi z 7 lub 12 splotów $\varnothing 15,5$ mm (rys. 3-28b). Zakotwienia te, w analogii do

dawnego systemu *Freyssineta*, obejmują stalowy blok kotwiący i podłużnie rowkowany stożek stalowy.

Nowszy polski system sprężania dla dużych sił, z 1997 r., powstał przy współpracy Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, AGH w Krakowie i Kieleckiego Przedsiębiorstwa Robót Mostowych. Istotą rozwiązania jest kotwienie w jednej płycie 19 splotów $\varnothing 15,5$ mm (fot. 3-29), przy czym każdy splot jest zakotwiony trójdzielną szczęką. Jest to zatem rozwiązanie analogiczne do systemu *Freyssi-*



Rys. 3-26. Zakotwienie *Dywidag* typu *SD* dla kabli z 3 do 9 splotów: 1 – osłona, 2 – łącznik osłony, 3 – tuba polietylenowa, 4 – osłona cylindryczna, 5 – płyta kotwiąca i dociskowa, 6 – szczęki stożkowe, 7 – spiralne zbrojenie wokół zakotwienia, 8 – akcesoria iniekcyjne – podłączenia przewodów i pokrywa

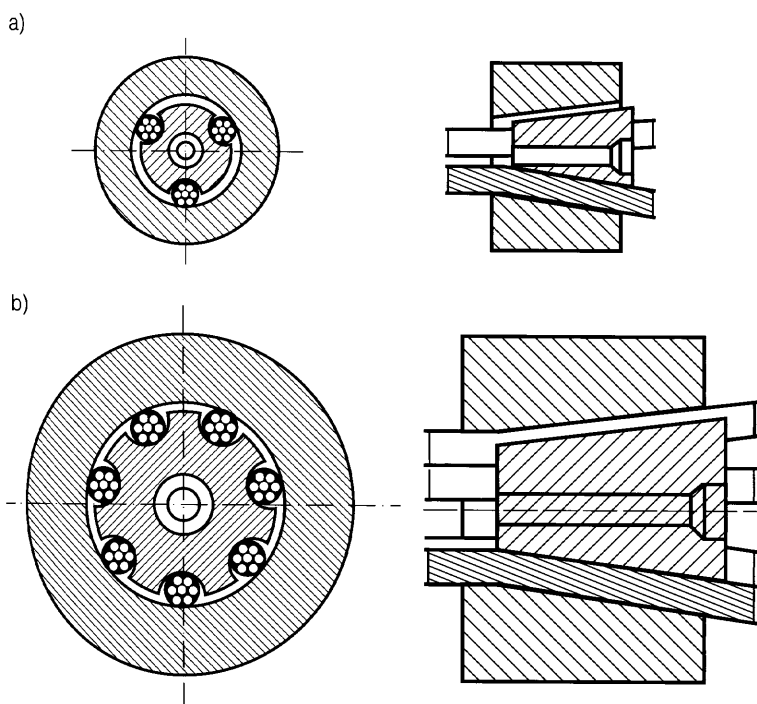


Rys. 3-27. Zakotwienie dzwonowe *Dywidag* dla kabla siedmiosplotowego

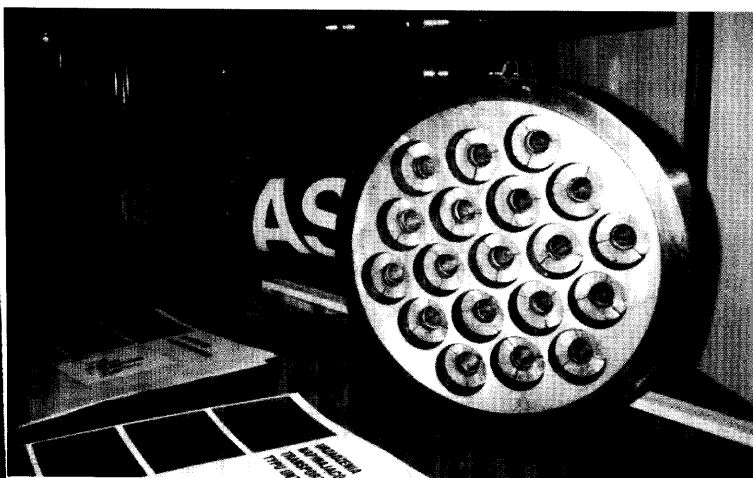
net Monogroup-K (rys. 3-22). Bardziej oryginalne są tu natomiast elementy urządzeń naciagowych.

Szybko rozwijającą się, odrębną grupę stanowią systemy kabli dla małych sił, jedno- lub kilkuspłotowych (do 4 spleotów). Zyskały one rozpowszechnienie w wyniku sprężania stropów i płyt fundamentowych, a także

powłok zbiorników. Należą tu systemy VSL-Monostrand i VSL-SO (cztery spleoty w jednej płaszczyźnie), Freyssinet Monostrand, BBR CONA-Single, Dywidag-EV (jeden spleot) i Dywidag-FA (cztery spleoty w jednej płaszczyźnie), TENSACCIAI-PTA (jeden spleot lub 2-3 spleoty w płaskiej osłonie), VT-CMM (jeden, dwa lub cztery spleoty w niezależnych

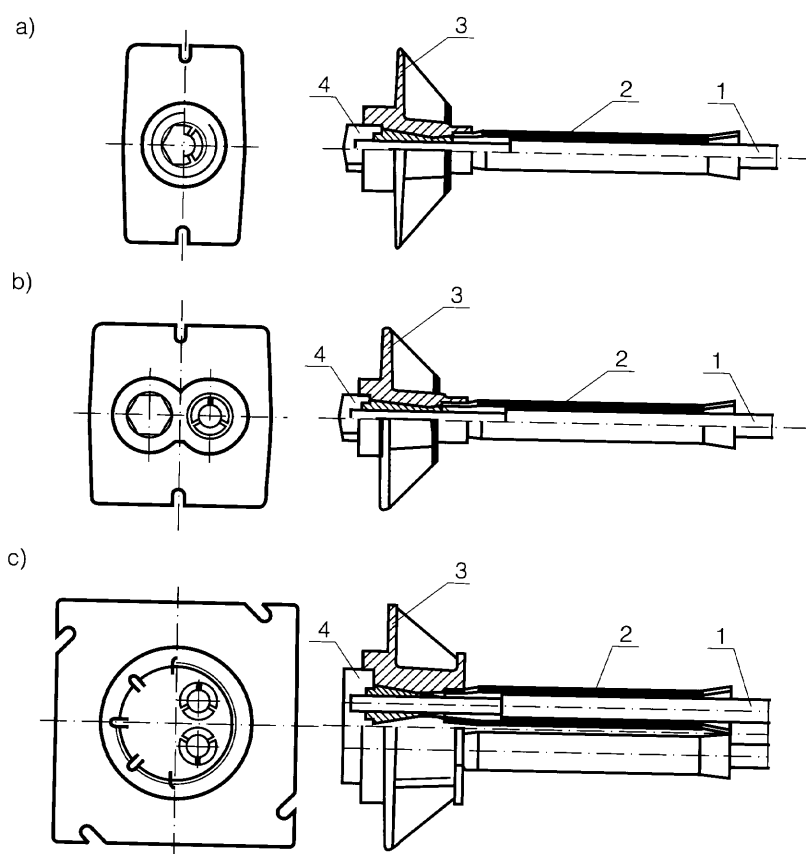


Rys. 3-28. Polskie zakotwienia kabli wielospłotowych: a) system *Tercet* – dla 3 spleotów 702,5 mm i 705 mm, b) system *IBDM* – dla 7 lub 12 spleotów 705 mm

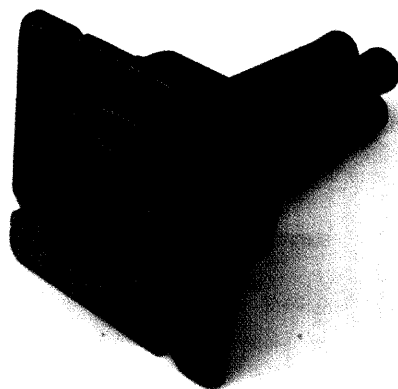


Fot. 3-29. Płyta kotwiąca z trójdzielnymi szczękami dla kabla 19x705 mm

osłonach) – rysunek 3-30. Zintegrowane zakotwienie VT-CMM – 4 przedstawia fotografia 3-31. Ta grupa kabli, jedno- lub kilkuspłotowych, stosowana jest najczęściej w postaci ciągów bez przyczepności, czyli kanały kabli nie są iniektowane po naciągu, lecz już przed naciągiem osłony kabli są wypełnione



Rys. 3-30. Zakotwienia małych kabli bez przyczepności w austriackim systemie VT-CMM: a) kabel jednosplotowy, b) kabel dwusplotowy, c) kabel czterosplotowy; 1 – splot w osłonie polietylenowej wypełnionej smarem, 2 – tuleja wprowadzająca z polietylenu, 3 – blok kotwiący (odlew stalowy), 4 – wkręcana nakładka ochronna



Fot. 3-31. Widok zakotwienia VT-CMM-4 pokazanego na rys. 3-30c

smarem, pozostawianym trwale. Uzyskuje się w ten sposób istotną korzyść w wyniku zmniejszenia tarcia kabla o osłonę, a także stwarza możliwości korekty naciągu lub łatwej wymiany kabla.

Systemy kabli jednosplotowych zestawiono w tablicy 3-2, a najszerzej rozpowszechnione współcześnie kable wielosplotowe – w tablicy 3-3.

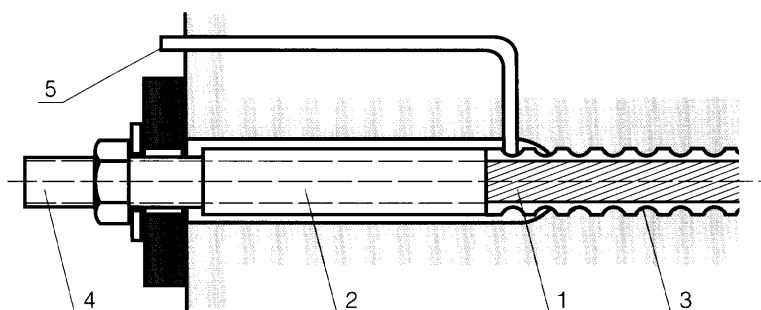
Dla zilustrowania wymiarów zakotwień podano w tablicy 3-4 dane najbardziej uniwersalnego, z uwagi na zróżnicowanie sił, systemu VSL z zakotwieniem typu E (kable od 1 do 55 splotów – rys. 3-19). Ten bardzo rozpowszechniony typ zakotwień, sprawdzony w wielu zastosowaniach, pozwala na orientację co do wymiarów i możliwości rozmieszczenia zakotwień kabli o podobnej charakterystyce. W każdym nowoczesnym systemie sprężania podobnie szczegółowe

dane dla projektantów są podawane na podstawie badań i próbnych zastosowań.

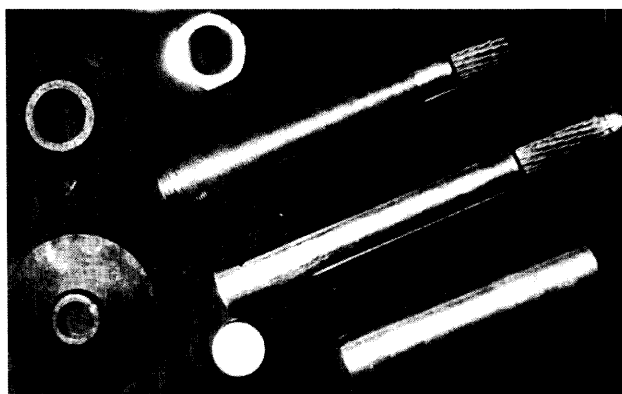
3.2.2.3. Kable linowe

Kable linowe są to pojedyncze ciężna złożone z ponad 7 drutów lub ze splotów zwijanych warstwami. W przeszłości kable takie były popularnymi ciężnami wówczas, gdy potrzebne były duże siły sprężające, później były wypierane przez kable wielosplotowe (równoległe wiązki splotów), a obecnie znów zyskują na popularności (Francja, Japonia).

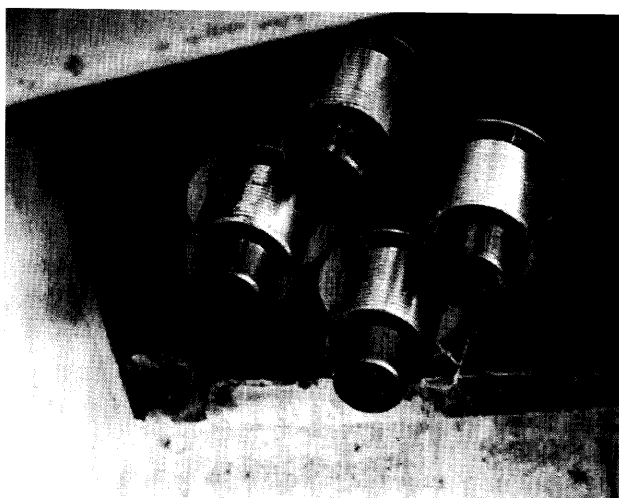
Zakotwieniami lin są najczęściej wydłużone głowice w postaci tulei, zapewniające niezawodne uchwycenie wszystkich drutów liny. Szerokie rozpowszechnienie uzyskały dwa systemy kabli linowych: *Roebing* w USA (rys. 3-32) oraz francuski system *SEEE*, zwany tak od skrótu jednostki badawczej *Société d'Etudes et d'Equipement d'Entreprises* (fot. 3-33). W obydwu rozwiązaniach tuleja



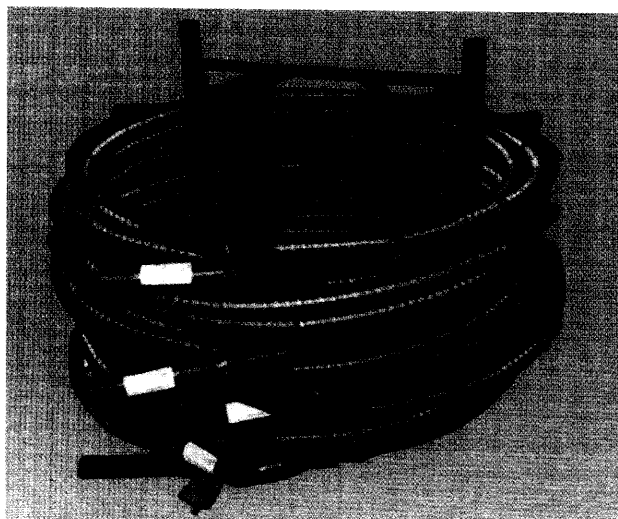
Rys. 3-32. Zakotwienie tulejowo-gwintowe kabla linowego typu *Roebing*: 1 – lina 28,6 mm, 2 – tuleja stalowa zaciśnięta na linie, 3 – osłona, 4 – gwintowane przedłużenie tulei, 5 – przewód iniekcyjny



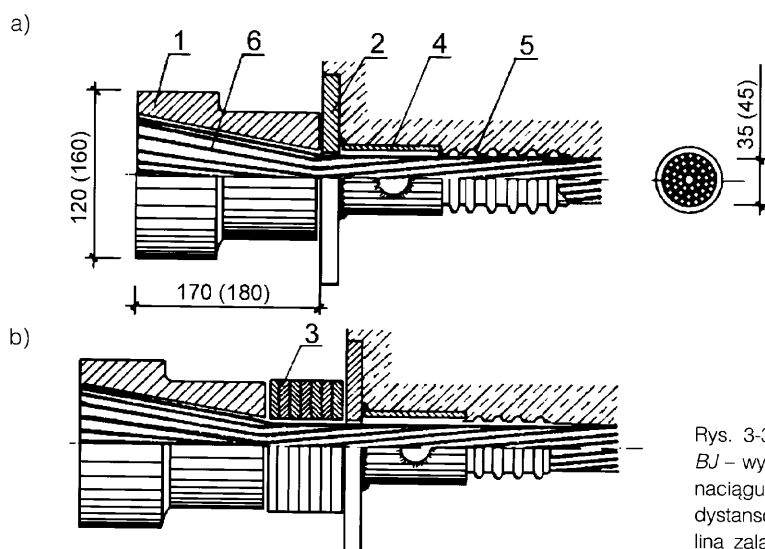
Fot. 3-33. Elementy zakotwienia kabli linowych *SEEE*



Fot. 3-34. Widok zakotwionych kabli linowych typu *SEEE-F* z zabezpieczonymi końcówkami lin



Fot. 3-35. Kable linowe (*SEEE*) wykonane fabrycznie i zabezpieczone do transportu



Rys. 3-36. Głowicowe zakotwienia polskich kabli linowych typu *BJ* – wymiary dla lin 35 mm (45 mm): a) przed naciąganiem, b) po naciąganiu; 1 – tuleja kotwiąca, 2 – płytka dociskowa, 3 – podkładki dystansowe, 4 – końcówka osłony, 5 – osłona, 6 – rozpleciona lina zalana stopem metali

o odpowiedniej średnicy, ze stali o znacznie mniejszej twardości niż druty liny, zostaje zaciśnięta (zawalcowana) na linie znacznymi siłami, wywołującymi plastyczne wciśnięcie stali między druty. Tuleja jest następnie nagwintowana i przystosowana do gwintowego zakotwienia, a ten sam gwint służy także do uchwycenia w prasie naciągowej.

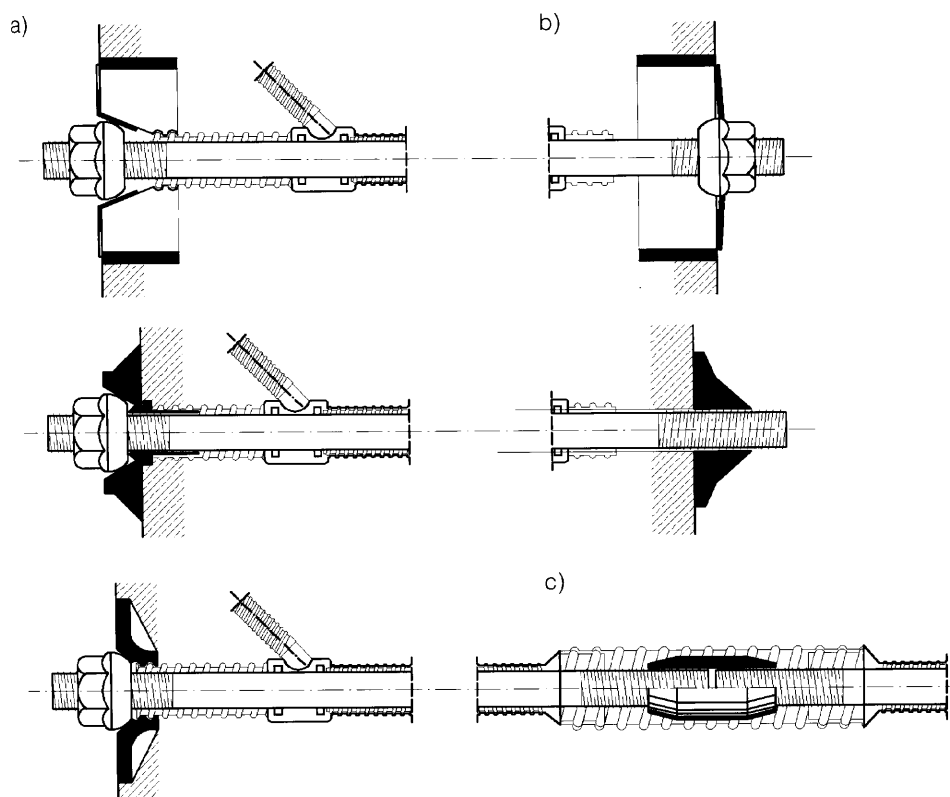
System *SEEE* został z Francji zakupiony w 1968 roku do Japonii i tam istotnie rozwinęty przez firmę *SE Corporation* [P16]. W systemie tym linę stanowi 1, 7 lub 19 splotów 7-drutowych – największe kable 19x(7Ø5mm) uzyskują siłę zrywającą 4,8 MN. Kable *SEEE* są stosowane w Japonii zarówno z przyczepnością (typ F), jak i bez przyczepności (typ UF) – fotografie 3-34 i 3-35.

W przeszłości do zakotwień kabli linywowych stosowano poszerzone głowice, w któ-

rych rozplecioną końcówkę liny zalewano stopem metali lub masami na bazie żywic, uzyskując przyczepnościowe zakotwienie pojedynczych drutów lub splotów. W Polsce stosowane były takie głowice dla kabli linywowych złożonych z 37 i 61 Ø 5 mm (rys. 3-36) w latach 1955-59 przez Płockie Przedsiębiorstwo Robót Mostowych. Do zalewania głowic stosowano najczęściej stop cyny (20%), antymonu (14%), miedzi (2%) i ołowiu (64%), o temperaturze topnienia ok. 350°C. Podwyższone temperatury drutów wpływały niekorzystnie na ich wytrzymałość.

3.2.2.4. Kable prętowe

Kable prętowe wywodzą się z najstarszych prób sprężania, a wcześniej ze stosowania ściąągów w różnych typach konstrukcji (murowanych, drewnianych, kamiennych).



Rys. 3-37. Zakotwienia kabli z prętów nagwintowanych *Dywidag*: a) zakotwienia czynne – dzwonowe, płytkowe zewnętrzne i płytkowe wewnętrzne, b) zakotwienia bierne – dzwonowe i płytkowe, c) łącznik tulejowy

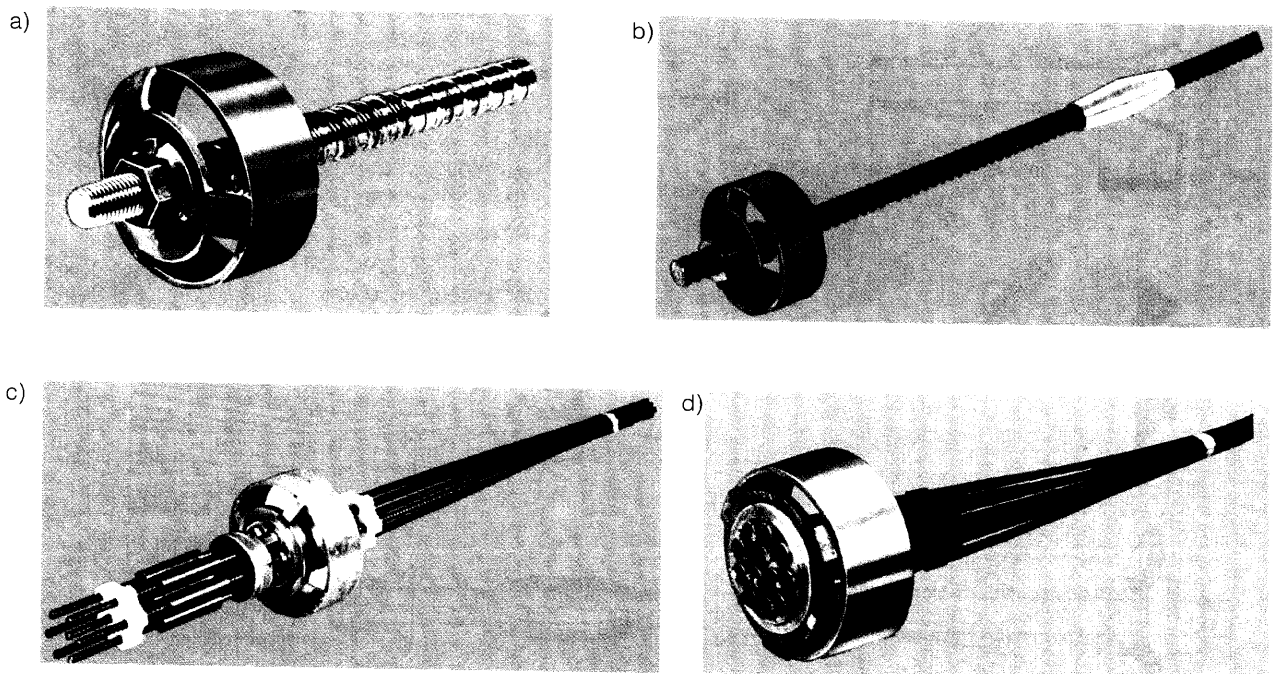
Kable prętowe nadają się do sprężania prostoliniowego małymi lub średnimi siłami. Zakotwienie prętów po stronie czynnej odbywa się z reguły nakrętkami. Sprawia to, że nie zachodzą żadne poślizgi w zakotwieniu, a zatem z racji małych strat doraźnych przy sprężaniu kable mogą być skutecznie stosowane dla niewielkich długości elementu. Drugą ważną zaletą kabli prętowych jest znacznie zwiększona, w porównaniu z innymi cięgnami, odporność na korozję. Wynika to z dwóch przyczyn: małej powierzchni zewnętrznej w stosunku do przekroju i stosowania prętów ze stali stopowych.

Zakotwienia gwintowe pozwalają przed zainiektowaniem kanału na łatwą kontrolę odbiorczą wielkości sił naciągu, a także – w przypadku kabli bez przyczepności – na wtórne doprężenie kabla w celu kompensacji strat sprężenia. Z drugiej jednak strony

grube pręty, ze stali o wyraźnie niższej wytrzymałości niż ciągnięte na zimno druty ze stali węglowych, prowadzą do konieczności ograniczenia naprężeń w cięgnach, a zatem do zwiększonego zużycia stali w stosunku do cięgien wielodrutowych.

Stosowanie kabli prętowych rozpoczęło od gładkich prętów okrągłych z nagwintowanymi końcówkami umożliwiającymi uchwycenie w prasie i zakotwienie. Zwykły gwint nacinany powodował znaczne obniżenie nośności cięgien wskutek redukcji przekroju i zjawiska karbu na początku gwintu. Wprowadzono więc dwa sposoby kotwienia prętów, w których zmniejszono niekorzystne skutki gwintowania prętów:

1) system *Dywidag* (Niemcy, 1949), w którym gwint walcowano na prętach z odpowiednich stali stopowych (rys. 3-37); obróbka plastyczna na zimno okazała się



Fot. 3-38. Zakotwienia i łączniki kabli prętowych *Dywidag* [P2]: a) zakotwienie gwintowe pojedynczego pręta gładkiego, b) zakotwienie i łącznik pojedynczego pręta żebrowanego, c) zakotwienie pośrednie, łączniki i przedłużenie wiązki prętów, d) zakotwienie za pomocą szczęk wiązki prętów

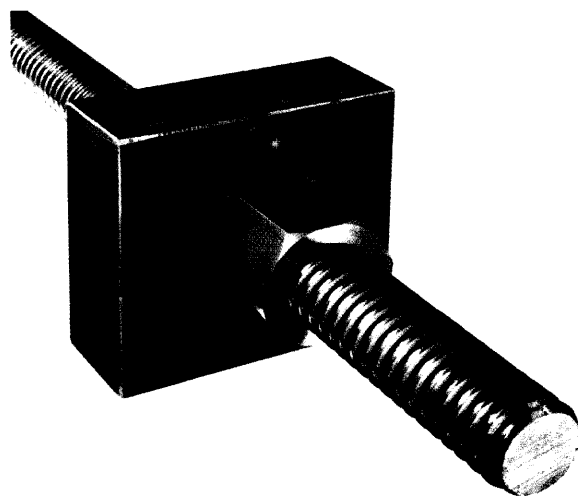
skuteczna, nieznacznie jedynie zmniejszając nośność w stosunku do pełnego przekroju pręta (fot. 3-38a, 3-39),

2) system *Macalloy* (W. Brytania, 1950), w którym zastosowano sposób gwintowania polegający na nacinaniu gwintu o stopniowo zwiększającej się głębokości; obecnie zaniechano całkowicie nacinania gwintów i również w systemie *Macalloy* stosuje się walcowany na zimno gwint trapezowy (fot. 3-40) dla prętów o szerokim zakresie średnic od 25 do 75 mm dla stali standardowych i od 20 do 40 mm dla stali nierdzewnych.

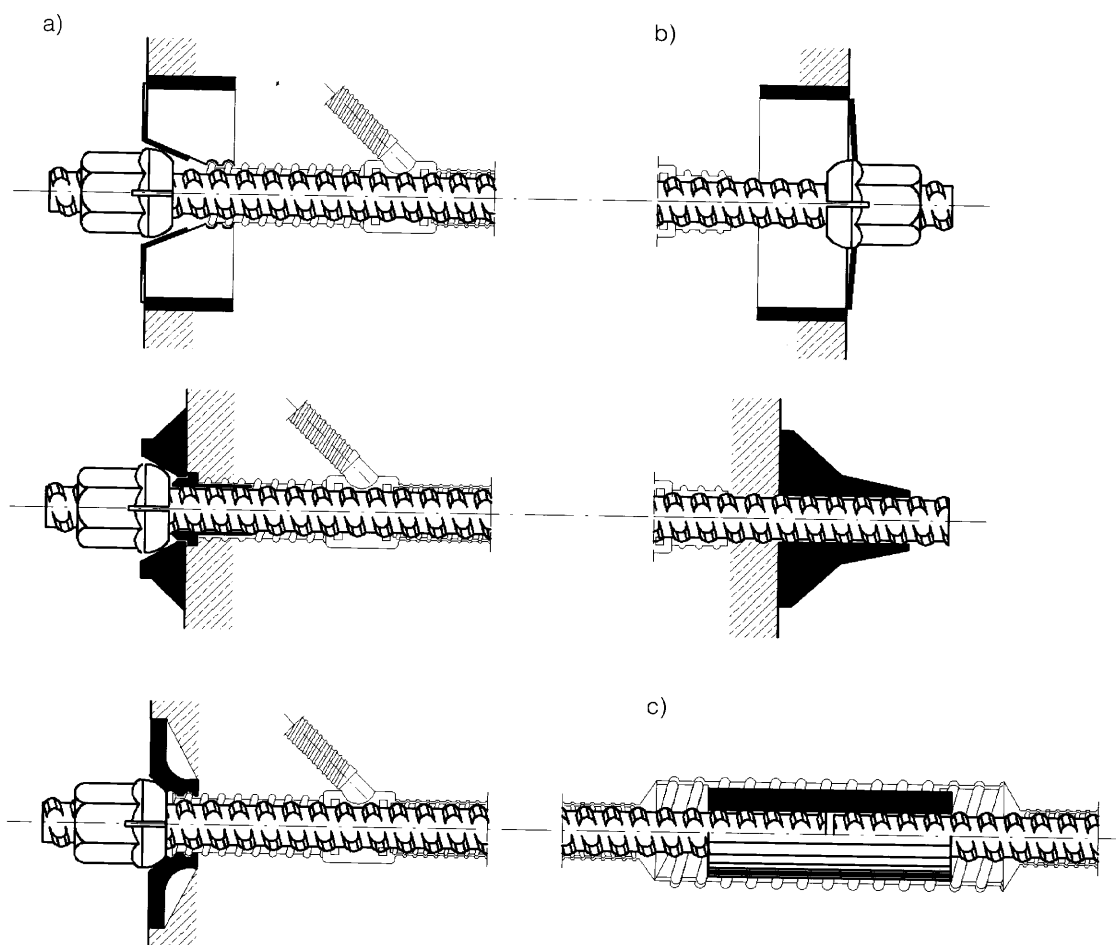
Zasadniczy postęp w zakresie kabli prętowych nastąpił po rozpoczęciu przez hutnictwo niemieckie (*Krupp*) i japońskie (*Sumitomo*, *Neturen*) produkcji profilowanych prętów ze stali stopowych, z nawalcowanymi



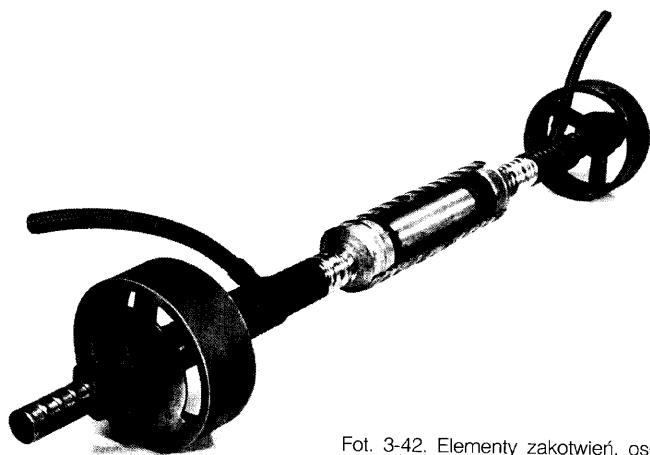
Fot. 3-39. Kable prętowe w systemach *Dywidag* – gwintowane (z nawalcowanym gwintem) i profilowane *GEWI*



Fot. 3-40. Zakotwienie kabla prętowego z nawalcowanym gwintem trapezowym – system *Macalloy* [P7]



Rys. 3-41. Zakotwienia kabli z prętów profilowanych GEWI-Dywidag: a) zakotwienia czynne – dzwonowe, płytowe zewnętrzne i płytowe wewnętrzne, b) zakotwienia bierne wewnętrzne – dzwonowe i płytowe, c) łącznik tulejowy



Fot. 3-42. Elementy zakotwień, osłon i łączników kabli z prętów profilowanych systemu Dywidag

mi karbami w postaci fragmentów gwintu (patrz rys. 2-32). Profile prętów typu *GEWI* o średnicach 26,5 mm, 32 mm i 36 mm opracowano przy współpracy firmy *Dywidag*, która miała początkowo wyłączność stosowania tych cięgien (fot. 3-38b, c, d, 3-39, rys. 3-41, fot. 3-42). Zasadniczą zaletą technologiczną prętów profilowanych w postaci fragmentów gwintu jest swoboda w usytuowaniu nakrętki kotwiącej. Ma ona bowiem także tylko częściowe nagwintowanie i w określonym położeniu daje się dowolnie przesunąć wzdłuż pręta, a dopiero przy obrocie o 90° pół-gwinty zazębiają się.

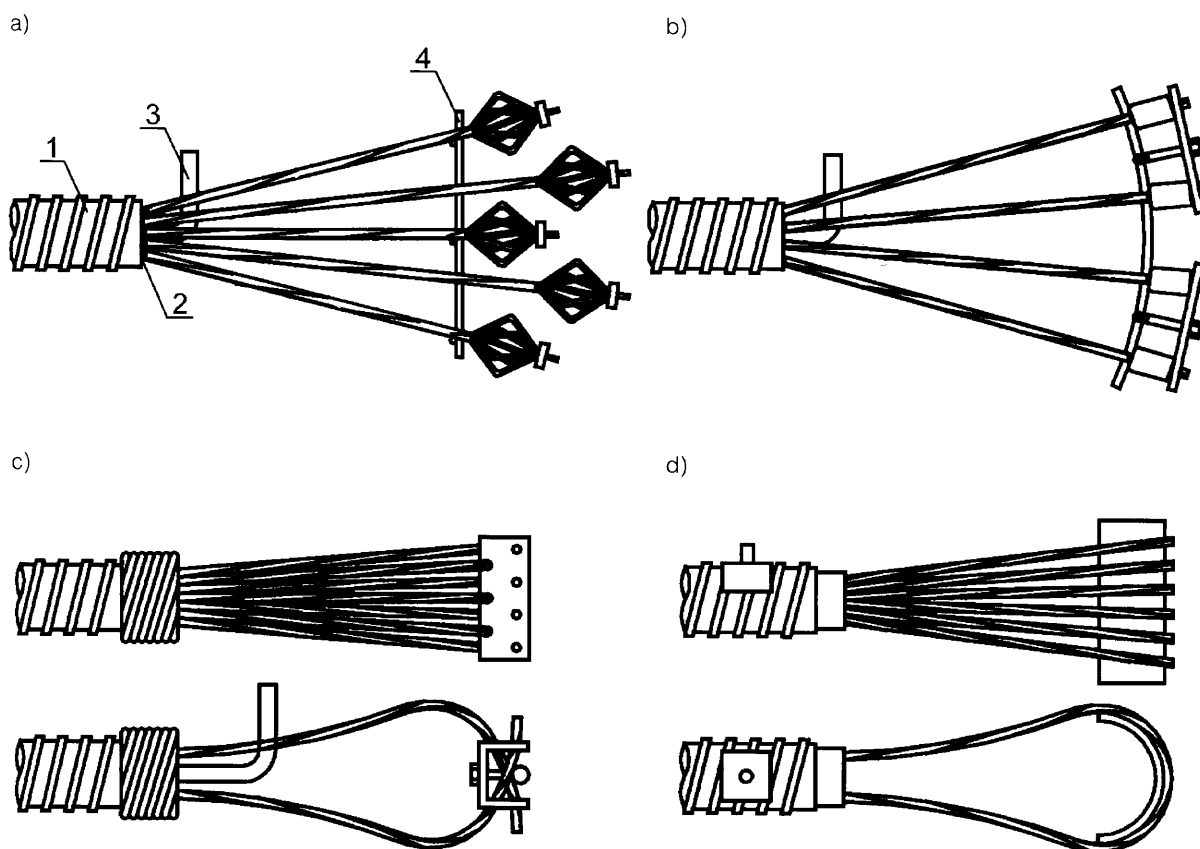
3.2.2.5. Zakotwienia wgłębne

Dla wielu typów kabli opracowano, zgodnie z potrzebami realizacyjnymi, wgłęb-

ne zakotwienia bierne. Przy naciągu jednostronnym kabli nie trzeba bowiem wyprowadzać drugiego końca aż na czoło elementu, a czasem jest to nawet niemożliwe. W kablach prętowych zakotwienie takie wykonuje się w postaci wgłębnej płyty dociskowej z nakrętką, a w kablach wielodrutowych, wielosplotowych lub linowych stosuje się różne zakotwienia przyczepnościowe lub dociskowe w betonie, z zasady podawane w zestawie każdego systemu sprężania.

Podstawowe typy zakotwień wgłębnych dla kabli wielosplotowych zebrano na rysunku 3-43, a przykłady systemowych rozwiązań *VSL* przedstawia fotografia 3-44.

Ostona kablowa w zakotwieniach wgłębnych wymaga zawsze uszczelnienia od czoła,



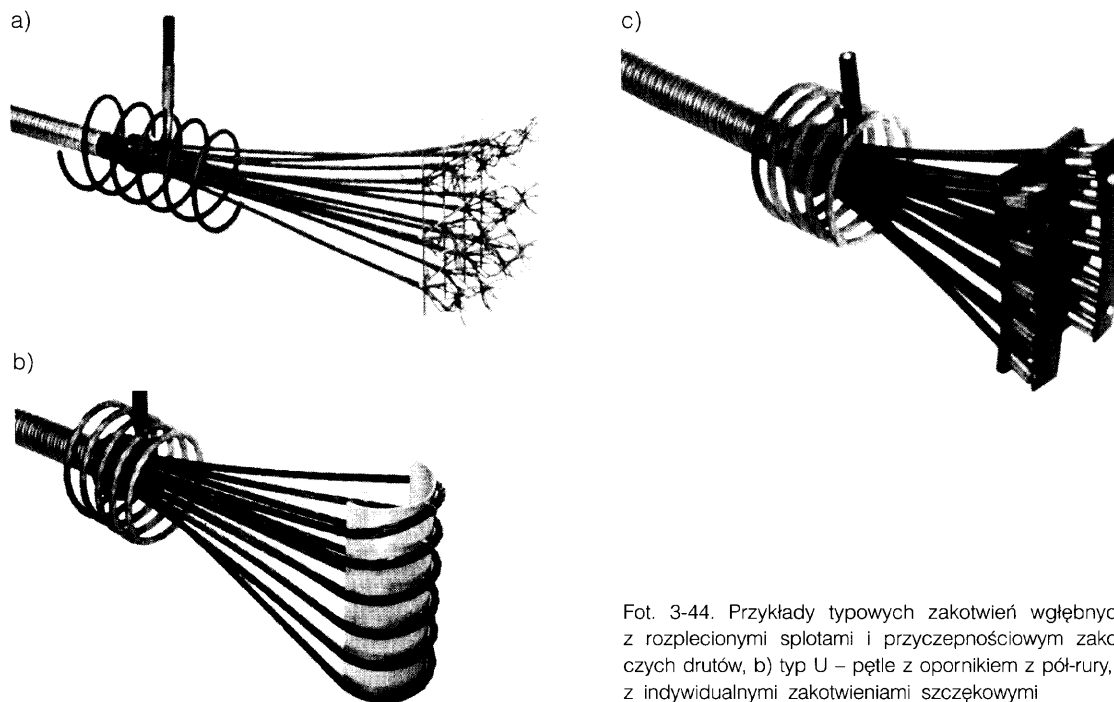
Rys. 3-43. Zakotwienia wgłębne kabli wielosplotowych: a) rozplatane częściowo sploty, b) wachlarzowe, z indywidualnymi zakotwieniami biernymi, c) półpętlicowe z opornikiem, d) pętlicowe z opornikiem z pół-rury; 1 – osłona kabla, 2 – uszczelnienie, 3 – przewód odpowietrzający, 4 – stabilizator rozchylonych splotów

aby uniknąć przypadkowego wplynięcia betonu do osłony i zapewnić swobodny naciąg kabla. Konieczne jest także dołączenie przewodów odpowietrzających, umożliwiających iniekcję po naciągu.

3.2.2.6. Systemy specjalne

Choć mogłoby się wydawać, że w okresie kilkudziesięciu lat intensywnego rozwoju konstrukcji sprężonych wszystkie pomysły sprężania już zostały zaproponowane i albo zarzucone, albo rozwijane, to jednak co kilka lat pojawiają się nowe rozwiązania. Wynika to zarówno z postępu w dziedzinie inżynierii materiałowej, jak i z konkretnych potrzeb, które często są „matką wynalazków”. Te potrzeby koncentrują się na zapewnieniu niezawodnego zabezpieczenia przed korozją, na zapewnieniu trwałości w warunkach obciążeń wielokrotnych i wreszcie na ograniczeniu na budowie czynności technicznych, decydujących o poprawności operacji sprężenia. Omówiono tu niektóre systemy, które znalazły już praktyczne zastosowania.

System *AFTER-BOND*, czyli z opóźnioną przyczepnością, powstał w Japonii z końcem lat 80. i zyskiwał stopniowo dużą popularność (patrz *Niki, Touda* w [27]). Statystyka japońska podaje, że po roku 2001 blisko 50% kabli jednosplotowych stosuje się właśnie w tym systemie w Japonii [P17], [P18]. Istotą rozwiązania jest fabryczne przygotowanie cięgna jednosplotowego (najczęściej złożonego z 19 drutów) w osłonie polietylenowej, wypełnionej żywicą o długim okresie twardnienia. Po ułożeniu takiego cięgna, zabetonowaniu elementu i dokonaniu naciągu z zakotwieniem blokującym, następuje po pewnym czasie twardnienie żywicy, zapewniające przyczepność i bardzo dobre zabezpieczenie przed korozją. Splot naciągany w ciekłej żywicy ma niewielkie straty od tarcia, a ostatecznie uzyskuje bardzo dobrą przyczepność, istotnie wpływającą na wytrzymałość i nośność elementów. Wyeliminowany jest z placu budowy pracochłonny i nie zawsze pewny co do skuteczności

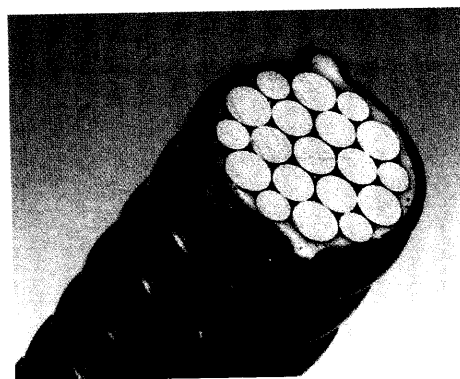


Fot. 3-44. Przykłady typowych zakotwień wgłębnych VSL: a) typ H z rozplecionymi splotami i przyczepnościowym zakotwieniem pojedynczych drutów, b) typ U – pętla z opornikiem z pół-rury, c) typ P – oporniki z indywidualnymi zakotwieniami szczękowymi

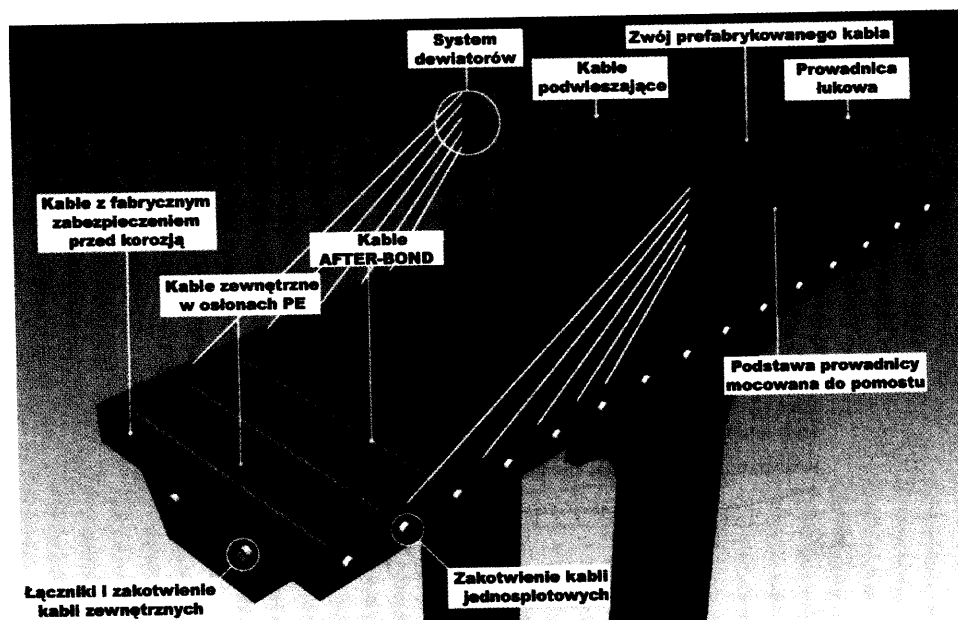
zabieg iniekcji kanału kablowego. Przekrój kabla pokazano na fotografii 3-45.

Początkowo stosowano żywice tradycyjne z odpowiednimi opóźniaczami, ale takie rozwiązanie było wrażliwe na temperaturę otoczenia i ograniczało stosowanie zwłaszcza w masywnych konstrukcjach, w których ciepło hydratacji przyspieszało proces utwardzania żywicy. Od roku 1998 stosuje się dyspersje specjalnej żywicy epoksydowej

i niewielkiej ilości wody, twardniejące w wyniku opóźnionej reakcji żywicy z wilgocią, mało wrażliwe na temperaturę. Takie rozwiązanie zapewnia opóźnienie wiązania rzędu 100 dni, przy temperaturach poniżej 60°C. W praktyce kable *AFTER-BOND* zamawia się w wytwórni z podaniem konkretnych warunków stosowania. Jedno z typowych zastosowań tych kabli dotyczy sprężenia płyt pomostowych w mostach (rys. 3-46).



Fot. 3-45. Kabel *AFTER-BOND* w przekroju (po stwardnieniu żywicy)



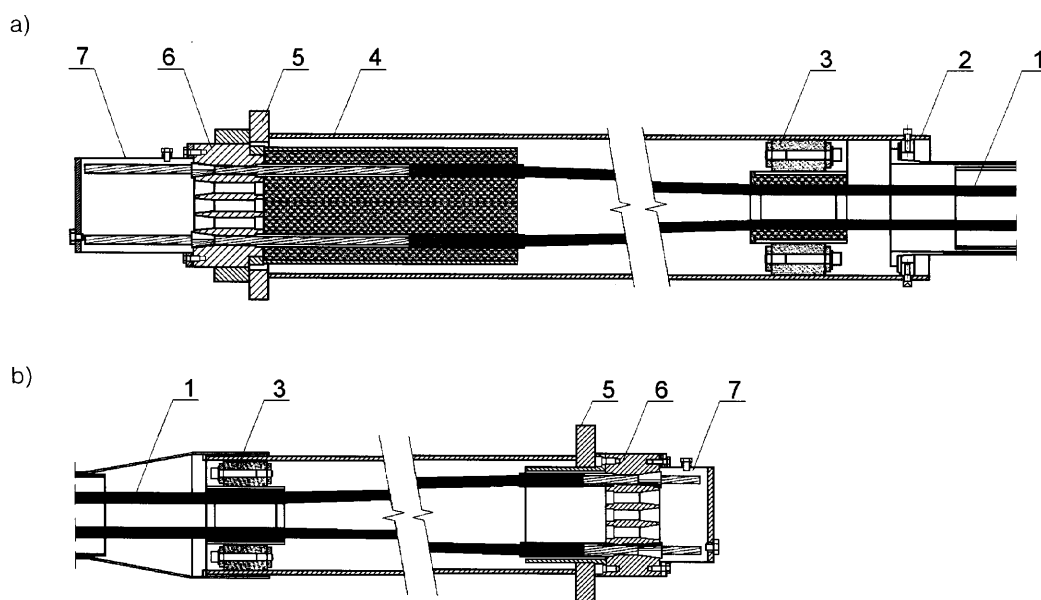
Rys. 3-46. Schemat typowego układu kabli sprężających w moście podwieszonym, z zastosowaniem kabli *AFTER-BOND* w pomoście (Japonia)

System *VSL-SSI-2000* został opracowany przede wszystkim z myślą o głównych ciągach mostów podwieszonych, a zatem o zewnętrznych kablach dla średnich i dużych sił. W pracach nad systemem przyjęto następujące wymagania:

- najwyższy stopień zabezpieczenia przed korozją, zapewniający eksploatację przez 100 lat, przy zabiegach konserwacyjnych nie częściej niż co 15 lat,
- możliwość łatwej wymiany elementów kabla (pojedynczych splotów i ich zakończeń),
- możliwość zastosowania systemów tłumienia drgań.

Wykorzystano wcześniejsze doświadczenia ze stosowania kabli w mostach i dachach podwieszonych, przyjmując szeroki zakres typów kabli – od 12 splotów 7Ø5 mm (siła zrywająca 3,3 MN) do 127 splotów

7Ø5 mm (siła zrywająca 35,4 MN). Rozwiązanie strony czynnej kabla (z możliwością wstępnego dostosowania długości kabla) i strony biernej – przedstawiono na rysunku 3-47. Każdy splot jest na całej długości samodzielny i niezależnie zabezpieczony przed korozją, a tym samym możliwy do wymiany w dowolnym momencie. Różne rodzaje zabezpieczeń przed drganiami są dostosowane do różnej intensywności wpływów dynamicznych. Jako typowe przyjęto wyposażenie osłony w zewnętrzny spiralny pręt, tworzący żeberko tłumiące wpływ wirów wiatru (w analogii do kominów stalowych). Inne, bardziej efektywne urządzenia tłumiące przewidziano w systemie do zabudowy na jednym z końców kabli (zwykle na dolnym końcu kabli podwieszających) [P4(5)]. Kable systemu *VSL-SSI-2000* zostały w Polsce zastosowane w moście pod-



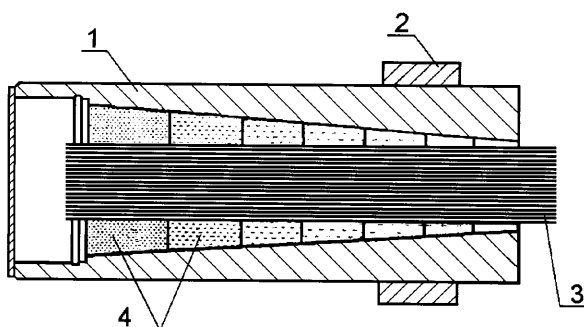
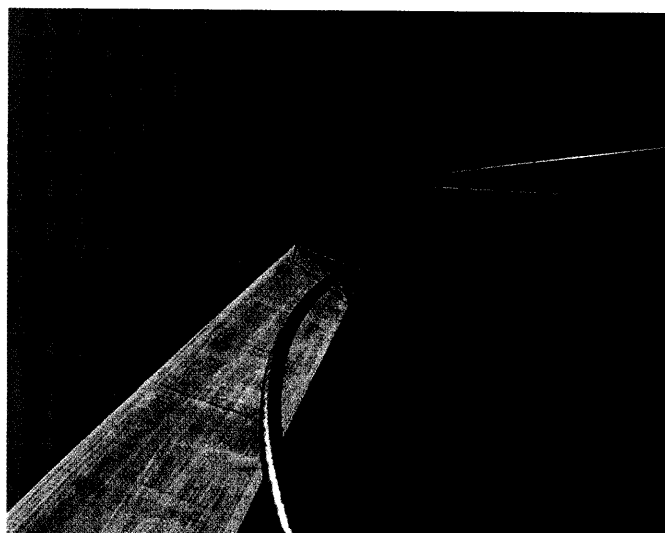
Rys. 3-47. Kabel i zakotwienie *VSL-SSI-2000*: a) zakotwienie czynne na pylonie, b) zakotwienie bierne na pomoście: 1 – sploty w ciasno opasujących osłonach *HDPE*, wypełnionych smarem lub woskiem (sploty przystosowane do wymiany), 2 – osłona *HDPE*, 3 – dewiator, 4 – rura osłonowa wypełniona wysokowytrzymałą zaprawą, 5 – płyta oporowa, 6 – głowica kotwiąca z indywidualnymi szczękami, 7 – nakładka osłonowa wypełniona smarem

wieszonym Trzeciego Tysiąclecia im. Jana Pawła II przez Martwą Wisłę w Gdańsku, w roku 2001 (fot. 3-48).

Systemy kabli niemetalicznych z zastosowaniem drutów lub splotów z włóknami węglowymi (*CFRP*) są współcześnie wdrażane przez głównych wykonawców konstrukcji sprężonych w świecie. Najwięcej prac badawczych i wdrożeń ma holding *BBR*, dzięki współpracy ze szwajcarskim instytutem badawczym *EMPA* – patent na zakotwienie kabli

BBR Carbon uzyskano w 1998 r. [P1(13),(14)]. Istotą pomysłu zakotwień kabli *BBR Carbon* (rys. 3-49) jest zastosowanie w zewnętrznie nagwintowanej głowicy, o stożkowej powierzchni wewnętrznej, zmiennych co do podatności warstw żywicy, z różną ilością dodanych ziarenek ceramicznych (Al_2O_3). Daje to stopniowe zakotwienie drutów z włóknami węglowymi, od warstwy najpodatniejszej, do najsztwniejszej. Pierwszy obiekt z kablami *BBR Carbon*, to zrealizowany w Szwajcarii

Fot. 3-48. Montaż kabli typu *VSL-SSI-2000* na pylonach mostu im. Jana Pawła II w Gdańsku, 2001



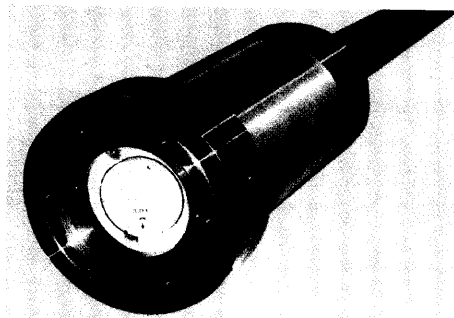
Rys. 3-49. Schematyczny przekrój zakotwienia *BBR Carbon*: 1 – stalowa głowica zewnętrznie nagwintowana, 2 – nakrętka blokująca, 3 – druty *CFRP* $\varnothing 5$ mm w liczbie do 241 w jednym kablu, 4 – warstwy kompozycji kotwiącej (pył ceramiczny + żywica epoksydowa)

w 1996 r. most *Storchen* [K13(1)], w którym użyto kabli z 241 drutów $\varnothing 5$ mm (fot. 3-50). W kablach tych zastosowano druty o wytrzymałości na rozciąganie 3300 MPa i o module sprężystości 165 GPa, a same włókna węglowe miały wytrzymałość 4900 MPa, moduł sprężystości 230 GPa i graniczną wydłużalność 2,1%.

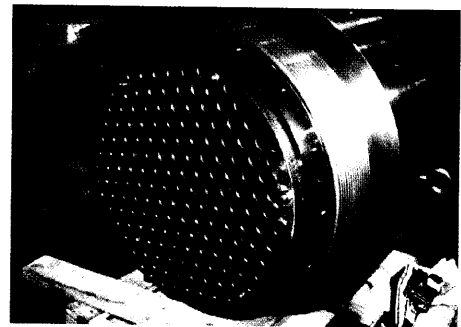
Kable w mostach podwieszonych to dziś największe jednostki wielosplotowe przygotowywane fabrycznie (fot. 3-51) [K18(1)] –

większe są obecnie jedynie ciężna mostów wiszących, które każdorazowo projektuje się indywidualnie i formuje na obiektach.

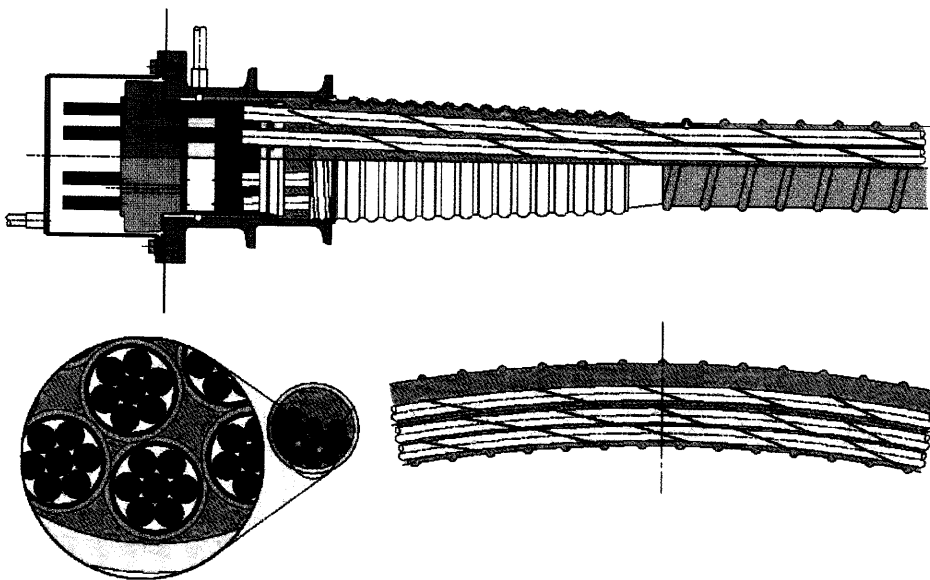
Doświadczenia uzyskane przy nowych systemach kabli wielosplotowych z niezależnie zabezpieczonymi splotami bez przyczepności (jak w systemie *VSL-SSI-2000*) zostały wykorzystane także w kablach wewnętrznych. Wśród zalet tego rozwiązania podnosi się między innymi możliwość stopniowania naciągu, np. naciąg kilku splotów we wczesnej



Fot. 3-50. Widok zakotwienia *BBR Carbon*



Fot. 3-51. Głowica kotwiąca największego kabla wielosplotowego: 156 splotów $7\varnothing 5$ mm (zastosowany w moście podwieszonym przez rzekę *Mau-mee* w *Toledo*, USA)



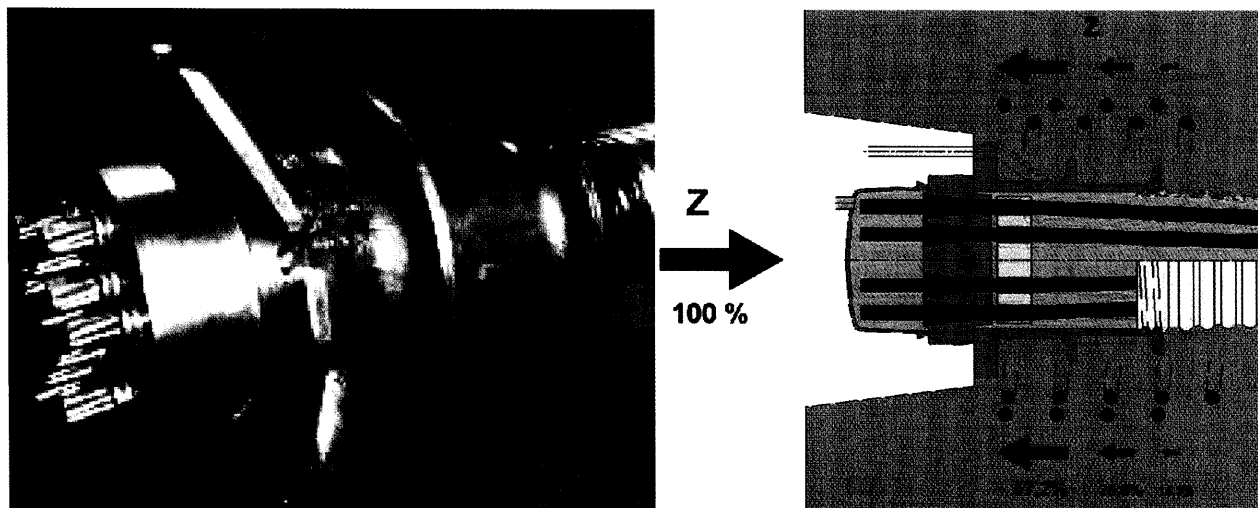
Rys. 3-52. Wielosplotowy kabel wewnętrzny z zapewnieniem dystansu między osłonami splotów

fazie twardnienia betonu, w celu uniknięcia zarysowań termiczno-skurczowych. Takie kable pozwalają też na powrót do stosowanych w przeszłości długich ciągów, przebiegających np. przez kilka przęseł mostu – niskie tarcie eliminuje główną kiedyś wadę, czyli duże straty siły sprężającej. Rozwiązano także problem zwiększonych strat od tarcia na odcinkach krzywoliniowych: aby uniknąć bezpośredniego oddziaływania splotów między sobą, zastosowano usztywnione osłony splotów, wyposażone w zewnętrzny opłot dystansowy. Przykład takiego kabla, z wyjaśnieniem tej ostatniej kwestii, podano na rysunku 3-52 prezentującym nowe rozwiązanie niemieckie według [K18(1)]. Pokazane zakotwienie jest też przykładem tendencji do stopniowania przekazania siły sprężającej na beton, kolejne kotnierze odlewu stalowego przekazują siły w proporcji około 4 : 2 : 1 (fot. 3-53).

3.2.3. Urządzenia naciągowe

Zestaw naciagowy we współczesnych systemach sprężania stanowi hydrauliczna prasa naciagowa i pompa z odpowiednim zespołem przewodów ciśnieniowych, a często także ze specjalnym środkiem transportu. Istotnie różnicowane są prasy naciągowe, gdyż muszą być one dostosowane nie tylko do określonego przedziału sił naciągu, lecz także do konstrukcji kabli i elementów zakotwień.

Począwszy od historycznych pras naciagowych do naciągu pierwszych kabli *Freyssineta* z 1939 r., wszystkie stosowane prasy naciągowe to urządzenia hydrauliczne podwójnego działania. Prasa taka umożliwia kolejno naciąg i kotwienie, realizowane przez przekazanie ciśnienia do odpowiedniej komory. Kolejne fazy operacji naciągu i kotwienia kabla wielosplotowego przedstawia rysun-

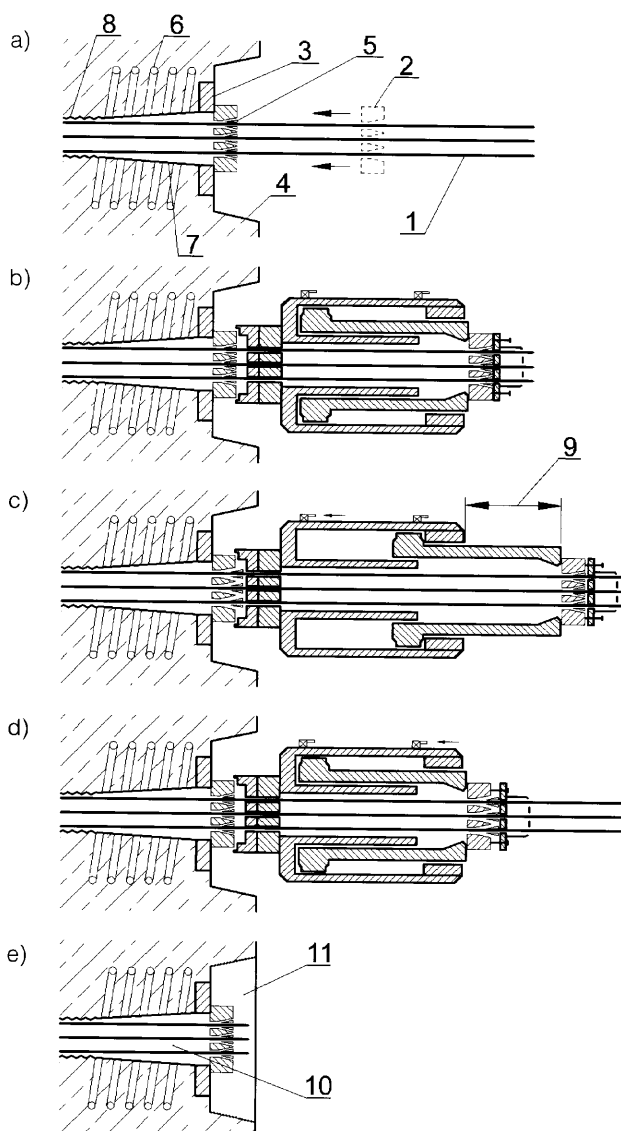


Fot. 3-53. Zakotwienie dużych kabli wielosplotowych z trójstopniowym przekazaniem sprężenia na beton przez stalwny odlew bloku kotwiącego

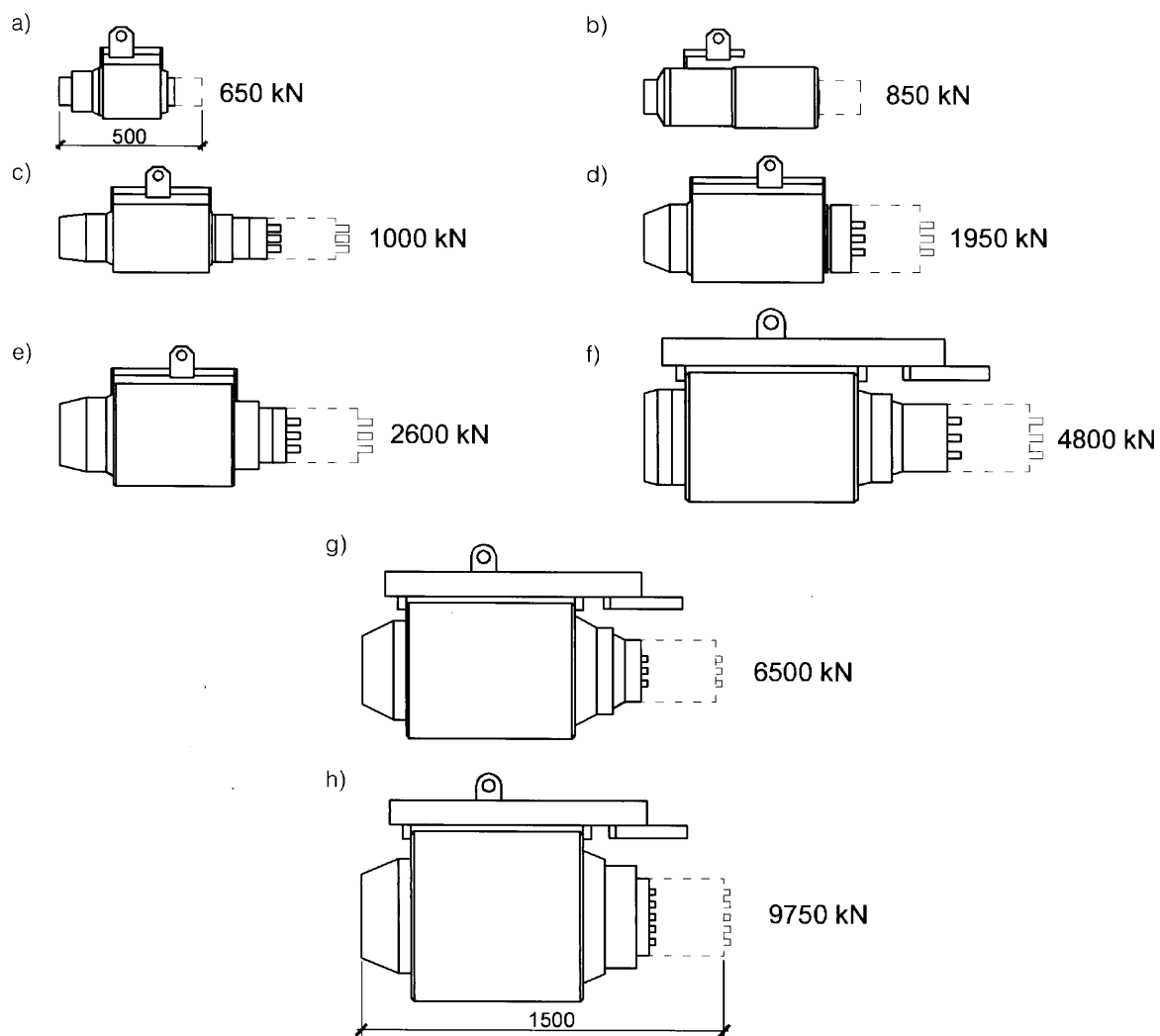
nek 3-54. Prasy, podobnie jak pompy, produkowane są przez wyspecjalizowane wytwórnie jako całe zestawy, dostosowane do różnych sił naciągu.

Na rysunku 3-55 pokazano całą rodzinę pras *TENSA-M* produkowaną przez

niemiecką firmę *Paul*, a w tablicy 3-5 podstawowe dane charakterystyczne pozwalające porównać możliwości takich pras. Jak wynika z zestawienia maszyn naciągowych, nie są to, nawet dla małych kabli, (3 do 4 splotów) urządzenia do użyt-



Rys. 3-54. Fazy operacji naciągu i kotwienia kabla wielosplotowego (VSL): a) założenie płyty kotwiącej ze szczękami stożkowymi, b) założenie prasy naciągowej i zakotwienie splotów w prasie, c) naciąg, d) zakotwienie i zwolnienie prasy, e) obcięcie końcówek splotów, iniekcja kanału kablowego i wypełnienie gniazda zakotwienia; 1 - sploty kabla, 2 - głowica kotwiąca, 3 - płyta dociskowa, 4 - gniazdo wykształcone w czole elementu, 5 - stożkowe szczęki kotwiące, 6 - spiralne zbrojenie strefy docisku, 7 - stożkowy rękaw zakotwienia, 8 - osłona kanału, 9 - wysuw tłoka, 10 - iniekcja kanału kablowego, 11 - wypełnienie gniazda betonem ochraniające zakotwienie



Rys. 3-55. Seria pras naciagowych *Tensa-M*; podano siły uzytkowe naciagu i obrysy pras (w jednakowej skali)

Tablica 3-5. Podstawowe cechy pras naciagowych serii *TENSA-M* (*Paul*) – rys. 3-55

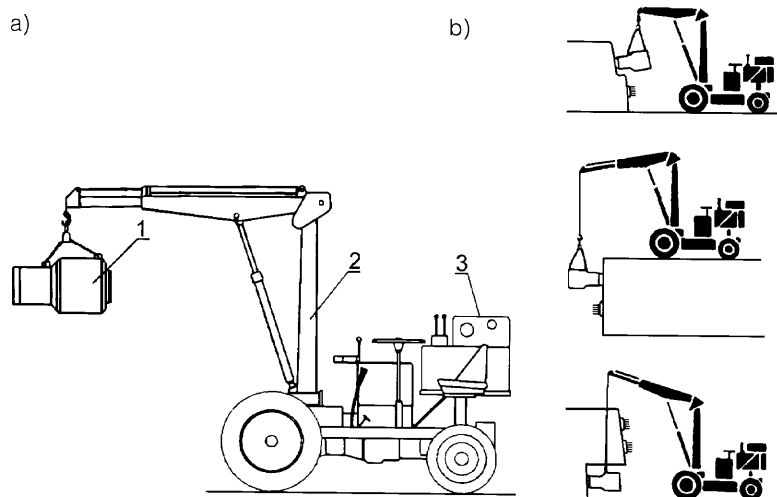
Siła naciagu [kN]	650	850	1000	1950	2600	4800	6500	9750
Ciśnienie do [MPa]	55	50	42	50	47	55	60	55
Wysuw tłoka [mm]	120	150	250	250	250	300	300	300
Otwór prasy [mm]	62	85	108	140	150	185	225	260
Liczba splotów do	3×0,6"	4×0,6"	7×0,6"	12×0,6"	15×0,6"	19×0,6"	27×0,6"	37×0,6"
Min. wystawanie splotu [mm]	130	140	550	740	730	940	1100	1100
Masa prasy [kg]	75	95	105	260	290	700	1060	1500

kowania ręcznego. Do operowania nimi służą zatem zestawy pompujące rozbudowane o hydrauliczny żurawik, razem zamontowane na samojezdnym wózku. Przykład takiego pojazdu wraz ze schematami możliwych zastosowań podano na rysunku 3-56.

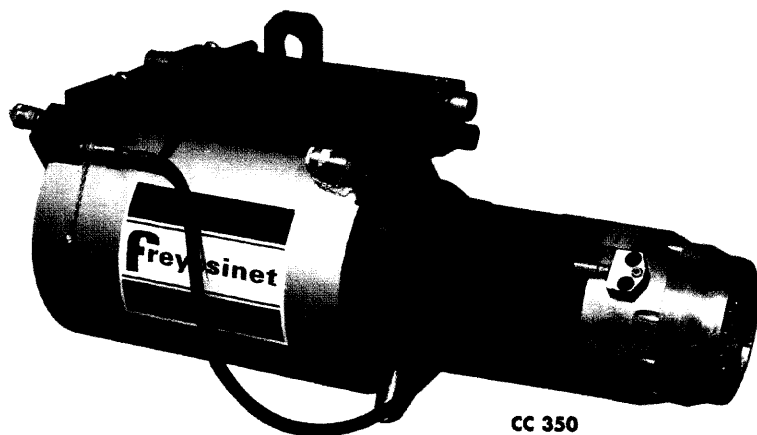
Najwięksi producenci systemów sprężania zapewniają pełen zestaw urządzeń, w tym przede wszystkim pras naciagowych, do oferowanych typowych kabli. Tak np. *Freyssinet International* [P3(1)] zaleca 4 typy

pras do naciągu pełnego zestawu swych kabli wielosplotowych (fot. 3-57):

- CC350 o masie 410 kg dla cięgien od 7 do 13 splotów $\varnothing 15$ mm – siła do 3,5 MN,
- CC500 o masie 600 kg dla cięgien od 7 do 19 splotów $\varnothing 15$ mm – siła do 5,0 MN,
- CC1000 o masie 1120 kg dla cięgien od 19 do 37 splotów $\varnothing 15$ mm – siła do 10,0 MN,
- CC1500 o masie 2200 kg dla cięgien od 37 do 55 splotów $\varnothing 15$ mm – siła do 15,0 MN.



Rys. 3-56. Przejezdny zestaw urządzeń naciagowych dla dużych sił: a) widok ogólny, b) przykładowe ustawienia robocze; 1 – prasa naciagowa, 2 – wózek samojezdny z wysięgnikiem hydraulicznym, 3 – pompa i urządzenie sterujące



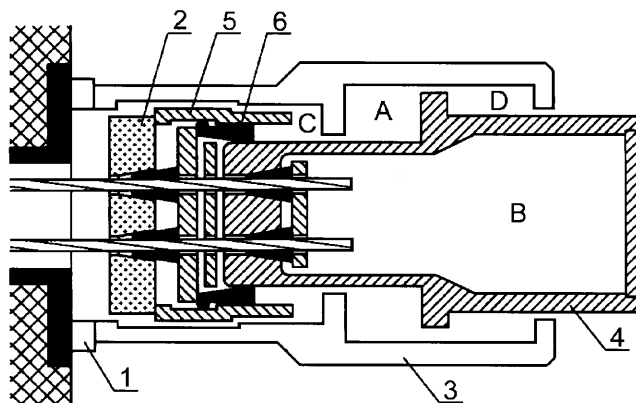
Fot. 3-57. Prasa do kabli wielosplotowych Freyssinet typ CC 350

W przypadku długich kabli nie wystarcza zwykle jedna długość wysuwu tłoka, która zwykle wynosi 250 do 350 mm, wówczas konieczna jest operacja naciągu wykonywana etapami, z pośrednim kotwieniem tymczasowym. Praktycznie wszystkie obecnie stosowane prasy są do tego przystosowane i pozwalają na automatyczne powtarzanie operacji aż do uzyskania wymaganego wydłużenia kabla. Schemat takiej zautomatyzowanej prasy pokazano na rysunku 3-58

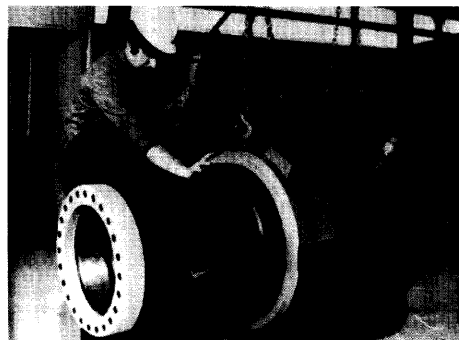
na przykładzie dużej jednostki o sile naciągu do 12 MN (prasa *Stronghold* typu G6-1200). Prasy dla tak dużych sił mają znaczne wymiary: prasa G6-1200 ma długość wyjściową 1640 mm i średnicę 840 mm oraz masę 2200 kg. Wysuw roboczy pojedynczego cyklu wynosi 400 mm (fot. 3-59).

W Polsce od 1997 r. stosowane są dla kabli do 19xØ15 mm (o sile naciągu do 4 MN – patrz fot. 3-29) prasy naciągowe krajowej konstrukcji – fot. 3-60.

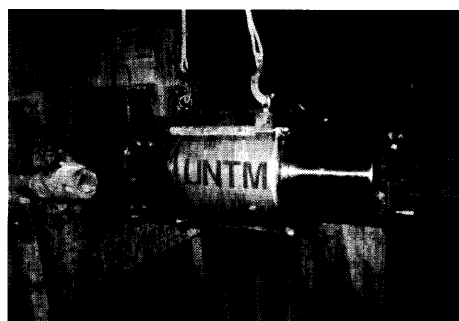
Rys. 3-58. Schemat przekroju prasy do kabli wielosplotowych (prasa *Stronghold G-6*); komory prasy: A – naciągowa, B – kotwienia wewnętrznego, C – kotwienia w zakotwieniu, D – powrotna; 1 – korona dociskowa prasy, 2 – płyta zakotwienia, 3 – korpus prasy, 4 – tłok naciagowy, 5 – tłok przesuwu płyty kotwiącej, 6 – tłok docisku szczęk zakotwienia



Fot. 3-59. Prasa *Stronghold G6*



Fot. 3-60. Polska prasa *UNTM* do sprężania dużych kabli



3.2.4. Formowanie kanałów i układanie cięgien

W konstrukcjach kablobetonowych typową sytuacją jest stosowanie cięgien przebiegających w kanałach wewnątrz betonu. Alternatywą dla tej sytuacji są kable zewnętrzne, ale takie rozwiązania, zwykle droższe z racji koniecznych zabezpieczeń, stosowane są tylko w uzasadnionych przypadkach.

Możliwe są dwa podstawowe sposoby wykonania kanałów:

- dla cięgien prostopadłych lub łagodnie krzywoliniowych formuje się różnymi rdzeniami kanał w betonie, bez żadnych osłon, w który wprowadzane jest cięgno bezpośrednio przed naciąganiem; ten sposób jest szczególnie często stosowany w prefabrykowanych elementach kablobetonowych,
- w konstrukcjach wykonywanych na budowie oraz dla wszelkich elementów z cięgnami krzywoliniowymi, układa się w formie lub w deskowaniu cięgna w osłonach i dopiero wówczas dokonuje betonowania.

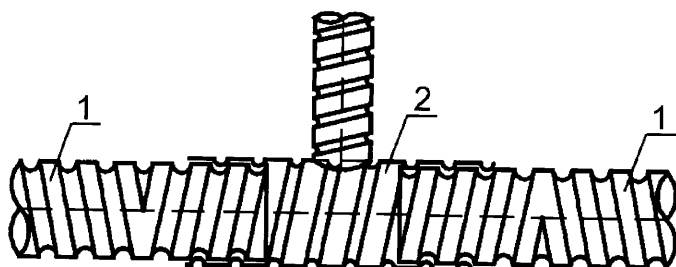
W obydwu przypadkach kanały muszą być tak uformowane, aby zapewniały:

- swobodny przesuw cięgna w czasie naciągu,
- uzyskanie projektowanej trasy cięgien – w pionie i poziomie,

- małe współczynniki oporu i tarcia cięgien,
- w kablach z przyczepnością – możliwość dokładnego zainiektowania, zapewniającego zespolenie cięgna z betonem elementu.

Te wymagania można spełnić przy odpowiednim przekroju poprzecznym kanału oraz dokładnym ukształtowaniu jego trasy, bez załamania i zbędnych przegięć, przy należyтым ustabilizowaniu elementów cięgna w przekroju poprzecznym, a także przy zapewnieniu możliwie gładkiej powierzchni styku ściany kanału z cięgnem. Z tych względów współczesne systemy sprężania, na podstawie badań, zalecają wymiary przekroju kanałów oraz sposoby ich formowania dla określonych typów cięgien.

Oslony kabli są to albo spiralnie karbowane rurki z cienkiej blachy lub podobne w kształcie elementy z tworzyw sztucznych, które przy niewielkim zużyciu materiału zapewniają dużą odporność na zgniecenie w trakcie układania i zagęszczania betonu. Oslony stanowią nieodłączną część systemu sprężania i jednocześnie nie można ich dowolnie dobierać, bo wymagają dopasowania, zwłaszcza do elementów zakotwień. Specjalne łączniki służą do zespolenia odcinków osłon, a inne stanowią trójniki do włączenia przewodu iniekcyjnego lub odpowietrzającego (rys. 3-61).



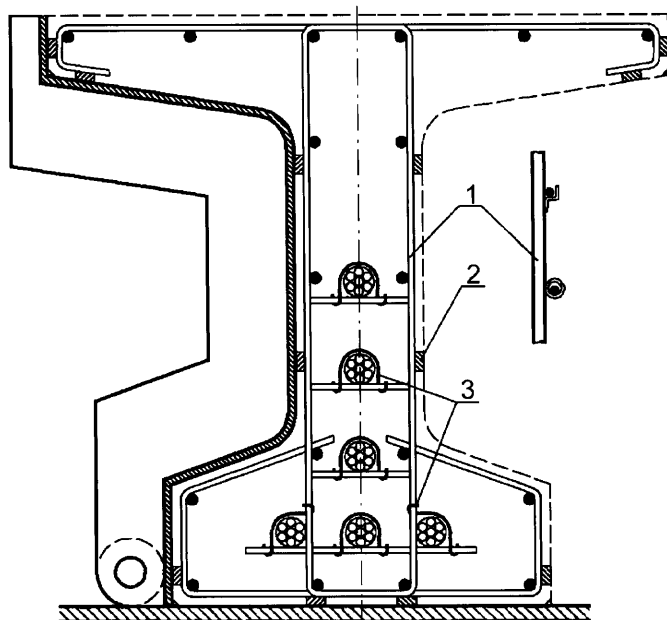
Rys. 3-61. Osłona kabla z cienkiej blachy profilowanej spiralnie: 1 – odcinki osłony, 2 – łącznik z doprowadzeniem rurki iniekcyjnej lub odpowietrzającej

Formowane bez osłon kanały w betonie, stosowane przy trasach prostoliniowych, najczęściej w prefabrykowanych segmentach, wykonywane są różnymi metodami, zależnie od ich przekroju i długości. Z wielu metod stosowanych w przeszłości pozostały w użyciu dwa sposoby:

- rdzenie stalowe, prętowe lub rurowe, wciągane w początkowej fazie twardnienia betonu,
- rdzenie z podatnego tworzywa, pozwalające na wykształcenie niewielkiej krzywizny osi kanału.

Zarówno przy układaniu elementów formujących kanały w betonie, jak i kabli w osłonach, konieczne jest dokładne i odporne na warunki betonowania i wibrowania

ustabilizowanie elementów w deskowaniu. Pomocne jest tu przede wszystkim zbrojenie konstrukcyjne – strzemiona i wkładki podłużne (rys. 3-62) oraz specjalne podkładki z klocków betonowych lub kształtek z tworzywa sztucznego. Sposoby stabilizacji kabli trzeba zaprojektować i wyraźnie zaznaczyć na rysunkach konstrukcyjnych. Równie ważne jest ustabilizowanie elementów w pionie, jak i w poziomie; nie zachowując trasy w pionie, zwiększa się opory przy naciągu lub zmienia założone w obliczeniach mimośrodowość siły sprężającej, a nie zachowując trasy w poziomie, wprowadza się mimośrodowość, które, zwłaszcza w smukłych elementach, już przy niewielkich wartościach powodują niekorzystne boczne wygięcia.



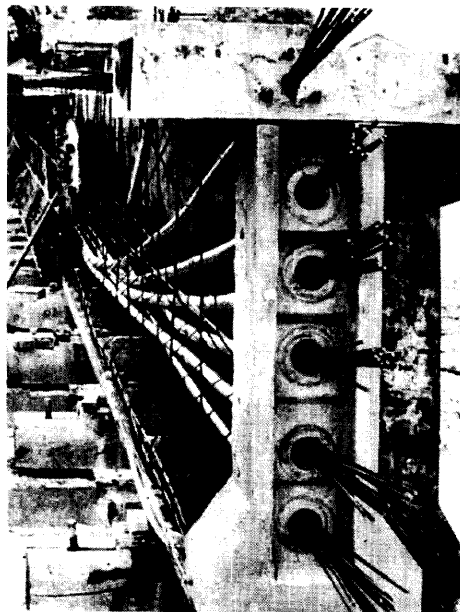
Rys. 3-62. Przykład stabilizacji kabli w elemencie belkowym, przed zamknięciem jednej burty formy: 1 – strzemiona ze zgrzewanymi poprzeczkami, 2 – dystansowe klocki betonowe zapobiegające deformowaniu strzemion, 3 – sprężyste spinki do mocowania osłony kabla na poprzeczce

Na fotografii 3-63 pokazano stabilizację kabli w prefabrykacie belkowym, w silnie zbrojonej ścianie zbiornika i w płycie fundamentowej.

3.2.5. Formowanie kabli

Chcąc ze splotu dostarczanego w kręgu wykonać w kanale ciągnio gotowe do naciągu, konieczne jest odpowiednie uformowanie i wyposażenie kabli oraz wprowadzenie ich do osłon lub kanałów. Zależnie od systemów są to czynności o różnym stopniu komplikacji. Stosunkowo najbardziej złożone są czynności przygotowawcze w dużych ciągniach oraz przy zakotwieniach głowicowych z obydwu końców ciągnia, uformowanie głowic musi być poprzedzone wciągnięciem kabla do rury osłonowej i dokonuje się tego najczęściej w wytwórni.

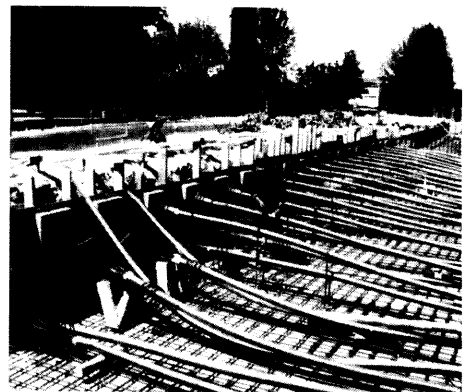
a)



b)



c)



Fot. 3-63. Rozmieszczenie i stabilizacja kabli: a) w smukłym prefabrykacie belkowym, przy zastosowaniu gotowego bloku końcowego, b) w ścianie zbiornika przy pilastrze z zakotwieniami, c) w płycie fundamentowej

Prostsze jest przygotowanie kabli prętowych, które skręca się z przygotowanych odcinków, za pomocą łączników dostosowanych do typu i średnicy prętów.

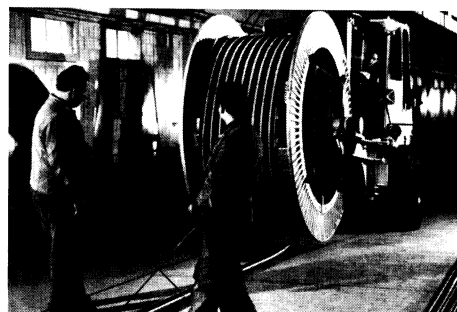
W większości systemów formowanie kabli dla małych i średnich sił naciągu jest

zmechanizowane, a fabrycznie przygotowane ciągną się dostarczane do miejsca zabudowania w kręgach o najmniejszym dopuszczalnym promieniu zagięcia. Przykład kolejnych operacji przy przygotowaniu, transporcie i układaniu kabli pokazano na fotografii 3-64.

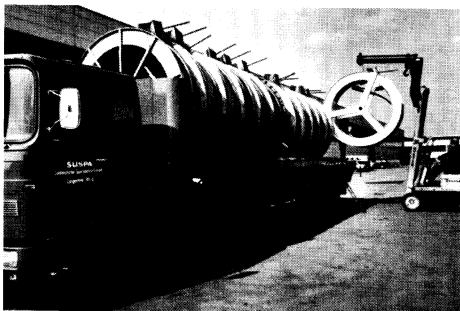
a)



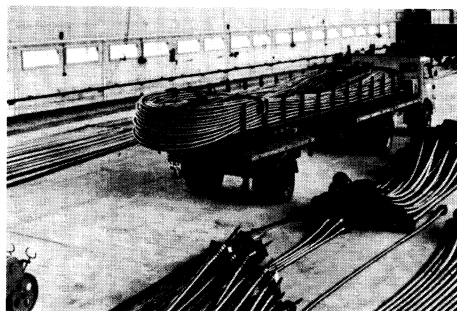
b)



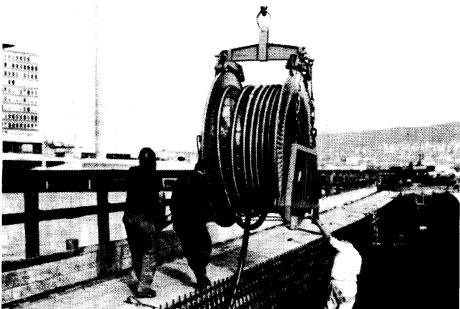
c)



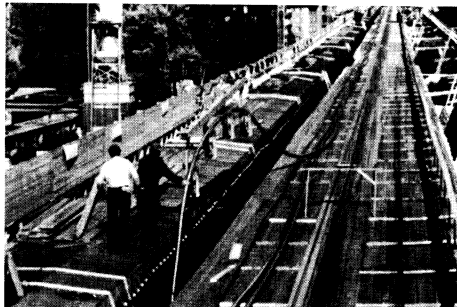
d)



e)



f)



Fot. 3-64. Przygotowanie, transport i układanie kabli: a) warsztatowe przygotowanie kabli, w tym także zakotwień w przypadku zakotwień głowicowych, b) nawijanie długich kabli w kręgi, c) transport kabli w kręgach, d) transport krótkich kabli, e) rozwijanie kabli z kręgów i układanie wprost w deskowaniu, f) umieszczanie w formie kabli rozwiniętych wcześniej

W przypadku kabli wciąganych do wcześniej osadzonych w betonie osłon (lub kanałów kablowych bez osłon) operację wciągania podano schematycznie na rysunku 3-65.

3.2.6. Zabieg sprężania

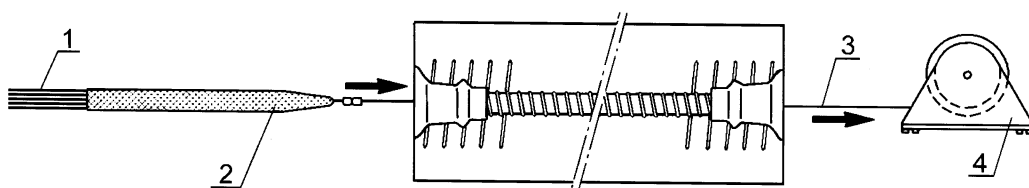
Podstawowe operacje składające się na cały zabieg sprężenia zależą od typu cięgien i urządzeń naciagowych. Zależnie od długości elementu, trasy cięgien, oporów tarcia i możliwości sprzętu naciagowego, można stosować trzy technologiczne warianty naciągu (rys. 3-66). Najprostszy – naciąg jednostronny, stosuje się dla cięgien o trasach prostych lub mało zakrzywionych, bądź dla stosunkowo krótkich elementów; chodzi tu zwłaszcza o niewielki wpływ tarcia, a czasem także o ograniczony wysuw tłoka prasy (rys. 3-66a). Naciąg jednostron-

ny jest konieczny zawsze wtedy, gdy w sprężanej konstrukcji możliwy jest dostęp tylko do jednego końca ciągną (na drugim końcu zakotwienia wgłębne).

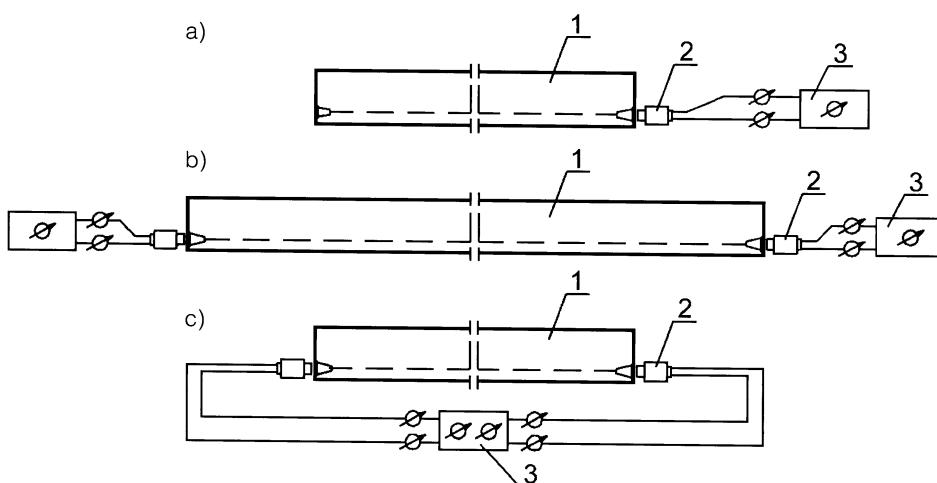
Decyzja o naciągu dwustronnym wynika najczęściej z długości cięgien i stopnia ich zakrzywienia, ale wybór wariantu (rys. 3-66b,c) wynika z długości dostępnych przewodów ciśnieniowych oraz cech technicznych pras naciagowych.

Dominuje obecnie w praktyce stosowanie naciągu jednostronnego.

Zazwyczaj przystąpienie do sprężenia konstrukcji kablobetonowej jest możliwe po uzyskaniu przez beton odpowiedniej wytrzymałości (rzędu 80% $f_{cm,28}$), a w konstrukcji składanej z segmentów prefabrykowanych – po uzyskaniu dostatecznej wytrzymałości zaprawy lub innej masy w stykach. Możli-



Rys. 3-65. Schemat operacji wciągania kabli do osłon (kanałów): 1 – wiązka splotów, 2 – opłot samozaciskający się, 3 – linka, 4 – wciągarka



Rys. 3-66. Sposoby naciągu kabli: a) naciąg jednostronny, b) naciąg dwustronny z niezależnym zasilaniem pras, c) naciąg dwustronny ze wspólnym zasilaniem; 1 – element sprężany, 2 – prasa naciagowa, 3 – urządzenie pompujące zasilające prasę

wość przystąpienia do sprężania powinna być określona za pomocą laboratoryjnych badań próbek i odnotowana w dzienniku sprężania (a także w dzienniku budowy).

W uzasadnionych przypadkach stosuje się także zabiegi ograniczonego sprężania we wczesnej fazie twardnienia betonu, ale dotyczy to sytuacji szczególnych, wymagających dokładnego rozpoznania badawczego.

Kable z zakotwieniami głowicowymi są od razu gotowe do naciągu i konieczne jest jedynie zdjęcie osłon zabezpieczających, zakładanych na czas betonowania.

Przy kablach z zakotwieniami blokującymi stopień ich przygotowania do naciągu może być różny. Gdy kable w osłonach są ułożone już przed betonowaniem to pozostaje jedynie przycięcie końcówek na wymaganą długość sięgającą poza lico betonu, stosownie do typu zakotwienia i prasy. W przypadku zaś kanałów formowanych w betonie, naciąg poprzedza przecyszczenie kanałów sprężonym powietrzem i wprowadzenie kabli do kanałów. Bezpośrednio przed zakładaniem zakotwień na końce kabla należy sprawdzić czy kabel przesuwają się swobodnie w osłonie lub kanale.

Przykładowo, przy najpopularniejszych kablach wielosplotowych z zakotwieniem blokującym typu szczękowego i w operacji jednostronnego naciągu (przy zewnętrznym zakotwieniu biernym), kolejność czynności przy sprężeniu jest następująca:

- A. zakotwienie kabla po stronie biernej; nasuwa się płytę kotwiącą na sploty kabla, umieszcza szczęki na splotach i wbija lub wciska lekką prasą szczęki w gniazda płyty,
- B. uchwycenie kabla w prasie po stronie czynnej – nasuwa się płytę kotwiącą, wsuwa szczęki, nasuwa prasę, umieszczając sploty w gniazdach prasy i automatycznie kotwi sploty w ruchomej płycie prasy,
- C. wstępny naciąg – w celu sprawdzenia prawidłowości zakotwienia biernego, właściwego wyprostowania kabla oraz dopasowania elementów zakotwienia czynne-

go i prasy, uruchamia się prasę, wprowadzając olej pod ciśnieniem do komory naciągowej z ograniczeniem ciśnienia, a następnie zmniejsza ciśnienie do zerowego położenia wskazówek manometrów; na mierniku prasy odczytuje się wysuw (b_0), a jednocześnie po stronie biernej mierzy się wystawanie szczęk (a_0) poza płaszczyznę płyty kotwiącej; wyniki te notuje się w dzienniku sprężania,

- D. naciąg kabla – zwiększa się ciśnienie w komorze naciągowej prasy aż do wydłużenia określonego w programie naciągu, jeśli w programie przewidziane jest przeciążenie kabla w celu redukcji wpływu tarcia, to dokonuje się chwilowego ograniczonego przeciążenia, a następnie obniża ciśnienie do przewidzianej wartości, notując odczyt (b_1) i ewentualną zmianę położenia szczęk – wsunięcie do położenia (a_1) po stronie biernej; należy sprawdzić wymagane programowane wydłużenie $\Delta L = (b_1 - b_0) - (a_1 - a_0)$ w przewidywaniu wystąpienia jeszcze poślizgu splotu w szczęcie, w czynnym zakotwieniu już po zakotwieniu (rzędu kilku mm);
- E. kotwienie kabla – wywołuje się ciśnienie w komorze kotwiącej, podając olej pod ciśnieniem odrębnym przewodem (kotwienie statyczne) lub otwiera się zawór prze-rzutowy w prasie, co powoduje częściowe przekazanie ciśnienia z komory naciągowej do kotwiącej z jednoczesnym przesuwem powrotnym kabla i wsunięciem się szczęk (kotwienie dynamiczne),
- F. odkotwienie splotów w prasie – w wyniku odpowiedniej dla danej prasy kombinacji ciśnienia powoduje się powrotny ruch wewnętrznej płyty kotwiącej i zwolnienie szczęk,
- G. pozwala to na zdjęcie prasy.

Sprężanie przy naciągu dwustronnym różni się w stosunku do opisanych czynności tym, że zamiast czynności po stronie biernej i pomiarów a_0 , a_1 , wykonuje się na obydwu końcach czynności i pomiary jak dla zakotwień czynnych.

Po sprężeniu wszystkich kabli danego elementu obcina się końcówki splotów w odległości 5 do 10 mm poza szczękami. Kable są wówczas przygotowane do zabiegu iniekcji i zabezpieczenia zakotwień przed korozją.

3.2.7. Iniekcja kanałów kablowych

Iniekcja, czyli zastrzyk materiału wypełniającego kanał kablowy, stosowana jest w kablach z przyczepnością i powinna spełniać zwykle trzy funkcje:

- ochronę cięgien przed korozją,
- zapewnienie współpracy betonu i stali sprężającej,
- dodatkowe zakotwienie przyczepnościowe cięgien.

Jest to więc zabieg bardzo ważny z punktu widzenia trwałości konstrukcji kablobetonowych, ale jednocześnie technologicznie trudny, gdyż dotyczy ciasnych i długich kanałów, wypełnionych w znacznym stopniu cięgnami. Do wypełniania kanałów stosowane są najczęściej zaczyny cementowo-wodne z dodatkami lub chemoutwardzalne materiały na bazie żywic syntetycznych.

Najbardziej rozpowszechniły się spienione zaczyny cementowo-wodne, których zaletą jest duża płynność, uzyskiwana jednak nie przez znaczny dodatek wody, ale przez nasycenie zaczynu drobnymi pęcherzykami fazy gazowej. Zaczynom takim stawia się wymagania wynikające z podstawowych zadań iniekcji i są one przedmiotem instrukcji opracowanych dla poszczególnych systemów sprężania. Dawne polskie zalecenia (1967 r.), według których zrealizowano iniekcję w wielu eksploatowanych dziś konstrukcjach, wymagały, aby zaczyn cementowo-wodny cechowały następujące właściwości:

- wytrzymałość w normalnych warunkach dojrzewania: po 7 dniach co najmniej 20 MPa, po 28 dniach co najmniej 30 MPa,

- sedymentacja zaczynu nie więcej niż 2% objętości,
- mrozoodporność po 24 h.

W realizacjach krajowych przeważnie stosowano zaczyny z cementu portlandzkiego z ilością wody zależną od żądanej konsystencji, w granicach $w/c = 0,3$ do $0,4$. Do wymieszanego zaczynu dodawano środek napowietrzający w ilości 0,5 do 1,5% lub spulchniający w ilości 0,02 do 0,06% w stosunku do masy suchego cementu. W uzasadnionych przypadkach dodawano ponadto plastyfikatory, choć wszelkie dodatki wymagają dużej ostrożności. Najprostszym środkiem napowietrzającym jest wodny roztwór kleju kostnego (50 g), kalafonii (35 g) i ługu sodowego (5 g); podano masę składników na 1000 g roztworu. Środkiem spulchniającym jest płatkowany, natłuszczony proszek aluminiowy, stosowany w produkcji gazobetonów. Obydwa rodzaje dodatków dozuje się do dokładnie wymieszanego zaczynu i miesza intensywnie przez 30 do 60 sekund. Tak przygotowana zawiesina może być przechowywana do czasu użycia przez okres rzędu 1 godziny, okres przechowywania zależy od temperatury otoczenia.

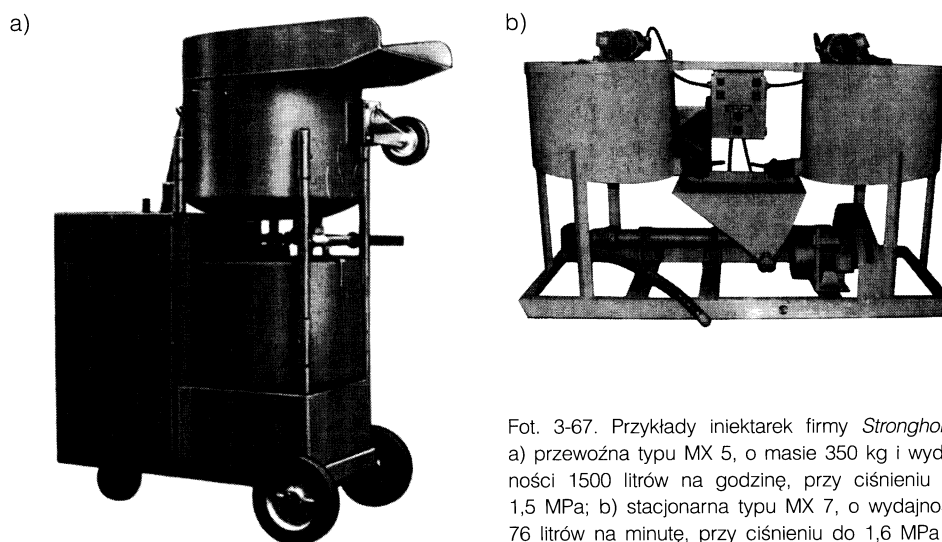
Mieszanie i tłoczenie zaczynu odbywa się za pomocą specjalnych urządzeń, zwanych iniektarkami. Wydajność i cechy tych urządzeń zależą od rozmiarów kanałów i odległości tłoczenia. Dla kabli o małych i średnich przekrojach stosuje się iniektarki o wydajności do 500 l/h, podczas gdy do systemów sprężania z zastosowaniem cięgien o dużych siłach naciągu używa się iniektarek o wysokich wydajnościach od 1000 do 2000 l/h, gdyż przestrzenie kanałów są odpowiednio większe. Przykład iniektarek – przewoźnej i stacjonarnej – pokazano na fotografii 3-67.

Iniekcja kanału powinna być poprzedzona jego przedmuchaniem sprężonym powietrzem, a w przypadku kanałów w be-

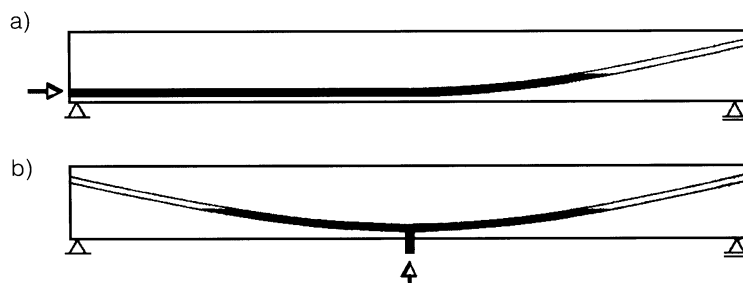
tonie – także przepłukaniem wodą, aby zwilżyć beton i uniknąć odbierania wody z zaczynu. Iniektarkę podłącza się giętkim przewodem ciśnieniowym do zakotwienia. Zaczyn wciąga się z dołu do góry, a zatem powinno się iniekcję rozpoczynać z najniższego punktu kanałów. Tłoczenie powinno być stałe, przy stałym ciśnieniu rzędu 0,2 MPa, zwiększonym do 0,4 MPa w razie zwiększonych oporów wprowadzania zaczynu. W niektórych systemach przewidziane jest większe ciśnienie. W czasie tłoczenia istotnym problemem technicznym jest uszczelnienie zakotwienia, do którego dołączony jest przewód iniektarki. Większość nowoczesnych

zakotwień ma wyodrębnione przewody iniecyjne, wyprowadzone poza zakotwienie.

Zasada prowadzenia iniekcji z najniższego punktu kabla jest łatwa do spełnienia w kablach prostoliniowych lub jednostronnie zakrzywionych (rys. 3-68a), natomiast dla tras silnie zakrzywionych konieczne jest dodatkowe doprowadzenie do kanału w środkowej części kabla (rys. 3-68b). Szczególnie starannie trzeba prowadzić iniekcję przy trasach o wielu przegięciach – tłoczenie powinno następować z punktów najniższych, a w punktach najwyższych trasy należy przewidzieć przewody odpowietrzające. Schemat rozmieszczenia akcesoriów w belce



Fot. 3-67. Przykłady iniektarek firmy *Stronghold*: a) przewoźna typu MX 5, o masie 350 kg i wydajności 1500 litrów na godzinę, przy ciśnieniu do 1,5 MPa; b) stacjonarna typu MX 7, o wydajności 76 litrów na minutę, przy ciśnieniu do 1,6 MPa



Rys. 3-68. Iniekcja kanałów prowadzona z najniższych punktów trasy kabla

dwuprzęsłowej, przy niewielkich krzywiznach kabla, przedstawia rysunek 3-69.

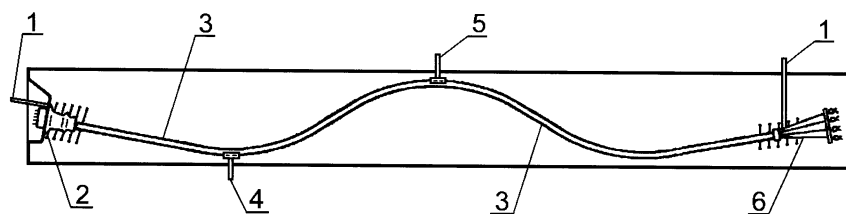
W końcowej fazie tłoczenia, gdy zaczyn wypływa już na jednym lub obydwu końcach kanałów, wypełnia się ewentualne pustki przez zakorkowanie wypływu i wywołanie zwiększonego ciśnienia. Czasem stosuje się też dołączane po stronie wypływu węże, o końcówkach wzniesionych ponad element i dopiero wypływ zaczynu z tej końcówki stanowi dowód dobrego wypełnienia kanału.

Jak wspomniano, obok iniekcji zaczynu cementowo-wodnego, stosowane są sporadycznie inne środki zabezpieczające – masy bitumiczne lub żywice syntetyczne. Są to jednak środki niespełniające wszystkich zadań stawianych pełnej iniekcji, zwłaszcza nie zapewniają dobrej współpracy cięgien z betonem. Za ich stosowaniem mogą przemawiać jedynie szczególne względy technologiczne.

Współczesne, nowe cięgna sprężające lub nowe zastosowania sprężenia spowodowały także nowe problemy we właściwym przeprowadzeniu iniekcji. Cięgna sprężające w postaci splotów wykazują niekorzystną tendencję do filtrowania zaczynu w szczelinach między drutami, czego skutkiem jest niebezpieczne, dyfuzyjne przenikanie wody do wnętrza splotu. Dla splotów siedmiodrutowych problem ten rozwiązano, stosując zwiększone średnice środkowego drutu, dzięki czemu zaczyn ma możliwość penetracji bez odfiltrowania cementu.

W splotach lub linach wielowarstwowych takie środki zaradcze są praktycznie niemożliwe. Wyniki badań wskazują, że należy wówczas bardzo ograniczać zawartość wody w zaczynie, a wypełnienie kanału stałą sprężającą nie powinno w przekroju poprzecznym przekraczać 50%, dzięki czemu stwarza się warunki dobrego wypełnienia kanału, przy mniej upłynnionym zaczynie. Innym skutecznym sposobem jest iniekcja zaczynem, w warunkach podciśnienia wytwarzanego ze strony wypływowej kanału. Razem z powietrzem wysysane są wówczas nadmiary wody, podobnie jak w metodach odpowietrzania mieszanki betonowej.

Szczególne trudności z iniekcją występują w długich kablach pionowych lub nieznacznie odchylonych od pionu – cięgna takie są stosowane coraz częściej jako kotwie w gruncie (p. 3.2.10). Iniekcję prowadzi się w takich przypadkach przez rurki wprowadzone do dolnych końców kabli, a więc również z najniższych punktów kanału. Wysoki słup zaczynu w kanale ma jednak wyraźną tendencję do sedymentacji i w górnych częściach kanału zaczyn jest silnie uwodniony, a po stwardnieniu wykazuje niekorzystne zgrupowanie pustek powietrznych. W celu eliminacji tych wad stosuje się wielostopniową iniekcję prowadzoną w pewnych odstępach czasu, analogicznie jak przy betonowaniu wysokich słupów betonowych.



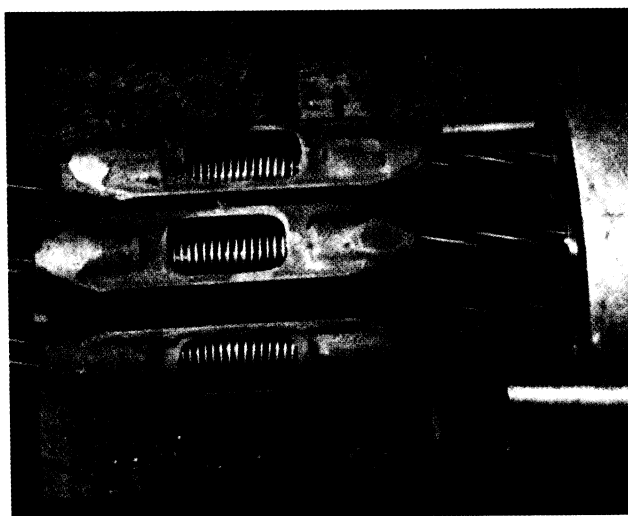
Rys. 3-69. Elementy systemu sprężania przy naciągu jednostronnym: 1 – przewód do iniekcji kanału, 2 – zakotwienie czynne, 3 – osłona kabla, 4 – odwodnienie, 5 – odpowietrzenie, 6 – zakotwienie bierne (wgłębne)

Szczegółowe wytyczne dotyczące właściwości materiałów, ich badania oraz urządzeń do iniekcji nowoczesnych kabli zestawiono w specjalnym biuletynie *fib* opublikowanym w 2002 roku [28]. Opracowanie to nie zawiera receptur mieszanek iniekcyjnych, gdyż obecnie są to zastrzeżone materiały wykonawców sprężania.

3.2.8. Łączenie kabli

Nowoczesne technologie wykonywania mostów sprężonych (p. rozdział 15), a także niektóre sposoby sprężania powłok zbiorników i różnych konstrukcji liniowych (nawierzchnie dróg, lotniska, tunele itp.) wymagają możliwości przedłużenia ciągów przez dołączanie następnego odcinka do zakotwienia naciągniętego wcześniej kabla. Ciągna te powinny się ściśle pokrywać co do osi, aby nie powstały niekorzystne mimośrodowe siły sprężające. Najprościej można wykonać takie dołączenie w kablach prętowych, tak z prętami gładkimi (patrz rys. 3-37c), jak i uźebrowanymi w postaci półgwintu (patrz rys. 3-41c).

Również dla pojedynczych splotów opracowano proste łączniki – w korpusie stalowym umieszczone są dwie szczęki stożkowe, rozpierane sprężyną (fot. 3-70 wg [P3(1)]).



Fot. 3-70. Łączenie pojedynczych splotów (Freysinet)

Znacznie trudniejsze jest łączenie kabli wielodrutowych lub wielosplotowych. Niektóre rozwiązania się do tego praktycznie nie nadają i w związku z tym straciły popularność.

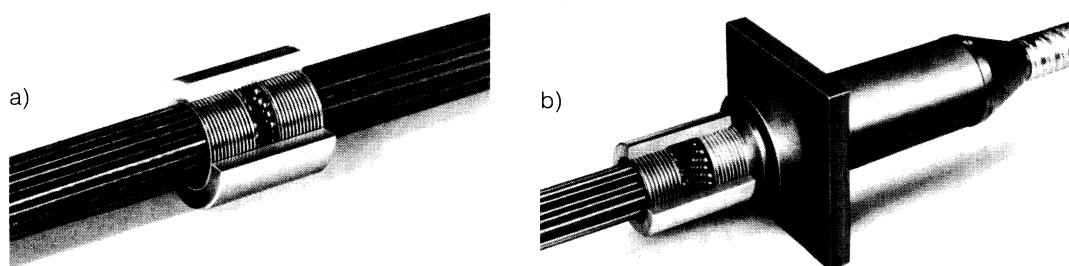
System zakotwień kabli wielodrutowych *BBRV* łatwo było przystosować do przedłużania i znalazły one zastosowanie w nowych technologiach mostowych (fot. 3-71).

Nowoczesne systemy kabli wielosplotowych, jako powstałe współcześnie z nowymi zastosowaniami sprężania, przewidywały

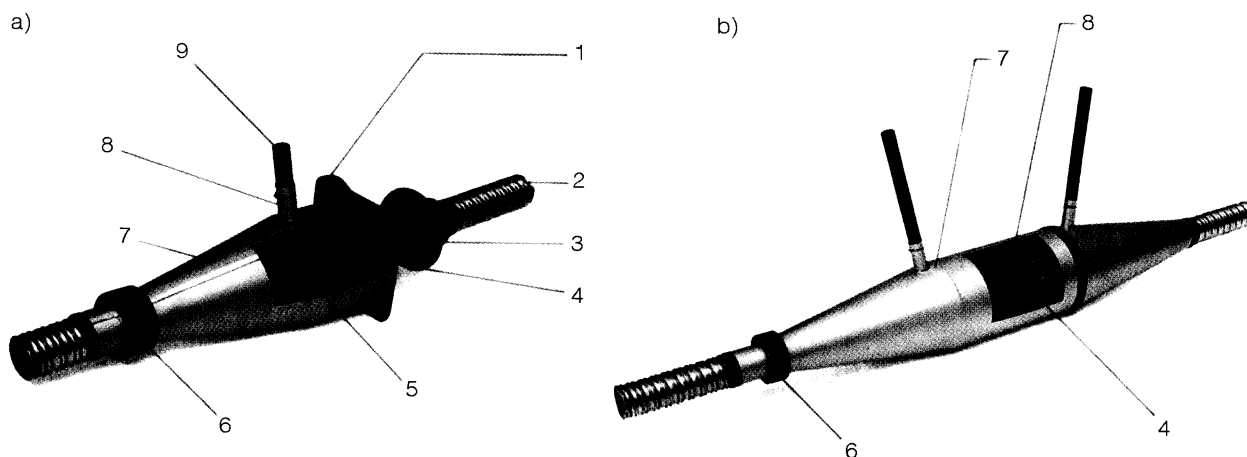
od początku możliwość dołączania kabli. Powstały dwie grupy łączników takich kabli:

- ustalony, dla dołączania kabli do już naciągniętych i zakotwionych (fot. 3-72a),
- ruchomy, dla dołączania kabli do już ułożonych, ale nie naciągniętych (fot. 3-72b).

Wiele systemów skonstruowano specjalnie dla realizacji mostów metodą wspornikową, a zatem kable dla stosunkowo dużych sił dołączane są po stronie zakotwienia czynnego (rys. 3-73). Taki system dołączania kabli pozwala na zachowanie lub stop-



Fot. 3-71. Łączenie kabli wielodrutowych *BBRV*: a) łączenie na długości lub dołączanie do zakotwienia biernego, b) dołączanie do zakotwionego kabla po stronie zakotwienia czynnego



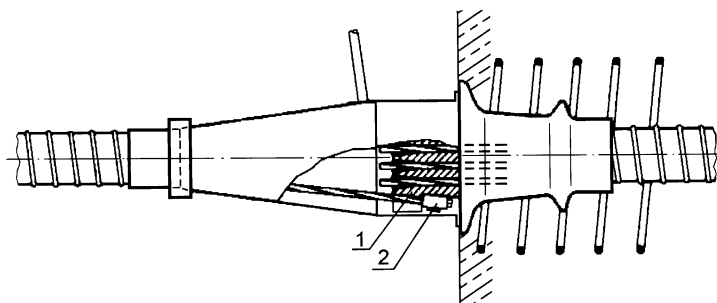
Fot. 3-72. Łączenie kabli wielosplotowych: a) połączenie z kablem już naciągniętym (*VSL-K*), b) połączenie z kablem nienaciągniętym (*VSL-V*); 1 – zakotwienie z wysuniętą płytą kotwiącą, 2 – osłona, 3 – pierścień, 4 – elementy ściskane, 5 – szczęki stożkowe, 6 – pierścień rozciągany, 7 – rękaw osłonowy, 8 – głowica łącząca, 9 – rurka iniekcyjna

niowe zmniejszanie liczby splotów w dołączanych odcinkach kabli.

Inny rodzaj ruchomych łączników wprowadzono do sprężania kablami walcowych powłok zbiorników. Są to odlewane elementy stalowe dostosowane do naciągu i kotwienia pojedynczych splotów $\varnothing 12,7$ lub 15 mm. Dzięki możliwości naciągu obydwu

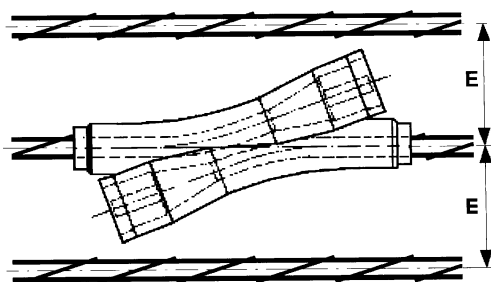
końców łączonych kabli (naciąg dwustronny) można zmniejszyć podział obwodowych cięgien na odcinki, gdyż zredukowane są straty spowodowane tarciami (rys. 3-74).

Opisane powyżej operacje i metody oraz szczególne cechy systemów sprężania, konieczne są często do stosowania w jednym obiekcie, w wielu wypadkach równolegle.

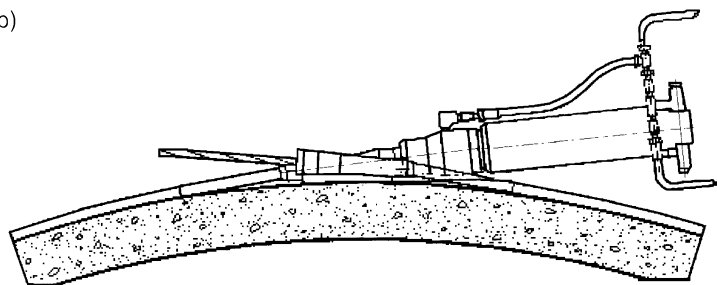


Rys. 3-73. Łączenie kabli wielosplotowych (VSL-K); 1 – głowica kotwiąca z otworami na sploty pierwszego kabla oraz z nacięciami na obwodzie i gniazdam zakotwień pojedynczych splotów dołączanego kabla, 2 – tuleje szczękowych zakotwień splotów

a)



b)



Rys. 3-74. Zakotwienia łącznikowe typu X (Freysinet) do zewnętrznego sprężania powłok za pomocą pojedynczych splotów: a) schematyczny widok zakotwień na powłoce (min $E = 210$ mm), b) przekrój sprężanej powłoki z widokiem prasy naciągowej

Schematyczny rysunek 3-75 pokazuje podstawowe operacje, jakie występują przy sprężaniu mostów belkowych o przekroju skrzynkowym, a także ilustruje co najmniej trzy różne zastosowania sprężenia w takim moście.

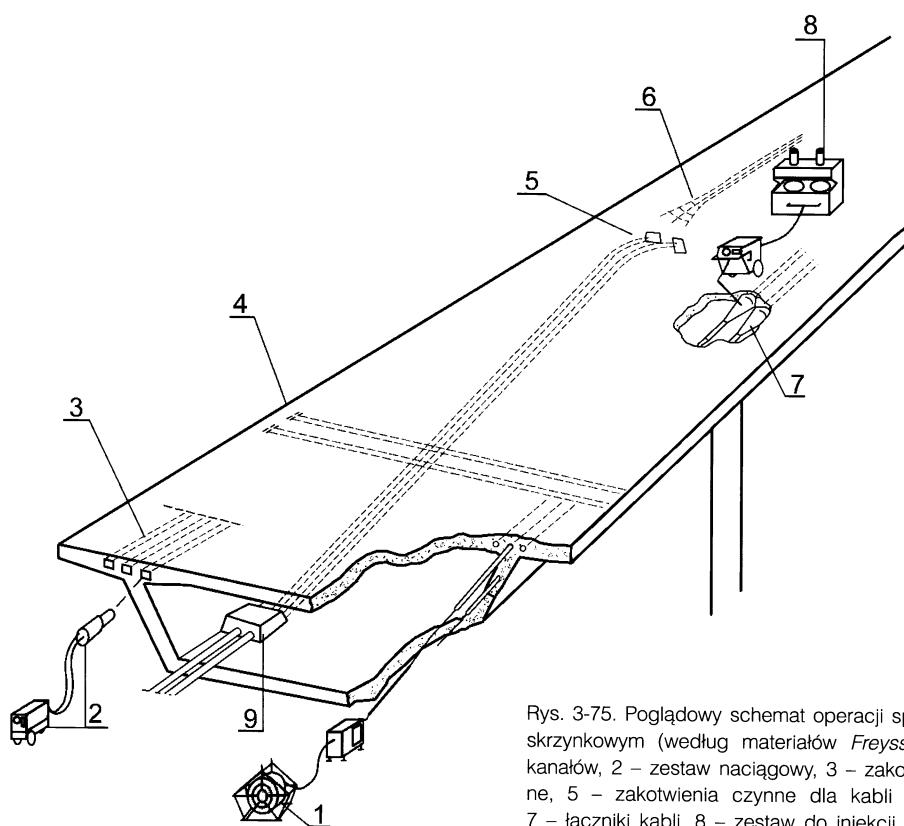
3.2.9. Systemy kabli niemetalicznych

Materiały do cięgien niemetalicznych oraz ich podstawowe właściwości opisano w p. 2.3. Główne problemy techniczne stwarza zakotwienie cięgien, z uwagi na trudność uchwycenia kruchych drutów, splotów lub prętów bez naruszenia ich struktury. Wykonywane są zatem zakotwienia głowicowe, podobne do zakotwień tulejowych

w cięgnach stalowych, ale uchwycenie cięgna w tulei uzyskiwane jest najczęściej za pomocą żywicy (patrz 3.2.2.6).

W systemach europejskich kabli wielodrutowych dominują druty $\varnothing 5$ mm produkowane z włókien węglowych (główny producent: *Nedri Spanstaal* z Holandii [P11]). Wytrzymałość tych drutów wynosi najczęściej 3100-3300 MPa, a moduł sprężystości jest rzędu 165 GPa.

W systemie *DYWICARB* [P2(5)] stosowane są druty $\varnothing 5$ mm w liczbie 7, 19 i 91, co daje kable o sile zrywającej odpowiednio 340, 870 i 3600 kN. Zakotwienie drutów następuje w tulei stalowej, ze stożkową powierzchnią wewnętrzną, po wypełnieniu



Rys. 3-75. Poglądowy schemat operacji sprężania w moście belkowym o przekroju skrzynkowym (według materiałów *Freyssinet* [P3]): 1 – wprowadzanie kabli do kanałów, 2 – zestaw naciągowy, 3 – zakotwienia czynne, 4 – sprężenie poprzeczne, 5 – zakotwienia czynne dla kabli zewnętrznych, 6 – zakotwienia bierne, 7 – łączniki kabli, 8 – zestaw do iniekcji, 9 – dewiatory

żywicą epoksydową (fot. 3-76). Tuleja jest na zewnątrz nagwintowana, a więc naciąg i kotwienie wykonuje się z wykorzystaniem tego gwintu. W systemie *BBR Carbon* (patrz p. 3.2.2.6) stosuje się podobną zasadę uchwycenia drutów, ale kable mają do 241 drutów $\varnothing 5$ mm, o sile zrywającej do 13,6 MN [P1(11),(12),(13),(14)].

W systemach japońskich stosowane są pojedyncze druty $\varnothing 3$ do 5 mm z włókien węglowych oraz sploty z takich drutów w liczbie 7, 19 i 37. Tuleje zakotwień wykonywane są przeważnie ze stali, ale dla małych kabli wprowadzono także tuleje niemetaliczne [P13(1),(2)].

Szczególną grupę kabli niemetalicznych, których zakotwienia są również całkowicie

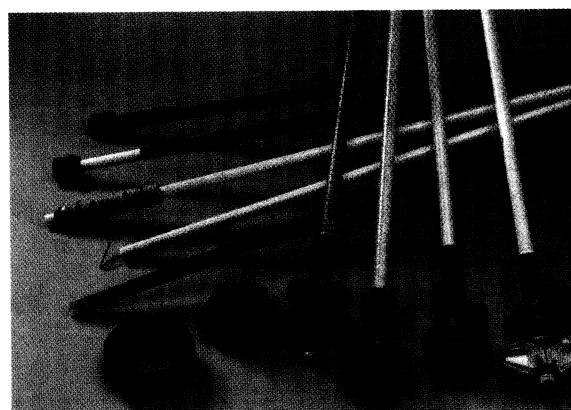
wolne od metali, stanowią kable prętowe z włókien szklanych. Najbardziej rozpowszechnione są pręty $\varnothing 22$ mm o sile zrywającej 380 kN i module sprężystości 45 GPa w systemie *Weidmann FRP* [P12]. Tuleje, czasy dociskowe i nakrętki w tym systemie wykonane są z termoutwardzalnych tworzyw zbrojonych włókna węglowymi (fot. 3-77). System kabli prętowych z włókien szklanych stosowany jest głównie w kotwach skalnych w budownictwie tunelowym. Ma to dwa główne cele – eliminację korozji i występowania prądów błądzących.

Inny system kabli niemetalicznych, z włókna aramidowymi (*Kevlar 49*), powstał we współpracy brytyjskiej firmy *Linear Composites Ltd* produkującej ciągną *PARAFIL* z konsor-

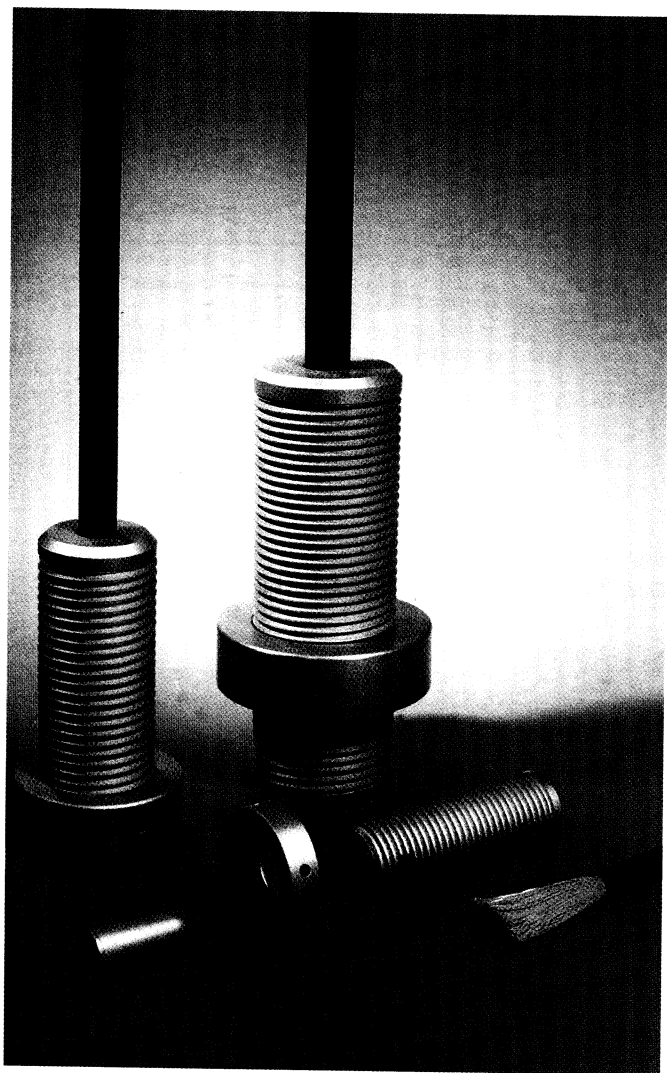
Fot. 3-76. Zakotwienie wielodrutowego kabla z włókien węglowych w systemie *DYWICARB*



Fot. 3-77. Kable prętowe z włókien szklanych z niemetalicznymi zakotwieniami w systemie *Weidmann FRP*



cjum VSL. System ten, nazwany *VSL-LCL PARAFIL* zawiera włókna aramidowe w postaci przędzy, zamknięte w osłonie polietylenowej, bez wypełnienia żywicą. Daje to kable o bardzo dużej elastyczności, co zwłaszcza w przypadku kabli zewnętrznych przeginanych na dewiatorach ma szczególne znaczenie. Kable tego typu wprowadzono o trzech wartościach siły zrywającej 1000, 2000 i 3000 kN (fot. 3-78).



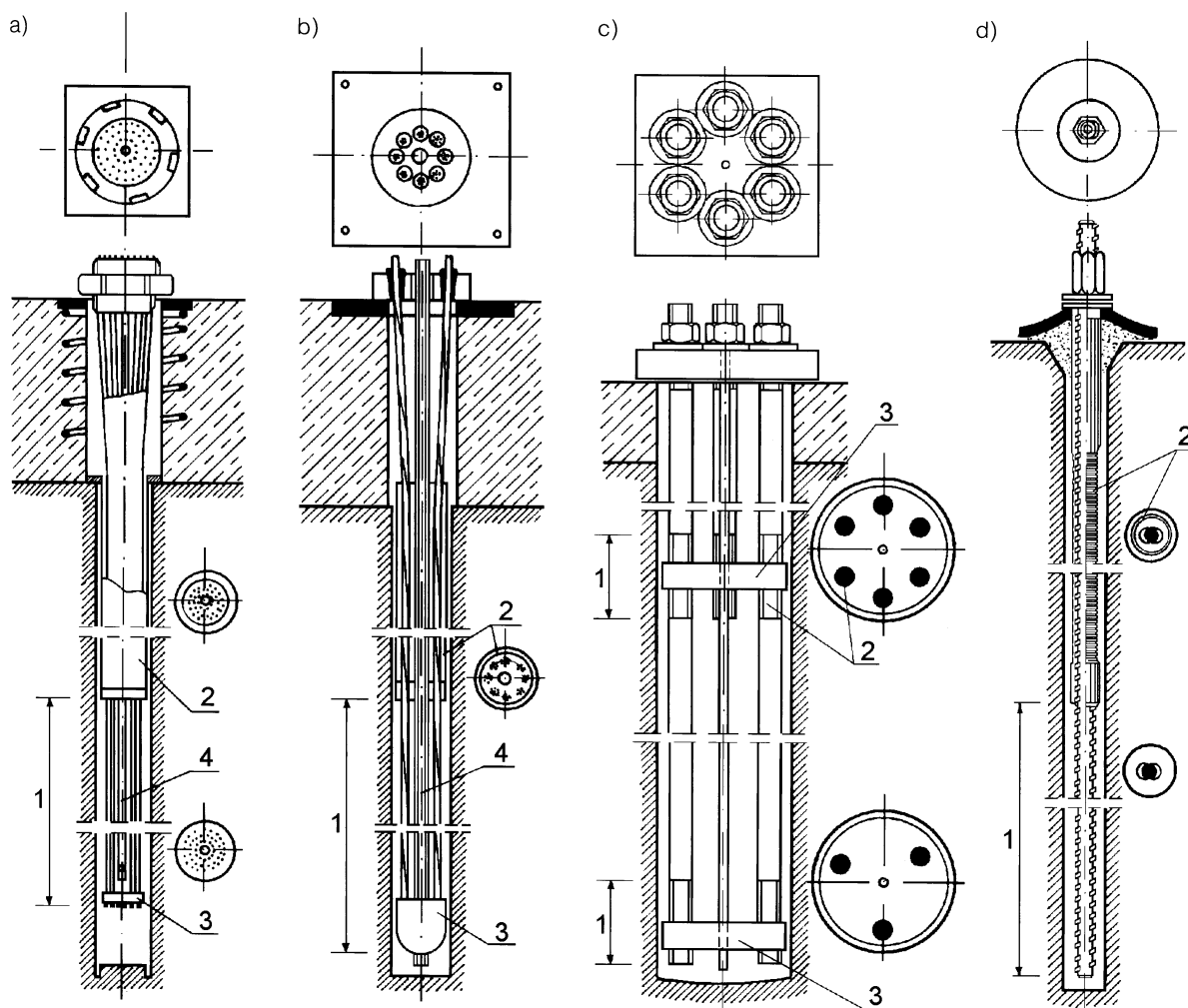
Fot. 3-78. Kable z włóknami aramidowymi i niemetaliczne zakończenia w systemie *VSL-LCL PARAFIL*

3.2.10. Kable kotwione w gruncie

W budownictwie komunikacyjnym – naziemnym i podziemnym, w obiektach hydrotechnicznych, a także w szczególnych sytuacjach innych dziedzin budownictwa, stosuje się kable stanowiące zakotwienia konstrukcji w podłożu gruntowym (p. rozdział 15). Głównym zadaniem takich cięgien jest przekazanie sił rozciągających na

głębsze, najczęściej skalne warstwy podłoża. Spełniają one, przy rozciąganiu tę funkcję, którą przy dużych naciskach na grunt pełnią pale. Niektóre rozpowszechnione kable kotwiące przedstawia rysunek 3-79.

Zastosowania sprężonych kotew gruntowych stały się ostatnio bardzo szerokie. Na początku lat 90. w Europie oszacowano, że ponad połowa produkowanej stali sprę-



Rys. 3-79. Przykłady rozwiązań kotew sprężonych: a) kabel wielodrutowy *BBRV* 43Ø7 mm, b) kabel wielosplotowy *Stronghold* 8xØ12,7 mm, c) kabel wieloprętowy *Macalloy* do 6xØ40 mm z dwoma poziomami kotwienia, d) kabel jednoprętowy *Dywidag* do Ø36 mm, kotwiony wyłącznie przez przyczepność; 1 – strefa kotwienia wstępnego przed naciąganiem, 2 – osłony kabla z dolnym uszczelnieniem, 3 – oporniki wspomagające zakotwienie przyczepnościowe, 4 – rurki do wprowadzania żywicy do wstępnego zakotwienia

żającej była zużywana pod ziemią. W okresie tym bowiem sprężone kotwy stosowano nie tylko jako zabezpieczenia stałe, ale bardzo często jako tymczasowe – na czas prowadzenia odpowiedzialnych robót budowlanych [A4] (patrz p. 15.8.2).

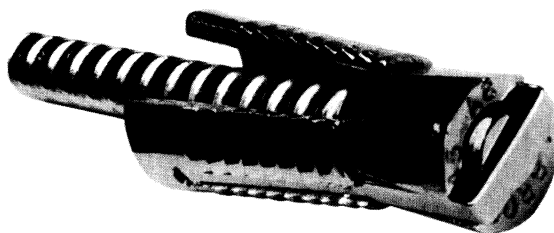
Niemal wszyscy producenci systemów sprężania kotew gruntowych mają w swej ofercie różnego rodzaju rozwiązania. Ogólnie można je następująco sklasyfikować:

- wielodrutowe, np. *BBRV* [P1(9)], *Stronghold* [P8(2)],
- wieloplotowe, np. *BBR CONA SOL* [P1(9)], *Freyssinet* [P3(2)], *Stronghold* [P8(1)],
- jedno- i wieloprętowe, np. *Dywidag* [P2(6)], *Macalloy*, *BBR* [P1(9)],
- niemetaliczne, np. wielodrutowe z włókien węglowych *BBR(CFRP)* [P1(9)] lub

prętowe z włókien szklanych *Weidmann* [P12],

Zakotwienia kotew sprężonych, a także ich zabezpieczenia przeciwkorozyjne są bardzo różnicowane, stosownie do warunków w jakich mają być stosowane. Zakotwienia są dwustopniowe: wstępne zakotwienie ma umożliwić naciąg cięgien, a ostateczne ma zabezpieczyć i ustabilizować ciągną.

Wstępne zakotwienie jest albo wyłączenie przyczepnościowe, albo przyczepnościowo-oporowe, realizowane przez wprowadzenie w najgłębszej części otworu żywicy epoksydowej, albo tylko mechaniczne, za pomocą odpowiednich oporników (fot. 3-80). Ostateczne zakotwienie i zabezpieczenie przeciwkorozyjne uzyskuje się przez iniekcję całego otworu za pomocą żywicy lub zaczynu cementowego.



Fot. 3-80. Przykład mechanicznego zakotwienia *Dywidag* dla kotwy z profilowanego pręta

3.3. Sprężanie obwodowe

Należy podkreślić, że sprężanie obwodowe rur lub konstrukcji kołowo-symetrycznych, obciążonych od wnętrza, daje największe korzyści ekonomiczne (patrz p. 15.6).

3.3.1. Sprężanie rur

Sprężanie rur o małych i średnich średnicach (np. do 2000 mm) przewiduje umieszczenie obwodowych cięgien na zewnątrz powłoki betonowej, a zatem technologicznie

zbliżone jest do kablobetonu. W wielkowi-miarowych rurach spotyka się od niedawna także standardową technologię kablobetonu, z cięgnami umieszczanymi w grubości ścia-ny rury i z zakotwieniami czynnymi umiesz-czonymi w specjalnych pilastrach lub gniaz-dach. Stosuje się dwie odmiany metod naciągu cięgien: mechaniczną i termiczną.

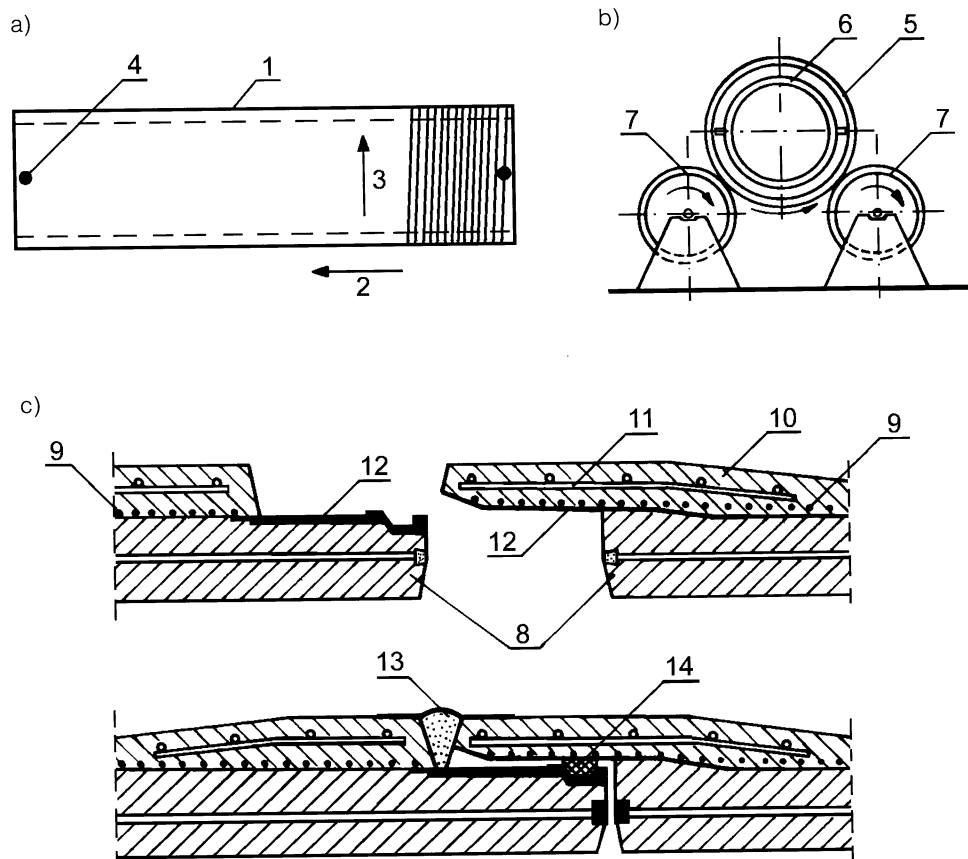
Podstawową metodą mechaniczną sprężania rur jest nawijanie cięgna na obracają-

cy się rdzeń betonowy rury – odpowiednie hamowanie ciągnia wywołuje siłę naciągu, a rozstaw cięgien, wynikający z szybkości ruchu podłużnego naciągarki, decyduje o intensywności siły sprężającej przekazywanej na jednostkę długości rury. Produkcja rur metodą nawijania cięgien (rys. 3-81a) obejmuje trzy fazy:

- wykonanie rdzenia betonowego (żelbetowego), czasem sprężonego podłużnie w technologii kablobetonu; współcześnie rdzenie takie wykonuje się metodą wirowania

(rys. 3-81b), dzięki czemu uzyskuje się dobre zagęszczenie betonu w cienkiej ścianie oraz dokładny kołowy obrys rdzenia, istotny przy sprężaniu obwodowym,

- nawinięcie napiętego drutu na betonową rurę ustawioną poziomo lub pionowo, obracającą się wokół swej podłużnej osi,
- ułożenie zewnętrznej, otulającej warstwy betonu, najczęściej przez natrysk lub – przy pionowym ustawieniu rury – za pomocą ślizgowej formy.



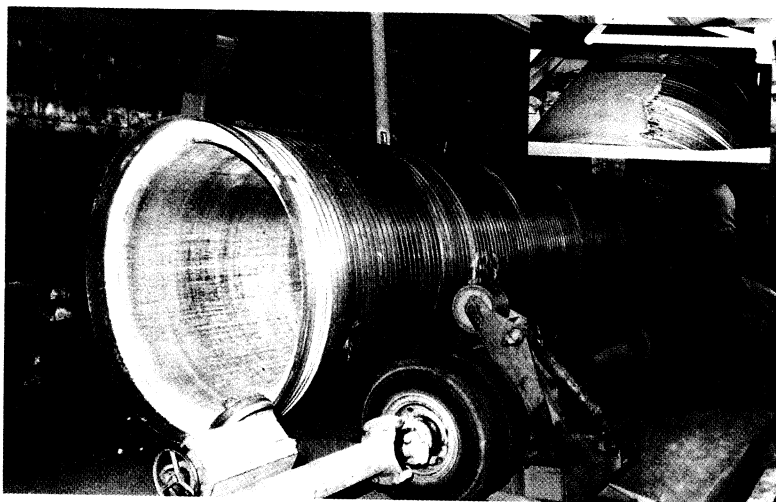
Rys. 3-81. Sprężanie rur metodą nawijania: a) schemat nawijania drutu na rdzeń betonowy, b) schemat produkcji rdzeni betonowych metodą wirowania, c) przykład złącza rur sprężonych; 1 – rdzeń betonowy lub żelbetowy, 2 – kierunek ruchu naciągarki, 3 – kierunek obrotu rdzenia, 4 – bolce kotwiące końce drutu, 5 – wirująca forma zewnętrzna, 6 – stała forma wewnętrzna ze zbierakami, 7 – walce napędowe, 8 – rdzeń sprężony podłużnie, 9 – uzwojenie sprężające, 10 – natrysk zewnętrzny, 11 – pomocnicze zbrojenie zwykłe, 12 – okucia stalowe, 13 – uszczelnienie chronione opaską, 14 – pierścień uszczelniający

Metoda jest stosowana na szeroką skalę dzięki swej uniwersalności. Ta sama technologia umożliwia produkcję rur o niewielkich średnicach 250÷300 mm oraz o dużych średnicach 1000÷2000 mm (dla magistrali wodnych). Grubość ścianek rur wynosi na ogół 50÷150 mm, czasem do 250 mm, a podyktowana jest nie tylko wymogami stadium eksploatacji, lecz warunkami transportu i układania. Z tych względów długość odcinków rur nie przekracza zazwyczaj 6 m, ważne jest również właściwe rozwiązanie styków, umożliwiające łatwy

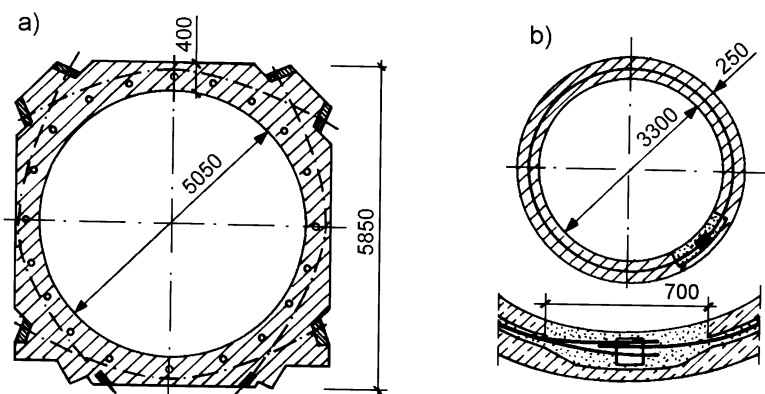
montaż rurociągu, przy zapewnieniu szczelności (rys. 3-81c). Przykład wykonania sprężania rur przez nawijanie pokazano na fotografii 3-82, gdzie na szczególe (w górnym narożniku) przedstawiono warstwę włókno-betonu zabezpieczającą ciągną.

Jak wspomniano, rury o bardzo dużych średnicach spręża się kablami, stosując dwa rozwiązania:

- rury z zewnętrznymi podłużnymi pilastrami, w których kotwi się odcinkowe kable obwodowe, jednostronnie lub dwustronnie naciągane (rys. 3-83a),



Fot. 3-82. Sprężanie rur metodą nawijania



Rys. 3-83. Sprężanie rur wielkośrednicowych: a) przekrój akweduktu we Francji sprężonego kablami odcinkowymi w odstępie 0,5 m, b) przekrój rurociągu w hydroelektrowni we Włoszech sprężonego kablami niskotarciowymi z 4 splotów $\varnothing 15$ mm w odstępie 0,3 m

- rury z kablami pełnoobwodowymi, o niskim współczynniku tarcia, kotwionymi w wewnętrznych gniazdach, przy czym kolejne kable mają gniazda rozmieszczone w różnych miejscach na obwodzie (rys. 3-83b).

Sprężanie termiczne rur jest stosowane raczej przy wzmocnieniach lub usuwaniu skutków awarii, a rzadko w masowej produkcji. Polega ono na umieszczeniu na rurze rozgrzanych obręczy metalowych, które stygnąc równomiernie ściskają powłokę. W podobny sposób od dawna sprężano różne kołowe elementy, np. drewniane koła wozów z metalową obręczą. Zmieniła się przede wszystkim technika nagrzewu obręczy – dziś stosuje się elektronagrzew, podłączając prąd o dużym natężeniu i uzyskując w kilka minut równomierne nagrzanie obręczy o stosunkowo dużym przekroju do temperatury $250\div 300^{\circ}\text{C}$. Praktyczne rozwiązanie krajowe przewidywało rozgrzewanie rozciętej obręczy, którą po uzyskaniu odpowiedniego wydłużenia spinano tymczasowo,

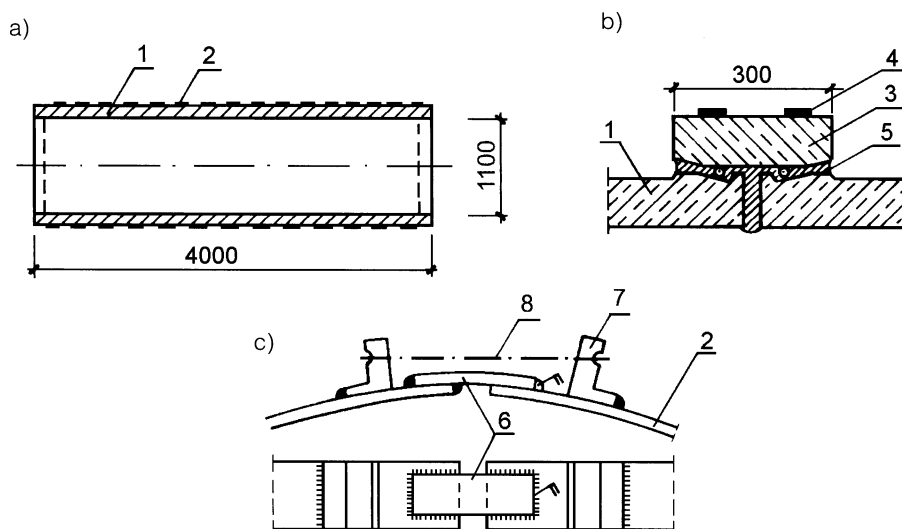
a następnie, w stanie nagrzanym, łączono spawaną nakładką (rys. 3-84).

3.3.2. Sprężanie zbiorników walcowych

Walcowe powłoki zbiorników spręża się zarówno w przypadku zbiorników na ciecz, jak też na materiały sypkie. Daje to rozwiązania najtańsze w porównaniu z innymi typami konstrukcji takich obiektów. Użytkuje się bowiem znaczne zmniejszenie grubości ścian zbiorników w stosunku do zwykłego żelbetu, co w konsekwencji daje oszczędności materiałowe sięgające ponad 50% objętości betonu i nawet do 80% masy stali (przy zmianie jej rodzaju). Zbiorniki spręża się różnymi metodami, z których dwie najbardziej rozpowszechnione to:

- nawijanie napiętych drutów lub splotów (analogia do rur sprężonych),
- sprężanie kablami, odcinkowymi lub pełnoobwodowymi.

Sporadycznie stosowano także kilka metod specjalnych, w których naciąg cięgien uzyskiwano bez sprzętu do naciągu.



Rys. 3-84. Sprężanie termiczne rur: a) przekrój podłużny, b) złącze z pierścieniem żelbetowym, c) zasada realizacji sprężenia; 1 – rdzeń żelbetowy, 2 – stalowe obręcze sprężające, 3 – pierścień wzmacniający złącze, 4 – obręcze sprężające pierścienia, 5 – uszczelnienie, 6 – nakładka spawana, 7 – zaczepy napinacza, 8 – napinacz montażowy

Analizy ekonomiczne przeprowadzone w różnych krajach wskazują, że sprężanie zbiorników walcowych jest opłacalne już od pojemności 500 m³, a dla prefabrykowanych ścian z segmentów sprężanie jest racjonalne we wszystkich rozwiązaniach. Oprócz zasadniczej powłoki walcowej, spręża się również elementy przekrycia, np. pierścienie nasadowe kopuł, a także powłoki denne zbiorników wyniesionych, czyli tzw. wież ciśnień.

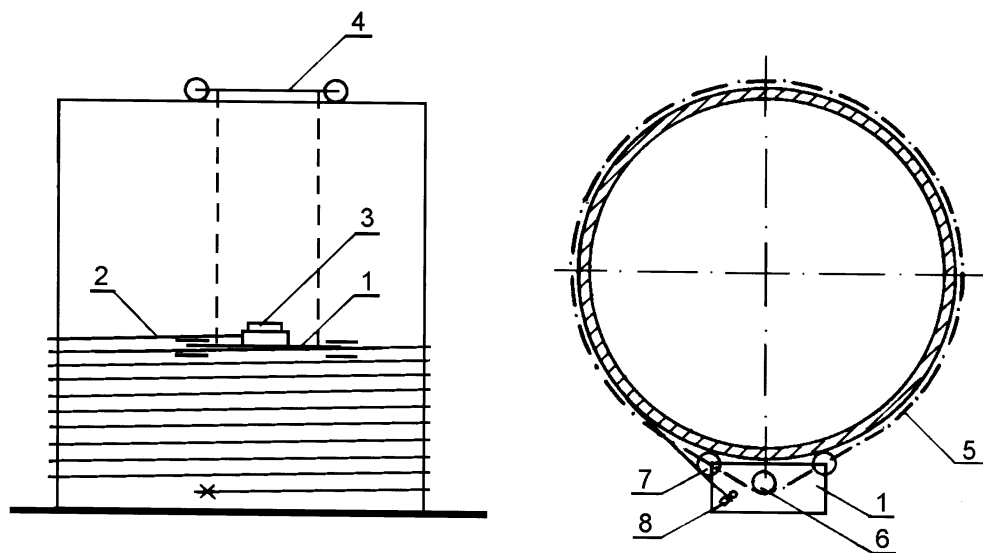
Szczególną grupę zbiorników kołowych stanowią obudowy bezpieczeństwa reaktorów jądrowych. Konstrukcje te projektuje się na duże ciśnienia występujące w warunkach awaryjnych pracy reaktorów, z wymaganiem pełnej szczelności. Konieczność realizacji wielkich sił sprężających powoduje stosowanie wyjątkowo dużych cięgien, co wpływa na odejście od tradycyjnych metod wykonywania ścian i ich sprężania.

3.3.2.1. Sprężanie przez nawijanie

Metoda ta zyskała znaczny rozwój w latach 60. z racji efektywności technicznej i ekonomicznej, a w niektórych krajach (np. w USA) jest nadal najbardziej popularnym sposobem sprężania zbiorników walcowych. Metoda polega na tym, że na powłokę zbiornika, wykonaną w deskowaniu ślizgowym lub przestawnym, bądź zestawioną z prefabrykatów, nawija się spiralnie druty lub sploty. Nawijarka krążąca wokół powłoki zapewnia stałą siłę w ciągnię, z możliwością regulacji skoku spirali w zakresie od kilku do około 300 mm, co pozwala na szeroki zakres intensywności sprężania powłoki.

Zależnie od konstrukcji i wydajności wyróżnia się dwojako urządzenia:

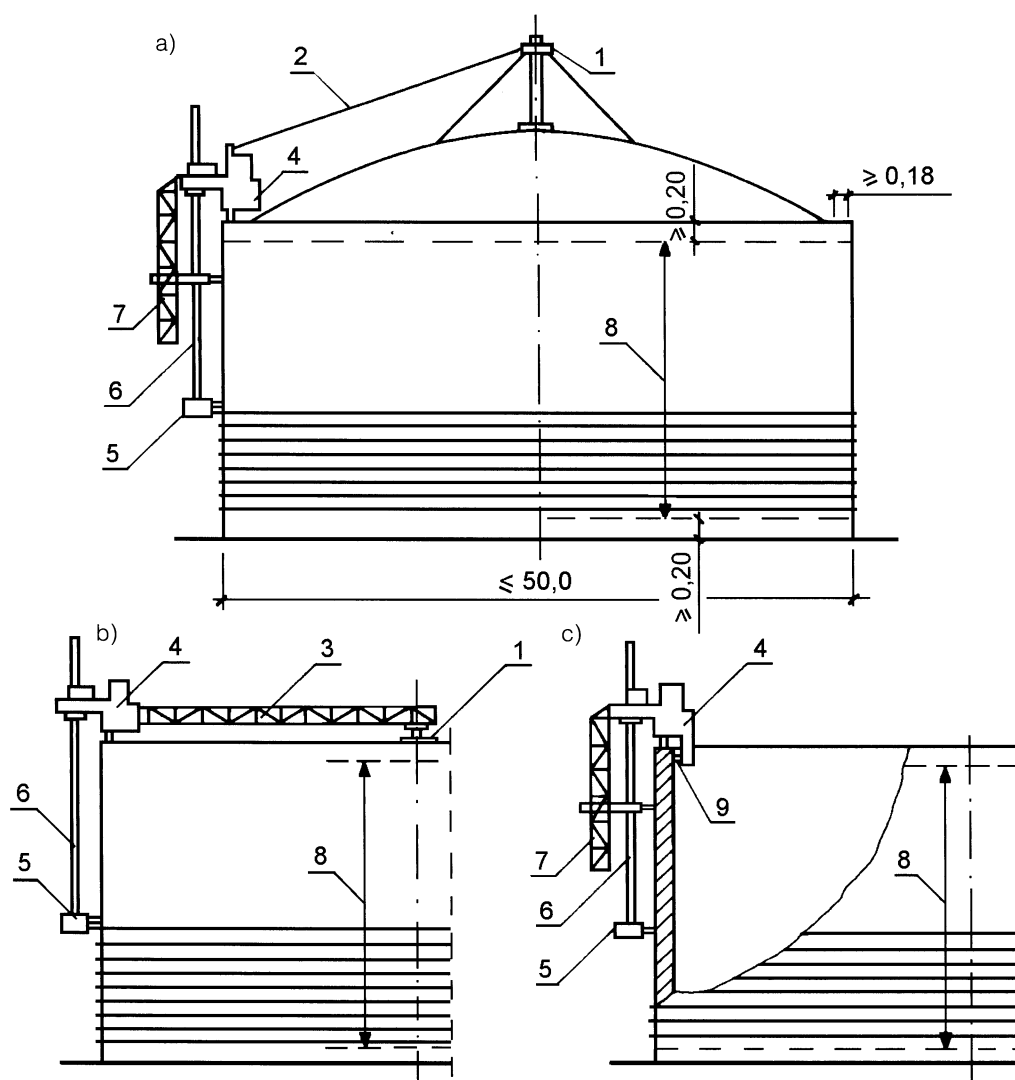
- nawijarki karuzelowe (rys. 3-85), w których urządzenia napędowe i naciągowe umieszczone są na jednej platformie, za-



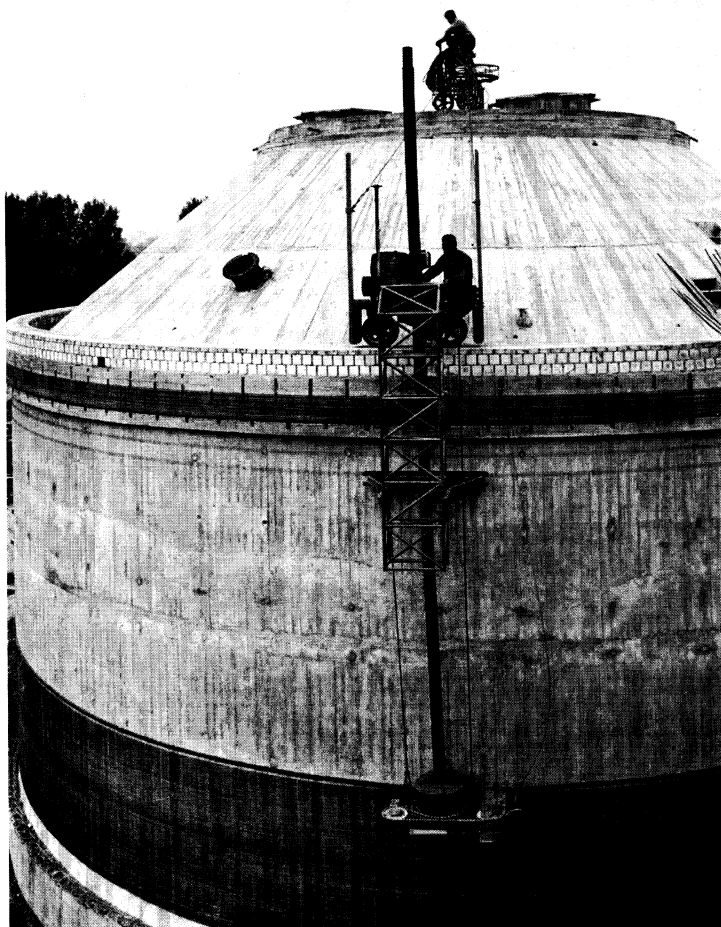
Rys. 3-85. Zasada działania nawijarki karuzelowej: 1 – platforma obsługi, 2 – napięty drut, 3 – mechanizm napędu, 4 – wózek zawieszenia platformy, 5 – łańcuch prowadzenia poziomego, 6 – napędowe koło zębate, 7 – koła toczne platformy, 8 – urządzenia napinające drut

wieszanej na linach łączących platformę z górnym wózkiem tocznym, obsługa sterująca nawijaniem przebywa na platformie, – nawijarki obiegowe (rys. 3-86, fot. 3-87), charakteryzujące się usytuowaniem wóz-

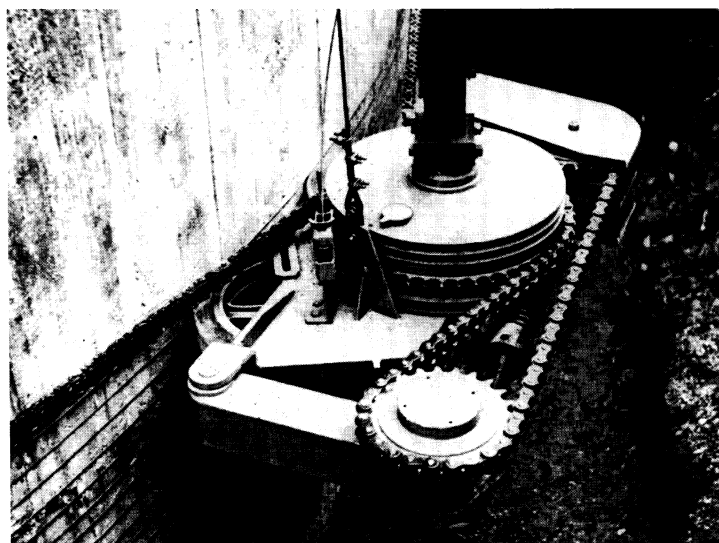
ka napędowego wraz z obsługą na górnej krawędzi powłoki, podczas gdy naciąg realizowany jest za pomocą obrotu sztywnego ramienia, zamocowanego w górnym wózku.



Rys. 3-86. Rozwiązania konstrukcyjne nawijarek obiegowych: a) z liną prowadzącą (wymiary w metrach), b) z ramieniem prowadzącym, c) bez prowadzenia centralnego – dla zbiorników dużych średnic; 1 – łożysko centralne, 2 – lina prowadząca, 3 – ramię prowadzące, 4 – wózek napędowy, 5 – głowica nawijająca, 6 – ramię głowicy, 7 – konstrukcja stabilizująca, 8 – strefa nawijania, 9 – koła toczne wewnątrz powłoki



Fot. 3-87. Nawijarka obiegowa BBRV

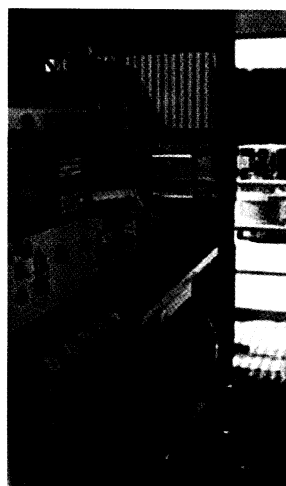
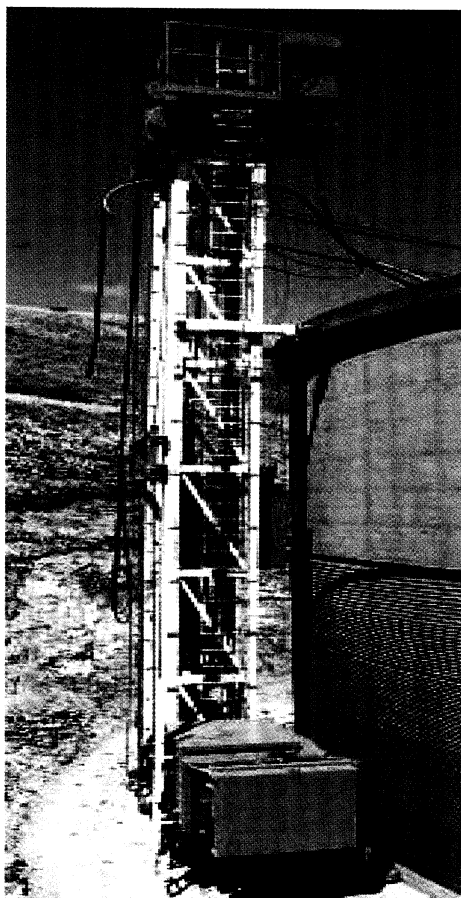


Fot. 3-88. Urządzenie napędowo-naciągowe nawijarki obiegowej

Nawijarki obiegowe na szeroką skalę wprowadzono w Szwajcarii, jako typ *BBRV-Stahlton* (fot. 3-87). Mają one zróżnicowany sposób prowadzenia wózka napędowego i cechuje je lżejsza konstrukcja oraz większe bezpieczeństwo pracowników obsługi. Wydajność nie przekracza na ogół 1000 m/h. Ciężno nawijane na powłokę rozwijane jest z bębnow, wskazana jest możliwie duża długość nieprzerwanego ciągu, aby ograniczyć połączenia. Początek i koniec ciągu zamocowuje się najczęściej do powłoki śrubowymi zaciskami. Podobne zaciski stosuje się także jako pośrednie zabezpieczenie przed skutkami przypadkowego zerwania ciągu.

Przykład nowoczesnej nawijarki obiegowej firmy *DYK* (USA) przedstawia fotografia 3-89.

Jedną z dziedzin rozwoju metod nawijania było sprężanie powłok obudowy reaktorów jądrowych, w których, z powodu bardzo grubych ścian, konieczne są wielkie siły sprężające. Nawijanie lekkimi nawijarkami nie jest więc możliwe i buduje się pomocnicze konstrukcje stałe na zewnątrz obudowy, po których poruszają się wózki naciągające najczęściej sploty siedmiodrutowe. Wózki te są znacznie cięższe niż platformy w nawijarkach karuzelowych, dzięki czemu umożliwiają naciąg cięgien większymi siłami, a także przemieszczanie wieloki-



Fot. 3-89. Nawijarka firmy *DYK* (USA) – widok i wnętrze kabiny do automatycznej kontroli naciągu

lometrowych nieprzerwanych ciągach nawiniętych na bębnach (rys. 3-90).

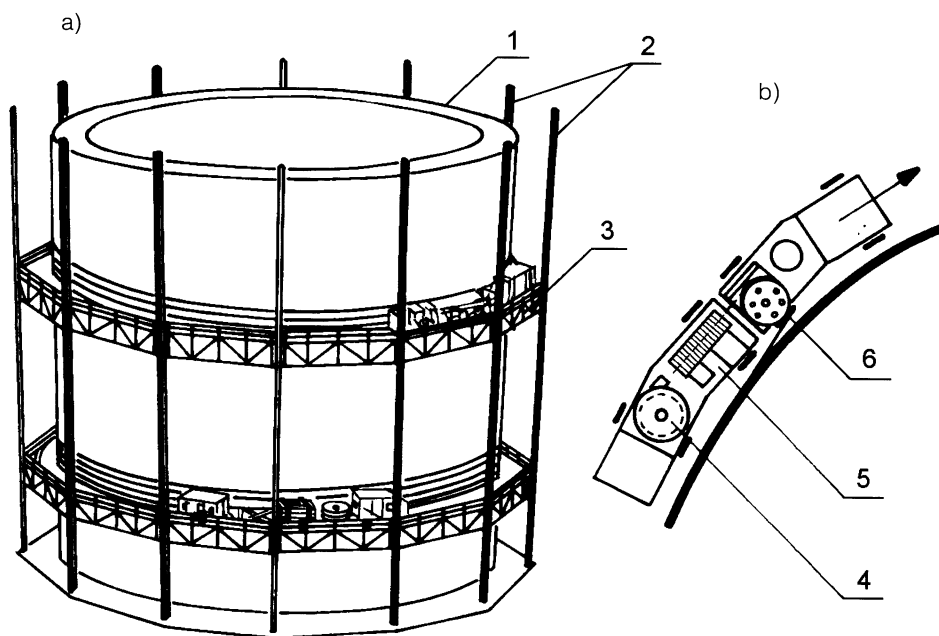
3.3.2.2. Sprężanie odcinkowe

Choć sprężanie przez nawijanie jest zaliczane do technologii kablobetonu, to jednak sprężanie odcinkowe stanowi pełne zastosowanie tej technologii.

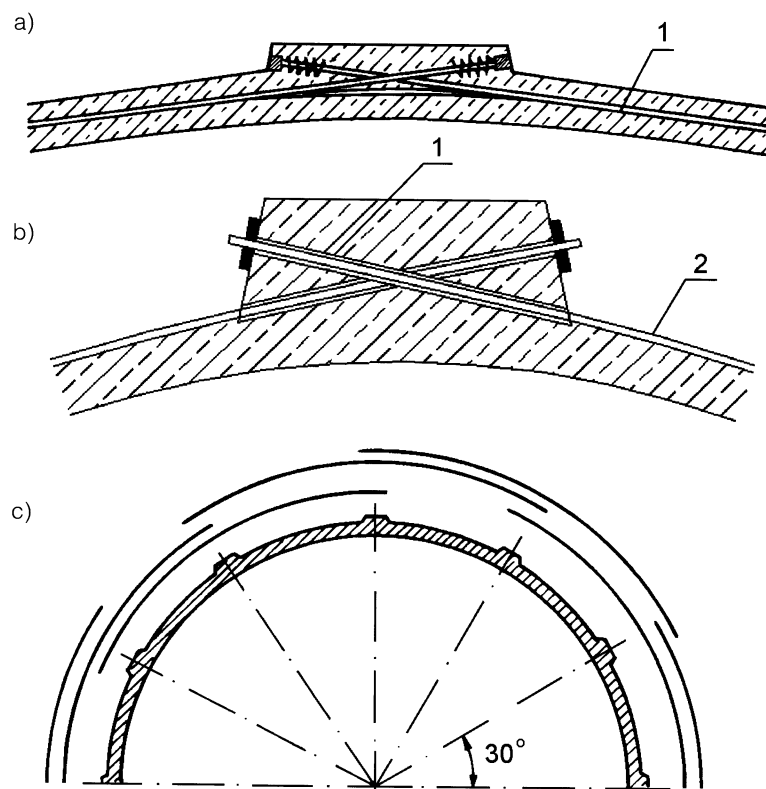
Zastosowania kablobetonu przy sprężaniu powłok zbiorników rozpoczęto od używania ciągów podzielonych na kilka odcinków na obwodzie, ze względu na znaczne straty naciągu, powodowane tarcieniem (p. 4.2.3). Niekorzystnym skutkiem takiego podziału jest konieczność umieszczenia na obwodzie licznych zakotwień, dla których trzeba skonstruować lokalne pogrubienie w rodzaju pilastrów. Pogrubienie powłoki oraz lokalnie przykładane siły i ich zmienność na obwodzie są przyczyną powstania

dodatkowych momentów zginających w powłoce. W cienkich powłokach wady związane z tą metodą są istotne i dlatego sprężanie odcinkowe częściej stosuje się dla powłok o większych grubościach, wymagających dużych sił sprężających, w których wpływy lokalnego pogrubienia są mniej istotne.

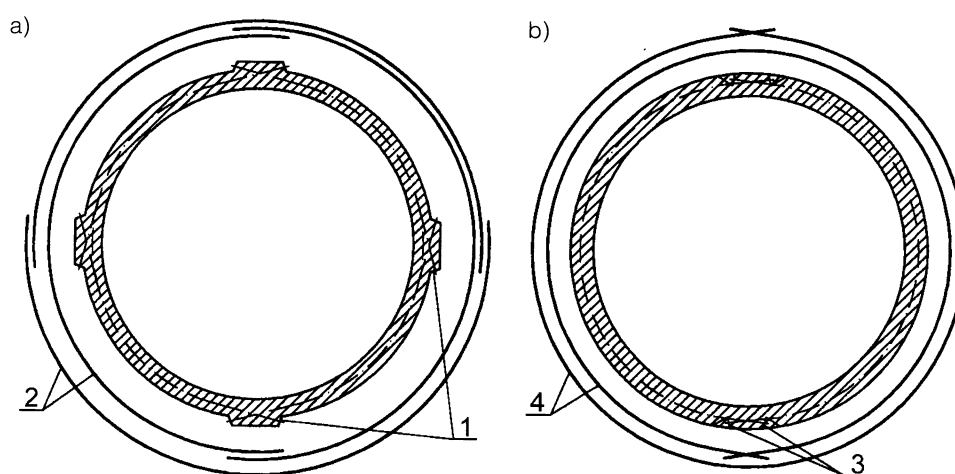
Kable odcinkowe umieszczane są zarówno wewnątrz grubości powłoki, najczęściej w osłonach, jak i na zewnątrz, z powierzchniowym zabezpieczeniem przeciwkorozyjnym (rys. 3-91). Współcześnie, w wewnętrznych kablach odcinkowych zapewnia się przyczepność, ale dzięki zmniejszeniu tarcia splotów o osłonę możliwe są odcinki wydłużone do połowy obwodu. Wtedy wystarczają cztery pilastry na obwodzie (rys. 3-92a).



Rys. 3-90. Nawijanie silnych ciągów na powłocę obudowy reaktora jądrowego: a) pomocnicze rusztowania, b) schematyczny rzut wózka napędowego; 1 – obudowa bezpieczeństwa reaktora, 2 – stalowe słupy pomocnicze, 3 – pomosty technologiczne podnoszone na słupach, 4 – zwój cięgna, 5 – urządzenie naciągowe, 6 – napinacz cięgna



Rys. 3-91. Tradycyjne sprężanie zbiorników kablami odcinkowymi: a) kable wewnętrzne kotwione w pilastrach, b) kable zewnętrzne kotwione w pilastrach, c) przykładowy podział kabli na odcinki i rozmieszczenie pilastrów; 1 – kable w kanałach, 2 – kable zewnętrzne bez osłon



Rys. 3-92. Nowoczesne metody odcinkowego sprężania zbiorników walcowych: a) kable półobwodowe z przyczepnością, b) kable pełnoobwodowe bez przyczepności; 1 – pilastry, 2 – odcinki kabla, 3 – gniazda na zakotwienia, 4 – kable pełnoobwodowe



Fot. 3-93. Gniazdo dla zakotwień kabli pełnoobwodowych bez przyczepności – kable dwusplotowe typu VT-CMM-2

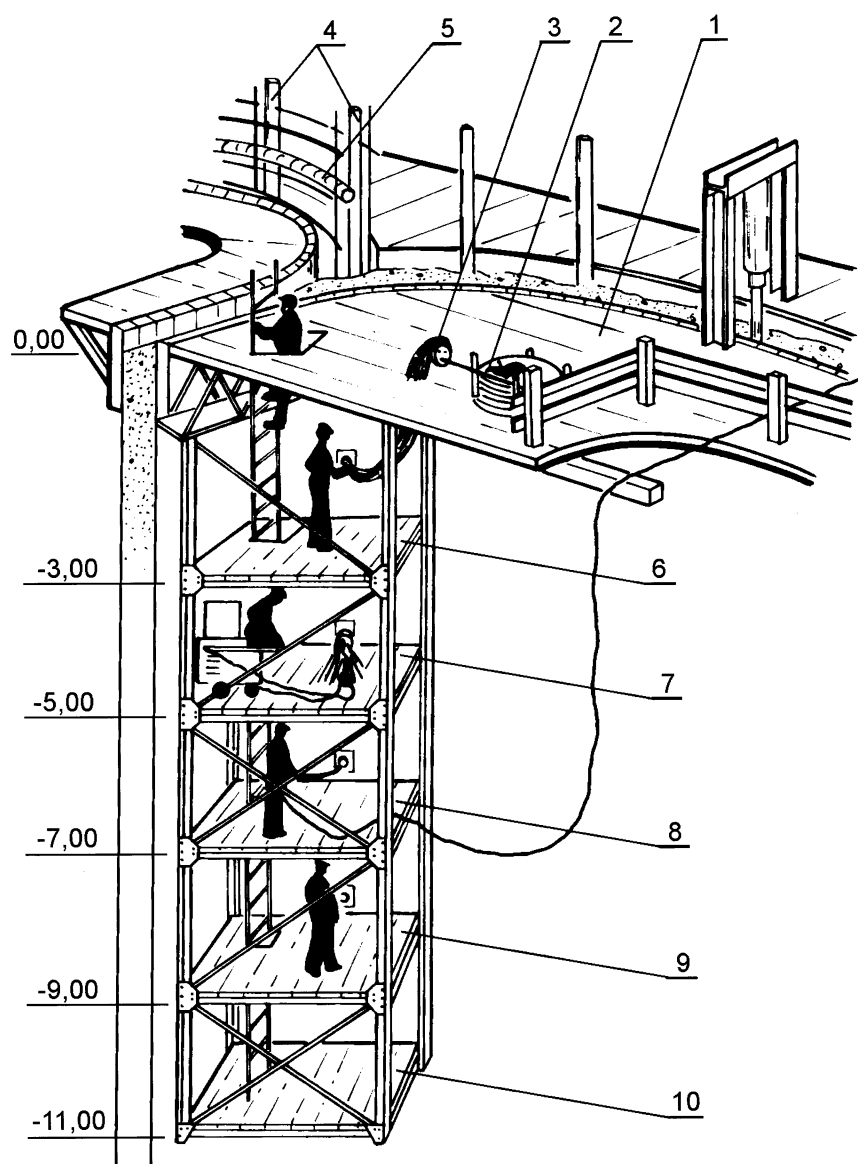


Fot. 3-94. Bateria zbiorników platformy wydobywczej wykonywana w suchym doku

Z chwilą wprowadzenia kabli bez przyczepności, niskotarciowych, stało się możliwe stosowanie kabli pełnoobwodowych. Zakotwienia umieszcza się w gniazdach, w dwóch przeciwległych miejscach na obwodzie (rys. 3-92b). Gniazda są wcięte w powłokę (fot. 3-93) i wypełniane po sprężeniu betonem.

Szczególną dziedziną szerokiego zastosowania kabli odcinkowych, począwszy od lat 80. są wielokomorowe zbiorniki platform wydobywczych ropy naftowej osadzanych na dnie morskim. Są to duże baterie zbiorników (fot. 3-94) i ich powłoki muszą zapewnić szczelność w różnych kombinacjach obciążeń. Do sprężenia wymagane są duże siły, a zatem stosuje się kable wielosplotowe, np. $24 \times \varnothing 15$ mm, z naciągami do 8 MN. Z racji dużej wysokości zbiorników, przekraczającej często 60 m, wprowadzono

kompleksową technologię betonowania i sprężania powłok (rys. 3-95). Jest to połączenie deskowań ślizgowych z wielopoziomym pomostem, z którego dokonuje się sprężania, możliwego dzięki stosowaniu szyb-kotwardniejących mieszanek betonowych.



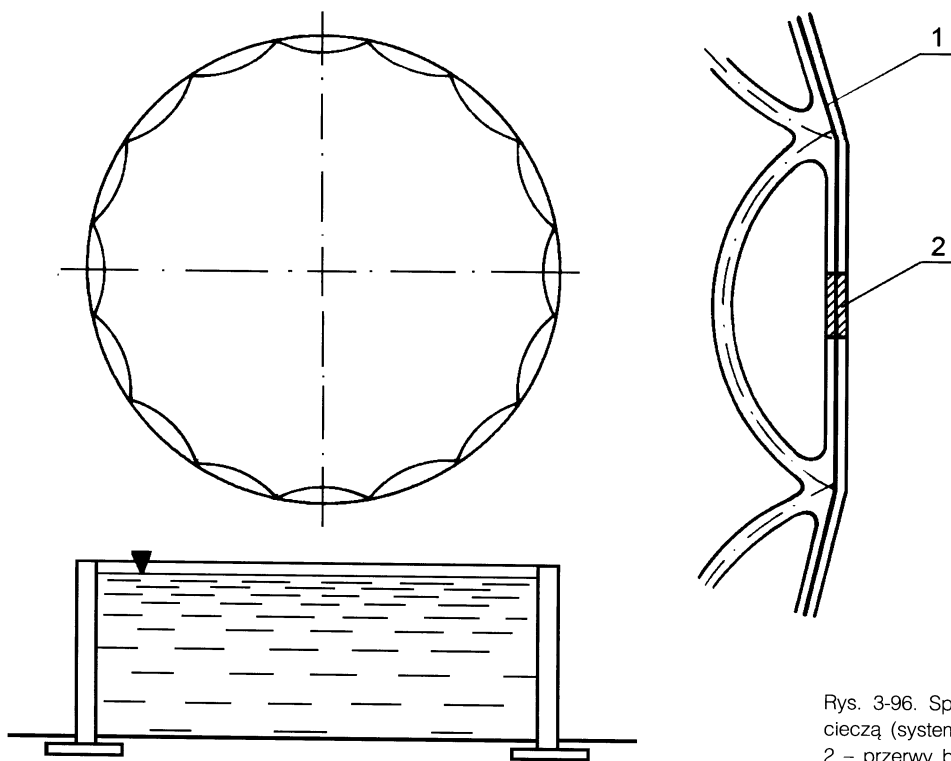
Rys. 3-95. Sprężanie odcinkowe powłok cylindrycznych w baterii zbiorników platformy wydobywczej ropy naftowej; 1 – główny pomost betonowania, 2 – bębny z kablami, 3 – przewód podawania kabli, 4 – rury nośne deskowania ślizgowego, 5 – osłony kabli odcinkowych, 6 – pomost wprowadzania cięgien, 7 – naciąg i kotwienie, 8 – iniekcja, 9 – zabezpieczenie zakotwień, 10 – prace wykończeniowe

3.3.2.3. Inne sposoby sprężania zbiorników

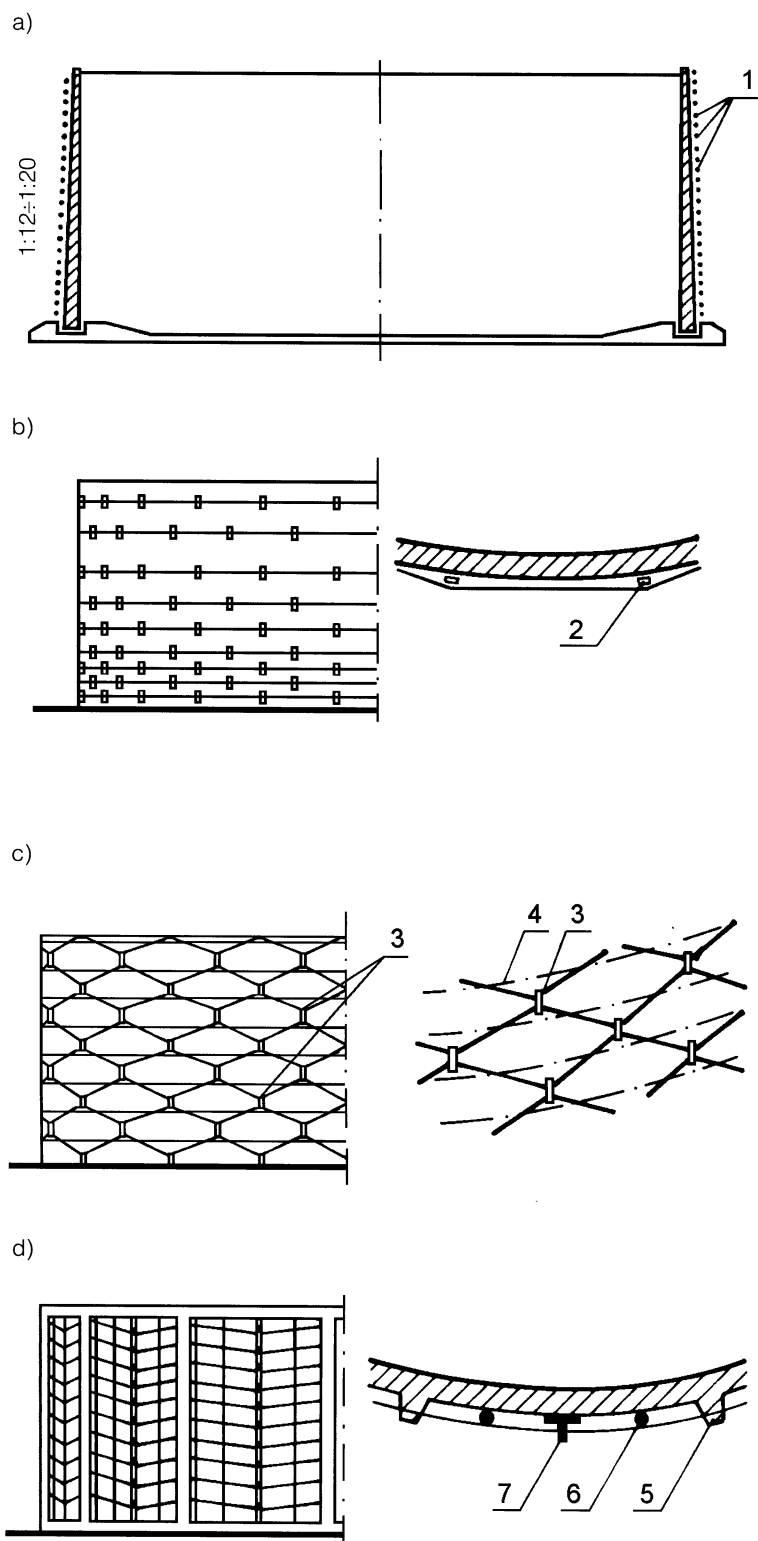
Przedstawione metody nawijania napiętych cięgien i sprężania odcinkowego wymagają angażowania specjalistycznego sprzętu i dlatego dokonywano wielu prób sprężania zbiorników innymi, prostszymi sposobami. Miały one zastosowanie dla zbiorników średniej wielkości, przy niewielkiej intensywności sprężania. Najwięcej takich prób podejmowano we Francji i na Węgrzech. Interesujący jest system *Reimbert* sprężania zbiorników złożonych z odcinków powłok walcowych, skierowanych wypukłością do wewnątrz, które owija się

zbrojeniem bez naciągu, betonuje odcinki zewnętrznej ściany kryjącej zbrojenie i następnie wypełnia cieczą. Naciąg w tak napiętych cięgnach utrzymuje się, zapelniając betonem pozostawione przerwy (rys. 3-96).

Szereg innych sposobów sprężania zbiorników polega na wywołaniu sił w cięgnach przez poprzeczne ich przemieszczenie (rys. 3-97). Sposoby te nadają się do najprostszego wykonawstwa, zazwyczaj z ręcznym owijaniem powłoki i przemieszczaniem cięgien. Można tu stosować zarówno druty i sploty ze stali ciągniętej na zimno, jak też małe średnice prętów o niskiej relaksacji.



Rys. 3-96. Sprężanie zbiornika przez wypełnienie cieczą (system *Reimbert*); 1 – cięgna sprężające, 2 – przerwy betonowane po napełnieniu zbiornika



Rys. 3-97. Różne sposoby sprężania z wywołaniem naciągu przez poprzeczne przemieszczanie ciągów:
a) stopniowe obsuwanie ciągów po stożkowej powłoce, przez pobijanie, b) wbijanie podkładek klinowych, c) wzajemne ściąganie ciągów kłami, d) wywołanie trasy łamanej za pomocą obsuwania listew; 1 – obsuwane pojedyncze ciągni, 2 – podkładki klinowe, 3 – kłami, 4 – poziome pierwotnie ciągni, 5 – pilastry, 6 – podkładki ślizgowe, 7 – listwy z bolcami

3.4. Specjalne metody sprężania

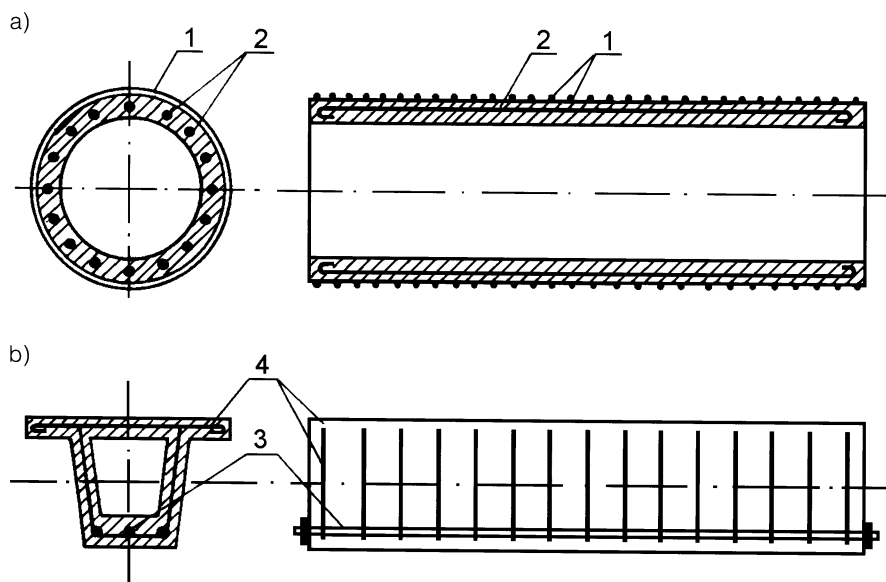
Należą tu niektóre rozwiązania i sposoby realizacji konstrukcji sprężonych, nadające się do wąskich grup zastosowań, niejednokrotnie bardzo efektywne ekonomicznie. Sposoby te, w umownej klasyfikacji (p. 1.3), należą do grupy 2 (sprężanie bez ciągnięć) lub grupy 3 (sprężanie przez zabiegi specjalne). Metody te są popularyzowane jedynie przez sporadyczne publikacje, prezentujące określone realizacje. Ze zrozumiałych względów nie są one propagowane przez duże firmy produkujące i stosujące znacznie droższe systemy sprężania.

3.4.1. Ekspansja betonu

Wspomniane w p. 2.1.3 betony ekspansywne pozwalają na uzyskanie w konstrukcji sił sprężających albo bez jakiegokolwiek zbrojenia, albo ze zbrojeniem bez wstępnego naciągu. Przy sprężaniu beton

spełnia więc rolę aktywną. Szczególne nadzieje wiąże się z tym sposobem przy sprężaniu masywnych konstrukcji, w których nie wymaga się dużej precyzji w realizacji sił sprężających, a naprężenia w betonie nie muszą być zbyt duże. Takie sprężanie stosowano dla elementów nawierzchni autostrad i lotnisk (USA), a także dla niewielkich obiektów mostowych.

Ekspansja betonu, choć trudna do kontrolowania, to jednak z powodzeniem eliminuje wpływy skurczu, co umożliwia zwiększenie odstępów dylatacji. Wieloletnie próby zastosowań prowadzono w USA i niektórych krajach Europy Wschodniej [10] także dla zbrojonych elementów, w których hamowana przez zbrojenie ekspansja betonu wywołuje rozciągania w tym zbrojeniu i ściskania w betonie. Następuje wówczas złożona zależność między naprężeniami uzyski-



Rys. 3-98. Przykłady pomocniczego sprężenia za pomocą betonu ekspansywnego: a) podłużne sprężenie pomocnicze rury, b) poprzeczne sprężenie belki skrzynkowej; 1 – uzwojenie sprężające, 2 – zbrojenie podłużne napinane przez ekspansję betonu, 3 – podłużne sprężenie kablami, 4 – strzemiona napinane za pomocą ekspansji betonu

wanymi w betonie i stopniem zbrojenia elementu, tym bardziej, że jednocześnie z ekspansją zachodzą zjawiska reologiczne. Możliwości regulowania położenia wypadkowej siły sprężającej w przekroju są jednak niewielkie i najłatwiej jest uzyskiwać sprężenie równomierne, a więc przydatne raczej w elementach osiowo rozciąganych. Z tych względów sprężanie przez ekspansję betonu znajduje dotychczas zastosowanie tylko jako pomocnicze, np. w kierunku prostopadłym do zasadniczych sił sprężających (rys. 3-98).

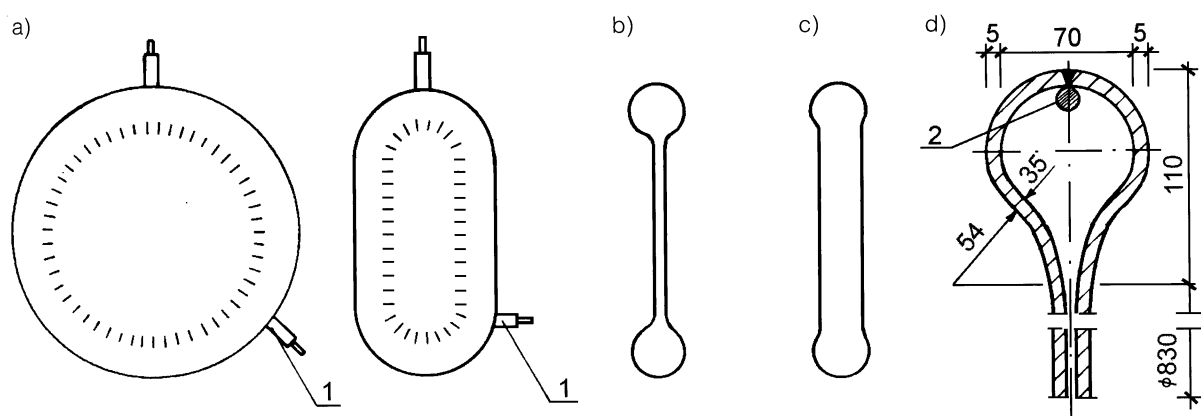
3.4.2. Sprężanie prasami płaskimi i klinami

Sprężanie konstrukcji betonowych lub żelbetowych o dużych przekrojach poprzecznych może być dokonywane bez naciągu zbrojenia za pomocą urządzeń trwale wywierających zewnętrzne siły na konstrukcję. Dotyczy to nawierzchni betonowych, zapór wodnych, nabrzeży portowych, niektórych mostów i przekryć łukowych, w których – z racji dużych przekrojów – wywołanie nawet niewielkich naprężeń od sprężenia (rzędu kilku MPa) wymaga przyłożenia wielkich sił, sięgających w całej konstrukcji kilkuset,

a nawet kilku tysięcy meganutonów. Eliminacja sprężenia, polegającego na naciągu cięgien, daje wówczas wielkie korzyści ekonomiczne. Ograniczenia tej koncepcji sprężania wynikają z następujących względów:

- elementom konstrukcji może grozić wyboczenie od sprężenia, a zatem można w ten sposób sprężać jedynie stosunkowo krępe konstrukcje,
- wywieranie znacznych sił na konstrukcję jest możliwe wtedy, gdy podłoże lub inna konstrukcja mogą przenieść siły reakcji,
- niejasny jest obraz stanu granicznego złamania.

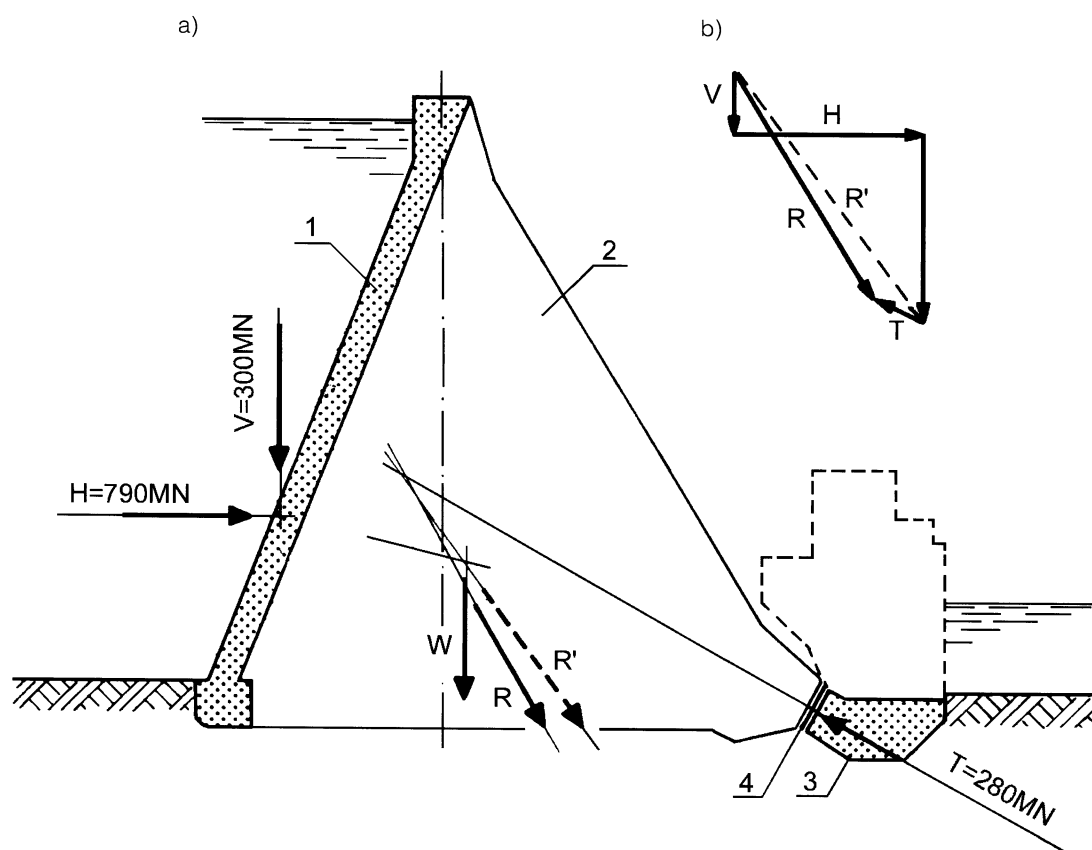
Jako urządzenia wywołujące siły w konstrukcji największe rozpowszechnienie zyskały płaskie prasy, autorstwa *Freyssineta*, który w 1938 r. zaproponował pierwsze techniczne zastosowanie, a w 1946 r. zrealizował pierwsze sprężenia tą metodą. Prasa płaska (rys. 3-99) jest pojemnikiem metalowym z odkształcalnej blachy, najczęściej o kształcie kołowym, czasem wydłużonym. Pusta prasa jest zabetonowana w styku między czołem konstrukcji a masywem oporowym. Po stwardnieniu betonu tłoczy się do prasy zaczyn cementowy lub chemo-



Rys. 3-99. Prasy płaskie *Freyssineta*: a) typowe kształty pras, b) przekrój prasy przed wypełnieniem, c) przekrój prasy po wypełnieniu, d) przykładowe wymiary prasy; 1 – wpusty przewodu tłoczącego, 2 – pręt wzmacniający spawany styk blach

utwardzalną żywicę, np. epoksydową, doprowadzając do rozsunięcia dennych części prasy, co jest związane ze skróceniem konstrukcji, a więc sprężeniem. Przy tłoczeniu zaczynu cementowego dokonuje się stopniowego zagęszczania przez odsysanie wody drugim otworem, a przy tłoczeniu żywicy drugi otwór służy jedynie do odpowietrzania i powinien znajdować się u góry zamontowanej prasy. Współcześnie *Freyssinet-International* stosuje prasy płaskie w różnych

konstrukcjach. Zunifikowane prasy kołowe o średnicach 70÷920 mm nadają się do ciśnienia 15 MPa i przemieszczania części dennych prasy $\Delta l = 15\div 35$ mm. Jednym z przykładów jest zastosowanie pras do przegrupowania sił w konstrukcji żebrowej zapory wodnej, tak aby poprawić jej stateczność (rys. 3-100). Łatwo zauważyć, że dokonanie takiego przegrupowania sił innym sposobem, bez dużych zmian konstrukcji, byłoby niezmiernie trudne.



Rys. 3-100. Przykład zastosowania pras płaskich – zabezpieczenie żebrowej zapory wodnej w Iranie: a) schemat przekroju z układem sił (R' – wypadkowa przed sprężeniem, R – wypadkowa po sprężeniu), b) wielobok sił; 1 – ściana zapory, 2 – żebro, 3 – blok oporowy obciążony balastem, 4 – prasy płaskie

Inny sposób sprężania, za pomocą klinów, zastosował *Leonhardt* do betonowej nawierzchni autostrady (rys. 3-101). Między czołami odcinków nawierzchni, wzmocnione stalowymi blachami, wprowadzono dwa masywne kliny z pionowymi rolkami i rozpychając kliny prasą hydrauliczną, uzyskano duże siły sprężające. Przy tej metodzie siły mogą być skorygowane po wystąpieniu odkształceń opóźnionych w betonie.

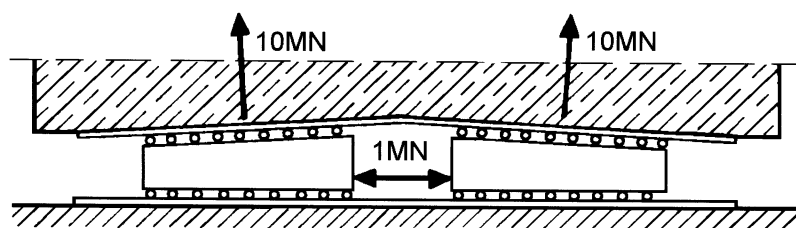
3.4.3. Sprężanie termiczne

Współcześnie sprężanie termiczne na skalę techniczną jest stosowane w technologii strunobetonu. Dawniej zastosowania były bardziej różnorodne, lecz zastąpiono je skuteczniejszymi metodami naciągu mechanicznego. Istotą metody jest uzyskanie odpowiedniego wydłużenia cięgien przez ich nagrzanie (obecnie elektronagrzew) i zamocowanie w stanie nagrzanim w niepodatnych uchwytach. W stygnącym cięgnię występują naprężenia rozciągające, które po zabetonowaniu elementu i zwolnieniu z technologicznych zakotwień są przez przyczepność przekazywane na beton, tak jak przy naciągu mechanicznym.

W metodzie termicznej ograniczeniem technologicznym jest możliwość nagrzewania stali jedynie do temperatury, która nie

zmienia znacząco jej cech wytrzymałościowych. Z tych względów racjonalne jest stosowanie stali stopowych, nieco odporniejszych na wpływ temperatury niż stale wysokowęglowe, a jednocześnie mniejsze wytrzymałości tych stali nie mają znaczenia wobec ograniczenia przedziału wykorzystywanych naprężeń. Przy podgrzaniu stali do 300°C, co prowadzi do redukcji wytrzymałości stali stopowych o ok. 40% (patrz rys. 2-29), teoretyczne naprężenie w cięgnach po ostygnięciu do normalnej temperatury (+ 20°C), wyniesie $\sigma_p = \Delta\alpha_t E_p = (300 - -20) \times 0,00001 \times 200000 = 560$ MPa. Praktycznie, wskutek utraty ciepła oraz zwiększonej relaksacji stali w podwyższonej temperaturze uzyskuje się naprężenie w cięgnach rzędu 400 MPa, a po stratach związanych ze skróceniem betonu i zjawiskami opóźnionymi w betonie (rozdz. 4) trwałe naprężenie wyniesie ok. 300 MPa. Niektóre stale stopowe są szczególnie odporne na podwyższone temperatury i dopuszcza się w nich nagrzanie aż do 420°C.

Końcówki nagrzewanych prętów muszą być dopasowane do odpowiednich gniazd uchwytowych w czołach formy lub stendy. W przypadku prętów okrągłych gładkich stosuje się spawanie oporników albo nagniatane uchwyty, natomiast w prętach żebrowa-



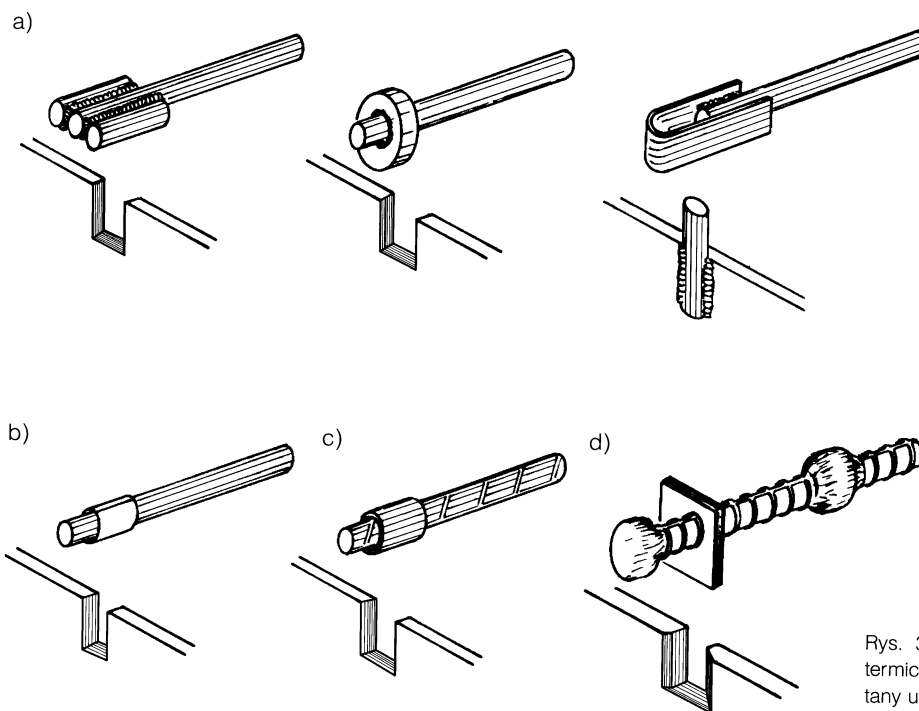
Rys. 3-101. Sprężenie płyty nawierzchni drogowej za pomocą klinów (schemat rzutu)

nych – obrączki zaciskane plastycznie na pręcie lub spęczane zgrubienia (rys. 3-102).

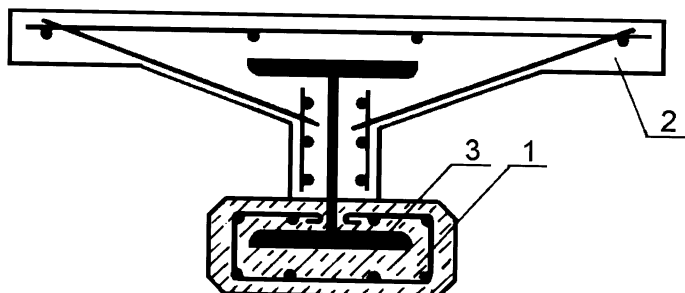
3.4.4. Wygięcie zbrojenia sztywnego

W Belgii opracowano oryginalny system sprężenia *Preflex* dla prefabrykowanych belek zespolonych i stalowo-betonowych. W metodzie tej nie wywołuje się osiowego lub mimośrodowego ściskania, jak we wszystkich innych metodach, ale dokonuje się wstępnego zginania bez udziału siły podłużnej. Zbrojenie sprężające stanowi sztywny element walcowany ze stali o podwyższonej wytrzymałości. W stanie wstępnie wy-

giętym w kierunku spodziewanego ugięcia eksploatacyjnego profil ten zostaje w dolnej części obetonowany (rys. 3-103). Po usunięciu sił wyginających, beton otulający rozciąganą część przekroju stalowego, zostaje sprężony. W drugiej fazie obetonowuje się w wytwórni albo na budowie drugą część przekroju, stanowiącą powiększenie strefy ściskanej. Uzyskany element wykazuje niewielki przyrost nośności na zginanie, ale znaczny wzrost sztywności i rysoodporności. Praktycznie wytwarza się elementy parami w pozycji leżącej, rozpychając je wzajemnie w celu uzyskania wstępnego wygięcia.



Rys. 3-102. Końcówki prętów do sprężania termicznego: a) spawane oporniki, b) nagięty uchwyt, c) obrączka zaciskana na zębowanym pręcie, d) spęczanie końcówek

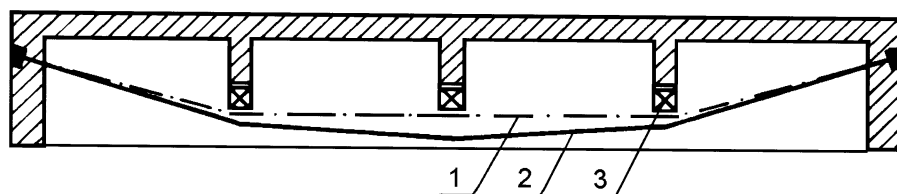


Rys. 3-103. Przekrój sprężonej belki typu *Preflex*; 1 – beton pierwszego etapu sprężony przez wygięcie, 2 – beton drugiego etapu (niesprężony), 3 – profil stalowy

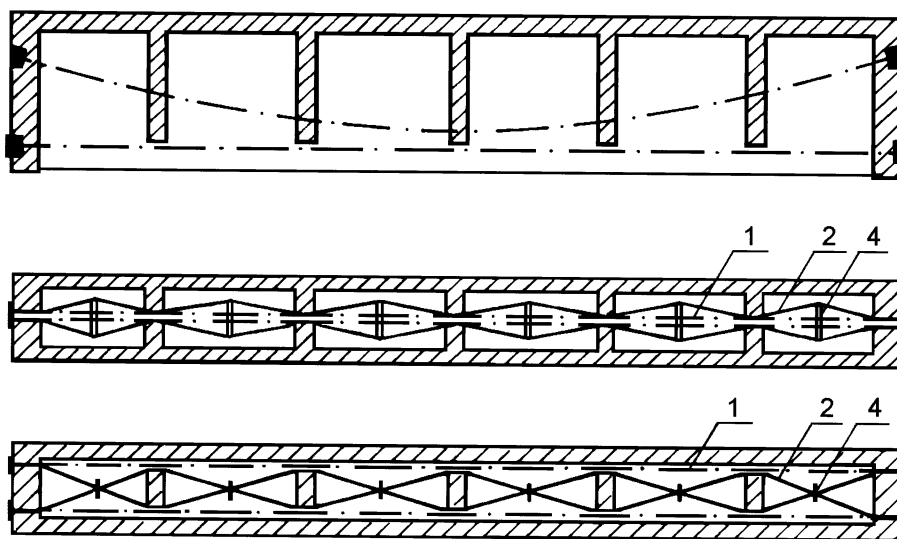
3.4.5. Sprężenie przez poprzeczne przemieszczenie cięgien

W analogii do metod sprężania zbiorników, także w elementach belkowych realizuje się naciąg cięgien przez poprzeczne zmiany ich trasy. Metoda ta znajduje zastosowanie zarówno dla nowych konstrukcji, jak i, nawet częściej, dla wzmacniania istniejących. Pewne rozpowszechnienie metoda ta znalazła we Francji (system *Coignet*), w Niemczech i na Węgrzech. Przeważają zastosowania dla mostowych belek skrzynkowych, w których przemieszczeń poprzecznych dokonuje się w poziomie lub w pionie (rys. 3-104).

a)



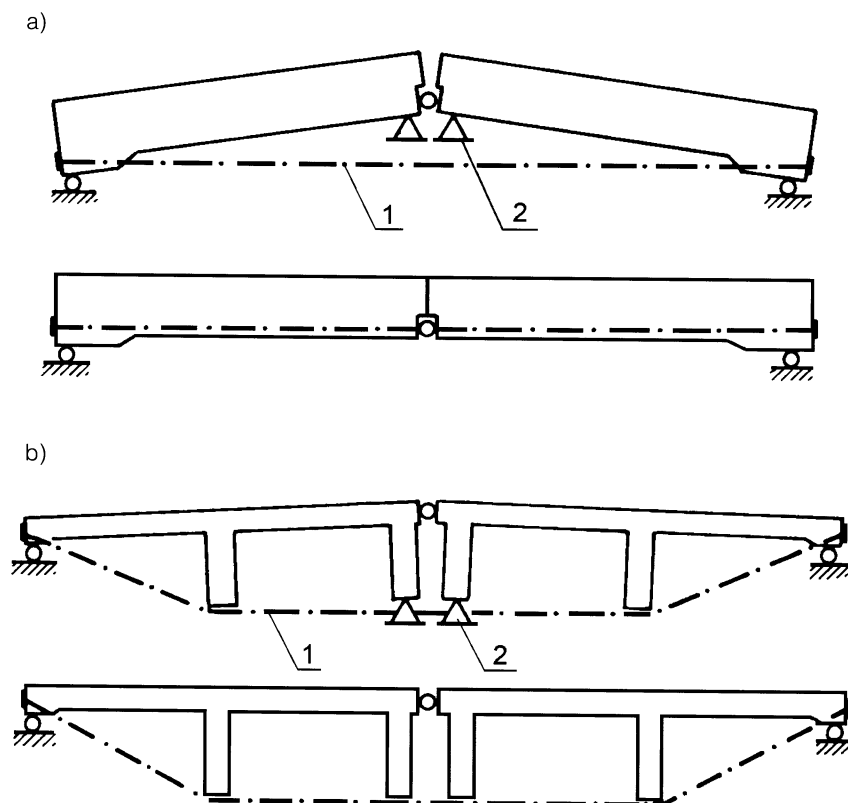
b)



Rys. 3-104. Sprężanie przez poprzeczne przemieszczenie cięgien: a) pionowe przemieszczenie, b) poziome przemieszczenia – rozsuwanie lub spinanie; 1 – trasa przed przemieszczeniem, 2 – trasa po przemieszczeniu, 3 – prasy hydrauliczne, 4 – rozpórki lub klamry

3.4.6. Sprężenie ciężarem własnym lub balastem

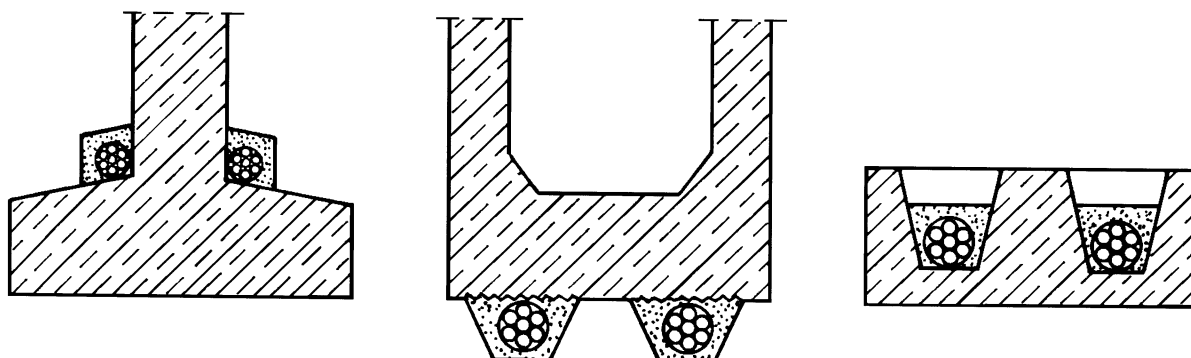
W dążeniu do uzyskania sprężenia za pomocą zabiegów tańszych lub łatwiejszych niż podłużny naciąg cięgien zastosowano skutecznie sposoby, w których zamiast zmiany trasy cięgien zmienia się położenie osi ciężkości elementu sprężanego (rys. 3-105). Zmianę tę uzyskuje się przez wykorzystanie ciężaru własnego elementu lub dodatkowe obciążenie w fazie montażowej. Są to rozwiązania możliwe do zastosowania w szczególnych typach konstrukcji. Regułą jest zewnętrzne prowadzenie kabli, podobnie jak



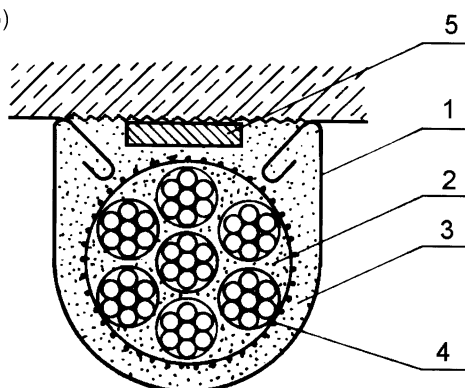
Rys. 3-105. Sprężanie z wykorzystaniem ciężaru własnego elementu: a) belka z dwóch segmentów, b) dźwigar typu *Finsterwaldera*; 1 – zakotwione cięgno nienapięte, 2 – podpory montażowe

w większości przypadków poprzecznego przemieszczenia cięgien, a także innych sposobów wzmocnień konstrukcji. Konieczne jest wówczas bardzo staranne zabezpieczenie cięgien przed korozją, zwłaszcza że najczęściej, np. w mostach, są one poddane działaniu czynników atmosferycznych. Gdy cięgna zabezpiecza się także przeciw wandalizmowi, umieszcza się je w warstwie osłownej, połączonej na długości z elementem (rys. 3-106). Współcześnie, oprócz tradycyjnych materiałów bitumicznych, stosuje się powszechnie żywice syntetyczne, często zbrojone włóknem szklanym.

a)



b)



Rys. 3-106. Zewnętrzne cięgna sprężające: a) usytuowanie kabli zabezpieczonych po naciągu, b) przykład zabezpieczenia kabla wzmacniającego umieszczonego pod elementem; 1 – osłona z powlekanej blachy, 2 – kit bitumiczny lub smar, 3 – zaprawa epoksydowa, 4 – wewnętrzna osłona polietylenowa, 5 – wkładka dystansowa

3.5. Bezpieczeństwo pracy przy sprężaniu

Złożone urządzenia techniczne, duże ciśnienie w układach hydraulicznych, duże siły sprężające, często znaczne wymiary konstrukcji sprawiają, że ogólna liczba źródeł zagrożeń jest przy wykonywaniu konstrukcji sprężonych większa niż dla zwykłych konstrukcji żelbetowych. Podobnie jak kwalifikacje personelu, także znajomość przepisów bezpiecznej pracy powinny być u wykonawców konstrukcji sprężonych odpowiednio dobre.

3.5.1. Zasady bezpiecznego sprężania

W nawiązaniu do ogólnych przepisów bezpieczeństwa pracy, można podkreślić szczególne znaczenie następujących zasad przy wykonawstwie konstrukcji sprężonych:

- przestrzeganie technologicznych instrukcji wykonywania robót,
- przestrzeganie terminów kontroli i konserwacji urządzeń,
- zapewnienie stref bezpieczeństwa przy pracy urządzeń wywołujących zagrożenie,
- zabezpieczenie przewodów elektrycznych przed uszkodzeniem i zawilgoceniem oraz uziemienie urządzeń,
- zabezpieczenie przewodów hydraulicznych i połączeń przed uszkodzeniem,
- stosowanie odpowiedniej odzieży ochronnej.

Ze względu na specyfikę sprężania zwraca się uwagę na niektóre zasady bezpiecznego wykonawstwa:

- a) elementy kablobetonowe przygotowane do sprężania, zwłaszcza prefabrykowane segmenty, należy w czasie ustawiania, wciągania kabli, naciągu, iniekcji i składowania zabezpieczyć przed przewróceniem, zapewniając podparcie przewidziane w projekcie,
- b) oprócz standardowej odzieży ochronnej (kaski, kombinezony i rękawice) bezpośrednia obsługa pras naciągowych oraz

pracownicy formujący i wciągający cięgna powinni mieć dołączone do kasków szyby lub siatki ochronne, w celu zabezpieczenia przed nagłym odgięciem końcówki cięgna przy montażu lub demontażu prasy (w kablobetonie) lub przed nagłym odrzutem przy zerwaniu lub wysunięciu się cięgna z zakotwień technologicznych (w strunobetonie),

- c) przy rozwijaniu drutów lub splotów, formowaniu kabli, przycinaniu końców itp., należy stosować uchwyty lub wiązania zapobiegające swobodnemu przemieszczaniu się końcówek,
- d) w formach lub na torach naciągowych (strunobeton) na wstępnie wyprostowanych i prowizorycznie uchwyconych cięgnach, w czasie ich kolejnego lub grupowego naciągu, należy ułożyć maty lub deski balastujące, zapobiegające, przy ewentualnym zerwaniu, gwałtownemu zwijaniu się drutów lub splotów,
- e) na stanowisku sprężania, a zwłaszcza przy samej prasie, poza operatorem nie powinno być osób postronnych, tak aby ewentualny wyciek oleju nie zagrażał osobom nieśledzącym przebiegu operacji naciągu lub kotwienia (fot. 3-107),
- f) niedopuszczalne są wszelkie manipulacje naprawcze lub korekty położenia cięgien lub prasy pod ciśnieniem; wszelkie rozpoznania i usuwania usterek muszą być poprzedzone zwolnieniem ciśnienia we wszystkich komorach prasy,
- g) w toku naciągu wstępnego i zasadniczego prasa i cięgno muszą być obserwowane, wszelkie odchylenia od typowego przebiegu naciągu muszą być możliwie wcześnie dostrzeżone, aby bez zniszczenia cięgien lub uszkodzenia elementów zakotwień albo prasy można zwolnić ciśnienie i dokonać korekty,

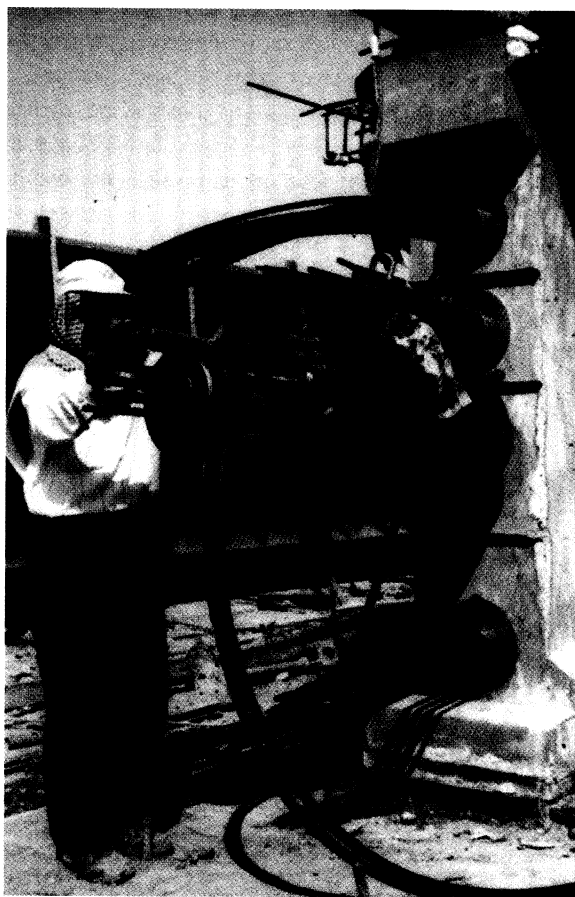
h) zabiegi iniekcji wymagają szczególnej staranności, gdyż niemożliwe jest ich powtórzenie; jeśli z jakichś względów muszą być przerwane, konieczny jest odpowiedni nadmiar zaczynu, aby ewentualny wyciek nie spowodował pustek powietrznych; należy pamiętać, że zaczyn cementowy z dodatkami jest toksyczny, a zatem iniekcję i czyszczenie urządzeń należy prowadzić w rękawicach i w okularach lub w osłonach twarzy.

3.5.2. Kontrola i konserwacja urządzeń

Każde urządzenie mechaniczne, hydrauliczne czy elektryczne, używane przy naciągu

ma swoją fabryczną instrukcję, z której wynikają terminy i zakres badań kontrolnych oraz prac konserwacyjnych. Przestrzeganie tych zasad, przy jednoczesnym stosowaniu atestowanych cięgien i elementów zakotwień, stanowi o skuteczności i bezpieczeństwie sprzężania. Wiele zasad kontroli i konserwacji można określić wspólnie dla wszystkich niemal zestawów naciągowych. W ramach codziennej obsługi, po użytkowaniu prasy konieczne jest:

- oczyszczenie prasy,
- przegląd elementów uchwytowych i połączeń przewodów,
- usunięcie drobnych uszkodzeń gładkich powierzchni,



Fot. 3-107. Naciąg kabli w wysokiej belce prefabrykowanej – w bezpośrednim sąsiedztwie prasy powinien się znajdować tylko operator do pomiaru wydłużenia

- ewentualna wymiana nadmiernie zużytych szczęk uchwytowych.

W razie stwierdzenia nieszczelności lub nieosiągnięcia odpowiedniego ciśnienia należy określić przyczynę i całe urządzenie – prasę, przewody i pompę – skierować do kontroli lub naprawy.

Okresowe czynności kontrolne przy ogólnej sprawności urządzeń polegają na tzw. cechowaniu zestawu naciągowego, tj. określeniu zależności wskazywanego ciśnienia i siły naciągu, a także sprawdzeniu osiągnięcia parametrów użytkowych – maksymalnego ciśnienia i suwu roboczego. Na ogół instrukcje wymagają, aby kontrole okresowe przeprowadzane były:

- co najmniej w okresach półrocznych,
- po każdym dłuższym okresie bez użytkowania,
- po wymianie uszczelnień w prasie lub pompie,
- po wymianie manometru,
- po wymianie lub zmianie gatunku oleju,
- po przejściu na pracę w temperaturze poniżej $+5^{\circ}\text{C}$,
- przy zmianie typu zakotwień.

Kontrole okresowe przeprowadza się w laboratorium, na odpowiednim stanowisku, a w warunkach budowy – spinając krótkim ciągnem dwie stykające się stopami oporowymi prasy naprzeciwko siebie.

Czynności kontrolne i konserwacyjne sprzętu do iniekcji sprowadzają się do:

- czyszczenia zbiorników, pompy i przewodów w okresach między zabiegami i po zakończeniu prac, kiedy wymagane jest także przesmarowanie całości urządzeń,
- okresowego przeglądu, smarowania łożysk i wymiany oleju, z kontrolą pierścieni uszczelniających i innych wrażliwych części podanych w instrukcji.

3.5.3. Wytyczne kontroli przy naciągu kabli

Gdy naciąg dokonywany jest na placu budowy, konieczna jest staranna kontrola

kabli i ich naciągu. Warunki są wtedy zdecydowanie różne od fabrycznej produkcji, jaka ma miejsce w produkcji elementów stru-nobetonowych. Przepisy stosowane w Stanach Zjednoczonych [18] podają wytyczne dla trzech zakresów kontroli, z podziałem na kable z przyczepnością i bez.

Przy stosowaniu kabli z przyczepnością należy sprawdzić:

a) w zakresie stosowanych materiałów

- czy wszystkie elementy wchodzące w zestaw założonego systemu sprężenia mają odpowiednie świadectwa jakości lub protokoły badań,
- czy główce kotwiące są dostosowane co do kształtów do przewidywanego zastosowania, czyste i wolne od korozji,
- czy szczęki, stożki lub nakrętki kotwiące są wolne od rdzy i wiór po obróbce,
- czy osłony stalowe lub plastikowe są nieuszkodzone i mają odpowiednie wymiary,
- czy łączniki osłon zapewniają szczelność na długości i przy zakotwieniach,

b) w zakresie zamontowania kabli:

- czy rzędne pionowe i poziome trasy kabli są zgodne z projektem,
- czy trasy kabli są wyrównane, bez nagłych zmian kształtu,
- czy osłony nie mają uszkodzeń i są szczelne na całej długości,
- czy kable są poprawnie podparte, ustabilizowane i powiązane ze zbrojeniem zwykłym,
- czy płyty dociskowe lub bloki kotwiące są silnie zamocowane w deskowaniu lub formie pod odpowiednimi kątami,
- czy rozmieszczenie kabli i zbrojenia zwykłego pozwala na poprawne ułożenie i zagęszczenie betonu za pomocą przewidzianych metod,
- czy przewody do iniekcji i odpowietrzenia są odpowiednio umieszczone i zabezpieczone przed zanieczyszczeniem w czasie betonowania,

c) w zakresie naciągu kabli:

- czy zamontowane elementy zakotwień są wzajemnie połączone, wolne od rdzy, smaru i innych zanieczyszczeń,
 - czy są trwale zaznaczone punkty do pomiaru zaprogramowanego w projekcie wydłużenia w fazie wstępnej i końcowej naciągu,
 - czy prasa naciągowa jest przygotowana zgodnie z jej instrukcją i czy dokumenty legalizacji i kalibrowania są aktualne,
 - czy operatorzy prasy i iniektarki są wyposażeni w szczegółowe specyfikacje co do naciągu i iniekcji kabli oraz rejestracji przebiegu tych operacji,
 - czy pomierzone po naciągu wydłużenie odpowiada założeniom projektu,
 - czy szczęki, stożki lub kliny kotwiące są po naciągu i zakotwieniu kabla poprawnie osadzone w płycie kotwiącej,
 - czy końce kabla i gniazda zakotwień są przygotowane do wypełnienia zabezpieczającego.
- Gdy stosuje się kable bez przyczepności należy sprawdzić:
- a) w zakresie materiałów i akcesoriów:
- czy wszystkie elementy systemowe mają odpowiednie świadectwa jakości,
 - czy elementy nietypowe (np. podpory kabli zewnętrznych) są wykonane zgodnie z projektem pod względem kształtu i materiałów,
 - czy plastikowe osłony kabli nie mają uszkodzeń i są szczelne na całej długości,
 - czy kable są poprawnie zamocowane na końcach i podparte w pośrednich miejscach kontaktu z betonem (w kablach zewnętrznych),
 - czy wypełnienie osłon smarem jest całkowite i czy jakość smaru odpowiada założeniom,
 - czy głowice kotwiące są dostosowane, co do kształtów, do przewidywanego zastosowania, czyste i wolne od korozji,
 - czy szczęki, stożki lub nakrętki kotwiące są wolne od rdzy i wiór po obróbce,
- b) w zakresie montażu kabli:
- czy rzędne pionowe i poziome trasy kabli są zgodne z projektem,
 - czy trasy kabli są wyrównane, bez nagłych zmian kształtu,
 - czy osłony po zamontowaniu kabli nie mają uszkodzeń i są szczelne na całej długości,
 - czy kable są poprawnie podparte i ustabilizowane,
 - czy bloki kotwiące (lub gniazda) są silnie zamocowane na czołach lub w deskowaniu pod odpowiednimi kątami,
 - czy dewiatory w przypadku kabli zewnętrznych są zamocowane zgodnie z projektem,
- c) w zakresie naciągu kabli:
- czy zamontowane elementy zakotwień lub gniazd zakotwień są wzajemnie dopasowane, wolne od rdzy, smaru i innych zanieczyszczeń,
 - czy końcówki cięgien uchwytywane w prasie są wolne od smaru i zanieczyszczeń,
 - czy są trwale zaznaczone punkty do pomiaru zaprogramowanego w projekcie wydłużenia w fazie wstępnej i końcowej naciągu,
 - czy prasa naciągowa jest przygotowana zgodnie z jej instrukcją i czy dokumenty legalizacji i kalibrowania są aktualne,
 - czy operatorzy prasy są wyposażeni w szczegółowe specyfikacje co do naciągu kabli i protokolowania operacji naciągu,
 - czy kable są naciągane dostatecznie wolno aby zmniejszyć straty od tarcia zanim stał wgniecie się w tworzywo osłon, usuwając smar,
 - czy pomierzone po naciągu wydłużenie odpowiada założeniom projektu,
 - czy szczęki lub nakrętki kotwiące są po naciągu i zakotwieniu kabla poprawnie

osadzone w płycie kotwiącej lub gniazdach końcowych,

- czy końce kabla i gniazda zakotwień są przygotowane do wypełnienia zabezpieczającego lub powłok ochronnych.

Zalecenia [18] zwracają uwagę na czynność, która może w płytach lub ścianach sprężonych kablami stanowić pomocną informację przy ewentualnych otworach instalacyjnych przewiercanych w wykonanej konstrukcji. Chodzi o zaznaczenie odpowiednią farbą na deskowaniu położenia kabli w konstrukcji. Znaki te pozostają po rozdeskowaniu widoczne na powierzchni betonu i pozwalają bezpiecznie wykonać przewierty, bez obawy o naruszenie kabli.

4. Straty sprężenia

4.1. Przyczyny i klasyfikacja strat

Niezależnie od metody sprężenia, przyłożona do konstrukcji betonowej siła sprężająca zmienia się w czasie, wskutek strat zachodzących od chwili jej wywołania, przez cały niemal okres eksploatacji konstrukcji. Straty są największe w pierwszym okresie po realizacji siły, w wyniku różnych zjawisk doraźnych i opóźnionych. Przyczyny, oszacowania ilościowe oraz możliwości eliminacji strat omówiono dla sprężania ciągnami. Przy innych, znacznie rzadziej stosowanych metodach sprężania, powstają jedynie niektóre z omówionych strat.

Wydziela się dwie grupy strat siły naciągu, odpowiednio do dwu okresów realizacji sprężenia:

- A – straty przed kotwieniem, wynikające z wykonawstwa i technicznych warunków naciągu, uwzględnia się je w obliczeniach przy programowaniu naciągu cięgien lub bezpośrednio przy samej operacji naciągu, natomiast nie rozważa się ich w konstrukcyjnym projektowaniu elementów,
- B – straty po kotwieniu, związane ze zmianami właściwości materiałów i cechami sprężanych elementów, uwzględnia się je w obliczeniach przy projektowaniu konstrukcji lub elementów.

(A) Przed kotwieniem mogą wystąpić straty początkowej siły naciągu ΔP_0 dwójakiego rodzaju:

- straty od oporów ruchu:
 - a) straty wewnętrzne w urządzeniach naciągowych,
 - b) straty od tarcia w zakotwieniu i uchwytach,
 - c) straty od tarcia w kanale kablowym,
- straty technologiczne w strunobetonie:
- d) straty od poślizgu w uchwytach technologicznych,

- e) straty od częściowej relaksacji cięgien,
- f) straty od różnic temperatury.

(B) Po zakotwieniu zachodzą także dwa rodzaje straty siły wstępnej, zależnie od okresu ich występowania:

- straty doraźne ΔP_i ,
- g) straty od poślizgu w zakotwieniach $\Delta P_{i,sl}$,
- h) straty od odkształceń sprężystych betonu $\Delta P_{i,c}$,
- straty opóźnione ΔP_t ,
 - i) straty od relaksacji stali $\Delta P_{t,r}$,
 - j) + k) straty od skurczu i pełzania betonu $\Delta P_{t,s+c}$,
 - l) straty od opóźnionych odkształceń styków.

Zarówno wstępne, jak i końcowe oszacowanie strat od poszczególnych wpływów odbywa się przy projektowaniu dla tego przekroju konstrukcji sprężonej, w którym znajomość oczekiwanej siły sprężającej ma szczególne znaczenie. Jest to najczęściej przekrój niebezpieczny elementu, np. przekrój środkowy w belce wolnopodpartej, obciążonej w przybliżeniu równomiernie.

Przy sprężaniu w technologii strunobetonu siła sprężająca na długości elementu praktycznie nie zmienia się, oprócz odcinków jej przekazania na beton przez przyczepność (p.7.6.1).

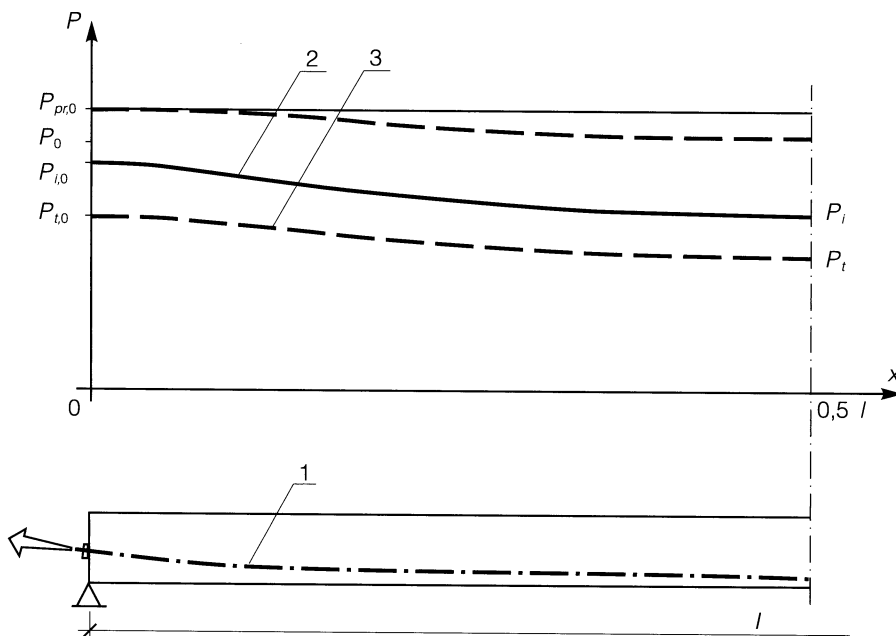
Przy sprężaniu w technologii kablobetonu sytuacja jest bardziej złożona, gdyż zmiany siły sprężającej na długości elementu mogą być znaczne, w wyniku różnych strat, np. od tarcia w kanale lub wpływu poślizgu w zakotwieniu. Na rysunku 4-1 przedstawiono przykładowe wykresy siły sprężającej między skrajnym przekrojem przy zakotwieniu czynnym a przekrojem niebezpiecznym, w swobodnie podpartej belce kablobetonowej (przekrój środkowy). Zaznaczone na rysunku wartości siły sprężającej, ważne

dla projektowania elementu i programowania naciągu, to kolejno:

$P_{pr,0}$ – pierwotna siła naciągu, kontrolowana na urządzeniach pomiarowych prasy naciągowej (na podstawie wydłużenia cięgien) lub/i na manometrach pompy zasilającej (na podstawie ciśnienia); jest to największa – poza celowym chwilowym przeciążeniem – siła naciągu, jaka jest przekazana na cięgna, w razie kolejnego naciągu cięgien $P_{pr,0}$ jest sumą wskazań przy każdym naciągu, a zatem nie zajdzie w rzeczywistości, wskutek równoczesnego występowania strat we wcześniej naciągniętych cięgnach; w strunobetonie $P_{pr,0} = P_{pr}$, czyli jest jednakowa na całej długości cięgien;

P_0 – siła sprężająca początkowa w chwili kotwienia cięgien, $P_0 = P_{pr,0} - \Sigma \Delta P_0$,

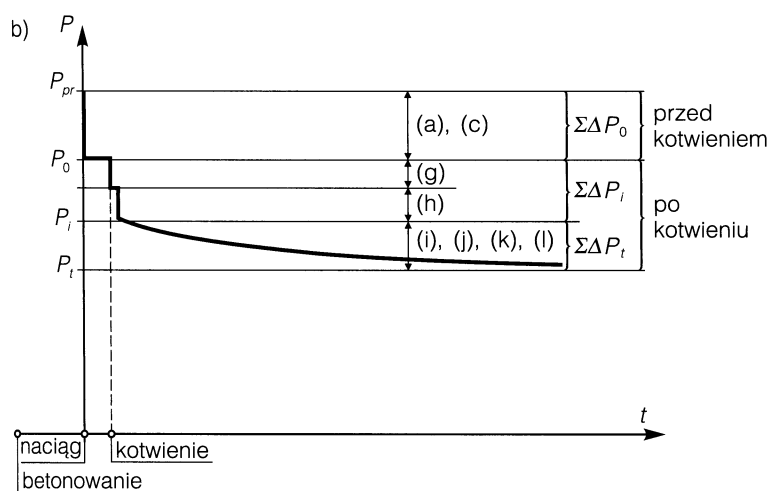
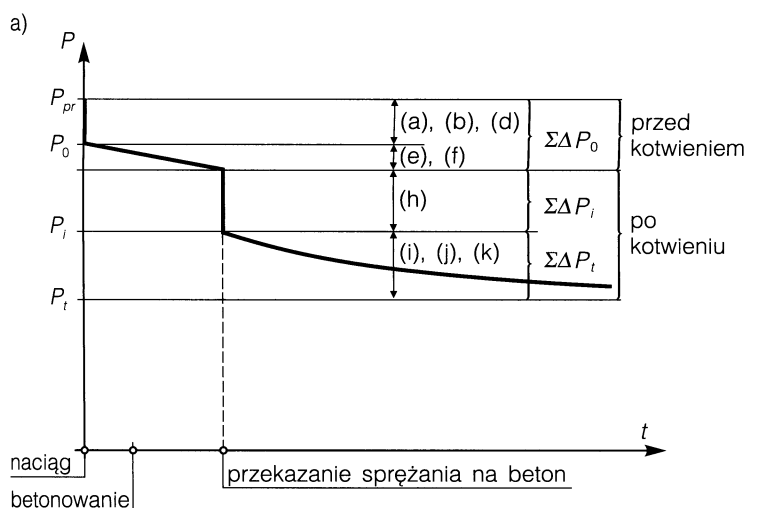
P_i – siła sprężająca wstępna, po stratach doraźnych, w rozważanym przekroju elementu, $P_i = P_0 - \Sigma \Delta P_i$,



Rys. 4-1. Zmiany siły sprężającej na długości belki kablobetonowej: 1 – oś kabla wypadkowego; 2 – wykres siły wstępnej P_i , 3 – wykres siły trwałej P_t

P_t – siła sprężająca trwała, po wszystkich stratach, w rozważanym przekroju elementu, $P_t = P_i - \Sigma \Delta P_t$.

Trudno czasem jednoznacznie określić chwilę, w której działa jedna z wyróżnionych wartości siły sprężającej. Najprostsza sytuacja ma miejsce przy sprężaniu elementu kłobetonowego jednym ciągnem, wówczas można stosunkowo łatwo wyodrębnić kolejne wartości siły sprężającej. Przy większej liczbie kabli, kolejno naciąganych, występują już pewne trudności w ocenie łącznej siły sprężającej. Także w strunobetonie, gdzie siła wstępna P_i powstaje w chwili zwolnienia ciągnia z uchwytów technologicznych, trzeba wziąć pod uwagę czas, jaki upłynął od chwili naciągu ciągnia – zasła bowiem już część straty od relaksacji stali. Na rysunku 4-2 zilustrowano przebieg zmian siły sprężającej z zaznaczeniem kolejno zachodzących strat sprężenia w elementach strunobetonowych i kłobetonowych.



Rys. 4-2. Ilustracja strat siły sprężającej w przekroju elementu: a) strunobetonowego, b) kłobetonowego

4.2. Straty od oporów ruchu

4.2.1. Opory w urządzeniach naciągowych

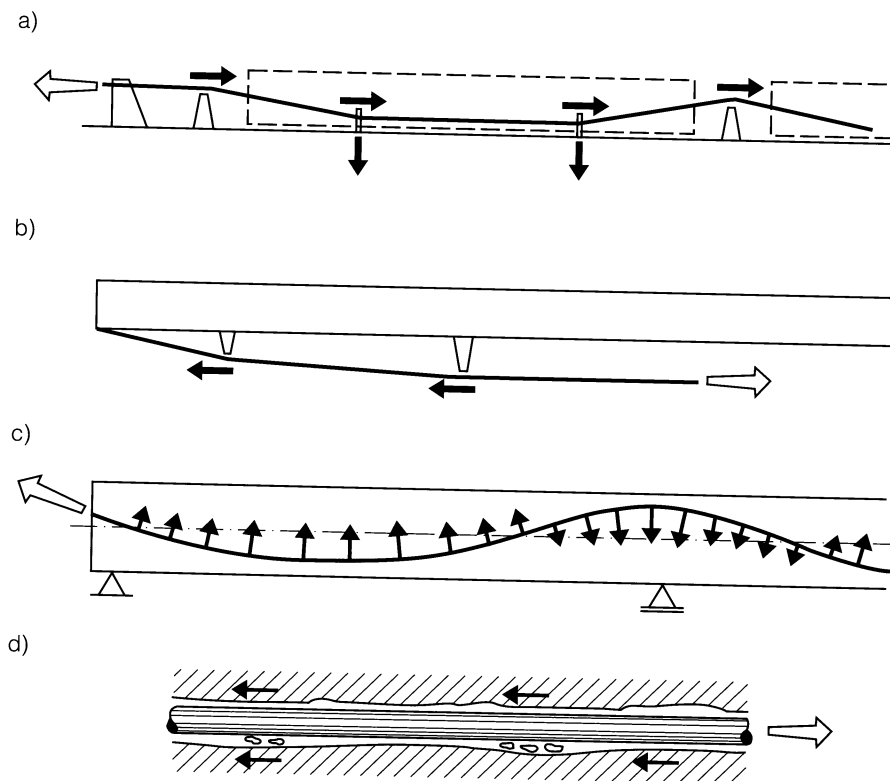
Straty te powstają przy każdym naciągu, związane są bowiem z tarciami ruchomych części pras i innych urządzeń o części nieruchome oraz z ewentualnymi oporami sprężyn ruchu powrotnego. W najczęściej używanych urządzeniach hydraulicznych stanowią one różnicę między siłą naciągu wynikającą z iloczynu ciśnienia i pola czynnej powierzchni tłoka prasy a rzeczywistą siłą naciągu ciągną. Różnica ta zależy od sprawności urządzenia, straty wynoszą 5-15% i zależą od ciśnienia oleju, konstrukcji prasy oraz warunków pracy (rodzaj oleju, temperatura, stopień zużycia, powierzchnia kontaktu oraz stan zanieczyszczenia).

W celu wyeliminowania tych strat z procesu programowania naciągu mierzy się

wydłużenia cięgien podczas sprężania (podstawowa miara naciągu), a pomiar ciśnienia, nawet mając dokładne tabele cechowania urządzeń, uznaje się za uzupełniający. Omówienie sprawności urządzeń naciągowych i doświadczalnej oceny strat wewnętrznych jest z reguły podane przez producenta urządzeń, łącznie z instrukcją pomiarów kontrolnych.

4.2.2. Tarcie w zakotwieniach i uchwytach

Gdy cięgna podczas naciągu kontaktują się z elementami zakotwienia (np. z płytą kotwiącą) albo z pośrednimi łożyskami odginającymi całe cięgno, zwanymi *dewiatorami* (rys. 4-3a, b) lub rozchylającymi części cięgna przy zakotwieniach, zwa-



Rys. 4-3. Przyczyny tarcia wywołującego straty naciągu: a) docisk cięgien odginanych w technologii strunobetonu, b) docisk cięgien zewnętrznych na dewiatorach, c) docisk kabli na długości krzywoliniowych odcinków, d) przypadkowe sfalowania i nierówności kanału kablowego oraz zanieczyszczenia w kanale

nymi *deflektorami*, to powstaje lokalnie zjawisko tarcia. Duże siły podłużne w ciągnię wywołują również duże siły docisku poprzecznego przy drobnych nawet zmianach kierunku ciągnięcia, a zatem występują znaczne opory tarcia, hamujące ruch ciągnięcia. Wymagają one indywidualnej analizy, a najczęściej doświadczalnych pomiarów, bowiem, oprócz sił docisku, zasadnicze znaczenie ma stan powierzchni kontaktu ciągnięcia ze wspomnianymi elementami oraz ewentualne środki redukujące współczynnik tarcia. Dla danego systemu sprężania opory w zakotwieniach są praktycznie stałe i podawane przez dostawcę. W celu zredukowania strat stosuje się wygładzone i utwardzone powierzchnie spodziewanego kontaktu, a czasem również smary na tych powierzchniach.

4.2.3. Tarcie w kanale kablowym

Zamierzony lub przypadkowy kontakt ciągnięcia z betonem lub osłoną powoduje w czasie naciągu opory tarcia. Dotyczy to przede wszystkim kabli przebiegających w ciasnych kanałach i kabli o trasach zakrzywionych (rys. 4-3c, d).

Siła $P_{pr,0}$ działająca w punkcie początkowym kabla, pod czynnym zakotwieniem, maleje wskutek tarcia na długości ciągnięcia i w odległości x od tego zakotwienia wynosi $P_{pr,x}$ (rys. 4-4). Wynikiem krzywizny trasy ciągnięcia jest jednostkowy nacisk $p_p(x)$ na ściankę kanału, który dla płaskich tras równy jest:

$$p_p(x) = P_{pr,x} \times \frac{1}{r} \approx P_{pr,x} \frac{d^2 e_p(x)}{dx^2} \quad [4-1]$$

gdzie:

r jest lokalnym promieniem krzywizny, a $e_p(x)$

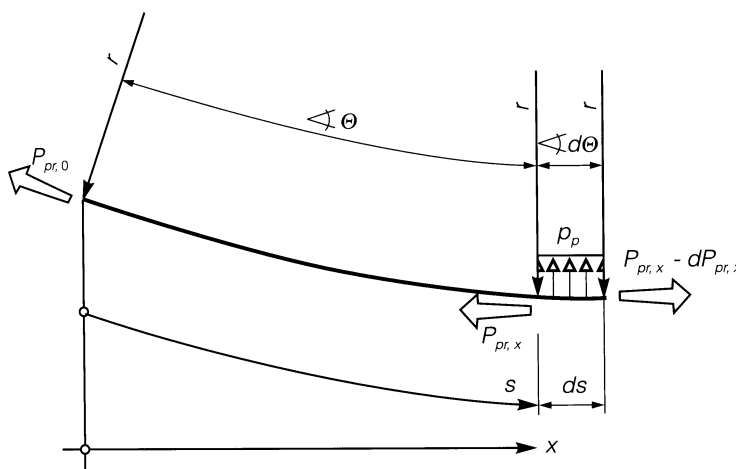
jest lokalnym mimośrodem kabla.

Nacisk ten, przy stałym współczynniku tarcia μ , powoduje na rozważanym elementarnym odcinku ciągnięcia $ds = r \times d\theta$, spadek siły:

$$-dP_{pr,x} = \mu p_p ds = \mu P_{pr,x} d\theta \quad [4-2]$$

Rozwiązaniem tego równania różniczkowego, przy uwzględnieniu warunku brzegowego $P_{pr,x} = P_{pr,0}$ dla $\theta = 0$, jest

$$P_{pr,x} = P_{pr,0} \times e^{-\mu\theta} \quad [4-3]$$



Rys. 4-4. Oznaczenia wielkości do określenia straty siły od tarcia kabla krzywoliniowego

Kąt θ , wyrażany w mierze łukowej, jest sumarycznym kątem zmian kierunku trasy kabla na długości x , zwanym kątem opasania. W ogólnym przypadku jest on sumą kątów składowych (rys. 4-5) nie tylko w płaszczyźnie pionowej, lecz w różnych płaszczyznach odcinków trasy kabla $\theta = \theta_1 + \theta_2 + \dots + \theta_n$.

Oprócz strat wywołanych krzywizną, na całej długości kabla, zarówno na odcinkach prostoliniowych, jak i krzywoliniowych jego trasy, powstają straty od nieuniknionych nierówności (falistość kanału, przypadkowe zagniecenia osłon, wzajemne zakleszczenie się elementów ciężna, zanieczyszczenia w kanale lub osłonie – rys. 4-3d). Jeśli sumę tych przypadkowych wpływów potraktuje się jako średni kąt opasania na jednostkę długości kabla i oznaczy κ , to na odcinku x wyniknie dodatkowy kąt $\Delta\theta = \kappa x$. Przyjmując dla łagodnie zakrzywionych kabli uproszczenie, że długość kabla s jest równa długości rzutu jego trasy x , uzyskuje się uzupełniony wzór [4-3],

$$P_{pr,x} = P_{pr,0} \times e^{-\mu(\theta + \kappa x)} \quad [4-4]$$

Ostatecznie strata od tarcia w przekroju w odległości x od czynnego zakotwienia wynosi:

$$\Delta P_{0,\mu}(x) = P_{pr,0} [1 - e^{-\mu(\theta + \kappa x)}] \quad [4-5]$$

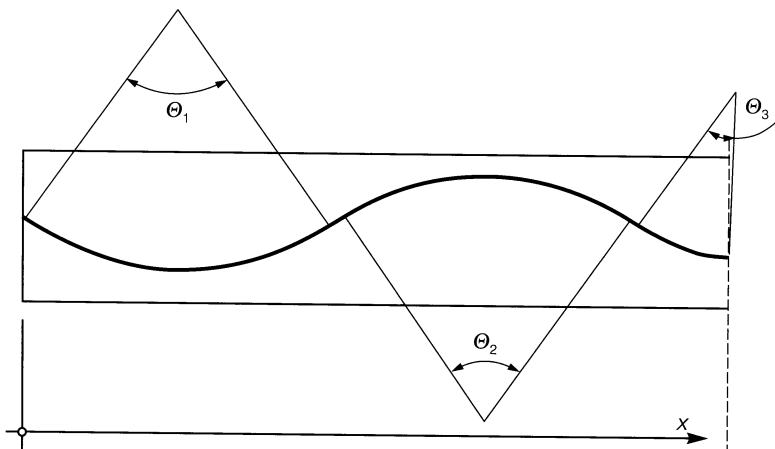
Współczynnik μ tarcia ciężen o ścianki kanału lub osłonę powinien być dla każdego typu ciężna określony doświadczalnie, a ponadto zależy od stanu powierzchni, obecności rdzy i stopnia wypełnienia kanału. Orientacyjnie, dla ciężen i osłon stalowych bez rdzy oraz przy wypełnieniu przekroju kanału ciężnami w około 50 procentach można przyjmować według [N1], [N11], [N12]:

- tarcie drutów ciągnionych
na zimno $\mu = 0,17$,
- tarcie splotów $\mu = 0,19$,
- tarcie gładkich prętów
okrągłych $\mu = 0,35$,
- tarcie prętów żebrowanych $\mu = 0,65$.

W przypadku obecności rdzy w kanale wartości te wzrastają nawet o 50%.

Dla wewnętrznych kabli bez przyczepności, przy stosowaniu środków smarujących w osłonie kanału, zalecenia [N11] podają na podstawie różnych badań:

- dla wielosplotowych lub
wielodrutowych kabli $\mu = 0,13 \div 0,15$,
- dla pojedynczych splotów
w osłonie $\mu = 0,05 \div 0,07$.



Rys. 4-5. Zasada określania sumarycznego kąta opasania trasy kabla krzywoliniowego

Przy zewnętrznych ciągnach (wielosplotowych), odginanych na dewiatorach o promieniu od 2,5 m do 4,0 m zaleca się w [N11]:

- dla suchych „gołych” splotów na stalowym dewiatorze $\mu = 0,25 \div 0,30$,
- dla smarowanych splotów na stalowym dewiatorze $\mu = 0,20 \div 0,25$,
- dla suchych splotów w rurze z tworzywa na dewiatorze $\mu = 0,12 \div 0,15$.

W nowoczesnych ciągnach dużej mocy unika się ślizgania cięgien na dewiatorze, stosuje się podwójne blachy ze smarem między nimi, poślizg występuje wtedy między tymi blachami. Uzyskuje się w ten sposób bardzo małe współczynniki tarcia – patrz rozdział 11.

Niezamierzony kąt falowania na jednostkę długości podany jest orientacyjnie w [N1] w zakresie $0,005 \leq \kappa \leq 0,010$ [rad/m]. Bardziej szczegółowe informacje podane są w danych technicznych dla konkretnych systemów cięgien sprężających. Na podstawie znanej wielkości κ i współczynnika tarcia μ określa się współczynnik oporu ruchu ciągu na w kanale $\lambda = \mu\kappa$.

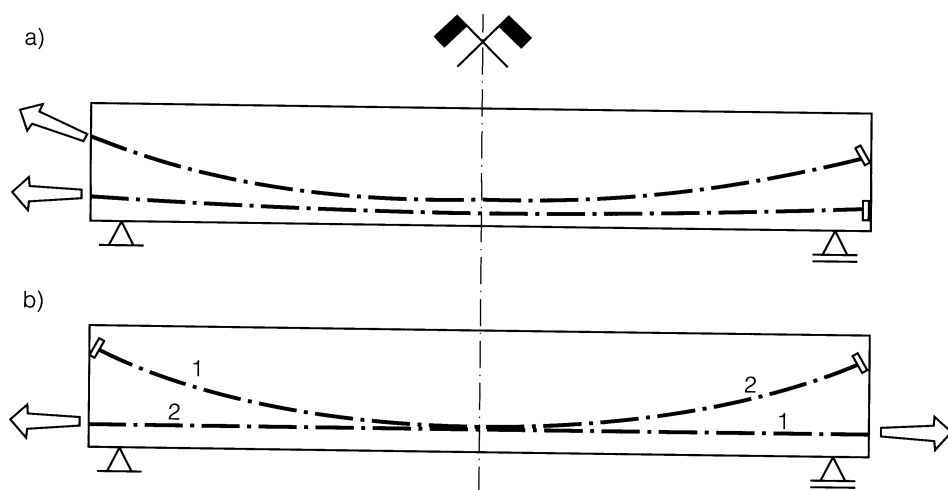
Dla kabli zewnętrznych przyjmujemy oczywiście $\kappa = 0$.

Przepisy amerykańskie ACI318 [N14] podają nieco inne przedziały współczynników tarcia na odcinku prostym λ oraz na krzywiźnie μ , zestawione następująco:

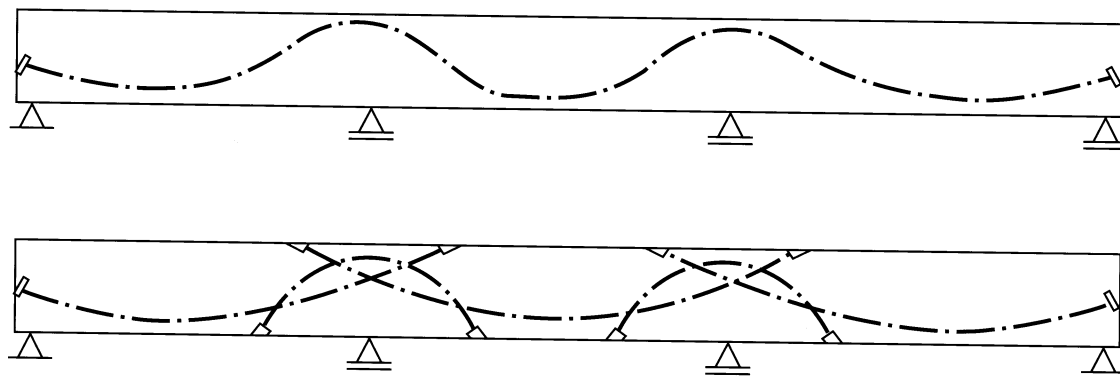
Charakterystyka powierzchni	Rodzaj ciągu	λ	μ
Kable w osłonach metalowych (przewidziane do iniekcji zaczynem cementowym)	Wielodrutowe	0,0010+0,0015	0,15÷0,25
	Pręty	0,0001+0,0006	0,08÷0,30
	Sploty 7-drutowe	0,0005+0,0020	0,15÷0,25
Kable bez przyczepności powlekane żywicą	Wielodrutowe	0,0010+0,0020	0,05÷0,15
	Sploty 7-drutowe	0,0010+0,0020	0,05÷0,15
Kable bez przyczepności powlekane smarem	Wielodrutowe	0,0003+0,0020	0,05÷0,15
	Sploty 7-drutowe	0,0003+0,0020	0,05÷0,15

W projektowaniu i wykonawstwie elementów kablobetonowych należy w miarę możliwości stosować takie rozwiązania konstrukcyjne i zabiegi techniczne, które przynajmniej częściowo eliminują straty od tarcia. Najważniejsze z nich to:

- dostatecznie duży przekrój kanału, z możliwie gładkimi osłonami,
- dostatecznie sztywne osłony kabli, zapobiegające zagnieceniom przy układaniu i zagęszczaniu betonu,
- dwustronny naciąg długich kabli,
- możliwie prostoliniowe trasowanie kabli, zwłaszcza od strony czynnych zakotwień (rys. 4-6),



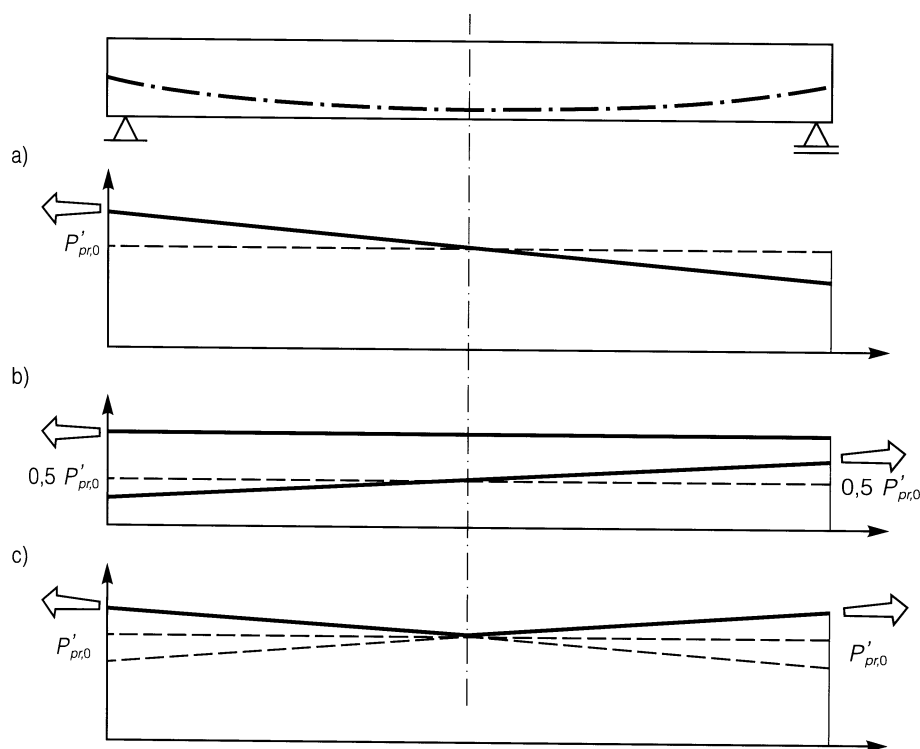
Rys. 4-6. Wpływ sposobu naciągu jednostronnego na straty od tarcia: a) układ niekorzystny, b) układ korzystny



Rys. 4-7. Przykład zastąpienia ciągłej trasy kabla kablami odcinkowymi

- zastąpienie długich lub silnie zakrzywionych kabli na odcinki krótszych, niezależnych kabli (rys. 4-7),
- przeciążania kabli przy naciągu w przekroju początkowym, zapewniające uzyskanie projektowanej siły sprężającej P_{pr} w przekroju niebezpiecznym (rys. 4-8),
- kilkakrotne przeciążanie i odciążanie (rys. 4-9),
- smary trwałe (dla kabli bez przyczepności) lub oleje rozpuszczalne w wodzie.

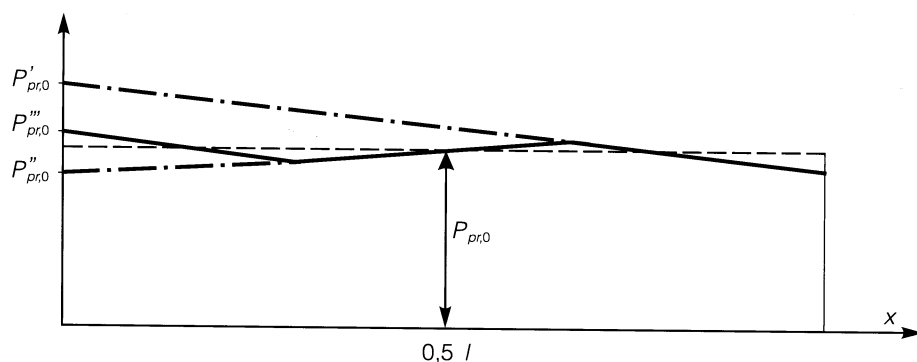
Zasadniczy wpływ na eliminację strat od tarcia ma czystość powierzchni i odpowiednie ukształtowanie tras ciągów, a przeciążenie należy traktować jako działanie uzupełniające. Zakres chwilowego przeciążenia jest



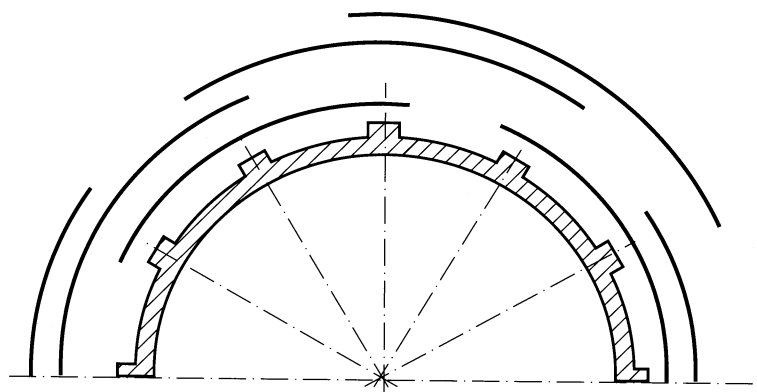
Rys. 4-8. Sposoby przeciążania kabli w celu eliminacji strat od tarcia w przekroju niebezpiecznym: a) jednostronne przeciążenie wszystkich kabli, b) przeciążenie przy naciągu połowy kabli z każdej strony, c) przeciążenie przy naciągu dwustronnym

ograniczony dopuszczalnymi naprężeniami w stali sprężającej (do $0,80f_{pk}$ lub $0,90f_{p0,1k}$ według [N1]). Gdy straty tarcia są nadmierne, a kształt trasy narzucony, niezbędny jest podział tras na odcinki i niezależny naciąg krótkich kabli. Oprócz belek ciągłych (rys. 4-7) charakterystycznym przykładem są tutaj odcinkowe kable przy sprężaniu ścian zbiorników walcowych (rys. 4-10).

Gdy podczas projektowania konieczne jest wstępne oszacowanie strat od tarcia, można przyjmować orientacyjne straty w prostoliniowych kablach złożonych z drutów lub splotów ok. 2%, a w krzywoliniowych dla jednoprzęsłowych belek 3-6% siły pierwotnej naciągu $P_{pr,0}$.



Rys. 4-9. Eliminacja strat od tarcia przez kilkakrotne przeciążanie i odciążanie



Rys. 4-10. Odcinkowe trasy kabli w sprężaniu powłoki walcowej (ścianki zbiornika kołowego) w celu redukcji strat od tarcia

4.3. Straty technologiczne w strunobetonie

4.3.1. Poślizg w uchwytach technologicznych

W stożkowych, klinowych lub szczękowych uchwytach technologicznych, na torze naciągowym lub w sztywnej formie, podczas kotwienia może wystąpić poślizg cięgien, zależny od rodzaju cięgien, typu i stopnia zużycia uchwytów oraz czystości powierzchni kontaktu, równy kilku milimetrom ($a_{0,sl} = 2 \div 10$ mm). W strunobetonie, gdzie podczas naciągu cięgna przebiegają swobodnie w powietrzu, strata siły jest równomierna na długości i wynosi:

$$\Delta P_{0,sl} = \frac{a_{0,sl}}{l} E_p A_p \quad [4-6]$$

Wpływ tej straty zależy od długości cięgna przy naciągu. Na długim torze naciągowym strata może być niemal pomijalna (poniżej 1% naprężeń wstępnych), natomiast w krótkiej formie może sięgać aż 10%.

4.3.2. Częściowa relaksacja cięgien

Naciąg cięgien w strunobetonie poprzedza przekazanie sprężenia na beton co najmniej o kilkanaście godzin, a czasem o kilka dni, zależnie od procesu technologicznego i zabiegów przyspieszających dojrzewanie betonu. W tym okresie przebiega dość intensywnie relaksacja stali (patrz p. 2.2.3). Zależnie od rodzaju stali sprężającej (klasa określająca relaksację) oraz poziomu naprężeń i temperatury cięgien (np. podczas naparzania elementów), może zachodzić w tym czasie znaczna część pełnych efektów relaksacji, odpowiadających danemu poziomowi naprężeń. Orientacyjnie można przyjąć, według [N1], że w normalnej temperaturze (20°C) po 4 dniach (100 h) zachodzi 55% strat od relaksacji oszacowanych dla około 40 dni (1000h),

czyli blisko 30% strat przewidywanych dla $t = \infty$.

Przy stosowaniu stali niestabilizowanych fabrycznie należy dążyć do ograniczenia strat od relaksacji przez chwilowe przeciążenie stali do wyższego poziomu naprężeń, niż zakłada się w programie naciągu (p. 4.6). Efekt tego zabiegu, w przeszłości zalecany i zdecydowanie przeceniany, dla określonego typu cięgien i rodzaju stali powinien być sprawdzony doświadczalnie.

Strata od częściowej relaksacji ΔP_{0r} wpływa równomiernie na całe cięgno i o jej wartość, przyjętą w programowaniu naciągu, należy zmniejszyć stratę od relaksacji, rozważaną po zakotwieniu cięgien w beton.

Obliczenie straty przy braku danych doświadczalnych wymaga skorzystania z zaleceń podanych w p. 2.2.3. Dla stali określonej klasy pod względem relaksacji i dla określonego poziomu początkowych naprężeń w cięgnach σ_{p0} / f_{pk} odczytuje się z wykresów na rysunku 2-27a procentową wartość straty po 1000 godzinach $\Delta \sigma_{pr1000} / \sigma_{p0}$. Na przykład, dla stali klasy 2, przy poziomie wyężenia 70% będzie to $\delta = 2,5\%$. Zakładając prawdopodobny czas pomiędzy naciąganiem cięgien a przekazaniem siły na beton (np. $t_p = 100$ godzin) oceniamy z orientacyjnych zaleceń w tablicy, jaka część straty $\vartheta_t \delta$ zajdzie w tym okresie (np. $\vartheta_t = 55\%$) i jaka będzie wielkość relaksacji naprężeń $\Delta \sigma_{prt}$ w stosunku do $\Delta \sigma_{pr1000}$ (dla przykładu $\Delta \sigma_{pr100} = \vartheta_t \delta \sigma_{p0} = 0,55 \times 0,025 \sigma_{p0} = 0,014 \sigma_{p0}$).

Ostatecznie strata siły sprężającej od częściowej relaksacji (w czasie t_p mierzonym od chwili naciągu do przekazania siły na beton) wynosi:

$$\Delta P_{0r} = \Delta \sigma_{prt} A_p \quad [4-7]$$

4.3.3. Wpływ różnic temperatury

W produkcji elementów strunobetonowych stosowana jest różnorodna obróbka cieplna betonu, zapewniająca przyspieszone jego dojrzewanie. Mogą wówczas występować okresowe różnice temperatur między ciągnem a konstrukcją oporową, w której kotwi się ciągną. Na przykład w metodach torów naciągowych nagrzanie mieszanki betonowej powoduje ogrzanie, a więc odprężenie cięgna, analogiczne do relaksacji, w tym stanie nastąpi związanie przez przyczepność cięgna z betonem. Późniejsze ostudzenie elementów nie pozwoli odzyskać straconej części naciągu, gdyż skraca się cięgno wraz z betonem (zwłaszcza, że zostaje przed ostudzeniem zwolnione z zakotwień technologicznych). Przy znanej mak-

symalnej różnicy temperatur $T_{max} - T_0$ stratę określa się według [N11] orientacyjnie jako odpowiadającą 90% tej różnicy temperatur:

$$\Delta P_{0T} = 0,9 E_p A_p \alpha_{pT} (T_{max} - T_0) \quad [4-8]$$

Temperatura T_0 oznacza temperaturę cięgien w chwili naciągu, a T_{max} oznacza maksymalną temperaturę betonu i cięgien w czasie zabiegów pielęgnacyjnych.

W razie braku danych technologicznych, przy naparzeniu elementów na torach naciągowych zaleca się przyjmować $T_{max} - T_0 = 60^\circ\text{C}$. Straty od tego wpływu sięgają 3-7%.

Przy stosowaniu krótkich form straty te praktycznie nie zachodzą, gdyż formy nagrzewają się i stygną podobnie jak cięgna.

4.4. Straty doraźne (ΔP_i)

4.4.1. Poślizg w zakotwieniach

Jako chwilę zakotwienia uważa się zwolnienie cięgna z zakotwień technologicznych w strunobetonie lub redukcję ciśnienia w komorze naciągowej prasy w kablobetonie. W strunobetonie następuje wówczas przekazanie siły na beton poprzez przyczepność i w normalnych warunkach nie dochodzi do poślizgu. W kablobetonie przy zakotwieniach typu blokującego, następuje uzupełniające kotwienie (tzw. samozakotwienie), polegające na dodatkowym wsunięciu się cięgien wraz z elementami kotwiącymi (szczęki, kliny, stożki) w głąb bloków lub płyt kotwiących i ostateczne plastyczne dopasowanie się powierzchni kontaktu. Poślizg a_{sl} zależy od typu zakotwienia, stanu powierzchni cięgien i elementów kotwiących oraz od samego sposobu kotwienia (statyczne lub dynamiczne). Dla rozpowszechnionych systemów sprężania

możliwy zakres poślizgu jest podawany w ich instrukcjach. Wynosi on 4-8 mm przy stożkach i 2-5 mm przy szczękach.

Strata od poślizgu kabla w zakotwieniu nie jest jednak na ogół, z wyjątkiem kabli zewnętrznych lub przebiegających w bardzo szerokich kanałach, równomierna na długości cięgna. Czynnikiem ograniczającym zasięg wpływu poślizgu są opory tarcia kabla w kanale, które przy ruchu powrotnym cięgna są nieco większe niż przy naciągu, wskutek istniejących dużych nacisków. Zasięg wpływu poślizgu, czyli zasięg odprężenia cięgna, ogranicza się do odcinka x_0 (rys. 4-11a). Siła naciągu przy zakotwieniu czynnym spada od P_0 do P_0' .

Poślizg a_{sl} jest z istoty równy różnicy wydłużeń cięgien na odcinku x_0 przed poślizgiem i po poślizgu:

$$a_{sl} = \int_0^{x_0} \epsilon_{0px} dx - \int_0^{x_0} \epsilon'_{0px} dx \quad [4-9]$$

Dla prostoliniowych kabli, zakładając, że współczynniki oporu tarcia są jednakowe przy naciągu i przy odprężeniu ($\mu\kappa = \mu\kappa' = \lambda$), można zapisać w analogii do [4-4]:

$$a_{sl} = \frac{1}{E_p A_p} \left[\int_0^{x_0} P_0 e^{-\lambda x} dx - \int_0^{x_0} P'_0 e^{\lambda x} dx \right] \quad [4-10]$$

Ograniczając się do pierwszych wyrazów rozwinięcia w szereg funkcji wykładniczych o małych wykładnikach, czyli przyjmując:

$$e^{-\lambda x} \approx 1 - \lambda x, \quad e^{\lambda x} \approx 1 + \lambda x, \quad [4-11]$$

uzyska się zamiast [4-10]:

$$a_{sl} = \frac{x_0}{E_p A_p} \left[P_0 \left(1 - \frac{\lambda x_0}{2} \right) - P'_0 \left(1 + \frac{\lambda x_0}{2} \right) \right] \quad [4-12]$$

Dla $x = x_0$ zachodzi równość sił $P_0 = P'_0$, czyli:

$$P_0 e^{-\lambda x_0} = P'_0 e^{\lambda x_0}, \quad [4-13]$$

a stąd, z podobnym jak poprzednio przybliżeniem,

$$P'_0 = P_0 e^{-2\lambda x_0} \approx P_0 (1 - 2\lambda x_0). \quad [4-14]$$

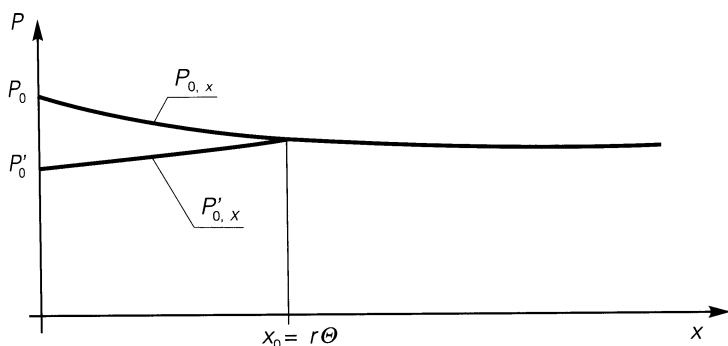
Wstawiając [4-14] do [4-12] otrzymuje się:

$$a_{sl} \approx \frac{P_0 \lambda x_0^2}{E_p A_p} \quad [4-15]$$

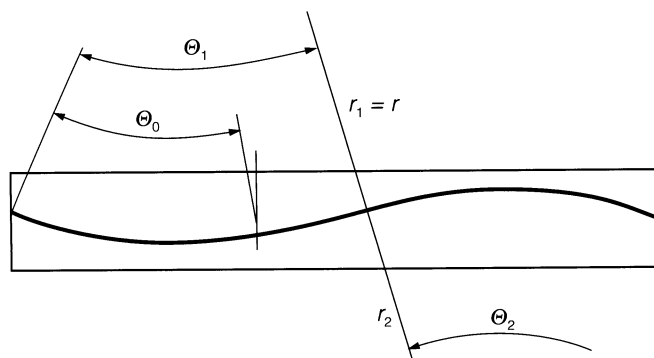
i stąd przybliżony wzór na zasięg wpływu poślizgu w kablach prostoliniowych ($\lambda = \mu\kappa$):

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_{sl} E_p A_p}{\mu\kappa P_0}} \quad [4-16]$$

a)



b)



Rys. 4-11. Schemat do analizy zasięgu straty od poślizgu w zakotwieniach: a) wykres zmian siły sprężającej, b) profil trasy kabla wypadkowego

Podobną analizą można posłużyć się dla kabli krzywoliniowych, wprowadzając zastępczy współczynnik tarcia μ' , ujmujący sumę oporów tarcia:

$$\mu'\theta = \mu(\theta + \kappa x) \quad , \quad [4-17]$$

stąd:

$$\mu' = \mu \left(1 + \kappa \frac{x}{\theta} \right) = \mu(1 + \kappa r) \quad , \quad [4-18]$$

gdzie: r to średni promień krzywizny trasy kabla na rozważanym odcinku $x_0 = r\theta_0$ (rys.4-11).

Analogicznie do wyrażenia [4-10]:

$$a_{sl} = \frac{1}{E_p A_p} \left[\int_0^{x_0} P_0 e^{-\mu' \theta} ds - \int_0^{x_0} P'_0 e^{\mu' \theta} ds \right] \quad , \quad [4-19]$$

co po wprowadzeniu $ds = r d\theta$, oraz $x_0 = r\theta_0$

$$a_{sl} = \frac{r}{E_p A_p} \left[P_0 \int_0^{\theta_0} e^{-\mu' \theta} d\theta - P'_0 \int_0^{\theta_0} e^{\mu' \theta} d\theta \right] \quad . \quad [4-20]$$

Wykonując całkowanie i uwzględniając w analogii do [4-14], że:

$$P'_0 = P_0 e^{-2\mu' \theta_0} \quad , \quad [4-21]$$

otrzyma się po redukcji:

$$a_{sl} = \frac{r P_0}{\mu' E_p A_p} (1 - e^{-\mu' \theta_0})^2 \quad . \quad [4-22]$$

Wynika stąd kąt opasania ograniczający zasięg wpływu poślizgu:

$$\begin{aligned} \theta_0 &= -\frac{1}{\mu'} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{a_{sl} \mu' E_p A_p}{r P_0}} \right) = \\ &= \frac{1}{\mu'} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_{sl} \mu' E_p A_p}{r P_0}}} \quad , \end{aligned}$$

co odpowiada zasięgowi wpływu poślizgu:

$$x_0 = \frac{r}{\mu'} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_{sl} \mu' E_p A_p}{r P_0}}} \quad . \quad [4-23]$$

Norma [N1] nie przewiduje obliczenia μ' według wzoru [4-18], lecz zaleca przybliżenie $\mu' = \mu$, co prowadzi do nadmiernego oszacowania zasięgu poślizgu x_0 . Na odcinku wpływu poślizgu ($x < x_0$) strata siły sprężającej wyraża się różnicą sił $P'_0 - P_{0x}$ (rys. 4-11a). Dla kabli prostoliniowych, według [4-11], [4-14] i [4-15]), otrzymuje się:

$$\begin{aligned} \Delta P_{i,sl} &= P_0 e^{-\mu \kappa x} - P'_0 e^{\mu \kappa x} = \\ &= P_0 [(1 - \mu \kappa x) - (1 - 2\mu \kappa x_0)(1 + \mu \kappa x)] = \\ &= \frac{2a_{sl} E_p A_p}{x_0^2} (x_0 - x + \mu \kappa x x_0) \quad . \quad [4-24] \end{aligned}$$

Pomijając bardzo małą wartość $\mu \kappa x x_0$, uzyskuje się wzór podany w [N1]:

$$\Delta P_{i,sl} = 2a_{sl} \frac{x_0 - x}{x_0^2} E_p A_p \quad . \quad [4-25]$$

Do tego samego wyrażenia można dojść w wyniku przybliżonej analizy straty w kablu krzywoliniowym.

Strata od poślizgu zachodzi w zakotwieniach tarcowych (szczęki, kliny, stożki kotwiące), a jej wpływ na siłę sprężającą w przekroju niebezpiecznym, najczęściej dość odległym od zakotwień czynnych, jest znacznie mniejszy niż w przekrojach przy zakotwieniach. Zasięg wpływu poślizgu wynosi, zależnie od intensywności tarcia, praktycznie do 20 m, wyjątkowo do 30 m w kablach prostoliniowych, w stosunkowo szerokich kanałach.

4.4.2. Odkształcenia sprężyste betonu

Przekazanie siły sprężającej na beton powoduje jego sprężysty skróty. W strunobetonie skróty występują przy zwolnieniu cięgien z zakotwień technologicznych lub ich przecięciu (zwykle płomieniowo). Strata od skrótu powstaje we wszystkich cięgnach, choć nie w pełni jednakowo na wysokości przekrojów.

W kablobetonie skróty powstają podczas samej operacji naciągu kabli. Przy sprężeniu elementu jednym kablem skróty następują przed kotwieniem i nie powodują strat sprężenia, gdy tylko poprawnie mierzy się wprowadzoną siłę. Jeżeli jednak naciąga się kolejno więcej cięgien, to straty zachodzą, ponieważ każde następne cięgno wywołuje skrócenie cięgien już zakotwionych. W projektowaniu istotne jest najczęściej oszacowanie łącznych strat ΔP_{ic} , a nie strat w poszczególnych cięgnach.

Niezależnie od rozproszenia zbrojenia sprężającego, w analizie zastępuje się je przy tym oszacowaniu cięgnem wypadkowym (rys. 4-12).

Najprościej można zanalizować wpływ skróty sprężystego dla elementu o stałym przekroju i prostoliniowym przebiegu cięgien.

Sprężyste odkształcenia betonu w poziomie zbrojenia sprężającego wynoszą:

$$\varepsilon_{ce} = (P_0 - \Delta P_{ic}) \left(\frac{1}{E_c A_c} + \frac{e_p^2}{E_c I_c} \right), \quad [4-26]$$

jednocześnie występuje zmiana odkształceń cięgien sprężających:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta P_{ic}}{E_p A_p} \quad [4-27]$$

W strunobetonie uwzględniamy przekrój sprowadzony $A_{cs} = A_c + \alpha_e A_p$ i obliczony dla tego przekroju moment bezwładności I_{cs} , gdyż w chwili przekazania siły na beton zachodzi pełna współpraca betonu i stali.

Z równości odkształceń wyrażonych wzorami [4-26] i [4-27], oznaczając:

$$\alpha_e = \frac{E_p}{E_{cm}}, \quad \rho_p = \frac{A_p}{A_{cs}},$$

$$\vartheta = \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2 A_{cs}}{I_{cs}} \right),$$

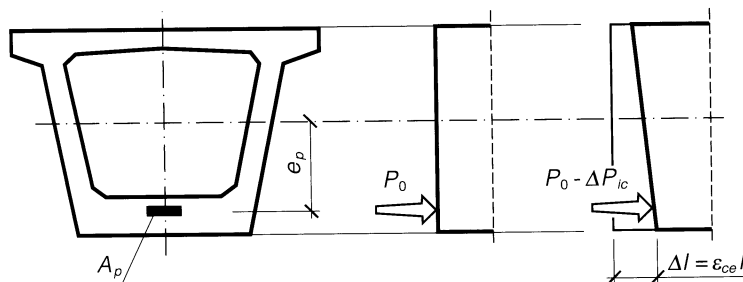
otrzyma się wzór na stratę od skróty sprężystego w strunobetonie:

$$\Delta P_{ic} = \frac{\vartheta}{1 + \vartheta} P_0 \quad [4-28]$$

W większości praktycznych przypadków ϑ jest na tyle niewielkie, że z zadowalającą dokładnością można przyjąć:

$$\Delta P_{ic} = \vartheta P_0 \quad [4-29]$$

Wartość tej straty wynosi 2-8%, zależnie od intensywności sprężenia. W programowaniu naciągu łatwo jest przewidzieć eliminację straty przez odpowiednie przeciążenie cięgien. Ponadto należy dokonywać korekty uwzględniającej położenie cięgien w przekroju – cięgna leżące poniżej środka ciężkości przekroju doznają nieco większej straty i na-



Rys. 4-12. Odkształcenia sprężyste betonu powodujące straty sprężenia

leży je dodatkowo przeciążyć (1÷2%), jeżeli pozwalają na to ograniczenia naprężeń w stali.

W kablobetonie dokładna ocena strat od skrótu jest bardziej złożona, zwłaszcza przy krzywoliniowym przebiegu cięgien. W chwili naciągu kabli nie zachodzi współpraca betonu i stali, a zatem, odmiennie niż to podano w normie [N1], należy zakładać:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}, \quad \vartheta = \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2 A_c}{I_c} \right).$$

W praktyce wystarcza w kablobetonie przybliżona ocena, której podstawą jest założenie, że każdy następny naciągany kabel powoduje stratę we wszystkich już naciągniętych i zakotwionych. Prowadzi to – w analogii do strat w strunobetonie – do wzoru:

$$\Delta P_{ic} = \frac{n-1}{2n} \vartheta (P_0 - \Delta P_{i,sl}), \quad [4-30]$$

gdzie: n – liczba kabli (lub grup kabli) kolejno naciąganych, a $P_0 - \Delta P_{i,sl}$ to siła sprężająca przejściowa, po stratach od poślizgu w zakotwieniach.

Dla większej liczby kabli, z bezpiecznym przybliżeniem, można stosować prosty wzór:

$$\Delta P_{ic} = 0,5 \vartheta (P_0 - \Delta P_{i,sl}). \quad [4-31]$$

Strata od skrótu sprężystego w kablobetonie osiąga zatem najwyżej połowę straty zachodzącej w analogicznym elemencie strunobetonowym i wynosi 1÷4% siły początkowej. Pewna korekta sił naciągu w poszczególnych kablach powinna być przeprowadzana głównie ze względu na kolejność ich naciągu – największe przeciążenie celowe jest w pierwszych kablach, a w ostatnich nie trzeba go stosować. Wyrównujemy wtedy ostateczne siły w poszczególnych kablach.

4.5. Straty opóźnione (ΔP_i)

4.5.1. Relaksacja stali

Relaksacja stali jest zjawiskiem długotrwałym, podobnie jak pełzanie betonu (patrz p.2.2.3). W pierwszym okresie proces ten w stali jest szybszy i dlatego w strunobetonie część relaksacji zachodzi jeszcze przed zakotwieniem cięgien w betonie.

Ilościowe ujęcie relaksacji, a zwłaszcza strat od tego wpływu, jest ciągle kontrowersyjne (m.in. szereg zmian wprowadzano w kolejnych projektach [N12]). Równie dyskusyjna jest skuteczność przeciążenia przy eliminacji części wpływu relaksacji na straty naciągu. Współcześnie za najślusniejsze uważa się traktowanie relaksacji jako cechy materiału, którą powinien określić dostawca

stali – musi być co najmniej podana klasa stali charakteryzująca relaksację.

Podobnie jak stratę od częściowej relaksacji cięgien w strunobetonie (wzór [4-7]) wyraża się całkowitą stratę spowodowaną relaksacją wzorem:

$$\Delta P_{tr} = \Delta \sigma_{pr \infty} A_p \quad [4-32]$$

Dla czasu $t = \infty$ wartość $\Delta \sigma_{pr \infty}$ przyjmujemy w przybliżeniu jako 2-krotną wartość $\Delta \sigma_{pr1000}$ odczytywaną z wykresu na rysunku 2-27a jako procentową część σ_{pr} . Należy jednak poprawnie przyjąć wartość względnego poziomu naprężeń w stali σ_p/f_{pk} . Naprężenie σ_p spada bowiem w czasie, naj-

pierw wskutek strat doraźnych, a następnie, równolegle z procesem relaksacji, w wyniku skurczu i pełzania betonu. W sprawdzeniu strat należy tu bezpiecznie założyć wartość względnego poziomu naprężeń wstępnych σ_p/f_{pk} .

Norma [N1] zaleca w zwykłych przypadkach przybliżenie $\sigma_p = \sigma_{pg0}$, gdzie σ_{pg0} to początkowe naprężenie wywołane sprężeniem i obciążeniami stałymi. Dla przypadków wymagających dokładniejszej oceny zaleca się nieco precyzyjniejsze oszacowanie w postaci:

$$\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3\Delta\sigma_{p,c+s+r}, \quad [4-33]$$

które jednak wymaga wstępnego oszacowania łącznych strat opóźnionych $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$.

W strunobetonie, od oszacowanej straty $\Delta\sigma_{p,pr}$, potrącamy uwzględnioną wcześniej stratę, zachodzącą w czasie t_p przed przekazaniem sprężenia na beton, od częściowej relaksacji cięgien $\Delta\sigma_{prt}$ według [4-7].

Przyrost strat od relaksacji w przypadku konstrukcji poddanych podwyższonej temperaturze jest znacznie bardziej gwałtowny (patrz rys. 2-30). Chociaż krótkotrwały okres podwyższonej temperatury, na przykład przy zabiegach termicznych przyspieszających dojrzewanie betonu, wpływa na silny (kilkakrotny) chwilowy przyrost straty, to jednak nie powoduje znaczącego wzrostu ostatecznej straty po długim czasie [13], a zatem zazwyczaj nie wymaga uwzględniania w obliczaniu trwałej siły sprężającej. Do obliczenia częściowej straty od relaksacji w strunobetonie można posłużyć się wskazaniem przepisów EC2 [N12], które zalecają w analizie relaksacji cięgien w strunobetonie rozważenie skutków obróbki termicznej i podają wzór na dodatkowy okres czasu, t_{eq} , jaki powinien być dodany, jako ekwiwalent skutków podgrzania, do okresu od naciągu do przekazania sprężenia na beton (patrz wzór [2-46]).

4.5.2. Skurcz i pełzanie betonu

Odształcenia opóźnione betonu – skurcz i pełzanie – ujawniają się we wszystkich konstrukcjach z betonu, lecz w betonowych konstrukcjach sprężonych skutki ich, w postaci stosunkowo dużych strat naciągu, są najistotniejsze. W pierwszym okresie wdrażania konstrukcji sprężonych (początek XX w.) właśnie te zjawiska, słabo wówczas rozpoznane, były przyczyną niepowodzeń.

Przyjęto łączne rozpatrywanie strat od obydwu zjawisk, zakładając afiniczność ich przebiegu w czasie, bowiem opisywane są funkcjami tej samej postaci (patrz [2-23] i [2-33]), czyli:

$$\frac{\varepsilon_{cs}(t)}{\varepsilon_{cs,\infty}} = \frac{\varepsilon_{cc}(t)}{\varepsilon_{cc,\infty}} = \frac{\phi_c(t)}{\phi_{c\infty}}, \quad [4-34]$$

skąd:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\phi_{c\infty}} \phi_c(t). \quad [4-35]$$

Na tej podstawie wyprowadzono wzory na obliczanie strat najpierw dla sprężonych elementów osiowo obciążonych (*Dischinger* – 1937 r.), a następnie dla elementów zginanych i mimośrodowo obciążonych (*Busemann* – 1950 r.).

Dla elementów osiowo obciążonych strata wynosi:

$$\Delta P_{t,c+s} = \left(P_i + N_{sd,lt} + \frac{E_c A_c \varepsilon_{cs,\infty}}{\phi_{c\infty}} \right) \left(1 - e^{-\alpha_p \phi_{c\infty}} \right), \quad [4-36]$$

gdzie:

P_i – wstępna siła sprężająca po stratach doraźnych,

$N_{s,lt}$ – siła podłużna od obciążeń długotrwałych (siła ściskająca jako dodatnia),

$$\alpha_p = \frac{E_p A_p}{E_p A_p + E_c A_c}.$$

Dla elementów zginanych oraz mimośrodowo obciążonych:

$$\Delta P_{t,c+s} = \left(P_l + N_{Sd,1} + E_c A_{c0} \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\phi_{c\infty}} \right) \left(1 - e^{-\alpha'_p \phi_{c\infty}} \right), \quad [4-37]$$

gdzie: P_l , $N_{S,lt}$ – jak powyżej, a $M_{S,lt}$ to moment zginający od obciążeń długotrwałych,

$$N_{Sd,1} = \frac{N_{S,lt} e_1 - M_{S,lt}}{e_p + e_1}, \quad e_1 = \frac{I_c}{e_p A_c},$$

$$A_{c0} = A_c \frac{e_1}{e_p + e_1}, \quad \alpha'_p = \frac{E_p A_p}{E_p A_p + E_c A_{c0}}.$$

W wyrażeniach [4-34] do [4-37] przyjęto dla uproszczenia zapis współczynnika pełzania $\phi_c(t)$ zamiast $\phi_c(\tau)$, gdzie $\tau = t - t_0$ oraz $\phi_{c\infty}$ zamiast $\phi_c(\infty, t_0)$ (patrz p. 2.1.7.2.).

Straty opóźnione od skurczu i pełzania betonu są bardzo zróżnicowane i trudne do oszacowania, ze względu na znaczne różnice wartości ε_{cs} i ϕ_c .

W praktyce straty te wynoszą:

- w strunobetonie 10÷20% (decyduje stopień dojrzałości w chwili przekazania sprężenia),
- w kłobetonowych elementach monolitycznych 5÷15%,
- w kłobetonowych konstrukcjach prefabrykowanych 2÷6%.

Czynniki decydujące o wartościach odkształceń opóźnionych opisano w p. 2.1.7.2 i 2.1.7.3.

Norma [N1], zaleca obliczanie łączne wszystkich trzech strat opóźnionych od skurczu i pełzania betonu oraz relaksacji stali w rozważanej chwili t , z ogólnego wzoru:

$$\Delta P_{t,c+s+r} = \Delta \sigma_{p,c+s+r} A_p, \quad [4-38]$$

gdzie łączną stratę w naprężeniach określa wyrażenie:

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_s) E_p + 0,8 \Delta \sigma_{prt} + \alpha_e \phi_c(t, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpi})}{1 + \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2 \right) [1 + 0,8 \phi_c(t, t_0)]}, \quad [4-39]$$

w którym:

t – wiek betonu w rozważanej chwili, dla której określa się straty [dni],

t_s – wiek betonu na początku okresu, w którym określa się wpływ skurczu [dni],

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ – przewidywane całkowite odkształcenie skurczowe po czasie t (zał. B normy [N1]),

$\Delta \sigma_{prt}$ – strata naprężeń od relaksacji stali (patrz p. 4.5.1),

$$\alpha_e = E_p / E_{cm},$$

t_0 – wiek betonu na początku okresu, w którym określa się wpływ pełzania [dni],

$\phi_c(t, t_0)$ – współczynnik pełzania w okresie od t_0 do t (załącznik A normy [N1]),

$$\rho_p = A_p / A_c,$$

σ_{cg} – naprężenie w betonie w poziomie środka ciężkości cięgien od ciężaru własnego i innych obciążeń stałych (siła ściskająca dodatnia):

$$\sigma_{cg} = \frac{N_{S,lt}}{A_c} - \frac{M_{S,lt} e_p}{I_c},$$

σ_{cpi} – wstępne naprężenie w betonie w poziomie środka ciężkości cięgien wywołane sprężeniem po stratach doraźnych:

$$\sigma_{cpi} = \frac{P_l}{A_c} + \frac{P_l e_p^2}{I_c}.$$

W przypadku obliczania strat w elemencie strunobetonowym należy w miejsce A_c i I_c wstawić cechy przekroju sprowadzonego, odpowiednio A_{cs} i I_{cs} .

W projektowaniu interesują nas z reguły straty ostateczne ($t = \infty$) i wtedy wsta-

wiamy wartości $\phi_c(\infty, t_0)$ i $\varepsilon_{cs}(\infty, t_s)$ – obliczone lub odczytane z tablic w załącznikach A i B normy [N1], przy aktualnym w praktyce założeniu $t_0 = t_s$. Projektant musi sobie jednak zdawać sprawę z przybliżeń zawartych we wzorze [4-39] zaleconym w normie. O ile przybliżone współczynniki 0,8 można przyjąć jako przybliżone ujęcie zmian wielkości naprężeń w stali wskutek innych strat, to przyjęcie jednakowego wieku betonu w chwili sprężenia i w chwili obciążenia musi być dodatkowo przeanalizowane. W elementach zginanych i sprężanych z mimośrodem przekazanie sprężenia na beton mobilizuje w tej samej chwili działanie ciężaru własnego. W niektórych elementach może to być dominujące obciążenie długotrwałe, np. w belkach podsuwnicowych. Jednak w większości przypadków dalsze obciążenia długotrwałe mogą być przekazane na element znacznie później, np. w przypadkach prefabrykowanych belek mostowych lub stropowych. Jeszcze mniej prawdopodobny jest ten sam wiek betonu w chwili sprężenia i obciążenia zewnętrznego w elementach rozciąganych lub ściskanych.

Chcąc zatem nieco dokładniej oszacować straty opóźnione możemy wzór normowy rozszerzyć następująco:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p + 0,8\Delta\sigma_{prt} + \alpha_e\phi_c(t, t_0) \times (\sigma_{cg} + \sigma_{cpi}) + \alpha_e\phi_c(t, t_1)\sigma_{c\Delta g}}{1 + \alpha_e\rho_p \left(1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2\right) [1 + 0,8\phi_c(t, t_0)]} \quad [4-39a]$$

w którym, oprócz oznaczeń podanych do wzoru [4-39], oznaczono:

t_1 – wiek betonu w chwili przyłożenia dodatkowego obciążenia długotrwałego Δg ,

σ_{cg} – naprężenie w betonie w poziomie środka ciężkości cięgien od ciężaru własnego g elementu zginanego (rozciągania ujemne),

$\sigma_{c\Delta g}$ – naprężenie w betonie w poziomie środka ciężkości cięgien od dodatkowego obciążenia stałego Δg (rozciągania ujemne).

Wzór [4-39a] może mieć dalej powiększoną liczbę członów w liczniku, gdy proces obciążenia ma kilka etapów, dotyczy to zwłaszcza długotrwałej części obciążeń zmiennych.

4.5.3. Odształcenia styków

W konstrukcjach kablobetonowych składanych z prefabrykowanych segmentów żelbetowych, w których styki są wypełnione zaprawą, występują opóźnione odształcenia zaprawy. Szerokość szczeliny styku oraz stopień zagęszczenia zaprawy są dość przypadkowe i dlatego należy uwzględnić przeciętne skutki odształceń. Ponadto istnieją różnice w naprężeniach normalnych między poszczególnymi stykami w konstrukcji. Dla styków szerokości 10÷30 mm wypełnianych zaprawą o dużej podatności przyjmuje się zgniot opóźniony warstwy wypełniającej styk $a_j = 1$ mm. Straty wywołane przez te odształcenia oblicza się analogicznie do strat od poślizgu bez tarcia:

$$\Delta P_{t,s} = \frac{\sum a_j}{l} E_p A_p \quad [4-40]$$

Zakłada się więc także w przypadku kabli z przyczepnością, że we wstępnym okresie zaczyn iniekcyjny w kanałach kablowych dopuszcza równomierne rozłożenie na długości skutków odształceń materiału w stykach.

W nowoczesnych konstrukcjach segmentowych stosowane są dokładne pasowania, w których styk wypełniony masą klejącą ma grubość zaledwie milimetrową. Dokładność taką uzyskuje się przez formowanie każdego następnego segmentu, z zastosowaniem – jako czoła formy – segmentu poprzedniego, powleczonego jedynie środkiem anty-

adhezyjnym. Odształcenia w stykach są wtedy znikome i w analizie strat sprężenia pomija się je.

4.5.4. Wstępne oszacowanie strat

W projektowaniu konstrukcji sprężonych zachodzi konieczność wstępnego oszacowania strat naciągu w celu wymiarowania przekrojów. Brakuje nam wówczas jeszcze dostatecznych danych umożliwiających dokładniejsze obliczenia.

Straty przed kotwieniem ΔP_0 uwzględnia się w programowaniu naciągu i możliwe są zabiegi techniczne redukujące je lub eliminujące ich wpływ. Również straty doraźne ΔP_i , łatwe do wstępnej oceny, mogą być zrównoważone przez zwiększenie naprężeń w stali do maksymalnych wartości dopuszczalnych chwilowo ($0,80f_{pk}$ lub $0,90f_{p0,1k}$ – patrz [2-48]).

W strunobetonie, gdzie eliminacja strat doraźnych jest ograniczona, zakłada się je wstępnie w granicach 8÷15% siły początkowej – wartości niższe przy prostoliniowych ciągach.

W kablobetonie, gdzie z kolei dochodzi wpływ tarcia w kanałach, straty doraźne wahają się zwykle w zakresie 10÷12% siły początkowej i mogą wzrosnąć do 15% przy silniej zakrzywionych trasach kabli.

Straty opóźnione ΔP_t wymagają dokładniejszej analizy obliczeniowej i wstępnego oszacowania, gdyż decydują o różnicy między wstępną siłą sprężającą (w sytuacji obliczeniowej przejściowej) P_i a siłą trwałą (w sytuacji obliczeniowej trwałej) P_t . Obydwie te wartości sił są podstawą projektowania i łączne straty opóźnione powinny być możliwie trafnie założone.

Dokonując oszacowania zakłada się i bierze pod uwagę:

- właściwości stali pod względem relaksacji naprężeń,
- poziom naprężeń w stali i części relaksacji, jaka może zachodzić przed kotwieniem,
- rodzaj betonu, a zwłaszcza rodzaj kruszywa,
- właściwości betonu w aspekcie odształcalności opóźnionej,
- poziom trwałych naprężeń ściskających w betonie, w otoczeniu ciągną wypadkowego,
- technologicznie uzasadniony stopień dojrzalszości betonu w chwili sprężenia,
- przewidywane warunki dojrzewania i pielęgnacji betonu,
- cieplne i wilgotnościowe warunki pracy elementu, zwłaszcza w pierwszym okresie po sprężeniu.

Dla elementów z betonów zwykłych łączne straty opóźnione można przyjmować wstępnie dla kablobetonu w granicach 10÷18%, a dla strunobetonu 12÷20%. O nieco większych stratach w strunobetonie decyduje z reguły niższy stopień dojrzalszości betonu w chwili sprężenia. Wyższe wartości w przedziałach dotyczą warunków suchych, a niższe – wilgotnych. Decydujące znaczenie mają warunki w pierwszych kilku tygodniach po sprężeniu.

Dla elementów z betonów lekkich, straty należy rzewidować zwiększone o 15% do 25% w porównaniu z betonem zwykłym, ale zależy to w dużym stopniu od rodzaju stosowanych kruszyw i powinno być odrębnie badane.

4.6. Zasady programowania naciągu

Poprawny naciąg cięgien musi być poprzedzony zaprojektowaniem jego przebiegu. Zasadniczymi elementami programu naciągu są: siła pierwotna P_{pr0} , kontrolowana na urządzeniu naciągowym i odpowiadająca jej siła w pojedynczym cięgnię P_{pr1} , oraz odpowiadające temu wydłużenia cięgien ΔL . Wartości te wynikają ze wstępnej siły sprężającej P_i oraz strat doraźnych $\Sigma \Delta P_i$ i strat przed kotwieniem $\Sigma \Delta P_0$. W programie naciągu przyjmuje się stałą wartość E_p w wykorzystywanym przedziale naprężeń w stali – do $0,8 f_{pk}$. Dla cięgien złożonych z drutów średnicy $2,5 \div 7$ mm stwierdzono doświadczalnie, że błąd założenia liniowej zależności $\sigma_p - \varepsilon_p$ i stałej wartości E_p nie przekracza 5%.

Szczegóły dokładnego obliczania wydłużeń i przykłady obliczeń zawarto w pracy [6]. Tutaj ograniczymy się do omówienia programu naciągu w trzech przypadkach wpływu tarcia.

(1) Przypadek niewystępowania tarcia – zachodzi wtedy najprostszy naciąg, stosowany w strunobetonie oraz przy prostoliniowych kablach przebiegających na zewnątrz lub w szerokich kanałach. Przed kotwieniem powinna być zrealizowana siła wstępna, zwiększona o straty doraźne od poślizgu i skrótu sprężystego betonu, czyli:

$$P_0 = P_i + \Delta P_{i,sl} + \Delta P_{i,c} \quad [4-41]$$

Odczytywana na mierniku urządzenia naciągowego łączna siła pierwotna P_{pr0} będzie musiała być zwiększona w stosunku do P_0 o ewentualne straty grupy a), b) w kablobetonie i dodatkowo d), e), f) w strunobetonie (rys. 4-2).

Naprężenie maksymalne w stali $\sigma_{p,pr} = P_{pr0} / A_p$ nie może przekroczyć $\sigma_{p0,lim} = 0,80 f_{pk}$ lub $0,90 f_{p0,1k}$, według [N1] – patrz [2-48].

W chwili kotwienia wydłużenie każdego z cięgien o długości L (między uchwytami naciągowymi) powinno wynosić:

$$\Delta L = \frac{P_{pr0}}{E_p A_p} L \quad [4-42]$$

(2) Przypadek równomiernych strat od tarcia zachodzi dla kabli prostoliniowych, w wąskich kanałach, oraz krzywoliniowych o stałej niewielkiej krzywiznie. Zadaniem naciągu jest uzyskanie projektowanej siły wstępnej P_i w przekroju niebezpiecznym elementu, np. w przekroju środkowym $x = 0,5l$ belki swobodnie podpartej.

Zakłada się, że wpływ tarcia na całą długość cięgna jest niewielki i można przyjąć liniową zmianę siły w miejsce funkcji wykładniczej, czyli $e^{-\mu(\theta + \kappa x)} \approx 1 - \mu(\theta + \kappa x)$.

Jeśli strefa wpływu poślizgu x_0 sięga przekroju niebezpiecznego ($x_0 > x$), to siłę P_0 i wydłużenie określa się z wyrażenia:

$$P_0 = \frac{P_i + \Delta P_{i,c} + \Delta P_{i,sl}}{1 - \mu(\theta_x + \kappa x)} \quad [4-43]$$

co dla elementu swobodnie podpartego może być wyrażone wzorem:

$$P_0 = \frac{P_i + \Delta P_{i,c} + \Delta P_{i,sl}}{1 - 0,5\mu(\theta + \kappa l)} \quad [4-44]$$

gdzie:

θ – sumaryczny kąt opasania w całym elemencie,

l – długość cięgna między zakotwieniami.

Wydłużenie określa się dla średnich naprężeń w stali sprężającej. Przy naciągu jednostronnym naprężenie średnie występuje w połowie długości i wynosi:

$$\sigma_{p0m} = \frac{P_i + \Delta P_{i,c} + \Delta P_{i,sl}}{[1 - 0,5\mu(\theta + \kappa l)] A_p} \quad [4-45a]$$

a przy naciągu dwustronnym naprężenie średnie odpowiada wartości w 1/4 długości elementu:

$$\sigma_{p0m} = \frac{P_i + \Delta P_{i,c} + \Delta P_{i,sl}}{[1 - 0,25\mu(\theta + \kappa)]A_p} \quad [4-45b]$$

Wydłużenie cięgna o długości montażowej L (większej od długości elementu l o odcinek około 0,5 do 0,7 m potrzebny do zamocowania w prasie naciągowej) wynosi:

$$\Delta L = \frac{\sigma_{p0m}}{E_p} L \quad [4-46]$$

Jeśli wpływ poślizgu nie sięga przekroju niebezpiecznego, to w liczniku wzorów [4-43] do [4-45] należy pominąć stratę $\Delta P_{i,sl}$. (3) Przypadek nierównomiernego wpływu tarcia zachodzi w kablach o trasach złożonych. Obliczenie strat wzdłuż kabli i wnioskowanie o siłach P_{pr0} i P_0 , potrzebnych dla uzyskania P_i , przeprowadza się, analizując odcinki trasy, dla których przyjmuje się równomierny wpływ tarcia. Dla kolejnych odcinków, zaczynając od czynnego zakotwienia, rozważa się również wpływ poślizgu.

Odrębnymi zagadnieniami programu naciągu są:

- przeciążenie cięgien redukujące wpływ oporów w prasie oraz wpływ tarcia i relaksacji (p. 4.2.3 i 4.3.2),
- kolejność naciągu cięgien w kablobetonie,
- korekta sił w cięgnach związana z eliminacją wpływu nierównomiernego skrótu sprężystego (p. 4.4.2).

W elemencie sprężanym kilkoma kablami zróżnicowanie sił w poszczególnych kablach, z uwzględnieniem różnic strat od tarcia i skrótu sprężystego betonu od kolejnego naciągu, powinno być oparte na następującej procedurze obliczeniowej:

- straty od tarcia w poszczególnych kablach:

$$\Delta P_{0\mu,k}(x) = P_{pr0,1} [1 - e^{-\mu(\theta_k + \kappa x)}] \quad [4-47]$$

gdzie: k – numer kolejno naciągane kabla,

- kąt opasania trasy k -tego kabla w płaszczyźnie pionowej do połowy długości:

$$\theta_k = 0,5 \frac{8(e_{p0,k} - e_{p,k})}{l}$$

(Uwaga: jeśli występuje znaczące zakrzywienie kabla także w płaszczyźnie poziomej należy dodać wynikający stąd kąt, obliczony według analogicznego wyrażenia)

- strata od skrótu sprężystego betonu w k -tym kablu:

$$\Delta P_{i,c,k} = \frac{n-k}{\sum_{k=1}^{n-1} (n-k)} \Delta P_{i,c} \quad [4-48]$$

gdzie: n – liczba kabli,

- sumaryczne straty od tarcia i skrótu sprężystego betonu w poszczególnym kablu:

$$\Delta P_k = \Delta P_{0\mu,k} + \Delta P_{i,c,k}$$

- średnie straty od tarcia i skrótu sprężystego betonu dla jednego kabla:

$$\Delta P_{m,1} = \frac{\Delta P_{0\mu}(x) + \Delta P_{i,c}}{n}$$

- odchyłka siły naciągu poszczególnych kabli od siły średniej:

$$\delta P_{pr0,k} = \Delta P_k - \Delta P_{m,1} \quad [4-49]$$

(odchyłka będzie dodatnia dla kabli naciąganych w pierwszej kolejności, a ujemna dla kabli naciąganych później),

- siła naciągu do zrealizowania w poszczególnym kablu:

$$P_{pr0,k} = P_{pr0,1} + \delta P_{pr0,k} \quad [4-50]$$

- korekta wydłużenia poszczególnych kabli, po korekcie sił naciągu:

$$\Delta L_k = \frac{P_{pr0,k}}{P_{pr0,1}} \Delta L \quad [4-51]$$

Wyniki programowania naciągu, czyli siły naciągu poszczególnych ciągów, odpowia-

dające im wydłużenia oraz kolejność naciągu – powinny być jednoznacznie podane na rysunkach konstrukcyjnych elementów sprężonych. W bardziej złożonych sytuacjach, gdy przewiduje się przeciążenia ciągów, konieczne jest dołączenie szerszego opisu technicznego sprężania. Często zaleca się przeprowadzenie próbnych naciągów.

4.7. Sprawdzenie naprężeń w ciągach sprężających

Z wymiarowania przekroju sprężonego (p. 6.3) wynika potrzebna powierzchnia stali sprężającej A_p w przekroju niebezpiecznym, wymagana ze stanu granicznego zniszczenia, oraz siła P_{cr} wymagana ze sprawdzenia stanu granicznego zarysowania.

Ekonomia projektowania nakazuje, aby w przyjętych ciągach sprężających dążyć do wykorzystania trwałych naprężeń dopuszczalnych w sytuacji trwałej, tj. $\sigma_{p,lim} = 0,65f_{pk}$ (patrz warunek [2-50]). Tę pożądaną wartość naprężeń można uzyskać, gdy zwiększone dla sytuacji przejściowej naprężenia dopuszczalne pokryją straty sprężenia. Wymaga to więc sprawdzenia naprężeń po zaprojektowaniu elementu, gdy można stosunkowo dokładnie ocenić poszczególne straty w kablobetonie. Naprężenie w zakotwionych ciągach (pod czynnym zakotwieniem) powinno spełniać warunek:

$$\sigma_{pi} \leq \sigma_{pi,lim} = 0,75f_{pk} \text{ (lub } = 0,85f_{p0,1k}), [4-52]$$

gdzie:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p,lim} + \frac{\sum \Delta P_i}{A_p} \quad [4-53]$$

Podobnego sprawdzenia naprężeń przed kotwieniem, gdy są one zwiększone w celu

eliminacji wpływu strat doraźnych i straty od tarcia w kanale, dokonuje się wzorem:

$$\sigma_{p0} \leq \sigma_{p0,lim} = 0,80f_{pk} \text{ (lub } = 0,90f_{p0,1k}), [4-54]$$

gdzie:

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pi} + \frac{\sum \Delta P_i + \Delta P_{0\mu}}{A_p} \quad [4-55]$$

W strunobetonie sprawdzenie polega na spełnieniu nierówności analogicznych do [4-52] i [4-54] – zmieniają się jedynie brane pod uwagę straty:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p,lim} + \frac{\sum \Delta P_i}{A_p} \leq \sigma_{pi,lim} \quad [4-56]$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pi} + \frac{\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i}{A_p} \leq \sigma_{p0,lim} \quad [4-57]$$

Jeśli warunki sprawdzenia naprężeń nie są spełnione, to konieczna jest analiza możliwości zmniejszenia strat naciągu przez zabiegi techniczne lub technologiczne. Gdy okaże się to niewystarczające, należy dokonać sprawdzenia, wychodząc z warunku $\sigma_{pi} = \sigma_{pi,lim}$ lub $\sigma_{p0} = \sigma_{p0,lim}$, zależnie od tego, który warunek nie był zachowany. Oblicza

się wtedy wartość σ_p , kolejno odejmując oszacowane straty. Obliczona wartość σ_p musi być wystarczająca dla uzyskania siły sprężającej, potrzebnej do spełnienia warunku zarysowania, czyli

$$\sigma_p A_p \geq P_{cr} \quad [4-58]$$

Jeśli warunek ten nie jest spełniony, to należy zwiększyć ilość zbrojenia sprężającego proporcjonalnie do niedoboru siły,

a zatem nowe pole przekroju stali sprężającej powinno wynosić:

$$A_p = \frac{P_{cr}}{\sigma_p} \quad [4-59]$$

Praktyczne przypadki sprawdzenia naprężeń, ze sprawdzeniem strat sprężenia i elementami programowania naciągu, przedstawiono w procedurach obliczeniowych – tablice 4-1 i 4-2.

4.8. Procedury sprawdzania strat i programowania naciągu

Projektując konstrukcję sprężoną, dokonuje się najpierw oszacowania strat sprężenia, a następnie, po zaprojektowaniu elementu, sprawdza straty. Sprawdzenie po zaprojektowaniu elementu jest też oszacowaniem, lecz znacznie precyzyjniejszym, gdyż znane są już parametry geometryczne przekroju i całego elementu, trasy cięgien i wymagane siły sprężające. Celem tego sprawdzenia strat jest kontrola naprężeń w stali sprężającej i ocena poprawności założeń wstępnych co do strat.

Sprawdzenie strat przeprowadza się nieco inaczej w kłobetonie i strunobetonie, a zatem procedury sprawdzenia podano oddzielnie w tablicach 4-1 i 4-2. Sprawdzenie w toku projektowania nie obejmuje wszystkich wpływów, zwłaszcza związanych z zabiegami technicznymi przy naciągu. Ta problematyka należy do programowania naciągu, gdzie konieczna jest szczegółowa znajomość

charakterystyki technicznej urządzeń i przyjętego przebiegu operacji sprężania.

4.8.1. Sprawdzenie strat w kłobetonie

Przy projektowaniu przekroju elementu kłobetonowego – tablice 6-3 do 6-9, w przypadkach typowych konieczne jest określenie łącznych strat opóźnionych $\Sigma \Delta P_i$, strat doraźnych $\Sigma \Delta P_i$ oraz straty pierwotnej od tarcia w kanale kłobowym $\Delta P_{0\mu}$. Podobnie jak projektowanie przekroju, także i sprawdzenie strat dokonywane jest w elemencie dla przekroju niebezpiecznego, w określonej odległości x od zakotwień czynnych cięgien sprężających. Konieczne jest zatem, przy zakotwieniach dopuszczających technologiczny poślizg cięgien, sprawdzenie zasięgu wpływu poślizgu; jeśli wpływ sięga przekroju niebezpiecznego, to należy dokonać próby jego eliminacji przez zwiększenie naciągu (analogicznie jak dla straty od tarcia). Sprawdzenie przedstawia procedura w tablicy 4-1.

Tablica 4-1. Sprawdzenie strat i programowanie naciągu

Kablobetonowy element zginany

Krok	Instrukcja
1	<p>Dane do sprawdzenia:</p> <ul style="list-style-type: none"> z projektowania elementu: klasa betonu, wymiary przekroju, obciążenia g i Δg oraz $A_p, A_{p1}, n, e_p, e_{p0}, f_{pk}, E_p, \sigma_{p,lim}, \sigma_{pl,lim}, \sigma_{p0,lim}, A_c, I_c, E_{cm}, I, M_g, M_{\Delta g}, P_{cr}$ określić odległość x rozważanego przekroju od zakotwienia czynnego, np. $x = 0,5l$, określić dla przekroju x kąt opasania θ (zsumowany od zakotwienia czynnego), założyć dane związane z techniką sprężania: L, μ, κ, a_{sl}, ustalić dane do obliczania strat: <ul style="list-style-type: none"> część obwodu przekroju wystawiona na działanie atmosfery u, (np. $u > 600$ mm), miarodajny wymiar przekroju $h_0 = 2A_d u$ [mm], wiek betonu w chwili przekazania sprężenia na beton t_0 [dni], wiek betonu w chwili dodatkowego obciążenia stałego t_1 [dni], wilgotność otoczenia RH [%] – warunki suche (50%) lub wilgotne (80%), wartość $\phi_c(\infty, t_0), \phi_c(\infty, t_1)$ z załącznika A w [N1], wartość $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$, z załącznika B w [N1], $\alpha_e = E_p/E_{cm}, \rho_p = A_p/A_c$, klasę relaksacji stali sprężającej.
2	<p>Obliczyć siłę pierwotną naciągu:</p> $P_{p0} = \max P_{p0} = \sigma_{p0,lim} A_p = 0,80 f_{pk} A_p$
3	<p>Obliczyć stratę od tarcia kabli dla przekroju x – wzór [4-5]:</p> $\Delta P_{0,\mu}(x) = P_{p0} \left[1 - e^{-\mu(\theta + \kappa x)} \right]$
4	<p>Obliczyć siłę początkową w chwili kotwienia:</p> $P_0 = \max P_{p0} - \Delta P_{0,\mu}(x)$
5	<p>Określić zasięg wpływu poślizgu w zakotwieniach:</p> <p>(a) jeśli zaprojektowano prostoliniową trasę ciągną wypadkowego, z [4-16] obliczyć:</p> $x_0 = \sqrt{\frac{a_{sl} E_p A_p}{\mu \kappa P_0}}$ <p>(b) jeśli zaprojektowano krzywoliniową trasę ciągną wypadkowego, obliczyć:</p> $r = \frac{l^2}{e_p - e_{p0}},$ $x_0 = \frac{r}{\mu'} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_{sl} \mu' E_p A_p}{r P_0}}}$ <p>przyjmując w przybliżeniu $\mu' = \mu$</p>
6	<p>Jeśli $x_0 \leq x$ pominąć stratę od poślizgu i przejść do kroku 8, a jeśli $x_0 > x$ obliczyć:</p> $\Delta P_{i,sl} = 2a_{sl} \frac{x_0 - x}{x_0^2} E_p A_p$
7	<p>Obliczyć siłę przejściową: $P_0 - \Delta P_{i,sl}$</p>
8	<p>Obliczyć stratę doraźną od skrótu sprężystego – wzór [4-30]:</p> $\mathcal{G} = \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2 A_c}{I_c} \right)$ $\Delta P_{ic} = \frac{n-1}{2n} \mathcal{G} (P_0 - \Delta P_{i,sl})$
9	<p>Obliczyć dwie wartości wstępnej siły sprężającej po stratach doraźnych:</p> <p>(1) możliwej do realizacji $P_{i(1)} = P_0 - \Delta P_{i,sl} - \Delta P_{ic}$</p> <p>(2) dopuszczalnej $P_{i(2)} = \max P_i = \sigma_{pi,lim} A_p = 0,75 f_{pk} A_p$</p>

10	<p>Jeśli $P_{i(1)} \leq P_{i(2)}$, to przejść do kroku 11, zakładając $P_i = P_{i(1)}$, a jeśli $P_{i(1)} > P_{i(2)}$, to wrócić do kroku 2 i zredukować siłę pierwotną do wartości: $P_{pr,0} = \max P_{pr,0} - (P_{i(1)} - P_{i(2)})$</p>
11	<p>Obliczyć naprężenie w betonie w poziomie środka ciężkości cięgien od ciężaru własnego g i innych obciążeń stałych Δg (ściskania dodatnie):</p> $\sigma_{cg} = -\frac{M_g e_p}{I_c}, \quad \sigma_{c\Delta g} = -\frac{M_{\Delta g} e_p}{I_c}$ <p>oraz wstępne naprężenie w betonie, w poziomie środka ciężkości cięgien, wywołane sprężeniem (siłą wstępną po stratach doraźnych):</p> $\sigma_{cpi} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e_p^2}{I_c}$
12	<p>Obliczyć stratę od relaksacji stali: przyjmując $\sigma_{pi} = P_i/A_p$ i poziom wyężenia stali σ_{pi}/f_{pk}, odczytać z rys.2-27a procentową część σ_{pi} jako stratę od relaksacji w czasie $t = 1000$ godz. (np. $\delta = 2,5\%$), obliczyć $\Delta\sigma_{pr1000} = \delta \sigma_{pi}$, a następnie oszacować całkowitą stratę od relaksacji: $\Delta\sigma_{pr\infty} \cong 2\Delta\sigma_{pr1000}$ [MPa]</p>
13	<p>Obliczyć straty opóźnione – według wzoru [4-39a], uwzględniając t_0, t_1 oraz $t = \infty$</p> $\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr\infty} + \alpha_e \phi_c(\infty, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpi}) + \alpha_e \phi_c(\infty, t_1) \sigma_{c\Delta g}}{1 + \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2\right) [1 + 0,8\phi_c(\infty, t_0)]}$
14	<p>Obliczyć wartości siły sprężającej trwałej (po wszystkich stratach): (1) możliwej do realizacji: $P_{t(1)} = P_i - \Delta\sigma_{p,c+s+r} A_p$, (2) dopuszczalnej: $P_{t(2)} = \max P_t = \sigma_{p,lim} A_p = 0,65 f_{pk} A_p$.</p>
15	<p>Jeśli $P_{t(1)} < P_{t(2)}$, to sprawdzić warunek $P_{t(1)} \geq P_{cr}$; jeśli jest spełniony (dopuszczalny niewielki niedomiar, np. 2%), to przejść do kroku 16, a jeśli nie jest spełniony, to rozważyć możliwość warunków technicznych, ograniczających straty opóźnione w takim zakresie, aby uzyskać $P_{t(1)} \cong P_{cr}$; jeżeli to się nie uda – wrócić do projektowania przekroju, przyjmując większe straty. Jeśli $P_{t(1)} > 1,02 P_{t(2)}$, to nadmiernie przekroczono dopuszczalną siłę trwałą – należy wrócić do kroku 10 i zredukować siłę wstępną do wartości $P_{i(3)} = P_i - (P_{t(1)} - P_{t(2)})$; przy konieczności dużej redukcji trzeba wrócić aż do kroku 2.</p>
16	<p>Obliczyć siłę pierwotną naciągu w pojedynczym kablu, biorąc za podstawę siłę pierwotną $P_{pr,0}$ po ewentualnej redukcji (patrz krok 10): $P_{1pr} = P_{pr,0} / n$</p>
17	<p>Obliczyć średnie naprężenie w stali sprężającej – wzór [4-45a] przy naciągu jednostronnym:</p> $\sigma_{p0m} = \frac{P_i + \Delta P_{i,c} + \Delta P_{i,sl}}{[1 - 0,5\mu(\theta + \kappa)] A_p}$ <p>(przy naciągu dwustronnym – wzór [4-45b]) .</p>
18	<p>Obliczyć średnie wydłużenie cięgien – wzór [4-46]:</p> $\Delta L = \frac{\sigma_{p0m}}{E_p} L$
19	<p>Zaokrąglone wyniki obliczeń w kroku 17 i 18 należy zamieścić na rysunku elementu. W przypadku znacznych strat od skrótu sprężystego betonu oraz różnic zakrzywienia kabli, prowadzących do nieuniknionych różnic strat od tarcia, należy ustalić kolejność naciągu kabli i zróżnicować siły, dodając w pierwszych kablach i tyle samo ujmując w naciąganych końcowych kablach (zróżnicowanie zwykle w zakresie $\pm 2\%$); służą temu następne kroki programowania naciągu kabli.</p>
20	<p>Ustalić kolejność naciągu od $k = 1$ do $k = n$; obliczyć straty od tarcia w poszczególnych kablach, uwzględniając różnice kątów opasania – wzór [4-47]:</p> $\Delta P_{0\mu,k}(x) = P_{pr0,1} [1 - e^{-\mu(\theta_k + \kappa x)}]$

21	Obliczyć straty od skrótu sprężystego betonu dla kolejnych kabli – wzór [4-48]: $\Delta P_{i,c,k} = \frac{n-k}{\sum_{k=1}^{k=n} (n-k)} \Delta P_{i,c}$
22	Zsumować dla kolejnych kabli straty od tarcia i skrótu betonu: $\Delta P_k = \Delta P_{0\mu,k} + \Delta P_{i,c,k}$ i obliczyć średnie straty od tarcia i skrótu sprężystego betonu dla jednego kabla: $\Delta P_{m,1} = \frac{\Delta P_{0\mu}(x) + \Delta P_{i,c}}{n}$
23	Obliczyć odchyłki sił w poszczególnych kablach od średniej siły naciągu w jednym kablu – wzór [4-49]: $\delta P_{pr0,k} = \Delta P_k - \Delta P_{m,1}$
24	Obliczyć siły do zrealizowania przy naciągu kolejnych kabli – wzór [4-50]: $P_{pr0,k} = P_{pr0,1} + \delta P_{pr0,k}$
25	Obliczyć wydłużenia poszczególnych kabli, korygując średnie wydłużenie według [4-51]: $\Delta L_k = \frac{P_{pr0,k}}{P_{pr0,1}} \Delta L$
26	Zaokrąglić skorygowane siły naciągu i wydłużenia poszczególnych kabli; podać te wartości w formie tabeli na rysunku konstrukcyjnym.

4.8.2. Sprawdzenie strat w strunobetonie

Straty naciągu założone przy projektowaniu elementu strunobetonowego (tablice 7-3 i 7-4) wymagają sprawdzenia podobnie, jak przy projektowaniu elementów kablobetonowych. W obliczeniach podanych w tablicy 4-2, zgodnie z praktycznymi sytuacjami uznano, że sprawdzenia wymaga jedynie dolna wiązka cięgien; nieliczne ewentualne ciągną górnej wiązki powodują występowanie siły P' , traktowanej jako długotrwałe, niezmiennie obciążenie. Pozwoliło to wykorzystać w procedurze (tablica 4-2) ogólne wzory, a wszelkie przypadki odbiegające od tych założeń wymagają poszerzenia przedstawionego toku obliczania.

Tablica 4-2. Sprawdzenie strat i programowanie naciągu

Strunobetonowy element zginany z prostoliniowymi cięgnami

Krok	Instrukcja
1	<p>Dane do sprawdzenia:</p> <ul style="list-style-type: none"> - z projektowania elementu: klasa betonu, wymiary przekroju, oraz $A_p, A'_p, A_{p1}, e_p, e'_p, e_{pp}, f_{pk}, E_p, \sigma_{p,lim}, \sigma_{pi,lim}, \sigma_{p0,lim}, A_{cs}, I_{cs}, E_{cm}, I, M_g, M_{\Delta g}, P_{Cr},$ - założyć dane związane z techniką sprężania: $L, a_{0sl},$ - założyć różnicę temperatury przy pielęgnacji elementów $T_{max} - T_0,$ - ustalić dane do obliczania strat: <ul style="list-style-type: none"> - część obwodu przekroju wystawiona na działanie atmosfery $u, [mm],$ - miarodajny wymiar przekroju $h_0 = 2A_d/u [mm],$ - wiek betonu w chwili przekazania sprężenia na beton $t_0, [dni],$ - okres od naciągu cięgien do przekazania sprężenia na beton $t_p, [godz],$ - wiek betonu w chwili przekazania dodatkowego obciążenia stałego $t_1, [dni],$ - wilgotność otoczenia $RH [\%]$ – warunki suche (50%) lub wilgotne (80%), - wartość $\phi_c(\infty, t_0), \phi_c(\infty, t_1)$ z załącznika A w [N1], - wartość $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0),$ z załącznika B [N1], - $\alpha_e = E_p/E_{cm}, \rho_p = (A_p + A'_p)/A_{cs},$ - klasę relaksacji stali sprężającej.
2	<p>Obliczyć siłę pierwotną naciągu:</p> $P_{pr,0} = \max P_{pr,0} = \sigma_{p0,lim} A_p = 0,80 f_{pk} A_p$
3	<p>Obliczyć stratę od poślizgu w uchwytach technologicznych – wzór [4-6]:</p> $\Delta P_{0,sl} = \frac{a_{0,sl}}{L} E_p A_p$
4	<p>Obliczyć siłę przejściową po poślizgu:</p> $P_{pr,0} - \Delta P_{0,sl}$
5	<p>Obliczyć stratę od częściowej relaksacji cięgien – wzór [4-7]: przyjmując $\sigma_{p0} = (P_{pr,0} - \Delta P_{0,sl})/A_p$ i poziom wyężenia stali σ_{p0}/f_{pk}, odczytać z wykresów na rys. 2-27a procentową część σ_{p0} jako stratę od relaksacji w czasie $t = 1000$ godz. (np. $\delta = 4\%$), obliczyć $\Delta \sigma_{pr1000} = \delta \sigma_{p0}$, a następnie oszacować część tej straty ϑ_t zachodzącą w czasie t_p, mierzonym od chwili naciągu do chwili przekazania sprężenia na beton (np. $\vartheta = 35\%$ dla $t_p = 20$ godzin – patrz tablica 2-11): $\Delta \sigma_{prt} = \vartheta_t \Delta \sigma_{pr1000}, \Delta P_{0r} = \Delta \sigma_{prt} A_p$</p>
6	<p>Obliczyć siłę przejściową po poślizgu i częściowej relaksacji:</p> $P_{pr,0} - \Delta P_{0,sl} - \Delta P_{0r}$
7	<p>Obliczyć stratę od wpływu różnicy temperatury – wzór [4-8]:</p> $\Delta P_{0T} = 0,9 E_p A_p \alpha_{pT} (T_{max} - T_0)$
8	<p>Obliczyć siłę początkową w chwili przekazania sprężenia na beton:</p> $P_0 = P_{pr,0} - \Delta P_{0,sl} - \Delta P_{0r} - \Delta P_{0T}$
9	<p>Obliczyć stratę doraźną od skrótu sprężystego – wzór [4-28]:</p> <p>mimośród wypadkowy $e_{pp} = \frac{A_p e_p + A'_p e'_p}{A_p + A'_p} \quad (e'_p \text{ ujemne}),$</p> $\vartheta = \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{e_{pp}^2 A_{cs}}{I_{cs}} \right), \quad \Delta P_{lc} = \frac{\vartheta}{1 + \vartheta} P_0$

- 10 Obliczyć dwie wartości wstępnej siły sprężającej po stratach doraźnych:
 (1) możliwej do realizacji $P_{I(1)} = P_0 - \Delta P_{ic}$,
 (2) dopuszczalnej $P_{I(2)} = \max P_I = \sigma_{pl,lim} A_p = 0,75 f_{pk} A_p$
- 11 Jeśli $P_{I(1)} \leq P_{I(2)}$, to przejść do kroku 12, zakładając $P_I = P_{I(1)}$,
 a jeśli $P_{I(1)} > P_{I(2)}$, to wrócić do kroku 2 i zredukować siłę pierwotną do wartości
 $P_{pr,0} = \max P_{pr,0} - (P_{I(1)} - P_{I(2)})$
- 12 Obliczyć naprężenia w betonie, w poziomie środka ciężkości cięgien, od ciężaru własnego i innych obciążeń stałych (ściskania dodatnie):

$$\sigma_{cg} = -\frac{M_{g,pp}}{I_{cs}}, \quad \sigma_{c,Ag} = -\frac{M_{Ag,pp}}{I_{cs}}$$
 oraz wstępne naprężenie w betonie, w poziomie środka ciężkości cięgien, wywołane sprężeniem (siłą wstępną po stratach doraźnych):

$$\sigma_{cpl} = \frac{P_I}{A_{cs}} + \frac{P_I e_{pp}^2}{I_{cs}}$$
- 13 Obliczyć stratę od relaksacji stali (część opóźnioną):
 przyjmując $\sigma_{pl} = P_I / A_p$ i poziom wyężenia stali σ_{pl} / f_{pk} , odczytać z rys. 2-27a procentową część σ_{pl} jako stratę od relaksacji w czasie $t = 1000$ godz. (np. $\delta = 2,5\%$) i obliczyć $\Delta \sigma_{pr1000} = \delta \sigma_{pl}$, a następnie oszacować całkowitą stratę od relaksacji:
 $\Delta \sigma_{pr\infty} \cong 2 \Delta \sigma_{pr1000}$
 Obliczyć część opóźnioną straty, potrącając stratę pierwotną $\Delta \sigma_{prt}$ z kroku 5:
 $\Delta \sigma_{pr(\infty-t)} = \Delta \sigma_{pr\infty} - \Delta \sigma_{prt}$
- 14 Obliczyć straty opóźnione – według wzoru [4-39a], uwzględniając t_0 , t_1 , $t = \infty$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr(\infty-t)} + \alpha_e \phi_c(\infty, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpl}) + \alpha_e \phi_c(\infty, t_1) \sigma_{c,Ag}}{1 + \alpha_e \rho_p \left(1 + \frac{A_{cs}}{I_{cs}} e_{pp}^2 \right) [1 + 0,8 \phi_c(\infty, t_0)]}$$
- 15 Obliczyć wartości siły sprężającej trwałej (po wszystkich stratach):
 (1) możliwej do realizacji: $P_{I(1)} = P_I - \Delta \sigma_{p,c+s+r} A_p$,
 (2) dopuszczalnej: $P_{I(2)} = P_{max} = \sigma_{p,lim} A_p = 0,65 f_{pk} A_p$.
- 16 Jeśli $P_{I(1)} < P_{I(2)}$, to sprawdzić warunek $P_{I(1)} \geq P_{cr}$; jeśli jest spełniony (dopuszczalny niewielki niedomiar, np. 2%), to przejść do kroku 17, a jeśli nie jest spełniony, to rozważyć możliwość warunków technicznych, ograniczających straty opóźnione w takim zakresie, aby uzyskać $P_{I(1)} \cong P_{cr}$; jeżeli to się nie uda – wrócić do projektowania przekroju, przyjmując większe straty.
 Jeśli $P_{I(1)} > 1,02 P_{I(2)}$, to nadmiernie przekroczono dopuszczalną siłę trwałą – należy wrócić do kroku 10 i zredukować siłę wstępną do wartości $P_{I(3)} = P_I - (P_{I(1)} - P_{I(2)})$; przy konieczności dużej redukcji trzeba wrócić aż do kroku 2.
- 17 Obliczyć siłę pierwotną naciągu w pojedynczym splocie, biorąc za podstawę siłę pierwotną $P_{pr,0}$ (po ewentualnej redukcji):

$$P_{pr(1)} = P_{pr,0} \frac{A_{p1}}{A_p}$$
- 18 Obliczyć wydłużenie kontrolowane przy naciągu – wzór [4-42]:

$$\Delta L = \frac{P_{pr,0}}{E_p A_p} L$$
- 19 Informacje o wymaganiach co do operacji naciągu umieścić na rysunku elementu i w opisie technicznym.

5. Bezpieczeństwo konstrukcji sprężonych

Pierwszym celem działalności inżyniera budowlanego jest zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji budowlanej. W świetle współczesnych poglądów:

a) bezpieczeństwo jest cechą konstrukcji, określającą zdolność do zachowania przydatności eksploatacyjnej przez cały planowany okres użytkowania konstrukcji.

Ocena bezpieczeństwa wymaga przewidywania przyszłych sytuacji, co jest możliwe jedynie w kategoriach probabilistycznych. Toteż za ścisłą miarę bezpieczeństwa B przyjmuje się prawdopodobieństwo P , że chwilowy stan $S(\tau)$ konstrukcji będzie należał do zbioru $\{S_{dop}\}$ stanów dopuszczalnych przez cały planowany okres eksploatacji T :

$$B = P [S(\tau) \in \{S_{dop}\} \mid 0 \leq \tau \leq T] \quad [5-1]$$

Międzynarodowe zalecenia Eurokodu 1 [N18] operują pojęciem niezawodności. Termin ten stosuje się powszechnie do systemów elektrycznych, elektronicznych i mechanicznych, jednak dla systemów budowlanych najczęściej wystarcza pozostawać przy pojęciu bezpieczeństwa. Tak też przyjęto w tej książce, za czym przemawia wiele przekonujących argumentów:

- 1) Budowniczowie wykonywali bezpieczne mosty i katedry gotyckie na setki lat przed pojawieniem się pojęcia „niezawodność”.
- 2) Teoria niezawodności operuje analizą trwałości, wymienialności elementów, połączeń szeregowych i równoległych, rezerwy zimnej i gorącej itp. Teoria ta uczy jak z elementów zawodnych budować systemy niezawodne. Ta problematyka w dziedzinie budownictwa w ogóle nie występuje.
- 3) W budownictwie rozumiemy przez bezpieczeństwo nie tylko bezpieczeństwo

konstrukcyjne, lecz także w nie mniejszym stopniu bezpieczeństwo użytkownika (można je nazwać bezpieczeństwem budowlanym). Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich [N19] mówi o tym wyrażenie: „Obiekty budowlane muszą być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby nie stwarzały ... ryzyka wypadków takich, jak: poślizgnięcia, upadki, zderzenia, oparzenia, porażenia prądem elektrycznym, obrażenia w wyniku eksplozji.” Tego aspektu bezpieczeństwa pojęcie niezawodności nie obejmuje.

- (4) Tradycja języka technicznego, utrwalona w takich zwrotach jak „bezpieczeństwo i higiena pracy”, „częściowe współczynniki bezpieczeństwa”, „bezpieczeństwo pożarowe” i inne, nie pozwala na dowolne zastępowanie słowa „bezpieczeństwo” przez „niezawodność”.

W świetle powyższych wywodów przytoczoną wyżej definicję (a) należy rozszerzyć:

(b) bezpieczeństwo jest cechą obiektu budowlanego, określającą zdolność do zachowania przydatności eksploatacyjnej przez cały planowany okres użytkowania, bez zagrożenia ludzi i mienia we wszystkich realnych stadiach pracy obiektu.

Przez realne stadia pracy rozumie się także stadia remontu, przebudowy i demontażu.

Drugim celem działalności inżyniera budowlanego jest osiągnięcie bezpieczeństwa konstrukcji w sposób możliwie oszczędny. Uzyskuje się to głównie środkami nieanalitycznymi, przez właściwy dobór lokalizacji, koncepcji architektonicznej, ustroju konstrukcyjnego, materiałów i technologii. Na etapie wymiarowania dyrektywa ekonomiczna naka-

zuje zastąpić warunki bezpieczeństwa sformułowane w postaci nierówności przez równania.

Eurokod 1990 [N13] określa jednoznacznie bezpieczeństwo jako pojęcie węższe niż niezawodność, podając informację: niezawodność obejmuje bezpieczeństwo, użyteczność i trwałość konstrukcji. Definicja nie-

zawodności według [N13] jest w tym kontekście następująca:

niezawodność jest zdolnością konstrukcji lub elementu konstrukcyjnego do wypełnienia określonych wymagań, uwzględniając okres użytkowania, dla którego została zaprojektowana; niezawodność jest wyrażana zwykle w kategoriach prawdopodobieństwa.

5.1. Cechy niezawodnej konstrukcji

W sensie technicznym na niezawodność obiektu według powyższych definicji składają się:

- odporność na działania niszczące (wytrzymałość),
- zdatność użytkowa,
- trwałość,
- odporność poawaryjna (ang. *robustness*).

Odporność na działania niszczące, inaczej szeroko rozumiana wytrzymałość konstrukcji, jest zapewniona, gdy konstrukcja nie ulegnie katastrofie, czyli całkowitemu lub bardzo poważnemu zniszczeniu w czasie budowy albo normalnej eksploatacji.

Zdatność użytkowa oznacza, że konstrukcja eksploatowana zgodnie z programem w projektowanym okresie nie dozna lokalnych uszkodzeń, przemieszczeń ani innych zmian, utrudniających normalne użytkowanie, zmniejszających trwałość lub pogarszających estetykę budowli.

Trwałość oznacza zachowanie cech wytrzymałości i zdatności użytkowej w czasie,

a ściśle w projektowanym okresie eksploatacji, przy zadanym poziomie konserwacji.

Wprowadzona niedawno odporność poawaryjna charakteryzuje zachowanie się konstrukcji po lokalnym zniszczeniu. Postulat odporności poawaryjnej wymaga, aby zniszczenie lokalne nie powodowało zniszczenia konstrukcji w zakresie nieproporcjonalnie dużym w stosunku do początkowej przyczyny ([N1] p. 4.1.1 i 9.6).

Trwałość i odporność poawaryjną osiąga się przez odpowiednie środki techniczne i konstrukcyjne, na ogół nie sprawdzając obliczeniowo tych cech. Wybór schematu statycznego i technologii, dobór materiałów i grubości otulin, zastosowanie powłok, wykładzin, ekranów ochronnych, barier zabezpieczających przed uderzeniem pojazdu, wieńców stężających – to przykładowe sposoby nadania konstrukcji wymaganej trwałości i odporności poawaryjnej.

Wytrzymałość i zdatność użytkową sprawdza się analitycznie w ramach różnych formacji bezpieczeństwa.

5.2. Formacje bezpieczeństwa

W tym rozdziale rozważane są następujące formacje bezpieczeństwa: probabilistyczna, naprężeń dopuszczalnych, globalnego współczynnika bezpieczeństwa i stanów granicznych.

Probabilistyczna teoria bezpieczeństwa uznaje obciążenia, cechy materiałów, wielkości geometryczne, warunki pracy konstrukcji za wielkości losowo zmienne. Wszystkie możliwe stany konstrukcji dzieli się na dopuszczalne i niedopuszczalne, a oba zbiory rozdzielone są zbiorem stanów granicznych. Wyjście z obszaru dopuszczalnego, a więc przekroczenie jakiegoś stanu granicznego, nazywa się awarią, niezależnie od tego, czy związane jest to z katastrofą, uszkodzeniem konstrukcji lub tylko z niedogodnością eksploatacyjną. Za miarę bezpieczeństwa przyjmuje się prawdopodobieństwo bezawaryjnej pracy konstrukcji w planowanym okresie eksploatacji (por. [5-1]) lub – co jest równoważne – prawdopodobieństwo zdarzenia przeciwnego, czyli awarii. Niektóre metody czynią daleko idące uproszczenia lub przyjmują inne probabilistyczne miary bezpieczeństwa.

Wszystkie szczegółowe metody oceny bezpieczeństwa konstrukcji, przyjmujące za podstawę oceny prawdopodobieństwo awarii, stanowią **formację probabilistyczną**. Zwykle wymaga się, aby prawdopodobieństwo awarii mieściło się w przedziale od 10^{-7} do 10^{-5} , zależnie od skutków awarii lub planowanego okresu eksploatacji obiektu. W wyniku intensywnych prac teoretycznych formacja ta została tak rozbudowana, że dochodzi się na jej gruncie do interesujących twierdzeń ogólnych, jednak praktyczne stosowanie probabilistycznej teorii bezpieczeństwa w budownictwie byłoby trudne i nie zawsze celowe. Dlatego uciekamy się do metod uproszczonych, które wprowadzają ekwiwa-

lent probabilistycznej miary bezpieczeństwa w postaci zbioru deterministycznych nierówności: konstrukcję uznaje się za bezpieczną, gdy nierówności te są spełnione.

W dziedzinie betonowych konstrukcji sprężonych historycznie pierwszą była koncepcja naprężeń dopuszczalnych, uznająca za warunek bezpieczeństwa spełnienie nierówności:

$$k_{ct} \leq \sigma_c \leq k_{cc}, \quad \sigma_p \leq k_p, \quad [5-2]$$

gdzie:

σ – naprężenie w materiale konstrukcji pod wpływem przyłożonych sił sprężających i obciążeń programowych,

k_{cc} (k_{ct}) – naprężenie dopuszczalne na ściskanie (rozciąganie) w betonie,

k_p – naprężenie dopuszczalne na rozciąganie w cięgnach sprężających.

W obliczeniach wszystkie wielkości traktuje się jako zdeterminowane i nie interpretuje się ich statystycznie.

Wszystkie metody szczegółowe, oparte na warunkach bezpieczeństwa typu [5-2], tworzą **formację naprężeń dopuszczalnych**.

Kontrola naprężeń w konstrukcji sprężonej jest konieczna, ale nie daje pełnej informacji o stanie konstrukcji (p. 5.4). Normy wielu krajów (w tym dawna polska norma projektowania konstrukcji sprężonych PN-66/B-03320, obowiązująca w latach 1966-1976) oprócz sprawdzenia naprężeń, wymagały sprawdzenia globalnych współczynników bezpieczeństwa. Należało uwzględnić obciążenie ustroju najniekorzystniejszymi obciążeniami F^N , odczytanymi z normy i nieinterpretowanymi statystycznie, a następnie metodami mechaniki budowli obliczyć pochodzące od tych obciążeń uogólnione siły wewnętrzne $S(F^N)$. Materiałom należało przypisać ich wytrzymałości normowe f , które można uznać za ostrożnie przyjęte wartości

średnie i dla sprawdzanego przekroju obliczyć uogólnione siły wewnętrzne $S_{lim}(f)$ w rozważanym stanie granicznym. Warunek bezpieczeństwa powinien być spełniony jako nierówność:

$$S_{lim}(f) \geq \gamma_{tot} S(F^N), \quad [5-3]$$

gdzie: $\gamma_{tot} > 1$ to globalny współczynnik bezpieczeństwa, przyjmujący różne wartości, zależnie od ważności danego stanu granicznego i warunków pracy konstrukcji.

Metody wykorzystujące warunki typu [5-3] tworzą **formację globalnego współczynnika** bezpieczeństwa.

Zgodnie z tendencjami międzynarodowej normalizacji, w późniejszej generacji polskich norm projektowania konstrukcji (od 1976 r.) za podstawę oceny bezpieczeństwa przyjęto formację stanów granicznych. Formacja ta zostanie dalej opisana zgodnie z dokumentami międzynarodowymi Połączonego Komitetu Bezpieczeństwa Konstrukcji – JCSS [N20] i CEB-FIP [N11].

Wszystkie stany graniczne dzielą się na stany graniczne nośności i użyteczności. Pierwsze związane są z wyczerpaniem wytrzymałości konstrukcji, a drugie z pogorszeniem jej zdolności użytkowej. Do pierwszej grupy zalicza się dodatkowo stany nie będące katastrofalnymi, ale powodujące całkowitą niezdolność konstrukcji do dalszej eksploatacji (np. utrata szczelności przez zbiorniki na ciecze).

Do stanów granicznych nośności zalicza się:

- zniszczenie najbardziej narażonych przekrojów wskutek wyczerpania wytrzymałości materiału (w tym wytrzymałości zmęczeniowej),
- utratę równowagi całej konstrukcji jako bryły sztywnej,
- utratę stateczności (wyboczenie, zwichrzenie, niestateczność dynamiczną itp.),

- przekształcenie konstrukcji w mechanizm kinematycznie zmienny,
- duże przemieszczenia trwałe, powodujące zmianę konfiguracji systemu konstrukcyjnego,
- uszkodzenia całkowicie wyłączające konstrukcję z dalszej eksploatacji.

Do stanów granicznych użyteczności zalicza się:

- przemieszczenia pogarszające walory użytkowe lub estetyczne konstrukcji,
- lokalne uszkodzenia (np. rysy), gdy wymagają naprawy lub zagrażają trwałości konstrukcji,
- nadmierne drgania, powodujące dyskomfort techniczny lub organiczny,
- inne stany wynikające ze szczególnej funkcji obiektu budowlanego (np. stan dekompresji w konstrukcjach sprężonych, wynikający z warunku ograniczenia rys),
- naprężenia osiągające wartości graniczne.

Bezpieczna konstrukcja nie powinna przekroczyć żadnego istotnego dla niej stanu granicznego, zarówno w stadium realizacji, jak i eksploatacji. Spełnienie tego warunku zależy od trzech grup wielkości: wielkości geometrycznych $\{a_i\}$, cech materiałów $\{X_i\}$ i obciążeń $\{F_i\}$. Wielkości te są nazywane zmiennymi podstawowymi (ang. *basic variables*) i traktowane są jako losowe. Warunki bezpieczeństwa można zapisać w następującej postaci ogólnej:

$$\Phi(a_i, X_i, F_i, C) \geq 0, \quad [5-4]$$

gdzie nierówność $\Phi \geq 0$ jest analitycznym odpowiednikiem nieprzekroczenia rozważanego stanu granicznego. Zbiór nierówności spełniających warunek [5-4] dla wszystkich istotnych stanów granicznych, uznaje się za obliczeniowe zapewnienie bezawaryjnej pracy konstrukcji. Nierówności te nazywa się warunkami bezpieczeństwa, tu zapisanymi w formie ogólnej. Wielkości $\{C\}$ są to stałe

parametry definiujące obszar stanów dopuszczalnych konstrukcji, np. dopuszczalne ugięcia, amplitudy, szerokości rozwarcia rys itp. W szczególności mogą to być naprężenia dopuszczalne, gdy limitują one stany dopuszczalne konstrukcji.

Określenie funkcji Φ należy do mechaniki budowli i teorii konstrukcji. Metody szczegółowe weryfikacji bezpieczeństwa, oparte w tej czy innej formie na nierównościach typu [5-4], tworzą **formację stanów granicznych**.

5.3. Metoda częściowych współczynników bezpieczeństwa

Zamiast skomplikowanego szacowania ogólnego prawdopodobieństwa awarii, koncepcja stanów granicznych pozwala na weryfikację bezpieczeństwa w wyodrębnionych stanach. Mimo tego uproszczenia zastosowanie metod probabilistycznych do warunków typu [5-4] byłoby bardzo trudne, głównie z powodu niewystarczającej informacji statystycznej i czysto matematycznych komplikacji. W tej sytuacji przyjęto w krajach europejskich *metodę częściowych współczynników bezpieczeństwa*, w ramach formacji stanów granicznych.

Idea tej metody polega na wprowadzeniu wartości obliczeniowych a_d , X_d , F_d w miejsce losowo zmiennych argumentów funkcji F , czyli w miejsce zmiennych podstawowych. Otrzymuje się warunki bezpieczeństwa w postaci deterministycznej:

$$\Phi(a_d, X_d, F_d, C) \geq 0 \quad [5-5a]$$

Wartości obliczeniowe otrzymuje się dzieląc lub mnożąc wartości charakterystyczne przez współczynniki liczbowe, tzw. częściowe współczynniki bezpieczeństwa – stąd nazwa metody.

Dla stanów granicznych użyteczności, które są z natury mniej groźne dla konstrukcji, zadowalamy się mniejszymi zapasami bezpieczeństwa, wprowadzając do warunków [5-5a] wartości charakterystyczne (p. 5.3.1) bez częściowych współczynników bezpieczeństwa:

$$\Phi(a_k, X_k, F_k, C) \geq 0 \quad [5-5b]$$

5.3.1. Wartości charakterystyczne

Zmienne podstawowe są zmiennymi losowymi, są więc w pełni opisane przez funkcję rozkładu prawdopodobieństwa. W formalnie deterministycznej koncepcji bezpieczeństwa zamiast tych funkcji muszą jednak pojawić się stosownie dobrane i uzgodnione wartości liczbowe, reprezentujące daną zmienną losową i charakteryzujące jej rozkład. Nazywamy je wartościami charakterystycznymi. Zawarta jest w nich dostępna informacja statystyczna o zmiennych podstawowych.

Dla wielkości geometrycznych $\{a_i\}$ określenie wartości charakterystycznych jest proste. Wielkości te, opisujące konfigurację ustroju, wymiary przekrojów, ilość zbrojenia, jego rozmieszczenie itp., wykazują tak małą wariancję w porównaniu z innymi zmiennymi podstawowymi, że można je uznać za nie-losowe i za wartości charakterystyczne a_k przyjąć wartości nominalne a_n , podane w projekcie lub w katalogach dostawcy.

Cechy materiałowe $\{X_i\}$ (wytrzymałości, moduły sprężystości, gęstości objętościowe itp.) są przeważnie zmiennymi losowymi o dużych wariancjach, których pominąć nie można. Za wartości charakterystyczne X_k przyjmuje się dla nich kwantyle małego rzędu, przy czym przeważa pogląd, że powinny to być kwantyle 5%. Przy założeniu normalnego rozkładu zmiennej losowej prowadzi to do związku:

$$X_k = X_{0,05} \approx X_m - 1,64s_X \quad [5-6]$$

gdzie: X_m jest wartością średnią, a s_x jest odchyleniem standardowym:

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} \quad [5-7]$$

W przypadku niektórych cech materiałowych, np. gęstości objętościowych, niebezpieczne dla konstrukcji mogą być duże ich wartości. Za wartość charakterystyczną należy wówczas przyjmować kwantyl dużego rzędu, np. 95%:

$$X_k = X_{0,95} \approx X_m + 1,64s_x \quad [5-8]$$

Kwantyle jako wartości charakterystyczne mają tę zaletę, że zależą nie tylko od wartości średnich X_m , lecz i od s_x , a więc od jednorodności materiału pod względem rozważanej cechy.

Na ogół pomija się zmiany cech materiałowych w czasie. Cechy materiałowe o bardzo małej wariancji można, podobnie jak wielkości geometryczne, traktować jako wielkości nielosowe i za charakterystyczne przyjmować ich wartości średnie.

Najwięcej trudności sprawiają obciążenia $\{F\}$, ponieważ:

- są procesami stochastycznymi (losowymi funkcjami czasu) i ich analiza statystyczna jest bardziej skomplikowana,
- występują we wszystkich stanach granicznych, podczas gdy poszczególne cechy materiałowe tylko w niektórych (np. ugięcia nie zależą od wytrzymałości materiału, a równowaga ogólna od modułu sprężystości),
- odpowiedź konstrukcji zależy od tego, czy obciążenie jest krótko- lub długotrwałe, statyczne lub dynamiczne,
- pojawia się istotny problem kombinacji obciążeń, nieznany dla innych zmiennych podstawowych.

W tych okolicznościach zachodzi potrzeba wprowadzenia dla obciążeń kilku

wartości, które nazywamy reprezentatywnymi: charakterystycznej F_k – miarodajnej dla stanów granicznych nośności, częstej F_f – miarodajnej dla stanów granicznych użyteczności pod obciążeniem krótkotrwałym, długotrwałej F_p (ang. *quasi-permanent*) – miarodajnej dla stanów granicznych użyteczności pod obciążeniem długotrwałym, oraz kombinacyjnej F_c – miarodajnej dla kombinacji obciążeń w stanach granicznych nośności.

Dla obciążeń stałych $\{G\}$ (ciężar własny konstrukcji, ciężar stałych części budowlanych, parcie gruntu itp.) wszystkie wartości reprezentatywne stają się identyczne, np. dla ciężaru własnego wynikają z nominalnych wymiarów konstrukcji i charakterystycznych wartości gęstości objętościowych. Do obciążeń stałych zalicza się także skurcz i siły sprężające. Są one zmienne w czasie, ale dążą asymptotycznie do stałej wartości według określonej funkcji i składnik losowy nie odgrywa tu większej roli.

Podstawą określenia wartości charakterystycznej Q_k dla obciążeń zmiennych $\{Q\}$ jest okres powrotu $T_r = t_{rm}$, czyli średnia wartość okresu t_r między kolejnymi przewyższeniami poziomu Q_k (rys. 5-1).

Za wartość charakterystyczną Q_k przyjmuje się wartość o okresie powrotu porównywalnym z planowanym okresem eksploatacji:

$$T_r = c T.$$

Pomiędzy obiema wielkościami zachodzi związek matematyczny:

$$T_r(Q_k) = \frac{1}{\ln\left(\frac{1}{p}\right)} T,$$

gdzie p jest prawdopodobieństwem nieprzewyższenia Q_k w okresie T . Najprościej jest przyjąć $p = 50\%$, wówczas wartość

charakterystyczna będzie medianą maksymalnych obciążeń w okresie T . Otrzymujemy wtedy $T_r(Q_k) = 1,44 T$, a więc horyzont czasowy pozwalający na wiarygodne prognozowanie.

Podstawą określenia wartości reprezentatywnych dla stanów granicznych użyteczności jest względny czas trwania przewyższenia, a więc (rys. 5-1):

– dla wartości częstej Q_f

$$c_f = \sum t_f / T,$$

– dla wartości długotrwałej Q_p

$$c_p = \sum t_p / T.$$

Współczynnik c_f powinien być mały, np. $c_f = 0,05$, a współczynnik c_p duży, np. $c_p = 0,9$. Dla przykładu, jeśli planowany okres eksploatacji obiektu budowlanego wynosi 80 lat, to Q_k powinno być wartością pojawiającą się średnio raz na 115 lat ($1,44 \times 80$), Q_f – wartością przewyższaną łącznie przez 4 lata ($0,05 \times 80$), a Q_p – wartością przewyższaną łącznie przez 72 lata ($0,9 \times 80$).

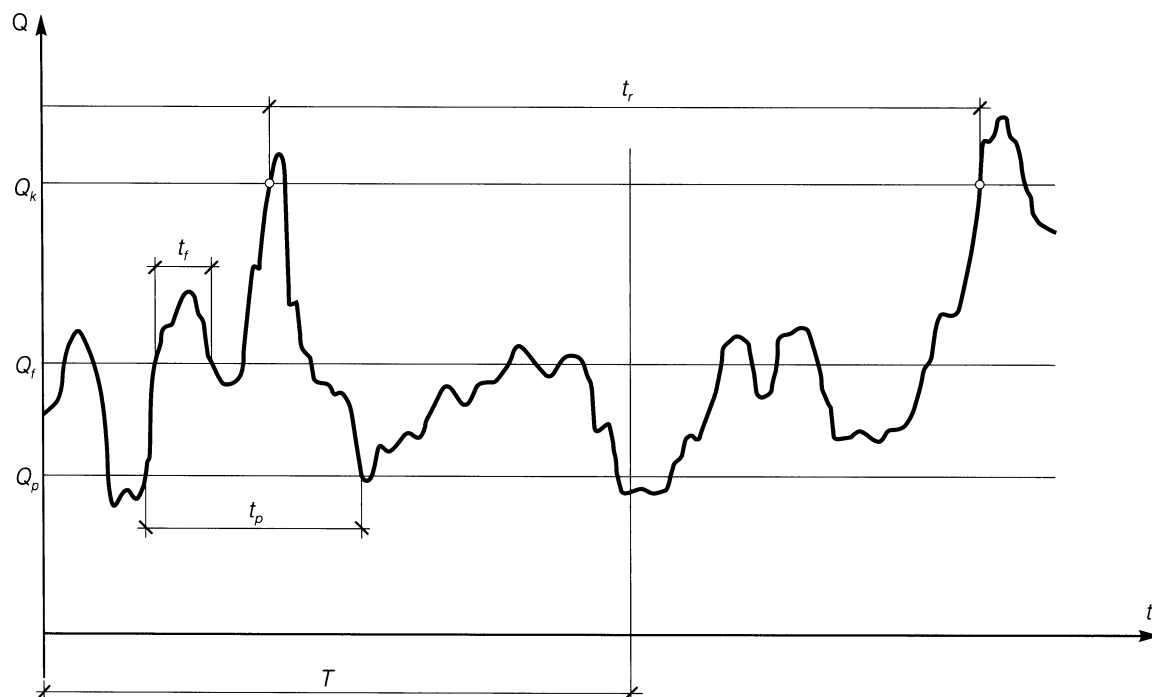
Kombinacyjna wartość reprezentatywna Q_c dla obciążeń zmiennych powinna być tak dobrana, aby dla obciążenia dominującego Q_1 i drugiego Q_2 , działających jednocześnie, koincydencja ($Q_{1k} + Q_{2c}$) miała w przybliżeniu ten sam okres powrotu, co wartość Q_{1k} przy działaniu tylko obciążenia dominującego.

Odpowiednie procedury statystyczne pozwalają liczbowo oszacować wszystkie wartości reprezentatywne. W praktyce określa się je jako ułamki obciążenia charakterystycznego:

$$Q_c = \psi_0 Q_k; \quad Q_f = \psi_1 Q_k; \quad Q_p = \psi_2 Q_k.$$

Liczbowe wartości ψ_0, ψ_1, ψ_2 określone są w normach obciążeń.

Obciążenia wyjątkowe {A} (ang. *accidental actions*) wywołane kolizją, eksplozją, awarią urządzeń, pożarem itp. reprezentowane są tylko przez jedną wartość, ustaloną normatywnie.



Rys. 5-1. Przykładowa realizacja procesu obciążenia zmiennego

5.3.2. Wartości obliczeniowe

Wartości charakterystyczne wytrzymałości i obciążeń przyjęte są tak ostrożnie, że będą pojawiały się raczej rzadko, nie dość jednak rzadko, aby ich użycie przy projektowaniu całkowicie zapewniało bezpieczeństwo konstrukcji. W tym celu konieczne jest przejście na jeszcze ostrożniejszy poziom wartości obliczeniowych, które są stosowane bezpośrednio przy sprawdzaniu bezpieczeństwa we wszystkich stanach granicznych nośności.

Jak już stwierdzono, wymiary geometryczne są wielkościami zdeterminowanymi, wymiary obliczeniowe $\{a_d\}$ są więc, tak jak charakterystyczne, równe wymiarom nominalnym:

$$a_d = a_k = a_n .$$

Jedynie w rzadkich przypadkach, gdy zachodzi potrzeba uwzględnienia tolerancji wymiarowych, przyjmuje się:

$$a_d = a_n \pm \Delta a .$$

Obliczeniowe wartości cech materiałowych $\{X_d\}$ – głównie wytrzymałości – otrzymuje się, dzieląc wartości charakterystyczne przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_m dla materiału:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} .$$

Współczynnik $\gamma_m > 1$ przyjmuje różne wartości dla różnych materiałów, a także dla różnych sytuacji (rozdz. 2).

Analogicznie, obliczeniowe obciążenia otrzymuje się, mnożąc odpowiednie obciążenia reprezentatywne przez częściowe współczynniki bezpieczeństwa γ_F dla obciążeń:

$$F_d = \gamma_F F_{rep} .$$

Nie dotyczy to obciążeń wyjątkowych, reprezentowanych przez jedną tylko wartość F_a .

Współczynnik γ_F jest większy od jedności dla obciążeń zmiennych, a dla obciążeń stałych może przyjmować dwie wartości:

$$\gamma_F = 1 \pm \delta ,$$

zależnie od tego, co jest bardziej niebezpieczne dla konstrukcji.

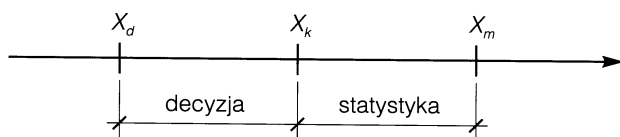
Liczbowe wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa γ_F są różne dla różnych obciążeń i dodatkowo zróżnicowane, zależnie od rozpatrywanego stanu granicznego. Przeważa pogląd, że przy sprawdzaniu stanów granicznych użyteczności można przyjmować $\gamma_F = 1$, czyli za obciążenia obliczeniowe można dla tych stanów przyjąć wprost wartości reprezentatywne. To upraszczające założenie przyjęto w dalszych rozważaniach.

Wielkości Δa , γ_m , i γ_F nazywane są elementami bezpieczeństwa (ang. *safety elements*). W pewnej mierze uwzględniają one losową zmienność wielkości a , X i F , niedającą się ująć statystycznie i dlatego nieujętej w wartościach charakterystycznych. Częściowo pokrywają nieanalityczne składniki bezpieczeństwa (np. błędy ludzkie), ale w istocie są one regulatorami produkcji budowlanej, zgodnie ze strategią gospodarczą państwa. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa są wielkościami decyzyjnymi i nie należy doszukiwać się w nich treści probabilistycznych.

W literaturze technicznej nadużywane jest określenie „obliczeniowy”. Częściowo jest to błędne tłumaczenie angielskiego „*design*”, co w pewnych sytuacjach znaczy „obliczeniowy”, ale w innych „projektowy”.

Istotę metody stanów granicznych i częściowych współczynników bezpieczeństwa można prześledzić na przykładzie własnoś-

ci X materiału konstrukcyjnego (rys. 5-2). Wartość średnia X_m jest cechą fizyczną materiału, oznaczaną empirycznie zgodnie z właściwą normą materiałową. Wartość charakterystyczna X_k jest kwantylem rozkładu prawdopodobieństwa, a więc może być empirycznie sprawdzona, ponieważ ma swój odpowiednik fizyczny. Natomiast częściowy



Rys. 5-2. Wizualizacja pojęć wartości średniej, charakterystycznej i obliczeniowej

współczynnik bezpieczeństwa γ_m przyjmowany jest uznaniowo, a więc wartość obliczeniowa $X_d = X_k/\gamma_m$ jest wartością decyzyjną, nie mającą swego odpowiednika fizycznego i niepodlegającą empirycznej weryfikacji. Tylko takie wartości zasługują na miano obliczeniowych, które są opatrzone częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa:

$$\gamma_m \neq 1 \text{ lub } \gamma_F \neq 1.$$

Metoda częściowych współczynników bezpieczeństwa nie pozostawia wiele miejsca na dowolne wprowadzanie dodatkowych współczynników. Przykładowo, jeśli przy działaniu ścinania o 20% maleje wytrzymałość stali, to współczynnik 0,8 powinien się pojawić przy X_m , a nie przy X_k czy X_d . Chodzi tu po prostu o inną wytrzymałość, czyli inną cechę materiału konstrukcyjnego. Kto chce zwiększyć odstęp między X_k a X_m , ten musi zmienić rząd kwantyla (np. wprowadzić kwantyl 2% zamiast 5%). Kto chce zmienić odstęp między X_d a X_k , ten musi manipulować współczynnikiem bezpie-

czeństwa γ_m , a nie powinien dopisywać do X_d jeszcze jakichś współczynników.

Taka jest filozofia metody: blisko rzeczywistości.

5.3.3. Kombinacje obciążeń

Całkowite obciążenie konstrukcji jest w większości przypadków wieloźródłowe i powstaje problem, jakie kombinacje obciążeń należy stosować przy sprawdzaniu bezpieczeństwa w poszczególnych stanach granicznych. Najczęściej stosuje się cztery kombinacje obciążeń: kombinacje podstawowe K_{u1} i wyjątkowe K_{u2} służą do sprawdzania stanów granicznych nośności, a kombinacje długotrwałe K_{s1} i krótkotrwałe K_{s2} – do sprawdzania stanów granicznych użytkowalności.

Kombinacje podstawowe:

$$K_{u1} = \sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q \psi_0 Q_{2k} + \sum_3^n \gamma_Q \psi_2 Q_k, \quad [5-9]$$

obejmują wszystkie obciążenia stałe (pierwsza suma), dominujące obciążenie zmienne Q_1 , kolejne obciążenie zmienne Q_2 na poziomie kombinacyjnym oraz składniki długotrwałe pozostałych obciążeń zmiennych (druga suma). Siły sprężające, jako obciążenia stałe, ujęte są w pierwszym składniku wzoru [5-9]. Uwzględnienie dalszych obciążeń zmiennych na poziomie kombinacyjnym byłoby niecelowe, gdyż prawdopodobieństwo koincydencji trzech zdarzeń rzadkich jest małe i odpowiednio współczynnik jednoczesności byłby niewielki.

Kombinacje wyjątkowe:

$$K_{u2} = \sum G_k + A + \psi_0 Q_{1k} + \sum_2^n \psi_2 Q_k, \quad [5-10]$$

zawierają obciążenie wyjątkowe A , jedno obciążenie zmienne na poziomie kombinacyjnym oraz oczywiście obciążenia stałe

i długotrwałe. W tej kombinacji, zgodnie z zaleceniami Eurokodu 1 [N18] (p. 9.4.3, tabl. 9.2), nie stosuje się współczynników γ_F , wychodząc z założenia, że obciążenie wyjątkowe jest zdarzeniem o charakterze katastrofalnym tak rzadkim, iż wystarczy sprawdzić nośność konstrukcji przy zmniejszonym zapasie bezpieczeństwa.

Przykład kombinacji wyjątkowych jest ilustracją ogólnej zasady, że składniki długotrwałe obciążeń zmiennych wchodzi do kombinacji obciążeń zawsze tak, jak obciążenia stałe.

Jak już powiedziano w punkcie 5.3.2, stany graniczne użyteczności sprawdzamy pod obciążeniami reprezentatywnymi bez częściowych współczynników bezpieczeństwa.

Kombinacja długotrwała:

$$K_{s1} = \sum G_k + \sum \psi_2 Q_k, \quad [5-11]$$

nie wymaga komentarza.

W kombinacji krótkotrwałej:

$$K_{s2} = \sum G_k + \psi_1 Q_{1k} + \psi_1 Q_{2k} + \sum_3^n \psi_2 Q_k, \quad [5-12]$$

wprowadzamy dwa dominujące obciążenia zmienne na poziomie częstym.

We wzorach [5-9] do [5-12] znaki sumy i dodawania są umowne i oznaczają, że do konstrukcji należy jednocześnie przyłożyć wszystkie obciążenia wchodzące do kombinacji. Obowiązuje ogólna zasada kombinowania obciążeń, tak aby uzyskać najniekorzystniejszy efekt z uwagi na rozpatrywany stan graniczny.

Omówione kombinacje obciążeń należy stosować racjonalnie. Nie można kombinować obciążeń, których jednoczesne wystąpienie jest fizycznie niemożliwe. Eurokod 1 [N18] wprowadza dla stanów granicznych użyteczności (wzór 9.16) jeszcze jedną, rzadką kombinację obciążeń, którą zaleca rozważyć, gdy obciążenie

wywołuje nieodwracalne zmiany w konstrukcji. Wydaje się, że byłoby to szczególnie uzasadnione w sytuacjach, gdy kolejne cykle obciążenia wywołują kumulujące się skutki.

Niektóre obciążenia zmienne zależne od człowieka mają rozkład statystyczny prawostronnie obcięty. Przykładem może być suwnica o maksymalnym udźwigu np. 50 kN.

Maksymalne obciążenie 50 kN może pojawiać się często, ale nie może być przekroczone, bo zabezpieczają przed tym odpowiednie urządzenia. W takiej sytuacji wartość częsta jest równa wartości charakterystycznej $Q_f = Q_k$, czyli $\psi_1 = 1$.

Wartość długotrwała Q_p obciążenia zmiennego może też być równa wartości charakterystycznej $Q_p = Q_k$, czyli $\psi_2 = 1$. Tak jest na przykład w rezerwowych zbiornikach na wodę, które praktycznie zawsze są napełnione, a nie mogą być przepelnione ponad poziom przelewu.

Trzeba podkreślić, że Q_f i Q_p mogą być liczbowo równe Q_k , ale nie są tożsame z wartością charakterystyczną, ponieważ Q_k wchodzi do kombinacji obciążeń zawsze z częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa, a wartości Q_f i Q_p bez tego współczynnika.

Najistotniejsze są modyfikacje, które należy wprowadzić, gdy obciążenia wchodzące do kombinacji są skorelowane. Dla konstrukcji morskich przykładem może być silny wiatr i wysoka fala, które są silnie dodatnio skorelowane. Takie obciążenia należy wprowadzać do kombinacji ze współczynnikiem $\psi_0 = 1$. W miejsce wzoru [5-9] otrzymamy:

$$K_{u1} = \sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{1k} + \gamma_Q Q_{2k} + \gamma_Q \psi_0 Q_{3k} + \sum \gamma_Q \psi_2 Q_k, \quad [5-13]$$

Analogiczną zmianę należy wprowadzić do kombinacji wyjątkowej [5-10].

5.3.4. Warunki bezpieczeństwa

Konstrukcję uznaje się za bezpieczną, gdy pod wpływem najniekorzystniejszej kombinacji obciążeń obliczeniowych lub reprezentatywnych:

- a) nie zostanie przekroczona obliczeniowa nośność, określona dla obliczeniowych wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych,
- b) konstrukcja nie dozna zarysowań, przemieszczeń lub innych zmian, przekraczających wartości dopuszczalne $\{C\}$.

Nierówności [5-5] przedstawiają warunki bezpieczeństwa w postaci ogólnej. Dla konkretnych stanów granicznych można zapisać warunki bezpieczeństwa bardziej szczegółowo, np. dla stanu granicznego złamania przekroju zginanego należy określić moment niszczący M_{Rd} w funkcji obliczeniowych wymiarów i wytrzymałości (jest to obliczeniowa nośność przekroju), i porównać go z momentem M_{Sd} obciążającym przekrój i pochodzącym od najniekorzystniejszej kombinacji obciążeń $K_u = \max(K_{u1}; K_{u2})$. Warunek bezpieczeństwa przyjmuje postać:

$$M_{Rd} = M_R(a_d, f_d) \geq M(K_u) = M_{Sd} \quad [5-14]$$

Nierówność [5-14] zachowa swoją ważność, kiedy zamiast momentu zginającego M wprowadzi się siłę podłużną N lub inną statyczną wielkość wewnętrzną.

Dla stanu granicznego wyboczenia elementu ściskanego warunek bezpieczeństwa pojawi się w postaci nierówności:

$$N_{kr,d} = N_{kr}(a_d, E_{cd}) \geq N(K_u) = N_{Sd} \quad [5-15]$$

gdzie: E_{cd} jest obliczeniową wartością modułu sprężystości, od którego zależy siła krytyczna.

Warunkiem bezpieczeństwa w stanie granicznym ugięcia elementu będzie nierówność:

$$a(a_k, E_{cm}, K_{s2}) \leq a_{lim} \quad [5-16]$$

gdzie a_{lim} jest dopuszczalną wartością ugięcia. Ten stan należy do stanów granicznych użyteczności, a więc ugięcie sprawdza się pod działaniem krótkotrwałej kombinacji obciążeń (wzór [5-12]), przypisując konstrukcji charakterystyczne wartości wymiarów i średnią wartość modułu sprężystości betonu. W kombinacji krótkotrwałej występują składniki długotrwałe i należy oczywiście uwzględnić efekty reologiczne ich działania.

We wzorze [5-16] występuje średnia wartość E_{cm} modułu, ponieważ sztywność elementu jest cechą integralną, a nie lokalną (jak np. wytrzymałość materiału).

Dopuszczalną szerokość rozwarcia rys w_{lim} określa się tak, aby zapobiec korozji zbrojenia. Korozja jest procesem powolnym, zachodzącym w ciągu długiego czasu, a więc mamy tu do czynienia ze stanem granicznym użyteczności, który powinien być sprawdzony pod działaniem długotrwałej kombinacji obciążeń K_{s1} (wzór [5-11]). Odpowiedni warunek bezpieczeństwa wyrazi się nierównością:

$$w(a_k, f_k, K_{s1}) \leq w_{lim} \quad [5-17]$$

Gdyby szerokość rozwarcia rys w była ograniczona ze względów estetycznych, należałoby sprawdzić nierówność [5-17] pod działaniem krótkotrwałej kombinacji obciążeń K_{s2} .

Stan graniczny pojawienia się rys zaliczany jest do stanów granicznych użyteczności i warunek bezpieczeństwa ma postać:

$$M_{cr} = M_{cr}(a_k, f_k) \geq M(K_{s2}) \quad [5-18]$$

Dla szczególnych konstrukcji pojawienie się rys jest stanem katastrofalnym. Zarysowana obudowa bezpieczeństwa reaktora jądrowego grozi skażeniem środowiska śmier-

cionośnymi substancjami radioaktywnymi. W takich sytuacjach:

$$M_{cr}(a_d, f_d) \geq M(K_{u1}) \quad [5-19]$$

Dla niektórych konstrukcji sprężonych stanem granicznym użyteczności jest stan dekompresji wstępnie sprężonej strefy rozciąganej, czyli przejście naprężeń ściskających w rozciąganie. Moment zginający, który do tego stanu doprowadza, nazywa się momentem dekompresji M_{de} . Można go interpretować jako moment rysujący obliczony przy założonej zerowej wytrzymałości na rozciąganie:

$$M_{de} = M_{cr}(a_k, f_{ct} = 0) \quad [5-20]$$

Stan graniczny dekompresji sprawdza się pod długotrwałą kombinacją obciążeń,

a więc warunek bezpieczeństwa ma postać:

$$M_{de} \geq M(K_{s1}) \quad [5-21]$$

Z przedstawionych szczegółowych warunków bezpieczeństwa wynika ogólna zasada: stany graniczne nośności (użyteczności) sprawdza się, przypisując konstrukcji obliczeniowe (charakterystyczne) wartości wymiarów i cech materiałowych, natomiast obciążenia przyjmuje się zgodnie z p.5.3.3. Szczegółowe przepisy odbiegają niekiedy od tych zasad. Odstępstwa te będą każdorazowo sygnalizowane w toku dalszych wywodów.

W przypadku konstrukcji szczególnie odpowiedzialnych zaleca się zwiększenie zapasu bezpieczeństwa poprzez przemnożenie obciążeń przez dodatkowy współczynnik γ_n , opisany w punkcie 5.6.

5.4. Metoda naprężeń dopuszczalnych

Metoda ta, historycznie pierwsza w dziedzinie konstrukcji sprężonych, jest w niektórych krajach nadal podstawą projektowania, a w naszym kraju obowiązywała najdłużej w budownictwie mostowym. W ramach tej metody rozpatruje się konstrukcję w stanach eksploatacyjnych, a nie granicznych. Konstrukcję obciąża się najniekorzystniejszym układem obciążeń normowych, traktując je jako wartości maksymalne, mogące wystąpić w czasie normalnej eksploatacji, i nie interpretując ich w ścisłym sensie statystycznym. Podobnie wytrzymałości i inne cechy materiału przyjmuje się jako wielkości zdeterminowane, odpowiadające w przybliżeniu wartościom średnim.

Sprawdzenie bezpieczeństwa polega na obliczeniu najniekorzystniejszych naprężeń σ w materiale konstrukcji pod wpływem sił sprę-

żających i obciążeń programowych, a następnie porównaniu ich z naprężeniami dopuszczalnymi k , które w konkretnych warunkach pracy ustroju uznaje się za bezpieczne dla materiału konstrukcji. Warunek bezpieczeństwa sprowadza się do nieprzekroczenia naprężeń dopuszczalnych w betonie i stali sprężającej (por.[5-1]):

$$k_{ct} \leq \sigma_c \leq k_{cc} ; \quad \sigma_p \leq k_p$$

Z uwagi na różny stopień odpowiedzialności (mniejszy w czasie budowy, większy w czasie eksploatacji) oraz różny charakter poszczególnych stanów obciążenia, przypisuje się im zróżnicowane wartości naprężeń dopuszczalnych: największe w stadiach przejściowych, najmniejsze – w długotrwałych (p.2.1.9 i 2.2.5).

Sprężenie zapobiega rysom i przedłuża zakres sprężystego zachowania się konstrukcji, toteż w metodzie naprężeń dopuszczalnych uzasadnione jest przyjęcie, że w programowych stanach obciążenia zachowują swą ważność wszystkie założenia technicznej teorii zginania, zwłaszcza założenie liniowego rozkładu naprężeń. Przekrojem pracującym jest jednorodny przekrój betonowy; pozostają w mocy podstawowe wzory wytrzymałości materiałów, a w szczególności wzór:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W},$$

co pozwala nie tylko łatwo sprawdzić naprężenia we włóknach skrajnych, lecz także skonstruować proste metody wymiarowania elementów sprężonych. Nie będą one tu omawiane, ponieważ zostały szczegółowo podane w literaturze polskiej, np. [8], [16].

W świetle współczesnej koncepcji bezpieczeństwa sam fakt utrzymania naprężeń w granicach dopuszczalnych nie jest warunkiem wystarczającym. W konstrukcjach sprężonych naprężenie jest wynikiem superpozycji

dwóch przeciwstawnych układów naprężeń: od sprężenia i od obciążeń zewnętrznych. Te układy częściowo wygaszają się, toteż naprężenie wypadkowe nie może być miarą bezpieczeństwa konstrukcji. Prócz tego, w niektórych stanach granicznych (np. wyboczenia, ugięcia) nie można zapewnić bezpieczeństwa przez ograniczenie naprężeń. Z drugiej strony nie można całkowicie ignorować naprężeń w stadiach programowych. Znajomość naprężeń jest potrzebna przy obliczeniu strat sprężenia, przy sprawdzeniu niektórych stanów granicznych, zwłaszcza zmęczenia materiału, wreszcie przy obliczaniu skomplikowanych konstrukcji, dla których nie ma jeszcze rozwiniętej teorii stanów granicznych.

Przepisy EC2 [N12], a za nimi polska norma [N1], wprowadziły *explicite* stan graniczny naprężeń.

Podobne podejście przyjęto w niniejszej książce: przedstawione metody wymiarowania wykorzystują przede wszystkim teorię stanów granicznych, nie odżegnują się jednak od analizy naprężeń w zakresie sprężystym, tam gdzie podłoże fizyczne i prostota rozwiązań za tym przemawiają.

5.5. Stany graniczne konstrukcji sprężonej

Konstrukcja sprężona przechodzi w czasie swego istnienia przez różne stadia pracy, w każdym z nich może występować inny schemat konstrukcyjny, obciążenia, wymagania bezpieczeństwa i warunki pracy. Przez *stadium pracy* będziemy rozumieli rzeczywiste stany rzeczywistej konstrukcji (ich odwzorowaniem w procesie projektowania będą *sytuacje obliczeniowe*).

Typowymi stadiami pracy elementu sprężonego są:

- stadium produkcji – element jeszcze przed sprężeniem i osiągnięciem pełnej wytrzymałości betonu może być poddany obciążeniom technologicznym, np. naprężeniom termicznym, siłom przyssania do form itp.,
- stadium sprężania – na stwardniały beton przekazano siłę sprężającą w swojej wstępnej wartości P_i (p. 4.1), wywołującą w elementach zginanych wygięcie odwrotne (ku górze), pod wpływem sprę-

zenia element odrywa się od podłoża, co samoczynnie mobilizuje moment zginający M_g od ciężaru własnego konstrukcji w chwili sprężenia, niekiedy moment ten (w tym stadium korzystny) jest umyślnie zwiększany przez naniesienie na konstrukcję sztucznego balastu,

- stadium transportu – prefabrykowany element sprężony jest transportowany z wytwórni na miejsce budowy, przy czym narażony jest na efekty dynamiczne podczas załadunku i jazdy, a także na niewłaściwe podchwycenie i podparcie, najniekorzystniejszy (algebraicznie najmniejszy) moment zginający w tym stadium oznacza się przez M_{tr} ,
- stadium montażu – w czasie wznoszenia budowli element sprężony może pracować w niekorzystnych schematach statycznych, co trzeba uwzględnić w obliczeniu momentu M_m od obciążeń montażowych,
- stadium eksploatacji – wbudowany element sprężony lub sprężona konstrukcja monolityczna narażone są na wszystkie niekorzystne kombinacje obciążeń stałych, zmiennych i wyjątkowych (p. 5.3.3); siła sprężająca zmalała do końcowej wartości trwałej P_t , ponieważ zaszły już wszystkie straty sprężenia.

Stadia przedeksplatacyjne nazywane są łącznie stadiami realizacji. Oprócz wymienionych mogą wystąpić inne stadia pracy konstrukcji, związane np. ze stopniowym sprężaniem, zmianą czynnego przekroju w konstrukcjach zespolonych, zmianą sposobu użytkowania, remontem, przebudową czy demontażem. Zwłaszcza to ostatnie stadium może być niebezpieczne w stopniu nieznanym z innych rodzajów konstrukcji: element sprężony może być „bombą energetyczną”, która może eksplodować podczas niewłaściwego demontażu. Obowią-

kiem projektanta jest prześledzić wszystkie stadia pracy konstrukcji sprężonej i dla każdego sprawdzić bezpieczeństwo w istotnych stanach granicznych. Postępowanie takie wymagałoby wielokrotnego sprawdzania i byłoby żmudne, przeważnie jednak sytuację można uprościć.

Stan największego obciążenia (mogącego doprowadzić do zerwania cięgien sprężających w strefie rozciąganej) wystąpi prawie na pewno w stadium eksploatacji. Stan najmniejszego obciążenia występuje przeważnie w jednym ze stadiów realizacji. Na korzyść bezpieczeństwa można przyjąć, że we wszystkich stadiach realizacji działa ta sama największa siła sprężająca (wstępna wartość P). Wówczas krytyczny będzie najmniejszy moment:

$$M_{min} = \min(M_g; M_{tr}; M_m) \quad [5-22]$$

Na ogół wystarcza zweryfikować bezpieczeństwo w tych dwóch skrajnych stanach obciążenia i na tym założeniu oparto szczegółowe metody wymiarowania w następnych rozdziałach.

Jak wspomniano wyżej, odwzorowaniem stadiów pracy rzeczywistej konstrukcji będą w procesie projektowania sytuacje obliczeniowe. Rozróżniamy, w zasadzie zgodnie z [N1]:

- sytuacje obliczeniowe przejściowe (początkowe), obejmujące wszystkie stadia realizacji,
- sytuacje obliczeniowe trwałe, obejmujące stadia eksploatacyjne,
- sytuacje obliczeniowe wyjątkowe – pożar, eksplozja, uderzenie, lokalne zniszczenie.

Norma [N1] dla konstrukcji sprężonych wprowadza, obok zdefiniowanej sytuacji przejściowej, pojęcie początkowej sytuacji obliczeniowej, bez definicji; są to w swej istocie sytuacje przejściowe.

Zbrojenie sprężające pełni podwójną rolę: przenosi obciążenia (jak zbrojenie zwykłe w konstrukcjach żelbetowych) oraz generuje obciążenie w postaci siły sprężającej. Iloczyn wytrzymałości stali sprężającej i pola jej przekroju $f_p A_p = F_{pk}$, jest elementem nośności konstrukcji i pojawi się po lewej stronie nierówności [5-14], podczas gdy iloczyn $\sigma_p A_p$ jest dla dowolnego $\sigma_p < f_p$ elementem obciążenia i wystąpi po prawej stronie tej nierówności.

5.5.1. Siły sprężające

Przez siłę sprężającą należy rozumieć sumę sił w zakotwionych cięgnach ułożonych we wstępnie sprężonej strefie rozciąganej elementu. Początkowa jej wartość maleje wskutek strat doraźnych i opóźnionych (patrz rozdział 4). Można wyróżnić trzy istotne poziomy siły sprężające:

P_0 – początkowa wartość siły naciągu, odpowiadająca sumie sił naciągu cięgien,

$P_i = P_0 - (\Sigma \Delta P_0 + \Sigma \Delta P_i)$ – siła sprężająca wstępna, po stratach początkowych i doraźnych,

$P_t = P_i - \Sigma \Delta P_t$ – trwała (końcowa) siła sprężająca po stratach doraźnych i opóźnionych.

W procesie projektowania wartość siły sprężającej jest istotna przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowności (naprężenia w betonie, ugięcia, rysy), natomiast nie ma znaczenia dla stanów granicznych nośności, ponieważ – w granicach stosowanych naprężeń – nośność cięgna nie zależy od intensywności naciągu. Przy sprawdzaniu nośności operujemy wartością obliczeniową:

$$P_d = A_p f_{pd} = A_p \frac{f_{pk}}{\gamma_m} = A_p \frac{f_{pk}}{1,25}, \quad [5-23]$$

ale nie jest to już siła sprężająca, lecz suma nośności obliczeniowych poszczególnych cięgien.

Wynikają z tego dwa ważne wnioski:

- 1) straty sprężenia należy obliczać od sił rzeczywistych, a nie obliczeniowych (p. rozdz. 4);
- 2) siły sprężających nie należy mnożyć ani dzielić przez częściowe współczynniki bezpieczeństwa.

Na podstawie doświadczeń praktycznych należy się liczyć z niedokładnym wprowadzeniem sił sprężających, mimo staranności wykonawcy. Dajemy temu wyraz, operując w obliczeniach siłami P_k , które można nazwać „wartościami tolerowanymi”, a mianowicie:

$$P_k = P_i (1 \pm 0,10), \quad [5-24]$$

w sytuacji obliczeniowej przejściowej, oraz

$$P_k = P_t (1 \pm 0,10), \quad [5-25]$$

w sytuacji obliczeniowej trwałej.

W konkretnych sytuacjach należy przyjmować podwyższone lub obniżone siły P_k , tak aby zawsze znaleźć się po stronie bezpiecznej. Przykładowo, w sytuacji obliczeniowej przejściowej niebezpieczny jest mały moment zginający i za duża siła sprężająca, a więc dla stanów granicznych użytkowności (np. zarysowanie na górnej powierzchni elementu) wprowadzimy do warunku bezpieczeństwa wartość siły sprężającej $P_k = 1,1 P_i$. Odwrotnie, sprawdzając ugięcia lub rysoodporność w sytuacji obliczeniowej trwałej, gdy groźny jest duży moment zginający i zbyt mała siła sprężająca, powinniśmy operować siłą $P_k = 0,9 P_t$.

Siły P_k nie są wartościami charakterystycznymi ani obliczeniowymi (choć tak nazwano je w normie [N1]), są one granicami przedziału tolerancji i uwzględniają niedokładność wprowadzenia sił sprężających do konstrukcji i oszacowania ich wartości końcowych. W tym świetle indeks „k” może być mylący i dlatego dalej będziemy

operować wprost siłami $1,1P_i$ lub $0,9P_i$ oraz $1,1P_t$ lub $0,9P_t$ – stosownie do sytuacji.

5.5.2. Stany graniczne naprężeń

Stany graniczne naprężeń w stali sprężającej nie zostaną przekroczone, jeśli naprężenia nie przekroczą wartości dopuszczalnych, przepisanych w p. 7.1.2 normy [N1] (por. p. 2.2.5):

- przy chwilowym przeciążeniu

$$\sigma_{p0} \leq (0,8f_{pk} ; 0,9f_{p0,1k}) , \quad [5-26]$$

- wstępne, po stratach doraźnych

$$\sigma_{pi} \leq (0,75f_{pk} ; 0,85f_{p0,1k}) , \quad [5-27]$$

- trwałe, po wszystkich stratach

$$\sigma_{pt} \leq 0,65f_{pk} . \quad [5-28]$$

Naprężenia ściskające w betonie w sytuacjach przejściowych, pod działaniem siły sprężającej $1,1P_p$, nie powinny przekraczać wartości podanych w p. 7.1.7.1 normy [N1], a mianowicie:

- w elementach kłobetonowych
 - przy sprężaniu osiowym $0,5f_{cm}$,
 - przy sprężeniu mimośrodowym $0,6f_{cm}$,
- w elementach strunobetonowych
 - przy sprężaniu osiowym $0,6f_{cm}$,
 - przy sprężeniu mimośrodowym $0,7f_{cm}$.

Symbol f_{cm} oznacza średnią wytrzymałość betonu na ściskanie. Naprężenia na krawędzi ściskanej oblicza się przy założeniu liniowego rozkładu naprężeń.

Ograniczenia naprężeń ściskających mają zapobiec zbyt intensywnemu sprężeniu, co mogłoby zainicjować proces destrukcji betonu.

5.5.3. Kategorie rysoodporności

Przy ustalaniu właściwych wymagań rysoodporności konstrukcji sprężonych należy rozważyć możliwe konsekwencje pojawienia się rys:

- korozję stali sprężającej wskutek chemicznie agresywnego środowiska zewnętrznego i wewnętrznego,
- skażenie środowiska zewnętrznego wskutek wycieku szkodliwych substancji chemicznych lub promieniotwórczych,
- niezdatność eksploatacyjną konstrukcji wskutek utraty szczelności,
- redukcję sztywności, zwiększenie ugięć, niebezpieczne przesunięcie częstości drgań własnych w stronę rezonansu,
- pogorszenie walorów estetycznych i zaniepokojenie użytkownika.

Norma [N1] w tablicy 6 bierze pod uwagę jedynie pierwszy z wymienionych aspektów. Wnikliwe rozważenie wszystkich wymienionych aspektów pozwala wyróżnić **cztery kategorie rysoodporności** konstrukcji sprężonych, zestawione syntetycznie w tablicy 5-1.

Kategoria 1a obejmuje konstrukcje, w których pojawienie się rys trzeba uznać za stan graniczny nośności (por. p. 5.2), groźny dla środowiska lub dla samej konstrukcji. Zaliczamy tu rury wysokociśnieniowe, zbiorniki na szkodliwe ciecze i gazy, obudowy bezpieczeństwa reaktorów jądrowych, ekrany chroniące przed radiacją, a także konstrukcje obciążone dynamicznie, które po zarysowaniu mogłyby się znaleźć w strefie rezonansu.

Warunkiem bezpieczeństwa jest tu wyeliminowanie naprężeń rozciągających przy podstawowej kombinacji obciążeń K_{u1} .

Kategoria 1b zawiera te konstrukcje, dla których zarysowanie jest stanem granicznym użyteczności, pogarszającym warunki normalnej eksploatacji lub zagrażającym trwałości konstrukcji. Należą tu zbiorniki na ciecze nieszkodliwe dla otoczenia, a także wszelkie konstrukcje użytkowane w środowisku klasy XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3 (patrz tablica 5-1).

Pod krótkotrwałą kombinacją obciążeń K_{s2} dopuszczamy dla tej kategorii naprężenia rozciągające, nie przekraczające średniej wytrzymałości betonu f_{ctm} , ale nie dopuszczamy rys.

Kategoria 2a grupuje konstrukcje użytkowane w korzystnych warunkach środowiskowych (klasa środowiska XC2, XC3, XC4), ale sprężone stalą wrażliwą na korozję. Warunkiem bezpieczeństwa jest ograniczenie szerokości rozwarcia rys $w \leq 0,2$ mm pod krótkotrwałą kombinacją obciążeń K_{s2} , pod warunkiem całkowitego zamknięcia rys pod kombinacją długotrwałą K_{s1} (warunek dekompresji).

Kategoria 2b tym się różni od kategorii **2a**, że zastosowana stal sprężająca jest mało wrażliwa na korozję. Pozostaje w mocy ograniczenie rozwarcia rys $w \leq 0,2$ mm, ale rezygnujemy z warunku dekompresji.

Eurokod 2 ([N12], p. 4.4.2.1), a w ślad za tym norma [N1] w punkcie 7.1.1, określa dekompresję jako warunek, aby przy częstej kombinacji obciążeń wszystkie ciągną i ich kanały znajdowały się w betonie ści-

skanym, w odległości co najmniej 25 mm od osi zerowych naprężeń (obojętnej). Przy wymaganych normą grubościach otuliny betonowej położenie osi obojętnej w odległości 25 mm od skrajnego kanału kablowego jest praktycznie równoznaczne z warunkiem „cały przekrój ściskany”. Przy jakiej kombinacji obciążeń istotny jest warunek dekompresji, zależy to od kategorii rysoodporności: dla kategorii **1a** warunki bezpieczeństwa według tablicy 5-1 są surowsze niż w Eurokodzie 2, a dla kategorii **2a** – łagodniejsze.

Lepiej jest definiować dekompresję jako wyeliminowanie w przekroju naprężeń rozciągających, bowiem można wtedy sensownie mówić o dekompresji w elementach rozciąganych, a nie występuje w nich oś obojętnej.

Kategorie **2a** i **2b** reprezentują częściowe sprężenie (ang. *partial prestressing*), polegające na ograniczonym dopuszczeniu rys w konstrukcjach sprężonych.

W konkretnych przypadkach należy modyfikować warunki bezpieczeństwa przy-

Tablica 5-1. Kategorie rysoodporności konstrukcji sprężonych

Umowna intensywność sprężenia	Kategoria rysoodporności	Wymagana przy sprawdzeniu kombinacja obciążeń	Dopuszczenie naprężeń rozciągających w betonie σ_{ct}	Dopuszczalna rozwarłość rysy w_{lim} [mm]	Kryterium kategoryzacji
Super-pełne	1a	K_{u1}	0	0	gdy rozszczelnienie jest niebezpieczne lub zarysowanie grozi rezonansem
Pełne	1b	K_{s2}	f_{ctm}	0	gdy rozszczelnienie jest niepożądane; środowisko klas XD i XS
Ograniczone	2a	K_{s2}	–	0,2	środowisko klasy XC2, XC3, XC4 oraz stal wrażliwa na korozję
		K_{s1}	0	0	
Częściowe	2b	K_{s2}	–	0,2	środowisko klasy X0, XC1 oraz stal mało wrażliwa na korozję

pisane kategoriom rysoodporności, biorąc pod uwagę:

- grubości otulin ochronnych,
- specjalne zabezpieczenia antykorozyjne,
- średnicę drutów lub prętów, z których zbudowane są cięgna; druty cienkie lub sploty są bardziej wrażliwe na korozję,
- odporność na korozję naprężeniową, gwarantowaną przez producenta stali,
- sposób prowadzenia kabli; kable zewnętrzne i kable w kanałach bez iniekcji są bardziej narażone na korozję, jeśli nie zastosuje się specjalnych zabezpieczeń,
- rodzaj konstrukcji; elementy drobnowymiarowe, elementy składane z segmentów są bardziej narażone na korozję,
- indywidualne wymagania użytkownika lub brak danych na etapie projektowania.

Przy analizowaniu stanu granicznego zarysowania zalecana jest ostrożność, ponieważ korozja cięgien sprężających jest trudna do wykrycia i często przebiega bez wyraźnych oznak zewnętrznych. W środo-

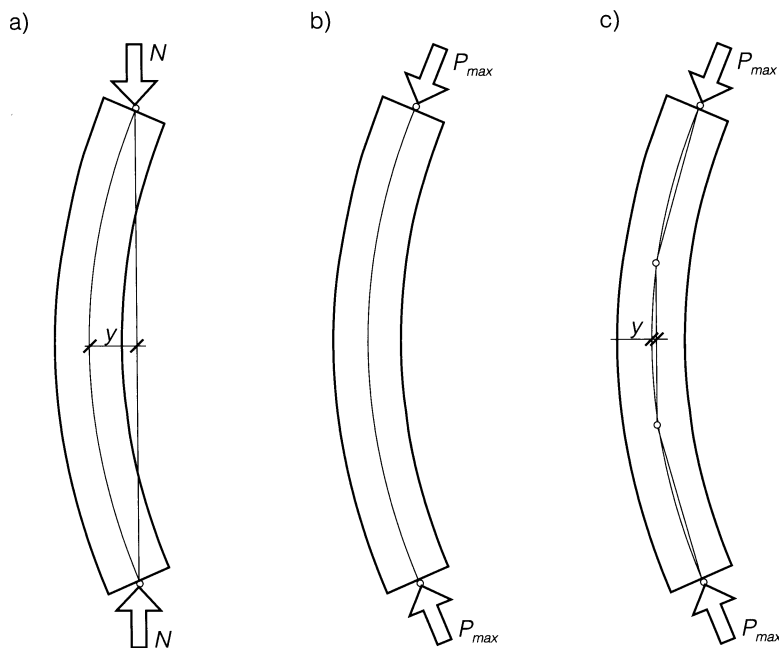
wiskach silnie agresywnych nie należy stosować konstrukcji sprężonych, chyba że zostaną użyte skuteczne środki ochrony.

5.5.4. Sytuacja obliczeniowa przejściowa

5.5.4.1. Stan graniczny wyboczenia

Pierwszym obciążeniem działającym na element sprężony są same siły sprężające i przy dużych smukłościach elementów betonowych (ściąg, pasy kratownic) uzasadnione jest pytanie, czy nie wyboczą się one pod wpływem sprężania.

Pręt, obciążony zewnętrzną siłą podłużną N , ulega wyboczeniu, ponieważ przy poprzecznym przemieszczeniu pręta powstają (lub zwiększają się) mimośrod y między osią działania siły a osią pręta (rys. 5-3a). W przypadku ciągłego styku cięgna z betonem – co jest sytuacją typową dla strunobetonu – nie grozi wyboczenie pod wpływem sił sprężających, gdyż przemieszczenia poprzeczne osi pręta i osi cięgna są wspólne (rys. 5-3b). W chwili naciągu, cięgna



Rys. 5-3. Wyboczenie pręta sprężonego: a) ściskanego zewnętrzną siłą podłużną (kable zewnętrzne), b) sprężonego z zapewnieniem ciągłego kontaktu cięgna z betonem (strunobeton), c) sprężonego z lokalnym kontaktem cięgna z betonem (kabel w kanale przed iniekcją)

w elemencie kablobetonowym mają tylko lokalny kontakt z betonem przez wkładki dys-tansowe lub ruszty rozdzielcze (rys. 5-3c), ale punkty kontaktowe są dostatecznie gęsto rozmieszczone, aby wykluczyć wyboczenie. A więc niezależnie od tego, jak wielkie siły sprężające P_{max} zostaną przyłożone do konstrukcji, nie wywołają one utraty stateczności, jeśli tylko ciągną przebiegać będą wewnątrz betonu.

Siłę sprężającą P_{max} od naciągu kabli zewnętrznych należy traktować jak zewnętrzną siłę ściskającą i sprawdzać wyboczenie jak dla elementów żelbetowych. Z reguły zachodzi wówczas potrzeba konstrukcyjnego wytworzenia punktów kontaktowych między ciągnem a betonem elementu sprężanego, aby nie dopuścić do przedwczesnego wyboczenia. Jest to jeden z argumentów przeciwko zewnętrz-nemu prowadzeniu cięgien sprężających.

Jeżeli element już sprężony poddany jest działaniu zewnętrznych sił ściskających, to należy go sprawdzać na wyboczenie tak jak element żelbetowy. Przypadek taki może mieć miejsce w prętach kratownic o zmiennych siłach lub przy wzmacnianiu elementu sprężonego za pomocą kabli zewnętrznych.

5.5.4.2. Stan graniczny ugięcia

Dla konstrukcji sprężonych typowe są ugięcia odwrotne od sprężenia, występują-

ce z chwilą przekazania siły sprężającej P_i na beton. Stan ten jest przemijający, a więc w grę wchodzi ugięcia doraźne, bezpośrednio po przyłożeniu obciążeń, nie wykraczające poza zakres sprężystej pracy konstrukcji. Oblicza się je metodami klasycznej mechaniki budowli. Dla belki swobodnie podpartej, obciążonej ciężarem własnym g , ugięcie doraźne od tego obciążenia wyniesie:

$$a_g = \frac{5g l_{eff}^4}{384B} \quad [5-29]$$

Sztywność na zginanie B należy przyjmować następująco:

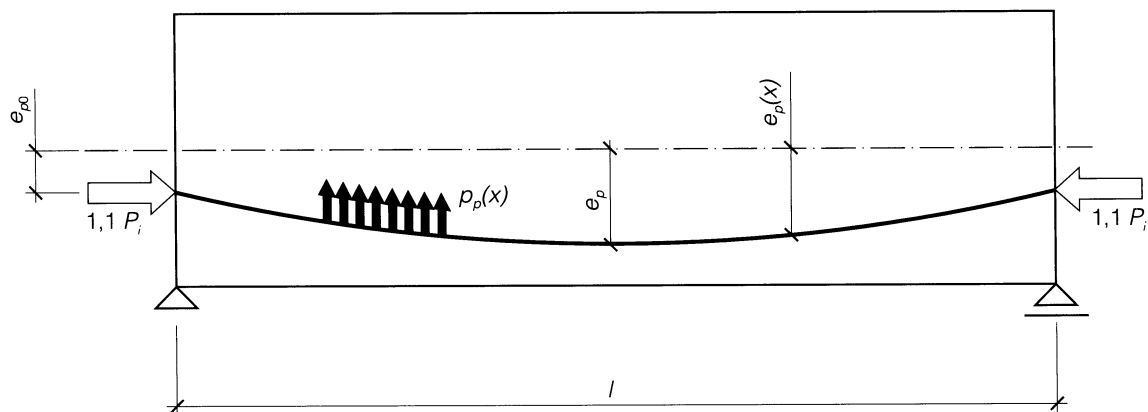
$B_{cs} = E_c I_c + E_p I_p$ dla elementów strunobetonowych,

$B_c = E_c I_c$ dla elementów kablobetonowych.

W elementach kablobetonowych nie uwzględnia się składnika $E_p I_p$, ponieważ przekrój osłabiony jest kanałami kablowymi, a iniekcja nie zapewnia całkowitej współpracy obu materiałów.

Przy obliczaniu ugięcia od sprężenia uwzględnia się wpływ momentów $-1,1 P_i e_{p0}$ (rys.5-4) oraz wpływ nacisków $p_p(x)$ zakrzywionego cięgna na beton (por. wzór [4-1]):

$$p_p(x) \approx 1,1 P_i \frac{d^2 e_p(x)}{dx^2} ,$$



Rys. 5-4. Obciążenia elementu betonowego wywołane sprężeniem

co dla parabolicznej trasy prowadzi do wzoru:

$$p_p(x) = -1,1P_i \frac{8(e_p - e_{p0})}{l_{eff}^2} \quad [5-30]$$

Ugięcie doraźne a_p od wstępnego sprężenia będzie równe:

$$\begin{aligned} a_p &= \frac{5}{384} \frac{p_p(x) l_{eff}^4}{B_c} - \frac{1,1P_i e_{p0} l_{eff}^2}{8B_c} = \\ &= -\frac{1,1P_i l_{eff}^2}{48B_c} (5e_p + e_{p0}) \quad [5-31] \end{aligned}$$

Wzór [5-30] zachowuje swą ważność niezależnie od tego, czy mimośród $e_p(x)$ zmienia się wskutek zakrzywionej trasy cięgna, czy zakrzywionej osi belki.

Jeśli występują punkty załomu trasy cięgna, to należy w tych miejscach obciążyć element siłami skupionymi $-1,1P_i \tan \alpha$, gdzie α jest kątem załamania.

Całkowite ugięcie w stadium sprężenia będzie równe:

$$a' = a_p + a_g$$

Dawna polska norma konstrukcji sprężonych (PN-66/B-03320) podawała dopuszczalne ugięcia odwrotne:

– dla belek stropowych:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{400}$$

– dla belek podsuwnicowych:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{500}$$

Obecne przepisy [N1] nie ograniczają ugięć odwrotnych od sprężenia, ale mimo to warto je obliczać, gdyż łatwo jest je zmierzyć niwelatorem, a zgodność pomiarów z obliczeniem jest dobrą kontrolą jakości wykonania konstrukcji, a zwłaszcza dokładnego wprowadzenia siły sprężającej.

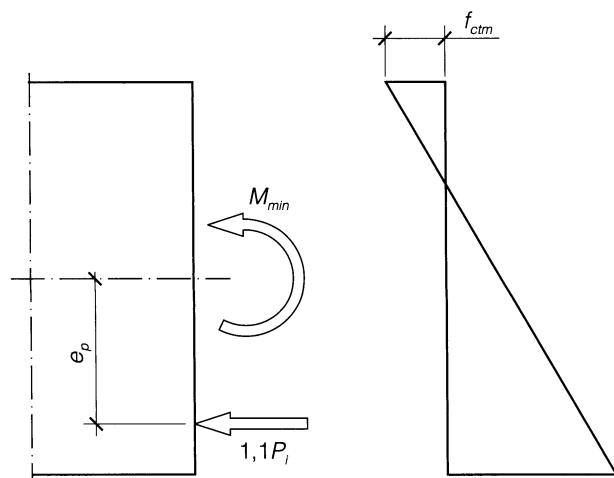
Jeżeli dochodzi do sytuacji, że sprężenie wywołuje rysy we włóknach górnych, to rzeczywiste ugięcie odwrotne a' będzie o 15÷20% większe od obliczonego.

Zaleca się, aby ugięcie odwrotne nie przekraczało 1/250 rozpiętości.

5.5.4.3. Stan graniczny zarysowania

W sytuacji obliczeniowej przejściowej na górnej krawędzi belki sprężonej, czyli formalnie w strefie ściskanej, mogą pojawić się rysy wskutek nadmiernej początkowej siły sprężającej i zbyt małego dodatniego momentu zginającego M_g od ciężaru własnego lub zbyt dużego momentu ujemnego w czasie transportu i montażu. Zarysowanie nastąpi w chwili, gdy naprężenia rozciągające w górnych włóknach przekroczą wytrzymałość betonu na rozciąganie.

Przyjęcie liniowego rozkładu naprężeń (rys. 5-5) jest równoznaczne z założeniem sprężystej pracy elementu sprężonego aż



Rys. 5-5. Rozkład naprężeń w przekroju sprężonym przy zarysowaniu – sytuacja obliczeniowa przejściowa

do zarysowania, z czego wynika ważność klasycznych wzorów wytrzymałościowych. W rozpatrywanej sytuacji obliczeniowej element jest obciążony wstępną siłą sprężającą $1,1P_i$. Osiowe ściskanie wywołane tą, siłą zapobiega pojawieniu się rys w górnej strefie elementu, a więc wystąpi razem z wytrzymałością po jednej stronie warunku bezpieczeństwa. Po stronie drugiej pojawi się moment zginający od siły sprężającej i M_{min} według wzoru [5-22]. Ostatecznie otrzymamy warunek bezpieczeństwa wyrażony w momentach:

$$M'_{cr} = W'_c \left(\frac{1,1P_i}{A_c} + f_{ctm} \right) \geq 1,1P_i e_p - M_{min}, \quad [5-32]$$

gdzie W'_c jest wskaźnikiem zginania dla górnej włókna przekroju.

Parametry sprężenia P_i oraz e_p , traktowane według rysunku 5-5 jako dodatnie, powinny być obliczone dla ciągu wypadkowego, zastępującego wszystkie ciąga w przekroju. To znaczy, że siła P_i jest wypadkową sił w poszczególnych ciągach, a e_p jest mimośrodem na jakim działa ta wypadkowa.

W praktyce sprawdzenie tego stanu granicznego jest na ogół zbędne. W strefie ściskanej przeważnie nie ma ciągnięć sprężających i pod względem dopuszczalności rys powinno się ją traktować jak część elementu żelbetowego. Jeżeli w strefie ściskanej występują ciąga sprężające, to z reguły zapobiegają one skutecznie pojawieniu się rys (zresztą ewentualne rysy zamkną się wskutek dodatkowych obciążeń w stadium eksploatacji). Badania wykazały, że rysy w strefie ściskanej nie zmniejszają w sposób istotny wytrzymałości betonu tej strefy w stanie granicznym nośności, pod obciążeniami eksploatacyjnymi.

To tłumaczy, dlaczego we wzorze [5-32] wprowadzono średnią wartość f_{ctm} , a nie wartość charakterystyczną f_{ctk} , co byłoby prawidłowe pod względem formalnym.

Potrzeba sprawdzenia M'_{cr} znajdzie tylko w szczególnych przypadkach, do których należy belka strunobetonowa o stałym przekroju poprzecznym i stałych parametrach sprężenia. Parametry te, siłę sprężającą i mimośród, dobiera się dla najbardziej narażonego przekroju środkowego. Siła ta doprowadzona na niezmiennym mimośrodku do końca belki może wywołać (i nieraz wywołuje) uszkodzenie strefy podporowej w postaci rys w górnej części belki, ponieważ działający korzystnie moment od ciężaru własnego $M_g(x)$ jest w tej strefie za mały. Można temu zapobiec przez ograniczenie mimośrodu e_p ciągu wypadkowego, podstawiając do wzoru [5-32] $M_{min} = 0$ (przekrój nad podporą) i obliczając:

$$e_p \leq \frac{M'_{cr}}{1,1P_i} \quad [5-33]$$

Siła sprężająca na takim mimośrodku nie wywoła rys na górnej krawędzi.

Inny sposób postępowania polega na określeniu współrzędnej $x = x_0$ przekroju, do którego – licząc od środka belki – można przyjąć stałe parametry sprężenia. Zadanie rozwiązuje się podstawiając do [5-32]:

$$M_{min} = M_g(x) = 0,5gx(l_{eff} - x)$$

i obliczając x_0 jako pierwiastek równania:

$$0,5gx(l_{eff} - x) = 1,1P_i e_p - M'_{cr},$$

a mianowicie

$$x_0 = 0,5l_{eff} \pm 0,5 \sqrt{l_{eff}^2 - \frac{8(1,1P_i e_p - M'_{cr})}{g}} \quad [5-34]$$

Bliżej ku podporze trzeba zmienić parametry sprężenia, np. przez odgięcie w torze naciagowym części splotów sprężających lub przez wyłączenie części splotów środkami antyadhezyjnymi (por. p.3.1.1 i rys. 3-2).

W sytuacji obliczeniowej przejściowej, z natury rzeczy krótkotrwałej, na ogół nie sprawdza się rys ukośnych, ani też stanu granicznego rozwarcia rys prostokątnych.

5.5.4.4. Stan graniczny złamania

Realne niebezpieczeństwo wyłamania belki sprężonej ku górze zachodzi w przypadku obciążenia elementu momentem ujemnym w stadium eksploatacji. Ta sytuacja jest omówiona na przykładzie belki kablobetonowej w punkcie 6.3.2.

W sytuacji obliczeniowej przejściowej nie zachodzi potrzeba obliczeniowej weryfikacji tego stanu granicznego, jeżeli:

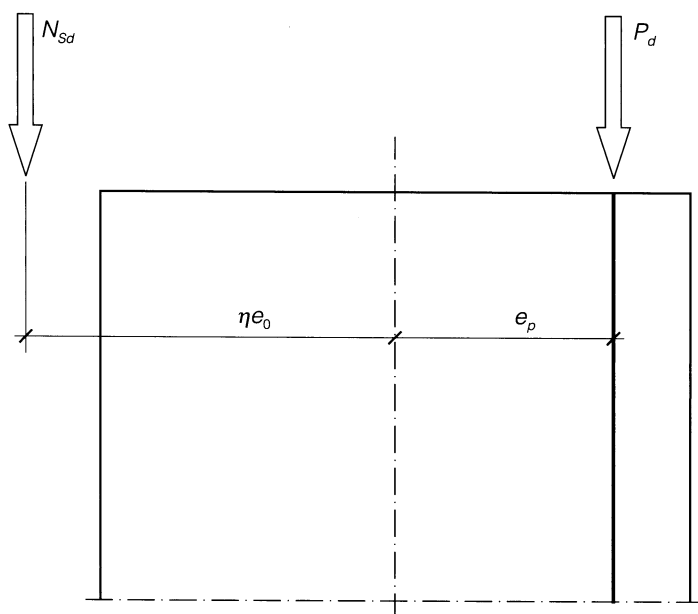
- schemat podparcia i podchwycenia elementu w czasie transportu i montażu będzie zgodny ze schematem statycznym, w jakim element będzie pracował po jego wbudowaniu,
- naprężenia ściskające w betonie na dolnej krawędzi nie przekroczą wartości dopuszczalnych (por. p. 5.5.2),
- naprężenia rozciągające w betonie na górnej krawędzi nie przekroczą średniej wytrzymałości na rozciąganie f_{ctm} ,
- w strefie górnej występuje konstrukcyjne zbrojenie zwykłe.

Jeśli stan graniczny złamania w sytuacji obliczeniowej przejściowej jest rozważany przy projektowaniu przekroju, to ograniczenia dotyczące strefy ściskanej w dolnej części przekroju stosuje się analogicznie jak w konstrukcjach żelbetowych; norma [N1] w tabelicy 9 podaje wartości ξ_{lim} , zależnie od klasy stali zbrojeniowej. Siła sprężająca jest wówczas obciążeniem i przyjmujemy jej wartość obliczeniową jako największą z realnych w sytuacji obliczeniowej przejściowej, czyli $maxP_0$ (por. wzór [5-66b]).

5.5.5. Sytuacja obliczeniowa trwała

5.5.5.1. Stan graniczny wyboczenia

Przypadek ten występuje w praktyce bardzo rzadko, ponieważ spręża się przede wszystkim elementy zginane i rozciągane, a rzadko smukłe elementy ściskane. W nielicznych przypadkach, kiedy znajdzie potrzeba sprawdzenia tego stanu granicznego, należy traktować obliczeniową siłę ściskającą $N_{sd} = N(K_{ul})$ bez siły sprężającej (por. 5.5.4.1), tak jak zwykle obciążenie zewnętrzne przyłożone na mimośrodku ηe_0 (rys. 5-6). Wpływ smukłości elementu sprężonego oblicza się tak, jak dla elementu żelbetowego.



Rys. 5-6. Mimośrodowe ściskanie elementu sprężonego

W przypadku $l_0 : i \leq 25$ (dla elementu o przekroju prostokątnym $l_0 : h = 7$), gdzie l_0 jest obliczeniową długością elementu ściskanego, a i jest promieniem bezwładności przekroju, traktuje się elementy ściskane jako krępe i nie uwzględnia się ich smukłości ani wpływu długotrwałego działania obciążenia.

Dla elementów bardziej smukłych współczynnik η zwiększający mimośród oblicza się zgodnie z [N1] ze wzoru:

$$\eta = \frac{N_{crit}}{N_{crit} - N(K_{u1})} \quad [5-35]$$

w którym siła krytyczna określana jest wzorem:

$$N_{crit} = \frac{9}{l_0^2} \left(E_{cm} I_c \frac{c}{2k_I} + E_p I_p \right) \quad [5-36]$$

We wzorze [5-36] sztywność na zginanie przekroju betonowego jest modyfikowana przez dwa współczynniki k_I i c .

Współczynnik k_I uwzględnia długotrwały charakter części obciążenia:

$$k_I = 1 + 0,5 \frac{\gamma N_s(K_{s1})}{N_s(K_{u1})} \phi_\infty \quad [5-37]$$

gdzie γ jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa dla obciążeń. Przy przyjęciu przybliżonej wartości końcowego współczynnika pełzania $\phi_\infty \approx 2$ wzór upraszcza się do postaci:

$$k_I = 1 + \frac{\gamma N_s(K_{s1})}{N_s(K_{u1})} \quad [5-38]$$

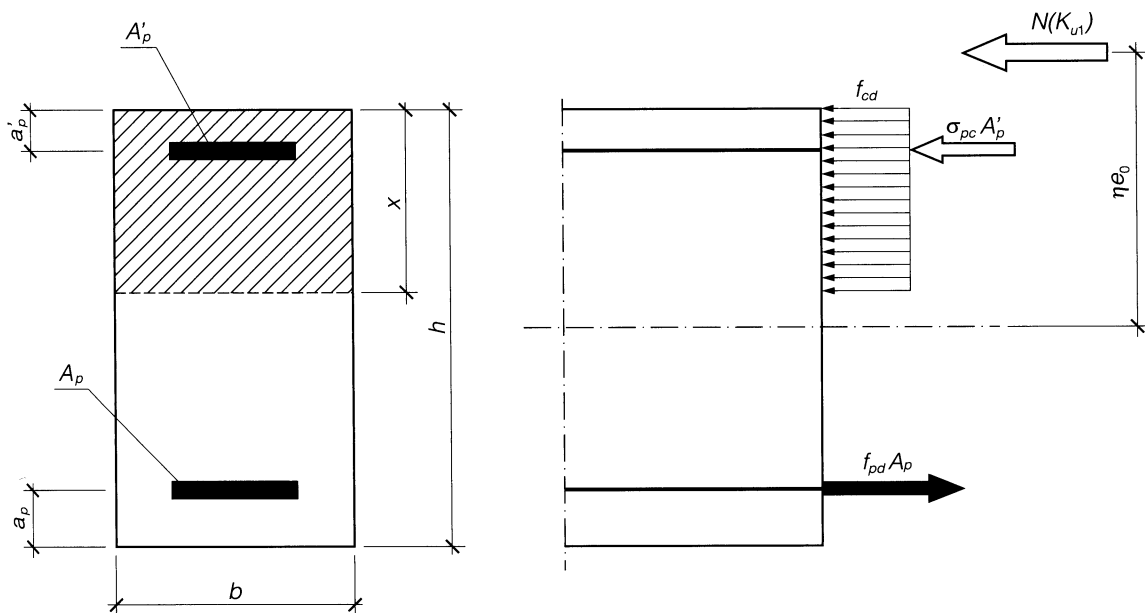
Współczynnik c uwzględnia częściową utratę sztywności wskutek zarysowania na krawędzi rozciąganej. Dla elementów sprężonych norma [N1] zaleca wzór:

$$c = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{k_p h}} + 0,1 \quad [5-39]$$

gdzie:

$$k_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \frac{e_0}{h}, \quad \left(\frac{e_0}{h} \leq 1,5 \right) \quad [5-40]$$

Jeżeli w elemencie zastosowano pełne sprężenie (kategoria rysoodporności **(1a)** lub **(1b)**), to nie pojawiają się rysy na krawędzi rozciąganej i należy przyjmować współczynnik $c = 1$.



Rys. 5-7. Przekrój mimośrodowo ściskany

Pozytywne sprawdzenie stanu granicznego złamania przy zwiększonym mimośrodzie η_{e0} uznaje się za ekwiwalent warunku bezpieczeństwa [5-15].

Dla przekroju prostokątnego ściskanego przy małym mimośrodku ($\xi > \xi_{lim}$) położenie osi obojętnej wyznacza się z wzoru (patrz rys. 5-7):

$$f_{cd}b(h-a_p)\xi - \sigma_{pc}A'_p - \kappa_p f_{pd}A_p = N(K_{u1}), \quad [5-41]$$

gdzie:

$$\kappa_p = \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}}\right)(1-\xi)}{1-\xi_{lim}} + \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}},$$

σ_{pc} ze wzoru [5-66a],

ξ_{lim} z tablicy 5-3.

Dla dużego mimośrodu ($\xi \leq \xi_{lim}$) współczynnik $\kappa_p = 1$.

Warunek momentów względem osi zbrojenia A_p :

$$f_{cd}b(h-a_p)^2\xi(1-0,5\xi) - \sigma_{pc}A'_p(h-a_p-a'_p) \geq N(K_{u1})(\eta e_0 + e_p), \quad [5-42]$$

sprawdza bezpieczeństwo w stanie granicznym złamania.

5.5.5.2. Stan graniczny ugięcia

Całkowite ugięcia w sytuacji obliczeniowej trwałej oblicza się pod wpływem krótkotrwałej kombinacji obciążeń K_{s2} (wzór [5-12]). Wskutek strat opóźnionych działa wtedy trwała siła sprężająca P_t , korzystna jako zmniejszająca całkowite ugięcia. Tak więc jej wartość będziemy przyjmować na poziomie $0,9P_t$ i tę wartość siły sprężającej należy podstawić do wzoru [5-31], aby obliczyć ugięcie doraźne a_p wskutek sprężenia. Sztywność elementu niezarysowanego będzie dla kablebetonu sztywnością przekroju betonowego $B_I = E_c I_c$.

Składniki długotrwałe obciążenia (w tym siły sprężające) powodują pełzanie betonu. Odkształcenia pełzania są ϕ_c -krotnie większe od odkształceń sprężystych i w tej samej proporcji pozostają ugięcia opóźnione a_{pl} do ugięć doraźnych a_e :

$$a_{pl} = \phi_c a_e. \quad [5-43]$$

Po zarysowaniu (to znaczy w fazie II) sztywność B_{II} elementu na zginanie maleje. Można ją w przybliżeniu oszacować:

$$B_{II} \cong 0,35B_I.$$

W rzadkich sytuacjach, gdy wymagana jest większa dokładność, należy korzystać ze wzorów normy [N1] (załącznik E).

Dla elementów w pełni sprężonych – kategorii rysoodporności **(1a)** i **(1b)** – obliczanie ugięć jest proste: sztywność przekroju niezarysowanego równa jest B_I i należy tylko uwzględnić ugięcia opóźnione od stałych i długotrwałych składników obciążenia. Tak więc całkowite ugięcie wyrazi się wzorem:

$$a = a(K_{s2}, B_I) + a(K_{s1}, B_I)\phi_c. \quad [5-44]$$

Współczynnik pełzania ϕ_c należy dobrać odpowiednio do przewidywanych warunków pracy elementu, wymiarów przekroju i stopnia dojrzałości betonu w chwili przyłożenia obciążenia długotrwałego (patrz załącznik A w normie [N1]).

Dla częściowego sprężenia – kategorii rysoodporności **(2a)** i **(2b)** – dopuszczalne są rysy. Po ich pojawieniu się element przechodzi w fazę II, dla której miarodajna jest sztywność B_{II} . Przy pierwszym cyklu obciążenia granicą obu faz będzie moment rysujący M_{cr} , ale przy następnych cyklach element przejdzie w fazę II już przy momencie dekompresji:

$$M_{de} = W_c \left(\frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} \right), \quad [5-45]$$

ponieważ wytrzymałość betonu na rozciąganie została uprzednio wyczerpana.

Warunkiem bezpieczeństwa dla kategorii rysoodporności **(2a)** jest $M_{de} \geq M(K_{s1})$. Oznaczmy K_{de} tę część obciążenia, która wywołuje dekompresję na krawędzi przekroju. Wówczas całkowite ugięcie będzie sumą trzech składników:

$$a = a(K_{s1}; B_I)(1 + \phi_c) + a(K_{de} - K_{s1}; B_I) + a(K_{s2} - K_{de}; B_{II}). \quad [5-46]$$

Dla elementu kategorii rysoodporności (2b) możliwa jest sytuacja $M(K_{s1}) > M_{de}$, a więc część obciążeń długotrwałych może obciążyć element pracujący w fazie II. Całkowite ugięcie będzie nadal sumą trzech składników:

$$a = a(K_{de}; B_I)(1 + \phi_c) + a(K_{s1} - K_{de}; B_{II}) \times (1 + c\phi_c) + a(K_{s2} - K_{s1}; B_{II}). \quad [5-47]$$

Przy drugim składniku współczynnik pełzania ϕ_c został zmniejszony współczynnikiem $c < 1$, dlatego że w elemencie zarysowanym pełzanie jest ograniczone tylko do strefy ściskanej betonu i jego wpływ na ugięcia jest odpowiednio mniejszy.

Dawna norma polska (PN-84/B-03264) zalecała wartości takich współczynników: $c = 0,8$ dla środowiska suchego, $c = 0,5$ dla zwykłego i $c = 0,3$ dla wilgotnego.

Dla elementów strunobetonowych należy operować sztywnością przekroju współpracującego B_{cs} , a więc z uwzględnieniem pełnej współpracy stali sprężającej. Pamiętać jednak należy, że elementy strunobetonowe to prefabrykaty i ich sztywność oraz ugięcia powinien określać dostawca na podstawie próbnych obciążeń w zakładzie prefabrykacji.

We wzorach [5-46] i [5-47] zastosowano skrócony zapis symboliczny. Tak na przykład zapis $a(K_{s2} - K_{de}; B_{II})$ oznacza ugięcie od momentu $M(K_{s2}) - M_{de}$, obliczone dla sztywności przekroju zarysowanego.

Obliczone ugięcia od obciążeń długotrwałych nie powinny przekraczać wartości dopuszczalnych ($a \leq a_{lim}$), podanych w tabelicy 5-2 lub innych wartości określonych dla konkretnych warunków projektowanej konstrukcji.

Warto tu przypomnieć, że pierwsza polska norma projektowania konstrukcji sprężonych (PN-66/B-03320) nie ograniczała łącznych ugięć, wymagając jedynie, aby ugięcie od krótkotrwałych składników obciążenia nie przekraczało a_{lim} . Na przykład, dla belek mostowych i podsuwnicowych była to wartość $l_{eff} / 750$. Wydaje się, że takie podejście jest uzasadnione dla elementów poddanych dużym obciążeniom zmiennym (mosty, jezdnie podsuwnicowe), podczas gdy

Tabela 5-2. Dopuszczalne wartości ugięć a_{lim} według [N1]

Rodzaj konstrukcji	Rozpiętość [m]	a_{lim}
Belki oraz płyty stropów i stropodachów	$l_{eff} \leq 6,0$	$l_{eff}/200$
	$6,0 < l_{eff} < 7,5$	30 mm
	$l_{eff} \geq 7,5$	$l_{eff}/250$
Przekrycia dachowe	$l_{eff} \leq 6,0$	$l_{eff}/150$
	$6,0 < l_{eff} < 10,0$	40 mm
	$l_{eff} \geq 10,0$	$l_{eff}/250$
Wsporniki	bez względu na wysięg	$l_{eff}/150$

dla belek stropowych miarodajne są raczej ugięcia całkowite. Nie ma uzgodnionych poglądów w tych sprawach i większość norm pozostawia rozstrzygnięcie konkretnych przypadków projektantom.

Przepisy EC2 [N12] ograniczają wygięcia od sprężenia i ugięcia od obciążeń użytkowych dla belek, płyt i wsporników do $l_{eff}/250$. Jeżeli nadmierne ugięcia mogą spowodować uszkodzenia przyległych elementów lub instalacji, to ogranicza się je do $l_{eff}/500$.

5.5.5.3. Stan graniczny pojawienia się rys

Dla konstrukcji należących do kategorii rysoodporności **(1a)** jest to stan graniczny nośności, a więc warunkiem bezpieczeństwa będzie:

$$M_{cr} = W_c \left(\frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} \right) \geq M(K_{u1}) \quad [5-48]$$

Jest to warunek, aby pod podstawową kombinacją obciążeń nie pojawiły się w przekroju naprężenia rozciągające.

Dla elementów należących do kategorii rysoodporności **(1b)** powyższa nierówność przyjmuje postać:

$$M_{cr} = W_c \left(\frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} + f_{ctm} \right) \geq M(K_{s2}) \quad [5-49]$$

Jest to warunek, aby pod krótkotrwałą kombinacją obciążeń nie została przekroczona średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie. Wprowadzając do tego wzoru f_{ctm} zamiast f_{ctd} , zmniejszamy nieco zapas bezpieczeństwa, ale tylko pozornie, bo z drugiej strony nie uwzględniamy uplastycznienia betonu na krawędzi rozciąganej. Dla elementów segmentowych, łączonych na sucho lub z zaprawą cementową w stykach, należy przyjmować $f_{ctm} = 0$.

Dla konstrukcji należących do kategorii rysoodporności **(2a)** warunek rysoodporności zostaje sprowadzony do warunku dekompresji: pod długotrwałą kombinacją obciążeń siła sprężająca powinna rysy zamknąć. Wówczas powinna zachodzić nierówność:

$$M_{de} = W_c \left(\frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} \right) \geq M(K_{s1}) \quad [5-50]$$

W przypadku elementów strunobetonowych należy w powyższych wzorach wprowadzić przed nawiasem wskaźnik zginania W_{cs} dla przekroju współpracującego.

Dla elementów kategorii rysoodporności **(2b)** stan pojawienia się rys nie jest stanem granicznym i nie wymaga sprawdzenia.

Pierwsza rysa ukośna w strefie dużych sił poprzecznych pojawi się z chwilą przekroczenia przez główne naprężenia rozciągające $\sigma_{t,max}$ wytrzymałości f'_{ctm} betonu na rozciąganie w złożonym stanie naprężenia, jako że beton w tej strefie poddany jest jednocześnie dość dużym głównym naprężeniom ściskającym. Doświadczenia wykazały [15], że wytrzymałość f'_{ctm} jest w tych warunkach mniejsza od wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} w jednoosiowym stanie naprężenia, ale różnice nie są duże i bez większego błędu można przyjąć $f'_{ctm} = f_{ctm}$, tak jak przyjmuje [N1], podobnie jak wiele innych norm.

Warunki bezpieczeństwa będą analogiczne nie zależały od wymagań rysoodporności:

- dla kategorii **(1a)**:

$$f_{ctm} \geq |\sigma_{t,max}(K_{u1})|, \quad [5-51]$$

- dla kategorii **(1b)**:

$$f_{ctm} \geq |\sigma_{t,max}(K_{s2})|, \quad [5-52]$$

- dla kategorii **(2a)**:

$$f_{ctm} \geq |\sigma_{t,max}(K_{s1})| \quad [5-53]$$

W tym stanie granicznym konstrukcje pracują jeszcze w fazie sprężystej i uzasadnione jest obliczanie naprężeń głównych według znanego wzoru wytrzymałościowego:

$$\sigma_{t,max} = 0,5 \left(\sigma_x - \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \right) \quad [5-54]$$

Należy znaleźć miejsce, w którym naprężenie $\sigma_{t,max}$ osiąga najniekorzystniejsze wartości. Dla belek swobodnie podpartych o stałym przekroju poprzecznym niebezpieczny będzie przekrój w licu podpory, a dla belek o wzmocnionej strefie podporowej – przekrój na początku wzmocnienia. W tych przekrojach trzeba sprawdzić naprężenia główne $\sigma_{t,max}$ na poziomie środka ciężkości przekroju i w miejscach zmiany jego szerokości. Dla typowych przekrojów dwuteowych oznacza to konieczność sprawdzenia w trzech punktach: w środku ciężkości i w punktach styku ścianki z półkami. Na ogół obliczone w tych punktach naprężenia $\sigma_{t,max}$

niewiele się różnią i wystarczy sprawdzić je w środku ciężkości przekroju:

$$\sigma_x = \frac{0,9P_t}{A_c} \quad [5-55]$$

$$\tau = \frac{V_{Sd,red} S_{c0}}{b l_c} \quad [5-56]$$

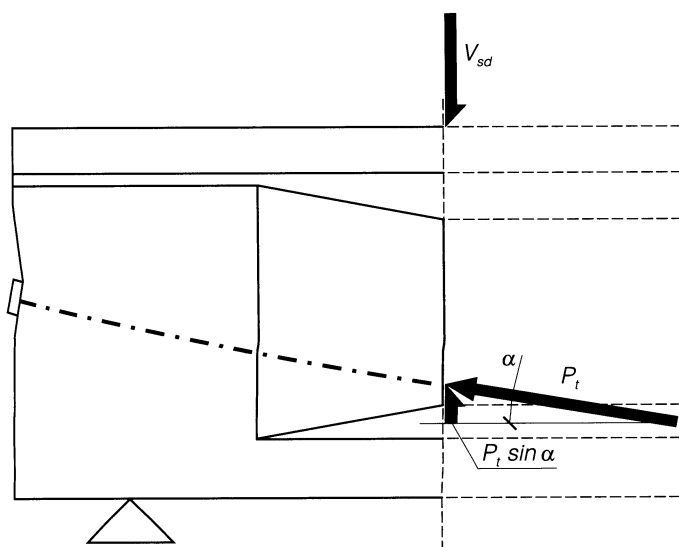
gdzie:

S_{c0} – moment statyczny części przekroju nad osią geometryczną, obliczony względem tej osi, a $V_{Sd,red}$ – siła poprzeczna w rozpatrywanym przekroju pomniejszona o przeciwnie skierowaną składową pionową siły sprężającej (rys. 5-8):

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - 0,9P_t \sin \alpha \quad [5-57]$$

Zależnie od wymagań rysoodporności jako V_{Sd} wystąpi w tym wzorze $V(K_{u1})$, $V(K_{s2})$ albo $V(K_{s1})$, analogicznie do wzorów [5-51] do [5-53].

W przypadku elementu strunobetonowego należy wprowadzić do wzorów cechy geometryczne A_{cs} , S_{cs} , I_{cs} przekroju współpracującego.



Rys. 5-8. Pionowa składowa siły sprężającej redukująca siłę poprzeczną

5.5.5.4. Stan graniczny rozwarcia rysy

Rozwarcia rys od momentów zginających (rysy prostopadłe do osi elementu) nie sprawdza się dla elementów kategorii rysoodporności **(1a)** i **(1b)**, ponieważ w ogóle nie dopuszcza się w nich zarysowania.

Dla kategorii **(2a)** i **(2b)** obliczenie rozwarcia rysy w_k przebiega identycznie:

$$w_k = \beta s_{rm} \Delta \epsilon_{sm} \quad , \quad [5-58]$$

z tym, że dla kategorii **(2a)** dodatkowo obowiązuje warunek [5-50].

Współczynnik β jest stosunkiem największego rozwarcia do średniej szerokości rysy.

Dla rys pochodzących od obciążeń zewnętrznych norma [N1] przepisuje stałą wartość $\beta = 1,7$.

Średni rozstaw rys s_{rm} wyznaczamy według [N1] ze wzoru:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\varnothing}{\rho_r} \text{ [mm]}. \quad [5-59]$$

Dla zginania współczynnik $k_2 = 0,5$, natomiast k_1 zależy od stopnia przyczepności ciągnów:

$k_1 = 0,8$ – dla prętów żebrowanych, drutów nagiętych i splotów,

$k_1 = 1,6$ – dla prętów i drutów gładkich,
 $k_1 = 2,0$ – dla kabli sprężających.

Średnicę \varnothing ciągnia wstawiamy w milimetrach. Przy szacowaniu rozstawu rys należy uwzględnić, że oprócz ciągnów sprężających w strefie rozciąganej znajdują się także konstrukcyjne pręty zbrojenia zwykłego o innej średnicy i innym współczynniku k_1 . Do wzoru [5-59] należy wprowadzić średnią wartość iloczynu $k_1 \varnothing$:

$$(k_1 \varnothing)_m = \frac{\sum n_i \varnothing_i k_{1i}}{\sum n_i}$$

Efektywny stopień zbrojenia ρ_r obliczamy także z uwzględnieniem zbrojenia zwykłego:

$$\rho_r = \frac{A_p + A_s}{A_{ct,eff}} \quad ,$$

przy czym efektywne pole przekroju $A_{ct,eff}$ obliczamy zgodnie z rysunkiem 5-9, przyjmując:

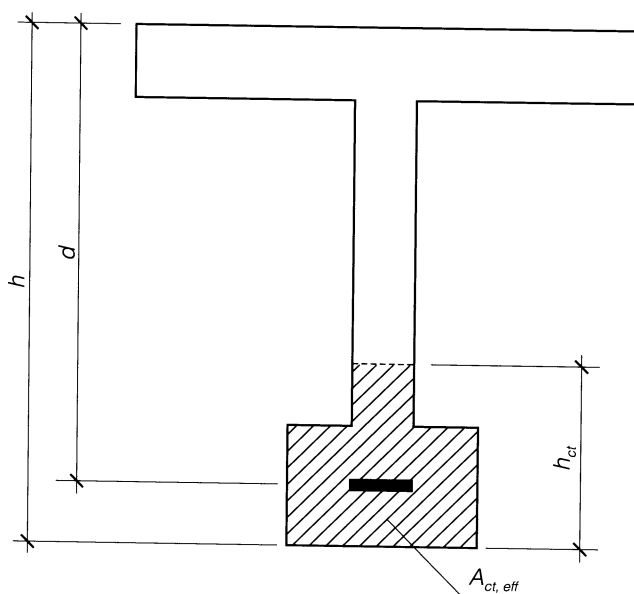
$$h_{ct} = 2,5(h - d).$$

Dodatkowe odkształcenie stali $\Delta \epsilon_{sm}$ pochodzi od nadwyżki momentu zginającego ponad moment dekompresji:

$$\Delta M = M(K_{s2}) - M_{de}.$$

Przyrost naprężenia w stali $\Delta \sigma_s$ w przekroju zarysowanym wyrażony jest wzorem:

$$\Delta \sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{(A_p + A_s)z} \quad . \quad [5-60]$$



Rys. 5-9. Efektywne pole powierzchni $A_{ct,eff}$ strefy rozciąganej

Dokładne obliczenie ramienia sił wewnętrznych z jest uciążliwe, ale wystarczające jest przybliżone oszacowanie $z \approx (0,85 \div 0,90)d$. Ze względu na współpracę betonu rozciąganego na odcinku między rysami, średnie dodatkowe odkształcenie stali $\Delta \varepsilon_{sm}$ będzie mniejsze, niżby to wynikało z przyrostu naprężenia $\Delta \sigma_s$:

$$\Delta \varepsilon_{sm} = \frac{\Delta \sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right]. \quad [5-61]$$

Wyrażenie w nawiasie kwadratowym jest właśnie tym redukującym, nieliniowym, współczynnikiem, przyjętym w normie [N1] w ślad za EC2. Dla krótkotrwałej kombinacji obciążeń K_{s2} współczynnik $\beta_2 = 1$, a współczynnik β_1 zależy od przyczepności:

$\beta_1 = 1,0$ dla prętów żebrowanych, drutów profilowanych i splotów,

$\beta_1 = 0,5$ dla prętów gładkich, drutów i kabli.

Podobnie jak wcześniej, przy różnych typach zbrojenia wprowadzamy do wzoru [5-61] wartość średnią:

$$\beta_{1m} = \frac{\sum n_i \beta_{1i}}{\sum n_i}.$$

Obliczone szerokości rozwarcia rys powinny być mniejsze od dopuszczalnych:

$$w_k \leq w_{lim}. \quad [5-62]$$

Dopuszczalne szerokości w_{lim} rozwarcia rysy podano w tablicy 5-1.

Nie ma potrzeby sprawdzania stanu granicznego rozwarcia rys ukośnych. Prawidłowo wytrasowane ciągnio wypadkowe (krzywoliniowe), dzięki pionowej składowej siły sprężającej znosi większą część siły poprzecznej w strefach przypodporowych, a naprężenia ściskające σ_x od sprężenia wydawnie redukują wartości głównych naprężeń rozciągających. W rezultacie są one znacznie mniejsze od wytrzymałości betonu na rozciąganie. Niezależnie, w strefach przypodporowych umieszczane są strzemiona z warunków konstrukcyjnych.

Mniej korzystna sytuacja występuje w belkach strunobetonowych. Tu rozpiętości są mniejsze, a więc mniej korzystny jest stosunek h / l_{eff} . W większości belek strunobetonowych ciągnia przebiegają prostoliniowo i nie ma redukcji sił poprzecznych, a niektóre technologie produkcji nie pozwalają na rozmieszczenie zbrojenia poprzecznego. Pojawienie się rys ukośnych jest bardziej prawdopodobne. Elementy strunobetonowe, jak wspomniano poprzednio, są prefabrykatami o masowej produkcji i powinny być sprawdzone na stanowisku próbnych obciążeń.

5.5.5.5. Stan graniczny złamania

Analiza tego stanu granicznego zostanie przeprowadzona dla ogólnego przypadku rozmieszczenia w strefie rozciąganej zbrojenia sprężającego o przekroju A_p i zbrojenia zwykłego o przekroju A_s , a w strefie ściskanej odpowiednio zbrojenia A'_p i A'_s (rys. 5-10).

Podstawą analizy jest faza III, czyli stan tuż przed zniszczeniem przekroju. Wiele założeń, znanych z uproszczonej teorii żelbetu, przyjmuje się także dla przekroju sprężonego:

- beton w strefie ściskanej doznaje odkształceń plastycznych, a krzywoliniowy rozkład naprężeń ściskających zastępuje się uproszczonym rozkładem prostokątnym o intensywności f_{cd} , równej obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie; skrócenia włókien skrajnych osiągają wartości graniczne $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$, a dla klas betonu wyższych niż B60 $\varepsilon_{cu} = 3,0\%$,
- stal zwykła w strefie ściskanej osiąga swą obliczeniową wytrzymałość f_{yd} ,
- beton w strefie rozciąganej ulega zarysowaniu i wyłącza się całkowicie z przenoszenia naprężeń normalnych,
- stal zwykła w strefie rozciąganej osiąga swą obliczeniową wytrzymałość f_{yd} , z wyjątkiem przypadku ściskania z małym mimośrodem, kiedy to panują w niej, w stanie granicznym naprężenia $\sigma_s < f_{yd}$.

Naprężenia w stali sprężającej zależą od całkowitych wydłużeń, które są sumą

wydłużeń ϵ_p od wstępnego naciągu i dodatkowych wydłużeń $\Delta\epsilon_p$, wskutek obciążeń w stanie granicznym złamania. Obraz odkształceń jest różny dla różnych typów złamania elementu sprężonego.

Typ I złamania występuje w razie osiągnięcia wytrzymałości stali sprężającej w strefie rozciąganej przed wyczerpaniem nośności strefy ściskanej betonu. Całkowite wydłużenia stali sprężającej osiągają wartość wydłużeń granicznych:

$$\epsilon_p + \Delta\epsilon_p = \epsilon_{pu} \quad [5-63]$$

Norma [N1], podobnie jak EC2, zaleca ostrożną wartość $\epsilon_{pu} = 10\text{‰}$.

Ten typ złamania powstaje przy małych stopniach zbrojenia, wysokich naprężeniach wstępnego naciągu i małej wydłużalności cięgien sprężających. Obrazem zniszczenia jest zerwanie cięgien sprężających.

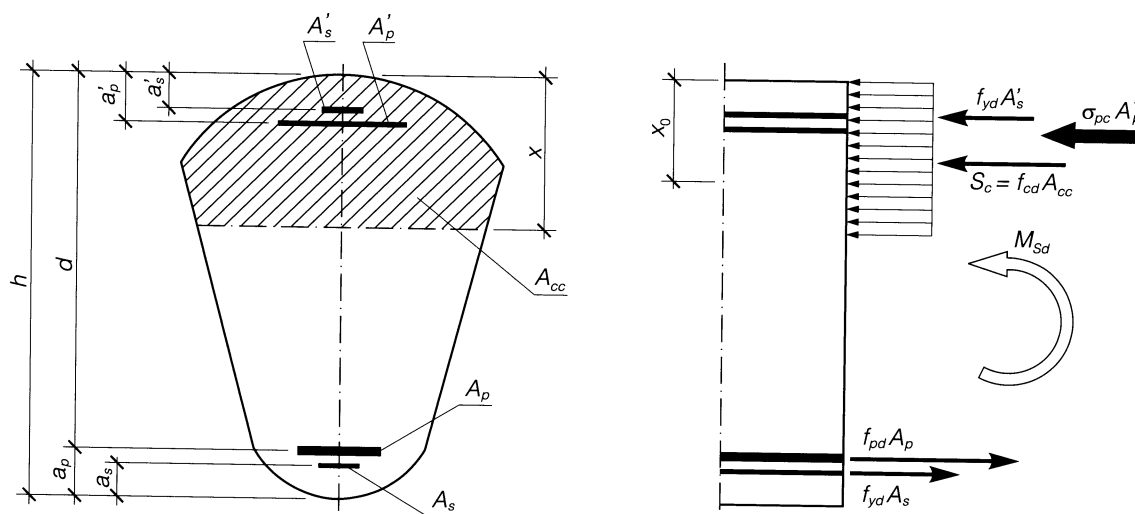
Typ II złamania ma również swoje źródło w strefie rozciąganej, ale przyczyną zniszczenia są wydłużenia plastyczne stali tak duże, że powodują przemieszczenie osi obojętnej przekroju ku krawędzi ściskanej, stopniową redukcję pola strefy ściskanej i w końcu zniszczenie betonu wskutek osiągnięcia granicznych skróceń na krawędzi

ściskanej. Ten typ złamania występuje przy małych naprężeniach wstępnego naciągu, dużej wydłużalności stali i rozbudowanej strefie ściskanej przekroju. Obrazem zniszczenia jest szerokie rozwarcie jednej rysy (niekiedy przy jednoczesnym zamykaniu się rys sąsiednich), koncentracja krzywizny osi belki w przekroju rysy i lokalne miażdżenie betonu na krawędzi ściskanej. Wytrzymałość stali sprężającej nie zostaje w pełni osiągnięta, ale różnica jest tak niewielka, że przy wymiarowaniu można przyjąć $\sigma_p = f_{pd}$.

Typ III złamania występuje w razie wyczerpania nośności strefy ściskanej betonu przed osiągnięciem wytrzymałości stali sprężającej. Ma to miejsce przy dużych stopniach zbrojenia, zbyt małej strefie ściskanej i zbyt małej wytrzymałości betonu. Obrazem zniszczenia jest miażdżenie betonu w strefie ściskanej na dłuższym odcinku, przy czym rozkład i rozwarcie rys w strefie rozciąganej pozostają równomierne.

Racjonalne wymiarowanie powinno dążyć do pełnego wykorzystania nośności cięgien sprężających, co będzie zapewnione przy dodatkowym wydłużeniu (por. [5-63]):

$$\Delta\epsilon_p = \epsilon_{pu} - \epsilon_p \quad [5-64]$$



Rys. 5-10. Rozkład sił i naprężeń w stanie granicznym złamania przekroju – sytuacja obliczeniowa trwała

Jest to podyktowane nie tylko oszczędnością stali, lecz także chęcią uniknięcia słabo sygnalizowanego zniszczenia typu III.

Przypisując betonowi na krawędzi ściskanej skrócenia ε_{cu} i pomijając znikome odkształcenia tych włókien wskutek sprężenia, warunek inicjowania złamania na krawędzi rozciąganej można zastąpić równoważnym, wynikającym z zasady płaskości przekrojów, a mianowicie ograniczeniem względnej wysokości strefy ściskanej – patrz [N1], wzory (161) i (163).

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{lim} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \Delta\varepsilon_p}, \quad [5-65]$$

przestrzeganie tego warunku zapobiega złamaniu typu III.

Dodatkowe wydłużenie stali sprężającej można oszacować ze wzoru:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{f_{p0,1k}}{E_p} \left(1 - 0,9 \frac{0,65f_{pk}}{f_{p0,1k}} \right). \quad [5-65a]$$

Obliczone na tej podstawie graniczne wartości ξ_{lim} zestawiono w tablicy 5-3*.

W uproszczeniu można przyjąć dla prętów ze stali stopowej $\xi_{lim} = 0,50$, a dla pozostałych cięgien $\xi_{lim} = 0,45$ lub $0,40$ zależnie od klasy betonu.

Cięgna sprężające, rozmieszczone w strefie ściskanej, doznają w stanie granicznym złamania skróceń $\Delta\varepsilon'_p < 0$, zgodnych ze skróceniem sąsiadujących włókien betonowych (przyjmowanym w przybliżeniu niezależnie od wytrzymałości betonu $\varepsilon_{cu} = 0,003$):

$$\Delta\varepsilon'_p = -\frac{x - d'_p}{x} \varepsilon_{cu} \approx -\frac{2}{3} \times 0,003 \approx -0,002,$$

a naprężenia w tych cięgnach maleją do wartości:

$$\sigma_{pc} = \frac{P'_t}{A'_p} - 0,002E_p. \quad [5-66]$$

Można teraz uzupełnić listę założeń dotyczących mechanizmu zniszczenia:

- stal sprężająca w strefie rozciąganej osiąga swą obliczeniową wytrzymałość na rozciąganie f_{pd} , jeżeli tylko spełniony jest warunek $\xi \leq \xi_{lim}$,
- w cięgnach sprężających rozmieszczonych w strefie ściskanej panują naprężenia σ_{pc} zgodne ze wzorem [5-66].

Siła sprężająca w cięgnach górnych jest obciążeniem działającym na niekorzyść bezpieczeństwa, a więc należy jej wartość przyjąć jak największą. W normie [N1] przyjęto ostrożnie możliwość wystąpienia największej siły sprężającej po stratach początkowych i doraźnych, czyli $\max P_i$, co przy założeniu $E_p = 200 \text{ GPa}$ prowadzi do normowego wzoru (160) na średnie naprężenie w cięgnach górnych:

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{\max P_i}{A_p} - 0,002E_p = \sigma_{pi,lim} - 400 = \\ &= 0,75f_{pk} - 400 \text{ w [MPa]}. \end{aligned} \quad [5-66a]$$

Podczas naciągu, cięgna rozmieszczone w dolnej części przekroju znajdują się

* Wzór [5-65a] różni się od wzoru (163) w normie [N1], gdzie omyłkowo wstawiono f_{pd} w miejsce $f_{p0,1k}$.

Tablica 5-3. Graniczne wartości względnej wysokości strefy ściskanej ξ_{lim} w przekroju sprężonym

Rodzaj stali sprężającej	Symbol cięgna	ξ_{lim} dla klasy betonu	
		B30 do B60	B65 do B70
Wysokowęglowa – sploty	Y1770 S7	0,45	0,42
	Y1860 S7	0,43	0,40
Stopowa – pręty	Y1100 H	0,55	0,52
	Y1230 H	0,52	0,49

również w strefie ściskanej, ale sytuacja jest tu odmienna, ponieważ wzór [5-66a], podobnie jak normowy wzór (160), dotyczy cięgien już zakotwionych, a podczas naciągu „ostatnie” ciągnie nie jest jeszcze zakotwione. Zaadaptowany do tej sytuacji wzór [5-66a] daje średnie naprężenie w cięgnach dolnych w chwili odwrotnego złamania:

$$\sigma_{pc} = \frac{1}{n} \sigma_{p0,lim} + \frac{n-1}{n} (\sigma_{pl,lim} - 400) \text{ w [MPa]}, \quad [5-66b]$$

gdzie n jest liczbą kabli kolejno naciąganych. Wzór ten jest ważny także dla $n = 1$, czyli dla skoncentrowanego kabla naciąganego jednocześnie, wtedy różnica tych sytuacji jest znacząca.

Z warunku równowagi sił:

$$S_c + f_{yd} A'_s - f_{pd} A_p - f_{yd} A_s = \sigma_{pc} A'_p,$$

otrzymuje się po pominięciu małego składnika $f_{yd} A'_s$:

$$A_{cc} = \frac{1}{f_{cd}} (\sigma_{pc} A'_p + f_{pd} A_p + f_{yd} A_s). \quad [5-67]$$

Po obliczeniu pola A_{cc} powierzchni betonu ściskanego można określić odpowiednią wysokość x strefy ściskanej (powinno być $\xi \leq \xi_{lim}$) oraz rzędną x_0 środka ciężkości tej strefy.

Warunek bezpieczeństwa otrzymuje się z warunku momentów względem osi działania wypadkowej S_c ściskania w betonie:

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) + f_{yd} A_s (h - a_s - x_0) \geq M_{Sd} + \sigma_{pc} A'_p (x_0 - a_p). \quad [5-68]$$

Jeżeli w obliczeniach uwzględnia się także obciążenia wyjątkowe, to moment obciążający M_{Sd} jest większą z dwóch wartości:

$$M_{Sd} = \max\{M(K_{u1}); M(K_{u2})\}. \quad [5-69]$$

W belkach kablobetonowych nie ma na ogół cięgien w strefie ściskanej, a wpływ zbrojenia zwykłego jest zwykle nieznaczny. Wówczas związki [5-67] i [5-68] upraszczają się do postaci:

$$A_{cc} = \frac{f_{pd}}{f_{cd}} A_p, \quad [5-70]$$

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) \geq M_{Sd}. \quad [5-71]$$

5.5.5.6. Stan graniczny ścinania

Ten stan graniczny elementów sprężonych omówiony jest w normie [N1] bardzo lapidarnie: nośność na ścinanie należy określać jak dla elementów żelbetowych, uwzględniając wpływ siły podłużnej od sprężenia, redukcję siły poprzecznej wskutek pionowej składowej siły sprężającej oraz osłabienie ścianki przez ułożone w niej kanały kablowe.

Te ogólne dyrektywy dla elementów sprężonych można uściślić następująco:

1) Siła sprężająca zmienia nośność skrajnych „krzyżulców” ściskanych według wzoru:

$$V_{Rd2,red} = \alpha_c V_{Rd2}, \quad [5-72]$$

gdzie:

$$\alpha_c = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ dla } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd},$$

$$\alpha_c = 1,25 \text{ dla } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd},$$

$$\alpha_c = 2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ dla } 0,50f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_k}{A_c}. \quad [5-73]$$

Sprężenie działa korzystnie do wartości $\sigma_{cp} = 0,6f_{cd}$, a powyżej niekorzystnie. Tak więc z formalnego punktu widzenia powinniśmy przyjmować różne wartości $P_k = 0,9P_t$ lub $P_k = 1,1P_t$. Jednocześnie jednak, przy redukcji siły poprzecznej (patrz [5-57]):

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - P_k \sin \alpha, \quad [5-74]$$

(gdzie α jest kątem nachylenia cięgna wypadkowego względem osi elementu) siła sprężająca działa korzystnie, a więc powinniśmy przyjąć $P_k = 0,9P_t$. W praktyce prawie zawsze zachodzi $\sigma_{cp} \leq 0,60f_{cd}$ i dlatego można tu przyjąć $P_k = 0,9P_t$.

2) Zamiast żmudnego określania kątów nachylenia α (do wzoru [5-57] lub [5-74]) dla poszczególnych cięgien i to w kilku

przekrojach, prościej jest obliczyć równomierny nacisk w przybliżeniu parabolicznego cięgna wypadkowego ze wzoru analogicznego do [5-30]:

$$p_p = -0,9P_t \frac{8(e_p - e_{p0})}{l^2} \quad [5-75]$$

i od tego obciążenia obliczać odciażające siły poprzeczne.

Cięgna trasowane wzdłuż linii łamanych (strunobeton lub kable zewnętrzne na dewiatorach) działają na element odciażającymi siłami skupionymi (rys. 5-11) o wartości:

$$-P_1 \sin \alpha, \quad [5-76]$$

gdzie P_1 jest siłą sprężającą w cięgnię, a kąt α jest kątem załomu.

3) Osłabienie ścianki zainiektowanymi kanałami kablowymi uwzględniamy, jeśli średnica kanału $\varnothing_d > b_w/8$. W normie [N1] przyjęto, że wypełniony iniekcją kanał kablowy jest tylko w połowie efektywny w przenoszeniu sił poprzecznych, stąd wzór na zastępczą grubość ścianki:

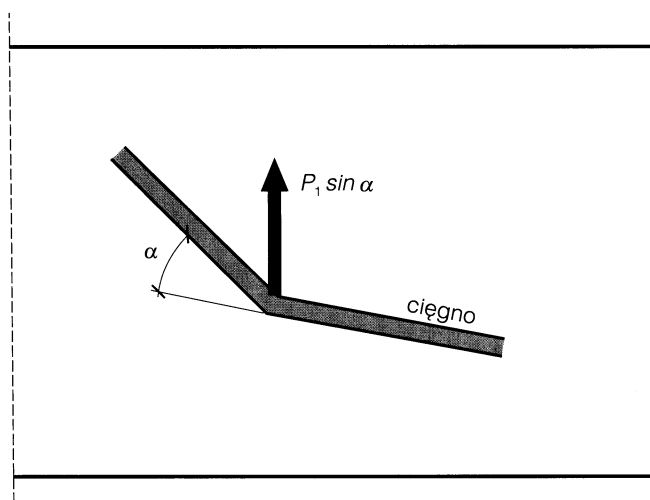
$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \varnothing_d, \quad [5-77a]$$

natomiast, gdy kanały o średnicy $\varnothing_d > b_w/8$ nie są wypełnione, lub wypełnienie nie zapewnia przyczepności, przyjęto w [N1]:

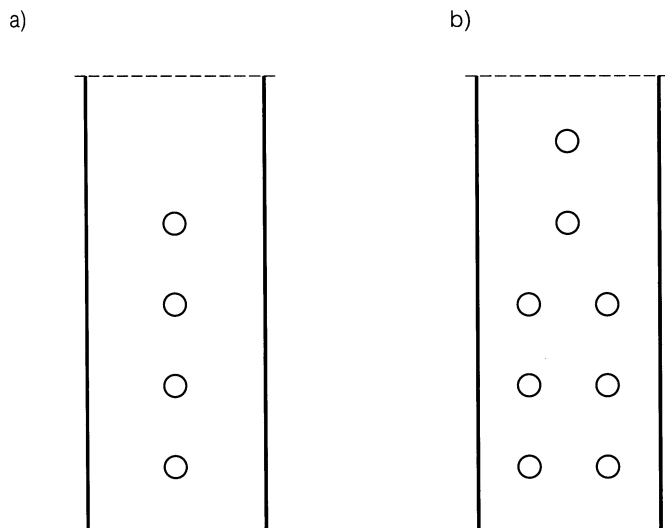
$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \varnothing_d. \quad [5-77b]$$

We wzorach tych suma obejmuje kanały kablowe w najniekorzystniejszym miejscu na szerokości ścianki. Będzie to jeden kanał w sytuacji a) na rys. 5-12 lub dwa – w sytuacji b).

„Krzyżulec” ściskany jest osłabiony jednym kanałem w takim samym stopniu, co wiązką kanałów leżących w tej samej płaszczyźnie pionowej, ponieważ kanał kablowy jest lokalnym osłabieniem tego „krzyżulca”, decydującym o jego nośności. To uzasadnia wzór [5-77] do obliczenia siły V_{Rd2} .



Rys. 5-11. Siła skupiona w miejscu zmiany kierunku trasy cięgna



Rys. 5-12. Przykładowe rozmieszczenie kanałów kablowych w ścianie przekroju

Dla rozciągań w betonie wszystkie kanały kabli odgiętych są osłabieniem, ale tylko w tym stopniu, w jakim pole ich przekrojów redukuje czynny przekrój ścianki. Tak więc, przyjmując nadal 50% skuteczność zainiektowanego kanału, otrzymamy:

$$b_{w1}d = b_w d - 0,5 \sum \frac{\pi}{4} \varnothing_d^2,$$

skąd:

$$b_{w1} = b_w - \frac{\pi}{8d} \sum \varnothing_d^2. \quad [5-78]$$

Taką zastępczą grubość ścianki należy przyjmować w obliczeniach siły V_{Rd1} . W tym wzorze $\sum \varnothing_d^2$ obejmuje wszystkie kanały mieszczące się w ścianie.

W elementach strunobetonowych przyjmujemy oczywiście pełną grubość ścianki.

Po tych uściśleniach weryfikacja stanu granicznego ścinania staje się prosta. Przeprowadzamy ją dla przekroju narażonego na największą siłę poprzeczną. Zwykle jest to przekrój na krawędzi bloku podporowego, bo bliżej ku podporze przekrój zostaje wydawnie wzmocniony. Dla tego przekroju wyznaczamy obliczeniową siłę poprzeczną V_{Sd} , i przeciwnie skierowaną siłę V_p od nacisku p_p , obliczanego ze wzoru [5-75]. Warunkiem bezpieczeństwa jest nierówność:

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - V_p \leq \min(V_{Rd1}; V_{Rd2}). \quad [5-79]$$

Siła V_{Rd1} w elementach sprężonych jest zawsze mniejsza od V_{Rd2} i $V_{Rd2,red}$, a więc wystarczy sprawdzić, czy zachodzi:

$$V_{Sd,red} \leq V_{Rd1}. \quad [5-80]$$

Siłę V_{Rd1} obliczamy ze wzoru:

$$V_{Rd1} = [0,35k_{ctd}(1,2 + 40\rho_L) + 0,15\sigma_{cp}]b_{w1}d, \quad [5-81]$$

w którym: $k = 1,6 - d \geq 1$ (d w metrach),

$$\rho_L = \frac{A_p + A_s}{b_{w1}d} \leq 0,01,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,9P_t}{A_c} \leq 0,2f_{cd}.$$

Jeśli nierówność [5-80] jest spełniona, to strefa przypodporowa jest odcinkiem pierwszego rodzaju – strzemiona są obliczeniowo zbędne i przyjmujemy je konstrukcyjnie.

Jeśli nie jest spełniona, to sprawdzenie przeprowadza się jak dla odcinka drugiego rodzaju, przy zbrojeniu pionowymi strzemionami, i warunek bezpieczeństwa przyjmuje postać:

$$V_{Sd,red} \leq \min(V_{Rd2}; V_{Rd3}). \quad [5-82]$$

Norma [N1] określa nośność „krzyżulców” ściskanych dla odcinków drugiego rodzaju wzorem:

$$V_{Rd2} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} b_{w,nom} z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}, \quad [5-83]$$

gdzie $b_{w,nom}$ jest zastępczą grubością ścianki według wzoru [5-77], natomiast $z \approx 0,9d$.

Nośność zbrojenia strzemionami pionowymi określona jest według [N1] wzorem:

$$V_{Rd3} = V_{Rd3,1} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s_1} z \cot \theta, \quad [5-84]$$

gdzie:

A_{sw} – jest polem powierzchni ramion jednego strzemienia,

f_{ywd} – jest obliczeniową granicą plastyczności stali w strzemionach,

s_1 – jest rozstawem strzemion pionowych.

Warunek [5-82] musi być spełniony dla kąta θ z przedziału $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$. Podstawą wyznaczenia zbrojenia strzemionami jest warunek $V_{Sd,red} \leq V_{Rd3}$.

5.6. Zalecenia praktyczne

Betonowe konstrukcje sprężone oblicza się dokładniej, a więc i oszczędniej niż żelbetowe. Ciągna sprężająca, zwłaszcza te najbardziej efektywne ze stali wysokowęglowej, z uwagi na małą średnicę drutów, skład chemiczny i strukturę stali, są bardziej wrażliwe na uszkodzenia mechaniczne i korozję niż pręty zbrojenia w konstrukcjach żelbetowych. Z kolei większe grubości otulin i wyeliminowanie rys stwarzają konstrukcji sprężonej korzystniejsze warunki pracy w środowiskach agresywnych. Najbardziej niepokojącą cechą konstrukcji sprężonych jest słabe i trudno rozpoznawalne sygnalizowanie postępującej korozji i zbliżania się stanu katastrofalnego. Skłania to do szczególnej ostrożności i dlatego bezpieczeństwo konstrukcji sprężonych należy analizować z dużą wnikliwością, a końcową ocenę uzależniać od konkretnej sytuacji.

Dotyczy to zwłaszcza stanów granicznych nośności. Stany graniczne użytkowości nie są tak ostro zdefiniowane, a ich osiągnięcie nie prowadzi do tak poważnych skutków, toteż można je traktować bardziej liberalnie. Trzeba natomiast uwzględnić, że, w przeciwieństwie do stanów granicznych nośności, mogą one wystąpić wielokrotnie i w niektórych przypadkach efekty kolejnych

cykli obciążenia mogą się kumulować. Na przykład, zarysowanie ukośne nie jest w pełni odwracalne: w rysie ukośnej powstają wzajemne przemieszczenia, które uniemożliwiają szczelne zamknięcie rysy po usunięciu obciążenia. W tych warunkach rozwarcie rysy ukośnej może narastać w czasie kolejnych cykli obciążenia konstrukcji, przeciwnie niż rozwarcie rysy prostopadłej, zamykającej się całkowicie po usunięciu przeciążenia wskutek działania siły sprężającej. Stąd wniosek, że, niezależnie od spełnienia przepisów normowych, należy z większą ostrożnością traktować stan graniczny ukośnego zarysowania.

Przepisy norm i instrukcji dotyczą zwykłych sytuacji i nie zwalniają projektanta z obowiązku indywidualnego ustalenia wymagań bezpieczeństwa konstrukcji nietypowej lub pracującej w nietypowych warunkach. Norma [N1] daje temu wyraz, wprowadzając współczynnik konsekwencji zniszczenia γ_n , o wartości ustalonej indywidualnie ([N1] p. 4.3). Tym współczynnikiem należy zwiększać obciążenia obliczeniowe dla budowli monumentalnych lub szczególnie ważnych. W Eurokodzie 1 ([N18] s.59) zaleca się w takich sytuacjach:

$$1,0 < \gamma_n \leq 1,2$$

Tablica 5-4. Klasyfikacja budowli pod względem konsekwencji zniszczenia wg Eurokodu 1990 [N13]

Klasa konsekwencji	Kryterium	Przykłady
CC3	<i>Duże zagrożenie życia ludzkiego albo bardzo poważne konsekwencje ekonomiczne, społeczne lub środowiskowe,</i>	Główne trybuny, obiekty publiczne, których zniszczenie pociąga za sobą poważne konsekwencje,
CC2	<i>Umiarkowane zagrożenie życia ludzkiego, znaczne straty ekonomiczne, społeczne lub środowiskowe,</i>	Budynki mieszkalne i biurowe, gmachy publiczne o umiarkowanych konsekwencjach zniszczenia,
CC1	<i>Małe zagrożenie życia ludzkiego oraz małe lub znikome skutki ekonomiczne, społeczne i środowiskowe,</i>	Obiekty rolnicze nie przeznaczone na pobyt ludzi (np. magazyny), cieplarnie,

Dokumenty ISO (Międzynarodowej Organizacji Normalizacyjnej) zalecają uwzględnienie stopnia ważności obiektu poprzez wydłużenie planowanego okresu eksploatacji, co pozwala matematycznie określić wartość współczynnika γ_n .

Przy ocenie takich sytuacji należy wziąć pod uwagę stopień rozpoznania obciążeń i warunków pracy, stopień zagrożenia życia i zdrowia ludzkiego oraz materialne i psychologiczne skutki awarii konstrukcji.

Norma Eurokod 1990 [N13] wprowadziła orientacyjny podział budowli na 3 klasy konsekwencji (ang. *consequences classes*, stąd oznaczenie CC), w zależności od skutków zniszczenia – tablica 5-4. W świetle tych zaleceń budowle i elementy konstrukcyjne, zaprojektowane zgodnie z aktualnymi Polskimi Normami, spełniają wymagania bezpieczeństwa dla klas CC1 i CC2.

6. Projektowanie belek kablobetonowych

Podobnie jak w następnych rozdziałach 7, 8, 9 i 10, projektowanie w tym rozdziale jest rozumiane w wąskim sensie. Należy przyjąć, że projektowanie obiektu – architektoniczne i konstrukcyjne – wykonano wcześniej, spełniając wymagania funkcjonalne oraz kształtując układ konstrukcyjny. Przy tym założeniu projektowanie sprowadza się do szczegółowego doboru materiałów konstrukcyjnych, kształtu i wymiarów elementu. W przypadku belki kablobetonowej chodzi

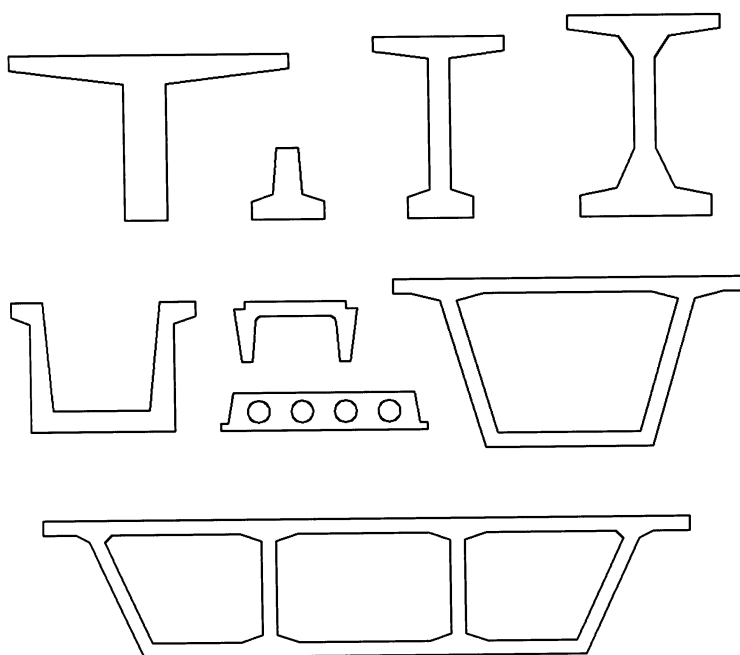
o ukształtowanie i zwymiarowanie przekroju poprzecznego, ukształtowanie elementu w profilu podłużnym (jeśli nie jest narzucony), ustalenie tras cięgien sprężających oraz zwymiarowanie i skonstruowanie stref podporowych i stref zakotwień. Do obowiązków projektanta należy także określenie pewnych elementów programowania naciągu (p. 4.6), ewentualna korekta konstrukcyjna i technologiczna oraz szczegółowe sprawdzenie warunków bezpieczeństwa (rozdz. 5).

6.1. Dobór przekroju poprzecznego

O doborze przekroju poprzecznego belki kablobetonowej współdecydują względy wytrzymałościowe, konstrukcyjne, technologiczne i estetyczne. Względem wytrzymałościowe wymagają spełnienia warunków bezpieczeństwa we wszystkich istotnych stanach granicznych. Prawidłowa konstrukcja powinna nadać elementowi odporność na przypadkowe uszkodzenia w stadiach realizacji i eksploatacji, zapewnić niezbędną otulinę

betonową dla elementów stalowych, ułatwić poprawne przyłączenie elementów konstrukcyjnych i uzupełniających, ograniczyć strefy koncentracji naprężeń oraz ewentualnie stworzyć dodatkowe, pozaobliczeniowe zapasy nośności elementu. Poprawność technologiczna oznacza takie ukształtowanie przekroju poprzecznego, które ułatwiałoby wykonanie i montaż elementu, a zwłaszcza ułożenie zbrojenia, ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, rozformowanie, sprężenie i iniekcję kanałów kablowych.

Beton rozmieszczony w sąsiedztwie środka ciężkości przekroju w niewielkim tylko stopniu uczestniczy w przenoszeniu obciążeń, natomiast zwiększa ciężar własny elementu i angażuje część siły sprężającej, potrzebnej do jego sprężenia. Z tej przyczyny przekrój prostokątny, typowy dla tradycyjnych konstrukcji żelbetonowych, jest w sprężonych elementach zginanych stosowany rzadko, jedynie w przekrojach płytowych pełnych. Dominują przekroje teowe, teowe odwrócone, dwuteowe, korytkowe, kanałowe i skrzynkowe (rys. 6-1).



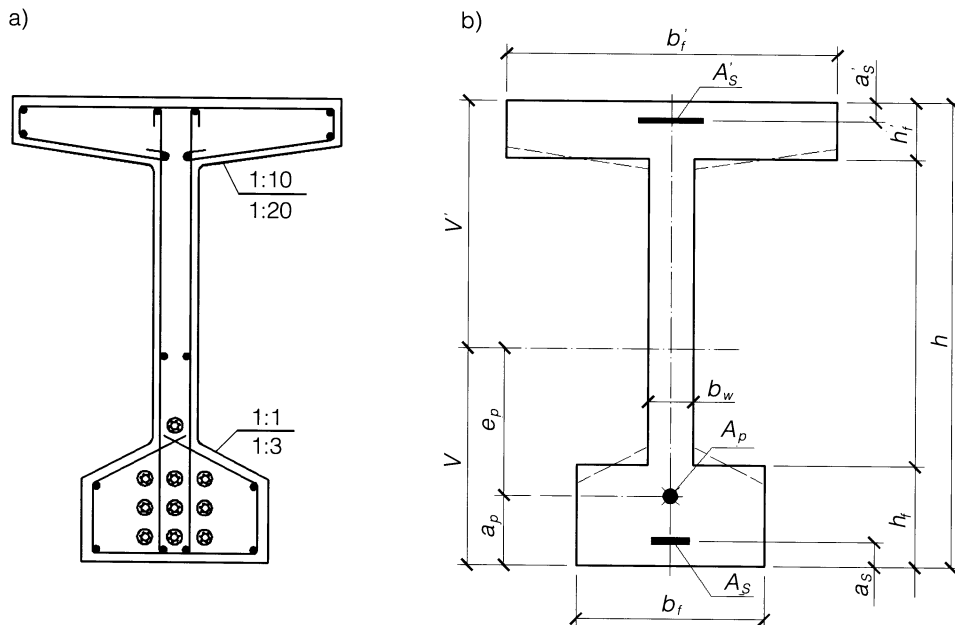
Rys. 6-1. Typowe kształty przekrojów sprężonych

W belkach kablobetonowych większej rozpiętości najczęściej stosuje się przekrój dwuteowy (rys. 6-2). W celu ułatwienia betonowania i rozformowania elementu oraz zmniejszenia koncentracji naprężeń stosuje się skosy między ścianką (średnikiem) a półkami. Jeśli cięgna są odginane w płaszczyźnie pionowej i wprowadzane do ścianki, to grupuje się je pod ścianką, co ułatwia trasowanie.

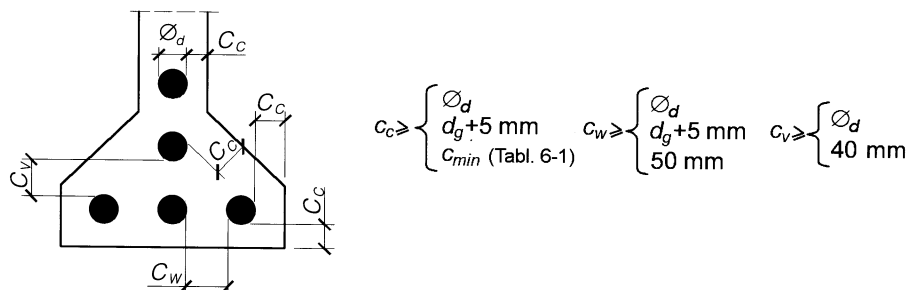
Otulina c_c cięgien sprężających (rys. 6-3) ma na celu:

- 1) zapewnić współpracę betonu i stali,
- 2) przenieść znaczne naprężenia ściskające w chwili sprężenia,
- 3) przenieść ciśnienia w kanale kablowym podczas iniekcji,
- 4) ochronić cięgna przed uszkodzeniami mechanicznymi, korozją i wysokimi temperaturami w czasie pożaru.

Prześwity między cięgnami w poziomie c_w i w pionie c_v powinny (oprócz wymienionych kryteriów 1, 2 i 3) umożliwić swobodne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej.



Rys. 6-2. Przekrój: a) rzeczywisty, b) obliczeniowy



Rys. 6-3. Rozmieszczenie cięgien w przekroju kablobetonowym: \varnothing_d – średnica kanału; d_g – największy wymiar kruszywa; c_{min} – minimalna grubość otuliny według tablicy 6-1;

Warunki rozmieszczenia cięgien w przekroju kablobetonowym zalecane w [N1] podaje rysunek 6-3, a wymaganą grubość otuliny tablica 6-1.

Przy ustalaniu grubości otuliny należy wziąć pod uwagę:

- konkretne warunki układania i zagęszczania mieszanki betonowej,
- realne zagrożenia pożarowe,
- brak metalowej lub polietylenowej osłony ciągną (konieczne powiększenie otuliny).

W ustrojach płytowych wnikanie szkodliwych substancji w głąb konstrukcji jest utrudnione, dlatego grubość otuliny można zmniejszyć o 5 mm, ale nie poniżej wartości wymaganych dla środowiska klasy XO.

Wymagania normy polskiej [N1] w odniesieniu do grubości otuliny są bardzo uproszczone w stosunku do aktualnych wymagań europejskich EC2 [N12] – patrz p. 12.4.

Jak wykazały badania (patrz [K12]), konstrukcyjne betony lekkie chronią stal sprężającą przed korozją nie gorzej niż beton zwykły, a więc podane minimalne grubości otuliny są w zasadzie wystarczające także dla konstrukcji sprężonych z betonu lekkiego. Jedynie większy kąt tarcia wewnętrznego mieszanki i większe opory przy zagęszczaniu betonów lekkich nakazują pewną ostrożność. Norma [N2] zaleca zwiększać prześwity między cięgnami o 10 mm.

Najczęściej podstawowe wymiary przekroju sprężonego wynikają z funkcji elementu w ogólnym układzie konstrukcji. Dążeniem zasadniczym jest symetria pionowa przekroju i zachowanie określonych proporcji wy-

miarów. Wymagania niezbędnej sztywności poprzecznej i wytrzymałości na zginanie wystających części pólek, a także względy wykonawcze skłaniają do zachowania następujących orientacyjnych stosunków wymiarowych w najpopularniejszym przekroju dwuteowym (rys. 6-2b):

$$\begin{aligned} h &\approx (0,04 \div 0,06) l, \quad h_f \approx (0,12 \div 0,20) h, \\ h'_f &\approx (0,10 \div 0,15) h, \quad b_w \approx (0,10 \div 0,12) h, \\ b_f &\approx (0,30 \div 0,60) h, \quad b'_f \approx (0,40 \div 0,80) h. \end{aligned} \quad [6-1]$$

Wobec różnych obciążeń, rozpiętości i materiałów najtrudniej jest trafnie dobrać wysokość przekroju h , a od niej zależy geometria i ekonomia przekroju. Decyduje przede wszystkim wartość momentów zginających i klasa betonu. Dokładniejsze sposoby oszacowania wysokości h podano w punkcie 6.3.

Ściankę projektuje się jak najcieńszą, tak jednak, aby umożliwić swobodne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, a także pomieścić cięgna w osłonach i zbrojenie pomocnicze z odpowiednim otuleniem. Stąd wynika minimalna grubość ścianki:

$$\begin{aligned} b_w &\geq \varnothing_d + 2c_c \quad \text{– dla cięgien prowadzonych pojedynczo,} \\ b_w &\geq 2\varnothing_d + 2c_c + c_w \quad \text{– dla cięgien prowadzonych parami.} \end{aligned} \quad [6-2]$$

Minimalna grubość ścianki ograniczona jest także warunkiem bezpiecznego przejęcia dużych sił poprzecznych w strefach podporowych (wzór [5-77]).

Oprócz cięgien sprężających w elemencie kablobetonowym umieszcza się zbroje-

Tablica 6-1. Minimalna grubość otuliny c_{min} [mm]

Rodzaj	Klasa środowiska (ekspozycji) według [N1]						
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD	XS
Zbrojenia							
Zbrojenie zwykłe	10	15	20	20	25	40	40
Stal sprężająca	15	20	30	30	35	50	50

nie podłużne ze stali zwykłej. Jego zadaniem jest: ułatwić montaż strzemion, nie dopuścić do powstania rys skurczowych, przenieść przypadkowe obciążenia mogące wystąpić przed sprężeniem elementu, zwiększyć zdolność do uplastycznienia betonu, wpłynąć korzystnie na rozkład rys i zwiększyć nośność elementu.

Ilość zbrojenia zwykłego powinna spełniać ogólne wymagania. W półce dolnej minimalny stopień zbrojenia wynosi $\rho_{min} = 0,0015$ w odniesieniu do pola półki dolnej, w ściskanej półce górnej $\rho_{min} = 0,002$ w odniesieniu do pola półki górnej. Jest to raczej minimum konstrukcyjne, a nie minimum zbrojenia w sensie p. 4.8 normy [N1].

Można uznać $\varnothing = 8$ mm za minimalną średnicę pręta zbrojeniowego. Zaleca się stosować pręty żebrowane. Odstępy między prętami zbrojenia konstrukcyjnego nie powinny przekraczać 250 mm na całym obwodzie obrysu przekroju (zbrojenie powierzchniowe).

Płyty sprężone zaleca się zbroić siatkami przy dolnej (a czasem i górnej) powierzchni, przy czym łączna objętość zbrojenia konstrukcyjnego (suma zbrojenia w obydwu kierunkach przy obydwu powierzchniach) powinna wynosić co najmniej 0,3% objętości betonu [N22].

Podane ilości minimalnego zbrojenia należy podwoić w mostach i innych konstrukcjach obciążonych dynamicznie.

Zbrojenie poprzeczne w belkach kablo-betonowych stanowią strzemiona. W środkowej części belki, czyli między strefami zakotwień, strzemiona pełnią te same funkcje co w belkach żelbetowych, a dodatkowo mogą służyć do stabilizacji położenia cięgien. Oprócz zwykłych strzemion (rys. 6-2a) stosowane bywa również zbrojenie poprzeczne w półkach w postaci uzwojenia. Skok uzwojenia nie powinien być większy niż 250 mm i 0,5h.

Do zbrojenia zwykłego belek sprężonych stosuje się te same zasady konstruowania co dla belek żelbetowych.

6.2. Przekrój obliczeniowy

Przy wymiarowaniu i sprawdzaniu bezpieczeństwa elementu sprężonego stosuje się najczęściej uproszczenia, a przekrój rzeczywisty (p. 6.1) zastępuje obliczeniowym. Przyjmuje się następujące założenia:

a) Rzeczywiste przekroje betonowe (rys. 6-1 i 6-2a) zastępuje się równoważnym przekrojem dwuteowym złożonym z trzech prostokątów (rys. 6-2b).

Otwory okrągłe lub owalne zastępuje się równoważnymi otworami kwadratowymi lub prostokątnymi; szerokość ścianki b przekroju obliczeniowego przyjmuje się równą sumie szerokości ścianek, a szerokości półek pozostawia nie zmienione; grubości półek

przyjmuje się tak, aby nie zmienić pól powierzchni półek.

b) Cechy geometryczne przekroju oblicza się dla pełnego przekroju betonowego brutto (bez odejmowania otworów na kanały kablowe i bez uwzględnienia współpracy stali sprężającej i zbrojeniowej zwykłej).

W normalnych sytuacjach łączny przekrój kanałów kablowych stanowi niewielki ułamek całkowitego przekroju betonu, łączny przekrój zbrojenia jest mniejszy niż w belkach żelbetowych, stopień współpracy stali sprężającej jest niepewny, nawet przy starannej iniekcji, gdyż zaczyn iniekcyjny ma

mniejszą wytrzymałość i stanowi nie sprężoną część przekroju.

c) Ciężna przebiegające w strefie rozciąganej przekroju zastępuje się ciągnem wypadkowym, którego nośność jest sumą nośności pojedynczych ciężnych, a położenie odpowiada wypadkowej sił granicznych w poszczególnych ciężnach. To samo dotyczy grupy ciężnych w strefie ściskanej, jeśli występują one w przekroju.

d) Podobnie jak w żelbecie, pola przekroju prętów zbrojenia zwykłego sprowadza się do środka ciężkości tych prętów, odpowiednio dla dolnej i górnej półki.

Na podstawie praktyki projektowania elementów belkowych można wstępnie oszacować grubości otulin obliczeniowych (rys. 6-2b)

$$a_p \approx (0,08 \div 0,12)h, \quad a_s \approx 0,4h_f, \quad a'_s \approx 0,4h'_f.$$

[6-3]

Do celów projektowania, zwłaszcza wstępnego oszacowania ciężaru własnego elementu, bardzo przydatnym syntetycznym wskaźnikiem, opisującym przekrój

poprzeczny, jest tzw. wskaźnik tęgości przekroju:

$$\beta = \frac{A_c}{h^2}, \quad [6-4]$$

który charakteryzuje rozłożenie materiału w kierunku szerokości. W przekrojach prostokątnych jest on równy b/h , a dla dwuteowych mieści się w granicach:

$$\beta = 0,18 \div 0,30, \quad [6-5]$$

przy czym mniejsze wartości należy stosować dla belek wysokich. Mniejsze wartości β cechują oszczędniejsze przekroje, ale poniżej $\beta = 0,18$ przekroje stają się zbyt wiotkie w płaszczyźnie poziomej i wymagają już w fazie montażu dodatkowych usztywnień. W przeciętnych sytuacjach wskaźnik tęgości wynosi najczęściej 0,20 do 0,24 dla przekrojów belek z pojedynczą ścianką (dwuteowych).

Dla przekrojów skrzynkowych jednokomorowych wskaźnik tęgości waha się od 0,25 dla wysokich elementów, do 0,30 dla przeciętnych i nawet do 0,40 dla niskich. Dla szerokich przekrojów skrzynkowych wielokomorowych typu mostowego dochodzi nawet do 0,50.

6.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

Wymiarowaniu podlega przekrój niebezpieczny, to jest ten, którego poprawne wymiarowanie pozwala bezpiecznie przenieść momenty zginające w pozostałych przekrojach elementu. Dla belki o stałym przekroju będzie to przekrój obciążony największym momentem zginającym, natomiast dla belki o zmiennej wysokości wskazanie przekroju niebezpiecznego jest trudniejsze (p. 6.4).

Metoda wymiarowania przekroju niebezpiecznego oparta jest na następujących założeniach:

1) Podstawę wymiarowania stanowią stany graniczne nośności: złamanie w sytuacji obliczeniowej przejściowej i złamanie w sytuacji obliczeniowej trwałej. Stany graniczne użytkowości sprawdza się po zwymiarowaniu elementu.

Stany graniczne nośności wiążą się z podstawową funkcją wytrzymałościową konstrukcji. Stany graniczne użytkowości są mniej rygorystyczne i nieraz pozostawione do indywidualnej oceny projektanta lub użytkownika. Stany graniczne nośności mają cha-

rakter lokalny, podczas gdy niektóre stany graniczne użyteczności (np. ugięcia) mają charakter całościowy i mogą być sprawdzone dopiero po zaprojektowaniu całego elementu konstrukcyjnego.

2) Postulat gospodarności nie pozwala na niepotrzebne przewymiarowanie konstrukcji.

Wynika stąd, że warunki bezpieczeństwa przedstawione w rozdziale 5 w postaci nierówności powinny być wykorzystane przy wymiarowaniu w postaci równości.

3) Ciężno wypadkowe jest umieszczane na maksymalnym dostępnym mimośrodku

$$e_p = v - a_p \quad [6-6]$$

Założenie to jest podyktowane względami ekonomicznymi, a mianowicie chęcią maksymalnego zwiększenia ramienia sił wewnętrznych i zaoszczędzenia stali sprężającej. Dotyczy to tylko przekroju niebezpiecznego. W pozostałych przekrojach mimośród powinien być dostosowany do momentów zginających (trasowanie cięgien – p. 6.4).

W każdym stanie granicznym złamania muszą być spełnione warunki nośności strefy ściskanej i rozciąganej, tak więc założenie 1) dostarcza łącznie czterech warunków, z których można obliczyć cztery niewiadome. Z warunku bezpieczeństwa w stanie złamania w sytuacji obliczeniowej trwałej oblicza się pole przekroju A_p stali sprężającej w strefie rozciąganej oraz szerokość b'_f półki górnej. Z analogicznego warunku dla sytuacji obliczeniowej przejściowej oblicza się pole przekroju A'_s zbrojenia zwykłego (lub ewentualnie pole przekroju A'_p stali sprężającej) w strefie ściskanej oraz szerokość b_f półki dolnej. Pozostałe wielkości charakteryzujące przekrój przyjmuje się na podstawie wymagań i zaleceń konstrukcyjnych lub na podstawie wymagań bezpieczeństwa w stanach granicznych użyteczności (zarysowania).

Można wyodrębnić cztery przypadki projektowania elementu sprężonego, dla których zostaną omówione oddzielne procedury wymiarowania.

Za przypadek podstawowy (p. 6.3.1) można uznać przekrój obciążony wyłącznie dodatnimi momentami zginającymi. Po zakotwieniu siła sprężająca, po stratach początkowych i doraźnych, jest czynnym obciążeniem przekroju i wywołuje w nim mimośrodowe ściskanie (p. 5.5.1). Rozciągana półka górna jest zbrojona prętami ze stali zwykłej.

Przypadek drugi (p. 6.3.2) to obciążenie przekroju momentem ujemnym po zakotwieniu cięgien, niezależnie od momentów dodatnich w sytuacji obliczeniowej trwałej. Obciążenie to może wystąpić w stanie transportu, montażu, a także w stanach eksploatacyjnych. W tym stanie ciężna sprężająca znajdują się w strefie ściskanej, a rozciąganie przy przeciwległej (górnej) krawędzi przenosi zbrojenie zwykłe.

Przypadek trzeci (p. 6.3.3) różni się od poprzedniego tylko tym, że ujemny moment obciążający przenoszą dodatkowe ciężna sprężające o łącznym przekroju A'_p rozmieszczone w półce górnej. Przy obciążeniu momentem dodatnim ciężna te znajdują się w strefie ściskanej (p. 5.5.5.5).

Przypadek czwarty (p. 6.3.4) jest to dość często spotykana sytuacja z góry zadanego przekroju poprzecznego. Element jest obciążony jak w przypadku podstawowym, ale wymiarowanie sprowadza się do doboru liczby cięgien sprężających w strefie rozciąganej.

6.3.1. Przypadek podstawowy

Jest to najczęstsza sytuacja dla belek kablobetonowych monolitycznych i prefabrykowanych, gdy obciążenia zewnętrzne wywołują w przekroju niebezpiecznym momenty zginające jednego znaku. Przytoczona ana-

liza dotyczy przekroju obciążonego momentami dodatnimi, ale można ją rozciągnąć na obciążenie momentami ujemnymi, trzeba tylko obrócić przekrój o 180°.

Ciężar własny g na jednostkę długości elementu sprężanego ocenia się na podstawie ciężaru objętościowego betonu ρ_c oraz oszacowanego wskaźnika tęgości (wzór [6-4]):

$$g = \rho_c A_c = \rho_c \beta h^2 \quad [6-7]$$

Wysokość h przekroju przyjmuje się wstępnie zgodnie z orientacyjnymi zaleceniami [6-1]. Pozwala to określić moment M_g od ciężaru własnego belki, a dalej – na podstawie znanych obciążeń zewnętrznych – maksymalny moment obliczeniowy obciążający przekrój:

$$M_{Sd} = M(K_{u1})$$

Potrzebną wysokość przekroju h można teraz obliczyć dokładniej z warunku nośności strefy ściskanej:

$$M_{Sd} = f_{cd} [b_w x (h - a_p - 0,5x) + (b_f' - b_w) h_f' (h - a_p - 0,5h_f')] \quad [6-8]$$

Jeśli do tego wzoru podstawimy się najczęściej występujące wartości $x = \xi(h - a_p)$, przy czym $\xi \leq \xi_{lim}$ oraz skrajne wartości pozostałych wymiarów ze związków [6-1], [6-3], to otrzyma się:

$$h = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M_{Sd}}{f_{cd}}} \quad [6-9]$$

Większe wartości dotyczą przekrojów smukłych, mniejsze – bardziej masywnych, z wykorzystaną strefą ściskaną ($\xi \approx \xi_{lim}$).

W tym miejscu możliwa jest korekta ciężaru własnego:

$$g = \rho_c \beta h^2$$

Gdyby wartość ta różniła się istotnie od oszacowanej ze wzoru [6-7], to należałoby skorygować M_{Sd} i ponownie obliczyć h .

Szerokość b_w ścianki ustala się z warunków konstrukcyjnych [6-2] (ciągną prowadzone w ścianie) lub [6-1]. Wymiary h_f' i a_p przyjmuje się na podstawie [6-1] i [6-3].

Ze wzoru [6-8] oblicza się niewiadomą szerokość b_f' półki górnej:

$$b_f' = b_w + \left[\frac{M_{Sd}}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \times \frac{1}{h_f' (h - a_p - 0,5h_f')} \quad [6-10]$$

Wysokość strefy ściskanej x nie może przekroczyć wartości granicznej $x \leq \xi_{lim}(h - a_p)$, ale doświadczenie uczy, że dobrze ukształtowane i oszczędne przekroje poprzeczne otrzymuje się przy niepełnym wykorzystaniu strefy ściskanej. Dlatego we wzorze [6-10] zaleca się przyjmować wartość nieco mniejszą, na przykład:

$$x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p) \quad [6-11]$$

a przy ostrzejszych wymaganiach – kategoria rysoodporności **(1a)** lub **(2a)**, a także w suchym środowisku ($RH = 50\%$) – celowe jest we wzorze [6-11] wstawienie nawet 0,2 w miejsce 0,1.

Nośność ciągnięć musi równoważyć wypadkową ściskania w betonie – wzór [5-70]: $f_{pd} A_p = f_{cd} A_{cc}$, skąd:

$$A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f' - b_w) h_f' + b_w x] \quad [6-12]$$

Obliczone pole przekroju stali sprężającej zaokrągla się w górę do pełnych jednostek sprężających, dopuszczalne jest także nieznaczne zaokrąglenie w dół. Mały niedobór stali sprężającej można pokryć zbrojeniem zwykłym, rozmieszczonym w dolnej

półce. W dalszych obliczeniach należy posługiwać się rzeczywistym polem przekroju stali sprężającej, wynikającym z przyjętej liczby cięgien.

W stadium realizacji, a ściślej w chwili naciągu, przekrój jest obciążony najmniejszym momentem obliczeniowym, tj. M_{gd} od samego ciężaru własnego elementu, oraz największą możliwą siłą w cięgnach sprężających w chwili złamania. Ta siła powinna być obliczona przy naprężeniach w stali sprężającej według wzoru [5-66b], ale nie dawałoby to zadowalającego zapasu bezpieczeństwa, bowiem wzór ten zastosowany w projektowaniu zakłada określony sposób sprężania. Tymczasem wykonawca może zastosować inny typ cięgien i ich naciągu, aż do jednoczesnego naciągu dwustronnego wszystkich cięgien. Dla celów wymiarowania przyjmuje się zatem na korzyść bezpieczeństwa $n = 1$.

Przy tym założeniu, stosownie do wzoru [5-66b] mamy wartość $\sigma_{pc} = \sigma_{p0,lim} = 0,80f_{pk}$, czyli uwzględniamy możliwość wystąpienia siły $\max P_0$.

W rozważanym stanie przekrój pracuje jak mimośrodowo ściskany, ze strefą ściskaną w dolnej części przekroju i rozciąganą w górnej. Z warunku równowagi momentów względem osi zbrojenia A'_s wynika (rys. 6-4):

$$M'_s = f_{cd} [b_w x' (h - a'_s - 0,5x') + (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f)], \quad [6-13]$$

gdzie: $M'_s = \max P_0 (h - a_p - a'_s) - M_{gd}$.

Jest to związek analogiczny do [6-8], a więc prowadzi do podobnego wzoru na niewiadomą szerokość b_f półki dolnej:

$$b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \times \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}. \quad [6-14]$$

Podobnie jak poprzednio, wysokość strefy ściskanej określa się ostrożnie:

$$x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_s), \quad [6-15]$$

ale gdyby b_f wypadło za duże, można przyjmując x' równe x'_{lim} . Wymiary h_f i a'_s ustala się na podstawie [6-1] i [6-3].

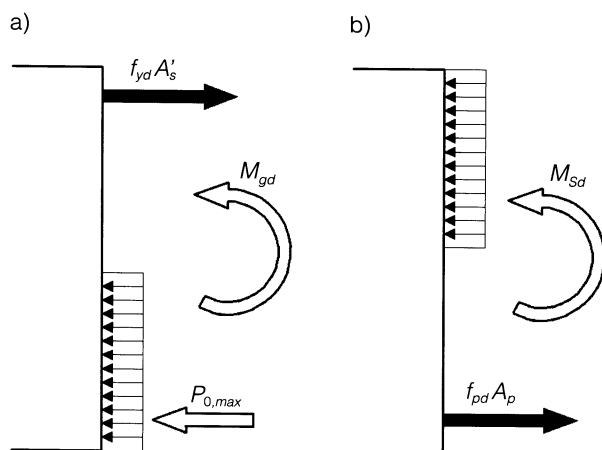
Z warunku równowagi sił:

$$f_{yd} A'_s = f_{cd} A'_{cc} - \max P_0,$$

można obliczyć:

$$A'_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'] - \frac{\max P_0}{f_{yd}}. \quad [6-16]$$

W normalnych sytuacjach prawie zawsze $A'_s < 0$, co oznacza, że mamy do czynienia



Rys. 6-4. Stany graniczne złamania – przypadek podstawowy

z małym mimośrodem i zbrojenie A'_s należy przyjąć konstrukcyjnie. Większe ilości tego zbrojenia potrzebne będą jedynie przy obciążeniu przekroju momentem ujemnym (p.6.3.2).

Zbrojenie A_s w dolnej półce przyjmuje się konstrukcyjnie, chyba że ma ono przebieść w sytuacji obliczeniowej trwałej resztę momentu zginającego:

$$\Delta M_{Sd} = M_{Sd} \frac{\Delta A_p}{A_p} \quad [6-17]$$

nieprzeniesioną wskutek niedoboru ΔA_p stali sprężającej. Wówczas można wykorzystać zbrojenie A_s do pracy na rozciąganie i zakładając w przybliżeniu symetrię zbrojeń A_s i A'_s napisać:

$$A_s = \frac{\Delta M_{Sd}}{f_{yd}(h - a_s - a'_s)} \quad [6-18]$$

Tym samym wszystkie wymiary przekroju zostały określone. Pozostaje jeszcze sprawdzić, czy siła naciągu zaprojektowanych cięgien wystarcza do zapewnienia bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania.

Podstawowym warunkiem wykorzystania stali sprężającej jest wykorzystanie naprężenia dopuszczalnego $\sigma_{p,lim} = 0,65f_{pk}$ w sytuacji obliczeniowej trwałej (por. [5-28]). Jeżeli straty siły sprężającej pozwalają wykorzystać to naprężenie (por. 4.5.4), to trwała siła sprężająca wyniesie:

$$P_t = 0,65f_{pk}A_p \quad [6-19]$$

a siła wstępna w sytuacji obliczeniowej przejściowej:

$$P_i = P_t + \sum \Delta P_t \quad [6-20]$$

Z warunku bezpieczeństwa w stanie granicznym pojawienia się rys (p. 5.5.5.3) dla wymaganej kategorii **(1a)** rysoodporności (wzór [5-48]) wyprowadza się wzór na potrzebną siłę sprężającą P_{cr} :

$$0,9P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} M(K_{u1}) \quad [6-21]$$

Dla kategorii rysoodporności **(1b)** odpowiedni wzór (por. [5-49]) przyjmuje postać:

$$0,9P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} [M(K_{s2}) - f_{ctm} W_c] \quad [6-22]$$

Pole A_c przekroju betonowego i wskaźnik zginania W_c dla dolnego włókna można dla zaprojektowanego przekroju łatwo obliczyć. Dla belki złożonej z segmentów łączonych na sucho lub za pomocą zaprawy cementowej należy we wzorze [6-22] przyjąć $f_{ctm} = 0$.

Jeżeli siła P_{cr} obliczona ze wzorów [6-21] lub [6-22] okaże się mniejsza od siły P_t , to przekrój jest zaprojektowany dobrze i można przystąpić do jego konstrukcyjnego ukształtowania. W przeciwnym przypadku trzeba zwiększyć ilość stali sprężającej do wartości:

$$A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t} \quad [6-23]$$

Dla kategorii **(2b)** miarodajny jest stan granicznego rozwarcia rysy. Dla zaprojektowanego przekroju możemy obliczyć minimalne zbrojenie półki dolnej:

$$A_{s,min} = 0,0015b_f h_f \quad [6-24]$$

i sprawdzić rozwarcie rysy w_k zgodnie z punktem 5.5.5.4.

Jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, to przekrój został dobrze zaprojektowany.

Jeśli $w_k > w_{lim}$, to należy przyjąć większą wartość A_s i ponowić obliczenie w_k .

Dla kategorii rysoodporności **(2a)** sprawdzenie w_k przebiega identycznie, z tym że trzeba uprzednio sprawdzić, czy:

$$M_{de} \geq M(K_{s1})$$

Jeżeli ten warunek nie jest spełniony, to należy zwiększyć ilość stali sprężającej

według wzoru [6-23], obliczając P_{cr} z zależności:

$$0,9P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} M(K_{s1}). \quad [6-25]$$

Dla ukształtowanego przekroju konieczne jest sprawdzenie, czy nie zostały przekroczone dopuszczalne naprężenia na ściskanie w betonie w sytuacji obliczeniowej przejściowej (por. p. 5.5.2):

$$\sigma_{cc} = \frac{\max P_t}{A_c} + \frac{\max P_t e_p - M_g}{W_c} \leq 0,6f_{cm}. \quad [6-26]$$

W przypadku przekroczenia tego warunku nie zawsze jest konieczne przeprojektowanie przekroju, bo prowadzi do rozwiązania mniej ekonomicznego; właściwą odpowiedzią na tę sytuację może być zastosowanie dwuetapowego naciągu cięgien.

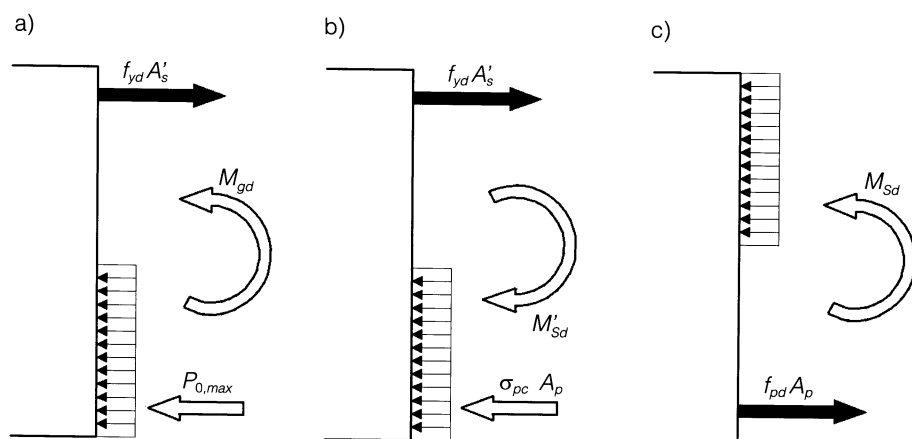
W tabelicy 6-2 zamieszczono szczegółową procedurę wymiarowania przekroju kablobetonowego, ukierunkowaną przede wszystkim na przekroje belek.

Przebieg wymiarowania przekroju kablobetonowego w wersji częściowego sprężenia podano w tabelicy 6-3, również mając głównie na uwadze przekroje belek.

6.3.2. Przekrój obciążony momentem ujemnym

W szczególnych sytuacjach przekrój sprężony, po zakotwieniu cięgien, może być obciążony obliczeniowym momentem ujemnym M'_{Sd} . Wiąże się z tym nowy stan graniczny złamania (SG1') ze strefą rozciąganą w górnej części przekroju (rys. 6-5), odmienny od stanu złamania (SG1) w chwili zakotwienia, będącego podstawą wymiarowania w przypadku podstawowym (p. 6.3.1). Różnica polega na tym, że już zakotwione cięgna rozmieszczone w dolnej części przekroju znajdują się w tym stanie w strefie ściskanej i doznają od momentu ujemnego skróceń $\Delta \epsilon_p$, które w chwili wyczerpania nośności osiągają wartość $\Delta \epsilon_p \approx 0,002$ (p. 5.5.5.5). Siła sprężająca jest w stanie SG1' obciążeniem niekorzystnym, ponieważ wywołuje dodatkowe ściskanie strefy ściskanej, a więc należy ją przyjąć równą $\max P_0$. W chwili złamania naprężenia w stali sprężającej wyniosą zgodnie ze wzorem [5-66a]:

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{\max P_t}{A_p} - 0,002 E_p = \\ &= 0,75 f_{pk} - 400 \text{ w [MPa]}. \end{aligned} \quad [6-27]$$



Rys. 6-5. Stany graniczne złamania – przekrój obciążony momentem ujemnym

Obciążający moment ujemny M'_{sd} jest na ogół niewielki i może być przeniesiony przez zbrojenie zwykłe A'_s . Stan maksymalnego obciążenia przekroju (SG2) nie uległ zmianie, a więc niewiadome b'_f i A_p można obliczać ze wzorów [6-10] i [6-12], natomiast stan minimalnego obciążenia jest w rozważanym przypadku dwójaki i w obu stanach granicznych muszą być spełnione wymagania bezpieczeństwa. Krytyczny jest ten stan, który wymaga większych wartości b_f i A'_s . Jeśli jest nim stan SG1, to obie niewiadome oblicza się ze wzorów [6-14] i [6-16], jak w przypadku podstawowym, jeśli natomiast krytyczny jest stan SG1', to niewiadome b_f i A'_s oblicza się z dwóch warunków równowagi w stanie granicznym złamania:

$$\sigma_{pc} A_p = f_{cd} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'] - f_{yd} A'_s, \quad [6-28]$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_s) - M'_{sd} = \\ = f_{cd} [b_w x' (h - a'_s - 0,5x') + \\ + (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f)], \quad [6-29] \end{aligned}$$

stąd:

$$b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \times \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}, \quad [6-30]$$

gdzie:

$$M'_s = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_s) - M'_{sd}, \quad [6-31]$$

oraz:

$$A'_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{yd}} A_p. \quad [6-32]$$

We wzorze [6-31] należy wstawić M'_{sd} ze znakiem ujemnym.

W większości przypadków praktycznych spotyka się sytuację mieszaną: b_f wymagane jest większe dla stanu SG1, natomiast A'_s dla stanu SG1'. W tej sytuacji oblicza się b_f ze wzoru [6-14], a wzór [6-29], w którym

Tablica 6-2. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przypadek podstawowy – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały: beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3 i tablica 9 w normie [N1])
4	Przyjąć wstępnie wysokość przekroju z przedziału: $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$, wskaźnik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,4 \div 2,8) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1a) lub $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1b), jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejść do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5

8	<p>Przyjąć wstępnie wymiary: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\emptyset_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych w ścianie pojedynczo, $b_w \geq (2\emptyset_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3</p>
9	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (1a), lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (1b)
10	Obliczyć $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{1}{h'_f (h - a_p - 0,5h'_f)}$
11	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
12	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
13	<p>Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ wg p. 4.5.4, Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$</p>
14	Przyjąć $M_{gd} = 1,0M_{gk}$
15	Obliczyć $M'_s = \max P_0 (h - a_p - a'_s) - M_{gd}$
16	Obliczyć $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_s)$
17	Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}$ i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w dolnej półce
18	<p>Obliczyć $A'_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w)h_f + b_w x'] - \frac{\max P_0}{f_{yd}}$ ma być $A'_s \geq A'_{s,min} = 0,002b'_f h'_f$</p>
19	<p>Jeśli w kroku 12 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015b_f h_f$, jeśli wskutek nieznacznego zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to $A_s = \frac{M(K_{u1})\Delta A_p}{f_{yd}(h - a_s - a'_s)A_p}$</p>
20	Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: A_c , W_c , e_p , g_k , M_{gk} , $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$
21	<p>Dla kategorii (1a) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{u1})}{0,9}$, dla kategorii (1b) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{s2}) - f_{ctm}W_c}{0,9}$</p>
22	<p>Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 23, jeśli $P_{cr} > P_t$, to wrócić do 12 i za A_p podstawić nową wartość $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$, a jeżeli okaże się to niedogodne konstrukcyjnie lub ekonomicznie, to zmienić h i/lub β</p>
23	<p>Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie: $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_p e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6f_{cm}$, jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (sytuacja rzadka), przewidzieć dwuetapowy naciąg cięgien. Koniec.</p>

Tablica 6-3. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przypadek podstawowy – częściowe sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (2a) lub (2b)
2	Dobrać materiały: beton: $f_{cd}, f_{cm}, f_{ctm}, \rho_c$; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk}, f_{pd}, E_p , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3 i tablica 9 w normie [N1])
4	Przyjąć wstępnie wysokość z przedziału: $h = (0,04 + 0,06)l_{eff}$, wskaźnik tęgości: $\beta = 0,20 + 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 + 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,2 + 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$, jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejść do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
8	Przyjąć wstępnie wymiary: $h_f = (0,12 + 0,20)h$, $h'_f = (0,10 + 0,15)h$, $a_p = (0,10 + 0,12)h$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3
9	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (2a) lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (2b)
10	Obliczyć $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{1}{h'_f (h - a_p - 0,5h'_f)}$
11	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
12	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = n A_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę, zwłaszcza dla kategorii (2a)
13	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80 f_{pk} A_p$, wstępną – $\max P_i = 0,75 f_{pk} A_p$, trwałą – $\max P_t = 0,65 f_{pk} A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4., Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
14	Przyjąć $M_{gd} = 1,0 M_{gk}$
15	Obliczyć $M'_s = \max P_0 (h - a_p - a'_s) - M_{gd}$
16	Obliczyć $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_s)$
17	Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}$ i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w dolnej półce.
18	Obliczyć $A'_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w)h_f + b_w x'] - \frac{\max P_0}{f_{yd}}$ ma być $A'_s \geq A'_{s,min} = 0,002 b'_f h'_f$

19	Jeśli w kroku 12 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,\min} = 0,0015b_f h_f$, jeśli wskutek nieznacznego zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to: $A_s = \frac{M(K_{u1})\Delta A_p}{f_{yd}(h - a_s - a'_s)A_p}$
20	Obliczyć dla dobrego przekroju betonowego: $A_c, W_c, e_p, g_k, M_{gk}, M(K_{u1}), M(K_{s2}), M(K_{s1})$
21	Obliczyć $M_{de} = 0,9P_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p \right)$, dla kategorii rysoodporności (2b) przejść do 25
22	Jeśli $M_{de} \geq M(K_{s1})$, to przejść do 25, jeśli $M_{de} < M(K_{s1})$, to przejść do 23
23	Zwiększyć siłę sprężającą do wartości $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \times \frac{M(K_{s1})}{0,9}$
24	Wrócić do 12 i za A_p podstawić nową wartość $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$
25	Obliczyć $\beta_{1m} = \frac{\sum (n_i \beta_{1i})}{\sum n_i}$, $\beta_1 = 1,0$ dla prętów żebrowanych, $\beta_1 = 0,5$ dla kabli i prętów gładkich,
26	Obliczyć $\Delta \sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{0,9(h - a_p)(A_p + A_s)}$
27	Obliczyć $\Delta \epsilon_{sm} = \frac{\Delta \sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_{1m} \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right]$
28	Obliczyć $A_{ct,eff} = h_f(b_f - b_w) + 2,5b_w a_p$
29	Obliczyć $\rho_r = \frac{A_p + A_s}{A_{ct,eff}}$
30	Obliczyć $(k_1 \varnothing)_m = \frac{\sum (n_i \varnothing_i k_{1i})}{\sum n_i}$, $k_1 = 0,8$ dla prętów żebrowanych, $k_1 = 1,6$ dla prętów gładkich, $k_1 = 2,0$ dla kabli,
31	Obliczyć $s_{rm} = 50 + 0,125 \frac{(k_1 \varnothing)_m}{\rho_r}$ w [mm]
32	Obliczyć szerokość rozwarcia rysy $w_k = 1,7s_{rm}\Delta \epsilon_{sm}$, jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, przejść do 34
33	Jeśli $w_k > w_{lim}$, to należy przyjąć większą wartość A_s i wrócić do 25
34	Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie: $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p - M_g}{W_c} \leq 0,6f_{cm}$ jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (sytuacja rzadka), to przewidzieć dwuetapowy naciąg cięgien
35	Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.

b_f jest już znane, trzeba wykorzystać do obliczenia niewiadomej x' wysokości strefy ściskanej, która ustabilizuje się w stanie granicznym SG1'.

Jeśli $M'_s > f_{cd} b_f h_f' (h - a'_s - 0,5 h_f')$, to oś obojętna przebiega w ścianie i wysokość strefy ściskanej wynosi:

$$x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f' (h - a'_s - 0,5 h_f') \right]} \quad [6-33]$$

Obliczone x' należy podstawić do wzoru [6-32].

Jeśli $M'_s \leq f_{cd} b_f h_f' (h - a'_s - 0,5 h_f')$, to oś obojętna przebiega w dolnej półce i ważne są wzory:

$$x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2 M'_s}{f_{cd} b_f}} \quad [6-34]$$

oraz:

$$A'_s = \frac{1}{f_{yd}} (f_{cd} b_f x'_1 - A_p \sigma_{pc}) \quad [6-35]$$

Obliczone A'_s powinno spełniać warunek konstrukcyjny $A'_s \geq 0,002 b_f h_f'$.

Pozostałe etapy wymiarowania przebiegają tak, jak w przypadku podstawowym (tablica 6-2). Szczegółową procedurę wy-

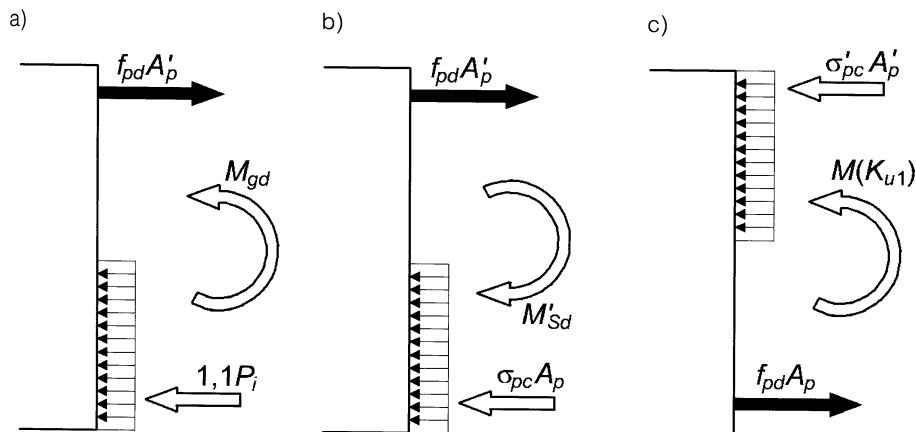
miarowania zawiera tablica 6-4 dla przypadku pełnego sprężenia i tablica 6-5 dla częściowego sprężenia.

6.3.3. Przekrój z cięgnami w strefie ściskanej

Przeniesienie ujemnego momentu zginającego M'_{sd} przez zbrojenie zwykłe o przekroju A'_s , rozmieszczone w górnej półce, może okazać się niewłaściwe przy dużych wartościach tego momentu, zwłaszcza gdy występuje on w stadium eksploatacji i niepożądane jest zarysowanie górnej części przekroju. Wówczas wskazane jest zastąpienie zbrojenia A'_s dodatkowymi cięgnami sprężającymi, o łącznym polu przekroju A'_p , rozmieszczonymi w górnej półce. Podobna sytuacja występuje, gdy cięgna w górnej półce są cięgnami tymczasowymi, potrzebnymi do przeniesienia obciążeń w stadiach montażowych. Trasa tych cięgien przebiega prostoliniowo, a więc można je rozmieścić na całej szerokości górnej półki i przyjąć dla nich otulinę:

$$a'_p \approx 0,5 h_f' \quad [6-36]$$

Stany graniczne SG1 i SG1' będą różnić się od omówionych w p. 6.3.2 tym, że zamiast siły $f_{yd} A'_s$ pojawi się siła graniczna $f_{pd} A'_p$ w cięgnach (rys. 6-6). Wynika stąd konieczność ustalenia takiej kolejności na-



Rys. 6-6. Stany graniczne zła-
mania – przekrój z cięgnami
w strefie ściskanej

Tablica 6-4. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przekrój obciążony momentem ujemnym – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , spodziewana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały: beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , E_p , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3 i tablica 9 w normie [N1])
4	Przyjąć wstępnie wysokość przekroju z przedziału: $h = (0,04 \div 0,06)l_{eff}$, wskaznik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$ i moment ujemny M'_{Sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,4 \div 2,8) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1a) lub $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1b), jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejdź do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3
9	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (1a), lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (1b)
10	Obliczyć $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{1}{h'_f (h - a_p - 0,5h'_f)}$
11	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
12	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = n A_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę.
13	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $maxP_0 = 0,80 f_{pk} A_p$, wstępną – $maxP_i = 0,75 f_{pk} A_p$, trwałą – $maxP_t = 0,65 f_{pk} A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4., Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = maxP_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq maxP_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq maxP_t$, Obliczyć: $\sigma_{pc} = \frac{max P_i}{A_p} - 400$, w [MPa]
14	Przyjąć $M_{gd} = 1,0 M_g$
15	Obliczyć $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_s)$
16	Wyznaczyć maksymalny (co do wartości bezwzględnej) moment ujemny: $M'_{s1} = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_s) - M'_{Sd}$ (stadium transportu, montażu lub eksploatacji, M'_{Sd} ujemne), $M'_{s2} = max P_0 (h - a_p - a'_s) - M_{gd}$ (sytuacja obliczeniowa początkowa), $M'_s = \max\{M'_{s1}; M'_{s2}\}$

- 17 Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}$
i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w półce dolnej.
- 18 Dla momentu ujemnego M'_{s1} obliczyć

$$x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s1}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f) \right]}$$
 jeśli $x'_1 \leq h_f$, przejść do 19,
 jeśli $x'_1 > h_f$, obliczyć $A'_{s1} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_1] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{yd}} A_p$, przejść do 20
- 19 Obliczyć $x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2M'_{s1}}{f_{cd} b_f}}$, (ma być $x'_1 \leq h_f$),

$$A'_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (f_{cd} b_f x'_1 - A_p \sigma_{pc})$$
- 20 Dla momentu ujemnego M'_{s2} obliczyć:

$$x'_2 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s2}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f) \right]}$$
 jeśli $x'_2 \leq h_f$, przejść do 21,
 jeśli $x'_2 > h_f$, obliczyć $A'_{s2} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_2] - \frac{\max P_0}{f_{yd}}$, przejść do 22.
- 21 Obliczyć $x'_2 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2M'_{s2}}{f_{cd} b_f}}$ (ma być $x'_2 \leq h_f$),

$$A'_{s2} = \frac{1}{f_{yd}} (f_{cd} b_f x'_2 - \max P_0)$$
- 22 Przyjąć zbrojenie zwykłe w półce górnej $A'_s = \max\{A'_{s1}; A'_{s2}\}$
 ma być $A'_s \geq A'_{s,\min} = 0,002 b_f h_f$
- 23 Jeśli w kroku 12 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,\min} = 0,0015 b_f h_f$,
 jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to:

$$A_s = \frac{M(K_{u1}) \Delta A_p}{f_{yd} (h - a_s - a'_s) A_p}$$
- 24 Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: A_c , W_c , e_p , g_k , M_{gk} , $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$
- 25 Dla kategorii (1a) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{u1})}{0,9}$,
 dla kategorii (1b) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{s2}) - f_{ctm} W_c}{0,9}$
- 26 Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 27,
 jeśli $P_{cr} > P_t$, to wrócić do 12 i podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$, a jeżeli to okaże się niedogodne konstrukcyjnie lub ekonomicznie, to zmienić h i/lub β
- 27 Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie:

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1 P_t}{A_c} + \frac{1,1 P_t e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6 f_{cm}$$
 jeśli $\sigma_{cc} > 0,6 f_{cm}$ (sytuacja rzadka), to przewidzieć dwuetapowy naciąg cięgien
- 28 Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.

Tablica 6-5. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przekrój obciążony momentem ujemnym – częściowe sprężenie	
Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (2a) lub (2b)
2	Dobrać materiały: beton: $f_{cd}, f_{cm}, f_{ctm}, \rho_c$; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk}, f_{pd}, E_p , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3 i tablica 9 w normie [N1])
4	Oszacować: $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$, wskaźnik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$ i moment ujemny M'_{sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$, jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejsć do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3
9	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (2a), lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (2b)
10	Obliczyć $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{1}{h'_f (h - a_p - 0,5h'_f)}$
11	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
12	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę, zwłaszcza dla kategorii (2a)
13	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $maxP_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $maxP_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $maxP_t = 0,65f_{pk}A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = maxP_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq maxP_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq maxP_t$, Obliczyć: $\sigma_{pc} = \frac{max P_i}{A_p} - 400$ w [MPa]
14	Przyjąć $M_{gd} = 1,0M_{gk}$
15	Obliczyć $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_s)$
16	Wyznaczyć maksymalny (co do wartości bezwzględnej) moment ujemny: $M'_{s1} = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_s) - M'_{sd}$ (stadium transportu, montażu lub eksploatacji, M'_{sd} ujemne), $M'_{s2} = maxP_0(h - a_p - a'_s) - M_{gd}$ (sytuacja obliczeniowa początkowa), $M'_s = max \{M'_{s1}; M'_{s2}\}$

- 17 Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5h_f)}$
i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w półce dolnej
- 18 Dla momentu ujemnego M'_{s1} obliczyć:

$$x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s1}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f) \right]}$$
 jeśli $x'_1 \leq h_f$, przejść do 19,
 jeśli $x'_1 > h_f$, obliczyć $A'_{s1} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_1] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{yd}} A_p$, przejść do 20
- 19 Obliczyć $x'_1 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2M'_{s1}}{f_{cd}b_f}}$, (ma być $x'_1 \leq h_f$)

$$A'_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (f_{cd} b_f x'_1 - A_p \sigma_{pc})$$
- 20 Dla momentu ujemnego M'_{s2} obliczyć:

$$x'_2 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s2}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_s - 0,5h_f) \right]}$$
 jeśli $x'_2 \leq h_f$, przejść do 21,
 jeśli $x'_2 > h_f$, obliczyć $A'_{s2} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_2] - \frac{\max P_0}{f_{yd}}$, przejść do 22
- 21 Obliczyć $x'_2 = (h - a'_s) - \sqrt{(h - a'_s)^2 - \frac{2M'_{s2}}{f_{cd}b_f}}$, (ma być $x'_2 \leq h_f$)

$$A'_{s2} = \frac{1}{f_{yd}} (f_{cd} b_f x'_2 - \max P_0)$$
- 22 Przyjąć zbrojenie zwykłe w półce górnej
 $A'_s = \max \{A'_{s1}, A'_{s2}\}$
 ma być $A'_s \geq A'_{s,min} = 0,002b_f h'_f$
- 23 Jeśli w kroku 12 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015b_f h_f$
 jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to:

$$A_s = \frac{M(K_{u1}) \Delta A_p}{f_{yd} (h - a_s - a'_s) A_p}$$
- 24 Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego:
 $A_c, W_c, e_p, g_k, M_{gk}, M(K_{u1}), M(K_{s2}), M(K_{s1})$
- 25 Obliczyć $M_{de} = 0,9P_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p \right)$
 dla kategorii rysoodporności (2b) przejść do kroku 29
- 26 Jeśli $M_{de} \geq M(K_{s1})$, to przejść do 29,
 jeśli $M_{de} < M(K_{s1})$, to przejść do 27
- 27 Zwiększyć siłę sprężającą do wartości $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \times \frac{M(K_{s1})}{0,9}$
- 28 Wrócić do kroku 12 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$
- 29 Obliczyć $\beta_{1m} = \frac{\sum (n_i \beta_{1i})}{\sum n_i}$ $\beta_1 = 0,5$ dla kabli i prętów gładkich,
 $\beta_1 = 1,0$ dla prętów żebrowanych.

30	Obliczyć $\Delta\sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{0,9(h - a_p)(A_p + A_s)}$	
31	Obliczyć $\Delta\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_{lm} \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right]$	
32	Obliczyć $A_{ct,eff} = h_f(b_f - b_w) + 2,5b_w a_p$	
33	Obliczyć $\rho_r = \frac{A_p + A_s}{A_{ct,eff}}$	
34	Obliczyć $(k_1\phi)_m = \frac{\sum (\eta_i \phi_i k_{1i})}{\sum \eta_i}$	$k_1 = 0,8$ dla prętów żebrowanych, $k_1 = 1,6$ dla prętów gładkich, $k_1 = 2,0$ dla kabli.
35	Obliczyć $s_{rm} = 50 + 0,125 \frac{(k_1\phi)_m}{\rho_r}$ w [mm]	
36	Obliczyć szerokość rozwarcia rysy $w_k = 1,7s_{rm}\Delta\varepsilon_{sm}$, jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, przejść do 39	
37	Jeśli $w_k > w_{lim}$, to należy przyjąć większą wartość A_s i wrócić do 29	
38	Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie, $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_i}{A_c} + \frac{1,1P_i e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6f_{cm}$, jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (sytuacja rzadka), to przewidzieć dwuetapowy naciąg ciągien	
39	Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.	

ciągu, aby w chwili osiągnięcia pełnej siły P_i w cięgnach dolnych, cięgna górne były już naciągnięte i zakotwione.

W stanie SG2 obciążenia największym momentem dodatnim, cięgna górne znajdują się w strefie ściskanej. W chwili wyczerpania nośności naprężenia w tych cięgnach osiągną wartość σ_{pc} , zgodnie z wzorem [6-27]. O ile dotychczas pomijana była niewielka siła $f_{yd}A'_s$, o tyle teraz nie można pominąć siły $\sigma_{pc}A'_p$. Tak więc w tym stanie granicznym pojawia się trzecia niewiadoma A'_p , której nie można obliczyć z dwóch warunków równowagi. Trzecie brakujące równanie przyjęto w postaci:

$$A'_p = \left| \frac{M'_{sd}}{M(K_{u1})} \right| A_p = m A_p, \quad [6-37]$$

gdzie m jest bezwzględną wartością stosunku obliczeniowego momentu ujemnego do dodatniego. U podstaw wzoru [6-37] leży założenie, że ramię sił wewnętrznych w stanie SG1' jest równe ramieniu sił wewnętrznych w stanie SG2, co jest założeniem wystarczająco dokładnym dla celów projektowych. W dodatku jest to założenie chwilowe, służące wyłącznie do obliczenia A_p . Przechodząc do stanów SG1 i SG1', traktuje się A'_p jako niezależną niewiadomą.

Z warunków równowagi w stanie SG2:

$$\begin{aligned} \sigma_{pc} m A_p (h - a_p - a'_p) + M(K_{u1}) = \\ = f_{cd} [(b'_f - b_w) h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f) + \\ + b_w x (h - a_p - 0,5 x)] \end{aligned} \quad [6-38]$$

$$\sigma_{pc} m A_p = f_{cd} [(b'_f - b) h'_f + b_w x] - f_{pd} A_p, \quad [6-39]$$

otrzymuje się po uwzględnieniu [6-36] wzory:

$$\begin{aligned} b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5 x) \right] \times \\ \times \frac{f_{pd} + m \sigma_{pc}}{h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f) f_{pd}} + \frac{m \sigma_{pc} b_w x}{f_{pd} h'_f}, \end{aligned} \quad [6-40]$$

$$A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m \sigma_{pc}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x]. \quad [6-41]$$

Ze stanu SG1 uzyskuje się:

$$\begin{aligned} b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5 x') \right] \times \\ \times \frac{1}{h_f (h - a'_p - 0,5 h_f)}, \end{aligned} \quad [6-42]$$

$$A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'] - \frac{\max P_i}{f_{pd}}, \quad [6-43]$$

gdzie:

$$M'_s = \max P_i (h - a_p - a'_p) - M_{gd}.$$

Analogiczne wzory, uzyskane ze stanu SG1', mają postać: b_f jak we wzorze [6-42], tylko $M'_s = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_p) - M'_{sd}$:

$$A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p. \quad [6-44]$$

Z dwóch stanów obciążenia najmniejszym momentem zginającym krytyczny jest ten, który wymaga większego przekroju poprzecznego. Tak jak w p. 6.3.2, najczęściej miarodajne są wartości b_f ze stanu SG1' (wzór [6-42]) i A'_p ze stanu SG1 (wzór [6-44]). W tym przypadku pozostaje w mocy dyskusja z punktu 6.3.2.

Procedurę wymiarowania zawiera tablica 6-6 dla przypadku pełnego sprężenia i tablica 6-7 dla częściowego sprężenia.

6.3.4. Dobór cięgien do zadanego przekroju

Wymiarowanie może sprowadzić się wyłącznie do dobrania liczby cięgien sprężających, przy z góry narzuconych wymiarach i kształcie betonowego przekroju poprzecznego. O wymiarach przekroju decydować może chęć wykorzystania istniejących form lub uruchomionej technologii produkcji albo zachowania jednolitego wyglądu konstrukcji ze względów estetycznych. Tak na przykład, przy niewiele różniących się rozpiętościach przęseł projektuje się belki na największą rozpiętość, zachowując ten sam przekrój dla rozpiętości mniejszych. W tej sytuacji projektant ma do czynienia z zadaniem i nieco przewymiarowanym przekrojem poprzecznym, a jedyną niewiadomą jest pole przekroju A_p cięgien sprężających. Niewiadomą tę należy obliczać z dwóch niezależnych warunków: nośności i rysoodporności w stanie największego obciążenia eksploatacyjnego i przyjmować wartość większą.

Tablica 6-6. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przekrój z cięgnami w strefie ściskanej – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały: beton $f_{cd}, f_{cm}, f_{ctm}, \rho_c$; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk}, f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} (tablica 5-3)
4	Oszacować wstępnie: $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$ wskaźnik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ i moment ujemny M'_{Sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,4 \div 2,8) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1a) lub $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1b), jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejsć do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a'_p \cong 0,5h'_f$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3
9	Obliczyć $m = \left \frac{M'_{Sd}}{M(K_{u1})} \right $
10	Obliczyć $\sigma'_{pc} = 0,75f_{pk} - 400$ w [MPa]
11	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (1a), lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (1b)
12	Obliczyć: $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}{h'_f(h - a_p - 0,5h'_f)f_{pd}} + \frac{m\sigma'_{pc}b_w x}{f_{pd}h'_f}$
13	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
14	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
15	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $maxP_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $maxP_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $maxP_t = 0,65f_{pk}A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne ($\Sigma\Delta P_0 + \Sigma\Delta P_i$) oraz straty opóźnione $\Sigma\Delta P_t$ według p. 4.5.4. Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = maxP_0 - (\Sigma\Delta P_0 + \Sigma\Delta P_i) \leq maxP_i$, $P_t = P_i - \Sigma\Delta P_t \leq maxP_t$, Obliczyć: $\sigma_{pc} = \frac{max P_i}{A_p} - 400 = 0,75f_{pk} - 400$ w [MPa]
16	Przyjąć $M_{gd} = 1,0M_{gk}$
17	Obliczyć $x' = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a'_p)$
18	Obliczyć momenty ujemne dla dwóch przypadków: (1) $M'_{s1} = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_p) - M'_{Sd}$, (M'_{Sd} ujemne)

	(2) $M'_{s2} = \max P_0 (h - a_p - a'_p) - M_{gk}$ Znaleźć moment maksymalny co do wartości bezwzględnej: $M'_s = \max \{M'_{s1}; M'_{s2}\}$
19	Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_p - 0,5h_f)}$ i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w półce dolnej.
20	Obliczyć $x'_1 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s1}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_p - 0,5h_f) \right]}$ jeśli $x'_1 > h_f$, przejść do 21, w przeciwnym razie przejść do 22
21	Obliczyć $A'_{p(1)} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_1] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p$, przejść do 24
22	Obliczyć $x'_1 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_{s1}}{f_{cd} b_f}}$, (ma być $x'_1 \leq h_f$)
23	Obliczyć $A'_{p(1)} = \frac{1}{f_{pd}} (f_{cd} b_f x'_1 - \sigma_{pc} A_p)$
24	Obliczyć $x'_2 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s2}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_p - 0,5h_f) \right]}$ jeśli $x'_2 > h_f$, to przejść do 25, w przeciwnym razie przejść do 26
25	Obliczyć $A'_{p(2)} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_2] - \frac{\max P_0}{f_{pd}}$, przejść do 28
26	Obliczyć $x'_2 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_{s2}}{f_{cd} b_f}}$, (ma być $x'_2 \leq h_f$)
27	Obliczyć $A'_{p(2)} = \frac{1}{f_{pd}} (f_{cd} b_f x'_2 - \max P_0)$
28	Znaleźć maksymalne zbrojenie $A'_p = \max \{A'_{p(1)}; A'_{p(2)}\}$
29	Dobrać liczbę cięgien górnych $n' = A'_p / A_{p1}$, zaokrąglić n' do całych jednostek, skorygować $A'_p = n' A_{p1}$
30	Jeśli w kroku 14 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015 b_f h_f$, jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to: $A_s = \frac{M(K_{u1}) \Delta A_p}{f_{yd} (h - a_s - a'_s) A_p}$
31	Jeśli w kroku 29 liczbę n' cięgien zaokrąglono w górę, to $A'_s \geq A'_{s,min} = 0,0020 b_f h'_f$, jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór $\Delta A'_p$ stali sprężającej, to: $A'_s = \Delta A'_p \frac{f_{pd}}{f_{yd}}$
32	Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: $A_c, W_c, W'_c, e_p, e'_p, g_k, M_{gk}, M(K_{u1}), M(K_{s2}), M'(K'_{u1}), M'(K'_{s2})$
33	Obliczyć maksymalne siły sprężające w górnej grupie cięgien: początkową - $\max P'_0 = 0,80 f_{pk} A'_p$, wstępną - $\max P'_i = 0,75 f_{pk} A'_p$, trwałą - $\max P'_t = 0,65 f_{pk} A'_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P'_t$ według p. 4.5.4. Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P'_i = \max P'_0 - (\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i) \leq \max P'_i$, $P'_t = P'_i - \sum \Delta P'_t \leq \max P'_t$

-
- 34 Dla kategorii (1a) obliczyć:
- $$P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \left[M(K_{u1}) - 1,1P_t' \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p' \right) \right] \quad (e_p' \text{ ujemne})$$
- dla kategorii (1b) obliczyć:
- $$P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \left[M(K_{s2}) - f_{ctm} W_c - 1,1P_t' \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p' \right) \right] \quad (e_p' \text{ ujemne})$$
-
- 35 Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 36,
jeśli $P_{cr} > P_t$, to wrócić do 14 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$
-
- 36 Jeśli zachodzi potrzeba sprawdzenia rysoodporności na górnej krawędzi przekroju, to dla kategorii (1a) obliczyć:
- $$P_{cr}' = \frac{A_c}{0,9(W_c' - A_c e_p')} \left[-M'(K_{u1}') - 1,1P_t' \left(\frac{W_c'}{A_c} - e_p' \right) \right] \quad (M'(K_{u1}') \text{ i } e_p' \text{ ujemne}),$$
- a dla kategorii (1b) obliczyć:
- $$P_{cr}' = \frac{A_c}{0,9(W_c' - A_c e_p')} \left[-M'(K_{s2}') - 1,1P_t' \left(\frac{W_c'}{A_c} - e_p' \right) \right] \quad (M'(K_{s2}') \text{ i } e_p' \text{ ujemne})$$
-
- 37 Jeśli $P_{cr}' \leq P_t'$, to przejść do 39,
jeśli $P_{cr}' > P_t'$, to wrócić do 29 i za A_p' podstawić $A_{p,cr}' = A_p' \frac{P_{cr}'}{P_t'}$
-
- 38 Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie:
- $$\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6f_{cm}$$
- jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (przypadek rzadki), to przewidzieć dwuetapowy naciąg ciągły
-
- 39 Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.
-

Tablica 6-7. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

Przekrój z cięgnami w strefie ściskanej – częściowe sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (2a) lub (2b)
2	Dobrać materiały: beton f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , E_p , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} (tablica 5-3)
4	Oszacować: $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$ wskaźnik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$, $M(K_{s1})$ i moment ujemny M'_{sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$, jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejsć do 8, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a_p \cong 0,5h_f$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3
9	Obliczyć $m = \left \frac{M'_{sd}}{M(K_{u1})} \right $
10	Obliczyć $\sigma'_{pc} = 0,75f_{pk} - 400$ w [MPa]
11	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii (2a) lub $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$ dla (2b)
12	Obliczyć $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}{h'_f(h - a_p - 0,5h'_f)f_{pd}} + \frac{m\sigma'_{pc}b_w x}{f_{pd}h'_f}$
13	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
14	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
15	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $maxP_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $maxP_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $maxP_t = 0,65f_{pk}A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne ($\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$) oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4., Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = maxP_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq maxP_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq maxP_t$ Obliczyć: $\sigma_{pc} = \frac{max P_i}{A_p} - 400 = 0,75f_{pk} - 400$ w [MPa]
16	Przyjąć $M_{gd} = 1,0M_{gk}$
17	Obliczyć $x' = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a'_p)$

18	Obliczyć momenty ujemne dla dwóch przypadków: (1) $M'_{s1} = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_p) - M'_{sd}$, (M'_{sd} ujemne) (2) $M'_{s2} = \max P_0 (h - a_p - a'_p) - M_{gk}$, Znaleźć moment maksymalny co do wartości bezwzględnej: $M'_s = \max \{M'_{s1}, M'_{s2}\}$
19	Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_p - 0,5h_f)}$ i wstępnie przeanalizować rozmieszczenie kabli w półce dolnej
20	Obliczyć $x'_1 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s1}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_p - 0,5h_f) \right]}$ jeśli $x'_1 > h_f$, przejść do 21, w przeciwnym razie przejść do 22
21	Obliczyć $A'_{p(1)} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_1] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p$, przejść do 24
22	Obliczyć $x'_1 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_{s1}}{f_{cd} b_f}}$, (ma być $x'_1 \leq h_f$)
23	Obliczyć $A'_{p(1)} = \frac{1}{f_{pd}} (f_{cd} b_f x'_1 - \sigma_{pc} A_p)$
24	Obliczyć $x'_2 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M'_{s2}}{f_{cd}} - (b_f - b_w) h_f (h - a'_p - 0,5h_f) \right]}$ jeśli $x'_2 > h_f$, to przejść do 25, w przeciwnym razie przejść do 26
25	Obliczyć $A'_{p(2)} = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w) h_f + b_w x'_2] - \frac{\max P_0}{f_{pd}}$, przejść do 28
26	Obliczyć $x'_2 = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_{s2}}{f_{cd} b_f}}$, (ma być $x'_2 \leq h_f$)
27	Obliczyć $A'_{p(2)} = \frac{1}{f_{pd}} (f_{cd} b_f x'_2 - \max P_0)$
28	Znaleźć maksymalne zbrojenie $A'_p = \max \{A'_{p(1)}, A'_{p(2)}\}$
29	Dobrać liczbę cięgien górnych $n' = A'_p / A_{p1}$, zaokrąglić n' do całych jednostek, skorygować $A'_p = n' A_{p1}$
30	Jeśli w kroku 14 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015 b_f h_f$, jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to $A_s = \frac{M(K_{u1}) \Delta A_p}{f_{yd} (h - a_s - a'_s) A_p}$
31	Jeśli w kroku 29 liczbę n' cięgien zaokrąglono w górę, to $A'_s \geq A'_{s,min} = 0,0020 b'_f h'_f$, jeśli wskutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór $\Delta A'_p$ stali sprężającej, to $A'_s = \Delta A'_p \frac{f_{pd}}{f_{yd}}$
32	Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: $A_c, W_c, W'_c, e_p, e'_p, g_k, M_{gk}, M(K_{u1}), M(K_{s1}), M(K_{s2}), M'(K'_{u1}), M'(K'_{s2})$
33	Obliczyć maksymalne siły sprężające w górnej grupie cięgien: początkową - $\max P'_0 = 0,80 f_{pk} A'_p$, wstępną - $\max P'_i = 0,75 f_{pk} A'_p$, trwałą - $\max P'_t = 0,65 f_{pk} A'_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P'_t$ według p. 4.5.4. Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P'_i = \max P'_0 - (\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i) \leq \max P'_i$, $P'_t = P'_i - \sum \Delta P'_t \leq \max P'_t$

34	Obliczyć $M_{de} = 0,9P_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p \right) + 1,1P_t' \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p' \right)$ (e_p' ujemne), dla kategorii rysoodporności (2b) przejść do 38	
35	Jeśli $M_{de} \geq M(K_{s1})$, to przejść do 38 jeśli $M_{de} < M(K_{s1})$, to przejść do 36	
36	Zwiększyć siłę sprężającą do wartości $P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \left[M(K_{s1}) - 1,1P_t' \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p' \right) \right]$ (e_p' ujemne).	
37	Wrócić do 14 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$	
38	Obliczyć $\beta_{1m} = \frac{\sum (n_i \beta_{1i})}{\sum n_i}$, $\beta_1 = 1,0$ dla prętów żebrowanych, $\beta_1 = 0,5$ dla kabli i prętów gładkich.	
39	Obliczyć $\Delta\sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{0,9(h - a_p)(A_p + A_s)}$	
40	Obliczyć $\Delta\epsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_{1m} \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right]$	
41	Obliczyć $A_{ct,eff} = h_f(b_f - b_w) + 2,5b_w a_p$	
42	Obliczyć $\rho_r = \frac{A_p + A_s}{A_{ct,eff}}$	
43	Obliczyć $(k_1 \varnothing)_m = \frac{\sum (n_i \varnothing_i k_{1i})}{\sum n_i}$ $k_1 = 0,8$ dla prętów żebrowanych, $k_1 = 1,6$ dla prętów gładkich, $k_1 = 2,0$ dla kabli.	
44	Obliczyć $s_{rm} = 50 + 0,125 \frac{(k_1 \varnothing)_m}{\rho_r}$ w [mm]	
45	Obliczyć szerokość rozwarcia rysy $w_k = 1,7s_{rm}\Delta\epsilon_{sm}$, jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, przejść do 48	
46	Jeśli $w_k > w_{lim}$, to należy przyjąć większą wartość A_s i wrócić do 38	
47	Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie: $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6f_{cm},$ jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (przypadek rzadki), to przewidzieć dwuetapowy naciąg cięgien	
48	Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.	

Przypadek podstawowy pod względem obciążeń zostanie tu omówiony szczegółowo. Odmienność sytuacji polega na tym, że z warunku bezpieczeństwa w stanie granicznym SG2 nie oblicza się b'_f , przy założonym x , ale przeciwnie, oblicza się wysokość strefy ściskanej x przy zadanym b'_f . Jest to podobne do wymiarowania belki żelbetowej o przekroju teowym.

Jeśli $M(K_{u1}) \leq f_{cd} b'_f h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f)$, to oś obojętna przebiega w górnej półce i wysokość strefy ściskanej wyraża się wzorem (por. [6-34]):

$$x = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2M(K_{u1})}{f_{cd} b'_f}} \quad [6-45]$$

Niewiadomą A_p oblicza się ze związku:

$$A_p = \frac{1}{f_{pd}} f_{cd} b'_f x \quad [6-46]$$

Jeśli $M(K_{u1}) > f_{cd} b'_f h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f)$, to oś obojętna przebiega w ścianie i wartość x oblicza się ze związku (por. [6-33]):

$$x = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - (b'_f - b_w) h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f) \right]} \quad [6-47]$$

Na niewiadomą A_p pozostaje w mocy wzór [6-12]:

$$A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x] \quad [6-48]$$

Obliczenie pola przekroju zbrojenia zwykłego i sprawdzenie stanu granicznego zarysowania przebiegają tak, jak w przypadku podstawowym (tablica 6-2). Zachodzi jednak potrzeba sprawdzenia naprężeń ściskających w betonie. Nie ma potrzeby obliczania A_s i A'_s , gdyż są one również zadane i zostały obliczone dla większych momentów zginających.

Procedurę wymiarowania zawiera tablica 6-8.

6.4. Trasowanie cięgien

Poprawne zwymiarowanie przekroju niebezpiecznego gwarantuje bezpieczne przeniesienie momentów zginających obciążających ten przekrój, ale warunki bezpieczeństwa muszą być spełnione także w innych przekrojach obciążonych mniejszymi momentami. W belce żelbetowej przyjęcie stałego przekroju zbrojenia, zaprojektowanego dla maksymalnego momentu, zapewnia bezpieczeństwo na zginanie we wszystkich pozostałych przekrojach belki. W belce sprężonej jest inaczej: w stadiach realizacji momenty od ciężaru własnego działają na korzyść bezpieczeństwa (p. 5.5.4.4) i przyjęcie stałego przekroju poprzecznego mogłoby doprowadzić do

uszkodzenia, a nawet zniszczenia przekrojów, w których momenty te są małe. Oznacza to, że siła sprężająca i mimośród, dobrze dobrane dla przekroju niebezpiecznego, mogą okazać się nadmierne dla stref belki o małych momentach zginających. Wychodząc od zwymiarowanego przekroju niebezpiecznego, przekrój należy tak zmieniać na długości elementu, aby dostosować się do obwiedni ekstremalnych momentów zginających, a także sił poprzecznych (p. 6.5). Jest to kolejny etap projektowania belek kablobetonowych. Tak jak poprzednio (p. 6.1) istotne pozostają tu względy funkcjonalne, wytrzymałościowe, konstrukcyjne, technologiczne i estetyczne.

Tablica 6-8. Procedura wymiarowania przekroju kablobetonowego

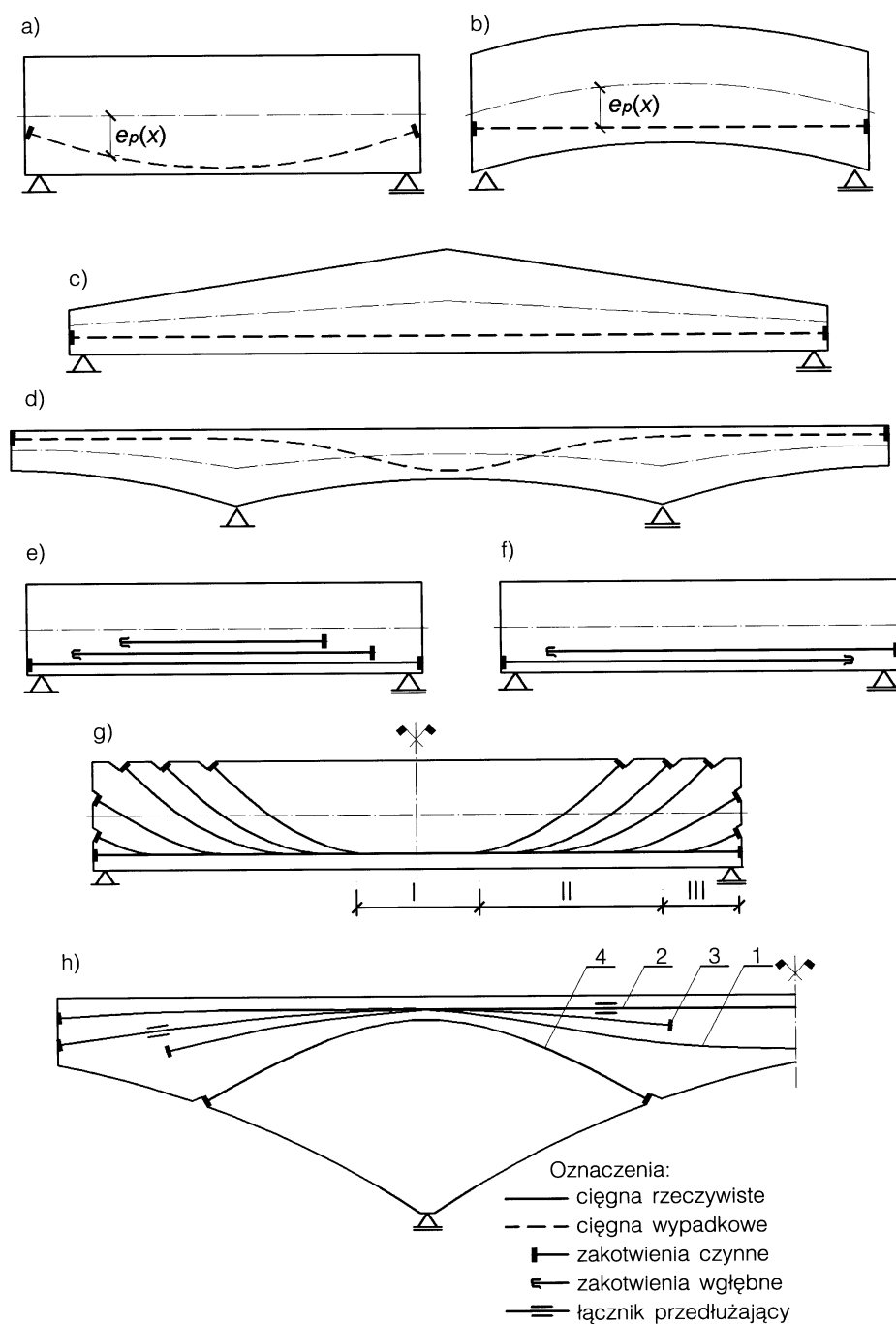
Dobór cięgien dla zadanego przekroju betonowego – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b), wymiary przekroju betonowego, ciężar własny g_k
2	Dobrać materiały: beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Odczytać ξ_{lim} (tablica 5-3)
4	Obliczyć $M(K_{u1})$ i $M(K_{s2})$
5	Jeśli $M(K_{u1}) \leq f_{cd} b'_f h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f)$, to przejść do 6, w przeciwnym razie przejść do 8
6	Obliczyć $x = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2M(K_{u1})}{f_{cd} b'_f}}$ ($x \leq h'_f$)
7	Obliczyć $A_p = \frac{1}{f_{pd}} f_{cd} b'_f x$, przejdź do 10
8	Obliczyć $x = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2}{b_w} \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - (b'_f - b_w) h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f) \right]}$ ma być $x > h'_f$, $x \leq \xi_{lim} (h - a_p)$
9	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x]$
10	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$, zaokrąglić n do całych jednostek, skorygować $A_p = n A_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
11	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $maxP_0 = 0,80 f_{pk} A_p$, wstępną – $maxP_i = 0,75 f_{pk} A_p$, trwałą – $maxP_t = 0,65 f_{pk} A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne ($\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$) oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4. Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = maxP_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq maxP_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq maxP_t$
12	Jeśli w kroku 10 liczbę n cięgien zaokrąglono w górę, to $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015 b_f h_f$, jeśli skutek zaokrąglenia w dół powstał niedobór ΔA_p stali sprężającej, to $A_s = \frac{M(K_{u1}) \Delta A_p}{f_{yp} (h - a_s - a'_s) A_p}$
13	Obliczyć dla zadanego przekroju betonowego: A_c , W_c , e_p , g_k , M_{gk} , $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$
14	Dla kategorii (1a) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{u1})}{0,9}$ dla kategorii (1b) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \cdot \frac{M(K_{s2}) - f_{ctm} W_c}{0,9}$
15	Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 16, jeśli $P_{cr} > P_t$, to wrócić do 10 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$
16	Sprawdzić naprężenia krawędziowe w betonie $\sigma_{cc} = \frac{1,1 P_t}{A_c} + \frac{1,1 P_i e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6 f_{cm}$, jeśli $\sigma_{cc} > 0,6 f_{cm}$ (przypadek rzadki), to przewidzieć dwuetapowy naciąg cięgien
17	Rozmieścić zbrojenie w przekroju. Koniec.

6.4.1. Ukształtowanie profilu podłużnego

Stosuje się kilka typowych sposobów zmiany przekroju poprzecznego i parametrów sprężenia P i e_p na długości elementu (rys. 6-7 – schematy pokazane w przewyższeniu).

Schemat (a) jest najczęściej stosowany dla swobodnie podpartych belek kablebetonowych. Oś belki jest prosta, przekrój betonowy stały, wszystkie cięgna doprowadzone do czoła belki, gdzie są zakotwione.



Rys. 6-7. Przykłady ukształtowania tras cięgien w profilu podłużnym belek

Jedynym zmiennym parametrem jest mimośród $e_p(x)$ wypadkowego ciągu, dobrany w przybliżeniu do wykresu momentów zginających. Przynajmniej część kabli przebiega wzdłuż tras krzywoliniowych, co wymaga dokładnego ulokowania ich w deskowaniu. W kablach tych należy liczyć się ze zwiększonymi stratami tarcia w chwili naciągu.

Można tego uniknąć w schemacie (b), który pod względem wytrzymałościowym jest równorzędny schematowi (a), z tą różnicą, że poprzednio zmienny mimośród uzyskiwany był wskutek odpowiedniego wytrasowania ciągu względem prostej osi belki, a teraz – odwrotnie – wskutek wytrasowania osi belki względem prostoliniowego ciągu wypadkowego. Prosty przebieg wszystkich kabli ułatwia wykonanie i zmniejsza straty tarcia, jednak schemat (b) stosowany jest rzadko, ponieważ formowanie takiego elementu jest trudne, a względy użytkowe przeważnie wymagają poziomej górnej krawędzi belki.

Podobna koncepcja ukształtowania elementu stosowana jest chętnie w sprężonych dźwigarach dachowych – schemat (c). Dolna krawędź dźwigara jest prosta, a górna załamana lub paraboliczna, w celu uzyskania spadku połaci dachowej. Wskutek zmiennej wysokości załamana jest także oś geometryczna elementu i w sposób naturalny uzyskuje się pożądaną zmianę mimośrodu siły sprężającej, przy prostoliniowym przebiegu wszystkich ciągów.

Schemat (d) przedstawia koncepcję (spotykaną w belkach wspornikowych i ciągłych) zmiany mimośrodu e_p wskutek jednoczesnego wytrasowania zarówno osi belki, jak i osi wypadkowego ciągu. Uzyskuje się dobry efekt estetyczny, a z punktu widzenia techniki sprężania – bardziej płaskie trasy kabli, a więc mniejsze straty tarcia podczas naciągu.

Omówione sposoby kształtowania elementu sprężonego w profilu podłużnym odznaczają się stałą siłą sprężającą, jeśli pominie się niewielkie różnice wskutek oporów tarcia. Wszystkie ciągi przebiegały przez całą długość belki i były kotwione na jej

czołach. Schematy (e), (f), (g) i (h) na rysunku 6-7 są przykładami rozwiązań o zmiennej sile sprężającej, gdzie niektóre ciągi nie dochodzą do czoła belki, lecz są kotwione wcześniej, w korpusie elementu albo na jego górnym lub dolnym licu. Oprócz zmiennej wysokości belki i zmiennego mimośrodu pozwala to zmienić jeszcze siłę sprężającą P i dostosować ją do zróżnicowanych wymagań na długości belki.

Przykładem historycznym jest schemat (e), w którym jedyną zmienną jest siła sprężająca P , stopniowana wskutek kolejnego wyłączania kabli i kotwienia ich na bokach lub w dolnej części belki. Takie były pierwsze próbne sprężone belki *Freyssineta*, później zaniechane, głównie z powodu trudnej dostępności „sufitowych” zakotwień czynnych. W schemacie (f) wady te znikają, pozostaje jednak drugi zasadniczy mankament: zakotwienia wtopione w beton strefy rozciąganej okazały się źródłem lokalnych uszkodzeń. Naprężenia rozciągające, powstające tuż za zakotwieniem, sumują się z rozciąganiem od obciążeń zewnętrznych, co może spowodować niebezpieczne zarysowania. Unika się więc zakotwień w strefach rozciąganych, zwłaszcza w konstrukcjach obciążonych dynamicznie. Analogia do konstruowania elementów żelbetowych jest tu uderzająca. W belkach żelbetowych także unikamy kotwienia prętów zbrojeniowych w strefach rozciąganych. Schemat (f) należy również uznać za przebrzmiały, choć sporadycznie stosowany, zwłaszcza w przekrojach skrzynkowych i przy sprężaniu montażowym.

Schemat (g) jest przykładem belki z kablami odgiętymi, co podyktowane jest nie tylko koniecznością zmiany siły sprężającej, lecz i brakiem miejsca na czołe belki dla wszystkich zakotwień. Sytuacja taka może powstać dla belek o większej rozpiętości, sprężonych ciągami o niewielkiej jednostkowej sile naciągu. W tym schemacie można wyróżnić: strefę środkową I o stałych parametrach sprężenia, strefę regularnych odgięć II, w której część kabli jest sukce-

sywnie odginana według ustalonej krzywej i kotwiona w górnym licu belki (w strefie ściskanej), strefę podporową III, w której reszta kabli trasowana jest wachlarzowato i kotwiona na czole elementu. Koncepcję tę zastosowano w wielu belkowych mostach, sprężonych we Francji i Włoszech. Obecnie traci ona aktualność wobec powszechnej tendencji do stosowania dużych jednostek sprężających i ograniczenia liczby cięgien w przekroju poprzecznym.

W schemacie (h) wszystkie wielkości są zmienne: przekrój betonowy oraz siła sprężająca i jej mimośród. Pozwala to na dużą elastyczność w projektowaniu i dostosowanie się do skomplikowanych wymagań współczesnych technologii budowy mostów, zwłaszcza konstrukcji segmentowych, budowanych metodą wspornikową (p.15.7). W rozwiązaniu tym mogą występować cięgna: (1) przeciągane przez przygotowane kanały i biegnące przez całą długość belki, krótkie cięgna (4) w strefach największych momentów podporowych, zakotwione w dolnym licu konstrukcji, cięgna (3) kończone zakotwieniami czynnymi w stykach segmentów oraz cięgna (2) z pośrednimi zakotwieniami montażowymi, przedłużane w miarę montowania kolejnych segmentów. Zakotwienia cięgien (3) mogą być, i często są lokowane, w stykach stref rozciąganych, ponieważ rozcięcie konstrukcji w płaszczyznach styków na poszczególne segmenty eliminuje naprężenia rozciągające za zakotwieniem.

Odrębnym sposobem kształtowania parametrów sprężenia na długości elementu jest zastosowanie cięgien montażowych. Służą one do przeniesienia niekorzystnych schematów obciążenia w stadiach montażowych (np. w mostach nasuwanych podłużnie), a po zakończeniu montażu są usuwane i mogą być ponownie użyte.

Ukształtowanie belki sprężonej w profilu podłużnym zależy od założeń projektu, wśród których zasadnicze znaczenie ma system sprężania. Nie wszystkie bowiem systemy nadają się do realizacji każdego

z podanych schematów, o czym trzeba pamiętać w fazie wstępnego projektowania.

6.4.2. Obwiednie graniczne

Dla podstawowego schematu (a), z rysunku 6-7, można sprawdzić warunki bezpieczeństwa we wszystkich przekrojach poprzecznych belki metodą graficzną, za pomocą obwiedni granicznych.

Warunek bezpieczeństwa [5-71] dla stanu złamania:

$$f_{pd}A_p(h - a_p - x_0) \geq M_{sd} ,$$

po uwzględnieniu $h - a_p = v' + e_p$, można zapisać w formie:

$$e_p(x) \geq \frac{M_{sd}(x)}{f_{pd}A_p} - v' + x_0 , \quad [6-49]$$

gdzie tylko mimośród $e_p(x)$ i moment obciążający $M_{sd}(x)$ są zmienne, natomiast pozostałe wielkości – włącznie z rzędną x_0 , określającą położenie środka ciężkości strefy ściskanej, są stałe na długości belki. Nierówność [6-49] ogranicza od góry położenie wypadkowego cięgna w rozpatrywanym przekroju. Miejscem geometrycznym skrajnych najwyższych położeń cięgna, dopuszczalnych z uwagi na nośność w sytuacji obliczeniowej trwałej, jest krzywa nazywana **górną obwiednią graniczną z warunku nośności**. W celu jej znalezienia należy, zgodnie z instrukcją zawartą po prawej stronie nierówności [6-49], wykreślić linię poziomą w odległości x_0 od górnej krawędzi belki i od tej linii odłożyć w dół obwiednię największych momentów $M_{sd}(x)$, podzielonych przez siłę $f_{pd}A_p$ (krzywa 1 na rys. 6-8). Trasa wypadkowego cięgna powinna przebiegać w całości poniżej górnej obwiedni granicznej.

Dla zaprojektowanego przekroju poprzecznego można łatwo określić x_0 po obliczeniu pola strefy ściskanej A_{cc} ze wzoru [5-70].

Położenie cięgna wypadkowego jest dodatkowo ograniczone od góry warunkiem rysoodporności w sytuacji obliczeniowej trwa-

tej. Warunek bezpieczeństwa dla kategorii rysoodporności **(1b)** – wzór [5-49] – można sprowadzić do postaci:

$$e_p(x) \geq -\frac{W_c}{A_c} \left(1 + \frac{f_{ctm} A_c}{0,9P_t} \right) + \frac{M(K_{s2})}{0,9P_t}, \quad [6-50]$$

z czego wynika następująca procedura graficzna:

- obliczyć wartość pomocniczą:

$$r'_u = \frac{W_c}{A_c} \left(1 + \frac{f_{ctm} A_c}{0,9P_t} \right)$$

i odmierzyć ją od osi geometrycznej belki w górę,

- przez otrzymany punkt poprowadzić prostą poziomą,
- od tej prostej odłożyć w dół rzędne wykresu momentów $M(K_{s2})$, podzielone przez $0,9P_t$, otrzymana krzywa jest **górną obwiednią graniczną z warunku rysoodporności** (krzywa 1').

Konstrukcja górnej obwiedni granicznej z warunku [6-49] nie jest ścisła. Operowanie ciągnym wypadkowym zakłada, że w chwili złamania w każdym ciągu wykorzystana będzie jego wytrzymałość obliczeniowa, podczas gdy w rzeczywistości ciągną położone bliżej osi obojętnej są mniej wyężone i w stanie złamania nie osiągają swojej pełnej nośności. Błędy te w przypadku górnej obwiedni nie są duże, ale dyskwalifikują analogiczną konstrukcję dol-

nej obwiedni granicznej z warunku nośności w sytuacji obliczeniowej przejściowej. Warunek ten należy zastąpić warunkiem nieprzekroczenia naprężeń dopuszczalnych na ściskanie na dolnej krawędzi przekroju betonowego (por. p. 5.5.2 i wzór [6-26]):

$$\frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p - M_g}{W_c} \leq 0,6f_{cm}.$$

Warunek ten można sprowadzić do postaci:

$$e_p(x) \leq \frac{W_c}{A_c} \left(\frac{0,6f_{cm} A_c}{1,1P_t} - 1 \right) + \frac{M_g(x)}{1,1P_t}, \quad [6-51]$$

a więc do następującej procedury graficznej:

- obliczyć wartość pomocniczą:

$$r_u = \frac{W_c}{A_c} \left(\frac{0,6f_{cm} A_c}{1,1P_t} - 1 \right)$$

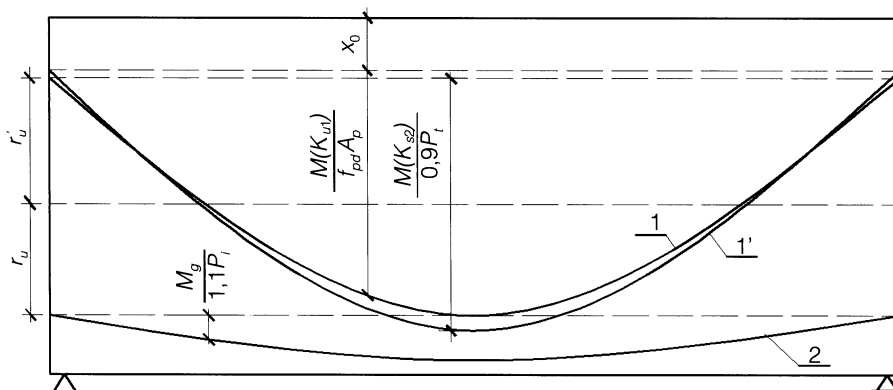
i odmierzyć ją od osi geometrycznej belki w dół,

- przez otrzymany punkt poprowadzić prostą poziomą,
- od tej prostej odłożyć w dół rzędne:

$$\frac{M_g(x)}{1,1P_t}.$$

Otrzymana krzywa jest **dolną obwiednią graniczną z warunku naprężeń dopuszczalnych** na dolnej krawędzi (krzywa 2).

Jeśli w sytuacji obliczeniowej przejściowej konieczne byłoby ograniczenie naprę-



Rys. 6-8. Obwiednie graniczne w belce swobodnie podpartej: 1, 1' – obwiednie górne, 2 – obwiednia dolna

żeń rozciągających na górnej krawędzi, to konstrukcję dolnej obwiedni granicznej należałoby uogólnić według tablicy 7-5.

Wytrasowanie cięga wypadkowego w dowolny sposób między obwiedniami granicznymi oznacza spełnienie warunków bezpieczeństwa w stanach granicznych.

Procedurę trasowania zawiera tablica 6-9.

Jeżeli belka sprężona narażona jest na ujemne momenty w czasie transportu lub montażu, to konstruowanie dolnej obwiedni granicznej staje się bezprzedmiotowe. Niebezpieczny moment transportowy powstaje z reguły w środku rozpiętości belki i po-

Tablica 6-9. Projektowanie belki kablobetonowej

Procedura trasowania cięga wypadkowego w belce prostej o stałym przekroju

Krok	Instrukcja
1	Zwymiarować przekrój niebezpieczny według odpowiedniej dla projektowanej belki procedury (tablice 6-2 do 6-8)
2	Narysować belkę w profilu podłużnym w dogodnej skali poziomej i pionowej
3	Obliczyć $A_{cc} = \frac{f_{pd} A_p}{f_{cd}}$
4	Obliczyć $x = \frac{1}{b_w} [A_{cc} - (b'_f - b_w) h'_f]$, jeśli $x \leq h'_f$, podstawić $b_w = b'_f$ i ponownie obliczyć x , sprawdzić $x \leq x_{lim} = \xi_{lim} (h - a_p)$
5	Obliczyć $x_0 = \frac{1}{A_{cc}} [0,5(b'_f - b_w)(h'_f)^2 + 0,5b_w x^2]$
6	Odmierzyć x_0 od górnej krawędzi belki w dół i na rysunku belki wykreślić prostą poziomą, od tej prostej odłożyć w dół obwiednię $\frac{M(K_{u1})}{f_{pd} A_p}$, jest to górna obwiednia graniczna z warunku stanu granicznego nośności. Uwaga: Przy wykreślanu komputerowym wygodniej jest obliczyć rzędne obwiedni od spodu belki – ten wariant procedury podano w przykładzie 14.1.
7	Obliczyć $r'_u = \frac{W_c}{A_c} \left(1 + \frac{f_{ctm} A_c}{0,9 P_t} \right)$, dla kategorii (1a) i (2a) przyjąć $f_{ctm} = 0$, dla kategorii (1b) przyjąć f_{ctm} z normy
8	Odmierzyć r'_u od osi ciężkości belki w górę i wykreślić prostą poziomą. Od wyznaczonej prostej odłożyć w dół obwiednie, zależnie od kategorii: dla (1a) $\frac{M(K_{u1})}{0,9 P_t}$, dla (1b) $\frac{M(K_{s2})}{0,9 P_t}$, dla (2a) $\frac{M(K_{s1})}{0,9 P_t}$, jest to górna obwiednia graniczna z warunku rysoodporności
9	Obliczyć $r_u = \frac{W_c}{A_c} \left(\frac{0,6 f_{cm} A_c}{1,1 P_t} - 1 \right)$
10	Odmierzyć odcinek r_u od osi ciężkości belki w dół i wykreślić prostą poziomą, Od tej prostej odłożyć w dół wykres $M_g; 1,1 P_t$, jest to dolna obwiednia graniczna z warunku stanu granicznego naprężeń dopuszczalnych na dolnej krawędzi przekroju.
11	Wytrasować cięgo wypadkowe w obszarze między obwiedniami granicznymi. W celu kontroli bezkolizyjnego przebiegu kabli można ustalić równania tras poszczególnych kabli i podać ich rzędne w wybranych przekrojach. Koniec.

prawne zwymiarowanie tego przekroju zapewnia bezpieczne przeniesienie momentów transportowych we wszystkich pozostałych przekrojach.

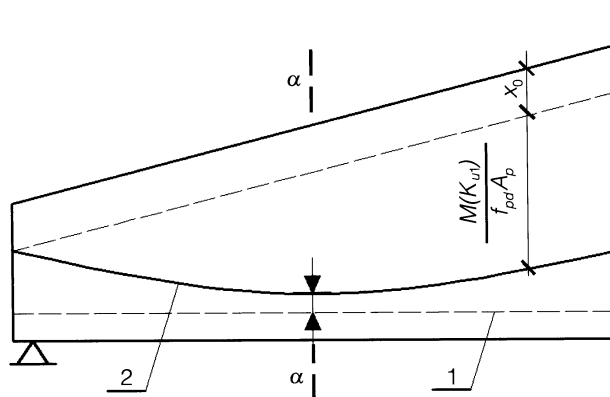
Procedura z tablicy 6-9 może być bez zmian zastosowana dla belek o schemacie (b) z rysunku 6-7, z tym, że zamiast prostych, od których odkłada się zredukowane wykresy momentów, wystąpią linie krzywe równoległe do zakrzywionych krawędzi belki.

Konstrukcja górnej obwiedni granicznej dla stanu złamania pozostaje w mocy także dla belek o zmiennej wysokości, byle tylko nie zmieniał się kształt strefy ściskanej ($x_0 = const$). Taka sytuacja istnieje w dwuspadowym dźwigarze dachowym (schemat (c) na rys. 6-7), w którym najczęściej pożądana jest prostoliniowa trasa cięgien sprężających. Skonstruowana według omówionej procedury górna obwiednia graniczna wskaże przekrój niebezpieczny na długości dźwigara, czyli miejsce największego zbliżenia obwiedni do planowanej trasy cięgien wypadkowego (rys. 6-9). Zwykle jest to przekrój w 1/4 rozpiętości dźwigara, gdzie należy sprawdzić wszystkie stany graniczne, a w fazie projektowania ten właśnie przekrój zwymiarować.

Dla schematu (g) z rysunku 6-7, opracowano szczegółowe sposoby trasowania cięgien według metody naprężeń dopuszczalnych [7]. Dla bardziej skomplikowanych schematów (d) i (h) korzystanie z obwiedni

granicznych staje się nieoptyczne. Celowa jest wówczas metoda bezpośrednia: zwymiarowanie niebezpiecznych przekrojów podporowych i przęsłowych, ukształtowanie belki w profilu podłużnym i wytrasowanie cięgien na podstawie przesłanek technologicznych i konstrukcyjnych, a w końcu sprawdzenie stanów granicznych w pozostałych przekrojach. Szczególną uwagę należy poświęcić obciążeniom montażowym.

Prowadzenie poszczególnych cięgien sprężających zależy nie tylko od wymagań bezpieczeństwa w stanach złamania, lecz także od stanu granicznego ścinania w strefach podporowych, od strat tarcia w kanałach kablowych, a przede wszystkim od warunków poprawnego, pod względem konstrukcyjnym, rozmieszczenia zakotwień na czołach belki. Przy szczegółowym projektowaniu tras trzeba uwzględniać wymagania konkretnego systemu sprężania (odstęp między cięgnami, minimalne promienie krzywizny itp.). Zazwyczaj prawidłowa konstrukcja zapewnia także prawidłowy przebieg cięgien wypadkowego, co zwykle zwalnia nas z obowiązku wykreślenia obwiedni granicznych, podobnie jak nie konstruuje się wykresu nośności dla zwykłej belki żelbetowej. Potrzeba graficznej weryfikacji bezpieczeństwa za pomocą obwiedni granicznych zajdzie tylko dla nietypowych obciążeń lub szczególnie odpowiedzialnych konstrukcji.



Rys. 6-9. Przekrój niebezpieczny $\alpha - \alpha$ w dźwigarze dwuspadowym: 1 – trasa cięgien, 2 – górna obwiednia graniczna

6.5. Strefa podporowa

6.5.1. Ukształtowanie bloku podporowego

Przekrój dwuteowy, zaprojektowany oszczędnie dla przekroju niebezpiecznego, powinien być wzmocniony na obu końcach belki przez wykształcenie bloków podporowych. Bloki te:

- pozwalają poprawnie rozmieścić zakotwienia cięgien na czole elementu,
- stężają belkę w strefie reakcji podporowych,
- wzmocniają przekrój elementu w strefie największych sił poprzecznych,
- zabezpieczają prefabrykowany element przed uszkodzeniami mechanicznymi w czasie transportu i montażu.

Wzmocnienie końców belki o przekroju dwuteowym polega na stopniowym pogrubieniu ścianki łagodnymi poziomymi skosami o nachyleniu około 1:4 do 1:6, aż do szerokości dolnej półki (rys. 6-10). Oznacza to przejście na przekrój prostokątny z ewentualnymi niewielkimi „skrzydełkami”, gdy górna półka jest szersza niż dolna. Długość odcinka a o pełnym przekroju prostokątnym

wynosi $(0,75 \div 1,0)h$, a długość całkowita a_c bloku podporowego:

$$a_c = a + 2(b_f - b_w) \quad [6-52]$$

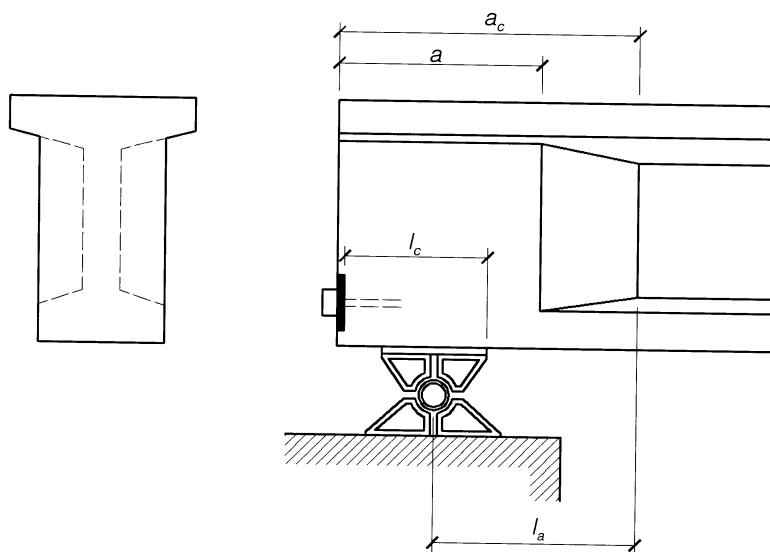
Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe oparcie elementu sprężonego. Belki dużej rozpiętości powinny być oparte na łożyskach; podlewki cementowe lub podkładki z tworzywa sztucznego dopuszczalne są tylko dla słabo obciążonych elementów mniejszej rozpiętości. Zwykle wymaga się, aby głębokość oparcia belek wynosiła:

$$l_c \geq 1/3h \quad [6-53]$$

Odcinek l_c mierzy się od krawędzi łożyska:

- do czoła elementu – dla zakotwień zewnętrznych opartych na czole belki,
- do płaszczyzny przekazania docisku przez urządzenia kotwiące – dla zakotwień wtopionych w beton bloku podporowego.

Naprężenia docisku w strefie łożyska powinny być przekazywane na wzmocniony (poszerzony) odcinek a bloku podporowego.



Rys. 6-10. Ukształtowanie bloku podporowego belki kablobetonowej

6.5.2. Wymiarowanie strzemion

Strzemiona rozmieszczone w strefie podporowej powinny zapewnić bezpieczeństwo w stanie granicznym ścinania (p. 5.5.5.6). Sprawdzeniu podlega przekrój na początku bloku podporowego, to jest w odległości l_a od osi podparcia (rys. 6-10). W kierunku podpory siły poprzeczne co prawda rosną, ale jeszcze szybciej zwiększa się pole przekroju betonowego. Dla sprawdzanego przekroju obliczamy siłę poprzeczną $V(K_{u1})$, dla równomiernie rozłożonego obciążenia q_d mamy:

$$V(q_d) = q_d(0,5l_{eff} - l_a) \quad [6-54]$$

Siłę tę redukuje efekt sprężenia. Równomierny nacisk p_p ciągną wypadkowego obliczamy z wzoru [5-30]:

$$p_p = 0,9P_t \frac{8(e_p - e_{p0})}{l_{eff}^2},$$

co pozwala łatwo obliczyć siłę poprzeczną zredukowaną:

$$V_{Sd,red} = (q_d - p_p)(0,5l_{eff} - l_a) \quad [6-55]$$

Zredukowaną siłę poprzeczną należy porównać z siłą V_{Rd1} , obliczoną ze wzoru [5-81]. Jeżeli zachodzi przypadek:

$$V_{red} \leq V_{Rd1},$$

to siły poprzeczne są przenoszone bezpiecznie przez przekrój betonowy, zbrojenie poprzeczne jest zbędne i strzemiona przyjmujemy konstrukcyjnie. W przeciwnym przypadku porównujemy zredukowaną siłę poprzeczną z nośnością uwzględniającą działanie sił podłużnych $V_{Rd2,red}$, obliczoną ze wzorów [5-72] i [5-83].

Jeżeli się okaże, że jest $V_{Sd,red} > V_{Rd2,red}$, to przekrój betonowy, a konkretnie grubość ścianki, należy zwiększyć.

W przypadku $V_{Sd,red} \leq V_{Rd2,red}$ obliczamy potrzebny rozstaw strzemion s_1 ze wzoru wyprowadzonego z [5-84] dla $z \approx 0,9d$:

$$s_1 = 0,9d \frac{A_{sw} f_{ywd}}{V_{Sd,red}} \cot \theta \quad [6-56]$$

gdzie:

A_{sw} – pole przekroju ramion jednego strzemienia,

f_{ywd} – obliczeniowa granica plastyczności stali użytej na strzemiona,

$\cot \theta$ – wartość niekorzystna z przedziału 1,0 do 2,0.

Strzemiona i ich rozstaw s_1 muszą spełniać dwa wymagania konstrukcyjne normy [N1]:
1° – stopień zbrojenia strzemionami na ścinanie na odcinkach drugiego rodzaju nie może być mniejszy niż:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_1 b_{w,nom}} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad [6-57a]$$

2° – rozstaw strzemion nie powinien być większy niż:

$$s_1 \leq (0,75d; 400\text{mm}) \quad [6-57b]$$

Strzemiona w odstępie s_1 według wzoru [6-56] rozmieszczamy aż do przekroju, w którym $V_{Sd,red} = V_{Rd1}$, na pozostałym odcinku belki rozmieszczamy strzemiona konstrukcyjnie, z zachowaniem wymagań [6-57b]. Strzemiona z obliczonym odstępem s_1 rozstawia się również na długości bloku podporowego i konstruuje tak, aby obejmowały całą bryłę betonu.

Zbrojenie poprzeczne i podłużne ze stali zwykłej powinno spełniać wymagania konstrukcyjne jak dla belki żelbetowej.

Procedurę projektowania strzemion zawiera tablica 6-10.

Tablica 6-10. Projektowanie belki kablobetonowej

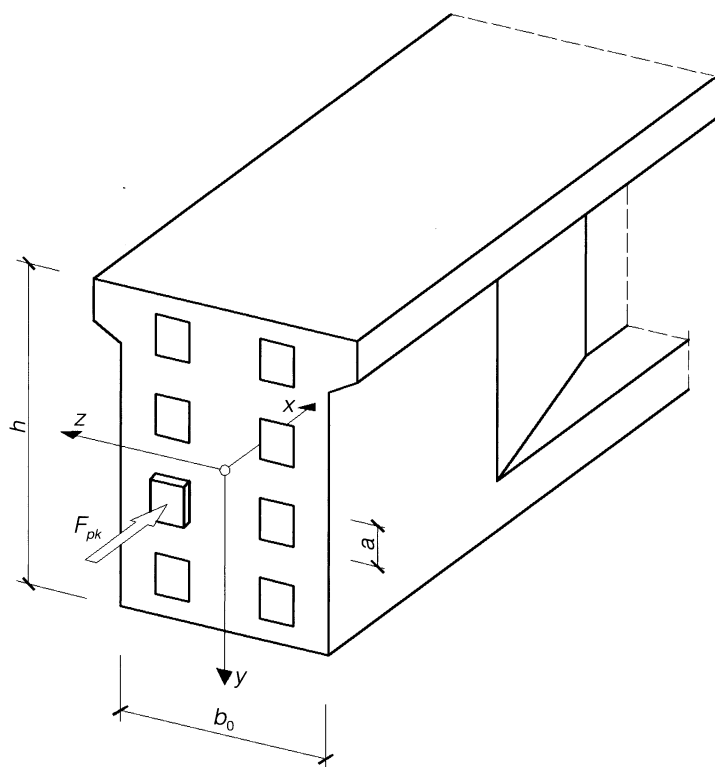
Procedura projektowania strzemion

Krok	Instrukcja
1	Zwymiarować przekrój niebezpieczny według tablic 6-2 do 6-8.
2	Ustalić trasę ciągu wypadkowego według tablicy 6-9 lub konstrukcyjnie
3	Określić mimośród końcowy e_{p0} .
4	Ukształtować blok podporowy i ustalić długość odcinka l_a (rys. 6-10)
5	Dla przekroju na początku poszerzenia bloku podporowego obliczyć $V(K_{u1})$
6	Obliczyć $p_p = 0,9P_t \frac{8(e_p - e_{p0})}{l_{eff}^2}$
7	Obliczyć $V_{Sd,red} = V(K_{u1}) - p_p(0,5l_{eff} - l_a)$
8	Obliczyć V_{Rd1} ze wzoru [5-81] $V_{Rd1} = [0,35kf_{ctd}(1,2 + 40\rho_L) + 0,15\sigma_{cp}]b_{w1}d$
9	Jeśli $V_{Sd,red} \leq V_{Rd1}$, dobrać i rozmieścić strzemiona konstrukcyjnie, sprawdzając warunek rozstawu strzemion – wzór [6-57b]. Koniec. Jeśli $V_{Sd,red} > V_{Rd1}$, przejść do 10.
10	Obliczyć V_{Rd2} ze wzoru [5-83], przyjmując wartość $\cot\theta$ z przedziału 1,0 do 2,0 dającą minimalną wartość V_{Rd2} : $V_{Rd2} = 0,6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)f_{cd}b_{w,nom}z \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$
11	Obliczyć wartość $V_{Rd2,red}$ ze wzoru [5-72] $V_{Rd2,red} = \alpha_c V_{Rd2}$
12	Jeśli $V_{Sd,red} > V_{Rd2,red}$, zwiększyć grubość ścianki i wrócić do 1, jeśli $V_{Sd,red} \leq V_{Rd2,red}$, przejść do 13
13	Przyjąć f_{ywd} i A_{sw} dla strzemion
14	Obliczyć wymagany rozstaw strzemion ze wzoru [6-56] $s_1 = 0,9d \frac{A_{sw}f_{ywd}}{V_{Sd,red}} \cot\theta$ Rozmieścić strzemiona w odstępach s_1 aż do przekroju, w którym $V_{Sd,red} = V_{Rd1}$, czyli – przy obciążeniach równomiernie rozłożonych – na odcinku: $l_v = \frac{V_{Sd,red} - V_{Rd1}}{K_{u1} - p_p}$ Strzemiona powinny spełniać wymagania konstrukcyjne – wzory [6-57a] i [6-57b]. Poza odcinkiem drugiego rodzaju (poza l_v) należy spełnić warunek rozstawu strzemion [6-57b]. Koniec.

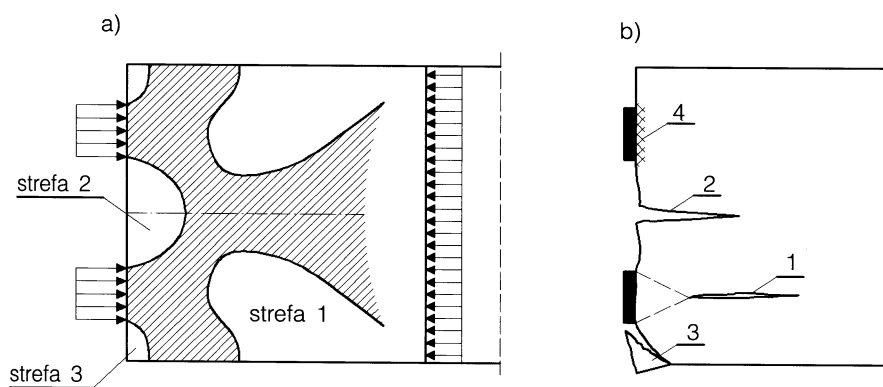
6.6. Strefa zakotwień

Nośność strefy zakotwień powinna umożliwiać wykorzystanie nośności cięgien, tak więc przyjmujemy, że czoło belki kablobetonowej obciążone jest układem charakterystycznych sił zrywających F_{pk} poszczególne ciągną (rys. 6-11). Siły te, skupione na małych powierzchniach płyt dociskowych lub bloków kotwiących, wywołują bezpośrednio

pod nimi znaczne naprężenia docisku, a w całej końcowej strefie belki skomplikowany przestrzenny rozkład naprężeń. Oprócz, na ogół, niegroźnych naprężeń ściskających σ_x powstają niebezpieczne naprężenia rozciągające σ_y i σ_z , mogące uszkodzić strefę zakotwień. Typowy obraz naprężeń σ_y przedstawia rysunek 6-12a (rozkład naprężeń σ_z



Rys. 6-11. Rozmieszczenie zakotwień na czołe belki



Rys. 6-12. Strefa zakotwień: a) rozkład naprężeń σ_y , b) typowe uszkodzenia: 1 – rozłupanie, 2 – rozszczenie, 3 – odspojenie, 4 – zmiażdżenie

jest podobny). W obszarze zakreskowanym naprężenia σ_y są ściskające i dla betonu niegroźne. W pozostałych obszarach powstają rozciągania. Można wyodrębnić trzy oddzielne strefy: wgłębną (1), przyczolową (2) i narożną (3). Naprężenia σ_y mogą wywołać w nich następujące uszkodzenia (rys. 6-12b):

- rozłupanie (1) w kierunku działania siły sprężającej, rozbudowujące się wzdłuż linii przerywanych w miarę narastania obciążenia i w końcu wydzielające pod zakotwieniem klin betonowy, rozsadzający końcowy odcinek belki,
- rozszczepienie (2) końcówki belki, zapoczątkowane na czole elementu i rozbudowujące się w głąb, to uszkodzenie powstaje, gdy cięgna podzielone są wyraźnie na grupę dolną i górną, obie usytuowane blisko krawędzi,
- odspojenie naroży (3).

Oprócz tego możliwe jest zmiżdżenie betonu (4) pod zakotwieniami wskutek nadmiernych naprężeń docisku.

Wszystkie te uszkodzenia zagrażają równowadze cięgien i są bardzo trudne do naprawy, dlatego przypadki te traktuje się jako stany graniczne nośności.

Teoria nośności granicznej strefy zakotwień nie jest w pełni rozbudowana. W praktyce stosuje się metody uproszczone, świadomie przewymiarowując zbrojenie tej strefy, ponieważ wpływa to w znikomym stopniu na ogólny koszt konstrukcji sprężonej. Normy międzynarodowe, np. [N12a], dopuszczają stosowanie zarówno analizy sprężystej, jak i dyskretyzacji prętowej (model kratownicowy). Przepisy europejskie [N24] precyzują szczegółowo badania strefy zakotwień w różnych stosowanych obecnie systemach kabli.

6.6.1. Zbrojenie strefy docisku

Beton pod zakotwieniami cięgien sprężających powinien być wzmocniony zbroje-

niem ze stali zwykłej, tak aby nie uległ zmiżdżeniu od naprężeń docisku. Respektując ogólną zasadę konstrukcyjną, aby zakotwienie nie było najłabszym elementem cięgna, należy obliczać ten fragment konstrukcji na charakterystyczną siłę zrywającą cięgno F_{pk} (tabl. 2-7 do 2-10). Obliczeniowa nośność na docisk powinna być większa lub równa sile F_{pk} :

$$f_{cud}A_{c0} + k f_{yd}A_u \geq F_{pk} \quad [6-58]$$

Pierwszy składnik jest obliczeniową nośnością betonu, gdzie f_{cud} jest to wytrzymałość betonu na docisk (rozdz. 2), a A_{c0} jest powierzchnią docisku. Składnik drugi to nośność zbrojenia w postaci siatki lub uzwojenia.

a) Dla zbrojenia w postaci siatki:

$$k f_{yd}A_u = 1,5 f_{yd} \Sigma A_{c1} \quad [6-59]$$

gdzie ΣA_{c1} jest sumą przekroju wszystkich prętów tworzących siatkę.

b) Dla zbrojenia w postaci uzwojenia:

$$k f_{yd}A_u = 2,0 f_{yd} \frac{V_{su}}{l_u} \quad [6-60]$$

gdzie V_{su} jest objętością stali w spirali zwojonej, a l_u – wysokością tej spirali.

Norma [N1] określa podstawowy warunek sprawdzenia strefy docisku:

$$0,20 \alpha_u \leq \frac{k f_{yd}A_u}{f_{cud}A_{c0}} \leq 1,75 - \alpha_u \quad [6-61]$$

gdzie α_u zależy od rozkładu naprężeń (stosunku minimalnych do maksymalnych) na powierzchni docisku A_{c0} :

$$\alpha_u = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{\sigma_{u,min}}{\sigma_{u,max}} \right)$$

Siatkę zbrojenia pod zakotwieniami umieszcza się na głębokości rzędu 20 mm od płaszczyzny przekazania docisku. Konstruuje się

ją najwygodniej w postaci wężyków z drutu $\varnothing 6$ lub $\varnothing 8$ (por. rys. 6-17) i rozciąga na całą wysokość przekroju elementu.

W zwykłych sytuacjach nie ma potrzeby sprawdzać docisku pod zakotwieniami, ponieważ musiało to być dokładnie przetestowane przed dopuszczeniem danego systemu sprężania do powszechnego stosowania. Katalogi firmowe określają również zasady konstrukcyjnego rozmieszczenia zakotwień.

Jeżeli zakotwienia są wyposażone fabrycznie w spiralę zwojącą, to sprawdzenie nośności betonu na docisk pod zakotwieniem można pominąć, jeśli beton sprawdzanego elementu spełnia wymagania podane w opisie systemu sprężania.

6.6.2. Metoda analizy sprężystej

W metodzie tej przyjęto następujące założenia upraszczające:

- 1) zgodnie z zasadą *de Saint-Venanta* zasięg strefy zaburzeń równy jest wysokości belki h , w obliczeniach uwzględnia się prostokątny kształt czoła belki o wysokości h i szerokości b_0 , pomijając niewielkie skrzydełka przekroju teowego,
- 2) na długości strefy zaburzeń ściany boczne elementu nie są obciążone, w rzeczywistości założenie to nie jest spełnione, ponieważ w tej strefie ulokowane jest łożysko, ale pominięta reakcja podporowa redukuje niebezpieczne naprężenia rozciągające,
- 3) w pierwszym etapie siły obciążające F_{pk} rozkłada się równomiernie na całej szerokości b_0 strefy zakotwień i oblicza uśrednione naprężenia σ_y , w drugim etapie zamienia się wysokość h z szerokością b_0 i powtarza procedurę do obliczenia uśrednionych naprężeń σ_z ,
- 4) wszystkie siły obciążające F_{pk} działają prostopadle do płaszczyzny czołowej elementu, pominięte składowe styczne mają niewielki zasięg i wpływ ich jest na ogół korzystny.

Założenie (3) sprowadza zagadnienie przestrzennego rozkładu naprężeń do dwóch zagadnień płaskich. Najpierw rozpatruje się strefę zakotwień w płaszczyźnie (x, y) , przyjmując $\sigma_z = 0$ i obciążając czoło belki siłami F_{pky} (F_{pky} – suma wszystkich sił kotwionych na tym samym poziomie y). Siły F_{pky} traktuje się jako równomiernie rozłożone na pasku szerokości b_0 i wysokości a , równej bokowi kwadratowej płytki dociskowej lub bokowi zastępczego kwadratu o równej powierzchni w przypadku kołowej płytki dociskowej. Obliczone naprężenia rozciągające σ_y i ich wypadkowe S_t są podstawą wymiarowania pionowych gałęzi siatek zbrojenia poprzecznego. Następnie powtarza się podobną analizę w płaszczyźnie (x, z) i wymiaruje poziome gałęzie siatek zbrojenia; np. strefa zakotwień, jak na rysunku 6-11 byłaby obciążona w płaszczyźnie (x, y) czterema siłami $F_{pky} = 2F_{pk}$, rozłożonymi równomiernie na paskach szerokości b_0 i wysokości a , a w płaszczyźnie (x, z) dwiema siłami $F_{pkz} = 4F_{pk}$, rozłożonymi równomiernie na paskach „szerokości” h i wysokości a .

6.6.2.1. Naprężenia rozciągające wgłębne

Analizę zaczyna się od przypadku podstawowego, jakim jest obciążenie symetryczne pojedynczą siłą F_{pky} , przyłożoną w osi bloku podporowego. Największe naprężenia rozciągające σ_y występują na osi działania siły (rys. 6-13), a wartość ich zależy od stopnia koncentracji obciążenia, czyli od stosunku:

$$\alpha = \frac{a}{h}$$

Dla celów projektowania rozkład σ_y jest wystarczająco opisany przez wypadkową rozciągań:

$$S_{t1y} = c_1 F_{pky}, \quad [6-62]$$

na podstawie której oblicza się potrzebną ilość zbrojenia i przez współrzędną $c_2 h$ naj-

większych naprężeń σ_y , która wskazuje, gdzie obliczone zbrojenie należy umieścić (tabl. 6-11). Dla konkretnej wartości $\alpha = a/h$ odczytuje się c_1 i c_2 , następnie oblicza S_{tly} ze wzoru [6-62] i potrzebne pole przekroju pionowych gałęzi zbrojenia wgłębnego według wzoru:

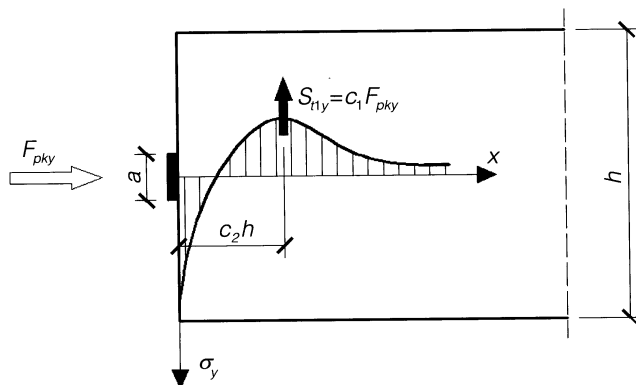
$$A_{sly} = \frac{S_{tly}}{f_{yd}} \quad [6-63]$$

Obliczone zbrojenie należy umieścić w odległości $c_2 h$ od płaszczyzny przekazania docisku.

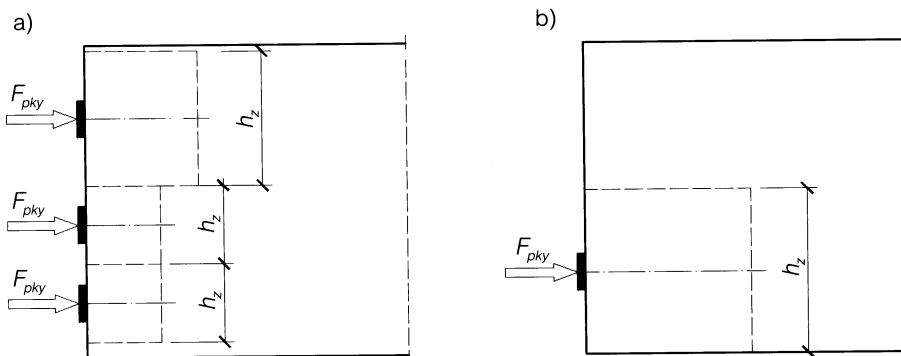
Tę samą procedurę powtarza się w celu obliczenia pola przekroju A_{s1z} poziomych gałęzi zbrojenia wgłębnego, podstawiając

szerokość b_0 zamiast wysokości h . Obliczone zbrojenie należy ułożyć w odległości $c_2 b_0$ od płaszczyzny przekazania docisku. Obliczone zbrojenie pionowe (poziome) uzupełniamy zbrojeniem poziomym (pionowym), przyjętym konstrukcyjnie. Wliczając siatkę przyczółową spełniamy w ten sposób wymagania normy, aby strefa zakotwień była zbrojona trzema siatkami prostokątnymi do osi elementu.

Jeśli czoło belki obciążone jest grupą dowolnie rozłożonych sił F_{pky1} , F_{pky2} itd., to przeprowadza się linie podziałowe jak na rysunku 6-14a, dzieląc całą wysokość bloku podporowego na warstwy, odpowiadające poszczególnym siłom. Potrzebne zbrojenie wgłębne oblicza się oddzielnie dla



Rys. 6-13. Rozkład naprężeń σ_y od jednej siły w osi belki



Rys. 6-14. Bloki zastępcze: a) dla grupy sił, b) dla jednej siły mimośrodowej

każdej siły, przyjmując wysokość h_{zi} , zastępczego bloku, równą podwójnej odległości siły od najbliższej krawędzi lub od najbliższej linii podziałowej, zależnie od tego, która odległość jest mniejsza (rys. 6-14a). Tym samym blok zastępczy jest największym blokiem symetrycznym względem osi działania siły, mieszczącym się w obrębie danej warstwy.

Dla jednej siły przyłożonej mimośrodowo podana reguła upraszcza się, nie ma linii podziałowych, a wysokość zastępcza h_z równa jest podwójnej odległości od bliższej krawędzi (rys. 6-14b). Obliczenie zbrojenia przebiega jak dla przypadku podstawowego, tylko w miejsce h należy wprowadzić wysokość zastępczą h_z .

Ten uproszczony sposób jest tym bliższy rzeczywistości, im bardziej równomierny jest rozkład sił na czole belki. Najwygodniejsze i najoszczędniejsze rozwiązanie otrzymuje się dla w pełni równomiernego rozkładu – dla n jednakowych sił F_{pky} należy podzielić wysokość bloku podporowego na n jednakowych warstw i w środku każdej usytuować zakotwienia. Wystarczy wówczas obliczyć zbrojenie dla jednej siły i zastosować je na całej wysokości bloku podporowego.

Ten sam sposób obliczania zbrojenia nadaje się dla zakotwień hakowych biernych,

pogrążonych w betonie i z reguły uzwojonych zbrojeniem spiralnym (rys. 6-15). Spirala zwojąca obejmuje rdzeń betonowy wysokości l_u i średnicy \varnothing_u , mierzonej w osiach drutu zwojącego. Według Leonhardta [11] można przyjąć, że docisk przekazywany jest w płaszczyźnie odległej o $0,4l_u$ od podstawy rdzenia na kwadratowej powierzchni o boku $a = 1,2\varnothing_u$.

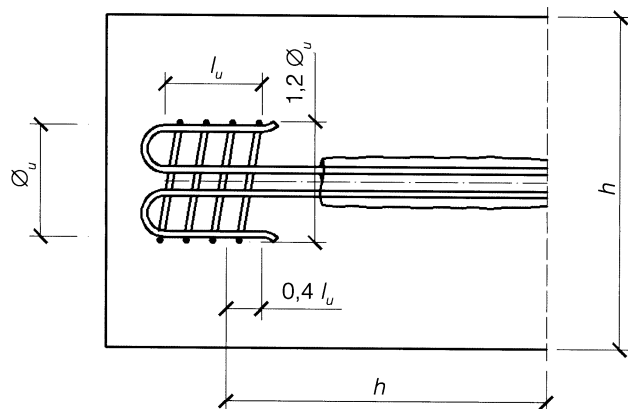
6.6.2.2. Naprężenia rozciągające przyczołowe

Przypadkiem podstawowym są dwie jednakowe siły F_{pky} przyłożone do czoła bloku podporowego w sąsiedztwie górnej i dolnej krawędzi. W odległości h od płaszczyzny przekazania docisku kończy się strefa zaburzeń i rozkład naprężeń ściskających σ_x jest równomierny. Blok podporowy pracuje w przybliżeniu jak tarcza kwadratowa o boku h , „podparta” w miejscach płytek dociskowych i obciążona na przeciwległej krawędzi obciążeniem równomiernie rozłożonym (rys. 6-16):

$$\sigma_x b_0 = \frac{2F_{pky}}{h}.$$

Ramię sił wewnętrznych w przekroju środkowym tarczy wynosi:

$$z \approx 0,6(h - a),$$



Rys. 6-15. Przekazywanie docisku w zakotwieniu hakowym z uzwojeniem

stąd wypadkowa S_{t2y} przyczółowych naprężeń rozciągających:

$$S_{t2y} = 0,83 \frac{0,5h - a}{h - a} F_{pky} . \quad [6-64]$$

W rzeczywistości występują najczęściej dwie różne siły: F_{pky1} przy dolnej krawędzi i F_{pky2} przy górnej. Sytuację tę sprowadza się do przypadku podstawowego, traktując obciążenie jako sumę składnika symetrycznego $0,5(F_{pky1} + F_{pky2})$ i antysymetrycznego $\pm 0,5(F_{pky1} - F_{pky2})$. Drugi składnik nie wywołuje naprężeń σ_y w poziomie osi symetrii, a więc wzór [6-64] przekształci się do postaci ogólnej:

$$S_{t2y} = 0,42 \frac{0,5h - a}{h - a} (F_{pky1} + F_{pky2}) , \quad [6-65]$$

pozwalającej obliczyć pole przekroju pionowych gałęzi zbrojenia przyczółowego:

$$A_{s2y} = \frac{S_{t2y}}{f_{yd}} . \quad [6-66]$$

Obliczone zbrojenie umieszcza się blisko czoła belki na całej wysokości bloku podporowego.

6.6.2.3. Naprężenia rozciągające narożne

Wypadkowa S_{t3y} naprężeń narożnych zależy również od koncentracji docisku. Dla wartości a/h najczęściej występujących w praktyce, wypadkowa ta równa jest w przybliżeniu:

$$S_{t3y} = 0,03 F_{pky,max} , \quad [6-67]$$

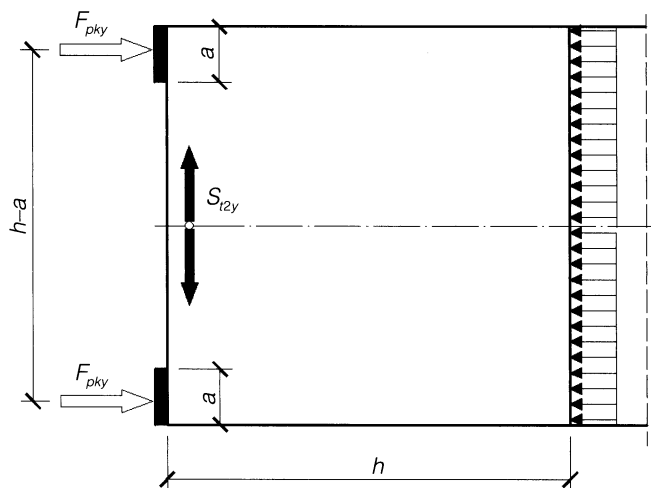
gdzie $F_{pky,max}$ jest największą z sił F_{pky} obciążających czoło belki.

Odpowiednie zbrojenie:

$$A_{s3y} = \frac{S_{t3y}}{f_{yd}} , \quad [6-68]$$

umieszcza się jak najbliżej pod zakotwieniami z zachowaniem niezbędnej otuliny (20 do 30 mm) i doprowadza do naroży.

W praktyce z dwóch pól przekrojów zbrojenia A_{s2} i A_{s3} wybiera się większe



Rys. 6-16. Rozciąganie przyczółowe w strefie zakotwień

Tablica 6-11. Współczynniki do obliczania zbrojenia strefy wgłębnej

Współczynnik	Względny wymiar zastępczego kwadratu pola płyty dociskowej zakotwienia $\alpha = a/h$								
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
c_1	0,31	0,22	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04
c_2	0,18	0,24	0,30	0,35	0,39	0,42	0,44	0,45	0,46

i dla tego zbrojenia konstruuje jedną siatkę przyczołową na całej wysokości bloku podporowego.

Po analogicznym obliczeniu sił S_{t1z} , S_{t2z} , S_{t3z} wymiaruje się poziome gałęzie zbrojenia i konstruuje strefę zakotwień.

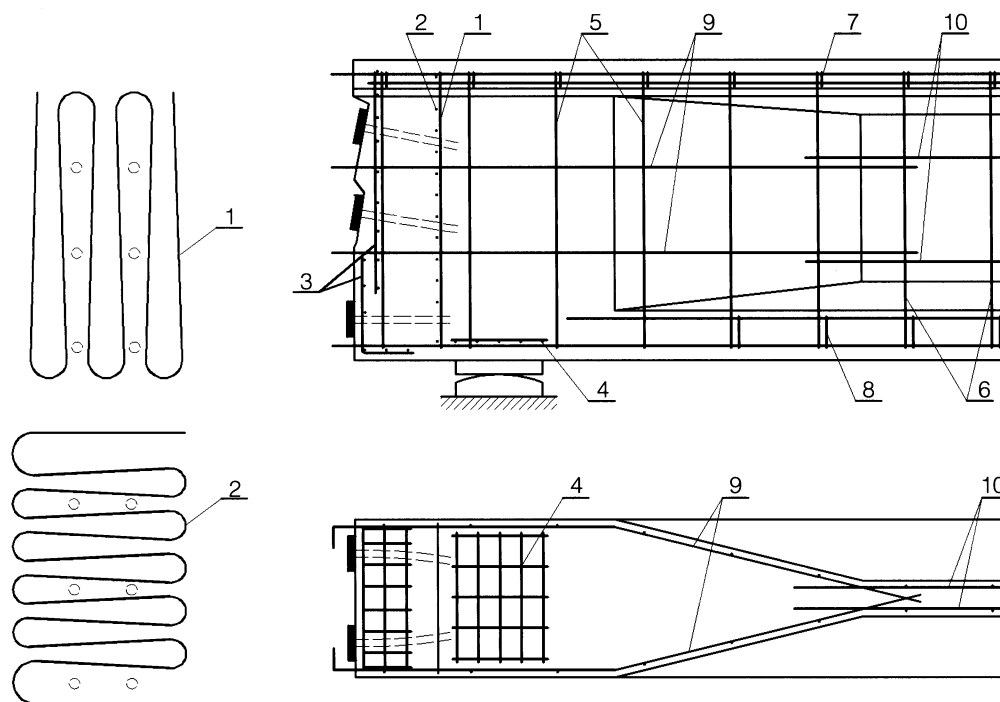
6.6.3. Konstrukcja zbrojenia

Układ zbrojenia strefy zakotwień pokazano przykładowo na rysunku 6-17. Siatki zbrojenia konstruuje się z drutów gładkich lub zębowanych średnicy do 8 mm, rozstawionych nie gęściej niż co 50 mm. W konstrukcjach o dużych wymiarach można w razie potrzeby stosować grubsze pręty (do 12 mm). Jeżeli przez oczka siatki nie mają przechodzić ciągnia sprężające, to siatka może być zgrzewana (siatka 4). W przeciwnym razie wygodniej jest budować siatkę z wężyków o gałęziach pionowych (wężyk 1)

i poziomych (wężyk 2). Pozwala to montować siatki zbrojenia poprzecznego po wytrasowaniu ciągów, a także lokować wężyki pionowe i poziome w różnych przekrojach, gdy wynika to z obliczeń.

Zbrojenie wgłębne są to najczęściej dwie siatki. Zbrojenie przyczołowe składa się z jednej lub dwóch siatek, zależnie od geometrycznego ukształtowania czoła belki. Siatki te powinny wzmacniać strefę bezpośredniego docisku, a jednocześnie przejmować rozciągania przyczołowe i narożne. Pod każdą płytką dociskową, jeśli nie stosujemy spirali zwojącej, powinny przebiegać co najmniej dwa pionowe i dwa poziome pręty siatki. Za minimalne zbrojenie konstrukcyjne można uznać jedną siatkę przyczołową i jedną wgłębną, z drutu średnicy 6 mm, co 80 mm.

Blok podporowy powinien być zbrojony przy obydwu powierzchniach bocznych prę-



Rys. 6-17. Przykład zbrojenia strefy zakotwień: 1 – wężyk pionowy zbrojenia wgłębego, 2 – wężyk poziomy zbrojenia wgłębego, 3 – siatki przyczołowe, 4 – siatka zgrzewana nad łożyskiem, 5 – strzemiona dwucięte (lub czterocięte) bloku podporowego, 6 – strzemiona dwucięte w ścianie, 7 – strzemiona półki górnej, 8 – strzemiona półki dolnej, 9 – zbrojenie podłużne bloku podporowego, 10 – zbrojenie podłużne ścianki

tami poziomymi (9), w odstępach w pionie do 400 mm, a także strzemionami dwu- lub czterociętymi, zależnie od szerokości przekroju. Część prętów zbrojenia podłużnego wypuszcza się z czoła belki i zagina w płaszczyznach poziomych, co chroni przed

odpadaniem warstwy zaprawy lub betonu pokrywającego zakotwienia.

Same zakotwienia rozmieszcza się możliwie równomiernie na czole belki, pozostawiając między krawędzią zakotwienia a najbliższą krawędzią betonu odstęp co najmniej

Tablica 6-12. Procedura wymiarowania zbrojenia strefy zakotwień

Krok	Instrukcja
1	Ukształtować blok podporowy
2	Rozmieszczyć zakotwienia cięgien na czole belki możliwie równomiernie i poprawnie pod względem konstrukcyjnym
3	Ustalić charakterystyczne siły zrywające F_{pk} dla wszystkich cięgien
4	Dobrać f_{yd} i średnicę drutu dla siatki przyczołowej
5	Obliczyć wytrzymałość betonu na docisk f_{cud} (wzór 2-42) pod zakotwieniem dla największej siły $\max F_{pk}$
6	Obliczyć siatki zbrojenia strefy docisku $\sum A_{c1} = \frac{\max F_{pk} - f_{cud} A_{co}}{1,5 f_{yd}}$ lub przyjąć systemowe zbrojenie, spiralne zalecane dla danego zakotwienia.
7	Zwymiarować siatkę przyczołową tak, aby suma przekrojów wszystkich drutów siatki była równa sumie $\sum A_{c1}$, sprawdzić wymagania konstrukcyjne W przypadku stosowania zbrojenia spiralnego (zalecanego dla zakotwień w danym systemie) sprawdzić normowy warunek docisku – wzór [6-61]
8	Wyznaczyć siły F_{pky} jako sumy sił F_{pk} przyłożonych na tej samej rzędnej y
9	Poprowadzić linie podziałowe połowiące odległości między siłami F_{pky} w płaszczyźnie (x, y)
10	Wyznaczyć dla każdej siły F_{pky} wartość $0,5h_z$ jako najmniejszą odległość siły F_{pky} od krawędzi betonu lub najbliższej linii podziałowej, (h_z jest wysokością bloku zastępczego)
11	Obliczyć $\alpha = \frac{a}{h_z}$ (a jest bokiem zastępczego kwadratu pola płyty dociskowej).
12	Dla danego α odczytać z tablicy 6-11 przynależne wartości współczynników c_1 i c_2
13	Dla każdej siły F_{pky} obliczyć $S_{t1y} = c_1 F_{pky}$
14	Obliczyć $A_{s1y} = \frac{\max S_{t1y}}{f_{yd}}$
15	Dla obliczonego A_{s1y} dobrać pionowe zbrojenie wgłębne i umieścić je w odległości $c_2 h_z$ od płaszczyzny przekazania docisku.
16	Uzupełnić siatkę wgłębną prętami poziomymi konstrukcyjnie.
17	Jeśli występują tylko dwie siły F_{pky1} i F_{pky2} działające odpowiednio przy dolnym i górnym licu belki, obliczyć $A_{s2y} = 0,42 \frac{0,5h - a}{h - a} \cdot \frac{F_{pky1} + F_{pky2}}{f_{yd}}$
18	W razie potrzeby zwiększyć przekrój pionowych prętów siatki przyczołowej do wartości A_{s2y}
8'-18'	Zamiast h podstawić b , zamiast „pionowe” podstawić „poziome”, zamiast „ y ” podstawić „ z ” i powtórzyć kroki od 8 do 18 w płaszczyźnie (x, z)
19	Skonstruować zbrojenie strefy zakotwień. Koniec.

30 mm, lepiej jest pozostawić 50 mm. Odstęp w świetle między zakotwieniami powinny umożliwiać z jednej strony dogodne przyłożenie prasy naciągowej, a z drugiej – swobodne ułożenie mieszanki betonowej. Oś zakotwienia powinna być usytuowana dokładnie na przedłużeniu osi kabla i na rysunku konstrukcyjnym należy podać odpowiednie kąty nachylenia.

Procedurę wymiarowania zbrojenia strefy zakotwień podaje tablica 6-12.

Konstrukcja zbrojenia strefy zakotwień, a zwłaszcza siatek przyczółowych, wymaga modyfikacji w razie zakotwień wyposażonych

w spirale zwojące beton w strefie docisku oraz zakotwień umieszczonych w głębokich wnękach. W nowoczesnych zakotwieniach ze stalowymi odlewami bloków kotwiących umieszczanymi w betonie elementu, sięgającymi w głąb na kilkadziesiąt centymetrów i wyposażonymi w pośrednie kołnierze dociskowe (patrz rys. 3-53), sytuacja w strefie zakotwień jest znacząco odmienna od przypadku docisku zakotwień zewnętrznych. Wtedy należy bazować w pełni na zaleceniach producenta zakotwień, a zbrojenie bloku końcowego konstruować jako uzupełnienie tam podanego.

6.7. Belka ciągła

Obszerną problematykę sprężonych ustrojów statycznie niewyznaczalnych ograniczono tu do podstawowych wiadomości z zakresu belek ciągłych, stosowanych w budownictwie mostowym i przemysłowym.

W sprężonej belce ciągłej pojawiają się nowe zagadnienia, dotychczas nie omówione. Przede wszystkim występują strefy podpór pośrednich, obciążone dużymi momentami ujemnymi. Powoduje to modyfikację metod wymiarowania i uogólnienie zasad trasowania cięgien. Siły sprężające działają na ustrój statycznie niewyznaczalny i wywołują reakcje hiperstatyczne, co nie miało miejsca w belkach izostatycznych. Wreszcie podpory pośrednie i strefy zakotwień pośrednich stwarzają nowe zagadnienia konstrukcyjne.

6.7.1. Statyczny efekt sprężenia

Momenty zginające w sprężonej belce ciągłej można obliczać, przy założeniu sprężystej pracy ustroju, dowolną metodą mechaniki budowli. Można też przyjąć, że w stanie zniszczenia nastąpi uplastycznienie stref najbardziej wytężonych i odpowied-

nie przegrupowanie (redystrybucja) momentów zginających. W skrajnym przypadku, przy założeniu pełnego uplastycznienia, można obliczać belkę ciągłą metodą przegubów plastycznych.

Rozpowszechniony jest pogląd, że tylko ta druga koncepcja nie jest sprzeczna z metodą stanów granicznych, rozpatrującą ustrój w stanie granicznym zniszczenia. Pogląd taki jest jednak niesłuszny. Metoda stanów granicznych służy do weryfikacji bezpieczeństwa konstrukcji, a nie do obliczania wielkości wewnętrznych. W warunkach bezpieczeństwa (rozdz. 5) figurują po jednej stronie nierówności momenty i siły wewnętrzne, ale metoda SG nie czyni żadnych założeń ani ograniczeń co do sposobu ich obliczania.

Metoda przegubów plastycznych zastosowana do sprężonych belek ciągłych również nie jest wolna od pewnych „sprzeczności”. Sprężenie przedłuża wyrażnie zakres sprężystej pracy konstrukcji. Ani stal wysokowęglowa, ani beton wysokiej wytrzymałości nie wykazują granicy plastyczności, a niewielkie odkształcenia plastyczne poja-

wiają się w nich dopiero w fazach bliskich zniszczenia. W jednym przekroju niebezpiecznym istnieje realne (choć bardzo małe) prawdopodobieństwo wystąpienia wytrzymałości zaniżonej do wartości obliczeniowej, ale prawdopodobieństwo to jednocześnie w dwóch lub trzech przekrojach, w których miałyby powstać przeguby plastyczne, jest znikome. Tak więc obciążenie konstrukcji ciągłej obciążeniami obliczeniowymi jest stanem dość odległym od fizycznego zniszczenia.

Rozstrzygnięcie dylematu: sprężystość czy plastyczność, ma niewielkie znaczenie praktyczne. Dla dobrze zaprojektowanej sprężonej belki ciągłej (tzn. z jednakowymi w przybliżeniu zapasami bezpieczeństwa we wszystkich przekrojach niebezpiecznych) różnica między obliczeniem „sprężystym” i „plastycznym” jest mała. Staje się ona istotna dopiero dla schematów obciążenia odbiegających od obciążeń programowych. Uzasadnione jest więc projektowanie na obciążenia programowe przy założeniu sprężystej pracy ustroju i sprawdzanie na obciążenia wyjątkowe lub ponadnormatywne metodą przegubów plastycznych. Taką zasadę przyjęto w dalszej części rozdziału.

Najniekorzystniejsze obliczeniowe momenty dodatnie M_d i ujemne M'_d od obciążeń zewnętrznych (z uwzględnieniem ciężaru własnego) można obliczać dowolną

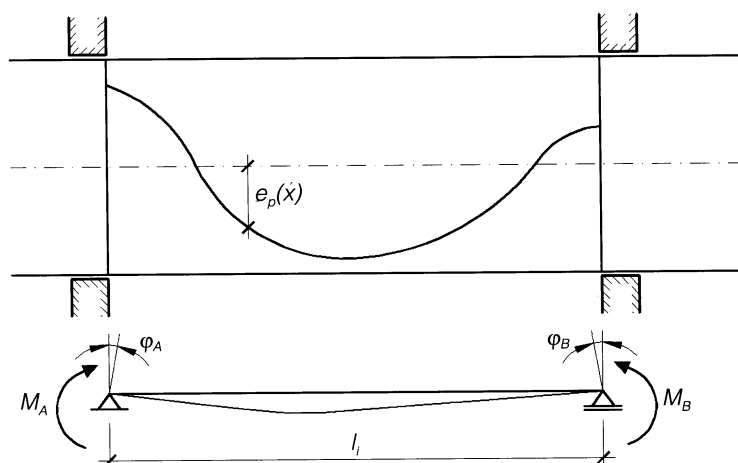
metodą mechaniki budowli. Sprężenie jest też obciążeniem ustroju, a więc w belce ciągłej wywołuje reakcje hiperstatyczne i w konsekwencji dodatkowe momenty zginające, nazywane wzbudzonymi M_w (w domyśle: wzbudzonymi przez sprężenie). Dla konkretnej belki można je również obliczyć metodami mechaniki budowli. Obciążeniem jest wtedy wykres momentów od sprężenia $-Pe_p(x)$. Nie uwzględnia się efektów statycznych siły sprężającej jako siły podłużnej, przyjmując, że sposób podparcia belki umożliwia swobodne skrócenie jej osi. W ogólnym przypadku można obliczać momenty wzbudzone M_w tzw. metodą Crossa, gdyż wówczas zadanie sprowadza się do obliczenia momentów wyjściowych, przy założeniu utwierdzenia przekrojów podporowych.

Rysunek 6-18 przedstawia wydzielone przęsło belki ciągłej z dodanymi chwilowo więzami na podporach. Przęsło l sprężone jest ciągnem o sile $P_{t,l}$, przebiegającym wzdłuż dowolnej trasy o mimośrodkach $e_p(x)$. Kąty obrotu przekrojów podporowych oblicza się ze wzorów:

$$\varphi_A = -\frac{P_{t,l}}{l_i EI} \int_0^{l_i} e_p(x)(l_i - x) dx + \frac{M_A l_i}{3EI} + \frac{M_B l_i}{6EI},$$

$$\varphi_B = -\frac{P_{t,l}}{l_i EI} \int_0^{l_i} e_p(x)x dx + \frac{M_A l_i}{6EI} + \frac{M_B l_i}{3EI}.$$

[6-69]



Rys. 6-18. Momenty wyjściowe M_A , M_B od sprężenia

Z układu równań:

$$\varphi_A = 0, \varphi_B = 0,$$

otrzymuje się wzory ogólne na szukane momenty wyjściowe:

$$M_A = \frac{2P_{t,i}}{l_i^2} \int_0^{l_i} e_p(x)(2l_i - 3x)dx, \quad [6-70]$$

$$M_B = \frac{2P_{t,i}}{l_i^2} \int_0^{l_i} e_p(x)(3x - l_i)dx. \quad [6-71]$$

Trzeba je obliczyć dla każdego przęsła belki ciągłej, a następnie rozdzielić iteracyjnie. Obliczone momenty podporowe są szukanymi momentami wzbudzonymi nad podporami pośrednimi. Łącząc odpowiednie rzędne odcinkami prostymi otrzymuje się wykres momentów wzbudzonych $M_w(x)$, który należy traktować jako stały składnik obciążenia belki ciągłej. Przy sprawdzaniu stanów granicznych operuje się wartością obliczeniową M_{wd} , określoną dla górnych lub

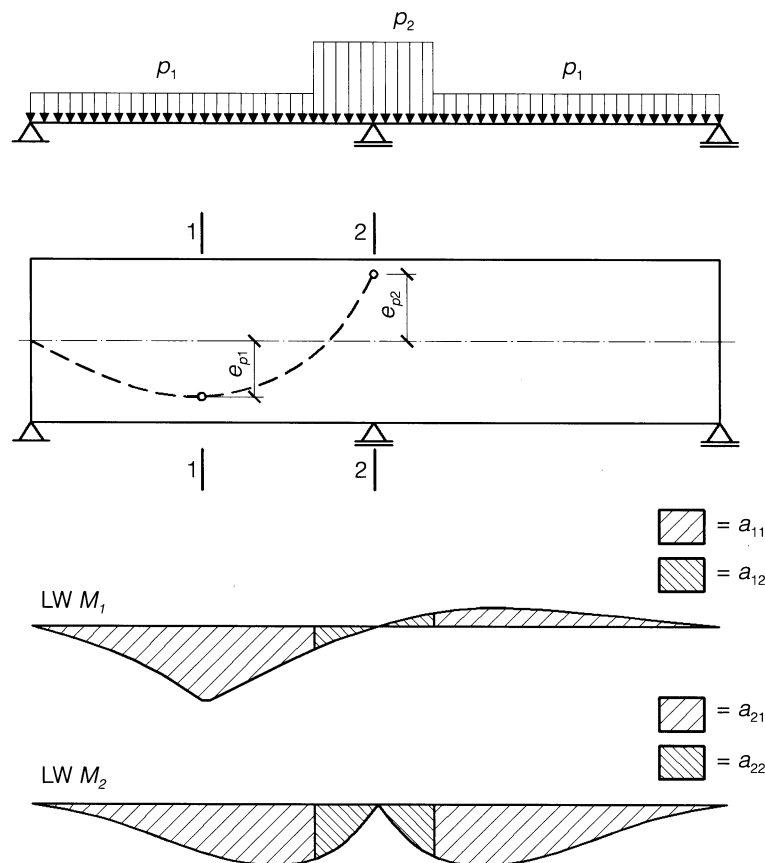
dolnych wartości możliwych („tolerowanych”) sił sprężających P_k (p.5.5.1), zależnie od tego, co jest bardziej niebezpieczne w rozpatrywanym stanie granicznym. Tak na przykład warunek bezpieczeństwa [5-71] w stanie granicznym nośności przyjmie postać:

$$f_{pd}A_p(h - a_p - x_0) \geq M_{Sd} + M_{wd}, \quad [6-72]$$

podobnie przekształcić należy pozostałe warunki.

6.7.2. Trasa współbieżna

Dla szczególnych tras ciągną wypadkowego, czyli dla szczególnych funkcji miarowości $e_p(x) = f(x)$, momenty wzbudzone równe są zero. Trasy takie nazywa się współbieżnymi. Naciąg ciągną poprowadzonego wzdłuż trasy współbieżnej nie wywołuje reakcji hiperstatycznych, a więc linia ciśnienia od sprężenia pokrywa się z osią ciągną wypadkowego (stąd „trasa współbieżna”).



Rys. 6-19. Trasa współbieżna

W belkach izostatycznych każda trasa ciągła jest „współbieżna” i dlatego nie było potrzeby podkreślania tego faktu. W belkach ciągłych współbieżne wytrasowanie ciągła wypadkowego, jakkolwiek nie obligatoryjne, może być pożyteczne, gdyż projektowania nie komplikują nieznanne jeszcze momenty wzbudzone.

Wykres momentów zginających od dowolnego obciążenia belki ciągłej wywołuje stan jej odkształcenia, zgodny z więzami ustroju, gdyż ustalono go z uwzględnieniem warunków podparcia. Niezależnie od siły sprężającej, naciąg ciągła wytrasowanego wzdłuż takiego wykresu momentów, obciąży belkę wykresem momentów proporcjonalnych. Stan odkształcenia będzie nadal zgodny z warunkami podparcia, a więc reakcje hiperstatyczne od sprężenia będą równe zeru. W ten sposób można udowodnić ogólne twierdzenie: wykres momentów zginających od dowolnego obciążenia belki ciągłej jest trasą współbieżną dla stałej siły sprężającej.

Współbieżne wytrasowanie ciągła sprowadza się do znalezienia takiego obciążenia belki, od którego wykres momentów przejdzie przez pożądane punkty, czyli maksymalne dostępne mimośrodowo w niebezpiecznych przekrojach. Dla symetrycznej belki dwuprzęsłowej (rys. 6-19) są to punkty 1 i 2, a więc przyjmuje się obciążenie opisane dwoma nieznanymi parametrami p_1 i p_2 . Znając linie wpływowe momentów w przekrojach 1-1 i 2-2 można obliczyć odpowiednie współczynniki wpływu a_{ij} . Z układu równań:

$$\begin{aligned} a_{11}p_1 + a_{12}p_2 &= P_k e_{p1}, \\ a_{21}p_1 + a_{22}p_2 &= P_k e_{p2}, \end{aligned} \quad [6-73]$$

oblicza się niewiadome parametry obciążenia p_1 i p_2 . Wykres momentów od tych obciążeń (na rys. 6-19 – linia przerywana) przechodzi przez punkty 1 i 2 i może być przyjęty za trasę współbieżną ciągła.

Postępowanie to można uogólnić na przypadek n punktów pożądanych. Trzeba

wtedy przyjąć obciążenie belki scharakteryzowane n niezależnymi parametrami. Powinny to być obciążenia rozłożone, jeśli trasa ciągła ma być gładka.

6.7.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

O wymiarach poprzecznych decyduje analiza przekroju obciążonego największym, w sensie bezwzględnym, momentem zginającym. W zwykłych belkach ciągłych jest to jeden z momentów podporowych, w którym występuje $\max |M'_d|$. Do momentu tego należałoby dodać moment wzbudzony, co wymagałoby przyjęcia z góry szczegółowej trasy ciągła. Praktycznie zakłada się, że ciągną ułożone zostanie wzdłuż trasy współbieżnej i nie wywoła momentów wzbudzonych. Dla momentu zginającego $\max |M'_d|$ można więc obliczyć szerokość b_f półki dolnej i pole przekroju A_p cięgien sprężających według znanych procedur. Dalej rozpatruje się belkę o stałym betonowym przekroju poprzecznym i stałej sile sprężającej. Wynika z tego, że obliczone dla przekroju podporowego ciągną wypadkowe pozostanie niezmienione w przekroju przęsłowym, obciążonym największym momentem dodatnim $\max M_d$. Warunek równowagi sił w tym przekroju:

$$f_{pd}A_p = f_{cd}[(b'_f - b_w)h'_f + b_w x],$$

dotychczas wykorzystywany do obliczenia A_p , posłuży teraz do obliczenia niewiadomej szerokości półki górnej:

$$b'_f = \frac{1}{h'_f} \left[\frac{f_{pd}A_p}{f_{cd}} - b_w(x - h'_f) \right]. \quad [6-74]$$

W tym przekroju, wobec narzucenia jednej niewiadomej A_p , trzeba będzie zrezygnować z wykorzystania dostępnego mimośrodowo lub zgodzić się z nadwyżką nośności w stadium eksploatacyjnym.

Ciążar własny belki ciągłej jest zazwyczaj dość duży, a więc stadium początkowe nie jest groźne i wystarczy przyjąć konstrukcyjne zbrojenie ze stali zwykłej.

Wykreślenie obwiedni granicznych (rys. 6-20) w strefach przęsłowych przebiega tak, jak w belce swobodnie podpartej (p. 6.4.2), a w strefach podporowych analogicznie, trzeba tylko obrócić myślowo przekrój o 180°.

Procedurę wymiarowania prostego przypadu kablobetonowej belki ciągłej zawiera w pewnym uproszczeniu tablica 6-13.

Projektowanie sprężonej belki ciągłej w ogólnym przypadku zmiennego przekroju poprzecznego, zmiennej siły sprężającej i złożonych obciążeń montażowych jest znacznie bardziej skomplikowane. Na ogół konieczne jest wstępne przyjęcie wymiarów, obliczenie momentów wzbudzonych, sprawdzenie stanów granicznych i ewentualna korekta rozwiązania.

6.7.4. Przeguby plastyczne

Wymiarowanie w p. 6.7.3 dotyczyło obciążeń programowych, od których obliczano momenty zginające w założeniu sprężystej pracy ustroju. Przy sprawdzaniu stanów granicznych pod obciążeniami wyjątkowymi (np. od pojazdów ponadnormatywnych) przydatna jest metoda przegubów plastycznych. Rozpatruje ona ustrój w fazie zniszczenia, a tylko ten stan graniczny jest sprawdzany pod obciążeniami wyjątkowymi. Metoda wymaga założenia, że po osiągnięciu momentów łamiących M_{Rd} , przekroje najbardziej wyężone zaczynają pracować jak przeguby

o nieograniczonej zdolności obrotu. Założenie to nie odpowiada ściśle rzeczywistości, ale pozwala w prosty sposób zanalizować każde przęsło oddzielnie, pomijając wpływ ciągłości ustroju i wpływ momentów wzbudzonych. Dodatkowe uproszczenia uzyskuje się, zakładając położenie przegubów plastycznych nad podporami pośrednimi i w połowie rozpiętości przęsła. Wystarczy wówczas sprawdzić warunek bezpieczeństwa:

$$M_{Rd} + 0,5(M_{RdA} + M_{RdB}) \geq M_{d0}, \quad [6-75]$$

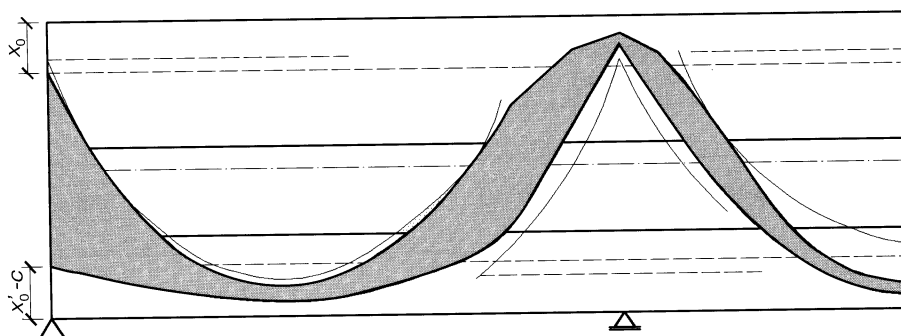
gdzie:

M_{Rd} – obliczeniowa nośność przekroju w środku rozpiętości rozpatrywanego przęsła, M_{RdA} , M_{RdB} – obliczeniowe momenty łamiące przekrojów podporowych, M_{d0} – tzw. moment izostatyczny (moment od wyjątkowej kombinacji obciążeń, obliczony w środku rozpiętości rozpatrywanego przęsła, wydzielonego w postaci belki swobodnie podpartej).

Belka ciągła jest bezpieczna, gdy warunek [6-75] jest spełniony dla każdego przęsła.

Bardziej szczegółowe informacje o sprężonych ustrojach ciągłych znaleźć można w [7].

Norma [N1] w p. 4.4.2 określa szczegółowe warunki, przy których dopuszczalna jest redystrybucja momentów bez sprawdzania zdolności obrotu przekrojów krytycznych.



Rys. 6-20. Obwiednie graniczne w belce ciągłej

Tablica 6-13. Procedura wymiarowania kablobetonowej belki ciągłej

Przekrój poprzeczny stały, siła sprężająca stała, pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_0 , przewidywana wilgotność względna środowiska, klasa ekspozycji, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały: beton: $f_{cd}, f_{cm}, f_{ctm}, \rho_c$; stal zwykła: f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk}, f_{pd} klasa relaksacji. typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} (tablica 5-3)
4	Oszacować: $h = (0,04 \div 0,06)l$ wskaznik tęgości: $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój skrzynkowy)
5	Obliczyć $g_k = \rho_c \beta h^2$, M'_d
6	Obliczyć rzędne wykresów momentów $M(K_{u1})$ i $M(K_{s2})$
7	Znaleźć największy moment podporowy $\max M'_d $
8	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,4 \div 2,8) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1a) lub $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1b), jeśli h mieści się w przedziale h_1 przejść do 9, jeśli h wykracza poza przedział h_1 przyjąć nowe h i wrócić do 5
9	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$ $a_p = a'_p = (0,10 \div 0,12)h$, $a_s \cong 0,4h_f$, $a'_s \cong 0,4h'_f$ $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, c_c i c_w według rysunku 6-3.
10	Obliczyć $x' = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a'_p)$
11	Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{\max M'_d }{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_p - 0,5h_f)}$
12	Obliczyć $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w)h_f + b_w x']$
13	Dobrać liczbę cięgien $n = A_p / A_{p1}$ liczbę n zaokrąglić do całych jednostek, wskazane zaokrąglenie w górę, $A_p = nA_{p1}$
14	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową - $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną - $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą - $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne ($\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$) oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4. Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
15	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,1)(h - a_p)$
16	Obliczyć $b'_f = \frac{1}{h'_f} \left[\frac{f_{pd}A_p}{f_{cd}} - b_w(x - h'_f) \right]$
17	Przyjąć konstrukcyjne zbrojenie ze stali zwykłej (stałe na długości) $A_s \geq 0,002b_f h_f$, $A'_s \geq 0,002b'_f h'_f$
18	Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: A_c , W'_c , e'_p , g_k , M_{gk} , $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ dla przekroju wymiarowanego

19	<p>Dla kategorii (1a) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W'_c + A_c e'_p} \times \frac{M(K_{u1})}{0,9}$</p> <p>dla kategorii (1b) obliczyć $P_{cr} = \frac{A_c}{W'_c + A_c e'_p} \times \frac{M(K_{s2}) - f_{ctm} W'_c}{0,9}$</p>
20	<p>Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 21,</p> <p>jeśli $P_{cr} > P_t$, to wrócić do 13 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$</p>
21	<p>Sprawdzić warunek dopuszczalnych naprężeń ściskających w betonie (p. 5.5.2):</p> $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_i}{A_c} + \frac{1,1P_i e_p - M_{gk}}{W_c} \leq 0,6f_{cm},$ <p>jeśli $\sigma_{cc} > 0,6f_{cm}$ (przypadek rzadki), to przewidzieć dwuetapowy naciąg ciągły</p>
22	Skonstruować obwiednie graniczne w strefach przęsłowych zgodnie z procedurą z tablicy 6-9, po „obróceniu” przekroju o 180° zrobić to samo w strefach podporowych
23	Zgodnie z punktem 6.7.2 znaleźć trasę współbieżną, przebiegającą w obszarze między obwiedniami granicznymi i przyjąć ją za trasę ciągła wypadkowego
24	Zaprojektować strzemiona według p. 6.5.2 i tablicy 6-10
25	Ukształtować bloki podporowe według p. 6.5.1
26	Zwymiarować zbrojenie stref zakotwień według p. 6.6.2 i 6.6.3, tablica 6-12
27	Sprawdzić ugięcia
28	Skonstruować belkę. Koniec.

6.8. Uprozczone projektowanie belek kablobetonowych

W porównaniu z belką żelbetową pełne zaprojektowanie belki kablobetonowej jest pracochłonne. Na podstawie zgromadzonych doświadczeń można w typowych przypadkach uprościć tok wymiarowania, co pociąga za sobą także uproszczenie rysunku konstrukcyjnego.

Takie uproszczenia są dopuszczalne przy jednoczesnym spełnieniu następujących warunków:

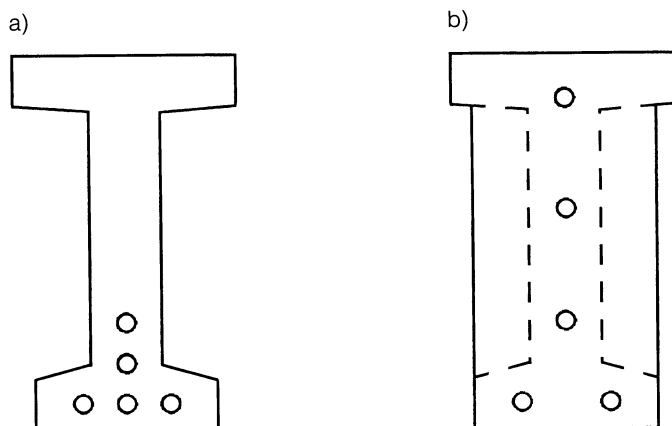
- Rozpiętość belki nie przekracza 30 m.
- Belka jest obciążona w przeważającej części obciążeniami stałymi (dach, strop).
- Obwiednia momentów zginających nie odbiega zasadniczo od paraboli drugiego stopnia.

- Liczba cięgien sprężających jest niewielka, np. mieści się w przedziale 4 do 6.

Uproszczony tok wymiarowania składa się z następujących kroków:

- Szacujemy globalne straty sprężenia (p. 4.5.4).
- Wymiarujemy przekrój niebezpieczny stosownie do założonego przypadku, według tablic 6-2 do 6-7, dobieramy dogodną liczbę cięgien (np. pięć).
- Rozmieszczamy cięgna w przekroju środkowym w dogodnym układzie (rys. 6-21a).
- Rozmieszczamy cięgna na czole belki w najprostszym układzie (rys. 6-21b), unikając trasowania poziomego.
- Mimośród cięgna wypadkowego na czole belki powinien być niewielki, np. w przedziale $-1/8 h < e_{p0} < +1/8 h$.
- Obliczamy kąt nachylenia i -tego cięgna na podporze $\tan \alpha_i = 4 (e_{pi} - e_{p0}) / l$.
- Nie konstruujemy obwiedni granicznych, nie obliczamy rzędnych kabli, poszczególne cięgna zakładamy wzdłuż krzywej naturalnego zwisu, podając dla każdego kabla jedynie e_{pi} , e_{p0i} i α_i .
- Nie sprawdzamy głównych naprężeń rozciągających, nie sprawdzamy stanu granicznego ścinania, strzemiona przyjmujemy zgodnie z zaleceniami konstrukcyjnymi, z zagęszczeniem przy podporach.
- Strefę zakotwień zbroimy według zasad podanych dla wybranego typu cięgien (zalecenia dostawcy), a gdy takich brak zakładamy dwie siatki $\varnothing 8$ mm lub trzy siatki $\varnothing 6$ mm o rozstawie prętów 60 mm do 80 mm.
- Nie sprawdzamy ugięć.

Taki uproszczony tok jest przede wszystkim przydatny przy wstępnym projektowaniu elementu, gdy nie są znane warunki wykonawstwa i eksploatacji elementów, a pozwala na obliczenie całego układu konstrukcyjnego obiektu. Przy pewnym doświadczeniu projektanta różnice w stosunku do projektowania dokładnego są niewielkie.



Rys. 6-21. Uprozczone rozmieszczenie kabli: a) w przekroju środkowym, b) na czole belki

7. Projektowanie belek strunobetonowych

Najpowszechniej produkowane elementy sprężone na świecie – zginane elementy strunobetonowe – wymagają odrębnego omówienia, mimo że pozostają dla nich w mocy podstawy teoretyczne i metodologiczne podane w poprzednich rozdziałach. Powodem tym jest odmiennność metod produkcyjnych (rozdz. 3).

- Element strunobetonowy jest prefabrykatem produkowanym niemal wyłącznie w wyspecjalizowanej wytwórni i przewożonym stamtąd na plac budowy, co powoduje określone ograniczenia. Obciążenia w czasie produkcji, transportu i montażu odgrywają tu większą rolę niż w elementach kablobetonowych.
- Metody produkcji narzucają ograniczenia i sprawiają, że ostateczny kształt elementu podyktowany jest względami technologicznymi, np. przy betonowaniu w formach ślizgowych wymuszony jest stały przekrój poprzeczny na długości elementu, co wyklucza żebra usztywniające i bloki podporowe. W niektórych technologiach rezygnuje się z konstrukcyjnego zbrojenia zwykłego w celu uproszczenia wykonawstwa i zwiększenia wydajności.
- Technika sprężenia elementu strunobetonowego umożliwia tylko dwa warianty trasowania cięgien: prostoliniowy przebieg wszystkich cięgien lub trasa złożona z odcinków prostych między punktami załomu. Dążenie do uproszczeń produkcyjnych sprawia, że w większości elementów cięgna przebiegają prostoliniowo. W tych warunkach stan minimalnego obciążenia powinien być wnikliwie przeanalizowany, gdyż uszkodzenia elementu strunobetonowego w stadium sprężania są zupełnie realne.
- Groźba uszkodzenia elementu w stanie minimalnego obciążenia, niemożliwość

(przynajmniej w niektórych technologiach) wzmocnienia końcówki belki blokiem podporowym, duża liczba cięgien w postaci splotów o stosunkowo małej nośności – wszystko to prowadzi do rozwiązań ze zbrojeniem sprężającym bardziej równomiernie rozproszonym w całym przekroju poprzecznym. W szczególności część cięgien może znaleźć się w strefie ściskanej, co w elementach kablobetonowych zdarza się rzadko.

- Mechanizm wprowadzenia sił sprężających opiera się na bezpośredniej przyczepności betonu i stali. Siła sprężająca przekazywana jest z cięgien na beton stopniowo i element strunobetonowy jest w pełni sprężony dopiero w odległości l_{bp} , równej długości zakotwienia, mierząc od czoła belki. Jeszcze dłuższy odcinek l_p (tzw. długość strefy zaburzeń) jest potrzebny, aby naprężenia od sprężenia rozłożyły się liniowo w przekroju poprzecznym.
- Dzięki bezpośredniemu kontaktowi i dobrej przyczepności obydwu materiałów konstrukcyjnych można przyjąć, że obciążenia przejmowane są przez przekrój współpracujący betonu i stali. Nie dotyczy to sił sprężających, które przejmowane są wyłącznie przez przekrój betonowy, jeśli od sił sprężających odjęto już straty od odkształceń sprężystych betonu.
- W strunobetonie występują inne przyczyny strat siły sprężającej (p. 4.3) i sumaryczne straty są na ogół większe niż w kablobetonie.
- W strunobetonie obowiązują inne zasady konstrukcyjne. Dotyczy to głównie grubości otuliny ochronnej i odstępów między cięgnami.

Specyfika strunobetonu, wywodząca się z technologii produkcji, polega także na odrębnej dziedzinie zastosowań elementów

(rozdz. 15). Do dziedziny tej należą elementy masowego zapotrzebowania produkowane w bardzo długich seriach. Wynika stąd dodatkowa cecha charakterystyczna:

- Ostateczna weryfikacja stanów granicznych i ewentualna korekta rozwiązania przeprowadzana jest na podstawie próbnych obciążeń i badań elementów prototypowych.

7.1. Ukształtowanie przekroju poprzecznego

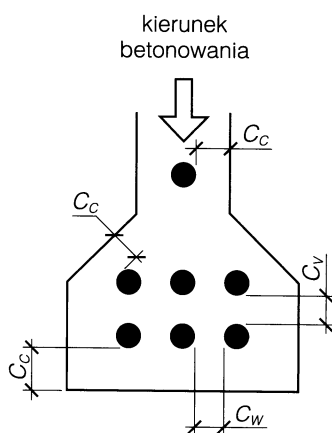
Z wyjątkiem jedno- lub wielokomorowych przekrojów skrzynkowych typu mostowego, wszystkie typowe kształty przekrojów poprzecznych (patrz rys. 6-1) nadają się także dla strunobetonu. Szczególnie charakterystyczny jest przekrój płytowy kanałowy, stosowany w płytach stropowych, dachowych i ściennych. W strunobetonie częściej występują elementy cienkościenne, przy czym najmniejszy wymiar betonu w przekroju poprzecznym nie powinien być mniejszy niż 30 mm, a lokalnie 25 mm.

Otuliny ochronne i odstępy między cięgnami mają tu dodatkowe zadanie zapewnienia dobrych warunków zakotwienia przy-

czepnościowego. Warunki rozmieszczenia cięgien w przekroju strunobetonowym podane są na rysunku 7-1. W przypadku użycia betonu lekkiego wskazane jest zwiększyć grubość otuliny o 10 mm, a prześwity poziome między cięgnami o 5 mm.

Warunki normy polskiej w odniesieniu do otuliny cięgien w strunobetonie są bardzo ogólne i warto w konkretnych przypadkach sięgnąć do znacznie obszerniejszych przepisów europejskich EC2 [N12] – patrz p. 12.4.

Orientacyjne proporcje wymiarowe określone relacjami [6-1] zachowują swą ważność dla przekrojów belek strunobetonowych, z dwiema niewielkimi korektami: 1) wyso-



dla drutów

$$C_c \geq \begin{cases} 2\varnothing (3\varnothing \text{ dla prętów żebrowanych}) \\ d_g + 5 \text{ mm} \\ C_{min} \end{cases}$$

$$C_v \geq \begin{cases} d_g \\ \varnothing \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad C_w \geq \begin{cases} d_g + 5 \text{ mm} \\ 2\varnothing \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

dla splotów

$$C_c \geq \begin{cases} 2\varnothing \\ d_g + 5 \text{ mm} \\ C_{min} \end{cases}$$

$$C_v \geq \begin{cases} d_g \\ \varnothing \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad C_w \geq \begin{cases} d_g + 5 \text{ mm} \\ 2\varnothing \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Rys. 7-1. Rozmieszczenie cięgien w przekroju strunobetonowym: \varnothing – średnica cięgna, d_g – największy wymiar kruszywa, C_{min} – minimalna grubość otuliny według tablicy 6.1

kość przekroju h należy przyjmować raczej bliżej górnej granicy przedziału, 2) ścianka może być cieńsza, zwłaszcza gdy sploty nie są odginane. Wówczas minimalna grubość ścianki wynika z warunku nośności w strefach podporowych (wzór [5-83]) i z warunków technologicznych.

Dla elementów płytowych proporcje wymiarowe ustala się na podstawie przesłanek konstrukcyjnych i technologicznych.

Wobec dobrej współpracy splotów sprężających z betonem nie jest konieczne uzupełniające zbrojenie podłużne ze stali zwykłej. Jeśli jednak projektuje się takie zbrojenie, to jego ilość powinna orientacyjnie odpowiadać wymaganiom i zasadom konstrukcyjnym jak w belkach żelbetowych

(zwłaszcza w elementach poddanych poważającym obciążeniom dynamicznym).

Przypadkowe zerwanie pojedynczego drutu nie powinno powodować drastycznego ubytku nośności. Aby temu zapobiec, normy [N1], [N12] wymagają rozmieszczenia przynajmniej trzech cięgien sprężających w strefie rozciąganej, jeżeli cięgnami są pojedyncze druty lub pręty, a także sploty o liczbie drutów mniejszej niż 7.

W płytach i beleczkach małej wysokości zbrojenie strzemionami nie jest konieczne. W pozostałych przypadkach konstruuje się strzemiona według rysunku 6-2. Nie ulegają również zmianie przepisy co do maksymalnych rozstawów i minimalnych stopni zbrojenia strzemionami (wzory [6-57a] i [6-57b]).

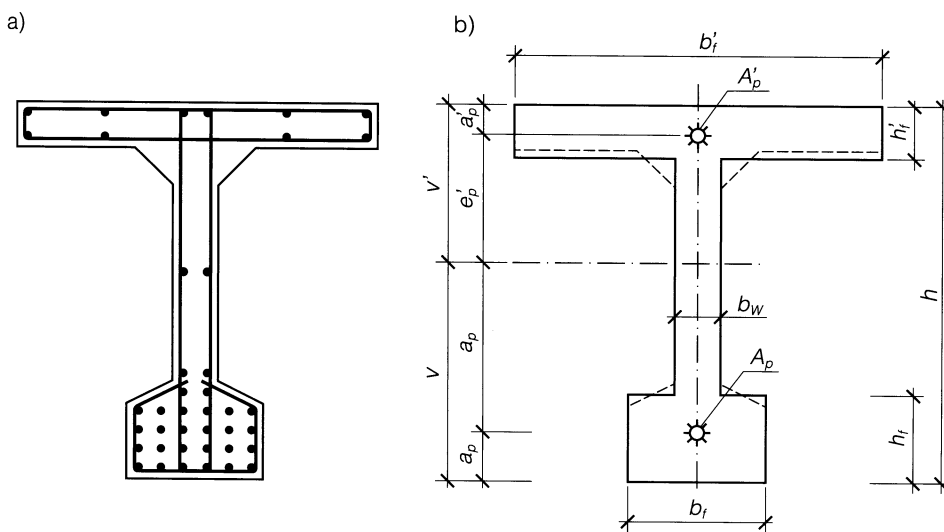
7.2. Przekrój obliczeniowy

Przy przejściu od przekroju rzeczywistego (rys. 7-2a) do obliczeniowego (rys. 7-2b) przyjmuje się następujące założenia (por. p. 6.2.):

- Przekroje rzeczywiste zastępuje się równoważnym przekrojem dwuteowym, tak

aby szerokości i pola powierzchni pól pozostały niezmienione.

- Cechy geometryczne przekroju współpracującego oblicza się dla przekroju betonowego oraz n -krotnego przekroju stali sprężającej, gdzie $n = E_p / E_c$ jest



Rys. 7-2. Przekrój rzeczywisty i obliczeniowy

stosunkiem modułów sprężystości stali i betonu.

- W stanach granicznych złamania ciągną strefy rozciąganej zastępuje się ciągnem wypadkowym dolnym o polu A_p i mimośrodzie e_p , a grupę ciągnię w strefie ściskanej ciągnem wypadkowym górnym o polu A'_p i mimośrodku e'_p . Do ciągnię dolnych zalicza się wszystkie ciągną w półce dolnej oraz najniżej ułożone ciągną w ściance. Przy wymiarowaniu pomija się ciągną w ściance w sąsiedztwie środka ciężkości przekroju. Błąd popełniony wskutek tego jest niewielki, gdyż są one nieliczne, na-

prężenia w nich nie osiągają wytrzymałości obliczeniowej stali sprężającej, a siły działają na niewielkim ramieniu.

- Pomija się zbrojenie ze stali zwykłej. Zbrojenie to, o ile w ogóle występuje w przekroju strunobetonowym, ma nieznaczny udział w przenoszeniu obciążeń.

Zakres zmienności wskaźnika tęgości β (wzór [6-5]) jest ważny także dla belek strunobetonowych, przy czym w strunobetonie łatwiej jest konstruować smukłe elementy cienkościenne, dzięki mniejszym średnicom splotów sprężających i mniejszej grubości otuliny.

7.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

7.3.1. Przypadek ogólny

Podstawy metody analitycznej (p. 6.3.) nie ulegają zmianie. Ze względu na sploty sprężające w górnej części przekroju wymiarowanie będzie najbardziej zbliżone do procedury z tablic 6-6 i 6-7.

W elemencie strunobetonowym ciągną sprężające przebiegają prostoliniowo na całej długości elementu lub przynajmniej w jego części środkowej. Istnieje zawsze odcinek (x_1 , $l-x_1$) o stałym przekroju poprzecznym i stałych parametrach sprężenia. Zależnie od koncepcji konstrukcyjnej ten środkowy odcinek sięga:

- do miejsc odgięcia splotów, gdy sploty były trasowane w torach naciągowych;
- do przekrojów, w których następuje połączenie części splotów przez zniesienie przyczepności;
- do przekrojów przy czołach elementu, a ściślej do granic stref zaburzeń ($x_1 = l_p$), gdy wszystkie sploty przebiegają prostoliniowo i kotwione są w strefach końcowych belki.

Na odcinku środkowym o stałym przekroju należy znaleźć ekstremalne wartości obliczeniowych momentów zginających, decydujące o wymiarach przekroju poprzecznego. W przeciwieństwie do elementu kablobetonowego mogą one występować w różnych przekrojach: moment maksymalny $M(K_{ul})$ najczęściej w przekroju środkowym, a minimalny M'_{sd} najczęściej w przekroju $x = x_1$.

Samo wymiarowanie przebiega prawie tak samo jak w przypadku elementu kablobetonowego z ciągnami w strefie ściskanej – tablica 6-6. Tak jak poprzednio, podstawą wymiarowania przekroju są stany graniczne złamania w sytuacjach obliczeniowych przejściowych i trwałych. Zaznacza się jednak pewna różnica w porównaniu z kablobetonem. W stadium sprężenia belki kablobetonowej początkowa siła sprężająca P_i w dolnych ciągnach była zewnętrznym obciążeniem, przyłożonym mechanicznie i działającym niezależnie od odkształceń betonu. W elemencie struno-

betonowym sytuacja taka jest niemożliwa, gdyż, wskutek natychmiastowej przyczepności i współpracy betonu i stali, sploty dolne w stanie granicznym odwrotnego złamania doznają skróceń równych granicznym skróceniom przylegających włókien betonu (por. wzór [5-66a]). Dla uproszczenia przyjęto dalej, że naprężenia w splotach dolnych osiągają w stanie granicznym odwrotnego złamania wartość:

$$\sigma_{pc} = 0,80f_{pk} - 0,002E_p \approx 0,80f_{pk} - 400 \text{ [MPa]}, \quad [7-1]$$

bez względu na to, czy stan ten pojawia się w stadium sprężenia, czy w późniejszych stadiach transportu i montażu. W tej sytuacji w strunobetonie miarodajny będzie tylko jeden stan graniczny złamania w stadium minimalnego obciążenia, w odróżnieniu od kablobetonu, gdzie występowały różne stany SG1 i SG1'.

Po zwymiarowaniu przekroju trzeba sprawdzić siły sprężające w dolnej i górnej wiązce splotów z warunków bezpieczeństwa w stanach granicznych użyteczności, a konkretnie w stanach granicznych zarysowania. Dla wszystkich obciążeń, z wyjątkiem sił sprężających, czynnym przekrojem jest przekrój współpracujący. Wskaźniki zginania W_{cs} i W'_{cs} przekroju współpracującego są większe niż dla przekroju betonowego. Na podstawie wielu zaprojektowanych przekrojów można orientacyjnie przyjmować:

– dla betonu zwykłego:

$$W'_{cs} \approx 1,03W'_c, \quad W_{cs} \approx 1,08W_c, \quad [7-2a]$$

– dla betonu lekkiego:

$$W'_{cs} \approx 1,05W'_c, \quad W_{cs} \approx 1,12W_c. \quad [7-2b]$$

Przy cięgnach skupionych w strefie rozciąganej można przyjąć $W'_{cs} \approx W'_c$.

Stan graniczny zarysowania w sytuacji obliczeniowej trwałej posłuży do wyznaczenia potrzebnej siły sprężającej P_{cr} w splotach

dolnych, przy znanej sile P'_t w splotach górnych. Z warunku bezpieczeństwa:

$$M_{cr} = W_{cs}(\sigma_{cp} + f_{ctm}), \quad [7-3]$$

gdzie

$$\sigma_{cp} = \frac{0,9P_{cr} + 1,1P'_t}{A_c} + \frac{0,9P_{cr}e_p + 1,1P'_te'_p}{W_c},$$

otrzymuje się:

$$0,9P_{cr} = (M_{cr} - f_{ctm}W_{cs}) \frac{A_c}{W_c + A_ce_p} \frac{W_c}{W_{cs}} - 1,1P'_t \frac{W_c + A_ce'_p}{W_c + A_ce_p}. \quad [7-4]$$

We wzorze tym mimośród e'_p jest ujemny. Dla kategorii rysoodporności **(1a)** należy podstawić $M_{cr} = M(K_{u1})$ i $f_{ctm} = 0$, dla kategorii **(1b)** jest $M_{cr} = M(K_{s2})$.

Odpowiednio z warunku rysoodporności w sytuacji obliczeniowej przejściowej:

$$-M'_{cr} = W'_{cs}(\sigma'_{cp} + f_{ctm}), \quad [7-5]$$

gdzie:

$$\sigma'_{cp} = \frac{1,1P'_t + 0,9P'_{cr}}{A_c} - \frac{1,1P'_te_p + 0,9P'_{cr}e'_p}{W'_c},$$

wyprowadza się wzór na potrzebną siłę sprężającą w splotach górnych:

$$0,9P'_{cr} = (-M'_{cr} - f_{ctm}W'_{cs}) \frac{A_c}{W'_c - A_ce'_p} \frac{W'_c}{W'_{cs}} - 1,1P'_t \frac{W'_c - A_ce_p}{W'_c - A_ce'_p}, \quad [7-6]$$

(e'_p ujemne).

Wzór [7-6] ma charakter ogólny i można go rozmaicie wykorzystać, zależnie od tego, jaki stan graniczny zarysowania jest miarodajny w danej sytuacji.

- 1) Warunek rysoodporności w stadium sprężenia na całej górnej krawędzi – niebezpieczny jest przekrój na końcu strefy zaburzeń, a więc w przekroju $x_1 = l_p$, należy podstawić:

$$M'_{cr} = 0,5gl_p(l - l_p) .$$

- 2) Warunek zamykania się rys w stadium sprężenia, gdyby powstały one wcześniej z innych przyczyn, np. wskutek skurczu lub niewłaściwej kolejności zwalniania splotów z zakotwień technologicznych, należy podstawić:

$$M'_{cr} = 0,5gx_1(l - x_1) \text{ i } f_{ctm} = 0 .$$

- 3) Warunek rysoodporności w stadium transportu i montażu. Przekrojem niebezpiecznym jest $x = x_1$, w którym występuje największy moment zginający ujemny M' . Jeżeli element strunobetonowy leżał dostatecznie długo na składowisku, to można założyć, że straty opóźnione siły sprężającej już zaszły, należy wówczas podstawić $M'_{cr} = M'$ i zamiast P_l należy przyjąć P_t .

- 4) Warunek dekompresji w górnych włókach w stadium eksploatacji, gdy w przekroju niebezpiecznym $x = x_1$ powstały rysy w stadiach realizacyjnych. Jest to warunek zamknięcia się rys pod długotrwałą kombinacją obciążeń, należy podstawić:

$$M'_{cr} = M_{x_1}(K_{s1}), \quad P_l = P_t, \quad f_{ctm} = 0 .$$

O tym, który lub które z wymienionych warunków są miarodajne, decydują warunki pracy elementu: organizacja transportu wewnętrznego w wytwórni, okres i warunki składowania w zakładzie, sposób załadunku i wyładunku w czasie transportu, okres i warunki składowania na budowie, sposób podchwycenia elementu w czasie montażu, stopień agresywności środowiska itp. Zaprojektowana liczba splotów dolnych i górnych musi pokryć zapotrzebowanie na największe wymagane siły sprężające.

Konieczne jest także sprawdzenie, czy nie zostały przekroczone dopuszczalne naprężenia krawędziowe dla betonu w sytuacji obliczeniowej przejściowej (p. 5.5.2):

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1P_l + 0,9P'_l}{A_c} + \frac{1,1P_l e_p + 0,9P'_l e'_p}{W_c} - \frac{M_g(x_1)}{W_{cs}} \leq 0,7f_{ctm} ,$$

(e'_p ujemne).

W przypadku przekroczenia naprężeń dopuszczalnych należy zwiększyć przekrój.

Procedurę wymiarowania w przypadku ogólnym podaje tablica 7-1.

Przypadek częściowego sprężenia omówiono w punkcie 6.3.1. Zbrojenie sprężające A'_p w górnej półce i czynny przekrój współpracujący wpłyną na sposób obliczenia momentu dekompresji:

$$M_{de} = 0,9P_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p \right) \frac{W_{cs}}{W_c} + 1,1P'_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \frac{W_{cs}}{W_c} , \quad (e'_p \text{ ujemne}).$$

[7-7]

Dla splotów należy przyjmować $k_1 = 0,8$ we wzorze [5-59] oraz $\beta_1 = 1,0$ we wzorze [5-61]. Dalsze postępowanie jest takie jak w tablicy 6-5.

Procedurę wymiarowania dla częściowego sprężenia podaje tablica 7-2.

7.3.2. Dobór cięgien do zadanego przekroju

Sytuacja z góry narzuconego betonowego przekroju poprzecznego jest w technice strunobetonowej częstsza niż w kablobetonie, ze względu na bardziej bezwzględne wymuszenia technologiczne i konstrukcyjne. Obecność splotów górnych wymaga wnikliwszej analizy niż w p. 6.3.4. Zadaniem projektowania jest wyznaczenie pola

Tablica 7-1. Procedura wymiarowania przekroju strunobetonowego

Przypadek ogólny – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały – beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła: f_{yd} ; stal sprężająca f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica \varnothing
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3)
4	Oszacować wstępnie: wysokość $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$ (dla belek), wskaźnik tęgości $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój kanałowy)
5	Obliczyć $g = \rho_c \beta h^2$, $M_g = 0,125 g l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ i niebezpieczny moment ujemny M'_{Sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,4 \div 2,8) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1a) lub $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$ dla kategorii (1b), jeśli h mieści się w przedziale h_1 , przejść do 8, jeśli nie, to przyjąć nowe h z przedziału h_1 i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p \approx 0,5h_f$, $a'_p \approx 0,5h'_f$, $b_w \geq 0,08h$ przy cięgnach prostych, $b_w \geq [2c_c + n\varnothing + (n-1)c_w]$ przy cięgnach odginanych po n w warstwie poziomej, c_c i c_w według rysunku 7-1
9	Obliczyć: $m = \left \frac{M'_{Sd}}{M(K_{u1})} \right $, jeśli $M'_{Sd} < 0$, $m = 0$, jeśli $M'_{Sd} \geq 0$
10	Obliczyć: $\sigma_{pc} = \sigma'_{pc} = 0,80f_{pk} - 400$ w [MPa]
11	Obliczyć $x = (\xi_{lim} - 0,25)(h - a_p)$ dla kategorii rysoodporności (1a), lub $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$ dla kategorii rysoodporności (1b)
12	Obliczyć: $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}{h'_f(h - a_p - 0,5h'_f)f_{pd}} + \frac{m\sigma'_{pc}}{f_{pd}} \times \frac{b_w x}{h'_f}$
13	Obliczyć: $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
14	Dobrać liczbę cięgien: $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić w górę do całych jednostek i obliczyć nowe $A_p = nA_{p1}$
15	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
16	Obliczyć: $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_p)$.
17	Obliczyć moment ujemny: $M'_s = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_p) - M'_{Sd}$, (M'_{Sd} ujemne)
18	Obliczyć: $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f(h - a'_p - 0,5h_f)}$
19	Obliczyć: $A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w)h_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p$ Uwaga: jeśli wartość A'_p zbyt mała – rozważyć jedynie zbrojenie zwykłe górą

20	Dobrać liczbę cięgien górnych $n' = \frac{A'_p}{A_{p1}}$, liczbę n' zaokrąglić w górę do całych jednostek i obliczyć nowe $A'_p = n'A_{p1}$
21	Obliczyć dla dobrego przekroju betonowego: $A_c, W_c, W'_c, W_{cs}, W'_{cs}, e_p, e'_p, g, M_g, M(K_{u1}), M(K_{s2})$
22	Obliczyć maksymalne siły sprężające w górnej grupie cięgien: początkową $\max P'_0 = 0,80f_{pk}A'_p$, wstępną $\max P'_i = 0,75f_{pk}A'_p$, trwałą $\max P'_t = 0,65f_{pk}A'_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P'_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P'_i = \max P'_0 - (\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i) \leq \max P'_i$, $P'_t = P'_i - \sum \Delta P'_t \leq \max P'_t$
23	Sprawdzić warunek naprężeń dopuszczalnych (por. p.5.5.2): $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_i + 0,9P'_i}{A_c} + \frac{1,1P_i e_p + 0,9P'_i e'_p}{W_c} - \frac{M_g(x_1)}{W_{cs}} \leq 0,7f_{cm}$, (e'_p ujemne), jeśli warunek niespełniony, to zwiększyć przekrój i wrócić do 21
24	Dla kategorii rysoodporności (1a) obliczyć: $P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \times \left[M(K_{u1}) \times \frac{W_c}{W_{cs}} - 1,1P'_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \right]$, (e'_p ujemne), dla kategorii rysoodporności (1b) obliczyć: $P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \times \left[(M(K_{s2}) - f_{ctm}W_{cs}) \frac{W_c}{W_{cs}} - 1,1P'_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \right]$, (e'_p ujemne)
25	Jeśli $P_{cr} \leq P'_t$, przejść do 26, jeśli $P_{cr} > P'_t$, wrócić do 15 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P'_t}$
26	Jeśli moment M'_{sd} występuje w stadium sprężenia, obliczyć: $P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \left[(-M'_{sd} - f_{ctm}W'_{cs}) \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1P'_i \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right]$, (M'_{sd}, e'_p ujemne), i przejść do 27, jeżeli M'_{sd} występuje w pozostałych stadiach, przejść do 28
27	Jeśli $P'_{cr} \leq P'_i$, przejść do 29, jeśli $P'_{cr} > P'_i$, dobrać liczbę cięgien górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_i}$ i przejść do 29
28	Obliczyć: $P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \left[(-M'_{sd} - f_{ctm}W'_{cs}) \times \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1P'_t \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right]$ (M'_{sd}, e'_p ujemne), jeśli $P'_{cr} \leq P'_t$, przejść do 29, jeśli $P'_{cr} > P'_t$, dobrać liczbę cięgien górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_t}$ i przejść do 29
29	Ukształtować przekrój poprawny pod względem technologicznym i konstrukcyjnym. Koniec.

Tablica 7-2. Procedura wymiarowania przekroju strunobetonowego

Przypadek ogólny – częściowe sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, rozpiętość l_{eff} , przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (2a) lub (2b)
2	Dobrać materiały – beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła: f_{yd} ; stal sprężająca f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica \varnothing
3	Ustalić ξ_{lim} (tablica 5-3) i ξ'_{lim} (tablica 5-3 lub tablica 9 w [N1])
4	Oszacować wstępnie: wysokość $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$ (dla belek), wskaźnik tęgłości $\beta = 0,20 \div 0,24$ (przekrój dwuteowy), lub $\beta = 0,25 \div 0,30$ (przekrój kanałowy)
5	Obliczyć $g = \rho_c \beta h^2$, $M_g = 0,125 g l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ i niebezpieczny moment ujemny M'_{sd}
7	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}}}$, jeśli h mieści się w przedziale h_1 , przejść do 8, w przeciwnym przypadku przyjąć nowe h z przedziału h_1 i wrócić do 5
8	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20)h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15)h$, $a_p \approx 0,5h_f$, $a'_p \approx 0,5h'_f$, $b_w \geq 0,08h$ przy cięgnach prostych, $b_w \geq [2c_c + n\varnothing + (n-1)c_w]$ przy cięgnach odginanych po n w warstwie poziomej, c_c i c_w według rysunku 7-1
9	Obliczyć: $m = \frac{M'_{sd}}{M(K_{u1})}$, jeśli $M'_{sd} < 0$, $m = 0$, jeśli $M'_{sd} \geq 0$
10	Obliczyć: $\sigma_{pc} = \sigma'_{pc} = 0,80f_{pk} - 400$ w [MPa]
11	Oszacować: $x = (\xi_{lim} - 0,15)(h - a_p)$
12	Obliczyć: $b'_f = b_w + \left[\frac{M(K_{u1})}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}{h'_f(h - a_p - 0,5h'_f)f_{pd}} + \frac{m\sigma'_{pc}}{f_{pd}} \times \frac{b_w x}{h'_f}$
13	Obliczyć: $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
14	Dobrać liczbę cięgien $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, Liczbę n zaokrąglić w górę do całych jednostek i obliczyć nowe $A_p = nA_{p1}$
15	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
16	Obliczyć: $x' = (\xi'_{lim} - 0,1)(h - a'_p)$
17	Obliczyć moment ujemny: $M'_s = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_p) - M'_{sd}$, (M'_{sd} ujemne)
18	Obliczyć: $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_p - 0,5x') \right] \frac{1}{h_f(h - a'_p - 0,5h_f)}$
19	Obliczyć: $A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b_f - b_w)h_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p$ Uwaga: jeśli wartość A'_p zbyt mała – rozważyć zbrojenie zwykłe górną

20	Dobrać liczbę cięgien górnych $n' = \frac{A'_p}{A_{p1}}$, liczbę n' zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A'_p = n' A_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
21	Obliczyć dla dobranego przekroju betonowego: $A_c, W_c, W'_c, W_{cs}, W'_{cs}, e_p, e'_p, g, M_g, M(K_{u1}), M(K_{s2}), M(K_{s1})$
22	Obliczyć maksymalne siły sprężające w górnej grupie cięgien: początkową $\max P'_0 = 0,80 f_{pk} A'_p$, wstępną $\max P'_i = 0,75 f_{pk} A'_p$, trwałą $\max P'_t = 0,65 f_{pk} A'_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P'_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P'_i = \max P'_0 - (\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i) \leq \max P'_i$, $P'_t = P'_i - \sum \Delta P'_t \leq \max P'_t$
23	Sprawdzić warunek naprężeń dopuszczalnych (por. p.5.5.2): $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_i + 0,9P'_i}{A_c} + \frac{1,1P_i e_p + 0,9P'_i e'_p}{W_c} - \frac{M_g(x_1)}{W_{cs}} \leq 0,7 f_{cm}$, (e'_p ujemne), jeśli warunek niespełniony, to zwiększyć przekrój i wrócić do 21
24	Jeśli moment M'_{sd} występuje w sytuacji początkowej (sprężenie), obliczyć $P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \times \left[(-M'_{sd} - f_{ctm} W'_{cs}) \times \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1P_i \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right]$ (M'_{sd} i e'_p ujemne) i przejść do 25, jeśli M'_{sd} występuje w pozostałych sytuacjach, przejść do 26
25	Jeśli $P'_{cr} \leq P'_i$, przejść do 27, jeśli $P'_{cr} > P'_i$, dobrać liczbę cięgien górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_i}$ i przejść do 27
26	Obliczyć: $P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \left[(-M'_{sd} - f_{ctm} W'_{cs}) \times \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1P_i \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right]$ (M'_{sd} i e'_p ujemne), jeśli $P'_{cr} \leq P'_t$, przejść do 27, jeśli $P'_{cr} > P'_t$, dobrać liczbę cięgien górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_t}$ i przejść do 27
27	Obliczyć moment dekompresji: $M_{de} = 0,9P'_t \left(\frac{W_c}{A_c} + e_p \right) \frac{W_{cs}}{W_c} + 1,1P'_i \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \frac{W_{cs}}{W_c}$, (e'_p ujemne), P'_t skorygowane według 25 lub 26, dla kategorii rysoodporności (2b) przejść do 31
28	Jeśli $M_{de} \geq M(K_{s1})$, przejść do 31, jeśli $M_{de} < M(K_{s1})$, przejść do 29
29	Zwiększyć siłę sprężającą w dolnych cięgnach do wartości $P_{cr} = \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \times \frac{M(K_{s1})}{0,9}$
30	Wrócić do 14 i za A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P'_t}$
31	Obliczyć: $\beta_{1m} = \frac{\sum (\eta_i \beta_{1i})}{\sum \eta_i}$, $\beta_1 = 1,0$ dla splotów i prętów żebrowanych, $\beta_1 = 0,5$ dla drutów gładkich,
32	Obliczyć: $\Delta \sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{0,9(h - a_p) A_p}$
33	Obliczyć: $\Delta \varepsilon_{sm} = \frac{\Delta \sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_{1m} \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right]$

34	Obliczyć: $A_{ct,eff} = h_f(b_f - b_w) + 2,5b_w a_p$	
35	Obliczyć: $\rho_r = \frac{A_p}{A_{ct,eff}}$	
36	Obliczyć: $(k_1 \varnothing)_m = \frac{\sum (n_l \varnothing_l k_{1l})}{\sum n_l}$,	$k_1 = 0,8$ dla splotów i prętów żebrowanych, $k_1 = 1,6$ dla drutów i prętów gładkich.
37	Obliczyć: $s_{rm} = 50 + 0,125 \frac{(k_1 \varnothing)_m}{\rho_r}$ w [mm]	
38	Obliczyć szerokość rozwarcia rysy: $w_k = 1,7 s_{rm} \Delta \varepsilon_{sm}$, jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, przejść do 40	
39	Jeśli $w_k > w_{lim}$, to należy wrócić do 32 i zwiększyć A_p lub dodać zbrojenie zwykłe i zamiast A_p podstawić $(A_p + A_s)$	
40	Ukształtować przekrój poprawny pod względem technologicznym i konstrukcyjnym. Koniec.	

przekroju A_p i A'_p , dolnego i górnego cięga wypadkowego. Dla każdej z tych dwóch niewiadomych dysponuje się dwoma niezależnymi warunkami (nośności i rysoodporności w miarodajnej sytuacji obliczeniowej). Dla każdej niewiadomej decyduje wartość większa i do niej należy dobrać odpowiednią liczbę splotów sprężających.

Stan graniczny złamania w sytuacji obliczeniowej trwałej (rys. 7-3a) dostarcza dwóch warunków równowagi w postaci:

$$f_{cd}b'_fx = f_{pd}A_p + \sigma'_{pc}A'_p, \quad [7-8a]$$

$$f_{cd}b'_fx(h - a_p - 0,5x) - \sigma'_{pc}A'_p(h - a_p - a'_p) = M(K_{u1}), \quad [7-8b]$$

pod warunkiem, że oś obojętna przebiega w górnej półce. Nie można rozwiązać tego układu równań, gdyż występuje w nim trzecia niewiadoma: wysokość x strefy ściskanej.

nej. Brakujący trzeci warunek przyjęto – jak poprzednio dla kablobetonu – w postaci:

$$\frac{A'_p}{A_p} = \left| \frac{M'_{Sd}}{M(K_{u1})} \right| = m,$$

gdy $M'_{Sd} < 0$, i w postaci $A'_p = 0$, gdy $M'_{Sd} \geq 0$.

Obliczeniową wartość naprężeń w cięgach w strefie ściskanej przyjmuje się w przybliżeniu równą (według wzoru [7-1]):

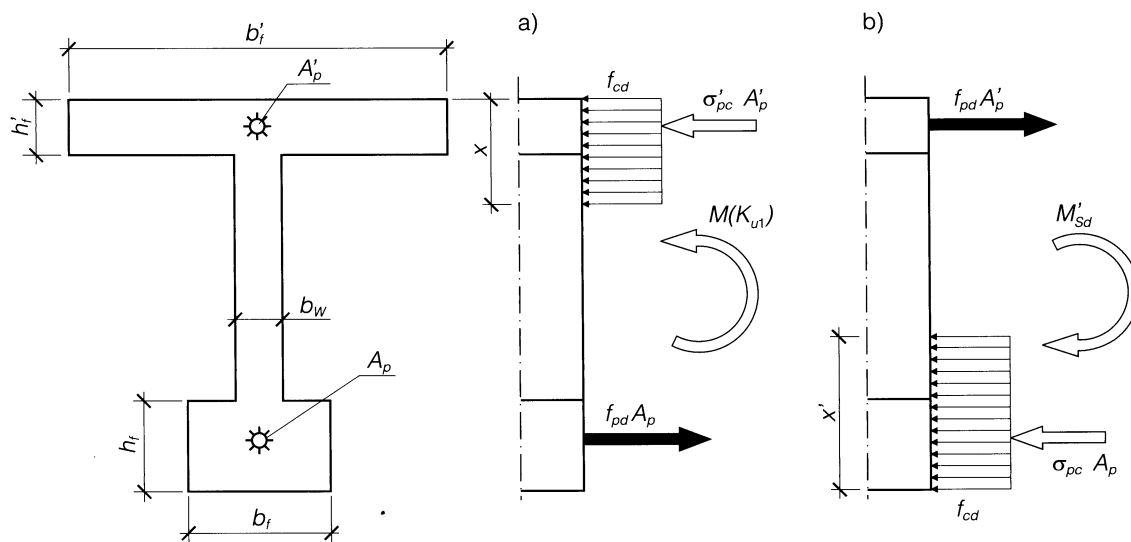
$$\sigma'_{pc} = 0,80f_{pk} - 400 \quad (\text{w [MPa]}).$$

Z podanych warunków oblicza się:

$$x = h_z - \sqrt{h_z^2 - \frac{2M(K_{u1})}{f_{cd}b'_f}}, \quad [7-9]$$

gdzie:

$$h_z = (h - a_p) - (h - a_p - a'_p) \frac{m\sigma'_{pc}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}$$



Rys. 7-3. Rozkład naprężeń i sił w stanie granicznym złamania: a) w sytuacji obliczeniowej trwałej, b) w sytuacji obliczeniowej przejściowej

oraz drugą niewiadomą:

$$A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} b'_f x \quad [7-10]$$

Wzory [7-9] i [7-10] są ważne pod warunkiem $x \leq h'_f$, czyli:

$$M(K_{u1}) \leq f_{cd} h'_f b'_f (h - a_p - a'_p) \frac{f_{pd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} \quad [7-11]$$

W przeciwnym razie oś obojętna przebiega w ścianie i z warunków równowagi:

$$f_{cd} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x] = f_{pd} A_p + \sigma'_{pc} A'_p \quad [7-12]$$

$$f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f (h - a_p - 0,5 h'_f) + f_{cd} b_w x (h - a_p - 0,5 x) - \sigma'_{pc} A'_p (h - a_p - a'_p) = M(K_{u1}), \quad [7-13]$$

można obliczyć (przyjmując $a'_p \cong 0,5 h'_f$):

$$x = h_z - \sqrt{h_z^2 - \frac{2M_z}{f_{cd} b_w}}, \quad [7-14]$$

gdzie:

$$M_z = M(K_{u1}) - f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f \times \times (h - a_p - 0,5 h'_f) \frac{f_{pd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}},$$

oraz drugą niewiadomą:

$$A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x] \quad [7-15]$$

Sytuacja zostaje odwrócona przy stanie złamania w sytuacji obliczeniowej prze-

ściowej (rys. 7-3b). Niewiadoma A_p jest już znana (ze wzorów [7-10] lub [7-15]) i układ dwóch równań równowagi może być rozwiązany. Jeżeli:

$$-M'_{sd} \leq (f_{cd} b'_f h'_f - \sigma_{pc} A_p) (h - a_p - a'_p);$$

to oś obojętna przebiega w dolnej półce i wówczas:

$$x' = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_z}{f_{cd} b'_f}}, \quad (x' \leq h_p) \quad [7-16]$$

gdzie:

$$M'_z = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_p) - M'_{sd},$$

$$A'_p = \frac{1}{f_{pd}} (f_{cd} b'_f x' - \sigma_{pc} A_p) \quad [7-17]$$

Przy osi obojętnej, przebiegającej w ścianie, otrzymuje się:

$$x' = (h - a'_p) - \sqrt{(h - a'_p)^2 - \frac{2M'_z}{f_{cd} b_w}}, \quad (x' > h_p) \quad [7-18]$$

gdzie:

$$M'_z = \sigma_{pc} A_p (h - a_p - a'_p) - M'_{sd} - f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f (h - a'_p - 0,5 h'_f),$$

$$A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}} A_p \quad [7-19]$$

Wykorzystanie warunków bezpieczeństwa w stanach granicznych zarysowania przebiega tak, jak w tablicy 7-1. Procedurę wymiarowania w omawianym przypadku przedstawia tablica 7-3.

Tablica 7-3. Procedura wymiarowania przekroju strunobetonowego

Dobór cięgien do zadanego przekroju betonowego – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b), określić cechy geometryczne zadanego przekroju
2	Dobrać materiały, beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} , ρ_c ; stal zwykła: f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica \emptyset
3	Ustalić ξ_{lim} (tablica 5-3) i ξ'_{lim} (tablica 5-3 lub tablica 9 w [N1])
4	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ i niebezpieczny moment ujemny M'_{sd}
5	Przyjąć: $a_p \cong 0,5h_f$, $a'_p \cong 0,5h'_f$
6	Obliczyć: $m = \frac{M'_{sd}}{M(K_{u1})}$, jeśli $M'_{sd} < 0$, $m = 0$, jeśli $M'_{sd} \geq 0$
7	Obliczyć: $\sigma_{pc} = \sigma'_{pc} = 0,80f_{pk} - 400$ w [MPa]
8	Obliczyć: $h_z = (h - a_p) - (h - a_p - a'_p) \frac{m\sigma'_{pc}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}$
9	Jeśli $M(K_{u1}) \leq f_{cd}b'_fh_f(h - a_p - a'_p) \frac{f_{pd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}$, przejść do 10, w przeciwnym razie przejść do 12
10	Obliczyć: $x = h_z - \sqrt{h_z^2 - \frac{2M(K_{u1})}{f_{cd}b'_f}}$, ($x \leq h'_f$) jeśli ($x > h'_f$), przejść do 12
11	Obliczyć: $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} b'_f x$, przejść do 15
12	Obliczyć: $M_z = M(K_{u1}) - f_{cd}(b'_f - b_w)h'_f(h - a_p - a'_p) \frac{f_{pd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}}$
13	Obliczyć: $x = h_z - \sqrt{h_z^2 - \frac{2M_z}{f_{cd}b_w}}$, ($x > h'_f$)
14	Obliczyć: $A_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd} + m\sigma'_{pc}} [(b'_f - b_w)h'_f + b_w x]$
15	Dobrać liczbę splotów dolnych $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić w górę do całych jednostek i obliczyć nowe $A_p = nA_{p1}$
16	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
17	Jeśli jest $-M'_{sd} \leq (f_{cd}b'_fh_f - \sigma_{pc}A_p)(h - a_p - a'_p)$, przejść do 18, w przeciwnym razie przejść do 21 W przekroju teowym typu T lub TT przejść do 21 zakładając $b'_f = b_w$
18	Obliczyć: $M'_z = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_p) - M'_{sd}$

- 19 Obliczyć: $x' = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2M'_z}{f_{cd}b_f}}$, ($x' \leq h_f$)
- 20 Obliczyć: $A'_p = \frac{1}{f_{pd}}(f_{cd}b_fx' - \sigma_{pc}A_p)$,
jeśli $A'_p < 0$, dobrać górne sploty konstrukcyjne, przejść do 25
- 21 Obliczyć: $M'_z = \sigma_{pc}A_p(h - a_p - a'_p) - M'_{sd} - f_{cd}(b_f - b_w)h_f(h - a'_p - 0,5h_f)$
- 22 Obliczyć: $x' = (h - a_p) - \sqrt{(h - a_p)^2 - \frac{2M'_z}{f_{cd}b_w}}$, ($x' > h_f$ w przekroju dwuteowym)
Sprawdzić $x' \leq \xi'_{lim}(h - a'_p)$, jeśli warunek nie jest spełniony konieczne jest ograniczenie momentu M'_{sd} lub zmiana przekroju
- 23 Obliczyć: $A'_p = \frac{f_{cd}}{f_{pd}}[(b_f - b_w)h_f + b_w x'] - \frac{\sigma_{pc}}{f_{pd}}A_p$,
jeśli $A'_p < 0$, dobrać górne sploty konstrukcyjne
- 24 Dobrać liczbę splotów górnych $n' = \frac{A'_p}{A_{p1}}$,
zaokrąglić n' w górę do całych jednostek i obliczyć nowe $A'_p = n'A_{p1}$
- 25 Obliczyć dla zadanego przekroju: A_c , W_c , W'_c , W_{cs} , W'_{cs} , e_p , e'_p
- 26 Obliczyć maksymalne siły sprężające w górnej grupie cięgien:
początkową $-max P'_0 = 0,80f_{pk}A'_p$, wstępną $-max P'_i = 0,75f_{pk}A'_p$,
trwałą $-max P'_t = 0,65f_{pk}A'_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P'_t$ według p. 4.5.4,
określić możliwe do wykorzystania siły sprężające:
 $P'_i = max P'_0 - (\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i) \leq max P'_i$,
 $P'_t = P'_i - \sum \Delta P'_t \leq max P'_t$
- 27 Sprawdzić warunek naprężeń dopuszczalnych (por. p.5.5.2):
 $\sigma_{cc} = \frac{1,1P_i + 0,9P'_i}{A_c} + \frac{1,1P_e + 0,9P'_e}{W_c} - \frac{M_g(x_1)}{W_{cs}} \leq 0,7f_{cm}$, (e'_p ujemne),
jeśli warunek niespełniony, wrócić do 24 i zwiększyć liczbę splotów górnych
- 28 Dla kategorii rysoodporności (1a) obliczyć:
 $P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \left[M(K_{u1}) \times \frac{W_c}{W_{cs}} - 1,1P'_i \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \right]$, (e'_p ujemne),
dla kategorii rysoodporności (1b) obliczyć:
 $P_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W_c + A_c e_p)} \left[(M(K_{s2}) - f_{ctm}W_{cs}) \frac{W_c}{W_{cs}} - 1,1P'_i \left(\frac{W_c}{A_c} + e'_p \right) \right]$, (e'_p ujemne)
- 29 Jeśli $P_{cr} \leq P'_t$, przejść do 30,
jeśli $P_{cr} > P'_t$, wrócić do 15 i zamiast A_p podstawić $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P'_t}$
- 30 Jeśli moment M'_{sd} występuje w sytuacji początkowej (sprężenie), obliczyć:
 $P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \left[(-M'_{sd} - f_{ctm}W'_{cs}) \times \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1P_i \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right]$
(M'_{sd} i e'_p ujemne) i przejść do 31,
jeżeli M'_{sd} występuje w pozostałych sytuacjach, przejść do 32.
- 31 Jeśli $P'_{cr} \leq P'_i$, przejść do 34,
jeśli $P'_{cr} > P'_i$, dobrać liczbę splotów górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_i}$ i przejść do 34

32

Obliczyć:

$$P'_{cr} = \frac{A_c}{0,9(W'_c - A_c e'_p)} \left[(-M'_{Sd} - f_{ctm} W'_{cs}) \times \frac{W'_c}{W'_{cs}} + 1,1 P_t \left(e_p - \frac{W'_c}{A_c} \right) \right], \quad (M'_{Sd}, e'_p \text{ ujemne})$$

33

Jeśli $P'_{cr} \leq P'_t$, przejść do 34,jeśli $P'_{cr} > P'_t$ dobrać liczbę splotów górnych dla przekroju $A'_p \frac{P'_{cr}}{P'_t}$ i przejść do 34

34

Rozmieścić sploty w przekroju poprawnie pod względem konstrukcyjnym. Obliczyć lub założyć zbrojenie zwykłe. Koniec.

7.4. Trasowanieciągien

Technologia strunobetonu nie pozwala na tak swobodne trasowanieciągien i zmianę parametrów sprężenia na długości elementu jak w belkach kablobetonowych. Technicznie możliwe i spotykane w praktyce rozwiązania przedstawiono schematycznie na rysunku 7-4.

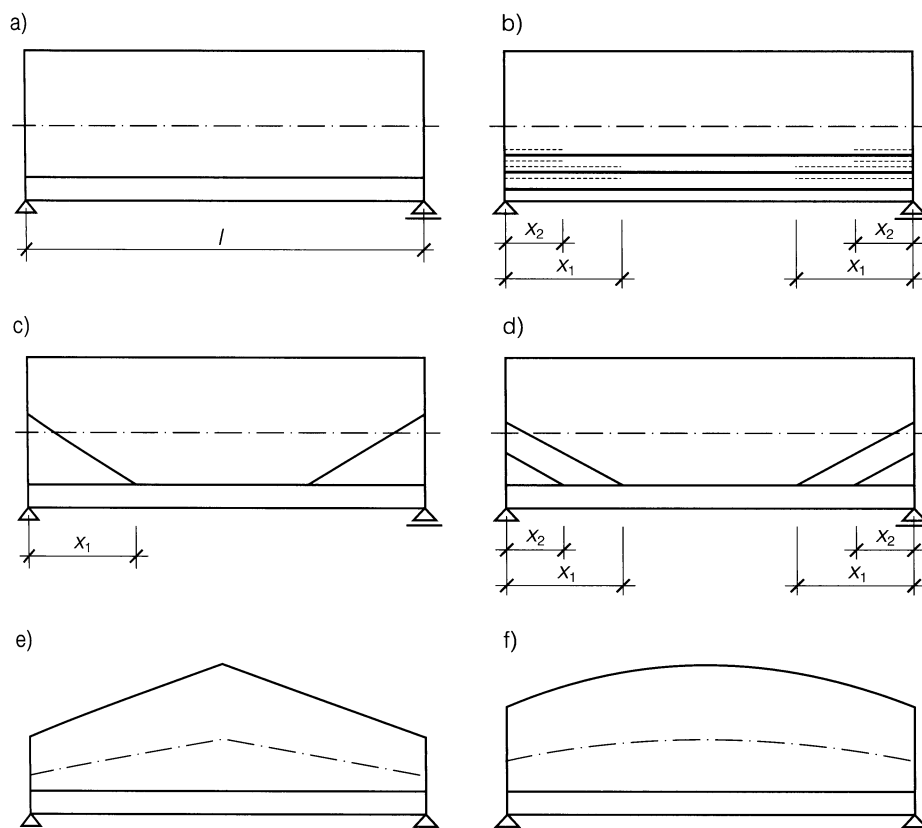
7.4.1. Ukształtowanie profilu podłużnego

Za podstawowy i najczęściej stosowany można uznać schemat (a) belka prosta, przekrój betonowy stały, wszystkie sploty przebiegają prostoliniowo i kotwione są na czołach belki; nie ma problemu trasowania. Belka zwymiarowana poprawnie według p. 7.3 jest bezpieczna we wszystkich przekrojach i sta-

diach obciążenia. Schemat ten prowadzi do największego zużycia stali sprężającej, ale jest najprostszy technologicznie.

Podobnie w schematach (e) i (f) nie ma właściwego trasowania, gdyż wszystkie sploty przebiegają prostoliniowo od końca do końca belki. Występuje zmiana mimośrodu dzięki ukształtowaniu górnej krawędzi, a tym samym wytrasowaniu osi geometrycznej elementu. Schematy te stosowane są najczęściej w dźwigarach dachowych.

Nadmierne zużycie materiału nie pozwala przyjąć schematu (a) dla belek strunobetonowych większej rozpiętości. Niedogodności tego rozwiązania można częściowo uniknąć w schemacie (b), w którym część



Rys. 7-4. Ukształtowanie belki strunobetonowej w profilu podłużnym

splotów sprężających zostaje wyłączona z efektywnego działania na końcowych swoich odcinkach. Można realizować to stopniowo, wyłączając w poszczególnych przekrojach x_1 , x_2 itd. kolejne grupy cięgien. Mimośród e_p dolnego cięgna wypadkowo pozostaje stały, ale siła sprężająca zmniejsza się skokowo ku podporze.

Schematy (c) i (d) przedstawiają zasadę poligonalnego prowadzenia cięgien sprężających. Zaleca się, aby minimalny promień zgięcia w punktach zmiany kierunku cięgna wynosił co najmniej 15 nominalnych średnic splotu. W belkach dużej rozpiętości sploty mogą być odginane w kilku punktach, co upodabnia element do belki kablobetonowej (schemat d). Schematy z odginanymi splotami zmniejszają zużycie stali sprężającej i redukują siły poprzeczne przy podporach, ale kosztem utrudnień technologicznych.

7.4.2. Cięgna wyłączane

Zwymiarowanie przekroju poprzecznego wymaga określenia długości środkowego odcinka belki o stałej sile sprężającej, a więc należy wstępnie oszacować:

$$x_1 = (0,20 \div 0,30)l \quad [7-20]$$

i zwymiarować przekrój według tablic 7-1 do 7-3.

W stadium sprężania zaprojektowana siła sprężająca P_i w cięgnach dolnych może się okazać nadmierna w strefach przypodorowych i wywołać w nich zarysowanie na górnej krawędzi. Jeżeli jest to niedopuszczalne, np. w konstrukcjach obciążonych dynamicznie, to trzeba temu zapobiec przez wcześniejsze wyłączenie części cięgien.

Wzór [5-32], zaadaptowany do rozważanej sytuacji, określa rysoodporność prze-

kroju strunobetonowego względem górnej krawędzi:

$$M'_{cr} = W'_{cs} \left(\frac{P_i + P'_i}{1,1A_c} + f_{ctm} \right) \quad [7-21]$$

Siła $(P_i + P'_i)$ oznacza całkowitą wstępną siłę sprężającą. Składnik:

$$\frac{P_i + P'_i}{1,1A_c}$$

we wzorze [7-21] oznacza skuteczne średnie sprężenie przekroju w stadium realizacji i jest jakby sztucznym zwiększeniem wytrzymałości na rozciąganie.

Współrzedną x_1 przekroju, do którego można doprowadzić pełną siłę sprężającą P_i w dolnej wiązce splotów, oblicza się z warunku rysoodporności w chwili sprężenia:

$$M'_{cr} \geq P_i e_p + P'_i e'_p - 0,5 g x_1 (l_{eff} - x_1),$$

skąd:

$$x_1 \geq 0,5 l_{eff} - 0,5 \sqrt{l_{eff}^2 - \frac{8(P_i e_p + P'_i e'_p - M'_{cr})}{g}} \quad [7-22]$$

We wzorze tym M'_{cr} , obliczone z wzoru [7-21], jest dodatnie, a e'_p ujemne.

Liczba n_1 dolnych splotów, które można wyłączyć w przekroju x_1 , wynika ze stanu granicznego nośności w sytuacji trwałej:

$$n_1 = n \frac{M(K_{u1}) - M_{x1}(K_{u1})}{M(K_{u1})} \quad [7-23]$$

czyli można wyłączyć tyle splotów, o ile zmniejszył się maksymalny moment zginający przy przejściu od przekroju środkowego do przekroju o współrzędnej x_1 . W tym przekroju wszystkie sploty dolne powinny być

jeszcze czynne, a więc efektywne wyłączenie n_1 splotów powinno być przesunięte w stronę podpory o długość zakotwienia.

Operację tę można powtórzyć dla stosownie wybranego przekroju x_2 , w którym przewiduje się wyłączenie kolejnej grupy dolnych splotów. Wówczas do wzorów [7-21] i [7-22] należy podstawić:

$$P_l(x_2) = P_l \frac{n - n_1}{n} \quad [7-24]$$

Siła sprężająca w przekroju podporowym potrzebna jest nie tylko ze względu na zginanie, lecz także do przeniesienia sił poprzecznych, dlatego też do czoła belki strunobetonowej doprowadza się możliwie największą liczbę czynnych splotów sprężających. Liczba ta wynika ze wzoru [7-22] dla $x_1 = 0$, czyli:

$$P_l e_p + P_l' e_p' - M_{cr}' = 0 \quad ,$$

skąd największa dopuszczalna siła w dolnej wiąźce splotów, doprowadzonych do przekroju czołowego, wynosi:

$$P_{l,max} = \left[W_{cs}' \left(\frac{P_l'}{1,1A_c} + f_{ctm} \right) - P_l' e_p' \right] \times \frac{A_c}{A_c e_p - 0,9W_{cs}'} \quad [7-25]$$

Dążenie do doprowadzenia jak największej liczby czynnych splotów do czoła elementu jest uzasadnione także ekonomicznie, gdyż wyłączanie splotów wiąże się z określonymi kosztami, a nie prowadzi do zaoszczędzenia stali sprężającej.

Procedurę wyłączania cięgien przedstawiono w tablicy 7-4.

7.4.3. Ciężna odginane

Tę koncepcję trasowania cięgien – schematy (c) i (d) na rysunku 7-4 – rozwiązuje się ogólną metodą obwiedni granicznych (p. 6.4.2).

Odgięte dolne sploty sprężające nie pozostawiają miejsca dla prostoliniowych splotów w ścianie i wykluczają ich stosowanie. Często eliminują także potrzebę stosowania splotów górnych. W ogólnym przypadku warunek bezpieczeństwa:

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) - \sigma_{pc}' A_p' (x_0 - a_p') \geq M(K_{u1}),$$

proceedzi po uwzględnieniu relacji:

$$h - a_p = v' + e_p \quad ,$$

do zależności:

$$e_p(x) \geq \frac{M_x(K_{u1})}{f_{pd} A_p} - v' + x_0 + (x_0 - a_p') \frac{\sigma_{pc}' A_p'}{f_{pd} A_p} \quad [7-26]$$

to jest do warunku, aby trasa dolnego ciężna wypadkowego przebiegała poniżej górnej obwiedni granicznej, wyznaczonej z warunku nośności w sytuacji obliczeniowej trwałej.

Warunek rysoodporności w sytuacji obliczeniowej trwałej:

$$W_{cs} \left(\frac{0,9P_t + 1,1P_t'}{A_c} - \frac{0,9P_t e_p + 1,1P_t' e_p'}{W_c} + f_{ctm} \right) \geq M.$$

dostarcza drugiej nierówności, ograniczającej od góry trasę dolnego ciężna wypadkowego:

$$e_p(x) \geq - \frac{W_c}{A_c} \left(1 + \frac{f_{ctm} A_c}{0,9P_t} + \frac{1,1P_t'}{0,9P_t} \right) - \frac{1,1P_t'}{0,9P_t} e_p' + \frac{M}{0,9P_t} \frac{W_c}{W_{cs}} \quad [7-27]$$

Tablica 7-4. Procedura wyłączania cięgien w belce strunobetonowej

Krok	Instrukcja
1	Przyjąć wstępnie $x_1 = (0,2 \div 0,3)l_{eff}$
2	Zwymiarować przekrój poprzeczny według tablic 7-1 do 7-3
3	Określić: g , A_c , W'_{cs} , e_p , e'_p , f_{ctm} , A_p , A'_p , P_i , P'_i oraz liczbę n dolnych splotów sprężających
4	Obliczyć: $P_{i,max} = \left[W'_{cs} \left(\frac{P'_i}{1,1A_c} + f_{ctm} \right) - P'_i e'_p \right] \frac{A_c}{A_c e_p - 0,9 W'_{cs}}$, (e'_p ujemne)
5	Jeśli $P_i \leq P_{i,max}$, to nie stosować wyłączania splotów. Koniec. Jeśli $P_i > P_{i,max}$, przejść do 6
6	Obliczyć: $n_0 = n \frac{P_{i,max}}{P_i}$
7	Obliczyć: $M'_{cr} = W'_{cs} \left(\frac{P_i + P'_i}{1,1A_c} + f_{ctm} \right)$
8	Obliczyć: $x_{11} = 0,5l_{eff} - 0,5 \sqrt{l_{eff}^2 - \frac{8(P_i e_p + P'_i e'_p - M'_{cr})}{g}}$, (e'_p ujemne)
9	Określić współrzędną x_{12} przekroju, w którym największy moment zginający $M_{x12}(K_{u1}) = \frac{n - n_0}{n} M(K_{u1})$
10	Jeśli $x_{11} < x_{12}$, wyłączyć w przekroju $x = x_{12}$ liczbę $(n - n_0)$ splotów, z uwzględnieniem długości zakotwienia. Koniec. Jeśli $x_{11} > x_{12}$, przejść do 11
11	Obliczyć największy moment zginający $M_{x11}(K_{u1})$ w przekroju $x = x_{11}$
12	Obliczyć: $n_1 = n \frac{M(K_{u1}) - M_{x11}(K_{u1})}{M(K_{u1})}$
13	W przekroju $x = x_{11}$ wyłączyć n_1 splotów z uwzględnieniem długości zakotwienia, w przekroju $x = x_{12}$ wyłączyć $(n - n_1 - n_0)$ splotów z uwzględnieniem długości zakotwienia. Koniec.

We wzorze tym należy przyjmować dla kategorii rysoodporności:

(1a) $M = M(K_{u1})$ i $f_{ctm} = 0$,

(1b) $M = M(K_{s2})$,

(2a) $M = M(K_{s1})$ i $f_{ctm} = 0$,

Można łatwo wyznaczyć dwie dolne obwiednie graniczne z warunku nieprzekroczenia krawędziowych naprężeń dopuszczalnych w stadium sprężenia, to jest f_{ctm} dla górnej krawędzi i $0,7 f_{cm}$ dla krawędzi dolnej.

Trasa dolnego ciągu wypadkowego (miejsce geometryczne środków ciężkości dolnej wiązki splotów) powinna przebiegać w całości w obszarze między obwiedniami granicznymi.

Procedurę odginania splotów zawiera tablica 7-5.

W dwuspadowym dźwigarze dachowym (rys. 7-4e) konstrukcja górnej obwiedni granicznej może wskazać przekrój niebezpieczny na długości dźwigara jak na rysunku 6-9.

Tablica 7-5. Procedura odginania splotów w belce strunobetonowej

Krok	Instrukcja
1	Przyjąć wstępnie $x_1 = (0,25 + 0,33)_{eff}$
2	Zwymiarować przekrój poprzeczny według tablic 7-1 do 7-3
3	Określić: $A_c, W_c, W'_c, W_{cs}, W'_{cs}, e'_p, f_{ctm}, f_{cm}, A_p, A'_p, f_{pd}, \sigma'_{pc}, P_t, P'_t$
4	Narysować belkę w profilu podłużnym w dogodnej skali poziomej i pionowej
5	Obliczyć: $A_{cc} = \frac{1}{f_{cd}} (f_{pd} A_p + \sigma'_{pc} A'_p)$
6	Obliczyć: $x = \frac{1}{b_w} [A_{cc} - (b'_f - b_w) h'_f]$
7	Obliczyć: $x_0 = \frac{1}{A_{cc}} \left[(b'_f - b_w) \frac{h'^2_f}{2} + b_w \frac{x^2}{2} \right]$
8	Obliczyć: $x_z = x_0 + (x_0 - a'_p) \frac{\sigma'_{pc} A'_p}{f_{pd} A_p}$
9	Odmierzyć x_z od górnej krawędzi belki w dół i na rysunku belki wykreślić prostą poziomą
10	Od tej prostej odłożyć w dół wykres $\frac{M(K_{u1})}{f_{pd} A_p}$, jest to górna obwiednia graniczna z warunku nośności
11	Obliczyć: $r'_u = \frac{W_c}{A_c} \left(1 + \frac{f_{ctm} A_c}{0,9 P_t} + \frac{1,1 P'_t}{0,9 P_t} \right) + \frac{1,1 P'_t}{0,9 P_t} e'_p$, (f_{ctm} dodatnie, e'_p ujemne), dla kategorii (1a) i (2a) przyjąć $f_{ctm} = 0$
12	Odmierzyć r'_u od osi geometrycznej belki w górę i wykreślić prostą poziomą.
13	Od wykreślonej prostej odłożyć w dół obwiednie, zależnie od kategorii rysoodporności: dla (1a) $\frac{M(K_{u1})}{0,9 P_t} \times \frac{W_c}{W_{cs}}$, dla (1b) $\frac{M(K_{s2})}{0,9 P_t} \times \frac{W_c}{W_{cs}}$, dla (2a) $\frac{M(K_{s1})}{0,9 P_t} \times \frac{W_c}{W_{cs}}$, są to górne obwiednie graniczne z warunku rysoodporności.
14	Obliczyć: $r_{u1} = \frac{W_c}{A_c} \left(\frac{0,7 f_{cm} A_c}{1,1 P_t} - 1 - \frac{0,9 P'_t}{1,1 P_t} \right) - \frac{0,9 P'_t}{1,1 P_t} e'_p$, (e'_p ujemne)
15	Obliczyć: $r_{u2} = \frac{W'_c}{A_c} \left(1 + \frac{0,9 P'_t}{1,1 P_t} + \frac{f_{ctm} A_c}{1,1 P_t} \right) - \frac{0,9 P'_t}{1,1 P_t} e'_p$, (e'_p ujemne)
16	Wybrać $r_u = \min(r_{u1}, r_{u2})$, odmierzyć r_u od osi geometrycznej belki w dół i na rysunku wykreślić prostą poziomą
17	Od tej prostej odłożyć w dół wykres $\frac{M_g(x)}{1,1 P_t} \times \frac{W_c}{W_{cs}}$ (lub odpowiednio $\frac{M_g(x)}{1,1 P_t} \times \frac{W'_c}{W_{cs}}$), jest to dolna obwiednia graniczna z warunku dopuszczalnych naprężeń krawędziowych w sytuacji początkowej (sprężenie)
18	Wytrasować dolne ciągnio wypadkowe w obszarze między obwiedniami granicznymi (wymaganie to nie dotyczy poszczególnych splotów sprężających). Koniec.

7.5. Strefa podporowa

7.5.1. Ukształtowanie bloku podporowego

Jak już wspomniano, rezygnuje się czasami ze wzmocnienia końców elementu strunobetonowego z następujących przyczyn:

- w niektórych technologiach (np. betonowania w formach ślizgowych) niemożliwa jest zmiana przekroju poprzecznego,
- zakotwienie przyczepnościowe nie wymaga dodatkowego miejsca, gdyż nie są potrzebne mechaniczne urządzenia kotwiące,
- przy najczęściej stosowanym prostoliniowym przebiegu splotów sprężających ich rozłożenie w przekroju poprzecznym jest z konieczności niezmiennie na długości elementu, jeżeli mieszczą się one poprawnie w przekroju środkowym, to zmieszczą się również w takim samym przekroju czołowym,
- w elementach płytowych pełnych lub kanałowych wzmocnienie przekroju nad podporą jest konstrukcyjnie zbędne,
- stopniowe wprowadzenie sił sprężających, charakterystyczne dla zakotwienia przyczepnościowego, nie wywołuje tak silnego zaburzenia naprężeń jak w belce kablobetonowej.

Z tych względów na plan pierwszy wysuwają się inne argumenty, przemawiające za konstruowaniem bloku podporowego – poprawa stateczności w czasie montażu i stę-

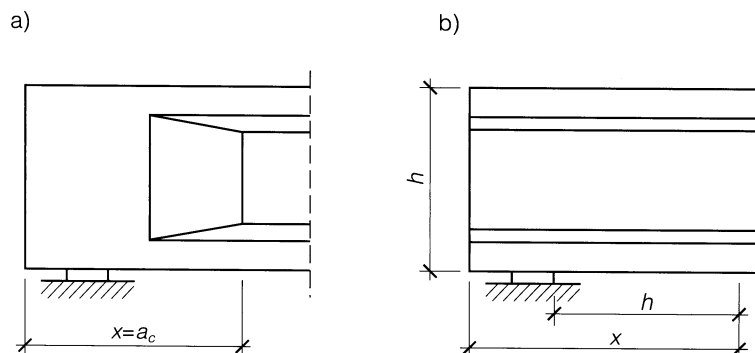
żenie poprzeczne grupy belek równoległych, a także wzmocnienie belki w strefie największych sił poprzecznych, potrzebne tym bardziej, że wprowadzana stopniowo siła sprężająca może być w tych przekrojach jeszcze niepełna. Pod względem konstrukcyjnym blok podporowy belek strunobetonowych kształtowany jest zgodnie z p. 6.5.1, z tym że blok może być trochę krótszy.

W płytach panwiowych i dwużebrowych w miejsce bloku podporowego pojawia się żebro czołowe, dodatkowo wykorzystywane jako forma dla nadbetonu belek zespolonych.

Głębokość oparcia belek strunobetonowych powinna spełniać warunek [6-53]; płyty strunobetonowe powinny być oparte na głębokości co najmniej 60 mm na betonie zwykłym klasy wyższej niż B15, lub co najmniej 80 mm na betonie lekkim, względnie zwykłym klasy B15. Należy uwzględnić naprężenia docisku w materiale podpory, a także niekorzystne odchyłki wymiarowe i montażowe.

7.5.2. Wymiarowanie strzemion

Podstawy teoretyczne projektowania strzemion (p. 5.5.5.6), zastosowane do belek kablobetonowych w punkcie 6.5.2, pozostają niezmiennione, a niewielkie modyfikacje odnoszą się do szczegółów. I tak cechy geometryczne dotyczą przekroju współpracują-



Rys. 7-5. Przekrój miarodajny przy projektowaniu strzemion

cego. Sprawdzeniu podlega przekrój na końcu bloku podporowego, a więc w odległości a_c od czoła belki (rys. 7-5a). Jeśli względy technologiczne nie pozwalają na zastosowanie bloku podporowego, to sprawdzamy przekrój oddalony od krawędzi podparcia o odcinek równy wysokości elementu (Rys. 7-5b). Gdy współrzędna x sprawdzanego przekroju jest mniejsza od długości zakotwienia l_{bp} splotu (por. [7.30]), trzeba uwzględnić niepełną siłę sprężającą w tym przekroju i opierać wartości według wzoru [7-28]:

$$P_x = P_t \left[1 - \left(1 - \frac{x}{l_{bp}} \right)^3 \right] \quad [7-28]$$

Dodatkowo siła ta może być zmniejszona wskutek wcześniejszego wyłączenia części splotów.

Procedurę projektowania strzemion podaje tablica 7-6. Jeśli strzemiona są obliczeniowo potrzebne na dłuższym odcinku, to można go podzielić na odcinki krótsze i dla każdego oddzielnie obliczać wymagany rozstaw strzemion zgodnie z tablicą 7-6. Jest to technicznie uzasadnione tylko wtedy, gdy prowadzi do istotnych oszczędności stali zbrojeniowej.

Przy sprawdzaniu stanu granicznego pojawienia się rysy ukośnej (wzory [5-51] do [5-56]) należy również uwzględnić niepełne sprężenie przekroju (wzór [7-28]).

Tablica 7-6. Procedura projektowania strzemion w belce strunobetonowej

Krok	Instrukcja
1	Zwymiarować przekrój poprzeczny według tablic 7-1 do 7-3
2	Wytrasować cięgna według tablic 7-4 lub 7-5, określić trasę dolnego cięgna wypadkowego
3	Określić współrzędną x przekroju sprawdzanego zgodnie z rys. 7-5.
4	Dla tego przekroju obliczyć $V(K_{u1})$ oraz określić ewentualny kąt nachylenia α_x dolnego cięgna wypadkowego (cięgna odginane)
5	Odczytać z tablicy 7-7 długość zakotwienia l_{bp} splotów
6	Obliczyć siłę sprężającą w wiązce dolnych splotów: $P_x = P_t$, jeżeli $x \geq l_{bp}$, $P_x = P_t \left[1 - \left(1 - \frac{x}{l_{bp}} \right)^3 \right]$, jeżeli $x < l_{bp}$
7	Obliczyć: $V_{red} = V(K_{u1}) - P_x \sin \alpha_x$
8	Obliczyć V_{Rd1} z wzoru [5-81]
9	Jeśli $V_{red} \leq V_{Rd1}$, rozmieścić strzemiona konstrukcyjnie. Koniec. Jeśli $V_{red} > V_{Rd1}$, przejść do 10
10	Obliczyć V_{Rd2} z wzoru [5-83]
11	Jeśli $V_{red} > V_{Rd2}$, zwiększyć grubość ścianki i wrócić do 1, jeśli $V_{red} \leq V_{Rd2}$, przejść do 12
12	Przyjąć f_{ywd} i A_{sw} dla strzemion
13	Obliczyć rozstaw strzemion $s_1 = 0,9 \frac{A_{sw} f_{ywd}}{V_{red}} d$
14	Rozmieścić strzemiona w odstępach s_1 aż do przekroju, w którym $V_{red} = V_{Rd1}$, na pozostałym odcinku przyjąć strzemiona konstrukcyjnie (wzory [6-57a] i [6-57b]). Koniec.

7.6. Strefa zakotwień

Cięgna w strunobetonie kotwione są na zasadzie bezpośredniej przyczepności, na którą składają się:

- adhezja kontaktujących się materiałów, tj. zaczynu cementowego i stali sprężającej,
- nierówności powierzchni cięgna: mikroskopowe dla drutów gładkich, makroskopowe dla prętów uźebrowanych, drutów profilowanych i splotów,
- tarcie między betonem a stalą, poprzeczne naprężenia normalne, konieczne do wywołania tarcia mogą pochodzić od skurczu betonu, od poprzecznego pogrubienia drutu w chwili zwolnienia zakotwień technologicznych oraz od poprzecznych naprężeń ściskających w betonie, np. w strefie reakcji podporowej.

Ponadto wskutek odkształceń poprzecznych na końcówce drutu sprężającego formuje się lokalne stożkowe zgrubienie, dodatkowo wspomagające zakotwienie przyczepnościowe.

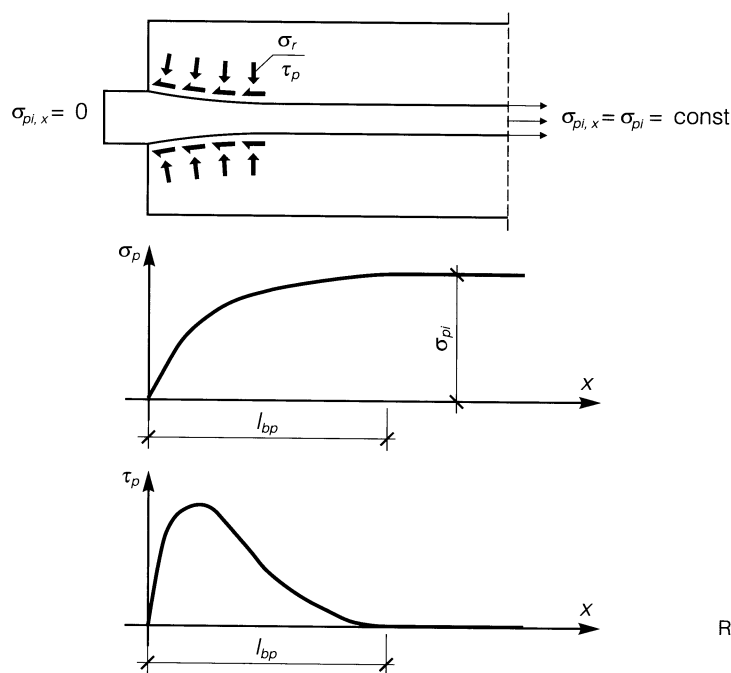
Jak wykazały liczne doświadczenia, dobre zakotwienie cięgien zależy głównie od

jakości betonu (nie tyle od jego wytrzymałości na ściskanie, ile od stopnia zagęszczenia, twardości i wytrzymałości na rozciąganie). Prób zwiększenia przyczepności przez chemiczne trawienie końcówek cięgien zaniechano z obawy przed późniejszą korozją stali.

Dzięki stopniowemu wprowadzaniu sił sprężających na długości zakotwienia splotu, bezprzedmiotowy staje się problem docisku, a naprężenia rozciągające poprzeczne, omówione w punkcie 6.6.2, ulegają znacznej redukcji i są przenoszone przez wymagane minimalne zbrojenie strzemionami. Zasady konstruowania tego zbrojenia pozostają niezmienione jak dla belek kablo-betonowych.

7.6.1. Długość zakotwienia

W przekroju czołowym naprężenia normalne w stali i betonie są, z warunków brzegowych, równe zero. W pewnej odległości od czoła, cała siła naciągu została już prze-



Rys. 7-6. Mechanizm zakotwienia przyczepnościowego

kazana na beton i naprężenia w stali osiągnęły stałą wartość, w stadium początkowym równą σ_{pl} . Odcinek ten oznacza się l_{bp} i nazywa długością zakotwienia (ściśle: użytkową długością zakotwienia). Na rysunku 7-6 pokazano rozkłady naprężeń rozciągających σ_{pl} oraz naprężeń przyczepności τ_p na powierzchni cięgna, na odcinku l_{bp} . Dokładne funkcje rozkładu tych naprężeń są skomplikowane i zależne od wielu czynników, muszą jednak spełniać warunki brzegowe:

- dla $x = 0$ $\sigma_{pl,x} = 0$,
- dla $x = l_{bp}$

$$\sigma_{pl,x} = \sigma_{pl}, \quad \frac{d\sigma_{pl,x}}{dx} = 0, \quad \frac{d^2\sigma_{pl,x}}{dx^2} = 0.$$

Najprostszym wielomianem spełniającym te warunki jest parabola trzeciego stopnia:

$$\sigma_{pl,x} = \sigma_{pl} \left[1 - \left(1 - \frac{x}{l_{bp}} \right)^3 \right]. \quad [7-29]$$

Bez większego błędu można przyjąć, że siła sprężająca jest wprowadzana do elementu według tej funkcji (por. [7-28]).

Norma [N1] zezwala na stosowanie uproszczonej liniowej funkcji przekazywania siły sprężającej na beton według rysunku 7-7.

Długość zakotwienia l_{bp} określa się w sposób wiarygodny jedynie doświadczalnie. Liczne pomiary wykazały, że dla różnych rodzajów cięgien:

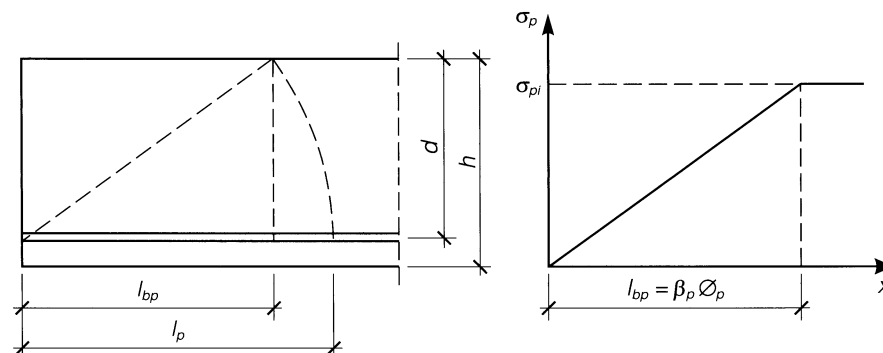
$$l_{bp} = \beta_p \varnothing = (30 \div 130) \varnothing, \quad [7-30]$$

gdzie \varnothing – średnica cięgna. Wartość l_{bp} zależy od typu cięgna, stanu powierzchni drutów, klasy betonu i wstępnych naprężeń w cięgnach.

Liczbowe wartości współczynnika β_p podano w tablicy 7-7, według [N1]. Długość zakotwienia określa się, poczynając od przekroju, w którym bierze początek efektywna przyczepność, a więc trzeba pominąć końcowe odcinki splotów celowo pozabawione przyczepności oraz takie, na

Tablica 7-7. Współczynnik długości zakotwienia β_p

Typ cięgna	f_{ck} w chwili sprężenia [MPa]					
	25	30	35	40	45	50
Sploty i druty nagniatane	75	70	65	60	55	50
Pręty żebrowane	55	50	45	40	35	30



Rys. 7-7. Uproszczony wykres naprężeń w splotach na długości zakotwienia

których przyczepność została zerwana wskutek nagłego zwolnienia naciągu. Dla drutów gładkich długość zakotwienia zwiększa się w przybliżeniu dwukrotnie. Długość zakotwienia może ulec zwiększeniu (o około 20%) wskutek obciążeń dynamicznych, nadmiernego pęcznienia betonu lub zbyt ciasnego rozmieszczenia splotów sprężających.

Przekazanie całkowitej siły sprężającej na beton nie oznacza jeszcze liniowego rozkładu naprężeń i odkształceń w przekroju poprzecznym, a więc długość strefy zaburzeń l_p będzie zawsze większa od długości zakotwienia. Według obserwacji doświadczalnych długość strefy zaburzeń można oszacować ze wzoru (rys. 7-7):

$$l_p = \sqrt{l_{bp}^2 + d^2} \quad [7-31]$$

7.6.2. Naprężenia rozciągające przyczołowe

Ze wszystkich rodzajów naprężeń, jakie powstają w strefie zakotwień belki kablobetonowej (p. 6.6), dla elementu strunobetonowego niebezpieczne są jedynie naprężenia rozszczepiające (strefa 2 na rys. 6-12), wywołane skupieniem splotów sprężających blisko dolnej i górnej krawędzi. Wypadkową S_{t2y} tych naprężeń określa w dalszym ciągu wzór [6-65], do którego należy podstawić:

$$F_{pk1} = f_{pk} A_p, \quad F_{pk2} = f_{pk} A'_p, \quad a = a_p + a'_p.$$

Naprężenia rozszczepiające są złagodzone przez stopniowe wprowadzenie sił sprężających na długości zakotwienia. W przybliżeniu redukcja siły wypadkowej S_{t2y} odpowiada proporcji długości stref zaburzeń (h – dla kablobetonu i l_p – dla strunobetonu); ostatecznie:

$$S_{t2y} = 0,42 \frac{0,5h - a_p - a'_p}{h - a_p - a'_p} f_{pk} (A_p + A'_p) \frac{h}{l_p}, \quad [7-32]$$

co wymaga pionowych gałęzi zbrojenia poprzecznego o polu:

$$A_{s2y} = \frac{S_{t2y}}{f_{yd}} \quad [7-33]$$

Zbrojenie to konstruuje się w postaci pionowych strzemion lub uzwojenia w ściance i rozstawia na odcinku długości około $0,3l_p$. Strzemiona w półkach mogą być rozstawione rzadziej niż w ściance.

We wzorze [7-32] należy uwzględnić pole przekroju cięgien zakotwionych na końcu elementu, bez splotów wcześniej wyłączonego.

W belkach z cięgnami odgiętymi oraz w belkach z cięgnami rozmieszczonymi w całym przekroju (także w ściance) naprężenia rozszczepiające są niewielkie i zwykle wystarcza konstrukcyjne rozmieszczenie strzemion na końcach elementu.

8. Projektowanie elementów rozciąganych

Elementy osiowo rozciągane występują w konstrukcjach budowlanych w bardzo różnorodnej postaci jako: ściąg, pasy dolne i krzyżulce rozciągane kratownic, ścianki zbiorników kołowych i rur ciśnieniowych, pierścienie podporowe kopuł, wieszaki, kotwie gruntowe itp. Sprężenie takich elementów jest szczególnie celowe z uwagi na znaczne oszczędności materiałowe i wyraźną poprawę cech użytkowych. W belkach momentowo zginającym przeciwstawiła się siła sprężająca na mimośrodku, a więc wielkość statyczna odmiennego rodzaju, natomiast osiową siłę rozciągającą można idealnie zrównoważyć osiowym sprężeniem. W tej sytuacji oszczędności materiałowe są szczególnie

duże i dochodzą do 50% ilości betonu i do 80% ilości stali.

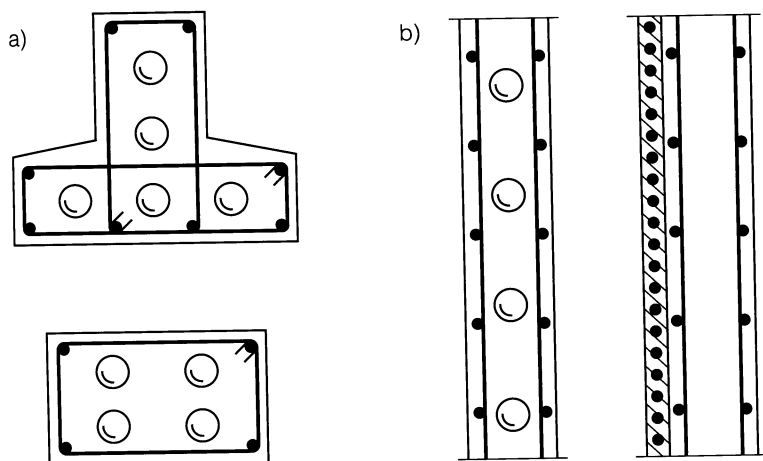
Poprawa walorów użytkowych sprężonych elementów rozciąganych ma swoje źródło w wyeliminowaniu rys i mikrorys w betonie rozciągany, co uszczelnia konstrukcję i ogranicza korozję. Niemalże znaczenie ma także zmniejszenie wydłużeń, które poważnie ograniczają zastosowanie żelbetowych (niesprężonych) ściągów i prętów kratownic.

Pasy rozciągane kratownic mogą być sprężane w technologii strunobetonowej, ale sytuacje takie są bardzo rzadkie. Ogromna większość elementów osiowo rozciąganych jest sprężana kablami i tak przyjęto w dalszych wywodach. Nie przeczy to w niczym ogólności wyprowadzonych wzorów.

8.1. Ukształtowanie przekroju poprzecznego

Ze względu na charakter pracy nieistotna jest sztywność elementu na zginanie, a więc przekrojom elementów rozciąganych nadaje się kształty geometrycznie proste, najczęściej prostokątne (rys. 8-1). Otuliny i odstępy między cięgnami muszą spełniać minimalne wymagania określone w p. 6.1. Dąży się do takiego rozstawienia cięgna, aby można było rozmieścić mechaniczne urządzenia ko-

twiące na końcach elementu, przy zachowaniu równoległego przebiegu wszystkich cięgna. W elementach prostych środki ciężkości cięgna i przekroju betonowego powinny pokrywać się, chyba że pożądany jest niewielki mimośród w celu zrównoważenia zginania od ciężaru własnego (np. w ściągach sprężonych). Warunek osiowego przebiegu wypadkowego cięgna jest nieistotny przy sprężaniu obwodowym konstrukcji o przekroju kołowym. O intensywności sprężenia decydują wówczas naciski radialne cięgna, natomiast ich położenie względem przekroju betonowego jest dowolne, czego najlepszym przykładem jest zewnętrzne prowadzenie cięgna przy sprężaniu metodą nawijania (rys. 8-1b).



Rys. 8-1. Typowe kształty przekrojów elementów rozciąganych: a) ściąg lub wieszaki, b) ścianki zbiorników kołowych (z kablami wewnętrznymi i zewnętrznymi)

W elementach strunobetonowych zbrojenie podłużne ze stali zwykłej nie jest konieczne, natomiast w kablobetonowych obowiązują minimalne stopnie zbrojenia (p. 6.1). Jeśli nośność tego zbrojenia uwzględnia się

w analizie warunków bezpieczeństwa, to musi ono spełniać wymagania konstrukcyjne dla elementów żelbetowych. Zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion zamkniętych lub uzwojenia przyjmuje się konstrukcyjnie.

8.2. Warunki bezpieczeństwa

Pole przekroju betonowego elementów rozciąganych jest znacznie mniejsze niż w belkach zginanych i kanały kablone stanowią istotne jego osłabienie. Czynny przekrój betonowy A_{cn} przyjmuje się z potrąceniem otworów na cięgna i pominięciem niewielkiego pola przekroju stali zwykłej.

Jak wykazano w p. 5.5.5.1, nie ma obawy wyboczenia pod wpływem siły sprężającej, a więc groźnymi stanami granicznymi w stadium sprężenia są zmiażdżenie betonu lub przekroczenie naprężeń dopuszczalnych w betonie ściskanym (p. 5.5.2). Nie ma wtedy jeszcze siły rozciągającej w elemencie lub jest ona niewielka, a więc odpowiednie warunki bezpieczeństwa przyjmują prostą postać:

$$f_{cd}A_{cn} \geq 1,1P_t, \quad [8-1a]$$

$$0,5f_{cm}A_{cn} \geq 1,1P_t. \quad [8-1b]$$

Stanem granicznym zniszczenia w sytuacji obliczeniowej trwałej jest zerwanie cięgien pod wpływem przyłożonej siły rozciągającej $N_t(K_{u1})$ od podstawowej kombinacji obciążeń. Beton, już znacznie wcześniej zarysowany, nie przenosi w tym stanie żadnych naprężeń rozciągających. Warunkiem bezpieczeństwa jest wtedy nierówność:

$$f_{pd}A_p \geq N_t(K_{u1}). \quad [8-2]$$

W stanie granicznym zarysowania siły rozciągającej N_t przeciwstawia się trwała siła sprężająca P_t , co prowadzi do warunków bezpieczeństwa – dla kategorii rysoodporności (1a):

$$0,9P_t \geq N_t(K_{u1}) \quad [8-3]$$

lub dla kategorii rysoodporności (1b):

$$0,9P_t + f_{ctm}A_{cn} \geq N_t(K_{s2}). \quad [8-4]$$

We wzorze [8-4] należy przyjmować $f_{ctm}=0$ dla konstrukcji złożonej z segmentów o stykach wypełnionych zaprawą cementową, natomiast $f_{ctm} = -\sigma_c$, gdy względy użytkowe wymagają zachowania naprężeń ściskających σ_c w betonie, w stanie maksymalnego obciążenia.

Zdarza się często (np. w ściągach dźwigarów łukowych), że przyłożenie pełnej siły sprężającej w jednej operacji sprężenia wymaga, zgodnie z wzorami [8-1], zbyt dużego przekroju betonu. Można tego uniknąć przez sprężenie dwuetapowe. W sytuacji obliczeniowej przejściowej naciąga się część kabli o łącznym polu przekroju A_{p1} , wprowadzając do elementu częściową siłę sprężającą P_{t1} , spełniającą warunek:

$$1,1P_{t1} \leq f_{cd}A_{cn}. \quad [8-5]$$

Następuje pierwszy etap montażu konstrukcji, co wywołuje częściową siłę rozciąg-

gającą N_{II} . Siłę tę powinno bezpiecznie przejąć sprężenie pierwszego etapu:

$$f_{pd} A_{pl} \geq N_{II} \gamma_F, (\gamma_F > 1), \quad [8-6]$$

$$P_{II} + f_{ctm} A_{cn} \geq N_{II} \quad [8-7]$$

Warunek [8-7] pozostaje w mocy także dla konstrukcji kategorii rysoodporności (1a), gdyż rozpatrywana sytuacja obliczeniowa jest krótkotrwała. To tłumaczy również pominięcie współczynnika 0,9 przy sile sprężającej P_{II} .

Drugi etap zaczyna się od naciągu pozostałych cięgien i uzupełnienia siły sprężającej do pełnej wartości wstępnej P_I . Przed zmiażdżeniem betonu ściskanego chroni warunek:

$$f_{cd} A_{cn} \geq 1,1 P_I - N_{II} \gamma_F, (\gamma_F < 1), \quad [8-8]$$

w którym siłę N_{II} – jako działającą korzystnie – należy przyjmować jak najmniejszą ($\gamma_F < 1$). Drugi etap zamyka się zakończeniem montażu konstrukcji i naniesieniem wszystkich obciążeń. Muszą wówczas być spełnione warunki [8-2] oraz [8-3] lub [8-4].

Koncepcję tę można uogólnić na sprężenie w kilku etapach.

W elementach osiowo rozciąganych należy stosować częściowe sprężenie z dużą

ostrożnością. Rysa w tych elementach przebiega przez cały przekrój poprzeczny betonu, co narusza szczelność konstrukcji sprężonej, zmniejsza jej sztywność, a co najgroźniejsze, ułatwia penetrację agresywnych substancji. Trzeba przy tym pamiętać, że większość katastrof konstrukcji kablobetonowych, jakie miały miejsce w Polsce, dotyczyła elementów osiowo rozciąganych, i że przyczyną tych katastrof była korozja cięgien sprężających.

Norma [N1] nie czyni jednak żadnych zastrzeżeń w tej kwestii i dlatego w tym rozdziale zostaną omówione także elementy częściowo sprężone.

Sprawdzenie stanu granicznego rozwarcia rysy przebiega podobnie jak w elementach zginanych (por. p. 5.5.5.4). Niewielkie modyfikacje sprowadzają się do:

1° – zmiany wartości współczynnika k_2 we wzorze [5-59], który przyjmie teraz postać:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 \frac{\sigma}{\rho_r}, \quad [8-9]$$

2° – przyjęcia, że efektywne pole przekroju $A_{ct,eff}$ równe jest polu przekroju betonu netto:

$$A_{ct,eff} = A_{cn} \quad [8-10]$$

8.3. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

Wymiarowanie elementu osiowo rozciąganego jest łatwe, ponieważ jego praca statyczna jest przejrzysta, a konstrukcja prosta. W dodatku nie zachodzi obawa wyboczenia elementu od siły sprężającej (p. 5.5.5.1). W elemencie rozciągany nie ma znaczenia, czy zbrojenie sprężające jest skupione

w jednym cięgnię, czy rozproszone w całym przekroju, nie ma tu także zagadnienia trasowania cięgien, a więc wymiarowanie jest jednakowe dla kablobetonu i strunobetonu. Niewiadome są trzy wielkości charakteryzujące przekrój: pole przekroju stali sprężającej A_p , stali zwykłej A_s i betonu A_c , a w

praktyce jedynie dwie, gdyż zbrojenie zwykle przyjmuje się zazwyczaj konstrukcyjnie. W stanach granicznych istnieje wystarczająca, a nawet nadmierna, liczba warunków do obliczenia niewiadomych.

Zasadnicza koncepcja wymiarowania jest taka sama jak dla belek zginanych. Dwie podstawowe niewiadome A_p i A_c oblicza się z warunków nośności w sytuacji obliczeniowej przejściowej i trwałej, a następnie weryfikuje warunek rysoodporności w sytuacji obliczeniowej trwałej, zwiększając w razie potrzeby siłę sprężającą lub ilość zbrojenia zwykłego.

8.3.1. Sprężenie jednoetapowe

Ten przypadek jest podstawowy przy sprężeniu elementów rozciąganych. Potrzebne pole przekroju stali sprężającej oblicza się z warunku nośności w sytuacji obliczeniowej trwałej (wzór [8-2]):

$$A_p = \frac{N_t(K_{u1})}{f_{pd}} \quad [8-11]$$

Po dobraniu odpowiedniej liczby cięgien i oszacowaniu strat określa się możliwe do wykorzystania siły sprężające P_i oraz P_t (rozdział 4). Z warunków [8-1] uzyskuje się:

$$A_{cn} \geq \max\left(\frac{1,1P_i}{f_{cd}}; \frac{1,1P_t}{0,5f_{cm}}\right) \quad [8-12]$$

Z warunków [8-3] i [8-4] otrzymuje się siłę sprężającą P_{cr} , zabezpieczającą przed zarysowaniem:
dla kategorii rysoodporności **(1a)**:

$$P_{cr} = \frac{N_t(K_{u1})}{0,9} \quad [8-13]$$

lub dla kategorii rysoodporności **(1b)**:

$$P_{cr} = \frac{N_t(K_{s2}) - f_{ctm}A_{cn}}{0,9} \quad [8-14]$$

Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to można przejść wprost do konstrukcyjnego ukształtowania przekroju.

Dla kategorii rysoodporności **(1a)** obliczone ze wzoru [8-13] P_{cr} jest niezależne od pola przekroju betonowego, a więc w przypadku $P_{cr} > P_t$ wystarczy w odpowiedniej proporcji zwiększyć A_p i A_{cn} , obliczone z wzorów [8-11] i [8-12]. Otrzymamy:

$$A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t} \quad [8-15]$$

$$A_{cn,cr} = A_{cn} \frac{P_{cr}}{P_t} \quad [8-16]$$

Dla kategorii rysoodporności **(1b)** sytuacja nieco się komplikuje, ponieważ P_{cr} w równaniu [8-14] jest zależne od nieznanego chwilowo pola przekroju A_{cn} . W tym przypadku trzeba wykorzystać zależność:

$$A_{cn} = \frac{P_{cr}}{\sigma_{cp}},$$

gdzie: $\sigma_{cp} = \min(f_{cd}; 0,5f_{cm})$.

Można wtedy efektywnie obliczyć:

$$P_{cr} = \frac{\sigma_{cp}}{0,9\sigma_{cp} + f_{ctm}} N_t(K_{s2}) \quad [8-17]$$

i tę wartość podstawić do wzorów [8-15] i [8-16].

Procedurę wymiarowania elementu osiowo rozciąganego przy jednoetapowym sprężeniu zawierają tablice 8-1 i 8-2.

Tablica 8-1. Procedura wymiarowania elementu osiowo rozciąganego

Jednoetapowe pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b).
2	Dobrać materiały – beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} ; stal zwykła: f_{yd} ; stal sprężająca f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna; pole przekroju A_{p1} , średnica \varnothing_d
3	Obliczyć siły rozciągające: $N_t(K_{u1})$ i $N_t(K_{s2})$
4	Obliczyć: $A_p = \frac{N_t(K_{u1})}{f_{pd}}$
5	Dobrać liczbę cięgien $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
6	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną – $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$, według p. 4.5.4; określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
7	Obliczyć: $\sigma_{cp} = \min(f_{cd}; 0,5f_{cm})$
8	Obliczyć: $A_{cn} = \frac{1,1P_i}{\sigma_{cp}}$
9	Obliczyć: dla kategorii rysoodporności (1a) $P_{cr} = \frac{N_t(K_{u1})}{0,9}$, dla kategorii rysoodporności (1b) $P_{cr} = \frac{\sigma_{cp}}{0,9\sigma_{cp} + f_{ctm}} N_t(K_{s2})$, uwaga: za f_{ctm} można podstawić dowolne naprężenie σ_c (ściskanie ujemne), uznane za pożądane w stadium eksploatacji, jeśli $P_{cr} > P_t$, przejść do 10; jeśli $P_{cr} \leq P_t$, przejść do 11
10	Skorygować: $A_{p,cr} = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$, $A_{cn,cr} = A_{cn} \frac{P_{cr}}{P_t}$
11	Ukształtować przekrój konstrukcyjny
12	Zaprojektować strefę zakotwień według punktu 6.6. Koniec.

Tablica 8-2. Procedura wymiarowania elementu osiowo rozciąganego

Jednoetapowe częściowe sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (2a) lub (2b)
2	Dobrać materiały – beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} ; stal zwykła – f_{yd} ; stal sprężająca f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna, pole przekroju A_{p1} , średnica \varnothing_d
3	Obliczyć siły rozciągające: $N_t(K_{u1})$, $N_t(K_{s2})$ i $N_t(K_{s1})$
4	Obliczyć: $A_p = \frac{N_t(K_{u1})}{f_{pd}}$
5	Dobrać liczbę cięgien: $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
6	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$; wstępną – $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą – $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$; $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
7	Obliczyć: $\sigma_{cp} = \min(f_{cd}; 0,5f_{cm})$
8	Obliczyć: $A_{cn} = \frac{1,1P_t}{\sigma_{cp}}$, dla kategorii rysoodporności (2b) przejść do 11, dla kategorii rysoodporności (2a) przejść do 9
9	Jeśli $P_t < \frac{N_t(K_{s1})}{0,9}$, przejść do 10, w przeciwnym razie przejść do 11
10	Skorygować: $A_p = A_p \frac{N_t(K_{s1})}{0,9P_t}$, $A_{cn} = A_{cn} \frac{N_t(K_{s1})}{0,9P_t}$
11	Obliczyć: $\beta_{lm} = \frac{\sum(n_i\beta_{li})}{\sum n_i}$, $\beta_1 = 1,0$ dla prętów żebrowanych, $\beta_1 = 0,5$ dla kabli i prętów gładkich, zbrojenie A_s ze stali zwykłej przyjąć konstrukcyjnie.
12	Obliczyć: $\Delta\sigma_s = \frac{N_t(K_{s2}) - 0,9P_t}{A_p + A_s}$
13	Obliczyć: $\Delta\epsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_{lm} \left(\frac{0,9P_t}{N_t(K_{s2})} \right)^2 \right]$
14	Obliczyć: $\rho_r = \frac{A_p + A_s}{A_{cn}}$
15	Obliczyć: $(k_1\varnothing)_m = \frac{\sum(n_i\varnothing_i k_{1i})}{\sum n_i}$, $k_1 = 0,8$ dla prętów żebrowanych, $k_1 = 1,6$ dla prętów gładkich, $k_1 = 2,0$ dla kabli,
16	Obliczyć: $s_{rm} = 50 + 0,25 \frac{(k_1\varnothing)_m}{\rho_r}$ [mm]
17	Obliczyć szerokość rozwarcia rysy $w_k = 1,3s_{rm}\Delta\epsilon_{sm}$, jeśli $w_k \leq w_{lim} = 0,2$ mm, przejść do 18, w przeciwnym razie zwiększyć A_s i wrócić do 11
18	Ukształtować przekrój konstrukcyjny.
19	Zaprojektować strefę zakotwień według punktu 6.6. Koniec.

Tablica 8-3. Procedura wymiarowania elementu osiowo rozciąganego

Dwuetałapowe pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały; beton: f_{cd} , f_{cm} , f_{ctm} ; stal zwykła, f_{yd} ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica \varnothing_d
3	Obliczyć siły rozciągające: $N_t(K_{u1})$, $N_t(K_{s2})$, N_{tl}
4	Obliczyć: $A_p = \frac{N_t(K_{u1})}{f_{pd}}$
5	Dobrać liczbę cięgien $n = \frac{A_p}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_p = nA_{p1}$, wskazane zaokrąglenie w górę
6	Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową $\max P_0 = 0,80f_{pk}A_p$, wstępną $\max P_i = 0,75f_{pk}A_p$, trwałą $\max P_t = 0,65f_{pk}A_p$, oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ według p. 4.5.4, określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$
7	Obliczyć: $A_{pl} = \frac{N_{tl}\gamma_F}{f_{pd}}$, ($\gamma_F > 1$) ($N_{tl}\gamma_F$ jest największą siłą rozciągającą w pierwszym etapie sprężenia).
8	Skorygować: $A_{pl} = n_l A_{p1}$
9	Obliczyć: $P_{t,l} = P_t \frac{n_l}{n}$; $P_{i,l} = P_i \frac{n_l}{n}$
10	Obliczyć: $\sigma_{cp} = \min(f_{cd}; 0,5f_{cm})$
11	Obliczyć: $A_{cn} = \max \left\{ \frac{1,1P_{i,l}}{\sigma_{cp}}; \frac{1,1P_t - N_{tl}\gamma_F}{\sigma_{cp}} \right\}$, ($\gamma_F < 1$) ($N_{tl}\gamma_F$ jest najmniejszą siłą rozciągającą w pierwszym etapie sprężenia)
12	Jeśli $P_{t,l} \geq N_{tl} - f_{ctm}A_{cn}$, przejść do 15, w przeciwnym razie przejść do 13
13	Obliczyć: $P_{crl} = \frac{\sigma_{cp}}{0,9\sigma_{cp} + f_{ctm}} N_{tl}$
14	Skorygować: $A_{pl} = A_{pl} \frac{P_{crl}}{P_{t,l}}$, $A_{cn} = A_{cn} \frac{P_{crl}}{P_{t,l}}$
15	Jeśli $0,9P_t \geq N_t(K_{s2}) - f_{ctm}A_{cn}$, przejść do 18, w przeciwnym razie przejść do 16
16	Obliczyć: $P_{cr} = \frac{\sigma_{cp}}{0,9\sigma_{cp} + f_{ctm}} N_t(K_{s2})$
17	Skorygować: $A_p = A_p \frac{P_{cr}}{P_t}$
18	Ukształtować przekrój konstrukcyjny
19	Zaprojektować strefę zakotwień według punktu 6.6. Koniec.

8.3.2. Sprężenie dwuetapowe

Całkowity przekrój stali sprężającej wyznacza się z warunku [8-11], a możliwe do wykorzystania siły sprężające określa się zgodnie z rozdziałem 4. Liczbę kabli naciąganych w stadium początkowym określa warunek:

$$A_{pl} = \frac{N_{II}\gamma_F}{f_{pd}}, \quad (\gamma_F > 1), \quad [8-18]$$

co pozwala wyznaczyć siły sprężające pierwszego etapu $P_{i,I}$ i $P_{t,II}$. Można uwzględnić, że w pierwszym etapie zrealizowała się tylko część strat opóźnionych, a kable naciągnięte w drugim etapie (w późniejszym terminie) wykażą mniejsze straty całkowite. Prowadziłoby to jednak do skomplikowanych wzorów, nieuzasadnionych w fazie projektowania. Taką analizę można pozostawić do szczegółowe-

go sprawdzenia stanów granicznych zaprojektowanej konstrukcji, a przy wymiarowaniu korzystać z dotychczasowych wzorów, co jest postępowaniem na korzyść bezpieczeństwa.

Na niewiadomą A_{cn} otrzymuje się wzór (z [8-5] i [8-8]):

$$A_{cn} = \max \left(\frac{1,1P_{i,I}}{\sigma_{cp}}, \frac{1,1P_t - N_{II}\gamma_F}{\sigma_{cp}} \right), \quad (\gamma_F < 1), \quad [8-19]$$

gdzie: $\sigma_{cp} = \min(f_{cd}; 0,5f_{cm})$.

Weryfikacja stanu granicznego zarysowania zarówno w sytuacji obliczeniowej przejściowej, jak i trwałej przebiega jak w p. 8.3.1 (wzory [8-13] do [8-17]).

Procedurę wymiarowania elementu osiowo rozciąganego przy dwuetapowym pełnym sprężeniu zawiera tablica 8-3.

8.4. Zalecenia praktyczne

W ściankach zbiorników i rur dobrze jest pozostawić w betonie niewielkie naprężenia ściskające (rzędu 1 do 2 MPa) w stanie maksymalnego obciążenia eksploatacyjnego, aby nie dopuścić do rys, które mogłyby naruszyć szczelność konstrukcji.

Uwzględnienie nośności zbrojenia ze stali zwykłej jest uzasadnione tylko wtedy, gdy prowadzi do zmniejszenia liczby cięgien sprężających. Należy wówczas uzupełnić warunek [8-2] do postaci:

$$f_{pd}A_p + f_{yd}A_s \geq N_t(K_{u1}), \quad [8-20]$$

a w pozostałych stanach granicznych operować polem przekroju współpracującego:

$$A_{cs} = A_{cn} + \frac{E_s}{E_c} A_s. \quad [8-21]$$

W elementach zginanych największe momenty zginające powstają tylko na określonych odcinkach lub w określonych przekrojach poprzecznych. W elementach osiowo rozciąganych występuje stała siła rozciągająca na całej długości elementu, a więc również w najslabszym jego przekroju (na przykład w styku). Prawdopodobieństwo zniszczenia lub uszkodzenia konstrukcji jest w tej sytuacji większe i uzasadnione byłoby nieznaczne zwiększenie zapasu bezpieczeństwa w stosunku do elementów zginanych. Obowiązujące normy tego nie uwzględniają.

9. Projektowanie elementów ściskanych

Szereg przykładów zastosowań sprężonych elementów ściskanych przytoczono w rozdziale 15. Są to ściany wysokich zbiorników walcowych, obudowy reaktorów jądrowych, podpory platform wydobywczych, trzony wysokich obiektów wieżowych.

W szkieletowych układach prętowych sprężano słupy do niedawna raczej rzadko. Są to elementy ściskane i wywołanie w nich dodatkowych sił ściskających od sprężenia wydaje się niecelowe. Słupy są zwykle elementami o niedużej długości i zaburzający wpływ stref zakotwień zaznacza się w nich wyraźniej. Zakotwienia mechaniczne na czołach elementów komplikują konstrukcję połączeń, zwłaszcza skonstruowanie węzłów sztywnych. Tak więc typową konstrukcją hal przemysłowych lub szkieletów wielokondygnacyjnych są sprężone dźwigary dachowe lub belki stropowe oparte na żelbetonowych słupach. Przykład montażu konstrukcji halowej pokazano m.in. na fotografii 15-11.

Mimo tych zastrzeżeń w systemowych rozwiązaniach budownictwa przemysłowego, a czasem także miejskiego, słupy jednak się spręża. Wynika to z dążenia do ograniczenia przekrojów i ciężaru słupów w przypadkach znaczących momentów zginających. Dotyczy to w pierwszym rzędzie słupów w obiektach z jezdniami podsuwnicowymi (hale, estakady), ale także prefabrykowanych słupów kilkukondygnacyjnych w obiektach szkieletowych bez ścianowych usztywnień. Przy wyższych słupach istotnym argumentem za stosowaniem sprężenia są obciążenia w czasie transportu i montażu prefabrykatów.

Systemowe rozwiązania wiążą się z serijną produkcją prefabrykatów, a do tego

predestynowana jest technologia strunobetonu. Tutaj względy dokładnego i oszczędnego wymiarowania schodzą na drugi plan, a decydujące stają się inne przesłanki: uproszczenie i ujednolicenie metody produkcji, zmniejszenie asortymentu prefabrykatów (uniwersalność), a przede wszystkim łatwość i szybkość montażu. Decyzję – żelbetowe czy sprężone – można uzależnić od wielkości momentów zginających w słupach. Przy dużych mimośrodkach racjonalne będą słupy strunobetonowe, a przy małych mimośrodkach sprężanie nie jest uzasadnione i należy poprzestać na słupach żelbetowych.

Słupy nie są elementami kwalifikującymi się do superpełnego sprężenia – kategoria **(1a)**. Z drugiej strony częściowe sprężenie nie daje tu znaczących oszczędności, a jest niewskazane z uwagi na zróżnicowane warunki obciążeń prefabrykatu. Dalsze rozważania będą zatem dotyczyć słupów strunobetonowych jedynie w kategorii rysoodporności **(1b)**. Praktyka ostatnich lat w naszym kraju wskazuje (nowe wytwórnie prefabrykatów, np. Consolis w Gorzkowicach lub Ergon w Mszczonowie), że właśnie takie rozwiązania zyskują popularność.

Nie rozważa się tutaj słupów elektroenergetycznych, np. od dawna produkowanych w kraju słupów o przekroju pierścieniowym, zbieżnych, produkowanych metodą wirowania. Choć są to niewątpliwie elementy poddane pewnym niewielkim obciążeniom ściskającym, to jednak dominują w nich obciążenia wywołujące zginanie, a zatem ich obliczenia są analogiczne do elementów zginanych.

9.1. Ukształtowanie konstrukcyjne

Podobnie jak przekrój dwuteowy jest typowy dla belek sprężonych, tak dla słupów typowy jest przekrój prostokątny. Potrzebna jest bowiem sztywność w kierunku poprzecznym ze względu na wyboczenie, a beton rozmieszczony w sąsiedztwie osi słupa uczestniczy w przenoszeniu sił ściskających.

Jako minimalną szerokość słupa przyjmuje się $b_{min} = 300$ mm. Wysokość przekroju h można wstępnie oszacować ze stanów granicznych użyteczności, a konkretnie z dopuszczalnych naprężeń krawędziowych: na ściskanie $0,7f_{cm}$ (p. 5.5.2) i na rozciąganie f_{ctm} (kategoria **(1b)**, tabl. 5-1). Nie należy dążyć do wykorzystania naprężeń ściskających, bowiem w toku wymiarowania obciążenia ulegają nieznacznie zwiększeniu wskutek uwzględnienia ciężaru własnego słupa, imperfekcji geometrycznych i wpływu smukłości. Można zatem ostrożnie dopuszczać $0,6f_{cm}$ na krawędzi ściskanej, z czego wynika naprężenie w osi słupa $0,5(0,6f_{cm} - f_{ctm})$, gdzie obydwie wartości średnich wytrzymałości wstawia się dodatnie.

Dla przeniesienia momentu zginającego $M(K_{s2})$ mamy do dyspozycji amplitudę naprężeń:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_c &= 0,5 (0,6f_{cm} - f_{ctm}) + f_{ctm} = \\ &= 0,3f_{cm} + 0,5f_{ctm},\end{aligned}$$

skąd:

$$M(K_{s2}) = W \cdot \Delta\sigma_c = \frac{bh^2}{6} (0,3f_{cm} + 0,5f_{ctm}).$$

Otrzymujemy wzór na wysokość przekroju:

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot \max M(K_{s2})}{b(0,3f_{cm} + 0,5f_{ctm})}}, \quad [9-1]$$

(f_{cm} i f_{ctm} dodatnie).

Podobnie jak przekrój dwuteowy (wzory [6-3] i [6-4]), tak i przekrój prostokątny można opisać wskaźnikiem tęgości β . Dla przekroju prostokątnego jest to wprost stosunek b/h i gdy nie ma szczególnych wymagań wskaźnik ten powinien mieścić się w granicach:

$$\beta = 0,5 \div 1,0. \quad [9-2]$$

Jeżeli obliczona wysokość h daje przekrój zbyt wiotki (wskaźnik β zbyt mały), to należy zwiększyć szerokość b i ponownie obliczenie. Obliczoną wartość h zaokrąglamy zwykle w górę do pełnych 50 mm.

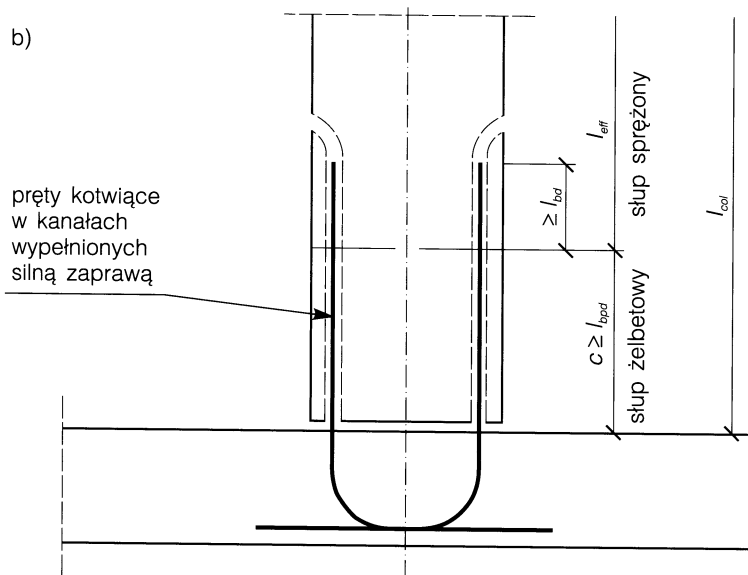
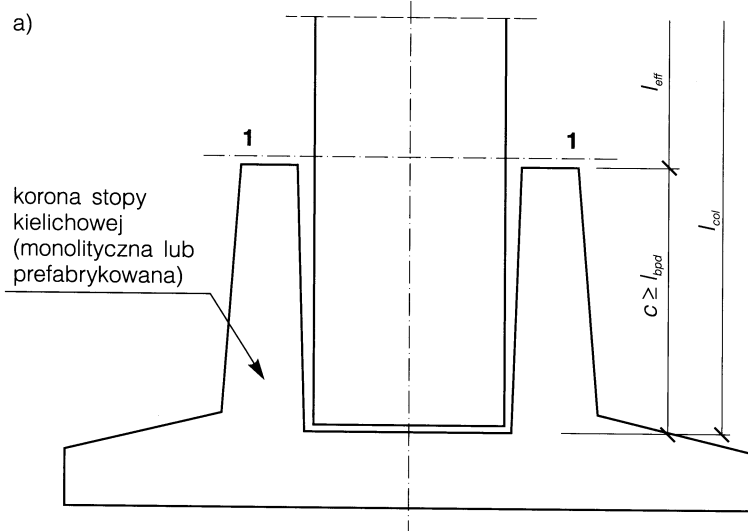
Z uwagi na uproszczenie technologiczne z reguły zachowujemy przekrój prostokątny jednakowy na całej wysokości słupa. Sploty sprężające przebiegają prostoliniowo. W celu prawidłowego zamocowania strzemion należy w każdym narożu umieścić splot sprężający. Rozstaw strzemion s_1 powinien spełnić warunki:

$$s_1 \leq \begin{cases} 15\varnothing \\ b \\ 400\text{mm} \end{cases} \quad [9-3]$$

W strefach zakotwień wskazane jest zagęszczenie strzemion (dwukrotne).

Słup prefabrykowany jest najczęściej utwierdzony w kielichowej stopie fundamentowej (rys. 9-1a). Głębokość c kielicha powinna być nie mniejsza niż długość zakotwienia splotów sprężających, tak aby najbardziej obciążony przekrój utwierdzenia (przekrój 1-1 na rys. 9-1a) był w pełni sprężony.

Przy fundamentach typu płytowego (rys. 9-1b), stosowanych coraz częściej z racji uproszczenia realizacji, sytuacja jest bardziej złożona. Najbardziej obciążony przekrój wypada w styku słupa z fundamentem



i obciążenie przenoszą pręty stalowe zakotwione w fundamencie. Nieco wyżej na długości c pracuje jedynie przekrój żelbetowy. Sprężony przekrój może przenieść pełne obciążenie dopiero w odległości zakotwienia cięgien l_{bp} od podstawy słupa.

Pozostają w mocy reguły konstrukcyjne obowiązujące dla elementów strunobetonowych (rozdział 7).

Rys. 9-1. Przekroje charakterystyczne słupa utwierdzonego w fundamencie: a) słup utwierdzony w fundamencie kielichowym, b) słup utwierdzony w płytowej stopie

9.2. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

Długość obliczeniową l_0 słupa przyjmujemy według tablicy C.1 normy [N1]. Jeżeli zachodzi $l_0 \leq 7h$, to słup jest krępy i nie uwzględnia się wyboczenia. W pozostałych przypadkach trzeba uwzględnić wpływ smukłości.

Szacujemy ciężar słupa G i korygujemy wartości sił ściskających:

$$N_1 = N_1(K_{s2}) + G; \quad N_2 = N_2(K_{s2}) + G.$$

Mimośrodody początkowe e_{01} i e_{02} (słup może być zginany „w lewo” lub „w prawo”) ustala się zgodnie z p. 5.3.2 normy [N1]. Siłę krytyczną N_{crit} obliczamy ze wzoru [5-36]. Komentując ten wzór wyjaśniono, że występujący w nim współczynnik:

$$c = \frac{0,11}{0,1 + e_0/h} + 0,1,$$

uwzględnia efekt zarysowania na krawędzi rozciąganej. W rozważanym tutaj zakresie projektowania słupów należy przyjmować $c = 1$, ponieważ dla kategorii rysoodporności **(1b)** nie dopuszczamy do zarysowań. Moment bezwładności I_p stali sprężającej szacujemy, przyjmując wstępnie ogólny stopień zbrojenia 0,6%, podzielony symetrycznie po 0,3% przy obu krawędziach. Współczynniki η_1 i η_2 oblicza się ze wzoru [5-35]. Teraz można skorygować wartości momentów zginających, przykładając siły ściskające na zwiększonych mimośrodkach:

$$M_1 = N_1 \eta_1 e_{01}; \quad M_2 = N_2 \eta_2 e_{02}.$$

Otrzymujemy układ sił jak na rysunku 9-2. Na tym rysunku wszystkie momenty, siły i mimośrodky są dodatnie.

Dla przekroju prostokątnego o znanych wymiarach b i h można łatwo obliczyć naprężenia krawędziowe od poszczególnych składników obciążenia, toteż będziemy, odmiennie niż w poprzednich rozdziałach, obliczać niewiadome $A_{p(1)}$ i $A_{p(2)}$ ze stanów granicznych użyteczności, a konkretnie ze stanu granicznego pojawienia się rys kolejno na obu krawędziach rozciąganych. Warunkiem bezpieczeństwa dla pełnego sprężenia jest nieprzekroczenie rozciągań ($-f_{ctm}$) pod obciążeniem kombinacją (K_{s2}) – por. tablica 5-1. To samo kryterium wykorzystano we wzorze [9-1] dla oszacowania wysokości przekroju.

Otrzymujemy układ równań:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{A_c} (N_2 + 1,1P_{t2} + 0,9P_{t1}) - \\ & - \frac{1}{W_c} (M_2 + 1,1P_{t2}e_{p2} - 0,9P_{t1}e_{p1}) = -f_{ctm}, \\ & \frac{1}{A_c} (N_1 + 1,1P_{t1} + 0,9P_{t2}) - \\ & - \frac{1}{W_c} (M_1 + 1,1P_{t1}e_{p1} - 0,9P_{t2}e_{p2}) = -f_{ctm}. \quad [9-4] \end{aligned}$$

Po przyjęciu $e_{p1} = e_{p2} = 0,4h$ i rozwiązaniu układu otrzymujemy wzory na wymagane wartości trwałych sił sprężających:

$$\begin{aligned} P_{t1} &= 2,629 \frac{M_2}{h} + 1,324 \frac{M_1}{h} - \\ & - 0,438N_2 - 0,221N_1 - 0,66f_{ctm}bh, \\ P_{t2} &= 2,629 \frac{M_1}{h} + 1,324 \frac{M_2}{h} - \\ & - 0,438N_1 - 0,221N_2 - 0,66f_{ctm}bh. \quad [9-5] \end{aligned}$$

We wzorach tych wszystkie siły i mimośrodory takie, jak na rysunku 9-2, są dodatnie i f_{ctm} też dodatnie. W ten sposób przekrój jest zwymiarowany, bo pozostaje jedynie przyjęcie liczby cięgien sprężających.

Warto w tym miejscu podkreślić, że przy dużych wartościach obciążeń zmiennych (np. hale z ciężkimi suwnicami) może być celowe dodatkowe obliczenie mimośrodków e_{01} i e_{02} oraz współczynników η_1 i η_2 dla samych obciążeń długotrwałych. Pozwoli to na dokładniejsze ustalenie momentów M_1 i M_2 od obciążeń długotrwałych i wykorzystanie tych wartości we wzorach [9-5].

Do sprawdzenia pozostaje bezpieczeństwo w stanach granicznych nośności. Trzeba przejść do obciążeń obliczeniowych:

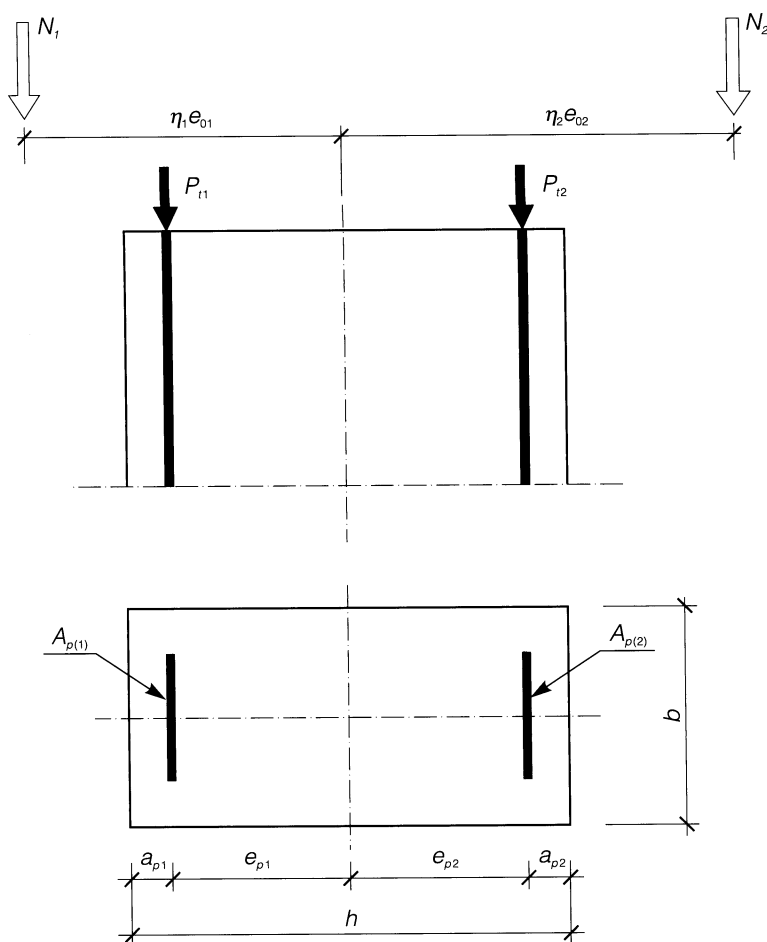
$$\begin{aligned} N_{1d} &= N_1(K_{u1}) + 1,1G, \\ N_{2d} &= N_2(K_{u1}) + 1,1G. \end{aligned}$$

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma = 1,1$ przyjęto bardzo niski, bo ciężar prefabrykatu strunobetonowego jest dokładnie określony i kontrolowany w wytwórni. Do obliczenia wysokości strefy ściskanej betonu x posłuży warunek równowagi sił według wzoru [5-41], w którym $\sigma_{pc} = 0,75f_{pk} - 400$ MPa (wzór [5-66a]):
dla przypadku działania siły N_{2d} :

$$f_{cd}bx_2 - \sigma_{pc}A_{p(2)} - f_{pd}A_{p(1)} = N_{2d}, \quad [9-6]$$

skąd:

$$x_2 = \frac{1}{f_{cd}b} (N_{2d} + A_{p(1)}f_{pd} + \sigma_{pc}A_{p(2)}). \quad [9-7]$$



Rys. 9-2. Schemat obciążenia słupa sprężonego

Warunkiem bezpieczeństwa w stanie granicznym nośności będzie spełnienie nierówności (por. wzór [5-41c]):

$$f_{cd}bx_2(h-a_{p1}-0,5x_2)-A_{p(2)}\sigma_{pc}\times \\ \times (h-a_{p1}-a_{p2})\geq N_{2d}(\eta_2e_{02}+e_{p1}) \quad [9-8]$$

Analogicznie przebiega sprawdzenie stanu granicznego nośności przekroju obciążonego przeciwnym momentem, czyli siłą N_{1d} przyłożoną na mimośrodku η_1e_{01} . Prawie zawsze okazuje się, że bezpieczeństwo

w stanach granicznych nośności jest zapewnione. Ewentualny niedobór nośności należy pokryć zbrojeniem zwykłym.

Siły poprzeczne w słupach są niewielkie i stan graniczny ścinania nie wymaga sprawdzenia.

Procedurę wymiarowania przekroju strunobetonowego mimośrodowo ściskanego podano w tablicy 9-1.

Przekrój uzyskany z procedury wymiarowania jest najmniejszym z możliwych przekrojów, czyli jakiegokolwiek zmniejszenie szero-

Tablica 9-1. Procedura wymiarowania przekroju strunobetonowego słupa mimośrodowo ściskanego

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: obciążenia, siły wewnętrzne, wysokość słupa l , przewidywana wilgotność środowiska, kategoria rysoodporności (1b)
2	Dobrać materiały – beton: $f_{cd}, f_{cm}, f_{ctm}, E_{cm}$; stal sprężająca: f_{pk}, f_{pd}, E_p , klasa relaksacji; typ cięgna, pole przekroju A_{p1} , średnica cięgna \emptyset
3	Ustalić długość obliczeniową l_0 według tablicy C.1 w normie [N1]
4	Przyjąć szerokość przekroju, w pierwszym przybliżeniu $b = b_{min} = 300$ mm.
5	Obliczyć wysokość przekroju $h = \sqrt{\frac{6 \times \max M(K_{s2})}{b(0,3f_{cm} + 0,5f_{ctm})}}, \quad (f_{ctm} \text{ dodatnie})$ zaokrąglić h , jeśli $b/h < 0,5$, zwiększyć b i wrócić do 4, jeśli $b/h \geq 0,5$, przejść do 6
6	Oszacować ciężar słupa G i skorygować wartości sił ściskających $N_1 = N_1(K_{s2}) + G, \quad N_2 = N_2(K_{s2}) + G,$ $N_{1d} = N_1(K_{u1}) + 1,1G, \quad N_{2d} = N_2(K_{u1}) + 1,1G$
7	Jeśli zachodzi $\max \left[\frac{M_1(K_{u1})}{N_{1d}}, \frac{M_2(K_{u1})}{N_{2d}} \right] < 0,20 \text{ m},$ rozważyć zastosowanie słupa żelbetowego
8	Ustalić mimośrodę początkowe e_{01} i e_{02} zgodnie z p. 5.3.2 normy [N1]
9	Jeśli $l_0 \leq 7h$, przyjąć $\eta = 1$ (słup krępy) i przejść do 14, w przeciwnym przypadku przejść do 10
10	Obliczyć $k = 1 + 0,5 \frac{\gamma N_{lt}}{\max N(K_{u1})} \phi_c(\infty, t)$, gdzie: γ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń długotrwałych, N_{lt} – siła ściskająca od obciążeń długotrwałych, $\phi_c(\infty, t)$ – współczynnik pełzania według załącznika A normy [N1]
11	Do obliczenia sztywności przyjąć wstępnie: $A_{p(1)} = A_{p(2)} = 0,003bh$ oraz $a_{p1} = a_{p2} = 0,1h$

12	Obliczyć siłę krytyczną $N_{crit} = \frac{9}{l_0^2} \left(\frac{E_{cm} I_c}{2k} + E_p I_p \right)$
13	Obliczyć $\eta_1 = \frac{N_{crit}}{N_{crit} - N_1(K_{u1})}$, $\eta_2 = \frac{N_{crit}}{N_{crit} - N_2(K_{u1})}$
14	Obliczyć skorygowane momenty zginające: $M_1 = N_1 \eta_1 e_{01}$, $M_2 = N_2 \eta_2 e_{02}$
15	Określić wymagane trwałe siły sprężające: $P_{t1} = 2,629 \frac{M_2}{h} + 1,324 \frac{M_1}{h} - 0,438 N_2 - 0,221 N_1 - 0,66 f_{ctm} b h$, $P_{t2} = 2,629 \frac{M_1}{h} + 1,324 \frac{M_2}{h} - 0,438 N_1 - 0,221 N_2 - 0,66 f_{ctm} b h$
16	Oszacować globalne straty sprężenia $\Sigma \Delta \sigma_p$ według p. 4.5.4.
17	Określić naprężenia trwałe w stali sprężającej możliwe do wykorzystania $\sigma_{pt} = \min(0,80 f_{pk} - \Sigma \Delta \sigma_p; 0,65 f_{pk})$
18	Obliczyć $A_{p(1)} = \frac{P_{t1}}{\sigma_{pt}}$, $A_{p(2)} = \frac{P_{t2}}{\sigma_{pt}}$
19	Dobrać liczbę cięgien $n_1 = \frac{A_{p(1)}}{A_{p1}}$, $n_2 = \frac{A_{p(2)}}{A_{p1}}$, liczby zaokrąglić do całych jednostek i skorygować $A_{p(1)}$ i $A_{p(2)}$, sprawdzić rozmieszczenie cięgien w przekroju, spełniając warunki normowe otulenia i odstępów, stosownie do założeń technologicznych (wymiar ziaren kruszywa, kierunek betonowania)
20	Obliczyć: $x_2 = \frac{1}{f_{cd} b} [N_{2d} + f_{pd} A_{p(1)} + \sigma_{pc} A_{p(2)}]$, gdzie $\sigma_{pc} = 0,75 f_{pk} - 400$ MPa
21	Obliczyć nośność przekroju: $M_{Rd} = f_{cd} b x_2 (h - a_{p1} - 0,5 x_2) - A_{p(2)} \sigma_{pc} (h - a_{p1} - a_{p2})$
22	Obliczyć obliczeniowy moment w przekroju: $M_{Sd} = N_{2d} (\eta_2 e_{02} + e_{p1})$
23	Jeśli $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, przejdź do 24, jeśli $M_{Rd} < M_{Sd}$ (sytuacja rzadka), uzupełnić niedobór nośności zbrojeniem zwykłym $A_{s(1)} = \frac{M_{Sd} - M_{Rd}}{f_{yd} (h - a_{s1} - 0,5 x_2)}$, albo wzmocnić strefę ściskaną (zmniejszając x_2) przez dodanie zbrojenia $A_{s(2)}$ Analogicznie – w krokach 20' do 23' – sprawdzić stan graniczny nośności przekroju na obciążenie momentem przeciwnego znaku, trzeba przy tym zamienić indeksy „1” i „2”. Po wymiarowaniu należy sprawdzić naprężenia w betonie od działania obciążeń (N_1 ; M_1) i (N_2 ; M_2) oraz sił sprężających P_{sup} lub P_{inf} – sprawdzenie powinno być przeprowadzone dla sytuacji trwałej oraz dla sytuacji przejściowej, np. dla słupa w stadium transportu.
24	Rozmieścić cięgna w przekroju zgodnie z ograniczeniami podanymi na rys. 7-1, przyjąć strzemiona zgodnie z warunkami [9-3], zagęścić strzemiona w strefach zakotwień cięgien. Koniec.

kości b lub wysokości h prowadzi do przekroczenia dopuszczalnych naprężeń krawędziowych. Tym samym procedura prowadzi do najłżejszego prefabrykatu, co jest ważną cechą przy planowaniu transportu i montażu.

„Najlżejszy” to nie zawsze znaczy „optymalny”, bo uzyskany przekrój może być nadmiernie nasycony splotami sprężającymi. Dzięki temu, że algorytm zastosowany w tablicy 9-1 jest bardzo prosty, można łatwo wygenerować, zmniejszając stopniowo wartość $\Delta\sigma_c$ w wyprowadzeniu wzoru [9-1], serię przekrojów, spełniających warunki bezpieczeństwa, lecz różniących się udziałem betonu i stali. Znając dla danej wytwórni jednostkowe koszty wbudowanych materiałów, można wybrać rozwiązanie najtańsze. Takie studium małej optymalizacji metodą przeszukiwania będzie na pewno opłacalne przed uruchomieniem serii produkcyjnej.

Pozostaje wytłumaczyć, dlaczego w procedurze zalecono uzupełnienie zbrojenia sprężającego zbrojeniem zwykłym. Otóż taki tok postępowania bywa już stosowany w praktyce projektowania nowoczesnych mostów sprężonych dużej rozpiętości. Oblicza się je statycznie w fazie liniowo-sprężystej, wykorzystując istniejące oprogramowanie

komputerowe, a siły sprężające dobiera się z warunków rysoodporności.

Takie postępowanie sugerują i umożliwiają nowe normy europejskie, przyjmujące liniowe rozkłady naprężeń w betonie aż do zarysowania. Dopiero później sprawdza się nośność najbardziej wyężonych przekrojów i ewentualny niedobór nośności pokrywa się prętami ze stali zwykłej.

Ma to konkretne zalety:

- dodanie zbrojenia zwykłego praktycznie nie zmienia układu sił wewnętrznych i nie zmusza do powtórzenia obliczeń statycznych,
- lokalne wzmocnienie za pomocą prętów zbrojenia zwykłego jest łatwiejsze i tańsze, niż uzupełnienie zbrojenia sprężającego, koniecznego do dodania na całej długości elementu,
- pojawienie się stali zwykłej w przekrojach krytycznych ułatwia powstanie w tych przekrojach przegubów plastycznych (por. rozdział 6).

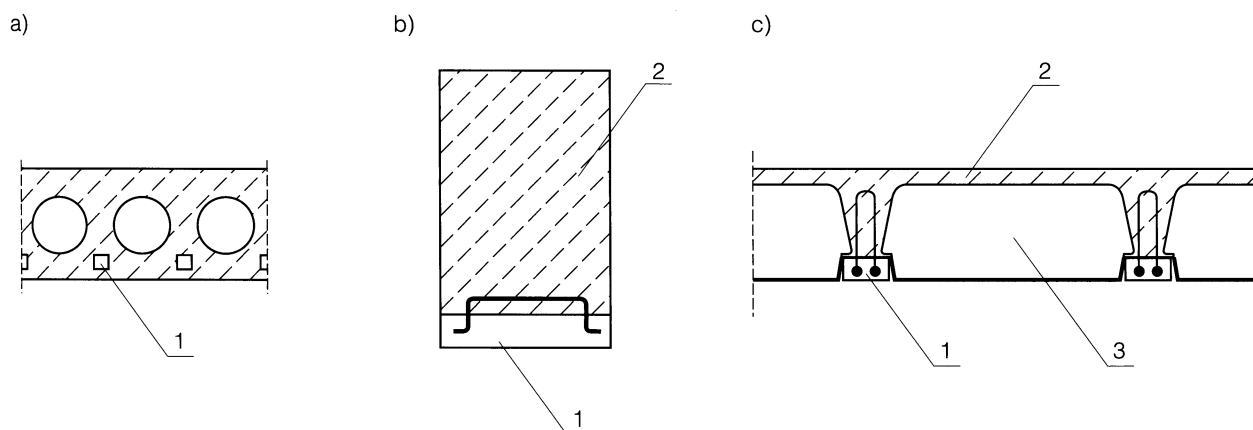
Celem niniejszego rozdziału było zatem nie tylko wskazanie drogi projektowania słupów sprężonych, ale także ukazanie szerszej perspektywy innego podejścia do projektowania.

10. Projektowanie belek zespolonych

Do głównych celów sprężenia konstrukcji betonowej należy eliminacja rys. W tym aspekcie sprężenie całego przekroju związane jest z marnotrawstwem tej części stali sprężającej, która z konieczności przeznaczona jest na sprężenie strefy ściskanej. Przez przyłożenie siły sprężającej na stosownym mimośrodzie zmniejszamy to marnotrawstwo, ale nie likwidujemy go w całości. Pod tym względem bardziej racjonalne sprężenie występuje w elementach zespolonych.

W ramach tego rozdziału omówione będą konstrukcje zespolone, złożone z prefabrykowanej belki sprężonej – strunobetonowej lub kablobetonowej – oraz współpracującego pod względem wytrzymałościowym betonu uzupełniającego w strefie ściskanej (potocznie zwanego „nadbetonem”). Prefabrykowana belka produkowana jest w wytwórni, a beton uzupełniający układany jest w miejscu przeznaczenia konstrukcji („na budowie”).

Nie będą tu rozważane metody projektowania rozwiązań konstrukcyjnych pokazanych w przekroju na rysunku 10-1, choć formalnie są to także konstrukcje zespolone. Wkładki i deski sprężone nie doczekały się szerszego zastosowania z uwagi na nieopłacalność produkcji filigranowych elementów sprężonych w stosunku do zaoszczęd-

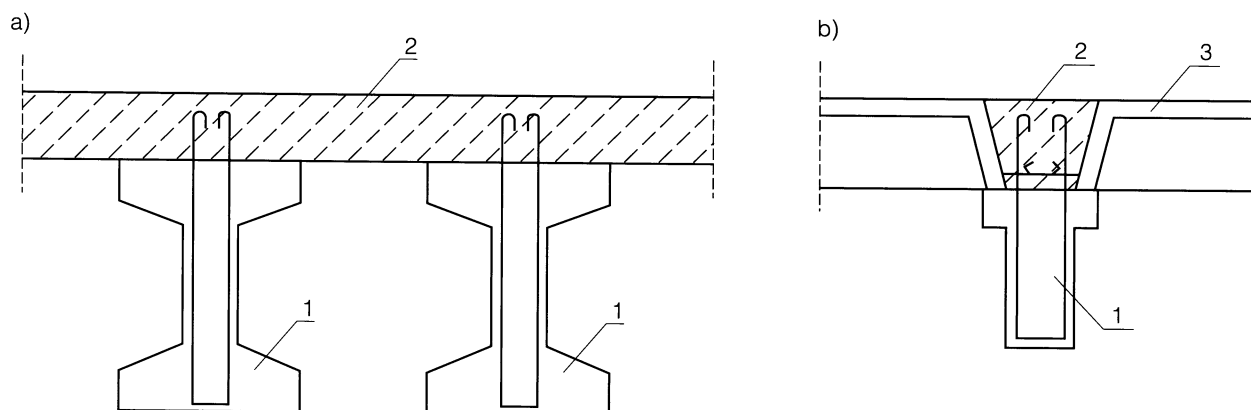


Rys. 10-1. Drobnowymiarowe elementy sprężone 1 – w konstrukcjach zespolonych: a) wkładki, b) deski, c) beleczki stropowe, 2 – beton uzupełniający, 3 – pustaki

dzionej stali sprężającej. Sprężone beleczki stropowe, stosunkowo najczęściej jeszcze stosowane (np. we Francji) nie są przedmiotem indywidualnego projektowania, ale elementem typowych stropów, dopuszczonych do stosowania na podstawie badań i aprobat technicznych.

Najczęstsze przekroje belek zespolonych, które będą przedmiotem analizy, pokazano na rysunku 10-2. W wersji (a) na rozstawionych belkach podłużnych zabetonowana jest płyta żelbetowa, zwymiarowana na zginanie i zbrojona w kierunku poprzecznym, wymagająca zwykle dodatkowego deskowania. W wersji (b) na belkach głównych opierają się drugorzędne elementy prefabrykowane, a beton uzupełniający wypełnia pustą przestrzeń między czołami tych elementów. Ważną cechą belek sprężonych, pokazanych na rysunku 10-2, jest wystarczająca nośność i sztywność, aby przenieść obciążenia w sytuacji obliczeniowej przejściowej (stadium montażowym) bez rusztowań i podpór pośrednich.

W obydwu wersjach, przy odpowiednim ukształtowaniu półki górnej, element sprężony może także w całości lub znacznej części zastąpić deskowanie.



Rys. 10-2. Przekroje poprzeczne belek zespolonych: 1) belki sprężone, 2) beton uzupełniający, 3) elementy prefabrykowane oparte na belkach

10.1. Zasady zespolenia

Zarówno pod względem teoretycznym, jak i realizacyjnym analiza belki zespolonej ujawnia nowe elementy. Występuje tu zmiana czynnego przekroju poprzecznego w kolejnych sytuacjach obliczeniowych: w sytuacjach przejściowych (stadium sprężenia, transportu i obciążeń montażowych) jest to przekrój prefabrykatu sprężonego, podczas gdy dodatkowe obciążenia eksploatacyjne przejmuje już przekrój współpracującego elementu zespolonego.

W sytuacji obliczeniowej trwałej strefa ściskana składa się z dwóch betonów, różnych pod względem klasy i stopnia dojrzałości. Ze zrozumiałych względów beton uzupełniający ma mniejszą wytrzymałość. Betony te mogą różnić się także pod względem gęstości, bowiem konstrukcje mogą być dowolnie zespalane w układzie beton zwykły + beton lekki, byleby tylko spełnione były wymagania wytrzymałościowe. Specyfikę konstrukcji zespolonych stanowi problem zabezpieczenia styku przed rozwarstwieniem, co jest warunkiem efektywnej współpracy obu betonów.

Wreszcie mamy tu do czynienia ze zróżnicowanymi odkształceniami skurczu i pęcznienia: mniejszymi w starszym betonie prefabrykatu, a większymi w młodszy beton uzupełniającym.

Zmiana czynnego przekroju poprzecznego zmusza do możliwie precyzyjnego rozróżnienia obciążeń, działających w różnych stadiach pracy.

W sytuacji obliczeniowej przejściowej działa wstępna siła sprężająca P_i i ciężar własny g belki sprężonej. Sytuacja montażowa jest stanem największego obciążenia przenoszonego przez belkę sprężoną przed zespoleniem – przyjmujemy więc na korzyść bezpieczeństwa, że siła sprężająca zmalała

do swej wartości trwałej P_t . Oprócz ciężaru własnego na belkę działają:

- ciężar podwieszonych deskowań,
- ciężar prefabrykatów opartych na belce przed stwardnieniem betonu uzupełniającego,
- ciężar świeżego betonu uzupełniającego; można przyjąć, że gęstość objętościowa świeżego betonu jest o 1 kN/m^3 większa niż betonu w stanie powietrzno-suchym,
- obciążenie robocze (zwykle około $1,0 \text{ kN/m}^2$).

Będziemy oznaczać przez M_m największy obliczeniowy moment zginający w sytuacji montażowej.

W sytuacji obliczeniowej trwałej znika obciążenie robocze i ciężar deskowań, a gęstość objętościowa betonu uzupełniającego maleje do wartości dla stanu powietrzno-suchego ρ_c . Pojawiają się natomiast dodatkowe obciążenia stałe, a zwykle nieco później, obciążenia zmienne. Te obciążenia działają już na przekrój zespolony. Największy moment w sytuacji obliczeniowej trwałej będziemy tak, jak w poprzednich rozdziałach, oznaczać przez $M(K_{ul})$.

Współpraca dwóch łączonych betonów zależy w decydującej mierze od dobrego ich zespolenia. Nie powinny się one nadmiernie różnić pod względem cech sprężystych i wytrzymałościowych. Norma [N1] wymaga, aby klasa betonu uzupełniającego była nie niższa niż B20, a grubość warstwy tego betonu nie mniejsza niż 40 mm. Wcześniejsze zalecenia wymagały ponadto, aby różnica wytrzymałości łączonych betonów nie przekraczała 3 klas.

Na współpracę drugorzędnych elementów prefabrykowanych można liczyć pod warunkiem zapewnienia ciągłości przekazywania naprężeń ściskających. To znaczy na przykład, że żebra czołowe prefabrykowa-

nych płyt panwiowych, jak na rysunku 10-2b, mogą być wliczone do strefy ściskanej przekroju zespolonego, jeżeli:

- są usytuowane w strefie ściskanej,
- z płyt wypuszczone są pręty zbrojenia do betonu uzupełniającego,
- płyty panwiowe wykonane są z betonu klasy co najmniej B20,
- styki podłużne między płytami panwiowymi są starannie wypełnione betonem lub zaprawą równorzędnej klasy wytrzymałościowej.

Jeżeli prefabrykatami drugorzędnymi są płyty kanałowe, to przy ustalaniu czynnego przekroju współpracującego należy oczywiście potrącić osłabienie kanałami (z pominięciem częściowego wypełnienia tych kanałów) i uwzględnić szerokość podobnie jak w przekrojach teowych. To samo dotyczy osłabienia płyty z betonu uzupełniającego (rys. 10-2a) kanałami kablowymi, jeżeli jest ona sprężona w kierunku poprzecznym.

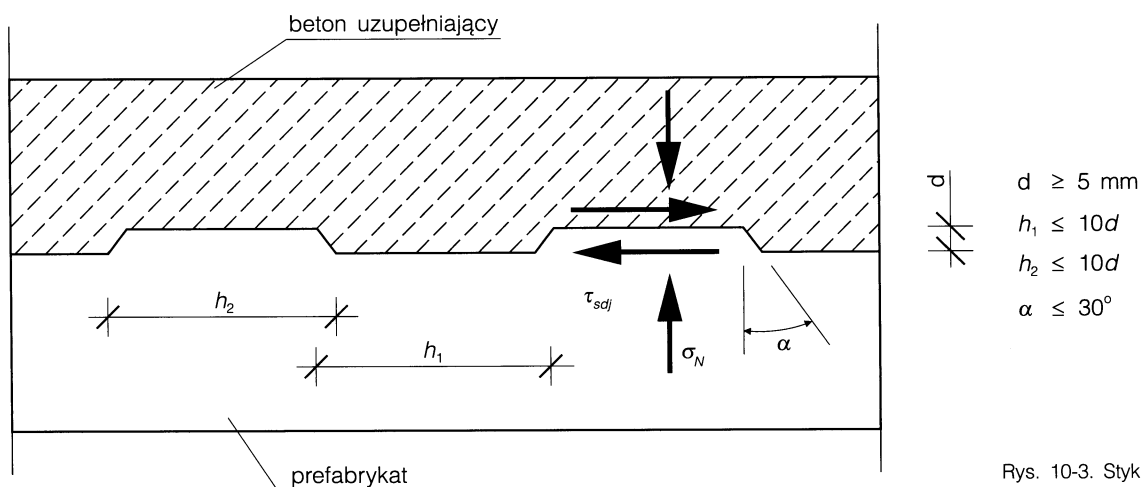
Połączenie betonu uzupełniającego z betonem podstawowym powinno być wykonane ze szczególną starannością:

- powierzchnia styku powinna być szorstka i dokładnie oczyszczona,
- styk należy zwilżyć wodą przed naniesieniem nadbetonu,

- zalecane jest wykonanie warstwy szczepnej, czyli np. rozpoczęcie betonowania od rozścielenia na powierzchni styku warstwy bogatej zaprawy.

Dopuszcza się stosowanie dodatków poprawiających przyczepność. Nośność styku można wydatnie zwiększyć przez wykształcenie na górnej powierzchni prefabrykatu (belki sprężonej) wrębów, spełniających wymagania jak na rysunku 10-3 (patrz [N1]).

Nawet przy zastosowaniu wszystkich wymienionych środków nie można ufać, że sama przyczepność zapewni bezpieczeństwo w stanie granicznym rozwarstwienia, który należy zaliczyć do stanu granicznego nośności. Konieczne jest zbrojenie zszywające, wpuszczone do obydwu betonów przynajmniej na długość zakotwienia. Zbrojenie to może być wykonane w postaci przedłużonych strzemion pionowych lub nachylonych (do 45°), spiral częściowo wtopionych w beton belki sprężonej, siatek zgrzewanych, umieszczonych w pionowych płaszczyznach podłużnych lub innych wkładkach łączących. Jeżeli zbrojenie zszywające jest obliczeniowo zbędne, to należy je zastosować zgodnie z punktem 10.3.5. W konstrukcjach obciążonych dynamicznie w ogóle nie uwzględniamy przyczepności



Rys. 10-3. Styk z wrębami

i całą siłę rozwarstwiającą przejmujemy przez zbrojenie zszywające.

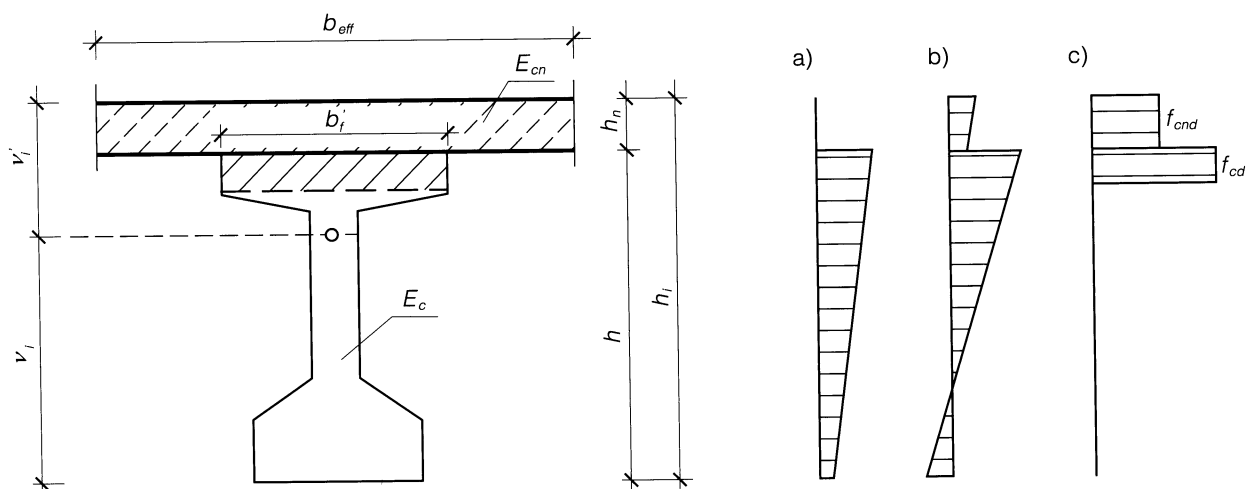
Oprócz zbrojenia poprzecznego beton uzupełniający powinien być zbrojony podłużnie w stopniu minimalnym $\rho_{min} = 0,2\%$ w przypadku płyty, jak na rysunku 10-2a lub $\rho_{min} = 0,4\%$ w przypadku belek (rys. 10-2b).

10.2. Obliczeniowy przekrój zespolony

Jest to przekrój, który w strefie ściskanej składa się z dwóch różnych betonów (rys. 10-4).

Dla ukształtowania i rozmieszczenia zbrojenia w belce sprężonej pozostają ważne wytyczne omówione w rozdziałach 6 i 7, oznaczenia wymiarów i cech belki sprężonej pozostają również niezmienione. Dla betonu uzupełniającego zastosowano indeks „n”, a dla jednorodnego przekroju sprawdzanego indeks „i”.

Będziemy zakładać, że wymiary nadbetonu są z góry znane, a nie ustalane w procesie wymiarowania przekroju zespo-



Rys. 10-4. Przekrój poprzeczny belki zespolonej i rozkłady naprężeń: a) w przekroju belki w sytuacji montażowej; b) w przekroju zespolonym od przyrostu obciążeń w sytuacji trwałej; c) w stanie granicznym złamania

lonego. W przypadku jak na rysunku 10-2b są one zdeterminowane konfiguracją elementów prefabrykowanych. W przypadku jak na rysunku 10-2a grubość warstwy nadbetonu została uprzednio określona podczas wymiarowania płyty w kierunku poprzecznym, natomiast szerokość b_{eff} wynika albo z rozstawu belek głównych, albo ze wzoru $b_{eff} = b_j + 0,2l_{eff}$, określającego efektywną szerokość współpracującą płyty w żelbetonowych przekrojach teowych (patrz [N1] p. 4.4.3.2) – na rys. 10-2a mamy $b_j = b'_j$.

Założenie z góry przekroju betonu uzupełniającego pozwala w razie potrzeby uwzględnić także zbrojenie zwykłe umieszczone w tym betonie.

W stanach granicznych użyteczności (naprężenia, ugięcia, rysy) będziemy stosować analizę sprężystą, sprowadzając przekrój betonu uzupełniającego do równoważnego przekroju jednorodnego, redukując jego szerokość w stosunku modułów sprężystości obydwu betonów:

$$n_E = \frac{E_{cn}}{E_c} \quad [10-1]$$

Dla tak sprowadzonego przekroju zespolonego określamy cechy geometryczne: A_{ci} , v_i , v'_i , I_{ci} , W_i , W'_i , a także sztywność

$B_i = E_c I_{ci}$. Po obliczeniu naprężeń w charakterystycznych włóknaach wracamy do stanu rzeczywistego, redukując naprężenia w nadbetonie w tym samym stosunku n_E . Konsekwencją tego jest nieciągłość wykresu naprężeń normalnych, który wykazuje skok w poziomie styku betonu uzupełniającego z belką sprężoną (rys. 10-4b).

Badania wykazały, że proces miażdżenia betonu w stanie granicznym złamania jest inicjowany na krawędzi ściskanej przekroju zespolonego nawet wtedy, gdy dokładna analiza odkształceń wskazywałaby jako miejsce bardziej niebezpieczne górne włókna belki sprężonej. Pozwala to rozszerzyć na element zespolony te założenia, które były podstawą mechanizmu zniszczenia, opisanego w punkcie 5.5.5.5. W szczególności można nadal przyjąć uproszczone prostokątne rozkłady naprężeń w strefie ściskanej w chwili złamania. Wartość tych naprężeń wyniesie f_{cnd} dla nadbetonu i f_{cd} dla betonu podstawowego, ze skokiem w poziomie styku (rys. 10-4c). Taki mechanizm zniszczenia realizuje się pod warunkiem, że skrajne włókna ściskane belki sprężonej nie zostały nadmiernie wyężone w sytuacji montażowej. Dlatego też zalecenia często wskazują, aby obciążenia w fazie montażu nie przekraczały 70% całkowitych obciążeń w sytuacji trwałej.

10.3. Stany graniczne belki zespolonej

10.3.1. Stan graniczny ugięcia

W sytuacji początkowej mamy do czynienia z belką sprężoną obciążoną ciężarem własnym i wstępną siłą sprężającą P_i . Zgodnie z punktem 5.5.4.2. ugięcie odwrotne przyjmujemy jako krótkotrwałe i równe:

$$a' = -\frac{1,1P_i l_{eff}^2}{48B} (5e_p + e_{p0}) + \frac{5}{48} \frac{M_g l_{eff}^2}{B} \quad [10-2]$$

gdzie: $B = E_c I_c$ dla kablobetonu oraz $B = E_c I_{cs}$ dla strunobetonu.

W sytuacji montażowej nadal czynnym przekrojem jest przekrój samej belki. Wzór [10-2] należy zmodyfikować w ten sposób, że zamiast $1,1P_i$ podstawimy – na korzyść bezpieczeństwa – trwałą wartość siły sprężającej $0,9P_t$, a zamiast M_g – moment montażowy od krótkotrwałej kombinacji obcią-

żeń przyłożonych w czasie montażu $M_m(K_{s2})$, wtedy:

$$a_m = -\frac{0,9P_t I_{eff}^2}{48B} (5e_p + e_{p0}) + \frac{5}{48} \frac{M_m(K_{s2}) I_{eff}^2}{B} \quad [10-3]$$

Całkowite ugięcie w sytuacji obliczeniowej trwałej będzie sumą trwałego ugięcia elementu sprężonego (od sprężenia, ciężaru własnego belki sprężonej i obciążeń stałych Δg_1 , nałożonych przed stwardnieniem nadbetonu) i ugięcia elementu o przekroju już zespolonym pod wpływem dodatkowych obciążeń stałych Δg_2 , zmiennych długotrwałych i zmiennych krótkotrwałych.

Dla zespolonej belki swobodnie podparte, poddanej obciążeniom równomiernym: g , Δg_1 , Δg_2 , $\psi_2 q$, $(1-\psi_2)q$, które są kolejno w różnym czasie przykładane, całkowite ugięcie wynosi:

$$a_i = \left[-\frac{0,9P_t(5e_p + e_{p0}) + 5M_g}{48B} (1 + \phi_{ct0}) + \frac{5M_{\Delta g1}}{48B} (1 + \phi_{ct1}) + \frac{5M_{\Delta g2}}{48B_i} (1 + \phi_{ct2}) + \frac{5M_{\psi_2 q}}{48B_i} (1 + \phi_{ct3}) + \frac{5M_{(1-\psi_2)q}}{48B_i} \right] I_{eff}^2 \quad [10-4]$$

Współczynniki pełzania dla wszystkich obciążeń długotrwałych przyłożonych przed zespoleniem należy odnieść do wieku betonu części sprężonej przekroju w chwili sprężenia, natomiast, z pewnym bezpiecznym uproszczeniem, współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyłożonych po zespoleniu należy odnieść do wieku betonu uzupełniającego.

Obliczone ugięcia należy porównać z wartościami dopuszczalnymi z tablicy 5.2. Ostatni człon we wzorze [10-4] określa ugięcie od krótkotrwałych obciążeń zmiennych, które często jest niezależnie ograniczane.

10.3.2. Stan graniczny pojawienia się rys

Analiza sytuacji początkowej jest nadal zgodna z punktem 5.5.4. Ewentualne zarysowania na górnej krawędzi nie są groźne, bowiem zostaną one zamknięte wskutek nadbetonowania i dodatkowych obciążeń.

Naprężenia na dolnej krawędzi w sytuacji początkowej nie mogą przekroczyć wartości dopuszczalnych (p.5.5.2), a więc muszą być spełnione warunki:

– dla kablobetonu:

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p}{W_c} - \frac{M_g}{W_c} \leq 0,6f_{cm} \quad ,$$

– dla strunobetonu:

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1P_t + 0,9P'_t}{A_c} + \frac{1,1P_t e_p + 0,9P'_t e'_p}{W_c} - \frac{M_g}{W_{cs}} \leq 0,7f_{cm} \quad .$$

Naprężenia na dolnej krawędzi przekroju w sytuacji montażowej obliczyć można łatwo ze znanych wzorów wytrzymałościowych:

$$\sigma_c(m) = \frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} - \frac{M_m(K_{s2})}{W_c} \quad [10-5]$$

Po stwardnieniu nadbetonu naprężenie to zostaje „zamrożone”, a dodatkowe obciążenia są przenoszone przez przekrój zespolony. Naprężenia na dolnej krawędzi przekroju w sytuacji obliczeniowej trwałej będą superpozycją dwóch naprężeń:

$$\sigma_c = \sigma_c(m) - \frac{\Delta M}{W_{ci}} \quad , \quad [10-6]$$

przy czym $\Delta M = M(K_{u1}) - M_m(K_{s2})$ dla kategorii rysoodporności (1a) z warunkiem bezpieczeństwa $\sigma_c \geq 0$ albo $\Delta M = M(K_{s2}) - M_m(K_{s2})$ dla kategorii rysoodporności (1b) z warunkiem bezpieczeństwa $\sigma_c \geq f_{ctm}$.

W przypadku częściowego sprężenia analiza stanu granicznego rozwarcia rysy przebiega analogicznie jak w rozdziałach 5, 6 i 7.

Większy skurcz nadbetonu powoduje dodatkowe rozciąganie w dolnych włóknach betonu. Bez szczegółowych obliczeń można przyjąć, że to rozciąganie wynosi w przybliżeniu 0,5 MPa i uwzględnić to odpowiednio we wzorach [10-5] i [10-6]. Norma [N1] pozwala na pomijanie w sprawdzaniu nośności konstrukcji zespolonych wpływu skurczu i pęcznienia.

10.3.3. Stan graniczny złamania

Założenia dotyczące mechanizmu złamania, omówione szczegółowo w punkcie 5.5.5.5., zachowują swoją ważność także

dla przekroju zespolonego. Odpowiednie wzory upraszczają się, ponieważ w przekroju zespolonym kablobetonowym nie występują ciągną w strefach ściskanych, a niewielkie zbrojenie konstrukcyjne w tych strefach można pominąć.

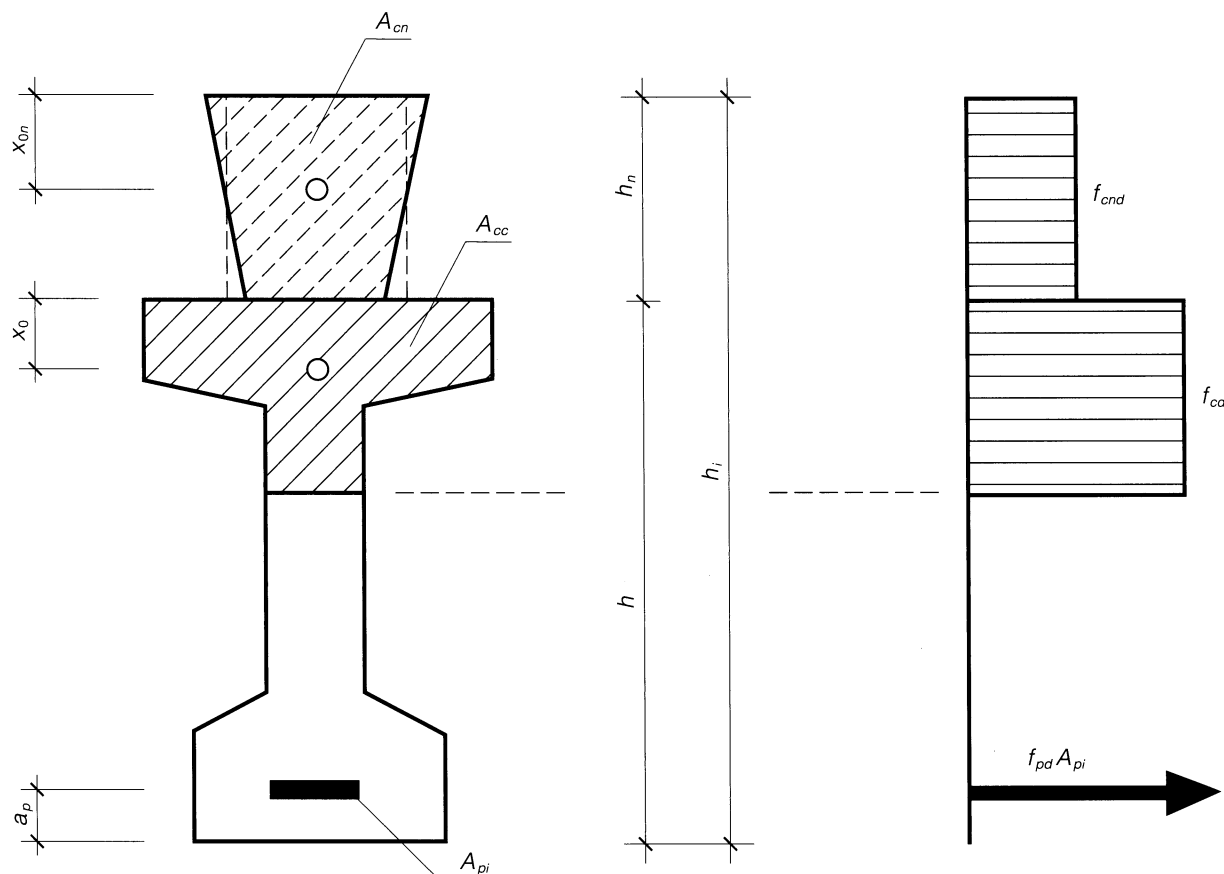
Przy tych założeniach obliczeniowa nośność M_{id} przekroju zespolonego będzie sumą nośności belki i nadbetonu:

$$M_{id} = M_d + M_{nd} \quad [10-7]$$

Z warunku równowagi sił (rys. 10-5):

$$A_{cn}f_{cnd} = A_{pn}f_{pd}$$

otrzymujemy część zbrojenia sprężającego przypisaną nośności nadbetonu:



Rys. 10-5. Rozkład naprężeń ściskających w stanie granicznym złamania przekroju zespolonego

$$A_{pn} = \frac{f_{cnd}}{f_{pd}} A_{cn} , \quad [10-8]$$

a stąd można łatwo obliczyć nośność nadbetonu:

$$M_{nd} = A_{pn} f_{pd} (h_i - a_p - x_{0n}) , \quad [10-9]$$

gdzie x_{0n} jest rzędną środka ciężkości nadbetonu, mierzoną od górnej krawędzi. Reszta zbrojenia sprężającego:

$$A_p = A_{pi} - A_{pn}$$

odpowiada za nośność belki sprężonej. Z rysunku 10-5 wynikają zależności:

$$A_{cc} = \frac{f_{pd}}{f_{cd}} (A_{pi} - A_{pn}) , \quad [10-10]$$

$$M_d = (A_{pi} - A_{pn}) f_{pd} (h - a_p - x_0) . \quad [10-11]$$

Ostatecznie otrzymujemy wzór na nośność obliczeniową przekroju zespolonego:

$$M_{ld} = (A_{pi} - A_{pn}) f_{pd} (h - a_p - x_0) + A_{pn} f_{pd} (h_i - a_p - x_{0n}) . \quad [10-12]$$

10.3.4. Stan graniczny ścinania

Analiza tego stanu granicznego nośności przebiega tak jak w punkcie 5.5.5.6., jeśli sprowadzimy przekrój zespolony do przekroju jednorodnego pod względem materiałowym. W stanach granicznych nośności, równoważnym przekrojem jednorodnym będzie przekrój o zredukowanej szerokości betonu uzupełniającego w stosunku obliczeniowych wytrzymałości na ściskanie obydwu betonów:

$$n_f = \frac{f_{cnd}}{f_{cd}} . \quad [10-13]$$

Zbrojenie poprzeczne belki sprężonej może być zupełnie inne niż zbrojenie zszywające belki zespolonej, co nie pozwala na superpozycję, ani na sumowanie nośności w stanie granicznym ścinania. Jedyne możliwe postępowanie polega na odrębnym sprawdzeniu ścinania w belce sprężonej od obciążeń montażowych i ścinania w belce zespolonej od całkowitych obciążeń eksploatacyjnych.

To pierwsze nie nastręcza problemów: obliczamy siły poprzeczne od obliczeniowych obciążeń montażowych i sprawdzamy warunki bezpieczeństwa zgodnie z punktem 5.5.5.6. Dla przekroju zespolonego (rys. 10-6) należy wprowadzić następujące modyfikacje:

- 1) Obliczyć siły poprzeczne od najniekorzystniejszych obliczeniowych obciążeń przyłożonych po zespoleniu.
- 2) Pominąć współpracę ewentualnych końcówek elementów prefabrykowanych opartych na belce sprężonej (rys. 10-2b).
- 3) Wszystkie wymiary szerokości betonu uzupełniającego zredukować współczynnikiem n_f zgodnie ze wzorem [10-13]. Zredukowana szerokość styku b_{jn} będzie określona zależnością $b_{jn} = b_n n_f \leq b'_f$.
- 4) Uwzględnić współpracę betonu uzupełniającego, jeżeli spełniony jest warunek (patrz rys. 10-6):

$$b_{jn} \geq b_w , \quad [10-14]$$

czyli zredukowana szerokość styku b_{jn} ma być nie mniejsza niż szerokość ścianki belki sprężonej. W przeciwnym razie całość ścinania przekazać na belkę sprężoną.

- 5) We wzorze [5-81] w miejsce d należy wstawić wysokość użyteczną przekroju zespolonego $d_i = h_i - a_p$.
- 6) We wzorach [5-83] i [5-84] należy wstawić ramie sił wewnętrznych z_i mierzone

do środka ciężkości strefy ściskanej przekroju zespolonego. Dla ogólnego przypadku, jak na rysunku 10-6, należy obliczyć:

- moment statyczny strefy ściskanej względem górnej krawędzi:

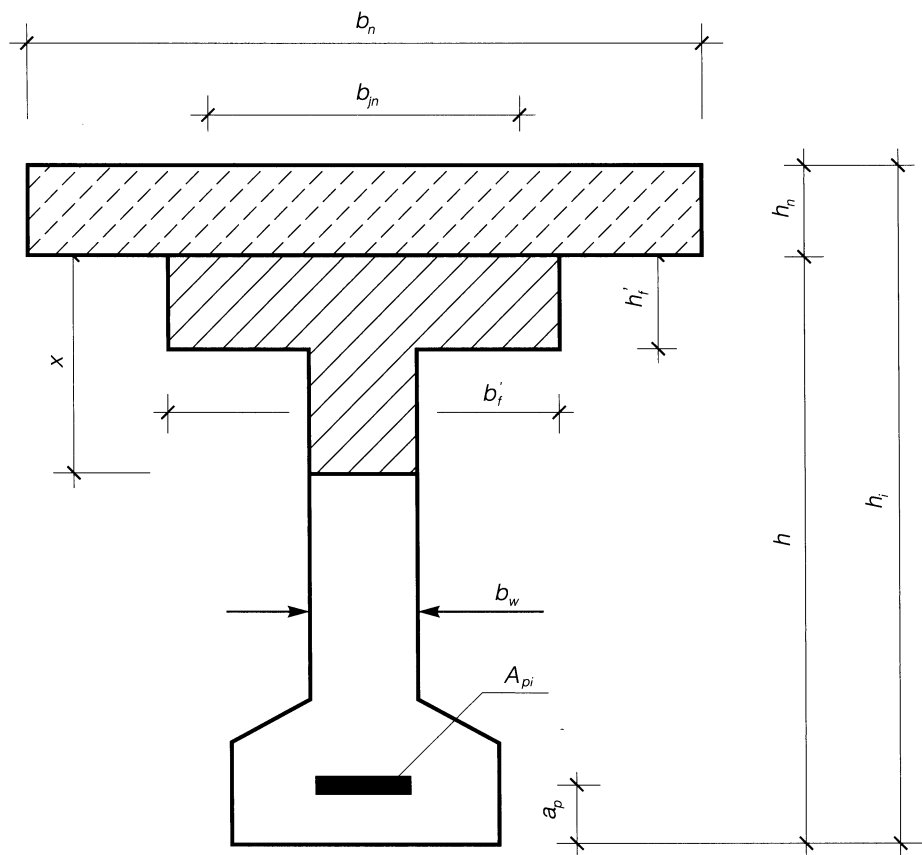
$$S = 0,5h_n^2 b_n n_f + h_f' b_f' (h_n + 0,5h_f') + b_w (x - h_f') [h_n + h_f' + 0,5(x - h_f')] ,$$

- pole strefy ściskanej:

$$A_{cci} = h_n b_n n_f + h_f' b_f' + b_w (x - h_f') ,$$

- rzędną środka ciężkości strefy ściskanej:

$$x_{0i} = \frac{S}{A_{cci}} ,$$



Rys. 10-6. Strefa ściskana przekroju zespolonego

– ramię sił wewnętrznych:

$$z_i = h_i - a_p - x_{0i} \quad [10-15]$$

7) We wzorze [5-84] należy uwzględnić tylko tę część zbrojenia poprzecznego, która sięga na całą wysokość przekroju zespolonego.

W stanie granicznym ścinania muszą być spełnione warunki bezpieczeństwa, podane w punkcie 5.5.5.6.

10.3.5. Stan graniczny rozwarstwienia

Stan ten jest specyficzny dla konstrukcji zespolonych i występujący oczywiście po stwardnieniu betonu uzupełniającego, a więc w sytuacji obliczeniowej trwałej. Sprawdzenie bezpieczeństwa w tym stanie granicznym polega na wykazaniu, że obliczeniowe naprężenia rozwarstwiają nie przewyższają obliczeniowej wytrzymałości styku na rozwarstwienie:

$$\tau_{Sdj} \leq \tau_{Rdj} \quad [10-16]$$

Zgodnie z punktem 7.3.2. normy [N1] naprężenie τ_{Sdj} oblicza się ze wzoru:

$$\tau_{Sdj} = \frac{\beta V_{Sd}}{z_i b_j} \quad [10-17]$$

w którym:

V_{Sd} – całkowita obliczeniowa siła poprzeczna,

β – współczynnik określający część V_{Sd} przypadającą na beton uzupełniający,

z_i – ramię sił wewnętrznych przekroju zespolonego (wzór [10-15]) z warunkiem ograniczającym $z_i \leq 0,8(h_i - a_p)$,

b_j – szerokość płaszczyzny styku betonów.

Współczynnik β oblicza się jako stosunek wypadkowej bryły naprężeń ściskających ponad płaszczyznę styku do wypad-

kowej ściskania w całej strefie ściskanej przekroju zespolonego. Norma [N1] nie stanowi wyrażenie, dla jakiego stanu należy obliczać te naprężenia, ale z kontekstu wynika, że chodzi o stan graniczny złamania w przekroju niebezpiecznym (por. rys. 10-4c). Tak więc dla przypadku, jak na rysunku 10-6, otrzymamy:

$$\beta = \frac{b_n h_n f_{cnd}}{b_n h_n f_{cnd} + [b'_i h'_i + b_w (x - h'_i)] f_{cd}} \quad [10-18]$$

Wytrzymałość obliczeniowa styku na rozwarstwienie jest sumą trzech składników:

$$\tau_{Rdj} = k_T f_{ctd} + \mu \sigma_N + \rho_j f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad [10-19]$$

z warunkiem ograniczającym:

$$\tau_{Rdj} \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (f_{ck} \text{ w MPa}). \quad [10-20]$$

Składnik pierwszy we wzorze [10-19] wynika z bezpośredniej przyczepności obydwu zespolonych betonów: f_{ctd} jest obliczeniową wytrzymałością na ścinanie słabszego betonu (tablica 2-4), a współczynnik k_T równy jest 0,45 dla szorstkiej płaszczyzny styku i 0,50 dla styku z wrębami (patrz tablica 20 w [N1]).

Składnik drugi jest efektem tarcia: σ_N jest naciskiem normalnym do powierzchni styku ($\sigma_N \leq 0,6 f_{cd}$), a współczynnik tarcia $\mu = 0,7$ dla szorstkiej płaszczyzny i $\mu = 0,9$ dla styku z wrębami (patrz tablica 20 w [N1]).

Ostatni składnik jest nośnością zbrojenia zszywającego, gdzie: f_{yd} jest obliczeniową wytrzymałością stali, $\rho_j = A_s / A_j$ jest stopniem zbrojenia zszywającego (A_j jest polem powierzchni styku), α jest kątem nachylenia zbrojenia zszywającego do poziomu ($\alpha \geq 45^\circ$).

Jeśli zachodzi $\tau_{Sdj} \leq k_T f_{ctd} + \mu \sigma_N$, to zbrojenie zszywające jest obliczeniowo zbędne i przyjmujemy je konstrukcyjnie na poziomie $\rho_j \geq 0,001$.

Metoda zalecana przez normę [N1] wymaga komentarza.

- 1) Siła poprzeczna V_{Sd} i współczynnik β , obliczony zgodnie z wzorem [10-18], zależą tylko od całkowitych obciążeń eksploatacyjnych, a nie zależą od tego, czy udział obciążeń montażowych jest duży czy mały. W rzeczywistości obciążenia montażowe nie wywołują żadnych naprężeń rozwarstwiających, te wywoływane są tylko przez obciążenia uzupełniające do wartości obciążeń maksymalnych w sytuacji obliczeniowej trwałej. Wynika stąd, że miarodajne do obliczenia β nie są rozkłady naprężeń ściskających w stanie granicznym złamania, ale rozkłady ściskań w stadium sprężystej pracy elementu zespolonego (por. rys. 10-4b), gdyż w tym stadium obowiązuje zasada superpozycji. Rozkłady naprężeń w stadium sprężystym należy określać zgodnie z zasadami przedstawionymi w punkcie 10.3.2.
- 2) Norma nie precyzuje, czy naprężenia normalne σ_N pochodzą od obciążeń obliczeniowych, ale wynika to z kontekstu sytuacyjnego, bowiem siłę poprzeczną V_{Sd} obliczamy od obciążeń obliczeniowych. Powstaje niezwykła sytuacja: częściowe współczynniki bezpieczeństwa, które powinny wystąpić po stronie obciążeń, zwiększając zapas bezpieczeństwa, pojawiają się w σ_N także po stronie nośności, zmniejszając zapas bezpieczeństwa. Ta sytuacja nie mieści się w ramach filozofii metody. Najrozsądniej będzie we-

ryfikować bezpieczeństwo w sytuacji fikcyjnej, obliczając V_{Sd} od obciążeń obliczeniowych, a σ_N od obciążeń charakterystycznych, niech względy bezpieczeństwa będą usprawiedliwieniem braku wewnętrznej spójności.

- 3) W nośności zbrojenia zszywającego (trzeci składnik wzoru [10-19]) występuje współczynnik tarcia μ . Wynikałoby, że jakaś składowa siły rozciągającej w zbrojeniu łączącym wywołuje naprężenia ściskające na powierzchni styku i to największe dla prętów pionowych. Realnie jest to możliwe tylko w przypadku wykonania betonu uzupełniającego na cemencie ekspansyjnym. W normalnej sytuacji trudno sobie wyobrazić, aby naprężeniom rozciągającym na poziomie f_{yd} w stali towarzyszyły naprężenia ściskające w otaczającym betonie.
- 4) Addytywność składników nośności we wzorze [10-19] jest wątpliwa. Wyniki niektórych badań wskazują, że pełna mobilizacja zbrojenia zszywającego następuje dopiero po przewyciężeniu przyczepności obydwu betonów. Tak więc przy projektowaniu zbrojenia zszywającego należy poruszać się po stronie bezpiecznej. Na szczęście istnieją rezerwy nośności: większe skurcze młodego betonu uzupełniającego wywołują w płaszczyźnie zespolenia naprężenia przeciwnie skierowane w stosunku do naprężeń rozwarstwiających od obciążeń zewnętrznych.
- 5) Belka zespolona może być nachylona do poziomu. Tak jest często w konstrukcjach dachowych. W tej sytuacji niektóre obciążenia mają składową poosiową, zwiększającą siłę rozwarstwiającą w styku. Należy to uwzględnić przy wymiarowaniu.

10.3.6. Wymiarowanie przekroju poprzecznego

Wymiarowanie to opiera się na tych samych założeniach, które były podstawą wymiarowania w rozdziale 6, a więc nadal pozostają miarodajne stany złamania w stadiach najmniejszego i największego obciążenia. Najmniejsze obciążenie występuje tak, jak poprzednio w sytuacji początkowej, bezpośrednio po sprężeniu prefabrykowanej belki, natomiast stan największego obciążenia jest dwójaki: albo jest to stan obciążeń montażowych, działających na sam przekrój belki sprężonej, albo stan całkowitych obciążeń, przenoszonych już przez przekrój zespolony. Poczynione wcześniej założenie, że wymiary betonu uzupełniającego są z góry znane (p. 10.2.), pozwala *a priori* rozstrzygnąć, który z tych dwóch stanów maksymalnego obciążenia jest miarodajny dla wymiarowania przekroju belki sprężonej. Wystarczy potraktować moment łamiący M_d przekroju zespolonego jako sumę dwóch momentów (wzór [10-7]): momentu M_{nd} przenoszonego przez beton uzupełniający i odpowiednią część A_{pn} zbrojenia sprężającego, oraz momentu M_d przenoszonego przez strefę ścisną belki i resztę A_p stali sprężającej (rys. 10-5 i wzory [10-8] do [10-12]). Po wstępnym oszacowaniu wysokości h belki sprężonej, według wzoru

[6-1] można z góry obliczyć nośność nadbetonu:

$$M_{nd} = A_{cn} f_{cnd} (h + h_n - a_p - x_{0n}) \quad [10-21]$$

i odpowiednią część zbrojenia sprężającego:

$$A_{pn} = A_{cn} \frac{f_{cnd}}{f_{pd}} \quad [10-22]$$

To pozwala z góry rozstrzygnąć kwestię, który stan jest miarodajny dla wymiarowania. Belkę sprężoną należy zwymiarować na moment:

$$M = \max\{M_m; M(K_{u1}) - M_{nd}\} \quad [10-23]$$

i do obliczonej ilości zbrojenia sprężającego dodać A_{pn} zgodnie z wzorem [10-22]. Wynika stąd, że trzeba ostrożniej szacować x i x' , ażeby uniknąć nadmiernego sprężenia belki prefabrykowanej. Na przykład we wzorze [6-11] należy wprowadzać raczej wyższy czynnik redukcyjny, czyli 0,20, a we wzorze [6-15] wartość 0,15. W razie potrzeby, w dążeniu do oszczędnego przekroju sprężonego, można także rozważyć dwuetapowy naciąg kabli sprężających.

Tak jak w rozdziale 6, stany graniczne użyteczności sprawdza się po zwymiarowaniu elementu.

Tablica 10-1. Procedura wymiarowania kablobetonowego przekroju zespolonego
Przypadek podstawowy – pełne sprężenie

Krok	Instrukcja
1	Ustalić dane początkowe: rozpiętość l_{eff} , rozstaw belek głównych, wymiary betonu uzupełniającego h_n , b_n , A_{cn} , obciążenia, klasa ekspozycji, warunki dojrzewania, przewidywana wilgotność względna środowiska, kategoria rysoodporności (1a) lub (1b)
2	Dobrać materiały – beton: f_{cd} , f_{ck} , f_{cm} , f_{ctd} , f_{ctk} , f_{ctm} , E_{cm} , ρ_c , f_{cnd} , f_{cntd} , E_{cn} , ρ_{cn} ; stal zwykła: f_{yd} , f_{yk} , E_s ; stal sprężająca: f_{pk} , f_{pd} , E_p , klasa relaksacji; typ cięgna: pole przekroju A_{p1} , średnica cięgna \varnothing lub kanału kablowego \varnothing_d
3	Ustalić ξ_{lim} i ξ'_{lim} (tablica 5-3 i tablica 9 w normie [N1])
4	Oszacować wstępnie: $h = (0,04 \div 0,06) l_{eff}$ $\beta = 0,20 \div 0,25$ (wskaźnik tężości przekroju dwuteowego)
5	Obliczyć: $g_k = \rho_c \beta h^2$, $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2$
6	Obliczyć $M(K_{u1})$, $M(K_{s2})$ i obliczeniowy moment montażowy M_m .
7	Oszacować: $a_p = (0,10 \div 0,12) h$
8	Obliczyć: $M_{nd} = A_{cn} f_{cnd} (h + 0,5 h_n - a_p)$
9	Obliczyć: $M = \max \{M_m; M(K_{u1}) - M_{nd}\}$
10	Obliczyć przedział: $h_1 = (2,2 \div 2,6) \sqrt[3]{\frac{M}{f_{cd}}}$ jeśli założone h mieści się w przedziale h_1 przejść do 11, w przeciwnym przypadku przyjąć nowe h z przedziału h_1 i wrócić do 5
11	Przyjąć: $h_f = (0,12 \div 0,20) h$, $h'_f = (0,10 \div 0,15) h$, $a_s \cong 0,4 h_f$, $a'_s \cong 0,4 h'_f$, $b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo, $b_w \geq (2\varnothing_d + 2c_c + c_w; 0,12h)$ przy cięgnach prowadzonych parami, (c_c i c_w według rysunku 6-3)
12	Obliczyć: $x = (\xi_{lim} - 0,20)(h - a_p)$
13	Obliczyć: $b'_f = b_w + \left[\frac{M}{f_{cd}} - b_w x (h - a_p - 0,5x) \right] \frac{1}{h'_f (h - a_p - 0,5h'_f)}$
14	Obliczyć: $A_{pn} = A_{cn} \frac{f_{cnd}}{f_{pd}}$
15	Obliczyć: $A_{pi} = A_{pn} + A_p = A_{pn} + \frac{f_{cd}}{f_{pd}} [(b'_f - b_w) h'_f + b_w x]$
16	Dobrać liczbę cięgien $n = \frac{A_{pi}}{A_{p1}}$, liczbę n zaokrąglić do całych jednostek; skorygować odpowiednio $A_{pi} = n A_{p1}$

17	<p>Obliczyć maksymalne siły sprężające: początkową – $\max P_0 = 0,80 f_{pk} A_{pi}$, wstępną – $\max P_i = 0,75 f_{pk} A_{pi}$, trwałą – $\max P_t = 0,65 f_{pk} A_{pi}$; Oszacować wstępnie straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i$ oraz straty opóźnione $\sum \Delta P_t$ (według p. 4.5.4), Określić możliwe do wykorzystania siły sprężające: $P_i = \max P_0 - (\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i) \leq \max P_i$, $P_t = P_i - \sum \Delta P_t \leq \max P_t$</p>
18	<p>Przyjąć konstrukcyjnie A'_s i określić a'_s, obliczyć: $M'_s = 1,1 P_i (h - a_p - a'_s) - M_g$</p>
19	Oszacować: $x' = (\xi'_{lim} - 0,15)(h - a'_s)$
20	<p>Obliczyć $b_f = b_w + \left[\frac{M'_s}{f_{cd}} - b_w x' (h - a'_s - 0,5 x') \right] \frac{1}{h_f (h - a'_s - 0,5 h_f)}$ przyjąć zaokrąglony wymiar b_f; jeśli zaokrąglenie w dół, to obliczyć $x' \leq x'_{lim}$</p>
21	<p>Obliczyć dla wybranego przekroju: $A_c, W_c, A_{ci}, W_{ci}, a_p, e_p, g_k, M_{gk}, M(K_{u1}), M(K_{s2}), M_m(K_{s2})$</p>
22	<p>Sprawdzić warunek naprężeń dopuszczalnych (patrz p. 5.5.2): $\sigma_{cc} = \frac{1,1 P_i}{A_c} + \frac{1,1 P_i e_p}{W_c} - \frac{M_{gk}}{W_c} \leq 0,6 f_{cm}$ jeśli warunek nie jest spełniony, zastosować dwuetapowe sprężenie</p>
23	<p>Dla kategorii rysoodporności (1a) obliczyć: $P_{cr} = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \left\{ M_m(K_{s2}) + \frac{W_c}{W_{ci}} [M(K_{u1}) - M_m(K_{s2})] \right\}$, dla kategorii rysoodporności (1b) obliczyć: $P_{cr} = \frac{1}{0,9} \cdot \frac{A_c}{W_c + A_c e_p} \left\{ M_m(K_{s2}) + \frac{W_c}{W_{ci}} [M(K_{s2}) - M_m(K_{s2})] - f_{ctm} W_{ci} \right\}$</p>
24	<p>Jeśli $P_{cr} \leq P_t$, to przejść do 25, jeśli $P_{cr} > P_t$, wrócić do 15 i podstawić $A_{pi} = A_{pi} \frac{P_{cr}}{P_t}$</p>
25	Ukształtować przekrój konstrukcyjny. Koniec.

11. Sprężanie cięgnami bez przyczepności

Rozdział ten jest odmienny w stosunku do poprzednich rozdziałów, 6 do 10, poświęconych projektowaniu, ponieważ nie podaje zamkniętych metod wymiarowania. Praktyka wyprzedziła tu teorię. Cięgna bez przyczepności są na dużą skalę stosowane w praktyce, a nie nadążają za tym normy projektowania ani podręczniki. Stąd powstała konieczność oparcia się bezpośrednio na wynikach nielicznych prac badawczych, co spowodowało bardziej opisowe potraktowanie tu zagadnienia.

Zastosowania cięgien sprężających w kanałach niewypełnionych iniekcją, a więc bez przyczepności, pojawiły się najpierw w Stanach Zjednoczonych. Huty amerykańskie produkowały druty ze stali sprężającej, odporne na korozję dzięki powłokom metalicznym lub polimerowym, a wyeliminowanie pracochłonnej operacji iniektowania dawało istotne oszczędności wobec drogiej robocizny w tym kraju. Tak więc stosowano cięgna bez przyczepności, pomimo pewnych niedobrych doświadczeń, na przykład zgromadzonych w czasie wielkiego trzęsienia ziemi w Anchorage na Alasce.

Zalecenia europejskie dotyczące realizacji konstrukcji kablobetonowych, w tym także przepisy polskie, nakazywały jak najszybsze wypełnienie kanałów kablowych iniekcją z czystego lub modyfikowanego zaczynu cementowo-wodnego (patrz p. 3.2.7), jednak były odstępstwa od tej zasady. Było to oczywiste w sytuacjach, w których zewnętrzne prowadzenie cięgien wymuszone było samą technologią, na przykład w przypadku sprężania obwodowego zbiorników metodą nawijania (p.3.3). Zewnętrzne cięgna sprężające okazały się również przydatne przy wzmacnianiu konstrukcji. W Polsce zagrożone kablobetonowe dźwigary dachowe typu KBO i KBOS (p. 15.1) były z powodzeniem naprawiane za

pomocą zewnętrznych cięgien w postaci grubych prętów ze stali wysokostopowej z zakotwieniami gwintowymi. Chodziło tu o dodatkowe sprężenie osiowo rozciąganego pasa dolnego, a dla takich elementów przyczepność betonu i stali nie ma większego znaczenia wytrzymałościowego.

Szczególnym bodźcem do stosowania cięgien zewnętrznych była nieoczekiwana opóźniona korozja cięgien w postaci grubych prętów ze stali stopowej hartowanej i odpuszczanej. Kłopoty te napotymano przede wszystkim w krajach, które szeroko stosowały takie stale do sprężania konstrukcji mostowych, a więc Niemcy (stale *Sigma* i *Neptun*) oraz Wielka Brytania (stale *Macalloy*) (por. 3.2.2.4). Stale te oczywiście wycofano i zastąpiono stalami o naturalnej wysokiej wytrzymałości, ale szereg istniejących obiektów trzeba było wzmacniać, a do tego celu cięgna zewnętrzne nadawały się znakomicie.

Udoskonalone konstrukcje cięgien i ich zakotwień znalazły zastosowanie w nowoczesnych mostach wiszących i wantowych, a ostatnio w ustrojach typu *extradosed* czyli „belkowych mostach doprężonych górą”. W tych ustrojach współpraca przyczepnościowa betonu i stali staje się bezprzedmiotowa, natomiast pojawia się bardzo istotna potrzeba możliwości wymiany całych cięgien lub pojedynczych elementów cięgna wielosplotowego.

W mostach belkowych lub ramowych wykonywanych metodą wspornikową (nazywaną też nawisową) kable bez przyczepności są stosowane jako montażowe i służą do czasu zrealizowania ostatecznego ustroju, to jest do połączenia wsporników w przęsło belkowe.

Na stosunek do konstrukcji sprężonych cięgnami zewnętrznymi wpływała także ogólna ocena ich trwałości. W Wielkiej Brytanii

projektowano mosty zewnętrznie sprężone już od lat 60. aż do roku 1979, kiedy to zakazano zewnętrznego sprężania po skorodowaniu drutów sprężających w moście *Braidley Road*. Później zaczęły się w tym kraju kłopoty z cięgnami wewnętrznymi, głównie z powodu korozji wywołanej przez środki rozmrażające. We wrześniu 1992 roku *U.K. Department of Transport* nałożył moratorium na stosowanie iniektowanych kabli wewnętrznych do czasu opracowania nowych przepisów. Te opracowano w roku 1997. W międzyczasie, w roku 1994 na podstawie nowych wytycznych ponownie dopuszczono zewnętrzne cięgna sprężające w konstrukcjach mostowych (*Clark [K13(1)]*).

W Stanach Zjednoczonych dokonano przeglądu 470 000 mostów i stwierdzono (1997 r.), że mosty sprężone są znacznie trwalsze niż mosty żelbetowe lub wykonane z innych materiałów. W mostach segmentowych nie wykryto istotnych zagrożeń korozyjnych ani w zewnętrznych ani w wewnętrznych zainiektowanych cięgnach sprężających. Awarie mostów brytyjskich przypisano wadom projektowania i wykonawstwa. Trwałość segmentowych mostów sprężonych oszacowano na

co najmniej 100 lat (*Freyermuth [K13(3)]*). Trzeba nadmienić, że w Stanach Zjednoczonych stosuje się zewnętrzne sprężenie mostów segmentowych często jeszcze w wersji uproszczonej, prowadząc cięgna zewnętrzne w osłonach z blachy stalowej z tradycyjną iniekcją zaczynem cementowo-wodnym.

Nowe przepisy niemieckie preferują w mostach cięgna zewnętrzne, głównie ze względu na łatwą inspekcję i wymianę.

Nie ma jeszcze jednolitego i uzgodnionego stanowiska w kwestii sprężania bez przyczepności, jakkolwiek dostrzeżono i uznano jego zalety.

W tych okolicznościach cięgna sprężające bez przyczepności zdobyły sobie, jeśli nie pełne prawa obywatelstwa, to przynajmniej kartę stałego pobytu w świecie konstrukcji sprężonych. Znalazło to swoje odbicie w przepisach normowych. Norma [N1] w punkcie 7.1.10 dopuszcza stosowanie konstrukcji sprężonych bez przyczepności, jakkolwiek nie są one objęte tą normą. Eurokod 2 [N12a] w punkcie 3.3.6. ogranicza się tylko do bardzo ogólnych wymagań ochrony przed korozją i pożarem w stosunku do cięgien bez przyczepności.

11.1. Kategorie cięgien bez przyczepności

11.1.1. Grupa pierwsza

Zalicza się tu cięgna w kanałach wewnętrznych, niezainiektowanych lub wypełnionych materiałem miękkim nierestytuującym przyczepności i niezapewniającym bezpośredniej współpracy betonu i stali. Jako materiały wypełniające wchodzi w grę różnego rodzaju bitumy, smoły, oleje, smary, woski, parafiny. Trasy cięgien są dowolne, tak, jak w zwykłych konstrukcjach sprężonych. W tej grupie najłatwiej uwydatnić róż-

nicę między sprężeniem cięgnami z przyczepnością i bez.

11.1.2. Grupa druga

Grupa ta obejmuje cięgna zewnętrzne w stosunku do czynnego przekroju betonowego, ale nienarażone na czynniki atmosferyczne. Typową sytuacją są tu cięgna przebiegające w komorach przekroju skrzynkowego mostów (patrz rys. 3-62). Są one w mniej-

szym stopniu narażone na korozję. Nie ma tu różnicy temperatur między ciągnem a betonem sprężanej konstrukcji.

11.1.3. Grupa trzecia

Są to ciągnia zewnętrzne w stosunku do czynnego przekroju betonowego, narażone na czynniki atmosferyczne. Typową sytuacją dla tej grupy jest sprężenie kablami zewnętrznymi belki o przekroju dwuteowym. Ciągna są bardziej narażone na korozję ze strony agresywnego środowiska i muszą być starannie chronione. W obliczeniach należy uwzględnić różnicę temperatur między ciągnem a sprężanym betonem.

W grupie drugiej i trzeciej ciągnio kontaktuje się z betonem tylko punktowo, zwykle za pośrednictwem dewiatorów, a więc trasy ciągnięć przebiegają wzdłuż linii łamanych, najczęściej według trójkąta lub trapezu.

11.1.4. Grupa czwarta

Należą tu ciągnia zewnętrzne, stanowiące samodzielne elementy nośne: kable mostów

wiszących i podwieszonych (wantowych), wieszaki, kotwy podwodne. Znika tu problematyka przyczepności, a na plan pierwszy wysuwają się zagadnienia ochrony antykorozyjnej, zmęczenia materiału, bezpieczeństwa zakotwień i technicznej możliwości wymiany kabli.

Pozostaje dyskusyjne, czy np. mosty wantowe należą do konstrukcji sprężonych, dlatego że znaczące siły w kablach nośnych pojawiają się dopiero wskutek przyłożenia obciążeń: ciężaru własnego konstrukcji i obciążeń użytkowych. Zaliczamy je tu jednak, ponieważ stosowane są w tych ustrojach nowoczesne rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne, wykształcone na gruncie konstrukcji sprężonych. Ponadto, stosuje się w nich także naciąg czynny w celu skorygowania ugięć lub wyrównania niwelety jezdni.

Poza powyższym podziałem pozostają elementy i konstrukcje sprężone metodą nawijania, a także różne ciągnia i ściągi zewnętrzne stosowane w stadiach montażowych.

11.2. Specyfika konstrukcji sprężonych bez przyczepności

Wypełnienie kanałów kablowych materiałami smarnymi powoduje znaczną redukcję strat tarcia. Bez większego błędu można przyjąć, że poślizg w zakotwieniach, a także wszelkie dodatkowe odkształcenia i naprężenia w stali sprężającej rozkładają się równomiernie na całej długości ciągnia. Brak przyczepności sprawia, że odkształcenia betonu i stali w przylegających włóknach stają się niezależne. Wymaga to odrzucenia hipotezy płaskich przekrojów.

Głównym celem iniekcji kanałów zaczynami cementowymi jest mechaniczna i chemiczna ochrona stali sprężającej przed ko-

rozją. Pusty kanał nie daje żadnej ochrony. Iniekcja materiałami miękkimi daje ochronę mechaniczną, ale nie stwarza silnie alkalicznego środowiska, pasywnącego powierzchnię stali.

Wobec braku dodatkowego zakotwienia przyczepnościowego zakotwienia mechaniczne powinny przenieść pełną siłę zrywającą ciągnio i na taką siłę należy obliczać strefę zakotwień, przy nieco zwiększonych współczynnikach bezpieczeństwa. Stosuje się zakotwienia wypróbowane i niezawodne, w tym zakotwienia gwintowe, szczególnie lub głowicowe, zwłaszcza starannie

dobierane w elementach narażonych na drgania.

W zwykłej belce sprężonej dodatkowe naprężenia i odkształcenia stali sprężającej w przekroju niebezpiecznym były efektem lokalnym, niesięgającym do końców belki. Bez przyczepności zasięg dodatkowych odkształceń obejmie całą długość cięgna, a więc całkowite wydłużenie cięgna będzie przy tym samym obciążeniu większe. Powoduje to większe ugięcia, a w elementach częściowo sprężonych – większy rozstaw rys i większą szerokość ich rozwarcia. Odbija się to także niekorzystnie na wartości momentu łamiącego, gdyż większe wydłużenia stali sprężającej powodują przesunięcie osi obojętnej przekroju ku górze i redukcję pola powierzchni strefy ściskanej.

W konstrukcjach należących do grupy trzeciej i czwartej trzeba uwzględniać wpływ różnicy temperatur stali sprężającej i betonu. W okresie zimowym ta różnica daje efekty korzystne, ale w lecie większe nagrzanie zewnętrznego cięgna spowoduje termiczne straty siły sprężającej.

W cięgnach należących do grupy czwartej stosuje się dodatkowe zabezpieczenia przed drganiami, wandalizmem, uderzenia-

mi pojazdów, a nawet chroni się je przed promieniowaniem ultrafioletowym.

Oprócz wymienionych cech ujemnych cięgna sprężające bez przyczepności mają także szereg zalet. Miękki materiał iniekcyjny ułatwia inspekcję stanu stali sprężającej, co jest szczególnie ważne w sytuacji zagrażającej korozji. W przypadku stwierdzenia korozji, pękania zmęczeniowego lub innych uszkodzeń możliwa jest wymiana uszkodzonych elementów. Zewnętrzne cięgna sprężające są szczególnie przydatne przy naprawach i wzmocnieniach istniejących konstrukcji, tym bardziej, że sprężenie należy do efektywnej grupy wzmocnień czynnych. Bardzo małe straty tarcia pozwalają na jednostronny naciąg nawet długich cięgien, w tym pełnoobwodowych cięgien sprężających zbiorniki kołowe (patrz rys. 3-77). Brak twardego iniektu umożliwia późniejsze doprężenie cięgna. Sprężenie można realizować w okresie zimowym, ponieważ nie ma procesów mokrych. Brak cięgien wewnętrznych ułatwia betonowanie. Wreszcie prefabrykowane wraz z osłoną i iniektem cięgna bardzo przyspieszają procesy budowlane, zapewniają wyższą jakość i przynoszą korzyści ekonomiczne.

11.3. Wyniki badań doświadczalnych

Leonhardt [11] przytacza badania laboratoryjne beleczek o przekroju prostokątnym, sprężonych wewnętrznymi cięgnami bez przyczepności. Stwierdzono szeroko rozwarte, rzadko rozstawione rysy i przedwczesne miażdżenie betonu w strefie ściskanej, przy niewykorzystanych naprężeniach w stali sprężającej. Według *Leonhardta* „moment łamiący przy braku przyczepności jest o 20 do 35% mniejszy”.

Zuohan z zespołem [K1(4)] przebadal 10 jednoprzęsłowych belek o rozpiętości 5,0 m. Belki o przekroju teowym $h = 0,45$ m były sprężone cięgnami zewnętrznymi o różnej konfiguracji: 6 belek sprężono prostymi prętami $\varnothing 25$ mm, zaś pozostałe kablami z drutów $\varnothing 5$ mm, trasowanymi według trójkąta lub trapezu. Wytrzymałość betonu $f_c = 49\text{--}52$ MPa, wytrzymałość stali w prętach 750/850 MPa, w drutach 1340/1600 MPa. W chwili złama-

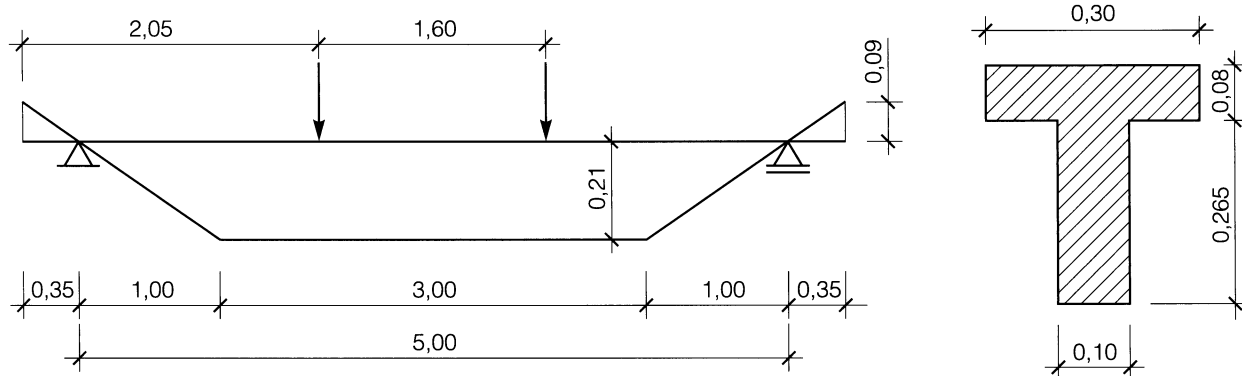
nia przyrost naprężeń w prętach grubych wyniósł 345 MPa, osiągając 665 MPa, czyli $0,89f_{p,0,1}$. W trasowanych cięgnach drutowych przyrost naprężeń był większy: średnio 685 MPa (przy dużych rozrzutach), osiągając 1505 MPa, czyli $0,94f_{pk}$. Stwierdzono, że pomierzone wartości momentu łamiącego wynoszą 84,6% (z odchyleniem standardowym 0,045) nośności porównywalnych belek sprężonych cięgnami wewnętrznymi z pełną przyczepnością.

Espion i Halleux [K2(1)] z Uniwersytetu w Brukseli obciążyli do zniszczenia cztery płyty ciągle przez dwa przęsła o rozpiętości $l = 4$ m (w jednej płycie $l = 6$ m). Szerokość pasma płytowego wynosiła $b = 0,7$ m, grubość płyty 18 cm. Płyty sprężano dwoma splotami 7-drutowymi $\varnothing 13$ mm ze stali o wytrzymałości $f_p = 1900$ MPa, dla której umownie przyjęto granicę plastyczności $f_{p,0,1} = 0,9f_p = 1707$ MPa. Zastosowano beton klasy C35, osiągając $f_{cm} 40$ MPa. W trzech płytach zastosowano początkowy naciąg splotu $P_{01} = 130,5$ kN, to jest 74% nośności cięgna, a w jednej płycie słabsze sprężenie $P_{01} = 100,5$ kN, czyli 57% nośności cięgna. Siły w cięgnach kontrolowano siłomierzami umieszczonymi pod obydwoma zakotwieniami. Płyty były dość silnie zbrojone prętami ze stali zwykłej, stopień zbrojenia

nad podporą pośrednią wynosił $\rho_L = 0,0065$. Wydaje się, że to właśnie zbrojenie zwykle zapewniło dużą plastyczność przekrojów niebezpiecznych i sprawiło, że we wszystkich płytach naprężenie w cięgnach w chwili złamania osiągnęło 100% $f_{p,0,1}$, także w płycie z niedoborem sprężenia. Pod obciążeniem użytkowym płyty również zachowywały się w pełni zadowalająco.

Na szczególną uwagę zasługują badania przeprowadzone przez *Arai i in.* [K4(3)] w *Kajima Technical Research Institute* w Tokio, dlatego że elementy próbne były w odpowiedniej skali dokładną repliką rzeczywistej konstrukcji mostowej, a program badań umożliwił dokonanie istotnych obserwacji. Zbadano 5 belek o przekroju teowym sprężonych cięgnami o trasach trapezowych (rys. 11-1).

Sprężenie realizowano za pomocą splotów 7-drutowych o różnej średnicy i wytrzymałości od 1708 do 2023 MPa. Beton miał wytrzymałość od 46 do 52 MPa. Belka nr 1 była sprężona wyłącznie kablami zewnętrznymi bez przyczepności, belka nr 5 – przeciwnie – kablami wewnętrznymi z iniekcją cementową. Trzy belki pośrednie miały sprężenie o charakterze mieszanym i stopniowanym udziale cięgien wewnętrznych. Wstępny naciąg wynosił $0,55f_p$. Belki obciążano dwiema siłami skupionymi. Aż do pojawie-



Rys. 11-1. Belki badane przez *Arai i in.* [K4]

nia się pierwszej rysy, belki zachowywały się identycznie: ugięcia i moment rysujący były dla wszystkich belek praktycznie jednakowe. Później ujawniły się wyraźne różnice. Sztywność belki wzrastała z liczbą kabli wewnętrznych. Ugięcie w środku rozpiętości w chwili złamania wynosiło 56 mm dla belki nr 1 i 129 mm dla belki nr 5. Nośność belek zmniejszyła się od 156,8 kN dla belki nr 5, do 108,2 kN dla belki nr 1, co oznacza

redukcję nośności o 31% dla belki o ciągach zewnętrznych. Wytrzymałość stali w ciągach zewnętrznych w belkach o częściowym zewnętrznym sprężeniu była lepiej wykorzystana:

$$\sigma_p = 1470 \text{ MPa} = 0,86f_{p,0,1},$$

wobec:

$$\sigma_p = 1200 \text{ MPa} = 0,71f_{p,0,1} \text{ dla belki nr 1.}$$

11.4. Straty sprężenia

11.4.1. Straty tarcia na długości ciągu

W chwili naciągu nigdy nie ma przyczepności, a więc straty tarcia w kanale kablowym i na dewiatorach kabli zewnętrznych oblicza się tak, jak w punkcie 4.2.3. Jedyną różnicą są inne, mniejsze współczynniki tarcia.

Leonhardt [11] przytacza wyniki badań laboratoryjnych (tablica 11-1), w których splot 7Ø2,5 mm ze stali St1800 ślizgał się po podłożu zbudowanym z dwóch blach stalowych z materiałem smarnym między nimi. Z tablicy można odczytać interesującą cechę wielu smarów: ze wzrostem nacisku maleje współczynnik tarcia. Dane z tablicy zachowują swoją ważność także dla innego typu cięgien, ponieważ tarcie zachodzi mię-

dzy dwiema blachami poślizgowymi, a nie między ciągnem i podłożem.

Leonhardt przeprowadził także pomiary tarcia na wykonanych obiektach mostowych. Przedmiotem badania były skoncentrowane wielowarstwowe kable typu *Baur-Leonhardt* w obudowie prostokątnej, trasowane parabolicznie. Umieszczone w kanale kablowym urządzenia poślizgowe składały się z dwóch blach stalowych z cienką warstwą parafiny pomiędzy blachami. Dla blach poślizgowych umieszczonych tylko na ścianie docisku pomierzono współczynnik tarcia $\mu = 0,12 \div 0,20$; jeżeli prócz tego umieszczano blachy poślizgowe przy dwóch ściankach bocznych, to współczynnik tarcia malał do wartości $\mu = 0,08 \div 0,15$. Duży rozrzut pomierzonych

Tablica 11-1. Wyniki pomiarów współczynnika tarcia (według Leonhardta [11])

Rodzaj smaru	Nacisk na podłoże N/cm	Współczynnik tarcia μ
Olejowo-grafitowy	30÷70	0,07÷0,08
Olejowo-grafitowy	160	0,03
Maszynowy	50÷70	0,06÷0,07
Wazelina	30÷80	0,07
Parafina	20	0,10
Parafina	50	0,09
Parafina	90	0,06
Parafina	250	0,03
Parafina	500	0,02÷0,025

wartości wskazuje wyraźnie, że rzeczywiste współczynniki tarcia zależą w znacznym stopniu od staranności wykonania.

W najnowszych rozwiązaniach stosuje się fabrycznie przygotowane ciągną wielosplotowe w polietylenowej osłonie wypełnionej woskiem ropopochodnym. Współczynnik tarcia dla takiego cięgna pogrążonego w betonie wynosi $\mu = 0,06$. Dla cięgien zewnętrznych stosuje się współcześnie na dewiatorach urządzenia poślizgowe złożone z gładkiej blachy nierdzewnej i folii teflonowej z cienką warstwą smaru silikonowego między nimi. Uzyskuje się małe wartości współczynnika tarcia $\mu = 0,06 \div 0,08$. Przy tak małych współczynnikach tarcia straty z tego powodu dla belki jednoprzęsłowej nie przekraczają 2%.

Dla cięgien grupy drugiej i trzeciej zaleca się doświadczalne określenie współczynnika tarcia podczas próbnych naciągów cięgien.

11.4.2. Straty od poślizgu w zakotwieniach

Poślizg w zakotwieniach, jeżeli występuje, nie ma ograniczonego zasięgu, zgodnie ze wzorem [4-16], ponieważ wobec bardzo niskiego tarcia odkształcenia stali rozkładają się niemal równomiernie na długości cięgna. Sytuacja jest tu podobna do poślizgu w uchwytach technologicznych na torach naciągowych, a więc straty należy obliczać jak w strunobetonie, zgodnie ze wzorem [4-6].

Pozostałe straty doraźne i opóźnione oblicza się tak jak dla cięgien z przyczepnością.

11.5. Cięgna wewnętrzne

Zwiększone wydłużenia cięgien bez przyczepności wpływają na zmianę obrazu poszczególnych stanów granicznych. Prześledzimy te zmiany dla belki sprężonej cięgnami grupy pierwszej, a więc prowadzonymi w kanałach wewnętrznych wypełnionych materiałem miękkim. Przyjmujemy paraboliczną trasę cięgna wypadkowego i zastosujemy analizę przybliżoną, ponieważ celem jest oszacowanie wielkości zmian.

W belce z pełną przyczepnością dodatkowe obciążenia belki wywołają w przekroju środkowym przyrost naprężeń $\Delta\sigma_p$ w stali sprężającej. W przekroju nad podporą przyrost będzie zerowy, bowiem dodatkowe obciążenia nie wywołują tu dodatkowego momentu zginającego, a przyczepność zapewnia jednakowe wydłużenia betonu i stali. Jeśli przyjmujemy, że wykres $\Delta\sigma_p(x)$ na długości cięgna jest w przybliżeniu parabolą drugiego stopnia, to średnia

wartość przyrostu naprężeń będzie równa $0,67\Delta\sigma_p$. W tej samej belce bez przyczepności przyrost naprężeń $\Delta\sigma_p$ w przekroju środkowym oznacza identyczny przyrost na całej długości cięgna, jeśli pominąć znikome zmiany wskutek tarcia. Tak więc brak przyczepności spowoduje zwiększenie wydłużeń stali sprężającej o 50%. Ten sam efekt otrzymamy, redukując o 33% moduł sprężystości stali sprężającej.

W zakresie sprężystym brak przyczepności w cięgnach wewnętrznych można w przybliżeniu uwzględnić, wprowadzając zastępczy moduł sprężystości stali sprężającej:

$$E_{pz} = 0,67E_p \quad [11-1]$$

11.5.1. Stan graniczny ugięcia

Ze wzoru [11-1] wynikają praktyczne zalecenia dotyczące obliczania ugięć:

1) Ugięcie od sprężenia i ciężaru własnego belki sprężanej obliczamy jednakowo dla ciągów z przyczepnością i bez przyczepności (patrz p. 5.5.4.2), bo naciągamy cięgna przed iniekcją kanałów.

2) Ugięcie od obciążeń eksploatacyjnych dla ciągów bez przyczepności obliczamy dla momentu bezwładności I_{cs} przekroju betonowego, osłabionego kanałami kablowymi, z uwzględnieniem współpracy stali sprężającej przy zastępczym module sprężystości zgodnie z wzorem [11-1].

Dla typowej jednoprzęsłowej belki sprężonej o przekroju dwuteowym brak przyczepności spowoduje wzrost ugięcia od obciążeń krótkotrwałych o około 5% i około 8% od obciążeń długotrwałych. Nie ma to zatem większego znaczenia.

Z powyższej analizy wynika, że brak przyczepności nie będzie miał istotnego wpływu na stan graniczny dekompresji ani na stan graniczny pojawienia się pierwszej rysy, z tym tylko, że stany te wystąpią przy nieco większych ugięciach.

11.5.2. Rozstaw rys

Pogrążone w smarze lub wosku cięgna sprężające nie mają żadnego wpływu na rozkład rys, podobnie jak ich osłony zbudowane z materiału o niskim module sprężystości i gładkiej powierzchni, wykształconej najczęściej w procesie ekstruzji. O rozstawie rys decydować będą wyłącznie elementy zbrojenia kontaktujące się bezpośrednio z betonem, a więc pręty zbrojenia zwykłego ułożone w strefie rozciąganej.

Korzystając dla średniego rozstawu rys s_{rm} ze wzoru [5-59], należy obliczać efektywny stopień zbrojenia ze wzoru:

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ct,eff}} \quad [11-2]$$

pomijając całkowicie zbrojenie sprężające bez przyczepności.

Oczywiście w tej sytuacji rysy rozdzielone będą znacznie rzadziej, co może skłonić do zwiększenia ilości zbrojenia zwykłego.

11.5.3. Szerokość rozwarcia rys

Rozwarcie rys zależy od przyrostu naprężeń i odkształceń w przekroju zarysowanym (por. p. 5.5.5.4.). Przyrost momentu zginającego przenoszony jest zarówno przez zbrojenie zwykłe, jak i sprężające, a więc wzór [5-60]:

$$\Delta\sigma_s = \frac{M(K_{s2}) - M_{de}}{(A_p + A_s) \times z}$$

zachowuje swą ważność w niezmienionej postaci.

Natomiast we wzorze [5-61]:

$$\Delta\epsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{de}}{M(K_{s2})} \right)^2 \right],$$

należy obliczać wartość średnią współczynnika β_1 :

$$\beta_{1m} = \frac{\sum n_i \beta_{1i}}{\sum n_i}$$

przyjmując $\beta_1 = 0$ dla ciągów bez przyczepności.

W tej sytuacji rozwarcie rys będzie znacznie większe.

11.5.4. Stan graniczny złamania

Większa wydłużalność ciągów bez przyczepności wpłynie na mechanizm złamania belki sprężonej w ten sposób, że stal sprężająca nie osiągnie w stanie granicznym swej wytrzymałości i w efekcie nośność przekroju zostanie zredukowana. Norma [N1] w punkcie 7.1.10 zaleca, aby w stanie granicznym nośności belek jednoprzęsłowych do siły sprężającej dodać przyrost naprężeń 100 MPa. W rozpatrywanym stanie siła sprężająca działa

korzystnie i należy przyjąć jej wartość zmniejszoną współczynnikiem 0,9. Jeżeli przyjmie-
my, że naprężenia dopuszczalne w ciągnie
 $\sigma_{p,lim} = 0,65f_{pk}$ zostały wykorzystane, to obli-
czeniowe naprężenie σ_{pd} w cięgnach bez
przyczepności w stanie granicznym złama-
nia wyniesie:

$$\sigma_{pd} = 0,9 \times 0,65f_{pk} + 100 \text{ MPa} . \quad [11-3]$$

W tablicy 11-2 zestawiono liczbowe
wartości σ_{pd} i porównano je z obliczeniową
wytrzymałością f_{pd} .

Jak widzimy, brak przyczepności zre-
dukuje obliczeniową nośność o 9 do 12%.
Nie uwzględniamy tu niewielkiego zwiększe-
nia ramienia sił wewnętrznych, gdyż obli-
czenia mają zawsze charakter mniej lub
bardziej przybliżony.

Wyniki badań doświadczalnych wyka-
zują nieco większe różnice (w badaniach
Zuohana i in. [K1(4)] około 15%).

Można zatem przyjąć, że rezygnacja
z przyczepnościowej współpracy cięgna

z betonem dla kabli wewnętrznych powo-
duje około 12% redukcję rzeczywistego
momentu łamiącego. Dla belek niskich efekt
ten może być jeszcze większy.

11.5.5. Stan graniczny ścinania

Wypełnione miękkim materiałem kana-
ły kablów tylko w jeden sposób wpływają
na analizę tego stanu granicznego, a mia-
nowicie bardziej osłabiają ściankę przekro-
ju dwuteowego. We wzorze [5-77] zniknie
współczynnik 0,5, uwzględniający poło-
wiczną efektywność zainiektowanych kana-
łów, ponieważ w rozważanej sytuacji kana-
ły kablów w ogóle nie biorą udziału
w przenoszeniu sił poprzecznych. Wzór
[5-77] na zastępczą grubość ścianki przy-
jmie postać:

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \varnothing_d , \quad [11-4]$$

przy czym \varnothing_d jest średnicą kanału kabo-
wego, a dla prostokątnego przekroju kanału
jego poziomym wymiarem.

Tablica 11-2. Porównanie liczbowych wartości σ_{pd} i f_{pd} dla różnych typów cięgien

Oznaczenie elementu cięgna	f_{pk} [MPa]	$\sigma_{p,lim}$ [MPa]	σ_{pd} [MPa]	f_{pd} [MPa]	Różnica [%]
Ø5	1670	1086	1077	1202	-10,4
6×2,5 + 1×2,8	1940	1261	1235	1397	-11,6
6×5 + 1×5,5	1470	956	960	1058	- 9,3
Y1860 S7	1860	1209	1188	1339	-11,3
Y1770 S7	1770	1150	1135	1274	-10,9

11.6. Cięgna zewnętrzne

Cięgna należące do grupy drugiej i trzeciej kontaktują się tylko punktowo z betonem sprężanej konstrukcji i ich działanie sprowadza się do sił skupionych łatwych do określenia. W zakotwieniach końcowych działają poziome siły sprężające P , a na dewiatorach siły skierowane pionowo ku górze:

$V_p = P \sin \alpha$ dla trapezowej trasy cięgien (rys. 11-2a),

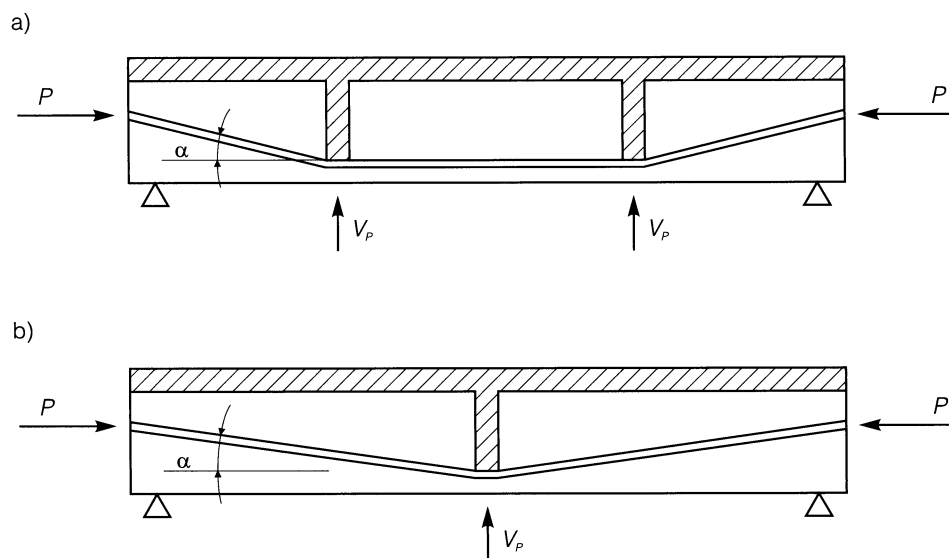
$V_p = 2P \sin \alpha$ dla trójkątnej trasy cięgien, (rys. 11-2b).

Straty siły sprężającej obliczamy zgodnie z p.11.4., przyjmując współczynniki tarcia stosownie do założonych urządzeń poślizgowych na dewiatorach. Dla cięgien należących do grupy trzeciej należy dla stanów granicznych użytkowania uwzględnić dodatkowo różnicę temperatur stali sprężającej i betonu $\Delta T = 10^\circ\text{C}$. Wynika stąd ubytek sprężenia:

$$\Delta\sigma_p(T) = \Delta T \times \alpha_T \times E_p =$$

$$= 10 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^5 = 20 \text{ MPa. [11-5]}$$

Stan graniczny nośności belek sprężonych cięgnami zewnętrznymi wymaga odrębnego omówienia. Przede wszystkim trzeba zauważyć, że jest to inny sposób sprężenia, prowadzący do innego schematu statycznego. Dla trapezowej trasy cięgien jest to schemat belki na dwóch wewnętrznych sprężystych podporach (rys.11-3) o zmiennym nieliniowym współczynniku podatności. Wykres momentów od sprężenia nie jest dopasowany do obwiedni momentów zginających. W celu zwiększenia reakcji pionowych na podporach C i D , zakotwienia cięgien na czołach belki lokowane są możliwie wysoko. W efekcie składowa pozioma siła sprężającej spręża strefę ścisną przekroju betonowego, co jest główną przyczyną przedwczesnego miażdżenia tej strefy i niewykorzystania nośności cięgien sprężających (patrz p. 11.3). Dla uzyskania prawidłowego obrazu zarysowania trzeba belkę odpowiednio nasycić zbrojeniem zwykłym o dobrej przyczepności. Zbrojenie zwykle jest potrzebne także do przeniesienia momentów zginających, które przy niekorzystnym obciążeniu powstają



Rys. 11-2. Typowe trasy cięgien zewnętrznych

w przęselku *C-D*. Nośność przekroju środkowego belki należy obliczać tak, jak nośność przekroju żelbetowego.

Przyjmijmy schemat statyczny belki jak na rysunku 11-4. Za niewiadome przyjmujemy siły V_p działające w nieodkształcalnych wahaczowych słupkach. Przytaczamy rozwiązanie, jakie podali *Marti* i *Fürst* z Politechniki (*ETH*) w Zurychu [K13(2)].

Dla równomiernie rozłożonego obciążenia q otrzymujemy:

$$V_p = \frac{qc(l^3 - 2c^2l + c^3)d^2\kappa A}{24IC}, \quad [11-6]$$

gdzie:

$$c = \sqrt{(c^2 + d^2)^3 - c^3 + \frac{c^2 l(1 + \kappa)}{2} + \frac{c^2(3l - 4c)d^2\kappa A}{6I}}, \quad [11-7]$$

Obciążenie q wywoła ugięcie belki w środku rozpiętości:

$$a = \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{V_p c(3l^2 - 4c^2)}{24EI}, \quad [11-8]$$

Jeśli słupki obciążymy dwiema symetrycznymi siłami skupionymi $0,5Q$, to:

$$V_p = \frac{Qc^2(3l - 4c)d^2\kappa A}{12IC}, \quad [11-9]$$

Naciąg zewnętrznego ciągu siłą o składowej poziomej P wywoła w słupkach siłę ściskającą:

$$V_p = \frac{Pd(c^2 + d^2)(2\sqrt{c^2 + d^2} - 2c + l)}{2cC}, \quad [11-10]$$

a w belce głównej siłę ściskającą:

$$N = V_p \frac{C}{d}, \quad [11-11]$$

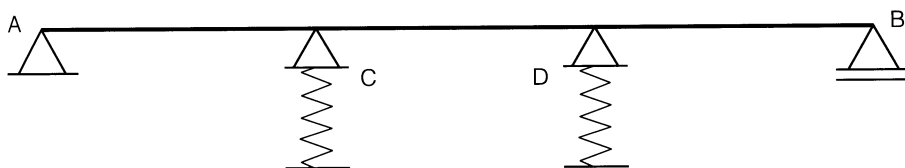
Centryczne sprężenie belki głównej siłą P_0 wywoła w słupkach siłę:

$$V_p = -\frac{P_0 c l d \kappa}{2C}, \quad [11-12]$$

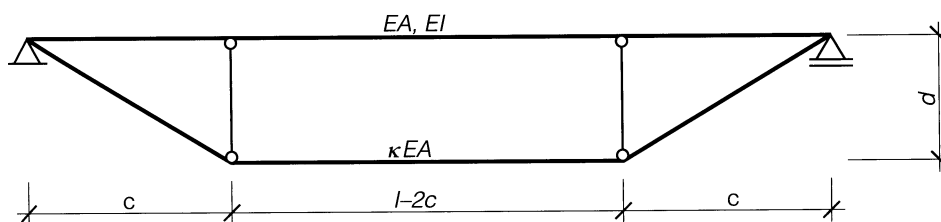
a skuteczna siła sprężająca w belce wyniesie:

$$N_{eff} = P_0 - \frac{P_0 c l^2 \kappa}{2C}, \quad [11-13]$$

Znak „minus” we wzorze [11-12] oznacza, że w belce sprężonej ciągnem zewnętrznym



Rys. 11-3. Schemat belki na podporach sprężystych



Rys. 11-4. Schemat statyczny belki sprężonej ciągnem zewnętrznym o trapezowej trasie

nym dodatkowe osiowe sprężenie belki głównej powoduje redukcję sił ściskających w słupkach.

Przytoczone wzory pozwalają rozwiązać schemat dla dowolnego obciążenia belki sprężonej cięgnami zewnętrznymi. Parametry:

$$d^2 \times \frac{A}{I}, \kappa, P \text{ i } P_0,$$

można tak dobrać, aby belka główna nie uległa zarysowaniu pod kombinacją obciążeń K_{s2} , jest to warunek sprężystej pracy ustroju.

Przekrój niebezpieczny w środku rozpiętości obciążamy momentem zginającym ob-

liczonym dla schematu, jak na rysunku 11-4 i wymiarujemy go jak przekrój żelbetowy przy zredukowanej wytrzymałości betonu:

$$f_{cd,red} = f_{cd} - \frac{1,1N_{eff}}{A_c}, \quad [11-14]$$

Konstrukcje o mieszanym sprężeniu, w których część cięgien przebiega wewnątrznie z pełną przyczepnością, wykazują przedłużony zakres pracy sprężystej i mniejszą tendencję do przedwczesnego miażdżenia betonu w strefie ściskanej. Bez większego błędu można dla nich przyjąć, że naprężenie w stali sprężającej osiąga w stanie granicznym obliczeniową wytrzymałość f_{pd} .

11.7. Zalecenia praktyczne

Przeprowadzona w p. 11.5 przybliżona analiza porównawcza wykazała, że rezygnacja z przyczepności w wewnętrznych cięgnach sprężających prowadzi do pogorszenia pracy elementu sprężonego w prawie wszystkich stanach granicznych, szczególnie w stanie granicznym rozwarcia rys. Nadal najlepszym sposobem zapewnienia bezpieczeństwa zakotwienia i trwałości cięgna pozostaje wypełnienie kanału kablowego modyfikowanym zaczynem cementowo-wodnym i przywrócenie w ten sposób pełnej współpracy betonu i stali. Tylko szczególne okoliczności mogą nas skłonić do zastosowania sprężenia bez przyczepności. Koronnym argumentem jest przewidywana potrzeba wymiany cięgien, ograniczenie tarcia cięgna w osłonie i ułatwienia realizacyjne.

Należy rozważyć także inne zalety cięgien bez przyczepności. Nowoczesne, fa-

brycznie produkowane cięgna stwarzają nową jakość. Już nie chodzi o zastąpienie jednego materiału iniekcyjnego innym materiałem, lecz istotne jest tu całkowite wyeliminowanie z placu budowy operacji iniektowania i związanych z tym czynności pomocniczych. Zainiektowane cięgna sprężające wraz z osłoną dostarczane są na budowę i umieszczane w deskowaniu, tak jak pręty zbrojenia zwykłego. Cięgna takie, droższe nawet o 50%, mogą okazać się ekonomiczne w związku z uproszczeniem i przyspieszeniem robót budowlanych. Typową sytuacją jest tu krzyżowe sprężenie płyt wielopolowych, szczególnie w wersji stropów płaskich. Produkowane fabrycznie lekkie cięgna kilkuspłotowe płaskie (w kształcie leżącego prostokąta) znacznie ułatwiają wykonawstwo, a bardzo małe współczynniki tarcia umożliwiają jednostronny naciąg kabli

ciągłych przez kilka przęseł. Odstępy tych kabli w poziomie i pionie, pokazane na rysunku 11-5, zapewniają dobre zagęszczenie mieszanki betonowej i dogodnie rozmieszczenie zakotwień. Kable te są wiotkie w płaszczyźnie pionowej i powinny być podpierane lub podwieszane w odstępach nieprzekraczających jednego metra (patrz fot. 15-32).

Norma [N1] określa minimalny promień zakrzywienia cięgien wewnętrznych bez przyczepności $r_{min} = 2,50$ m dla splotu $\varnothing 15$ mm, a $r_{min} = 1,70$ m dla splotu $\varnothing 13$ mm.

Cięgna zewnętrzne (grupa druga i trzecia) są zawsze cięgnami bez przyczepności, chociaż mogą być zainiektowane zaczynem cementowym. Decyzja o ich zastosowaniu w konkretnej sytuacji powinna się opierać na ich zaletach, omówionych w p.12.2.

Konstrukcja sprężona cięgnami zewnętrznymi jest w istocie żelbetową konstrukcją obciążoną stałą siłą podłużną, a więc miarodajne dla niej są wszystkie wymagania (szerokość rozwarcia rys, minimum zbrojenia podłużnego i poprzecznego i in.), stawiane konstrukcjom żelbetowym. Brak przyczepności cięgien jest szczególnie niekorzystny dla rozwarcia rys i dlatego nie należy oszczędzać na zbrojeniu zwykłym w strefie rozciąganej. Techniczna nośność cięgna bez przyczepności zależy od nośności zakotwienia, dlatego też powinny tu być stosowane za-

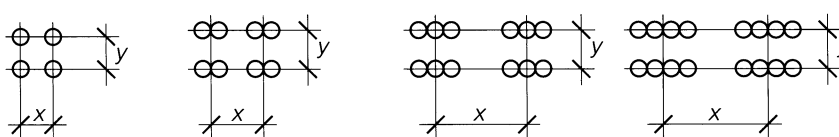
kotwienia niezawodne, na przykład gwintowe, główkowe (BBRV) lub szczękowe.

Najszerwsze zastosowanie znalazły zewnętrzne cięgna sprężające w następujących sytuacjach:

- przy naprawie i wzmocnieniu istniejących konstrukcji, w tym także konstrukcji sprężonych,
- jako kable montażowe mostów wykonywanych metodą wspornikową lub metodą nasuwania; zapewniają one wymaganą nośność w niekorzystnych sytuacjach montażowych i mogą być odzyskiwane po zakończeniu budowy,
- jako sposób sprężenia belek mostowych o przekroju skrzynkowym, gdy istotna jest kontrola stanu cięgien i możliwość ich wymiany, lub gdy szczególnie zależy nam na zmniejszeniu ciężaru własnego konstrukcji,
- jako najlepszy – technicznie i ekonomicznie – sposób sprężania konstrukcji kołowo-symetrycznych, zwłaszcza zbiorników cylindrycznych.

Cięgna zewnętrzne są bardziej narażone na awaryjne mechaniczne uszkodzenia. Konstrukcje sprężone takimi cięgnami należy tak projektować, aby wyłączenie z pracy jednego cięgna nie spowodowało katastrofy.

Jungwirth [K1(3)] przedstawił interesujące porównanie zużycia materiałów i koszt-



x [mm]	45	80	100	120
y [mm]	45	60	60	60

Rys. 11-5. Rozmieszczenie prefabrykowanych wewnętrznych cięgien sprężających

tów dla klasycznego sprężenia i sprężenia zewnętrznego w budownictwie mostowym (tablica 11-3).

Według *Jungwirtha* koszt 1 metra cięgna zewnętrznego wymienialnego jest o 50% do 100% większy niż zwykłego cięgna wewnętrznego. Całkowity koszt mostu sprężonego zewnętrznymi cięgnami jest około 10% większy.

Redukcja ciężaru własnego o 17% ma istotne znaczenie dla nowoczesnych technologii budowy mostów. Nie ma natomiast żadnego uzasadnienia technicznego dopuszczenie większych naprężeń w cięgnach zewnętrznych dla tej samej stali sprężającej. Przy jednakowych naprężeniach, zużycie stali sprężającej w cięgnach zewnętrznych, byłoby o 18% większe, z odpowiednim wzrostem całkowitych kosztów.

Tablica 11-3. Porównanie zużycia materiałów według *Jungwirtha* [K1(3)]

Rodzaj cięgien	Naprężenie w stali σ_p	Procentowe zużycie materiałów		
		beton	stal sprężająca	zbrojenie zwykłe
cięgna wewnętrzne	$0,55f_p$	100%	100%	100%
cięgna zewnętrzne	$0,70f_p$	83%	93%	167%

12. Trwałość konstrukcji sprężonych

12.1. Uwagi ogólne o trwałości

Przez trwałość rozumiemy w budownictwie zachowanie właściwości użytkowych oraz nośności i stateczności w określonym czasie zamierzonego użytkowania. W teorii bezpieczeństwa trwałość jest definiowana jako okres czasu od oddania obiektu do eksploatacji, do chwili niezdolności do dalszego użytkowania (w teorii niezawodności – do pierwszej awarii). Na ogół żądamy, aby trwałość obiektu budowlanego była nie mniejsza niż planowany okres jego eksploatacji, przy normalnych nakładach na konserwację w określonych warunkach.

Współcześnie trwałość konstrukcji budowlanych jest w skali światowej olbrzymim i złożonym wyzwaniem technicznym i ekonomicznym. Dotyczy to oczywiście także konstrukcji sprężonych.

Poprawnie zaprojektowane, wykonane i użytkowane konstrukcje sprężone są z zasady bardziej trwałe niż analogiczne konstrukcje żelbetowe. Wzrasta jednak rola nienagannego wykonawstwa. Wpływ niewłaściwego otulenia, nieszczelności powierzchni betonu lub usterek lokalnych (odpryski, raki, rysy) jest tu o wiele bardziej niekorzystny, wskutek mniejszych wymiarów przekroju betonowego i mniejszych średnic zbrojenia, niż w elementach żelbetowych. Dobrym przykładem wysokiej trwałości konstrukcji sprężonych mogą być kratownicowe, monolityczne belki podsuwnicowe rozpiętości 24 m, wykonane w obiekcie hutniczym w Chorzowie, w latach 1942-1943, (przez wykonawców niemieckich, przy nadzorze projektowym *E. Mörscha*) i od tego czasu poddane bezpośrednim wpływom atmosfery przemysłowej (patrz w [7] rysunek

13-54). Te kablobetonowe elementy, sprężone linami, nie wykazują żadnych istotnych usterek betonu ani skutków korozji cięgien, mimo pozostawienia ich w stanie surowym, bez żadnej konserwacji. Jeszcze starsze prefabrykaty sprężone zabudowano na Dolnym Śląsku w moście autostradowym, rozpoczętym w latach 1941-1942 (w ciągu dzisiejszej autostrady A4). Są to do dziś największe w naszym kraju prefabrykaty strunobetonowe, o rozpiętości 42,2 m. Również te elementy zachowały pierwotną sprawność i przewidziane są do dalszej eksploatacji [A6].

Jak to omówiono w rozdziale 13 ocena poprawności wykonania i określenia stanu technicznego monolitycznych lub prefabrykowanych konstrukcji sprężonych wymaga analizy dużej liczby czynników. Przede wszystkim konieczna jest kontrola spełnienia geometrycznych i materiałowych wymagań zawartych w projekcie, warunków podparcia i obciążenia oraz założeń klasy ekspozycji w zależności od warunków środowiska, w których elementy są użytkowane.

Wiedza w zakresie różnych aspektów trwałości konstrukcji sprężonych jest coraz pełniejsza w wyniku rozpowszechniania się nowych zastosowań i gromadzenia obserwacji z dłuższego okresu kontroli eksploatowanych konstrukcji. Badania naukowe, a także niestety awarie elementów sprężonych, z których kilka wystąpiło również w naszym kraju, dostarczyły wielu danych pozwalających na szczegółowe poznanie problemu trwałości. W świetle tych doświadczeń omówiono dalej główne grupy zagadnień trwałości i zabiegów konserwacyjnych.

12.2. Korozja stali sprężającej

Jak wiadomo, korozja stali polega na niszczeniu powodowanym chemicznym lub elektrochemicznym działaniem otoczenia. Druty lub sploty wciągach sprężających, podobnie jak pręty zbrojeniowe, zagrożone są głównie korozją elektrochemiczną zachodzącą wtedy, gdy powierzchnia metalu styka się z wodnym roztworem, będącym elektrolitem. Wówczas na powierzchni powstają lokalne mikroogniwa, których różnice potencjałów wynikają z niejednorodności struktury metalu, zanieczyszczeń i defektów, naprężeń wewnętrznych, uszkodzeń powierzchni, a nawet także z kontaktu różnych gatunków stali. Woda (wilgoć) w reakcji z gazami zwykłej lub przemysłowej atmosfery (CO_2 , SO_2 , H_2S) oraz ze związkami wypłukiwanymi z betonu (np. CaCl_2) wytwarza kwaśny elektrolit ($\text{pH} < 7$), niebezpieczny dla stali. Elektrolity zasadowe, z wyjątkiem silnych ługów ($\text{pH} > 13$), nie powodują korozji stali. W dalszym ciągu omawia się głównie te objawy korozji stali, które mają znaczenie w konstrukcjach sprężonych.

Korozja ogólna jest to powierzchniowe zjawisko równomiernego działania czynnika korozyjnego, zachodzące na ogół wolno. Na ten rodzaj korozji narażone są ciąga zewnętrzne, nieosłonięte, na których zachodzi kondensacja pary wodnej. Widoczne zazwyczaj oznaki zagrożenia, zwłaszcza równomierny przyrost przemieszczeń konstrukcji spowodowany redukcją przekrojów cięgien, sprawiają, że korozja ogólna jest stosunkowo łatwa do wczesnego wykrycia, co zwykle umożliwia skuteczne podjęcie prac zabezpieczających.

Korozja wżerowa, znacznie bardziej niebezpieczna i trudna do wczesnego wykrycia, ma charakter lokalny i zachodzi w miejscach swobodnego dostępu tlenu i wilgoci

atmosferycznej, najczęściej w miejscu zarysowania betonu otaczającego stal lub w nieszczelnych stykach. Atak korozji postępuje w głąb, co nie znajduje odbicia na przykład w przyroście ugięć, lecz prowadzi do nagłego zerwania drutu lub pręta, bez zjawisk ostrzegawczych. Źródłem korozji wżerowej mogą być również uszkodzenia powierzchni stali.

Korozja międzykrystaliczna (strukturalna), w objawach podobnie groźna jak wżerowa, zachodzi w wyniku różnic składu kryształów stali i sięga w głąb wzdłuż siatki wiązań międzykrystalicznych. Stwierdzono jej większe nasilenie w stalach wysokowęglowych oraz w obecności niektórych jonów, np. NO_2^- . Szczególnym rodzajem tej korozji jest tzw. *kruchosc wodorowa*, czyli kruche pękanie drutów bez uprzednich zjawisk ostrzegawczych w obecności atomów wodoru, z reguły w środowisku H_2S .

Korozja naprężeniowa w rozumieniu technicznym oznacza przyspieszenie działania mediów korozyjnych w warunkach silnych naprężeń rozciągających lub wewnętrznych naprężeń od obróbki plastycznej. W stali sprężającej niebezpieczeństwo tej korozji jest szczególnie duże. Wrażliwe na ten typ korozji są także grube pręty ze stali stopowych, których wytrzymałość na rozciąganie jest podnoszona za pomocą intensywnych zabiegów termicznych – hartowania i odpuszczania [31].

Oceniając ogólnie naturalną odporność korozyjną stali w konstrukcjach sprężonych, za najodporniejsze można uznać stale stopowe, z ograniczonymi zabiegami ich ulepszania. Stale wysokowęglowe są bardziej podatne, ale stopień tej podatności silnie zależy od szczegółów procesu obróbki.

12.3. Korozja betonu

Destrukcja betonu wskutek korozji zachodzi przez chemiczny rozkład spoiwa lub rozsądzanie struktury betonu w wyniku tworzenia się związków o zwiększonej objętości.

W silnie niejednorodnym materiale jakim jest beton, poszczególne składniki wykazują różną odporność na korozję. Kruszywa kwarcytowe, bazaltowe i granitowe są bardziej odporne, zwłaszcza na agresję kwasową. Znacznie mniej odporne są kruszywa wapienne. Kruszywa sztuczne spiekane zawierają więcej substancji szkodliwych, ale nie odbiegają istotnie od kruszyw naturalnych pod względem odporności korozyjnej.

Zaczyn cementowy ma ograniczoną odporność korozyjną. Spośród związków krzemu, glinu, wapnia i magnezu, najmniej odporne są związki wapnia, zwłaszcza wodorotlenek wapniowy, łatwo rozpuszczalny w wodzie. W środowisku bardziej agresywnym rozkładowi chemicznemu ulegają następnie związki glinu i magnezu, a całkowite zniszczenie spoiwa wywołuje rozkład krzemianów.

Cementy portlandzkie wykazują na ogół dobrą odporność korozyjną w przeciętnych warunkach atmosferycznych. Stosowane w warunkach szczególnych cementy hutnicze lub siarczanowe są mało przydatne do konstrukcji sprężonych, wskutek niższej wytrzymałości i ubocznego działania na stal.

Korozja betonu rozpoczyna się na powierzchni styku z atmosferą, a więc także

w rysach i porach materiału. Gładkość powierzchni i szczelność struktury betonu mają więc duże znaczenie dla jego trwałości.

W obiektach przemysłowych i budowlach hydrotechnicznych szczególnie zagrożone są strefy betonu, poddane naprzemiennemu działaniu nawet mało agresywnej cieczy i powietrza.

Z punktu widzenia działania środowiska agresywnego polska norma PN-86/B-01802 [N10] wyróżnia następujące rodzaje korozji:

- **korozja ługowania**, powodowana rozpuszczaniem i wymywaniem z betonu jego rozpuszczalnych składników,
- **korozja kwasowa**, powodowana reakcją składników betonu z kwaśnym środowiskiem agresywnym,
- **korozja węglanowa**, wywołana reakcją składników betonu z dwutlenkiem węgla,
- **korozja magnezowa**, wywołana reakcją składników betonu z jonami Mg^{2+} ,
- **korozja amonowa**, wywołana reakcją składników betonu z jonami NH_4^+ ,
- **korozja siarczanowa**, wywołana reakcją składników betonu z jonami SO_4^{2-} ,
- **korozja zasadowa**, wywołana reakcją składników betonu z zewnętrznym środowiskiem alkalicznym.

Szczególny typ korozji w betonie stanowi wewnętrzna korozja, będąca wynikiem reakcji alkalicznego spoiwa cementowego z wadliwie dobranym kruszywem.

12.4. Oddziaływanie środowiska i środki zabezpieczające

W znacznej przewadze przypadków konstrukcje sprężone użytkowane są w środowisku powietrznym. W razie bezpośredniego kontaktu z cieczami lub nawodnionym gruntem wymagane są specjalne, indywidualnie dobierane środki zabezpieczające. Normy w niektórych krajach poświęcają specjalne przepisy kwestii zawartości w betonie jonów chloru (Cl^-) rozpuszczalnych w wodzie, jako stwarzających szczególne zagrożenie dla stali. Przykładowo, przepisy amerykańskie ACI [N14] określają maksymalną zawartość tych jonów w betonie jako 0,06% wagi cementu. Kwestia ta ma znaczenie przede wszystkim w elementach strunobetonowych, w których beton kontaktuje się bezpośrednio ze stałą sprężającą.

Stopień zagrożenia korozją, określany klasą ekspozycji w zależności od warunków środowiska, istotny zarówno w projektowaniu (wymagane kategorie rysoodporności), jak i w doborze środków zabezpieczających, podaje polska norma [N1] według [N12]. Do tej klasyfikacji nawiązują wymagania szczegółowe odnośnie do betonu w [N13] oraz zalecenia minimalnej otuliny w [N1]. Zabezpieczenia przed korozją konstrukcji betonowych i żelbetowych omówiono w Instrukcji [Z3] – zalecenia te mają w pewnym stopniu zastosowanie także w konstrukcjach sprężonych.

Przepisy projektowania, zarówno krajowe [N1], jak i międzynarodowe [N12], [N13], mało precyzyjnie określają wilgotność przy klasyfikacji ekspozycji uwzględniającej warunki środowiska. Przy charakterystyce środowiska operuje się tam terminami „bardzo suche”, „suche”, „cyklicznie mokre” itp. Dla konstrukcji sprężonych są to zbyt ogólnie sformułowane kryteria, zwłaszcza przy podejmowaniu decyzji co do wymagań ryso-

odporności. Dlatego zaleca się dla konstrukcji sprężonych następujące ogólne zalecenia (patrz także informacje w tablicy 5.1):

- w warunkach suchych, przy wilgotności $RH < 60\%$ w środowiskach nieagresywnych lub słabo agresywnych, można stosować konstrukcje sprężone bez ograniczeń, w tym także częściowo sprężone – kategoria rysoodporności (2b),
- przy przeciętnej wilgotności $RH = 60\text{--}75\%$ w środowiskach słabo agresywnych oraz przy $RH < 60\%$ w średnio agresywnych – wymagane jest co najmniej ograniczone sprężenie, czyli kategoria rysoodporności (2a),
- przy dużej wilgotności $RH > 75\%$ w środowiskach słabo agresywnych oraz przy $RH = 60\text{--}75\%$ w średnio agresywnych, konieczne jest sprężenie pełne, czyli kategoria rysoodporności (1b), nie należy wtedy stosować konstrukcji kablobetonowych składanych z segmentów; zalecane są zwiększone otuliny stali sprężającej,
- przy wilgotności $RH > 75\%$ w środowiskach średnio agresywnych elementy należy zabezpieczać powierzchniowo powłokami paro- i gazoszczelnymi, indywidualnie dobranymi do warunków eksploatacji oraz rozważyć superpełne sprężenie, czyli zapewnienie kategorii rysoodporności (1a) lub zastosowanie betonów specjalnych,
- przy bardziej niekorzystnych warunkach nie należy raczej stosować konstrukcji sprężonych, gdy jest to jednak konieczne, wymagane są indywidualne badania i środki zabezpieczające.

Podstawowym środkiem zabezpieczającym stal przed korozją jest szczelna otulina betonowa. Spoiwo cementowe tworzy środowisko alkaliczne ($\text{pH} > 9$), w którym na powierzchni stali tworzy się warstwa pasywna tlenków żelaza i wapnia ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \times \text{CaO}$).

Ze względu na możliwość lokalnych nieuszczelności betonu, przy większej agresywności środowiska, należy zwiększać minimalne warstwy otulenia wymagane w normach.

Problem otuliny jest obecnie w EC2 [N12] bardzo szczegółowo potraktowany, co także znalazło swoje odzwierciedlenie w polskiej normie [N1]. Otulenie cięgien betonem rozumiane jest w elementach strunobetonowych analogicznie jak w żelbetowych, czyli jako odległość od powierzchni wewnętrznej deskowania do obrysu cięgna, natomiast w elementach kablobetonowych odległość ta jest mierzona do osłony lub powierzchni kanału kablowego.

Zależnie od klasy ekspozycji na warunki środowiska i spodziewanych przyczyn korozji (patrz w [N1], tabl. 21) minimalne wartości otulenia podano odrębnie dla stalowych cięgien sprężających, jako większe o 5 do 10 mm od otulenia prętów w żelbecie w analogicznej klasie ekspozycji.

Niezależnie od minimalnych wartości otulenia c_{min} podano w [N1] i [N12] zalecenie, aby stosować w projektowaniu nominalne otulenie c_{nom} , stanowiące sumę otulenia minimalnego oraz losowego odchylenia wymiarów:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c, \quad [12-1]$$

co w przypadku konstrukcji sprężonych nakłada na projektanta obowiązek dodatkowej analizy dotyczącej zarówno środowiska, jak i tolerancji wymiarowych.

Wartość minimalnego otulenia wynika z trzech celów, jakie ono ma zapewnić:

- bezpieczne przekazanie sił przez przyczepność (strunobeton),
- zabezpieczenie zbrojenia przed korozją,
- odpowiednią odporność ogniową.

Dlatego podano w EC2 [N12], że należy przyjmować największą wartość wynikającą z tych zadań:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}, [12-2]$$

gdzie:

$c_{min,b}$ – minimalna grubość otuliny wymagana z warunków przyczepności,

$c_{min,dur}$ – minimalna grubość otuliny wymagana z warunków środowiska – tablica 12-1,

$\Delta c_{dur,g}$ – ewentualne dodatkowe otulenie przy szczególnych warunkach zabezpieczenia,

$\Delta c_{dur,st}$ – obniżenie grubości otuliny przy stosowaniu stali nierdzewnej,

$\Delta c_{dur,add}$ – obniżenie grubości otuliny przy stosowaniu na betonie powłok ochronnych.

Przy określeniu $c_{min,b}$ zalecono, aby grubość otulenia w elementach strunobetonowych wynosiła co najmniej 2ϕ (przy pro-

Tablica 12-1. Wartości minimalnego otulenia z uwagi na trwałość $c_{min,dur}$, według [N12]

Klasa konstrukcji wg EC2 [N12]	Klasa ekspozycji						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	10	15	20	25	30	35	40
2	10	15	25	30	35	40	45
3	10	20	30	35	40	45	50
4	10	25	35	40	45	50	55
5	15	30	40	45	50	55	60
6	20	35	45	50	55	60	65

filowanych drutach $3\varnothing$), gdzie \varnothing oznacza średnicę cięgna, a w elementach kablobetonowych, nie mniej niż średnicę kanału. W przypadku kanałów prostokątnych określono jako minimum albo mniejszy wymiar kanału, albo połowę jego większego wymiaru (nie więcej jednak niż 80 mm). Dodatkowo zalecono podwyższenie wartości $c_{min,b}$ o 5 mm w przypadku stosowania kruszywa o średnicy powyżej 32 mm.

W tablicy 12-1 podano grubości otulenia $c_{min,dur}$ wymagane według EC2[N12] z uwagi na trwałość i przypisane zarówno klasom ekspozycji, jak i wprowadzonym do EC2 klasom konstrukcji. Stosownie do przepisów prEN 1990 [N23], klasy konstrukcji są związane z planowanym okresem eksploatacji. Wskazano tam 5 podstawowych klas, o różnych okresach eksploatacji:

- 1) do 10 lat (obiekty tymczasowe),
- 2) 10 do 25 lat (części obiektów przewidywane do wymiany),
- 3) 15 do 30 lat (obiekty rolnicze lub podobne),
- 4) 50 lat (budynki i inne obiekty budownictwa powszechnego),
- 5) 100 lat (budynki monumentalne, mosty i inne obiekty inżynierskie).

Każdy z symboli cyfrowych klasy konstrukcji może być podwyższony lub obniżony, stosownie do dodatkowych kryteriów podanych w EC2[N12] i dlatego w tablicy 12-1 przewidziano 6 kategorii.

Pozostałe składniki ujęte w wyrażeniu (12-2) przepisy [N12] pozostawiły do sprecyzowania w krajowych normach zharmonizowanych z normami europejskimi (w razie braku wskazania EC2 zaleca wartości zerowe).

Wartość Δc w wyrażeniu (12-1) jest ogólnie zalecana jako 10 mm, z możliwością redukcji przy odpowiednim systemie kontroli.

Otulina betonowa o grubości powyżej 45 mm wymaga zastosowania zbrojenia „naskórkowego” w postaci siatek.

Wartościom nominalnym mają odpowiadać grubości podkładek dystansowych, dla których wymaga się nie tylko odpowiednie ich materiału dobrane do rodzaju agresji środowiska, ale także podkreślono konieczność ich dobrej przyczepności do betonu.

W kablobetonie zarówno przy kanałach betonowych, jak przy kablach umieszczonych w osłonach, podstawowe znaczenie ma zabezpieczenie stali w kanale. W szczególnie odpowiedzialnych konstrukcjach używa się coraz częściej stali zabezpieczonych powierzchniowo – ocynkowanych lub pokrytych powłokami epoksydowymi. W krajowych realizacjach konstrukcji kablobetonowych (z przyczepnością) stosuje się w przeważającej liczbie przypadków iniekcję kanałów zawiesiną cementowo-wodną z dodatkiem środka pianotwórczego (p. 3.2.7). Prawidłowość iniekcji i całkowite otulenie stali w przekroju kanału są więc warunkiem koniecznym trwałości konstrukcji kablobetonowych.

W środowiskach agresywnych dla betonu, a także w razie stwierdzenia zarysowań lub obniżonej odporności na zarysowania, na powierzchnię elementów sprężonych nakłada się powłoki ochronne – malarskie z farb dobranych do spodziewanych warunków. Najtrwalsze są powłoki na bazie żywic epoksydowych. Szczególnie zagrożone miejsca konstrukcji, np. styki segmentowej konstrukcji kablobetonowej, zabezpiecza się warstwą laminatu złożonego z żywicy epoksydowej i tkaniny z włókna szklanego. Zwykle środki bitumiczne należy traktować jako zabezpieczenia jedynie okresowe lub doraźne, natomiast skuteczne są lakiery bitumiczno-epoksydowe.

Dotychczasowe doświadczenia wykazały, że szczególnie dużo zagrożeń występowało w wyniku wad wykonawstwa zabezpieczeń cięgien sprężających w dwu rodzajach konstrukcji:

- 1) w długich elementach kablobetonowych, z kanałami betonowymi lub z kablami w metalowych osłonach, wadliwie iniekтовanych (np. w dolnych pasach dźwigarów dachowych),
- 2) w konstrukcjach z ciągnami zewnętrznymi, o zbyt słabych zabezpieczeniach (np. nawijane ciągnia zbiorników zabezpieczone jedynie betonem natryskowym).

Warto tu zauważyć, że uszkodzenia korozyjne występowały głównie w elementach osiowo rozciąganych. Na potrzebę zwiększenia bezpieczeństwa tych elementów zwrócono uwagę w zakończeniu rozdziału 8.

Na tej podstawie, w dążeniu do zwiększenia trwałości, powstały nowoczesne sposoby zabezpieczeń kabli przedstawione w p. 12.7 i 12.8.

12.5. Ognioodporność

Skutki działania wysokich temperatur w betonie i stali omówiono odpowiednio w p. 2.1.8 i 2.2.3. W konstrukcjach sprężonych, w porównaniu z konstrukcjami żelbetowymi, należy liczyć się z nieco mniejszą ognioodpornością, gdyż:

- mniejsze są przekroje betonu w elementach sprężonych,
- mniej odporna na działanie wysokich temperatur jest stal wysokiej wytrzymałości,
- występują przyspieszone zjawiska relaksacji naprężeń w stali, a w konsekwencji duże przemieszczenia i zarysowania elementów.

Tych niekorzystnych cech nie jest na ogół w stanie zrehabilitować starannie układany beton i większa dokładność wykonania. W warunkach pożarowych decydujące znaczenie mają:

- grubość otulenia stali betonem (oraz trwałym tynkiem na siatce),
- struktura betonu, a zwłaszcza jego porowatość (odpowiednie napowietrzenie),
- zdolność izolacyjna ewentualnych innych materiałów osłonowych.

Na tej podstawie zalicza się w naszym kraju, według specjalistycznych przepisów ochrony pożarowej, poszczególne rodzaje konstrukcji sprężonych do kategorii odporności ogniowej. Przy indywidualnej ocenie odporności ogniowej konstrukcji konieczne jest uwzględnienie rodzaju kruszywa w betonie (odporniejsze są kruszywa drobnokrystaliczne i kruszywa lekkie spiekane) oraz usytuowanie stali sprężającej względem powierzchni betonu narażonych na działanie ognia. Dowiedziono, że zdolność ochronna betonu zależy także od zawartości porów powietrznych. Z tej racji stosuje się środki napowietrzające, których wynikiem jest duża liczba drobnych porów, które są w stanie przejąć parę wodną w przypadku procesów dehydratacji i tym samym zapobiec odspajaniu się otuliny w warunkach pożarowych.

Problemy uwzględniania ognioodporności w projektowaniu konstrukcji z betonu są przedmiotem projektu odrębnej części EC2 (EN 1992-1-2:2004) [N23].

12.6. Odporność zmęczeniowa

W przekrojach konstrukcji sprężonych poddanych obciążeniom cyklicznym, występują naprężenia jednego znaku w obydwu materiałach: w stali zawsze rozciągania, w betonie – ściskania, co jest korzystne ze względu na odporność zmęczeniową. Niekorzystny jest natomiast wysoki poziom naprężeń trwałych w stali i betonie.

Ogólnie należy stwierdzić, że badania stali sprężającej i betonów wysokiej wytrzymałości wykazały ich bardzo dobrą odporność na wielokrotne obciążenia w przedziałach naprężeń realnie występujących w konstrukcji. Potwierdziły to także badania elementów i obserwacje konstrukcji, ale ujawniła się rola trwałości zakotwienia i kontaktu cięgien z betonem. W strunobetonie, odkąd praktycznie wyłącznie stosuje się cięgna ze splotów, dobra przyczepność jest zapewniona. W konstrukcjach kablobetonowych poddanych obciążeniom dynamicznym, należy zapewnić staranną iniekcję kanałów kablowych, czyli zapewnić dobrą przyczepność betonu i stali.

Ponieważ konstrukcje sprężone są często stosowane jako elementy o szczególnie dużej liczbie cykli obciążenia – belki podsuwnicowe, podkłady kolejowe, belki mostów kolejowych i drogowych o dużym natężeniu ruchu – dlatego w normach są zamieszczane specjalne zalecenia.

W polskiej normie [N1] podano jedynie ogólne zalecenia dotyczące odporności zmęczeniowej, w tym ograniczenia naprężeń w betonie i w stali (tu sprężającej) w postaci:

$$\max \sigma_c \leq \sigma_{cR}, \quad [12-3]$$

$$\max \Delta \sigma_p \leq \Delta \sigma_{pR}, \quad [12-4]$$

gdzie: $\Delta \sigma_p$ to zakres zmian naprężeń w stali, a dopuszczalny zakres zmian naprężeń w stali w warunkach obciążeń cyklicznych $\Delta \sigma_{pR}$ (przy liczbie cykli ponad 10^7) zawarto w tablicy 12-2. Według tych zaleceń nie wiadomo jakie ograniczenia zakresu naprężeń w stali należy przyjąć w przypadku elementów sprężonych zbrojonych także stałą zwykłą – czy jak dla elementów sprężonych, czy jak dla żelbetu (gdzie ograniczenia są mniejsze).

W EC2[N12] (p. 6.8) poświęcono więcej uwagi problemom zmęczenia, niezależnie od odrębnej Części 2. EC2, dotyczącej w całości mostów żelbetowych i sprężonych. Między innymi szczególne zalecenia dotyczą wspomnianego powyżej problemu wpływu różnicy przyczepności cięgien sprężających i prętów zbrojenia zwykłego w warunkach obciążeń cyklicznych. Według EC2, w elementach ze zbrojeniem zwykłym i sprężającym, analizuje się tylko przedział naprężeń w stali zwykłej $\max \Delta \sigma_p$ i należy go zwiększyć o wpływ różnic przyczepności, mnożąc przez współczynnik η wyrażony wzorem:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\sigma_s / \sigma_p)}}, \quad [12-5]$$

gdzie:

A_s – przekrój zbrojenia zwykłego w przekroju elementu, o największej średnicy σ_s ,

Tablica 12-2. Wartość dopuszczalnego zakresu zmian naprężeń w stali sprężającej według [N1]

Cięgna sprężające	Dopuszczalny zakres $\Delta \sigma_{pR}$ [MPa]
– w elementach strunobetonowych,	60
– w innych konstrukcjach,	45
– w zakotwieniach i łącznikach	35

A_p – przekrój zbrojenia sprężającego, o zastępczej średnicy \varnothing_p (wartość \varnothing_p dla splotów siedmiodrutowych zalecono przyjmować $1,75 \times$ średnica drutu),

ξ – stosunek wytrzymałości na przyczepność do betonu cięgien sprężających (z zapewnioną przyczepnością) do prętów żebrowanych zwykłego zbrojenia podany w tablicy 12-3.

Tablica 12-3. Stosunek przyczepności do betonu cięgien sprężających i prętów żebrowanych zwykłego zbrojenia, uwzględniany przy odporności zmęczeniowej elementów, według EC2 [N12]

Rodzaj cięgien sprężających	Stosunek przyczepności ξ		
	strunobeton	kablobeton (z przyczepnością)	
		beton klasy \leq C50/60	beton klasy \geq C55/67
gładkie pręty lub druty	niestosowane	0,3	0,15
sploty	0,6	0,5	0,25
druty nagięte	0,7	0,6	0,30
pręty żebrowane	0,8	0,7	0,35

12.7. Nowoczesna ochrona kabli wewnętrznych i kotew gruntowych

W początkowym okresie realizacji w konstrukcjach kablobetonowych stal sprężająca była zabezpieczona w kanale kablowym przed korozją za pomocą iniekcji zaczynu cementowego i ta tradycyjna metoda, odpowiednio ulepszona, jest stosowana także współcześnie. Obserwacje spowodowały natomiast, że tradycyjna osłona kabla w postaci profilowanej rurki stalowej nie jest obecnie uważana za element zabezpieczający kabel przed korozją, zwłaszcza w przypadkach, gdy konstrukcje poddane są obciążeniom wielokrotnie zmiennym. Dawny pomysł, z końca lat 60., wprowadzenia osłon w postaci profilowanych rurek z tworzywa sztucznego miał na celu początkowo jedynie obniżenie kosztu i podwyższenie trwałości samych osłon. Zastosowania miały wtedy jednak zakres ograniczony, między innymi wskutek obaw w odniesieniu do przyczep-

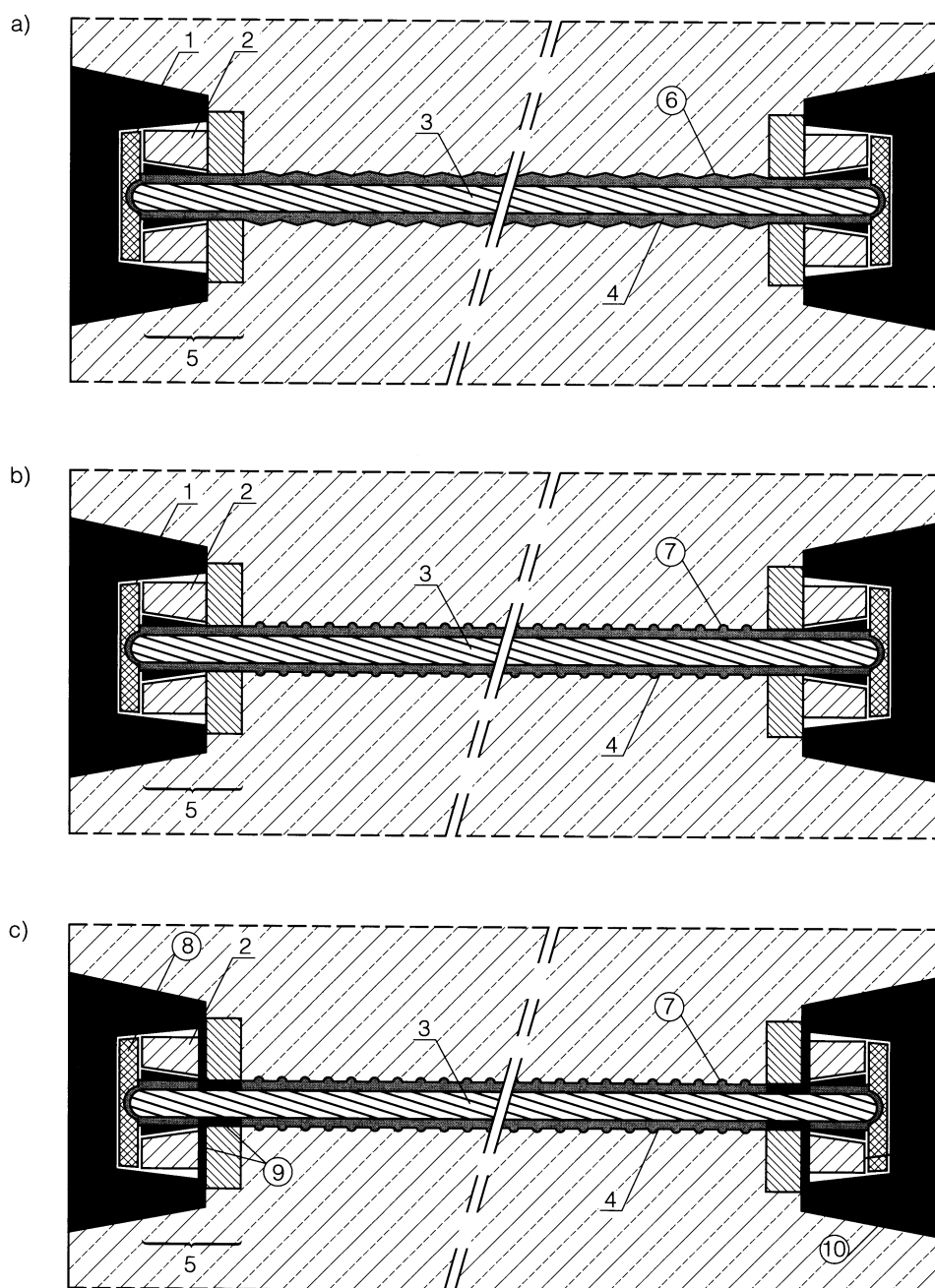
ności tradycyjnych zaczynów cementowych do tworzyw sztucznych.

Szczególne zainteresowanie osłonami z tworzywa nastąpiło ponownie w latach 80., gdy stwierdzono, że w przypadku kabli bez przyczepności w osłonach metalowych występuje erozja cierna kabli (w kontakcie osłony i cięgna), powodująca obniżenie wytrzymałości zmęczeniowej cięgien. Wykazano to w obszernych badaniach szwajcarskich, najpierw dla kabli małej mocy, a później dla dużych kabli [K2(2)]. Porównawcze badania elementów z osłonami z polietylenu wysokiej gęstości (*High-Density Poly-Ethylene* – *HDPE*) dowiodły zarówno wyższej odporności korozyjnej, jak też znacząco wyższej odporności zmęczeniowej. Ponadto stwierdzono niższe straty od tarcia przy naciągu. Od roku 1992 produkowany jest na przemysłową skalę i szeroko stosowany

system osłon plastikowych *PT-PLUS* [K14(1)]. Szczegółowe zasady stosowania profilowanych osłon plastikowych dla kabli wewnętrznych z przyczepnością przedstawiono w międzynarodowych zaleceniach [23].

Kolejnym krokiem w kierunku zwiększenia trwałości cięgien w kablobetonie – w konstrukcjach o szczególnej odpowiedzialności – było wprowadzenie cięgien całkowicie izolowanych od prądów elektrycznych (skrót angielski: *Electrically Isolated Tendons – EIT*). W tych systemach stal sprężająca jest całkowicie wyizolowana za pomocą plastikowej osłony, nie tylko na długości, ale także w obrębie całych zakotwień. Impulsem do takich rozwiązań był rozwój kotew

ności – było wprowadzenie cięgien całkowicie izolowanych od prądów elektrycznych (skrót angielski: *Electrically Isolated Tendons – EIT*). W tych systemach stal sprężająca jest całkowicie wyizolowana za pomocą plastikowej osłony, nie tylko na długości, ale także w obrębie całych zakotwień. Impulsem do takich rozwiązań był rozwój kotew



Rys. 12-1. Kategorie stosowanych zabezpieczeń kabli wewnętrznych: a) tradycyjne, b) z osłonami plastikowymi, c) z całkowitym wyizolowaniem i możliwością kontroli zmian oporności elektrycznej; 1 – osłona zakotwienia, 2 – głowica kotwiąca, 3 – cięgno sprężające (splot lub pręt), 4 – iniekcja zaczynem cementowym, 5 – zakotwienie, 6 – osłona profilowana z blachy stalowej, 7 – osłona profilowana z polietylenu (PE) lub polipropylenu (PP), 8 – izolacyjna osłona zakotwienia, 9 – wkłady izolacyjne, 10 – przewody elektryczne do pomiaru oporności

gruntowych. Ryzyko zniszczenia takich kotew wskutek korozji wywołanej prądami błędzącymi jest szczególnie duże w warunkach zabudowy miejskiej, przy istniejącej sieci elektrycznej tramwajów lub metra oraz w tunelach kolei elektrycznych. Pierwszy system kabli wyizolowanych (wprowadzony przez VSL) został zaaprobowany w roku 1994, a w 1999 (patrz [K15(1)]) ukazały się pierwsze przepisy na temat ich stosowania.

Powstała obecnie nowa klasyfikacja kabli wewnętrznych z przyczepnością, pod względem zabezpieczenia przed korozją [K15(1)], rysunek 12-1.

Kategoria (a) to tradycyjne kable w metalowych osłonach z profilowanej blachy. Stosowanie takich kabli jest ograniczone do konstrukcji o niewielkim zagrożeniu korozyjnym, a także w przypadkach, gdy nie decyduje odporność zmęczeniowa.

Kategoria (b) – z osłonami z tworzywa sztucznego – daje jednocześnie trzy korzyści:

- zwiększenie odporności korozyjnej,
- poprawienie odporności zmęczeniowej,
- ograniczenie i zmniejszenie strat od tarcia przy naciągu kabli.

Kategoria (c) przewiduje kontrolę stanu zabezpieczenia kabli i ma w stosunku do (b) jeszcze dwie dodatkowe zalety:

- zabezpieczenie przed prądami błędzącymi,
- możliwość instalacji kontrolnej do monitorowania zmian oporności elektrycznej kabla i jego otoczenia oraz zakotwień, a więc kontroli zagrożenia korozyjnego.

Rozwiązania z grupy (c) są dotąd stosowane jedynie w szczególnie odpowiedzialnych obiektach, np. dużych mostach, z reguły do monitorowania stanu niektórych jedynie cięgien.

Niezależnie od przedstawionych nowych sposobów zwiększania trwałości cięgien sprężających w kablach wewnętrznych nadal prowadzone są prace nad ulepszaniem rozwiązań tradycyjnych, a przede wszystkim nad zwiększeniem niezawodności iniekcji cementowej [27]. Doświadczenia, też te które zebrano po awariach konstrukcji wynikłych z powodu wadliwej iniekcji, pozwoliły na opracowanie szczegółowych zaleceń w skali międzynarodowej [29].

12.8. Zabezpieczenia kabli zewnętrznych

Przez sprężenie zewnętrzne rozumie się zarówno sytuacje, gdy kable przebiegają na zewnątrz betonu, jak też i te, gdy przebiegają w wewnętrznym obrysie konstrukcji, np. wewnątrz przekroju skrzynkowego. Tego typu kable uważane są za najbezpieczniejsze, z uwagi na pełną możliwość zabezpieczenia przed korozją i kontroli tego zabezpieczenia. Zalety tej metody sprężania sięgają jednak znacznie szerzej (patrz rozdział 11):

- możliwe jest łatwe doprężanie lub odprężanie cięgien,

- możliwe jest usuwanie lub wymiana cięgien,
- lepsze są warunki betonowania środników, w których nie ma kanałów kablowych.

Z drugiej strony lokalne przegięcia i dociski na tzw. dewiatorach wymagają dodatkowych zabiegów technicznych i mogą powodować pewne zagrożenia.

W niektórych krajach powstały szczegółowe zalecenia i dokumenty dopuszczające sposoby zabezpieczeń, ukierunkowane szczególnie na sprężanie mostów [K15(2)].

Zabezpieczenia kabli o małych lub średnich siłach stosowanych jako ciągnia zewnętrzne przedstawiono na rysunku 12-2:

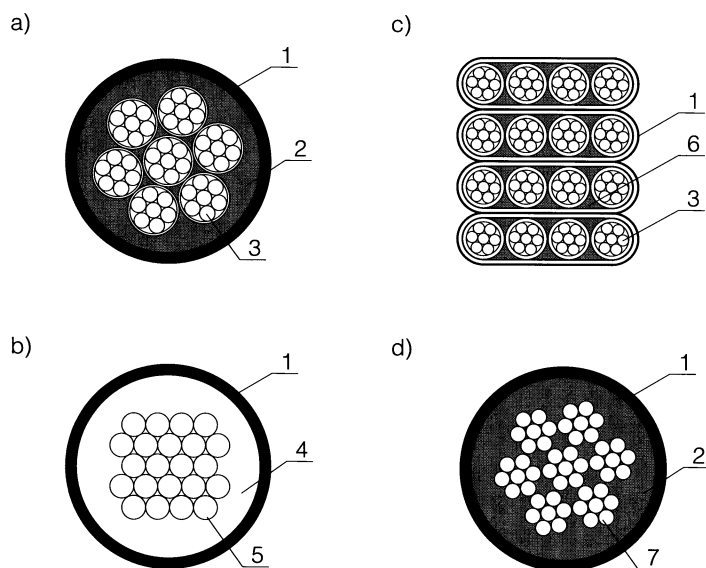
- a) sploty w powłoce polietylenowej, wypełnionej smarem lub woskiem, umieszczone w większej osłonie z polietylenu wysokiej gęstości (HDPE), po sprężeniu zainiektowanej zaczynem cementowym,
- b) wiązka drutów z ewentualnymi powłokami, umieszczona w osłonie z HDPE, wypełnionej fabrycznie smarem lub woskiem,
- c) płaskie osłony podwójne z HDPE, obejmujące od 2 do 4 splotów zabezpieczonych jak w przypadku (a), (system VT-CMM, patrz tablica 3-3),
- d) wiązki splotów (gołych lub powlekanych) umieszczone w osłonie z HDPE i po sprężeniu zainiektowane zaczynem cementowym.

Stopień zabezpieczenia przykładów pokazanych na rys. 12-2 jest zróżnicowany i różne są także możliwości bezpiecznego przeginalania takich kabli na dewiatorach.

Najmniejszy promień gięcia dopuszczany jest przy warstwach kabli typu (c), kiedy na dewiatorach wystarczą tylko jednokrzywiznowe blachy łożyskowe. W pozostałych przypadkach osłony zewnętrzne powinny być umieszczone na przegięciach w odcinkach wygiętych rur.

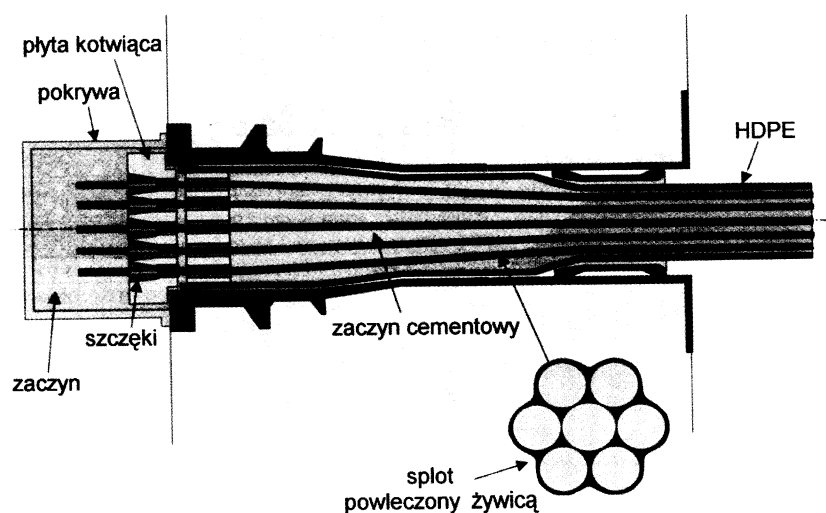
Dla dużych kabli zewnętrznych, stosowanych np. w podwieszonych mostach lub podwieszonych dachach, jak też stosowanych wewnątrz skrzynkowych przekrojów dużych mostów belkowych, opracowano systemy obejmujące zarówno same kable, jak i zakotwienia. Przykłady współcześnie zalecanych rozwiązań zabezpieczeń takich kabli prezentują rysunki 12-3 do 12-6.

Przegląd i zalecenia na temat nowoczesnych zabezpieczeń cięgien sprężających przed korozją przedstawiono w biuletynie *fib* nr [26]. W podanych tam zaleceniach wyróżniono 3 typy zabezpieczeń związane z okresem skuteczności zabezpieczenia, choć równie ważny jest czyn-

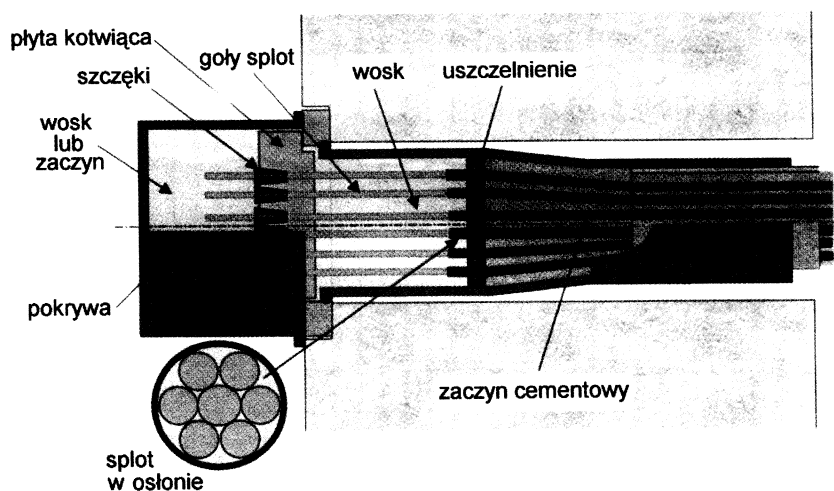


Rys. 12-2. Wielostopniowe zabezpieczenia przed korozją, stosowane w kablach zewnętrznych: a) wiązka zabezpieczonych splotów, b) wiązka drutów w smarze, c) warstwowo połączone zabezpieczone sploty, d) wiązka splotów z zabezpieczonych drutów; 1 – osłona z twardego polietylenu (HDPE), 2 – zaczyn cementowy, 3 – sploty w osłonie polietylenowej (PE) wypełnionej smarem, 4 – smar, 5 – druty gołe lub powleczone galwanicznie powłoką ochronną, 6 – pustki, 7 – sploty gołe lub pokryte powłoką ochronną

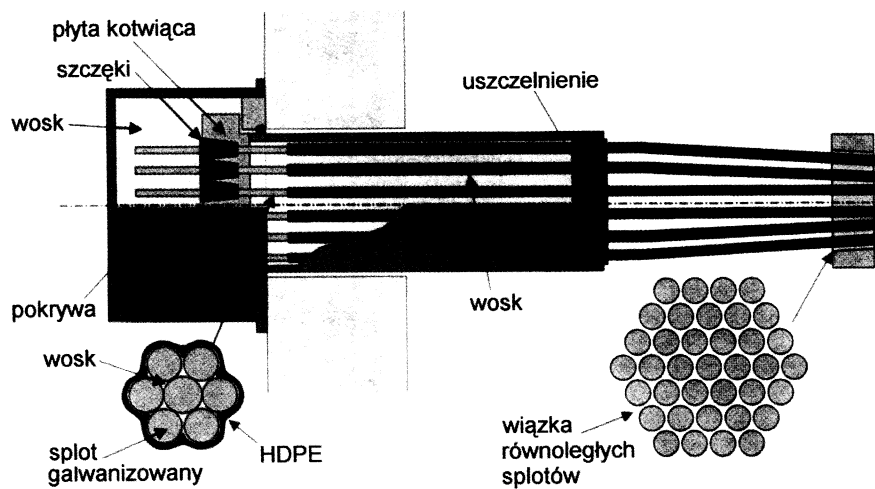
Rys. 12-3. Zakotwienie zewnętrznego kabla ze splotami powleczonymi żywicą epoksydową, zabezpieczone iniekcją zaczynu cementowego



Rys. 12-4. Zakotwienie zewnętrznego kabla ze splotami typu *Monstrand*, w osłonach HDPE wypełnionych woskiem, umożliwiające wymianę pojedynczych splotów



Rys. 12-5. Zakotwienie zewnętrznego kabla ze splotów złożonych z galwanizowanych drutów w osłonach HDPE wypełnionych woskiem, bez dodatkowych osłon na długości kabla



nik środowiska, wymagający indywidualnej analizy:

- 1) tymczasowe zabezpieczenie – na okres do 2 lat,
- 2) półtrwałe zabezpieczenie – na okres 2 do 10 lat,
- 3) trwałe zabezpieczenie – na okres do 100 lat.

Zabezpieczenia mają więc z założenia różną skuteczność, ale również istotnie różne są koszty zabezpieczonych ciągów. Dla pojedynczego splotu oszacowano te koszty w porównaniu ze splotem „gołym”, czyli bez żadnego zabezpieczenia:

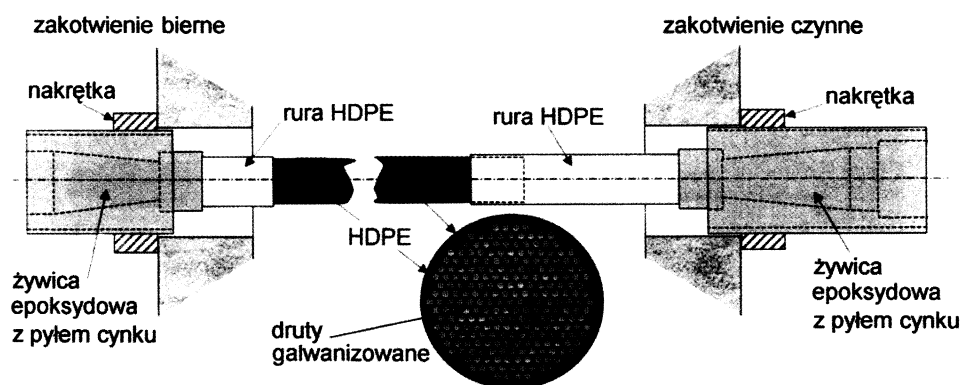
- „goły” splot – 100%,
- splot z galwanizowanych drutów, bez osłony – 140%,
- splot z powłoką cynkowo-aluminiową, bez osłony – 150%,
- splot ocynkowany w wosku lub smarze z osłoną HDPE – 160%,
- splot z powłoką Zn+Al w wosku lub smarze, z osłoną HDPE – 170%,
- goły splot w wosku lub smarze, z osłoną HDPE – 140%,

- goły splot w wosku lub smarze, z podwójną osłoną HDPE – 250%,
- splot pokryty powłoką epoksydową (żywica także między drutami) – 180%,
- splot pokryty powłoką epoksydową jak wyżej oraz piaskiem – 200%.

Przy wyborze zewnętrznych ciągów sprężających, w projektowanych dużych obiektach, rozważane są równolegle problemy nośności, trwałości i kosztów. Wysoce stopień zabezpieczenia kabli i zakotwień przed korozją wprowadza określone koszty.

W Niemczech dokonano porównawczej analizy kosztów wstępnych, biorąc za przykład kilka nowych systemów kabli zewnętrznych w zastosowaniu do ciągów o długości 45 m, o dwóch punktach zmiany trasy (dwa dewiatory) [K18(1)]. Wyniki takiego porównania są następujące:

- kabel wielosplotowy z przyczepnością (osłona wypełniona zaczynem) – 100%,
- kabel z pojedynczych splotów w indywidualnych osłonach, bez przyczepności – 130%,

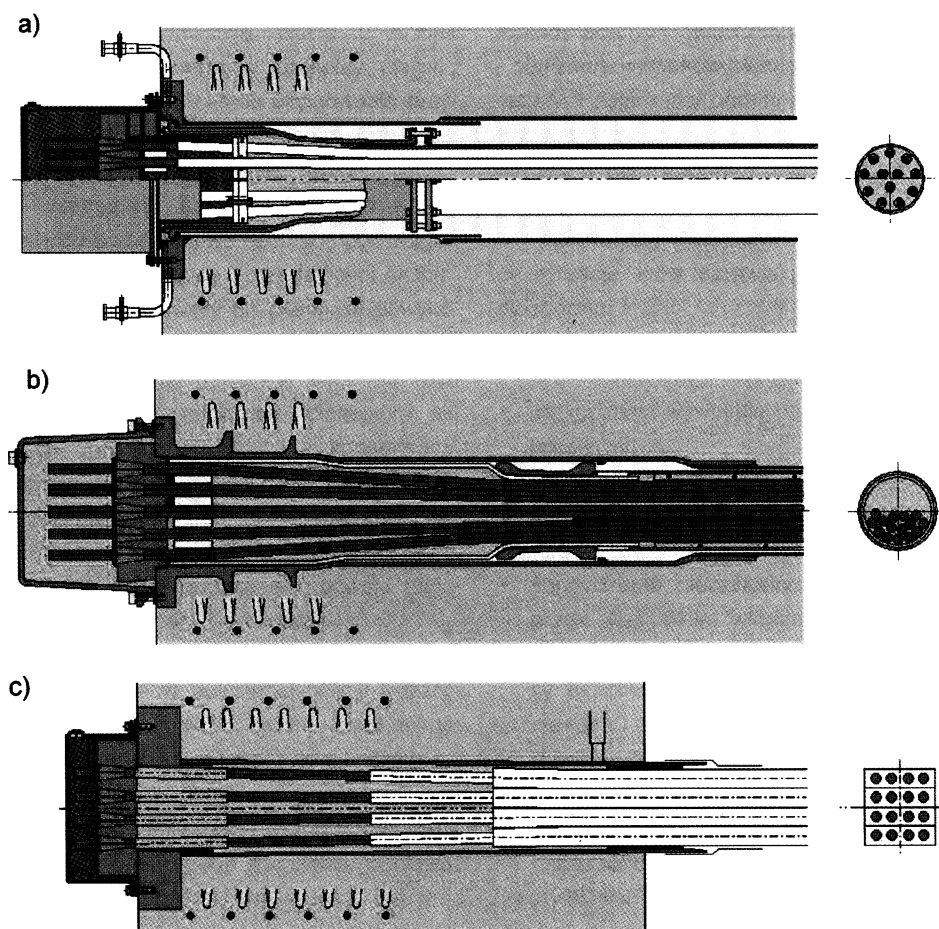


Rys. 12-6. Głowicowe zakotwienia bierne i czynne kabli wielodrutowych, z galwanizowanych drutów w osłonie HDPE wypełnionej zaczynem lub żywicą

- kabel typu *Dywidag-W* (rys. 12-7a), ze splotami w niezależnych osłonach z zapewnieniem dystansu, w osłonie *PE* wypełnionej zaczynem cementowym – 220%,
- kabel typu *Dywidag-MC* (rys. 12-7b), z „gołymi” splotami w osłonie *PE* wypełnionej zaczynem cementowym, z dystansową wkładką przy wewnętrznej powierzchni osłony nad dewiatorami – 150%,

- kabel warstwowy typu *VT-CCM* z „taśmowych” zestawów splotów (rys. 12-7c) w niezależnych osłonach wypełnionych woskiem – 200%.

Oczywiście, różne koszty wstępne muszą być ujęte w kompleksowej analizie kosztów w całym okresie użytkowania konstrukcji (ang. *Life-Cycle Cost Analysis*), gdyż drogie początkowo zabezpieczenia wpływają zdecydowanie na redukcję kosztów konserwacji i remontów a w efekcie mogą okazać się korzystne.



Rys. 12-7. Przykłady nowoczesnych kabli wielosplotowych z wielostopniowym zabezpieczeniem: a) kabel *Dywidag-W*, b) kabel *Dywidag-MC*, c) kabel *VT-CCM*

13. Diagnostyka konstrukcji sprężonych

13.1. Cele diagnostyki konstrukcji

Na wstępie warto określić znaczenie praktyczne pojęć oceny i diagnozy odniesionych do konstrukcji budowlanych. Ogólnie można stwierdzić, że diagnoza ma znaczenie szersze niż ocena, choć podstawowym elementem diagnozy konstrukcji jest właśnie ocena stanu technicznego.

Ocena istniejących konstrukcji, zgodnie z międzynarodową normą ISO [N25], dotyczy obiektów, które zostały zaprojektowane i wykonane zgodnie z zasadami „sztuki inżynierskiej”, czyli normami projektowania oraz przepisami i historycznymi doświadczeniami wykonawstwa. Warto tu jednak nadmienić, że normy i przepisy ulegają zmianom w ciągu okresu użytkowania przynajmniej kilka, a czasem nawet kilkanaście razy i ocena to także musi uwzględniać.

Wszystkie konstrukcje budowlane powinny być okresowo oceniane pod względem bezpieczeństwa i przydatności eksploatacyjnej, począwszy od pierwszej powykonawczej oceny przy odbiorze technicznym. Postępowanie takie ma na celu nie tylko zapobieganie awariom lub katastrofom, ale także ograniczenie kosztów konserwacji, napraw i remontów, przy wczesnym dostrzeżeniu uszkodzeń lub innych wad. Jest to także, w dłuższym przedziale czasowym, ważne źródło informacji dla rozwoju racjonalnej działalności budowlanej.

Znaczenie oceny konstrukcji znalazło swoje odbicie w powstaniu normy międzynarodowej ISO [N25], poświęconej tej tematyce. We wprowadzeniu do tej normy zapisano:

Kontynuacja użytkowania istniejących konstrukcji ma wielkie znaczenie, ponieważ zabudowa stanowi olbrzymią wartość w aspekcie ekonomicznym i politycznym, powiększaną z każdym rokiem. Ocena istnieją-

cych konstrukcji należy obecnie do najważniejszych zadań inżynierskich. Inżynier budowlany jest w coraz większym stopniu powołany do wskazywania sposobów wydłużania okresu przydatności konstrukcji, gdy obserwuje się silne ograniczenia nakładów finansowych. Ustanowienie zasad oceny istniejących konstrukcji jest niezbędne, ponieważ bazują one na znacząco odmiennym podejściu w porównaniu z projektowaniem nowych obiektów, a także wymagają wiedzy wykraczającej poza zakres norm projektowania. Inżynierowie mogą stosować specjalne metody oceny w celu ratowania konstrukcji i obniżenia wydatków zlecniodawcy. Ostatecznym celem jest ograniczenie ingerencji w konstrukcję do niezbędnego minimum i cel ten jest w pełni zgodny z zasadami zrównoważonego rozwoju.

Norma ISO [N25] wymienia następujące sytuacje, które sprawiają że ocena jest niezbędna:

- niszczące skutki długotrwałych niekorzystnych działań (np. korozja, zmęczenie),
- uszkodzenia wywołane obciążeniami wyjątkowymi,
- przewidywana zmiana użytkowania,
- wydłużenie okresu użytkowania poza pierwotnie planowany,
- sprawdzenie niezawodności wymagane przez właściciela, władze lub instytucje ubezpieczające (np. z uwagi na wstrząsy sejsmiczne, zwiększone oddziaływanie ruchu drogowego, inne zmiany w środowisku itp.).

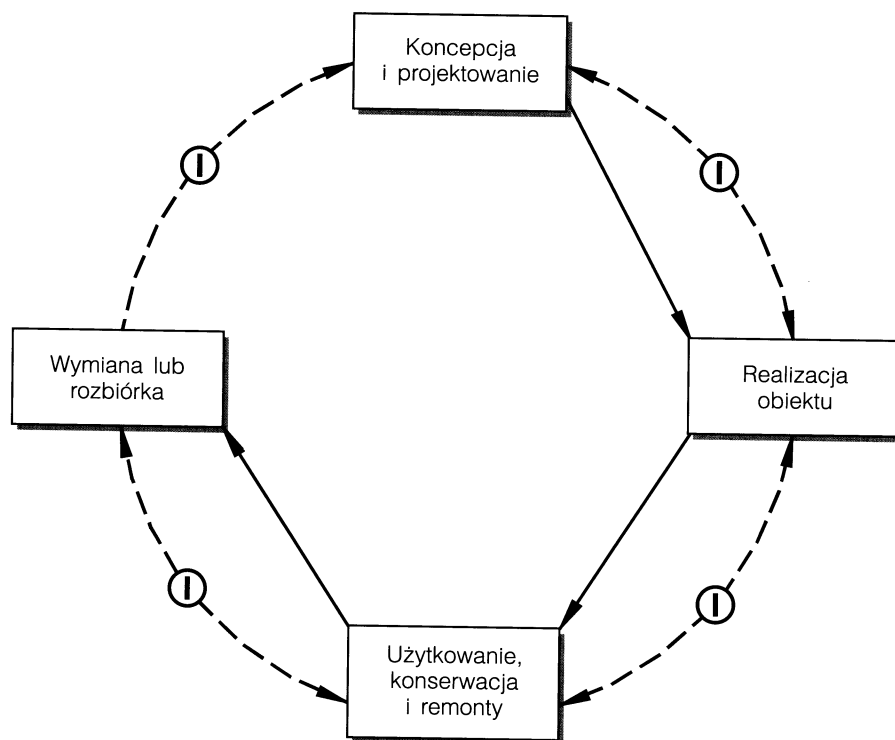
Możemy zatem zdefiniować syntetycznie pojęcie oceny konstrukcji:

„Zespół działań podejmowanych w celu zweryfikowania przydatności istniejącej konstrukcji dla bieżącego i przyszłego użytkowania”.

Diagnoza konstrukcji może być w analogii do powyższej definicji scharakteryzowana następująco:

„Zespół czynności, które mają za zadanie ustalenie poprawności projektu i wykonawstwa konstrukcji oraz jej dotychczasowego użytkowania, ocenę aktualnego stanu technicznego i ustalenie przyczyn lub wyjaśnienie mechanizmu zjawisk, które wpłynęły na pogorszenie tego stanu oraz ocenę przyszłego zachowania się konstrukcji w aspekcie nośności i użytkowania”.

Termin diagnostyka w odniesieniu do budowli przyjęto w skali międzynarodowej (ang. *diagnostics*, niem. *Diagnostik*, franc. *diagnostic*, hiszp. *diagnóstico*) i jest powszechnie używany, w analogii do medycy-

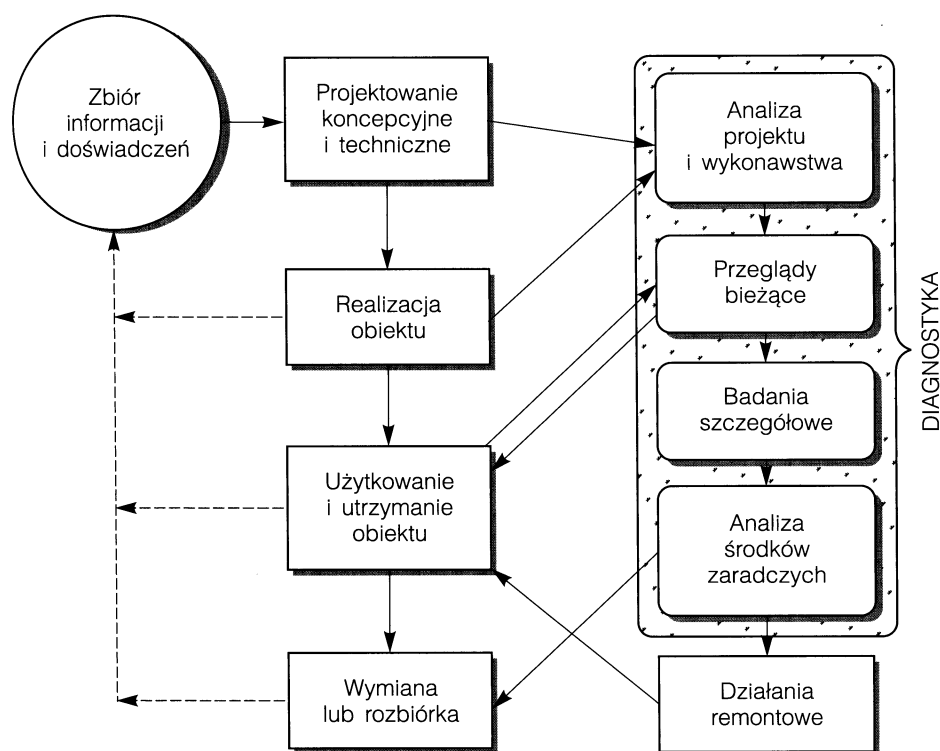


ⓘ – przepływ informacji i zbieranie doświadczeń

Rys. 13-1. Schemat etapów inwestycji budowlanej w pełnym cyklu istnienia obiektu

ny, gdzie ma historię najdłuższą. Współcześnie, diagnostyka obiektów budowlanych jest elementem strategii inwestowania i weszła w cykl rozważań określanych ogólnym mianem strategii zrównoważonego rozwoju (*sustainable development*) [28]. Podstawą jest schemat kompleksowego podejścia do inwestycji, z analizą całego cyklu istnienia obiektu (*life-cycle analysis*), pokazany schematycznie na rys. 13-1, a miejsce diagnostyki i powiązanie ze wszystkimi etapami tego cyklu pokazuje schemat na rys. 13-2.

Dążeniem jest zmiana dotychczasowego przekonania, że najlepszych lekcji budownictwa dostarczają awarie i katastrofy, i upowszechnienie poglądu, że lekcje takie stanowić powinny przede wszystkim wyniki diagnostyki konstrukcji.



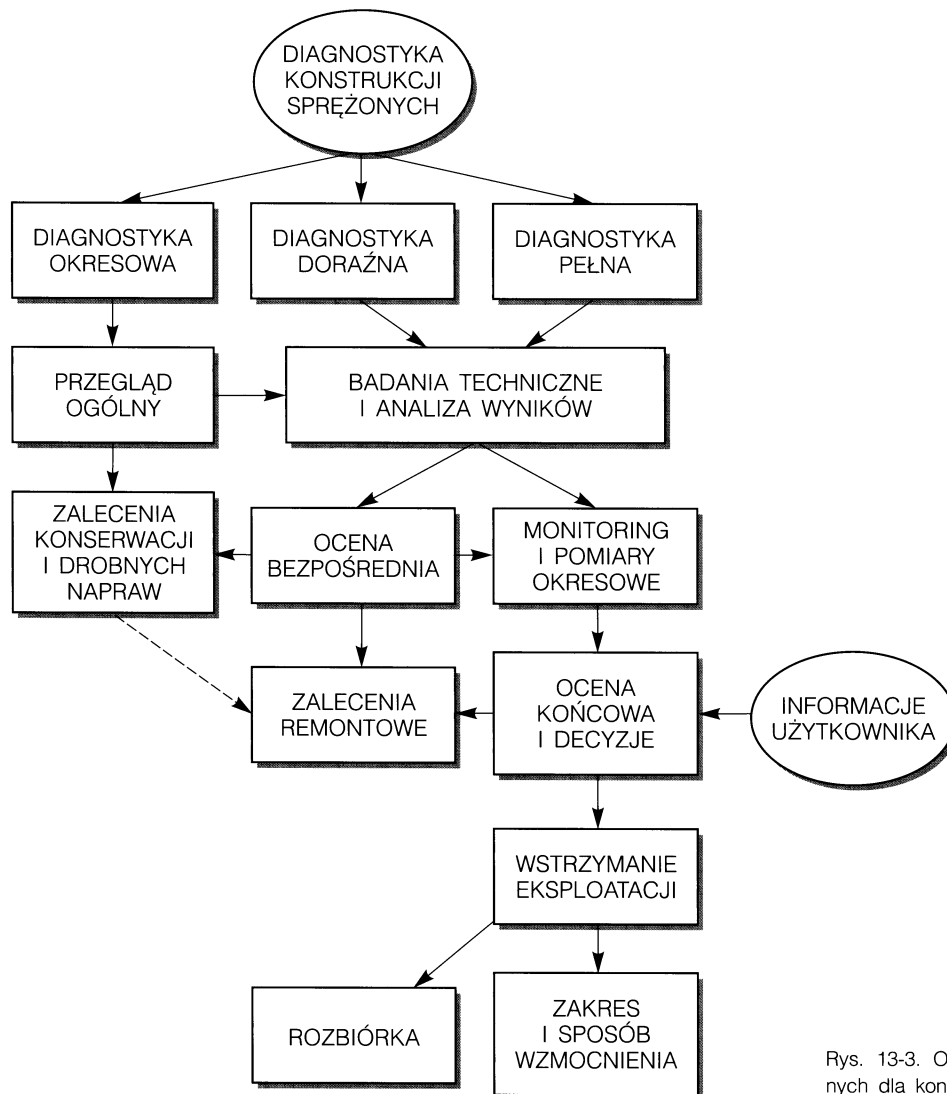
Rys. 13-2. Miejsce i znaczenie diagnostyki w cyklu istnienia obiektu i doskonalenia strategii inwestycyjnej

13.2. Ogólne zasady diagnostyki konstrukcji sprężonych

Konstrukcje sprężone są najczęściej stosowane w obiektach o dużej odpowiedzialności i tak, jak inne tego rodzaju konstrukcje (np. większość konstrukcji stalowych) powinny być szczególnie starannie poddawane procedurze diagnostycznej. Podobnie jak warunki eksploatacji i wynikające z nich zagrożenia są w praktyce różnicowane, również zakres działań diagnostycznych może być bardzo różny. Na rysunku 13-3 podano

ogólny schemat. Schemat ten dla często ocenianych typów konstrukcji, takich np. jak mosty lub typowe dźwigary dachowe, jest zwykle szczegółowo precyzowany (patrz np. [Z5]). Istotą podanego schematu jest wydzielenie zasad diagnostyki dla trzech podstawowych przypadków:

a) Diagnostyka okresowa to normalne postępowanie użytkownika i obowiązek ten wynika z Prawa Budowlanego. Polega



Rys. 13-3. Ogólny schemat działań diagnostycznych dla konstrukcji sprężonych

ona na przeglądach dokonywanych w przewidzianych lub zaleconych dla danego typu konstrukcji okresach, z uwzględnieniem warunków użytkowania. Wynikiem jest tu albo wskazanie zabiegów konserwacyjnych i drobnych napraw, albo, w przypadku stwierdzenia bardziej niepokojących objawów, zalecenie przeprowadzenia badań technicznych i ewentualnej rozbudowanej procedury diagnostycznej.

b) Diagnostyka doraźna jest działaniem podejmowanym natychmiastowo po zauważeniu uszkodzeń konstrukcji, stwierdzeniu objawów odbiegających od normalnego zachowania (np. nadmiernych ugięć) lub po wystąpieniu znaczących odstępstw od dotychczasowej eksploatacji. Działania te bazują na badaniach technicznych i z nich wynikają dalsze zalecenia, aż do wstrzymania użytkowania konstrukcji włącznie.

c) Diagnostyka pełna wiąże się z działaniami dotyczącymi projektowanych zmian zarówno w sposobie użytkowania (zmiana funkcji lub technologii), jak też unowocześnień natury konstrukcyjno-architektonicznej (modernizacje istniejących obiektów). Pełna diagnostyka powinna przebiegać równolegle z projektem koncepcyjnym, a poprzedzać projekt techniczny zmian konstrukcyjnych.

W schemacie na rysunku 13-3 zaznaczono kilka typowych ścieżek działań diagnostycznych:

1) Gdy nie ma żadnych niepokojących obserwacji ani zamierzonych zmian w obiekcie pozostaje działanie „dobrego gospodarza”, czyli w ustalonych terminach (np. półrocznych) ogólny przegląd wizualny konstrukcji i całego obiektu pod kątem stanu technicznego, wraz z wrywkową analizą dokumentacji wcześniejszej (projekt, ekspertyzy, realizacja zaleceń). Wynikiem takiego przeglądu jest albo zale-

cenie zakresu i sposobu przeprowadzenia zabiegów konserwacyjnych i drobnych napraw, albo, w razie wątpliwości, zalecenie przeprowadzenia badań technicznych w określonym zakresie.

2) Gdy zaobserwowano uszkodzenie lub inne niepokojące objawy podejmuje się badania w szerszym zakresie, dotyczące wybranych fragmentów lub całej konstrukcji. Jeśli wyniki analizy projektu i dokumentacji wykonawczej oraz badań technicznych, dokonanych w obiekcie jednorazowo, poparte ewentualną analizą obliczeniową, są uznane za wystarczające, to pozwalają na bezpośrednią ocenę stanu konstrukcji. Ocena wskazuje zakres prac konserwacyjnych i drobnych napraw, albo zakres poważniejszych prac remontowych. Niezależnie od takich zaleceń ocena bezpośrednia może wskazać na konieczność dalszych badań, jak to podano poniżej.

3) Gdy wyniki jednorazowych badań technicznych i ich analiza nie dają wystarczającej podstawy do oceny lub ocena ta nie może być w pełni jednoznaczna, podejmuje się badania w dłuższym czasie, czyli odpowiednio zaprogramowane obserwacje konstrukcji (monitoring*) oraz pomiary kontrolne w stosunkowo niewielkich przedziałach czasowych. Bieżąca i ostateczna analiza wyników stanowią podstawę do końcowej oceny i decyzji co do prac remontowych, wzmocnień lub ograniczeń użytkowania, a wyjątkowo nawet co do wstrzymania użytkowania i rozbiórki.

4) Diagnostyka pełna, podejmowana najczęściej wtedy, gdy planowane są poważne prace w obiekcie (modernizacja, przebudowa), wymaga stosunkowo precyzyjnych wniosków co do stanu i przydatności konstrukcji. Działania diagnostyczne powinny być w takim przypadku indywi-

* monitoring w odniesieniu do konstrukcji to częste lub ciągłe, zwykle długoterminowe obserwacje lub pomiary stanu konstrukcji lub oddziaływań na konstrukcję – [N25], [30]

dualnie opracowane, często sekwencyjnie lub wariantowo. Warunkiem ich przydatności jest współpraca z projektantami planowanych zmian.

Rozbudowane działania diagnostyczne, z racji większych nakładów finansowych i dłuższego okresu ich prowadzenia, powinny być szczegółowo uzgadniane z użytkownikiem, a także wymagają istotnych informacji od użytkownika co do przyszłości obiektu. Zalecenia międzynarodowe [28] wskazują w tej mierze na celowość możliwie precyzyjnych założeń, na przykład w zakresie następujących okresów:

- *przewidywany okres użytkowania* – minimalny okres w którym konstrukcja (od chwili obecnej) powinna spełniać projektowane funkcje, poddawana jedynie bieżącej konserwacji i drobnym naprawom,
- *projektowany okres użytkowania* – okres na jaki użytkowanie konstrukcji zostało zaprojektowane (patrz np. okresy użytkowania wg [N13]),

- *funkcjonalny okres użytkowania* – przewidywany okres, po którym konstrukcja stanie się przestarzała, np. wskutek oczekiwanych zmian technologicznych,

- *ekonomiczny okres użytkowania* – okres, po którym wymiana konstrukcji jest bardziej opłacalna niż zabiegi konserwacyjno-remontowe.

Niestety, pozyskanie tych założeń jest zwykle trudne i czyni się tu raczej przybliżone oszacowania, a wtedy także program działań diagnostycznych jest przyjmowany w dużej mierze intuicyjnie. Jest bowiem oczywiste, że zakres diagnostyki i wskazanie optymalnych zabiegów remontowych, mogą być zdecydowanie odmienne dla przypadków planowanego użytkowania przez lat 5 lub 25. Dla typowych konstrukcji specjaliści z danej dziedziny łatwiej mogą dobrać racjonalny zakres diagnostyki, dzięki posiadanym doświadczeniom. W przypadkach odbiegających od typowych zakres ten precyzuje się w miarę prowadzenia prac.

13.3. Kontrola eksploatacyjna konstrukcji sprężonych

Przy normalnej eksploatacji, a więc gdy nie zaszły żadne zjawiska awaryjne, kontroluje się i ocenia użytkowane konstrukcje pod względem następujących grup czynników:

- 1) zgodności wykonanej konstrukcji z projektem,
- 2) poprawności zabiegów sprężania a – w kablobetonie z przyczepnością – iniekcji,
- 3) warunków eksploatacji konstrukcji (wielkość i charakter obciążeń, agresywność środowiska, wpływy dynamiczne),
- 4) stanu technicznego konstrukcji sprężonej oraz sąsiadujących części obiektu.

(1) Zgodność z projektem powinna być sprawdzona przede wszystkim przy pierw-

szym przeglądzie (odbiorze), ale jeśli w toku eksploatacji pojawiają się objawy mogące być skutkami wad ukrytych, to poprawność projektu i zgodność realizacji z projektem musi być szczegółowo wyjaśniona (np. w lokalnych odkrywkach).

(2) Poprawność sprężenia ocenia się przede wszystkim na podstawie dokumentacji wykonawczej (protokoły sprężenia). Określenie wielkości siły sprężającej w istniejącej konstrukcji jest w sposób bezpośredni praktycznie niemożliwe; pewne przesłanki mogą dostarczać sprawdzające obliczenia. Chodzi tu bowiem o analizę dwóch kwestii:

- poprawności siły początkowej zrealizowanej przy sprężaniu,
- wielkości strat sprężenia w konkretnych warunkach zabudowy i eksploatacji konstrukcji.

W przypadku wielu elementów tego samego typu pomocne są tu obserwacje i badania porównawcze, zwłaszcza dotyczące ugięć.

W elementach kablobetonowych sprężanych wewnętrznymi kablami z przyczepnością specjalne badania należy poświęcić poprawności wypełnienia kanałów. Poprawność trudnego zabiegu iniekcji była w przeszłości głównym czynnikiem decydującym o bezpieczeństwie tych konstrukcji i w szeregu krajach stanowiła powód ograniczenia stosowania konstrukcji kablobetonowych tego typu (np. w Polsce i Wielkiej Brytanii). Wskazówki badania omówiono w p. 13.4.

(3) Warunki eksploatacji konstrukcji są przedmiotem kontroli i oceny pod względem wpływu mechanicznego (obciążenia, drgania) i chemicznego (agresywność środowiska). Diagnoza w tym zakresie musi obejmować historię, stan obecny i prognozy. Obydwa aspekty, obciążenia i środowisko, są w przypadku konstrukcji sprężonych

bardzo istotne i nie można z góry przesądzać, który bardziej zagraża nośności i trwałości. Niektóre elementy badań w tym zakresie, charakterystyczne dla konstrukcji sprężonych, są omówione w dalszej części rozdziału, w p. 13.4.

(4) Czwarta grupa obserwacji, decydująca o dopuszczeniu do dalszej eksploatacji lub podjęciu prac konserwacyjno-remontowych, a także ewentualnych ograniczeniach eksploatacji, polega w przeciętnych warunkach na:

- kontroli stanu powierzchni elementów, zwłaszcza okolic styków, stref końcowych w belkach, prawidłowości podparcia itp.,
- okresowej kontroli zmian przemieszczeń elementów zginanych (przyrosty ugięć),
- kontroli zabezpieczenia przed działaniem czynników agresywnych, np. poprawności szczelin dylatacyjnych, szczelności dachów, osłon, instalacji odwadniających, powłok ochronnych.

Wszelkie niekorzystne spostrzeżenia są podstawą do podjęcia pełniejszej oceny teoretycznej (obliczenia sprawdzające) i badawczej (odkrywki kontrolne, obciążenia próbne), a zatem wymagają znacznego zaangażowania rzeczoznawców z tej dziedziny.

13.4. Wybrane procedury diagnostyczne

W odniesieniu do poszczególnych typów konstrukcji sprężonych działania diagnostyczne mogą mieć bardzo zróżnicowany zakres. Spośród najczęściej stosowanych w naszym kraju konstrukcji stosunkowo wąski zakres ma diagnostyka belkowych elementów strunobetonowych, nieco większy może dotyczyć kanałowych płyt strunobetonowych. Zdecydowanie szerszy musi być zakres diagnostyki konstrukcji kablobetono-

wych – np. pełnościennych belek w mostach lub jezdniach podsuwnicowych, ażurowych dźwigarów dachowych lub konstrukcji kołowo-symetrycznych.

Dodatkowe aspekty wnoszą przypadki konstrukcji zespolonych typu B+B (czyli beton sprężony plus beton niesprężony), bowiem dochodzą problemy skuteczności zespolenia i historii obciążenia w okresie realizacji konstrukcji.

Prześledzimy tu najczęściej w naszym kraju występujące przypadki diagnostyki konstrukcji sprężonych, dotyczące kablobetonowych dźwigarów dachowych i kablobetonowych belek podsuwnicowych. Obydwa te typy elementów produkowano jako typowe przez ponad 30 lat i zastosowano w wielu tysiącach sztuk, w różnych obiektach i przy różnej ekspozycji pod względem warunków środowiska. W przypadku dźwigarów dachowych mamy do czynienia z elementami, w których dominują obciążenia długotrwałe, natomiast belki podsuwnicowe to elementy o największym udziale obciążeń zmiennych.

13.4.1. Dachowe dźwigary kablobetonowe

Przykłady konstrukcji takich dźwigarów podano w p.15.1.3. Szczegółowe wytyczne eksploatacji i konserwacji dachowych dźwigarów kablobetonowych w Polsce zawiera instrukcja [Z4], a podstawowe informacje o badaniach i ocenie takich elementów zawarto w instrukcji [Z5]. Te uaktualnione dokumenty wydano w kilkanaście lat po zakończeniu produkcji tego typu dźwigarów w kraju i zbierają one wiele doświadczeń uzyskanych w toku wielu postępowań diagnostycznych w przeszłości. Ocenia się, że w kraju wbudowano w różnego rodzaju obiektach halowych lub otwartych wiatkach ponad 20 000 dźwigarów różnych typów.

Problemy szczegółowe diagnostyki dachowych dźwigarów kablobetonowych omówiono m.in. w [A5] i przedstawione tam przykłady stanowią ilustrację omawianych tu ogólnych zasad postępowania, wskazując „słabe miejsca” elementów z punktu widzenia nośności i trwałości.

Podana niżej przykładowa procedura diagnostyczna dotyczy dźwigarów najczęściej stosowanych, typu KBOS, o rozpiętościach od 18 do 24 m (patrz p. 15.1.3) i obejmuje przypadek diagnostyki pełnej, scharakteryzowanej ogólnie w p.13.2(c).

1) Określenie celu postępowania:

- planowane zmiany użytkowania, zakres modernizacji lub przebudowy,
- warunki użytkowania w przyszłości,
- przewidywany okres eksploatacji,
- możliwości finansowania konserwacji, napraw lub wzmocnień.

2) Dokumentacja wyjściowa:

- oryginalny projekt budowlany i projekt techniczny obiektu,
- dokumentacja typowa zastosowanych dźwigarów,
- dokumenty wykonawcze: projekt technologii i organizacji budowy, dzienniki budowy, protokoły dostaw prefabrykatów, protokoły sprężania,
- dokumentacja powykonawcza: protokoły odbioru, książka obiektu i wyniki dotychczasowych kontroli, projekty dotychczasowych zmian lub adaptacji, dane o renowacji izolacji dachowej i odwodnienia dachu, dane o renowacjach wewnętrznych,
- opinie i ekspertyzy dotychczasowe, dotyczące samych dźwigarów i całego obiektu,
- informacje użytkownika o niedokumentowanych faktach z historii obiektu, np. podwieszaniu urządzeń, instalacji.

3) Przegląd wstępny:

- zewnętrzne sprawdzenie zgodności konstrukcji z dokumentacją, w tym zwłaszcza zgodności typu dźwigara, elementów konstrukcji dachowej, betonu uzupełniającego, rozwiązania szczelin dyfuzyjnych,
- ocena dokładności montażu: głębokość oparcia dźwigarów na podporach, głębokość oparcia płyt dachowych na dźwigarach, szerokości styków segmentów i zapewnienie osiowości pasów dźwigarów w stykach, poprawność oparcia świetlików dachowych,
- obserwacje od wnętrza stanu powierzchni całej konstrukcji dachowej, zwłaszcza

- śladów przecieków, napraw, objawów korozji (rdzawe wykwity), poprawności obetonowania zakotwień i zabezpieczenia styków między segmentami, odprowadzenia skroplin spod świetlików,
- obserwacje od zewnątrz połączenia dachowej pod kątem jakości izolacji, spadków, odwodnienia, zbierania się zanieczyszczeń, uszkodzeń od instalacji odgromowej itp.,
 - ocena zgodności z projektem obciążeń przekazywanych na dźwigary, a także zgodności podparcia jedynie na końcach dźwigarów (znane są niedopuszczalne przypadki wprowadzania podpór na ścianach pośrednich),
 - przegląd miejsc wadliwych zamocowań instalacji i towarzyszących temu uszkodzeń (np. kołki wstrzeliwane, powodujące zniszczenie betonu) lub wadliwego przekazania sił skupionych na dźwigary (np. podwieszenia do pasów dolnych, pomiędzy słupkami),
 - ogólna ocena procesów technologicznych w obiekcie pod kątem ich oddziaływania na dźwigary – stopień agresywności środowiska, wpływy drgań, wpływy termiczne,
 - skuteczność systemów wentylacji w przestrzeni pod konstrukcją dachu,
 - obecność oraz skuteczność powierzchniowych zabezpieczeń ochronnych, zwłaszcza na dolnych pasach dźwigarów.
- 4) Program badań technicznych doraźnych:
- inwentaryzacja wymiarów dźwigarów dachowych i geometrii całego obiektu halowego (kontrola siatki podpór, poziomów oparcia dźwigarów, ich rozstawu),
 - inwentaryzacja konstrukcyjnych i izolacyjnych warstw dachu (odkrywki) pod kątem obciążeń przekazywanych na dźwigary, zawilgocenia i szczelności od zewnątrz,
 - wyrywkowe sprawdzenie poprawności zbrojenia sprężającego – liczba i typ kabli oraz typ zakotwień, ustalone w odkrywkach na czołach dźwigarów (lub w stykach),
 - sprawdzenie poprawności iniekcji kanałów kablowych – wyrywkowe nawierty do kanałów w pobliżu środka rozpiętości dźwigarów,
 - sprawdzenie jakości betonu – nieniszczące badania sklerometryczne w całych segmentach (pasy górne, pasy dolne, słupki) oraz badania odczynu pH betonu otuliny kabli sprężających,
 - odsłonięcie zakotwień w wybranych miejscach (np. ze śladami zacieków) i sprawdzenie ich stanu wraz z oceną jakości obetonowania zakotwień,
 - sprawdzenie stanu uszczelnienia wszystkich styków między segmentami – styki pasów dolnych powinny być zabezpieczone opaską laminatową z płótna szklanego, przesyczonego żywicą (ten sposób nie był stosowany od początku, ale został zalecony w latach 1966-1970 jako obowiązujący (w toku ogólnokrajowej akcji kontroli dźwigarów),
 - wykonanie pomiarów ugięć wszystkich dźwigarów (a ściślej pomiaru położenia dolnej powierzchni pasa dolnego w przekroju środkowym i w stykach segmentów w stosunku do poziomu podpór), należy użyć istniejących reperów niwelacyjnych i porównać wyniki z wynikami pomiarów z przeszłości, w miarę możliwości w zbliżonych warunkach termicznych, jak pomiary poprzednie (jeśli brak jest wyników z przeszłości należy zamocować na stałe repy na dolnej powierzchni pasów dolnych i wykonać pomiary bazowe),
 - inwentaryzacja wszystkich uszkodzeń zaobserwowanych w dźwigarach z odnotowaniem ich rozmiarów (zarysowania, odpryski i odkucia betonu, zaolejenia, ślady uderzeń) oraz prawdopodobnego pochodzenia,

- ocena skuteczności napraw dokonywanych w przeszłości oraz staranności wykonania zaleceń zawartych w dotychczasowych opiniach,
- sporządzenie szkiców badanych miejsc oraz dokumentacji fotograficznej,
- analiza wyników badań, w tym sprawdzające obliczenia nośności i rysoodporności dźwigarów według aktualnych przepisów normowych, przy uwzględnieniu aktualnych i przewidywanych w przyszłości obciążeń.

5a) Wariant 1 – ogólnie pozytywne wyniki badań – ocena bezpośrednia

W przypadku zadowalających wyników badań technicznych i sprawdzających obliczeń należy określić zakres prac remontowych i konserwacyjnych, a także podać użytkownikowi ewentualne ograniczenia eksploatacyjne i zalecany harmonogram przyszłych przeglądów i pomiarów kontrolnych.

5b) Wariant 2 – niepokojące niektóre wyniki badań – monitoring i pomiary okresowe

Zależnie od wyników badań jednorazowych lub możliwości ich interpretacji (np. przy braku wyników wcześniejszych pomiarów ugięć dźwigarów), konieczne jest określenie warunków bieżącej eksploatacji oraz zaprogramowanie badań technicznych wydłużonych w czasie.

Należą tu przede wszystkim obserwacje kontrolne (np. pasków kontrolnych umieszczonych na stykach pasów dolnych), częste pomiary ugięć (np. comiesięczne) z rejestracją temperatur wewnętrznych i zewnętrznych, ciągła rejestracja drgań w dłuższym okresie za pomocą zabudowanych czujników przyspieszeń (gdy istnieją tego typu wpływy zewnętrzne lub pochodzące od suwnic), pomiary przemieszczeń poziomych od ruchu suwnic.

Okres monitoringu powinien w zasadzie wynosić przynajmniej jeden rok w odniesieniu do pomiarów ugięć i kontroli zarysowań,

a kwartał przy ocenie wpływu drgań i ruchu suwnic.

Analiza wyników badań doraźnych i badań długotrwałych powinna pozwolić na odpowiedzi w sprawach podstawowych dla dźwigarów kablobetonowych:

- czy liczba cięgien sprężających i intensywność sprężenia pozwalają na eksploatację w warunkach obecnych i przewidywanych obciążeń,
- czy stan zabezpieczenia cięgien w kanałach i ich zakotwień na czołach elementów wymaga interwencji w celu zabezpieczenia trwałości i czy konieczne są interwencje wgłębne, czy też wystarczą zabiegi uszczelniające na powierzchni,
- czy warunki środowiska pozwalają na bezpieczną eksploatację dźwigarów, po wykonaniu racjonalnych zabiegów zabezpieczających.

6) Ocena końcowa i decyzje:

- szczegółowa analiza wyników z uwzględnieniem stanowiska użytkownika co do możliwych korekt programu eksploatacji lub zakresu racjonalnych prac remontowych,
- w przypadku możliwych napraw w toku eksploatacji – określenie zakresu, terminów i metod poszczególnych zabiegów remontowych, w razie koniecznych remontów o szerszym zakresie należy podać założenia do projektu technicznego i organizacyjnego prac remontowych,
- w przypadku koniecznych wzmocnień – określenie niezbędnych ograniczeń eksploatacji oraz podanie zakresu i sposobu wykonania prac, jako podstawy do projektu wzmocnienia, zwykle w tych sytuacjach wymagają uzgodnień terminy wstrzymania eksploatacji i zalecenia doraźnych zabezpieczeń do tego czasu,
- w razie negatywnych wyników badań potwierdzonych w dłuższym okresie i braku uzasadnienia zabiegów wzmocniających

(skorodowane ciągną, przyrosty ugięć, otwierające się rysy) należy jednoznacznie wskazać konieczność wstrzymania eksploatacji i rozbiórki dachu hali, konieczne jest przedstawienie założeń do projektu bezpiecznej rozbiórki i ewentualnej zabudowy nowej konstrukcji dachowej.

Ten ostatni przypadek, decyzja o rozbiórce dachu na dźwigarach kablobetonowych, był dotąd niezmiernie rzadki, jak na okres użytkowania niektórych dźwigarów znacznie ponad 40 lat. Należy się jednak liczyć z narastającą liczbą takich wniosków z diagnostyki, bowiem przedłużanie okresu eksploatacji może okazać się nieopłacalne. Taka prognoza ma tym większe uzasadnienie w przypadkach, gdy obiekty z dźwigarami kablobetonowymi były w długich okresach niewłaściwie konserwowane.

13.4.2. Kablobetonowe belki podsuwnicowe

W krajowej praktyce budownictwa przemysłowego typowe kablobetonowe belki podsuwnicowe (patrz p. 15.9) były masowo stosowane zarówno w jezdniach zlokalizowanych wewnątrz hal, jak też w całkowicie odsłoniętych estakadach suwnicowych. Można założyć, że w latach 1960-1990 wybudowano setki kilometrów jezdni na belkach podsuwnicowych. Pomimo, że niektóre z nich już zostały rozebrane, to nadal przeważająca część jest użytkowana. Elementy belek podsuwnicowych różniły się zarówno nośnością, jak też rozpiętością. W przypadku jezdni pod cięższe suwnice i przy rozpiętości 12 m były to z reguły belki składane z segmentów (np. cztery segmenty po około 3 m – patrz p. 15.9).

Prześledźmy kolejne elementy pełnego postępowania diagnostycznego zgodnie z p. 13.3(c).

1) Określenie celu postępowania:

- planowane zmiany użytkowania, np. zmiany typu, udźwigu lub liczby suwnic,

- warunki użytkowania w przyszłości, np. zmiana intensywności pracy suwnic,
- przewidywany okres eksploatacji.

2) Dokumentacja wyjściowa:

- oryginalny projekt budowlany i projekt techniczny obiektu,
- dokumentacja typowa zastosowanych belek i wariantu zbrojenia sprężającego,
- dalsze punkty dotyczące dokumentacji, jak w przypadku dźwigarów – p.13.4.1(2).

3) Przegląd wstępny:

- zewnętrzne sprawdzenie zgodności konstrukcji z dokumentacją, w tym zwłaszcza zgodności typu belki, szerokości styków nad podporami, ochrony zakotwień, konstrukcji jezdni podsuwnicowej, a zwłaszcza rozwiązania zamocowania i styków szyn,
- ocena dokładności montażu: poprawność oparcia belek na łożyskach podporowych, prostoliniowość belek i całej jezdni, szerokości styków segmentów i poprawność zamocowania elementów wyposażenia (pomosty, przewody elektryczne),
- obserwacje stanu powierzchni belek, w tym śladów zacieków, objawów korozji (rdzawe wykwyty),
- obserwacje stanu jezdni – prostoliniowości szyn i stanu ich styków, stabilność zamocowania, stan podlewki lub innej warstwy podtorza
- zgodność typu, udźwigu, liczby i rozstawu kół suwnic z założeniami projektu,
- przegląd miejsc wykazujących widoczne wady, usterki, ślady napraw,
- ocena stopnia agresywności środowiska, możliwości wpływu drgań i uderzeń,
- skuteczność systemów wentylacji w przesłtrzeni pod konstrukcją dachu,
- obecność oraz skuteczność powierzchniowych zabezpieczeń ochronnych, zwłaszcza na obetonowaniu zakotwień i stykach montażowych między segmentami.

4) Program badań technicznych doraźnych:

- inwentaryzacja wymiarów belek,
- pomiar geometrii całego obiektu (estakady lub hali) pod kątem zachowania tolerancji odstępu główek szyn podsuwnicowych,
- wyrywkowe sprawdzenie poprawności zbrojenia sprężającego – liczba i typ kabli oraz typ zakotwień, ustalone w odkrywkach na czołach belek lub w stykach,
- sprawdzenie poprawności iniekcji kanałów kablowych – wyrywkowe nawierthy do kanałów w pobliżu środka rozpiętości belek,
- sprawdzenie poprawności osłon kabli w stykach,
- sprawdzenie jakości betonu – nieniszczące badania sklerometryczne w całych segmentach (półki górne i dolne, środkik) oraz badania odczynu pH betonu otuliny kabli sprężających,
- odsłonięcie zakotwień w wybranych miejscach (np. ze śladami zacieków) i sprawdzenie ich stanu wraz z oceną jakości materiału obetonowania zakotwień,
- sprawdzenie stanu uszczelnienia wszystkich styków między segmentami – styki półek dolnych, zwłaszcza w estakadach nieosłoniętych, powinny być zabezpieczone opaską laminatową z płótna szklanego, przesyczonego żywicą,
- wykonanie pomiarów ugięć wszystkich belek przy przejeździe suwnicy z maksymalnym nominalnym ciężarem i sprawdzenie warunku dopuszczalnego ugięcia przyjętego w projekcie konstrukcji lub w projekcie typowym elementu (zwykle zaleca się $a_{lim} = l_0/750$),
- inwentaryzacja wszystkich uszkodzeń i wadaobserwowanych w samych belkach i całej jezdni oraz na podporach (łożyska, wsporniki podsuwnicowe, pionowość słupów) z odnotowaniem rozmiarów uszko-

dzeń (zarysowania, odpryski i odkucia betonu, zaolejenia, ślady uderzeń) oraz prawdopodobnego pochodzenia,

- ocena skuteczności napraw dokonywanych w przeszłości oraz staranności wykonania zaleceń zawartych w dotychczasowych opiniach,
- sporządzenie szkiców badanych miejsc oraz dokumentacji fotograficznej,
- analiza wyników badań, w tym sprawdzające obliczenia nośności i rysoodporności belek (ewentualnie wraz ze sprawdzeniem słupów estakady) według aktualnych przepisów normowych, przy uwzględnieniu aktualnych i przewidywanych w przyszłości obciążeń.

5) Postępowania według wariantu 1: ocena bezpośrednia lub wariantu 2: monitoring i pomiary okresowe, omówione poprzednio dla dźwigarów dachowych, pozostają w całości aktualne przy belkach podsuwnicowych, wraz z podstawowymi problemami ujętymi w analizie wyników badań. W obliczeniach sprawdzających należy dodatkowo uwzględniać wpływ zmęczenia materiałów, nieaktualny poprzednio przy dźwigarach dachowych.

6) Ocena końcowa i decyzje:

- analiza wyników badań, z uwzględnieniem informacji użytkownika co do możliwych korekt programu eksploatacji, planowanej wymiany suwnic lub zakresu racjonalnych prac remontowych,
- w przypadku niezbędnych napraw, z reguły konieczne są przerwy lub ograniczenia w eksploatacji suwnic, głównie z racji niezbędnych wyłączeń prądu, konieczne jest opracowanie i uzgodnienie z użytkownikiem zakresu, harmonogramu i metod poszczególnych zabiegów remontowych, w razie koniecznych remontów o szerszym zakresie należy podać założenia do projektu technicznego i organizacyjnego remontu,

- w przypadku koniecznych wzmocnień – należy określić czasokres wyłączenia obiektu z eksploatacji oraz podanie zakresu i sposobu prac, jako podstawy do projektu wzmocnienia, zwykle w tych sytuacjach wymagają uzgodnień terminy wstrzymania eksploatacji i zalecenia doraźnych zabezpieczeń do tego czasu, ponieważ metody wzmocnienia mogą być bardzo różnorodne pod względem materiałów i czasu wykonania, ale także kosztów, celowe jest opracowanie wariantów wzmocnień i oszacowanie ich kosztów (coraz popularniejsze wzmocnienie, szczególnie przydatne w belkach podsuwnicowych to taśmy lub

maty z włóknami, są jednak najczęściej dużo droższe, przy stosowaniu na większą skalę, niż materiały tradycyjne, takie jak stal konstrukcyjna lub stal sprężająca),

- w razie negatywnych wyników badań potwierdzonych w dłuższym okresie i braku uzasadnienia zabiegów wzmocniających (wysoki stopień korozji kabli lub zakotwień, trwałe przyrosty ugięć, otwierające się rysy) należy wydać decyzję o wstrzymaniu użytkowania, rozbiórce jezdni i przygotowaniu projektu ewentualnej nowej konstrukcji całej jezdni podsuwnicowej, z preferencją dla konstrukcji stalowej.

13.5. Perspektywy diagnostyki konstrukcji sprężonych

Coraz bogatsze doświadczenia z konstrukcjami sprężonymi eksploatowanymi przez wiele lat, przy różnych warunkach środowiska i różnym poziomie działań konserwacyjnych, stanowią bazę danych, pozwalającą na coraz trafniejszy dobór procedury diagnostycznej.

Współcześnie powstają specjalistyczne zespoły lub całe przedsiębiorstwa zajmujące się diagnostyką najbardziej odpowiedzialnych konstrukcji – dużych mostów, zapór wodnych, konstrukcji platform wydobywczych i innych budowli morskich, reaktorów jądrowych, dużych zbiorników itp. Oprócz doskonalenia aparatury kontrolnej, w tym też prostych czujników zabudowywanych na stałe w konstrukcji, prowadzone są zaawansowane analizy bazujące na komputerowej symulacji procesu utrzymania obiektu. Wynikiem takich analiz jest długoterminowa ocena technicznych i ekonomicznych aspektów procesów konserwacji i remontów obiektów. Ilustrację możli-

wych sytuacji, przy różnych założeniach postępowania w procesie utrzymania stanu konstrukcji na odpowiednim poziomie przedstawia schemat na rys. 13-4. Aby nadać temu realne przedziały czasowe i zakresy remontów, przy obydwu zilustrowanych strategiach, istotne są działania diagnostyczne.

Wśród specjalistycznych przedsiębiorstw, operujących w zakresie najwyższej rangi konstrukcji sprężonych (istniejących lub nowo wznoszonych), skalą działania wyróżnia się konsorcjum *ADVITAM* z główną siedzibą we Francji i kilkunastoma oddziałami na czterech kontynentach [P19]. Oferowany jest kompleksowy system diagnostyczny *Scan-Print*, poczynawszy od zabudowy aparatury i systemu monitoringu, poprzez stale uzupełnianą bazę danych dla obiektu, po automatyczną rejestrację wyników i współpracę ekspertów. Jednym z najnowszych systemów diagnostycznych jest akustyczny monitoring *SoundPrint*, bazujący na zabudo-

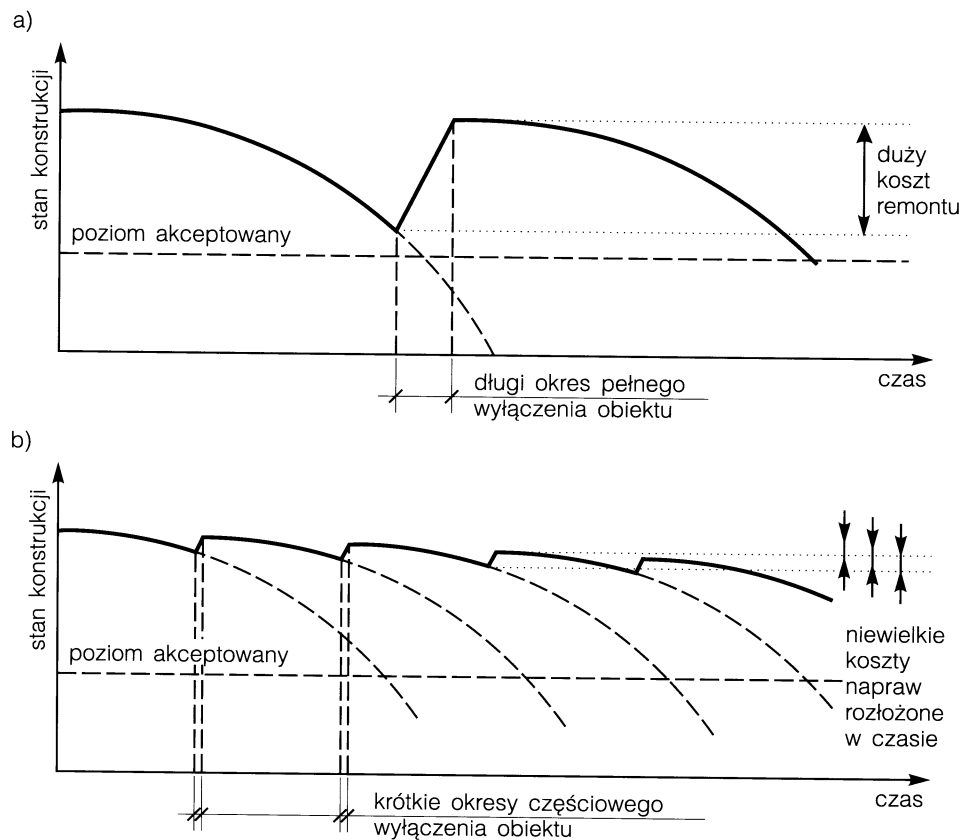
wanych na stałe sensorach i zdalnej transmisji wyników, szczególnie przydatny przy rejestracji rys w betonie i pęknięć drutów w cięgnach sprężających.

W ciągłych badaniach stanu wielkich kabli sprężających, np. w mostach podwieszonych lub wiszących, montowane są instalacje kontroli korozji, rejestrujące mikrozmiiany oporności, podobnie jak to ma miejsce w wyrówkowej kontroli stanu kabli wewnętrznych – patrz rys. 12-1c [K15(1)].

Monitoring zmian odkształceń betonu, kiedyś bazujący na czujnikach elektrooporowych, jest obecnie coraz częściej prowadzony za pomocą czujników z włóknami optycznymi (sensory *Bragga*), ponieważ tego typu czujniki są tańsze w eksploatacji i bardziej niezawodne, czyli odporne na czynniki środowiska i precyzyjniejsze przy powtarzalnych obciążeniach [K19(1)], [30].

Inną dziedziną, na szczęście mniej aktualną w naszym kraju, jest ciągły monitoring ważnych konstrukcji w terenach sejsmicznych. W dużych mostach system taki pozwala na natychmiastową sygnalizację wstrzymania wjazdu na most, ale przede wszystkim stanowi informację o zachowaniu się konstrukcji w warunkach szybko zmieniających się przemieszczeń. Dla dużych obiektów oczekuje się skutecznego doskonalenia systemów geodezji satelitarnej *GPS* (*Global Positioning System*) [K19(2),(3)].

Bardzo obszerny materiał dotyczący najnowszych metod pomiarowych i systemów monitoringu, a także przykłady ich zastosowań w diagnostyce konkretnych konstrukcji, zwłaszcza elementów mostów, przedstawiono w raporcie podsumowującym stan wiedzy, zredagowanym przez zespół wyłoniony w ramach Komisji 5. *fib* „Konstrukcyjne aspekty okresu użytkowania” (ang. *Structural service life aspects*) [30].



Rys. 13-4. Schematy postępowania przy użytkowaniu i utrzymaniu konstrukcji:
a) strategia pasywna z założeniem generalnego remontu
b) strategia aktywna z bieżącą konserwacją i naprawami

14. Przykłady projektowania

14.1. Przykład projektowania belki kablobetonowej

Temat: Zaprojektować swobodnie podpartą belkę kablobetonową, obciążoną równomiernie, o rozpiętości 30 m. Element ma stanowić podciąg stropu przemysłowego.

Temat: Zaprojektować swobodnie podpartą belkę kablobetonową, obciążoną równomiernie, o rozpiętości 30 m. Element ma stanowić podciąg stropu przemysłowego.

A. Projektowanie przekroju (procedura z tablicy 6-2)

1. Dane początkowe

Obciążenia:

- obciążenia stałe na belce (Δg)
- obciążenie zmienne (q)

Razem:

F_k [kN/m]	γ	F_d [kN/m]
10,0	1,15	11,5
16,5	1,40	23,1
26,5		34,6

(60% obciążenia zmiennego może mieć charakter długotrwały)

Uwaga: współczynniki obciążeń przyjęto wg EN 1990 [N13] – Tablica A1.2(A)

Rozpiętość: $l_{eff} = 30,0$ m

Dane technologiczne:

- warunki dojrzewania: wewnątrz hali produkcyjnej, pod przykryciem – $RH = 80\%$,
- warunki technologiczne: sprężenie po 28 dniach od zabetonowania ($t_0 = 28$ dni),
- obciążenia stałe Δg przyłożone po ok. 3 miesiącach od zabetonowania ($t_1 = 90$ dni),
- warunki użytkowania: cyklicznie zmienne mokre i suche – $RH = 80\%$,
- klasa ekspozycji XC4,
- kategoria rysoodporności (1b) (pełne sprężenie).

2. Materiały

Beton B45: $f_{cd} = 23,3$ MPa, $f_{ck} = 35,0$ MPa, $f_{ctm} = 3,2$ MPa, $f_{ctk} = 2,2$ MPa,

$f_{cm} \equiv f_{ck} + 8 = 43,0$ MPa, $E_{cm} = 33,5 \cdot 10^3$ MPa, $\rho_c = 25$ kN/m³,

Stal sprężająca: sploty siedmiodrutowe Y1770S7 Ø15,2mm, klasa relaksacji – 2 według polskiej normy [N1]:

$f_{pk} = 1770$ MPa, $f_{pd} = 0,9 f_{pk} / 1,25 = 0,9 \cdot 1770 / 1,25 = 1274$ MPa, $E_p = 190 \cdot 10^3$ MPa.

Wstępny wybór: kabel wielosplotowy – 4 sploty Ø 15,2 mm,

$A_{p1} = 4 \cdot 140 = 560$ mm², $\varnothing_d = 55$ mm,

Zbrojenie podłużne zwykłe A-II, 18G2: $f_{yd} = 310$ MPa, $f_{yk} = 355$ MPa.

3. $\xi_{lim} = 0,45$ wg tablicy 5-3, $\xi'_{lim} = 0,55$ dla stali A-II wg [N1].

4. $h \equiv (0,04 + 0,06) l_{eff} = 1,20$ m + 1,80 m,

$h \equiv 0,05 \cdot 30,0 = 1,50$ m,

$\beta = 0,22$ (przekrój dwuteowy).

5. $A_c = \beta h^2 = 0,22 \cdot 1,50^2 = 0,495$ m², $g_k = A_c \rho_c = 0,495 \cdot 25,0 = 12,4$ kN/mb,

$M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 12,4 \cdot 30,0^2 = 1392$ kNm.

6. $M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 12,4 + 11,5 + 23,1) 30,0^2 = 5494$ kNm.

7. $h_1 \equiv (2,2 + 2,6) \sqrt[3]{\frac{5,494}{23,3}} = 1,36$ m + 1,61 m,

czyli wysokość $h = 1,50$ m (przyjęta w p. 4) mieści się w zalecanym przedziale.

8. $h_f \equiv (0,12 + 0,20) h = 0,18$ m + 0,30 m, $h'_f \equiv (0,10 + 0,15) h = 0,15$ m + 0,225 m,

$a_p \equiv (0,10 + 0,12) h = 0,15$ m + 0,18 m, $a_s \equiv 0,4 h_f = 0,092$ m, $a'_s \equiv 0,4 h'_f = 0,080$ m,

$b_w \geq (\varnothing_d + 2c_c; 0,1h)$ przy cięgnach prowadzonych pojedynczo,

$c_c \geq \varnothing_d = 55$ mm, $c_c \geq d_g + 5$ mm = 16 + 5 = 21 mm, $c_c \geq c_{min} = 35$ mm (klasa XC4),

$c_w \geq \varnothing_d = 55$ mm, $c_w \geq d_g + 5$ mm = 21 mm, $c_w \geq 50$ mm,

ostatecznie wymagane $c_c = c_w = 55$ mm,

$b_w \geq (55 + 2 \cdot 55) = 165$ mm; $b_w \geq 0,1 \cdot 1500 = 150$ mm,

przyjęto: $h_f = 0,23$ m, $h'_f = 0,20$ m, $a_p = 0,15$ m, $a_s = 0,10$ m, $a'_s = 0,08$ m i $b_w = 0,17$ m.

9. $x = (0,45 - 0,1)(1,50 - 0,15) = 0,473$ m < $x_{lim} = \xi_{lim}(h - a_p) = 0,45(1,50 - 0,15) = 0,607$ m.

10. $b_f' = 0,17 + \left[\frac{5,494}{23,3} - 0,17 \cdot 0,472(1,5 - 0,15 - 0,5 \cdot 0,472) \right] \frac{1}{0,20(1,5 - 0,15 - 0,5 \cdot 0,20)} = 0,755 \text{ m}$,
przyjęto w zaokrągleniu $b_f' = 0,80 \text{ m}$; dla tej wartości $x = 0,400 \text{ m} < x_{lim} = 0,607 \text{ m}$.
Orientacyjny warunek konstrukcyjny $b_f' \cong (0,4 \div 0,8)h = 0,6 \text{ m} \div 1,2 \text{ m}$.

11. $A_p = \frac{23,3}{1274} [(0,80 - 0,17)0,20 + 0,17 \cdot 0,40] = 0,003548 \text{ m}^2 = 3548 \text{ mm}^2$.

12. Liczba cięgien:

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{3548}{560} = 6,34, \text{ przyjęto 7 kabli z 4 splotów } \varnothing 15,2 \text{ mm.}$$

Rzeczywiste pole powierzchni przekroju kabli sprężających
 $A_p = nA_{p1} = 7 \cdot 4 \cdot 140 = 3920 \text{ mm}^2$.

13. Maksymalne siły sprężające:

siła początkowa – $\max P_0 = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 5551 \text{ kN}$,

siła wstępna – $\max P_i = 0,75 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 5204 \text{ kN}$,

siła trwała – $\max P_t = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 4510 \text{ kN}$.

Wstępne oszacowanie strat:

straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i = 0,10 \max P_0 = 0,10 \cdot 5551 = 555 \text{ kN}$,

straty opóźnione $\sum \Delta P_t = 0,18 (\max P_0 - \sum \Delta P_0 - \sum \Delta P_i) = 0,18(5551 - 555) = 899 \text{ kN}$.

Możliwe do wykorzystania siły sprężające:

siła wstępna – $P_i = 5551 - 555 = 4996 \text{ kN} < \max P_i = 5204 \text{ kN}$,

siła trwała – $P_t = 4996 - 899 = 4096 \text{ kN} < \max P_t = 4510 \text{ kN}$.

14. $M_{gd} = 1,0 M_{gk} = 1,0 \cdot 1392 = 1392 \text{ kNm}$ (wg EC1 [N18] – przyjęto $\gamma_{G,inf} = 1,0$ dla przypadku: działanie korzystne w sytuacji przejściowej).

15. $M'_s = 5551(1,50 - 0,15 - 0,08) - 1392 = 5657 \text{ kNm}$.

16. $x' = (0,55 - 0,1)(1,50 - 0,08) = 0,639 \text{ m}$, $x'_{lim} = \xi'_{lim}(h - a'_s) = 0,55(1,50 - 0,08) = 0,781 \text{ m}$.

17. $b_f = 0,17 + \left[\frac{5,657}{23,3} - 0,17 \cdot 0,639(1,50 - 0,08 - 0,5 \cdot 0,639) \right] \frac{1}{0,23(1,50 - 0,08 - 0,5 \cdot 0,23)} = 0,581 \text{ m}$,

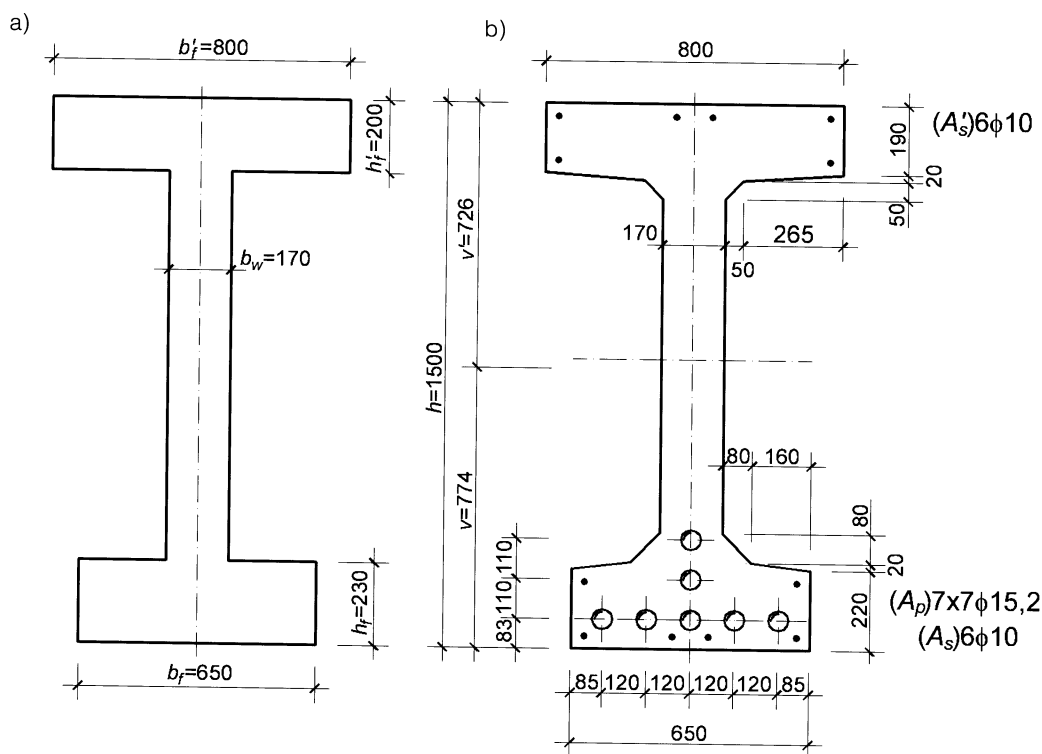
przyjęto $b_f = 0,65 \text{ m} \rightarrow x' = 0,495 \text{ m} < x'_{lim} = 0,781 \text{ m}$.

Orientacyjny warunek konstrukcyjny $b_f \cong (0,30 \div 0,60)h = 0,45 \text{ m} \div 0,90 \text{ m}$.

Założone wymiary przedstawia rys. 14.1–1a.

Sprawdzenie rozmieszczenia kabli w przekroju środkowym: przyjęto układ kabli jak na rysunku 14.1–1b; minimalna szerokość półki dolnej dla 5 kabli w jednym rzędzie

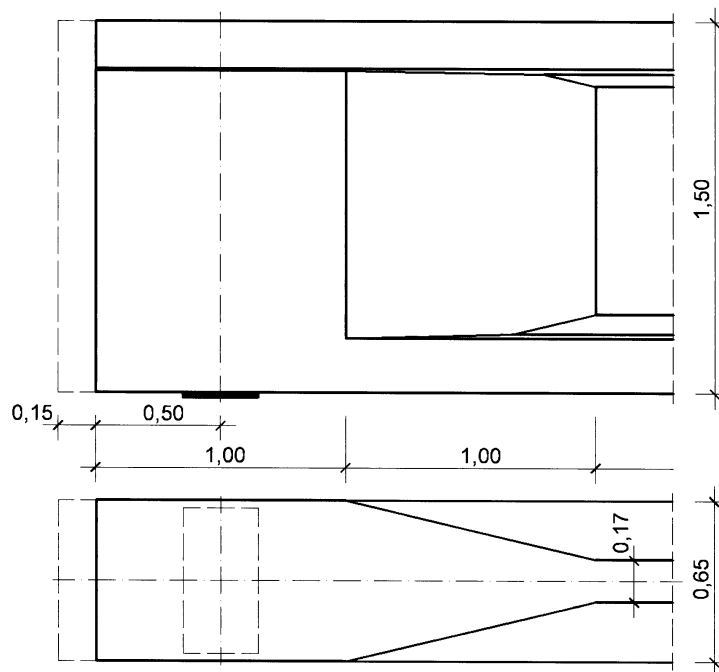
$$b_f = 2c_c + 5\varnothing_d + 4c_w = 11 \cdot 55 = 605 \text{ mm} = 0,605 \text{ m}.$$



Rys.14.1-1

18. $A_s' = \frac{23,3}{310} [(0,65 - 0,17)0,23 + 0,17 \cdot 0,495] - \frac{5,551}{310} < 0$ – zbrojenie obliczeniowo zbędne,
 ma być $A_s' \geq A_{s,min}' = 0,002b_f'h_f' = 0,002 \cdot 0,80 \cdot 0,20 = 3,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 320 \text{ mm}^2$,
 przyjęto 6Ø10 o $A_s' = 471 \text{ mm}^2$.
19. $A_s \geq A_{s,min} = 0,0015b_f'h_f = 0,0015 \cdot 0,65 \cdot 0,23 = 2,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 224 \text{ mm}^2$,
 przyjęto 6Ø10 o $A_s = 471 \text{ mm}^2$.
20. Na podstawie założonych wymiarów (rys.14.1-1a) dobrano przekrój (rys.14.1-1b), ze sprawdzeniem warunków rozmieszczenia i otulenia zbrojenia sprężającego i zwykłego.
 Dla przekroju obliczono:
 $A_c = 0,491 \text{ m}^2$, $v = 0,774 \text{ m}$, $v' = 0,726 \text{ m}$, $I_c = 0,146 \text{ m}^4$, $W_c = 0,189 \text{ m}^3$,
 $a_p = 0,13 \text{ m} < 0,15 \text{ m}$, $e_p = 0,774 - 0,130 = 0,644 \text{ m}$.
 Korekta ciężaru własnego belki:
 $g_k = 0,491 \cdot 25,0 = 12,3 \text{ kN/mb} < 12,4 \text{ kN/mb}$ (przyjęte w p.5),
 $M_{gk} = 0,125 \cdot 12,3 \cdot 30,0^2 = 1382 \text{ kNm}$,
 $M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 12,3 + 11,5 + 23,1)30,0^2 = 5482 \text{ kNm}$,
 $M(K_{s2}) = 0,125(12,3 + 10,0 + 0,7 \cdot 16,5)30,0^2 = 3806 \text{ kNm}$ (przyjęto $\psi_1 = 0,7$ z tab.9.3 EC1).
21. $P_{cr} = \frac{0,491}{0,189 + 0,491 \cdot 0,644} \cdot \frac{3806 - 3,2 \cdot 10^3 \cdot 0,189}{0,9} = 3459 \text{ kN}$.
22. $P_{cr} = 3459 \text{ kN} < P_t = 4096 \text{ kN}$ (wartość szacowana w p.13), a zatem warunek bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania przy założonym poziomie strat jest spełniony.
23. $\sigma_{cc} = \frac{1,1 \cdot 4,996}{0,491} + \frac{1,1 \cdot 4,996 \cdot 0,644 - 1,0 \cdot 1,382}{0,189} = 22,6 \text{ MPa}$,
 $\sigma_{cc} = 22,6 \text{ MPa} < 0,6f_{cm} = 0,6 \cdot 43,0 = 25,8 \text{ MPa}$.

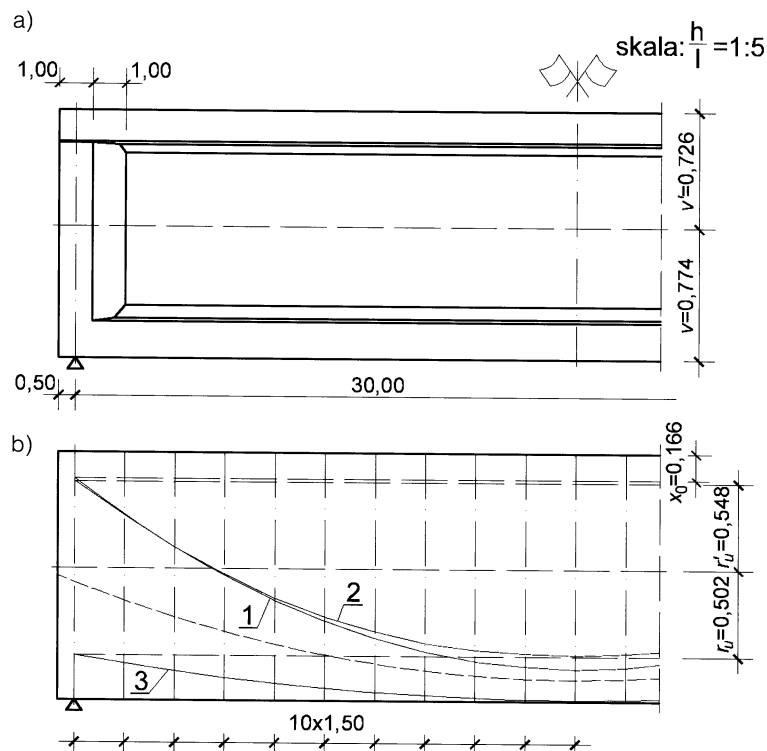
24. Przekrój konstrukcyjny przyjęto jak na rys.14.1-1b, zakładając dla ścianki zbrojenie konstrukcyjne.



Rys.14.1-2

B. Trasowanie cięgien (procedura z tablicy 6-9)

1. Wymiary przekroju niebezpiecznego zaprojektowane w p. A przyjęto dla całej belki poza strefami podporowymi, gdzie założono poszerzenie ścianki do szerokości półki dolnej (rys.14.1-2).
2. Profil podłużny belki przyjęto dla celów trasowania jak na rysunku 14.1-3a, stosując skalę pionową 5-krotną w stosunku do poziomej; długość całkowita belki $l = 31$ m.
3.
$$A_{cc} = \frac{1274 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4}}{23,3} = 0,214 \text{ m}^2.$$
4.
$$x = \frac{1}{0,17} [0,214 - (0,80 - 0,17)0,20] = 0,520 \text{ m} < x_{lim} = 0,45(1,5 - 0,13) = 0,617 \text{ m}.$$
5.
$$x_0 = \frac{1}{0,214} [0,5(0,80 - 0,17)0,20^2 + 0,5 \cdot 0,17 \cdot 0,520^2] = 0,166 \text{ m}.$$



Rys. 14.1-3

$$6. \quad y_1(x) = 1,50 - \left(0,166 + \frac{M(K_{u1})(x)}{1274 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4}} \right) = 1,334 - 0,200 \cdot M(K_{u1})(x),$$

$$K_{u1} = 1,15 \cdot 12,3 + 11,5 + 23,1 = 48,7 \text{ kN/mb},$$

$$M(K_{u1})(x) = 0,5 K_{u1} l_{eff} x - 0,5 K_{u1} x^2 = (0,5 \cdot 48,7 \cdot 30,0 x - 0,5 \cdot 48,7 x^2) 10^{-3} = 0,7309 x - 0,0243 x^2$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,50 m:

Nr przekroju	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Położenie x [m]	0	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0
$M(K_{u1})(x)$ [MNm]	0	1,042	1,973	2,796	3,508	4,111	4,605	4,989	5,263	5,427	5,482
$y_1(x)$ [m]	1,334	1,126	0,939	0,774	0,632	0,511	0,412	0,335	0,281	0,248	0,237

Obliczone rzędne naniesiono na rys. 14.1-3b uzyskując obwiednię 1.

Uwaga: można też odmierzyć x_0 od górnej krawędzi belki w dół i na rysunku belki wykreślić prostą poziomą, a następnie od tej prostej odłożyć w dół obwiednię $\frac{M(K_{u1})(x)}{f_{pd} A_p}$.

$$7. \quad r'_u = \frac{0,189}{0,491} \left(1 + \frac{3,2 \cdot 0,491}{0,9 \cdot 4,096} \right) = 0,548 \text{ m}.$$

$$8. \quad y_2(x) = 0,774 + 0,548 - \frac{M(K_{s2})(x)}{0,9 \cdot 4,096} = 1,322 - 0,271 M(K_{s2})(x),$$

$$K_{s2} = 12,3 + 10,0 + 0,7 \cdot 16,5 = 33,8 \text{ kN/mb},$$

na długości belki, wykorzystując wartości z kroku 6:

$$M(K_{s2})(x) = M(K_{u1})(x) \frac{K_{s2}}{K_{u1}} = M(K_{u1})(x) \frac{33,8}{48,7} = 0,694 M(K_{u1})(x).$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,50 m:

Nr przekroju	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Położenie x [m]	0	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0
$M(K_{s2})(x)$ [MNm]	0	0,723	1,370	1,941	2,436	2,855	3,197	3,464	3,654	3,768	3,806
$y_2(x)$ [m]	1,322	1,126	0,951	0,796	0,662	0,548	0,455	0,383	0,331	0,300	0,290

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.1-3b uzyskując obwiednię 2.

Uwaga: można też odmierzyć odcinek r'_u od osi ciężkości belki w górę i wykreślić prostą poziomą, a następnie od tej prostej odłożyć w dół wykres $\frac{M(K_{s2})(x)}{0,9P_t}$.

$$9. \quad r_u = \frac{0,189}{0,491} \left(\frac{0,6 \cdot 43,0 \cdot 0,491}{1,1 \cdot 4,996} - 1 \right) = 0,502 \text{ m}$$

$$10. \quad y_3(x) = 0,774 - 0,502 - \frac{M_{gd}(x)}{1,1 \cdot 4,996} = 0,272 - 0,182 M_{gd}(x),$$

$$M_{gd} = 1,0 M_{gk} = 1,0 \cdot 1382 = 1382 \text{ kNm}, \quad g_d = 1,0 \cdot 12,3 = 12,3 \text{ kN/m},$$

na długości belki, wykorzystując wartości z kroku 6:

$$M_{gd}(x) = M(K_{u1})(x) \frac{g_d}{K_{u1}} = M(K_{u1})(x) \frac{12,3}{48,7} = 0,252 M(K_{u1})(x).$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,50 m:

Nr przekroju	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Położenie x [m]	0	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0
$M_{gd}(x)$ [MNm]	0	0,263	0,498	0,705	0,885	1,037	1,161	1,258	1,327	1,368	1,382
$y_3(x)$ [m]	0,272	0,224	0,181	0,143	0,111	0,083	0,060	0,043	0,030	0,023	0,020

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.1-3b uzyskując obwiednię 3.

Uwaga: można też odmierzyć odcinek r_u od osi ciężkości belki w dół i wykreślić prostą poziomą, a następnie od tej prostej odłożyć w dół wykres $\frac{M_{gd}(x)}{1,1P_t}$, (gdzie $M_{gd} = 1,0 M_{gk}$).

11. Trasę kabla wypadkowego przyjęto jako symetryczną parabolę przechodzącą przez trzy ustalone punkty:
- na czołach belki - punkty o rzędnej $a_{p0} = 0,5h = 0,75 \text{ m}$,
 - w środku rozpiętości - punkty o rzędnej $a_p = 0,13 \text{ m}$.

$$\text{Rzędne trasy kabla wypadkowego od dolnej krawędzi belki: } y(x) = a_{px} = a_p + (a_{p0} - a_p) \left(\frac{x}{0,5l} \right)^2$$

(gdy przekroje odmierzamy od środka, czyli w środku rozpiętości $x = 0$),

$$y(x) = 0,13 + (0,75 - 0,13) \left(\frac{x}{15,5} \right)^2 = 0,130 + 0,00258x^2.$$

Rzędne kabla wypadkowego obliczono co 1,50 m:

Nr przekroju	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Położenie x[m]	15,5	15,0	13,5	12,0	10,5	9,0	7,5	6,0	4,5	3,0	1,5	0,0
$y_1(x)$ [m]	-	1,334	1,126	0,939	0,774	0,632	0,511	0,412	0,335	0,281	0,248	0,237
$y_2(x)$ [m]	-	1,322	1,126	0,951	0,796	0,662	0,548	0,455	0,383	0,331	0,300	0,290
Kabel wyp. [m]	0,750	0,711	0,600	0,502	0,415	0,339	0,275	0,223	0,182	0,153	0,136	0,130
$y_3(x)$ [m]	-	0,272	0,224	0,181	0,143	0,111	0,083	0,060	0,043	0,030	0,023	0,020

Trasa kabla na całej długości przebiega pomiędzy obwiedniami granicznymi.

12. Równanie tras kabli przyjęto w postaci: $y_i(x) = (y_{0,i} - y_{s,i}) \left(\frac{x}{0,5l} \right)^2 + y_{s,i}$,

gdzie: l – długość belki ($l = 31,0$ m), $y_{0,i}$ – odległość kabla od dolnej krawędzi belki na czole,

$y_{s,i}$ – odległość kabla od dolnej krawędzi belki w przekroju środkowym.

Równania tras poszczególnych kabli:

Nr kabla	$y_{0,i}$ [m]	$y_{s,i}$ [m]	równanie trasy
1	1,285	0,303	$y_1 = 0,3025 + 0,00409x^2$
2	1,285	0,193	$y_2 = 0,1925 + 0,00455x^2$
3	0,965	0,083	$y_3 = 0,0825 + 0,00367x^2$
4	0,750	0,083	$y_4 = 0,0825 + 0,00278x^2$
5	0,535	0,083	$y_5 = 0,0825 + 0,00188x^2$
6 i 7	0,215	0,083	$y_6 = 0,0825 + 0,00055x^2$

Rzędne tras poszczególnych kabli w [m] (od dolnej krawędzi belki):

Nr przekroju	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Położenie x [m]	15,5	15,0	13,5	12,0	10,5	9,0	7,5	6,0	4,5	3,0	1,5	0,0
Trasa kabla wyp.	0,750	0,711	0,600	0,502	0,415	0,339	0,275	0,223	0,182	0,153	0,136	0,130
1	1,285	1,223	1,048	0,891	0,753	0,634	0,533	0,450	0,385	0,339	0,312	0,303
2	1,285	1,216	1,022	0,848	0,694	0,561	0,448	0,356	0,285	0,233	0,203	0,193
3	0,965	0,908	0,751	0,611	0,487	0,380	0,289	0,215	0,157	0,116	0,091	0,083
4	0,750	0,708	0,589	0,483	0,389	0,308	0,239	0,183	0,139	0,108	0,089	0,083
5	0,535	0,506	0,425	0,353	0,290	0,235	0,188	0,150	0,121	0,099	0,087	0,083
6 i 7	0,215	0,206	0,183	0,162	0,143	0,127	0,113	0,102	0,094	0,087	0,084	0,083
sprawdzenie trasy	0,750	0,711	0,600	0,502	0,415	0,339	0,275	0,223	0,182	0,153	0,136	0,130

Rzeczywiste trasy cięgien podano na rysunku konstrukcyjnym 14.1–5.

C. Sprawdzenie strat sprężania (procedura z tablicy 4–1)

Zestawienie danych z projektowania przekroju i trasowania cięgien:

– projektowania elementu:

$$A_p = 3920 \text{ mm}^2, A_{p1} = 560 \text{ mm}^2, n = 7, e_p = 0,644 \text{ m}, e_{p0} = 0,024 \text{ m},$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}, E_p = 190 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \sigma_{p,lim} = 0,65f_{pk} = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 = 1151 \text{ kN},$$

$$\sigma_{pl,lim} = 0,75f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 \cdot 10^3 = 1328 \text{ kN}, \sigma_{p0,lim} = 0,80f_{pk} = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 = 1416 \text{ kN},$$

$$A_c = 0,491 \text{ m}^2, I_c = 0,146 \text{ m}^4, E_{cm} = 33,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}, l = 31,0 \text{ m},$$

$$M_g = 0,125 \cdot 12,3 \cdot 30,0^2 = 1382 \text{ kNm}, M_{Ag} = 0,125 \cdot 10 \cdot 30,0^2 = 1125 \text{ kNm},$$

$$P_{cr} = 3860 \text{ kN},$$

– założono do obliczania strat:

$$x = 0,5l = 15,5 \text{ m}, \theta_v = 0,5 \frac{8(a_{p0} - a_p)}{l} = 0,5 \frac{8(0,75 - 0,13)}{31,0} = 0,08, \theta = 1,5 \theta_v = 0,12,$$

$$\kappa = 0,005, \mu' = \mu = 0,19, a_{sl} = 6 \text{ mm},$$

$$u = 2(h + b_f + b_f' - b_w) = 2(1,50 + 0,80 + 0,65 - 0,17) = 5,56 \text{ m},$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,491}{5,56} = 0,177 \text{ m},$$

obliczono wg załączników A i B w [N1]:

$$\text{dla } t_0 = 28 \text{ dni i } RH = 80\% - \phi_c(\infty, t_0) = 1,571, \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = 0,000361,$$

$$\text{dla } t_1 = 90 \text{ dni i } RH = 80\% - \phi_c(\infty, t_1) = 1,257,$$

$$\alpha_e = \frac{190}{33,5} = 5,67, \rho_p = \frac{39,20 \cdot 10^{-4}}{0,491} = 0,0079,$$

klasa relaksacji stali sprężającej – 2 (według [N1]).

$$2. P_{pr0} = \max P_{pr0} = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 5551 \text{ kN}.$$

$$3. \Delta P_{0\mu}(x) = 5551 \left[1 - e^{-0,19(0,12 + 0,005 \cdot 15,5)} \right] = 205 \text{ kN}.$$

$$4. P_0 = \max P_0 - \Delta P_{0\mu}(x) = 5551 - 205 = 5346 \text{ kN}.$$

5. $r \cong \frac{31,0^2}{8(0,644 - 0,024)} = 194 \text{ m},$
 $x_0 = \frac{194}{0,19} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{0,006 \cdot 0,19 \cdot 190 \cdot 10^6 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4}}{5346 \cdot 194}}} = 29,6 \text{ m} > x = 15,5 \text{ m}.$
6. $\Delta P_{i,sl} = 2 \cdot 0,006 \frac{29,6 - 15,5}{29,6^2} 190 \cdot 10^6 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 144 \text{ kN}.$
7. $P_0 - \Delta P_{i,sl} = 5346 - 144 = 5202 \text{ kN}.$
8. $\vartheta = 5,67 \cdot 0,0079 \left(1 + \frac{0,644^2 \cdot 0,491}{0,146} \right) = 0,108, \quad \Delta P_{i,c} = \frac{7-1}{2 \cdot 7} 0,108 \cdot 5202 = 241 \text{ kN}.$
9. $P_{i(1)} = 5346 - 144 - 241 = 4961 \text{ kN}, \quad P_{i(2)} = \max P_i = 0,75 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 5204 \text{ kN}.$
10. Sprawdzenie: $4961 \text{ kN} < 5204 \text{ kN},$
 $\frac{\max P_0 - P_i}{\max P_0} = \frac{5551 - 4961}{5551} = 10,6\% \cong 10\% \quad (\text{założone w p.A.13}).$
11. $\sigma_{cg} = - \frac{1,382 \cdot 0,644}{0,146} = - 6,09 \text{ MPa}, \quad \sigma_{cAg} = - \frac{1,125 \cdot 0,644}{0,146} = - 4,96 \text{ MPa},$
 $\sigma_{cpl} = \frac{4,961}{0,491} + \frac{4,961 \cdot 0,644^2}{0,146} = 24,18 \text{ MPa}.$
12. $\sigma_{pi} = \frac{4,961}{39,2 \cdot 10^{-4}} = 1266 \text{ MPa}, \quad \text{dla } \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1266}{1770} = 0,715 \rightarrow \delta = 2,77\%,$
 $\Delta \sigma_{pr1000} = 0,0277 \cdot 1266 = 35,0 \text{ MPa}, \quad \Delta \sigma_{pr\infty} \cong 2 \cdot 35,0 = 70,0 \text{ MPa}.$
13. $\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,361 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 70,0 + 5,67 \cdot 1,571(24,18 - 6,09) - 5,67 \cdot 1,257 \cdot 4,96}{1 + 5,67 \cdot 0,0079 \left(1 + \frac{0,491}{0,146} 0,644^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 1,571)} = 201 \text{ MPa}.$
14. $\Delta P_{c+s+r} = 201 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 789 \text{ kN},$
 $P_{i(1)} = 4961 - 789 = 4172 \text{ kN},$
 $P_{i(2)} = \max P_i = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 39,20 \cdot 10^{-4} = 4510 \text{ kN}.$
15. $P_{i(1)} = 4172 \text{ kN} < P_{i(2)} = 4510 \text{ kN}, \quad P_{i(1)} = 4172 \text{ kN} > P_{cr} = 3459 \text{ kN},$
 czyli warunek dla stanu granicznego zarysowania jest spełniony.
 $\frac{P_i - P_t}{P_i} = \frac{4961 - 4172}{4961} = 15,9\% < 18\% \quad (\text{założone w p.A.13}).$
16. $P_{pr1} = \frac{5551}{7} = 793 \text{ kN}.$
17. $\sigma_{p0m} = \frac{(4961 + 241 + 144) 10^{-3}}{[1 - 0,5 \cdot 0,19(2 \cdot 0,12 + 0,005 \cdot 31,0)] 39,20 \cdot 10^{-4}} = 1417 \text{ MPa}.$
18. $L = l + 2(B + C) + 0,50 + 0,20 = 31,0 + 2(0,025 + 0,055) + 0,50 + 0,20 = 31,0 + 0,86 = 31,86 \cong 31,9 \text{ m}$
 (długość ciągu pomiędzy uchwytami naciągowymi, zawierająca poza długością elementu także grubości płyt dociskowych B , płyt kotwiących C , dodatek na uchwyty w prasie naciągowej i różnicę wynikającą ze średniej krzywizny kabli),
 $\Delta L = \frac{1417}{190 \cdot 10^3} 31,9 = 0,238 \text{ m}.$
19. Informacje wykonawcze dotyczące sprzężenia:
 – kable czterospłotowe systemu VSL 6-4 (sploty Y1770S7 – $\varnothing 15,2 \text{ mm}$) z zakotwieniami stalowymi VSL – E,
 – sprzężenie po 28 dniach dojrzewania w zwykłych warunkach,
 – naciąg dwustronny kabli,
 – kable w osłonach z tworzywa z profilowanych rurek półsztywnych typu PT-PLUS,
 – całkowita długość ciągu – z dodatkami poza uchwytami prasy: $31,9 + 0,4 = 32,3 \text{ m},$

- naciąg kolejny cięgien z korektą siły naciągu i wydłużenia przed kotwieniem (korekta ma uwzględnić zróżnicowanie strat od tarcia i skrótów od kolejnego naciągu).

20. Określenie siły naciągu poszczególnych kabli:

kolejność naciągu	nr kabla	P_{p0} [kN]	ΔL [mm]
1	3	816	245
2	4	807	242
3	5	792	238
4	6	773	232
5	7	761	228
6	1	806	242
7	2	796	239

– kąty nachylenia gniazd zakotwień: $tg\alpha_i = \frac{2(a_{p0,i} - a_{p,i})}{0,5l} = 0,129(a_{p0,i} - a_{p,i})$.

nr kabla	$a_{p0,i}$ [m]	$a_{p,i}$ [m]	α_i [°]
1	1,285	0,303	7,2
2	1,285	0,193	8,0
3	0,965	0,083	6,5
4	0,750	0,083	4,9
5	0,535	0,083	3,3
6 i 7	0,215	0,083	1,0

D. Sprawdzenie ugięć

1. Założone ograniczenia:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{30,0}{400} = 0,075 \text{ m}, \quad a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{30,0}{400} = 0,075 \text{ m}, \quad a_{k,lim} = \frac{l_{eff}}{750} = \frac{30,0}{750} = 0,04 \text{ m}.$$

2. Sztywność na zginanie:

- przy obciążeniu krótkotrwałym

$$B_0 = E_{cm} I_c = 33,5 \cdot 10^3 \cdot 0,146 = 4897 \text{ MNm}^2,$$

- przy obciążeniu ciężarem własnym i siłą sprężającą

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_0)} = \frac{33,5 \cdot 10^3}{1 + 1,571} = 13,0 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \quad B_t = E_{c,eff} I_c = 13,0 \cdot 10^3 \cdot 0,146 = 1904 \text{ MNm}^2,$$

- przy obciążeniu stałym i długotrwałym zmiennym (przyłożonym po 90 dniach, w środowisku wilgotnym)

$$\phi_c(\infty, t_1) = 1,257$$

$$E'_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_1)} = \frac{33,5 \cdot 10^3}{1 + 1,257} = 14,8 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \quad B'_t = E'_{c,eff} I_c = 14,8 \cdot 10^3 \cdot 0,146 = 2170 \text{ MNm}^2.$$

3. Ugięcia składowe:

- ugięcie od ciężaru własnego – doraźne

$$a_{gl} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12,3 \cdot 30,0^4}{4897 \cdot 10^3} = 0,0265 \text{ m},$$

- ugięcie od ciężaru własnego – długotrwałe

$$a_{gt} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12,3 \cdot 30,0^4}{1904 \cdot 10^3} = 0,068 \text{ m},$$

- ugięcie od sprężenia – doraźne (wstępna siła sprężająca)

$$a_{pl} = -\frac{1,1 P_l l_{eff}^2}{48 B_0} (5e_p + e_{p0}) = -\frac{1,1 \cdot 4961 \cdot 30,0^2}{48 \cdot 4897 \cdot 10^3} (5 \cdot 0,644 + 0,024) = -0,0678 \text{ m},$$

- ugięcie od sprężenia – długotrwałe (trwała siła sprężająca)

$$a_{pt} = -\frac{0,9 P_t l_{eff}^2}{48 B_t} (5e_p + e_{p0}) = -\frac{0,9 \cdot 4172 \cdot 30,0^2}{48 \cdot 1904 \cdot 10^3} (5 \cdot 0,644 + 0,024) = -0,120 \text{ m},$$

- ugięcie od obciążeń stałych i zmiennych długotrwałych

$$a_{st} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(\Delta g_k + \psi_2 q_k) l_{eff}^4}{B'_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(10,0 + 0,6 \cdot 16,5) 30,0^4}{2170 \cdot 10^3} = 0,0967 \text{ m},$$

- ugięcie od obciążeń zmiennych krótkotrwałych

$$a_{ki} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1-\psi_2)q_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1-0,6)16,5 \cdot 30,0^4}{4897 \cdot 10^3} = 0,0142 \text{ m.}$$

4. Sprawdzenie wartości dopuszczalnych:

– ugięcie odwrotne

$$a' = a_{gi} + a_{pi} = 0,0265 - 0,0678 = -0,0413 \text{ m}, \quad |a'| = 0,0413 \text{ m} < a'_{lim} = 0,075 \text{ m.}$$

– ugięcie maksymalne

$$a = a_{gt} + a_{pt} + a_{st} + a_{ki} = 0,068 - 0,120 + 0,0967 + 0,0142 = 0,059 \text{ m,}$$

$$a = 0,059 \text{ m} < a_{lim} = 0,075 \text{ m,}$$

– ugięcie chwilowe

$$a_{ki} = 0,0142 \text{ m} < a_{k,lim} = 0,040 \text{ m.}$$

E. Projektowanie strzemion (procedura z tablicy 6-10)

1. Zwymiarowano przekrój niebezpieczny w p.A.

2. Trasę ciętna wypadkowego przyjęto w p.B.

3. $e_{po} = 0,024 \text{ m.}$

4. Przyjęto wymiary bloku podporowego (rys.14.1-3): $a = 1,00 \text{ m}$, $a_c = 2,00 \text{ m}$, $l_a = 1,50 \text{ m}$.

5. $K_{u1} = 48,7 \text{ kN/m}$, $V(K_{u1}) = 48,7(0,5 \cdot 30,0 - 1,5) = 658 \text{ kN.}$

6. $p_p = 0,9 \cdot 4172 \frac{8(0,644 - 0,024)}{31,0^2} = 19,4 \text{ kN/m.}$

7. $V_{Sd,red} = 658 - 19,4(0,5 \cdot 30,0 - 1,5) = 395 \text{ kN.}$

8. $d = h - a_p = 1,50 - 0,13 = 1,37 \text{ m}$, $k = 1,6 - d \geq 1$, $k = 1,6 - 1,37 = 0,23$, przyjęto $k = 1,0$,

$$b_{w1} = b_w - \frac{\pi \Sigma \varnothing_d^2}{8d} = 0,17 - \frac{\pi \cdot 7 \cdot 0,055^2}{8 \cdot 1,37} = 0,164 \text{ m,}$$

$$\rho_L = \frac{A_p + A_s}{b_{w1} \cdot d} \leq 0,01, \quad \rho_L = \frac{(39,20 + 4,71)10^{-4}}{0,164 \cdot 1,37} = 0,0195, \text{ przyjęto } \rho_L = 0,01,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,9P_t}{A_c} = \frac{0,9 \cdot 4172}{0,491} = 7,65 \text{ MPa} \leq 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 23,3 = 4,66 \text{ MPa,}$$

przyjęto $\sigma_{cp} = 4,66 \text{ MPa,}$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,0 \cdot 1,46 \cdot 10^3 (1,2 + 40 \cdot 0,01) + 0,15 \cdot 4,66 \cdot 10^3] \cdot 0,164 \cdot 1,37 = 341 \text{ kN.}$$

9. $V_{Sd,red} = 395 \text{ kN} > V_{Rd1} = 341 \text{ kN}$, odcinek drugiego rodzaju, czyli wymagane zbrojenie poprzeczne.

10. $b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma \varnothing_d = 0,17 - 0,5 \cdot 0,055 = 0,143 \text{ m}$, $z \approx 0,9d = 0,9 \cdot 1,37 = 1,233 \text{ m,}$

$$V_{Rd2} = 0,6 \left(1 - \frac{35,0}{250} \right) 23,3 \cdot 10^3 \cdot 0,143 \cdot 1,233 \frac{2}{1 + 2^2} = 866 \text{ kN.}$$

11. dla $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$,

$$0,25 \cdot 23,3 = 5,83 \text{ MPa} < 7,65 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot 23,3 = 11,65 \text{ MPa} \rightarrow \alpha_c = 1,25,$$

$$V_{Rd2,red} = 1,25 \cdot 866 = 1083 \text{ kN.}$$

12. $V_{Sd,red} = 395 \text{ kN} < V_{Rd2,red} = 1,25 \cdot 866 = 1083 \text{ kN}$ – a zatem warunek jest spełniony.

13. Przyjęto strzemiona dwucięte o średnicy $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$

$$A_{sw} = 2 \frac{\pi \varnothing_s^2}{4} = 2 \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

14. $s_1 = 0,9 \cdot 1,37 \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 310 \cdot 10^3}{395} \cdot 1,0 = 0,152 \text{ m,}$

$$l_v = \frac{V_{Sd,red} - V_{Rd1}}{K_{u1} - p_p} = \frac{395 - 341}{48,7 - 19,4} = 1,84 \text{ m,}$$

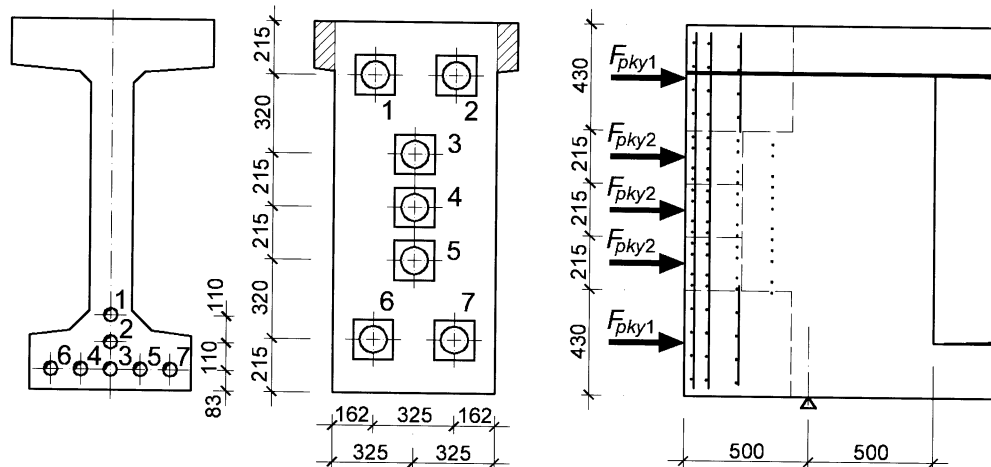
$$s_{1max} = 0,75d \leq 0,40 \text{ m}, \quad s_{1max} = 0,75 \cdot 1,37 = 1,027 \text{ m,}$$

przyjęto strzemiona w rozstawie $s_1 = 0,15 \text{ m.}$

$$15. \quad \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot D_{w,nom}} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,15 \cdot 0,143} = 0,73 \% > \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{35,0}}{355} = 0,13 \%$$

F. Wymiarowanie strefy zakotwień (procedura z tablicy 6-12)

1. Kształt bloku podporowego wg rysunku 14.1-2.
2. Rozmieszczenie zakotwień na czole belki wg rysunku 14.1-4.



Rys. 14.1-4

$$3. \quad F_{pk} = f_{pk} \cdot A_{p1} = 1770 \cdot 10^3 \cdot 560 \cdot 10^{-6} = 991 \text{ kN.}$$

4. Przyjęto zbrojenie strefy zakotwień w postaci siatki z drutów ze stali A-I:

$$f_{yd} = 210 \text{ MPa}, \quad \varnothing_w = 10 \text{ mm}, \quad a_w = \frac{\pi \varnothing_w^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Określenie wytrzymałości na docisk

$$5. \quad A_{c0} = a^2 = 0,16^2 = 0,0256 \text{ m}^2,$$

$$A_{c1} = \min \left(\begin{array}{l} 0,325 \cdot 0,430 = 0,140 \\ 3a \cdot 0,215 = 3 \cdot 0,16 \cdot 0,215 = 0,103 \end{array} \right) = 0,103 \text{ m}^2,$$

$$\omega_u = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{0,103}{0,0256}} = 2,01, \quad \sigma_{cum} = 0 \text{ MPa},$$

$$\nu_{cu} = \omega_u - \frac{\sigma_{cum}}{f_{cd}} (\omega_u - 1) = 2,01 - \frac{0}{23,3} (2,01 - 1) = 2,01 < 2,5,$$

$$f_{cud} = \nu_{cu} f_{cd} = 2,01 \cdot 23,3 = 46,8 \text{ MPa.}$$

6. Zakotwienia w systemie VSL są fabrycznie wyposażone w spiralę zwojącą (p. rys. 3-19).

Założono, że spirala wykonana jest ze stali A-I z pręta $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ i $a_s = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $G = 190 \text{ mm}$ (szerokość spirali w świetle), $d_{core} = G - d_s = 190 - 12 = 178 \text{ mm}$ (średnica uzwojenia), $H = 200 \text{ mm}$ (zasięg zbrojenia spiralnego), $n_t = 4$ (liczba zwojów spirali), $c_u = \frac{H}{n_t} = \frac{200}{4} = 50 \text{ mm}$ (skok uzwojenia).

Sprawdzenie docisku – według [N1] p. 5.8.3.

$$7. \quad A_u = \frac{\pi d_{core} a_s}{c_u} = \frac{\pi \cdot 0,178 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{0,05} = 12,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad \alpha_u = 1, \quad k = 2,5,$$

$$N_{Rd} = \alpha_u f_{cud} A_{c0} + k f_{yd} A_u = 1,0 \cdot 46,8 \cdot 0,0256 + 2,5 \cdot 210 \cdot 12,65 \cdot 10^{-4} = 1729 \text{ kN},$$

$$N_{Rd} = 1729 \text{ kN} > F_{pk} = 991 \text{ kN} \text{ – nośność wystarczająca.}$$

Zbrojenie strefy docisku powinno spełniać warunek

$$0,2 \alpha_u = \frac{k A_u f_{yd}}{f_{cud} A_{c0}} < 1,75 - \alpha_u, \quad 0,20 < \frac{2,0 \cdot 12,65 \cdot 10^{-4} \cdot 210}{46,8 \cdot 0,026} = 0,44 < 0,75 \text{ – warunek spełniony.}$$

8. Projektowanie zbrojenia pionowego – w przekroju można wyróżnić dwa typy stref docisku: dwa kable w jednym poziomie (strefa 1) i pojedynczy kabel w jednym poziomie (strefa 2): $F_{pky1} = 2F_{pk} = 2 \cdot 991 = 1982 \text{ kN}$,
 $F_{pky2} = F_{pk} = 991 \text{ kN}$.

9. Dokonano podziału stref, połowiąc odległości pomiędzy siłami w kierunkach x i y.

$$10. \quad h_{z1} = 0,430 \text{ m}, \quad h_{z2} = 0,215 \text{ m}.$$

$$11. \quad \alpha_{y1} = \frac{a}{h_{z1}} = \frac{0,16}{0,43} = 0,37, \quad \alpha_{y2} = \frac{a}{h_{z2}} = \frac{0,16}{0,215} = 0,74.$$

$$12. \quad \text{Z tablicy 6–11: } c_{1y1} = 0,128, \quad c_{2y1} = 0,379, \quad c_{1y2} = 0,051, \quad c_{2y2} = 0,454.$$

$$13. \quad S_{t1y1} = c_{1y1} F_{pky1} = 0,128 \cdot 1982 = 254 \text{ kN}, \quad S_{t1y2} = c_{1y2} F_{pky2} = 0,051 \cdot 991 = 51 \text{ kN}.$$

$$14. \quad A_{s1y1} = \frac{S_{t1y1}}{f_{yd}} = \frac{254}{210 \cdot 10^3} = 12,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad c_{2y1} h_{z1} = 0,379 \cdot 0,430 = 0,163 \text{ m},$$

$$A_{s1y2} = \frac{S_{t1y2}}{f_{yd}} = \frac{51}{210 \cdot 10^3} = 2,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad c_{2y2} h_{z2} = 0,454 \cdot 0,215 = 0,098 \text{ m}.$$

15. Przyjęto pionowe zbrojenie wgłębne:
 w strefie 1: 8 prętów w odległości 0,10 m i 8 prętów w odległości 0,22 m,
 wypadkowa: $(8+8)a_w = 16 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} = 12,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \approx A_{s1y1} = 12,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

$$\text{w odległości: } \frac{8 \cdot 0,1 + 8 \cdot 0,22}{8+8} = 0,16 \text{ m} \approx c_{2y1} h_{z1} = 0,163 \text{ m},$$

w strefie 2: 8 prętów w odległości 0,10 m,
 wypadkowa: $8a_w = 8 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s1y2} = 2,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

$$\text{w odległości: } 0,10 \text{ m} \approx c_{2y2} h_{z2} = 0,098 \text{ m}.$$

$$16. \quad A_{s3y} = \frac{0,03}{f_{yd}} \max \left(\frac{F_{pky1}}{F_{pky2}} \right) = \frac{0,03}{210 \cdot 10^3} \max \left(\frac{1982}{991} \right) = \frac{0,03 \cdot 1982}{210 \cdot 10^3} = 2,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2,$$

17. Przyjęto pionowe zbrojenie przyczołowe i narożne: 8 prętów w odległości 0,04 m,
 wypadkowa: $8a_w = 8 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s3y} = 2,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

8'. Projektowanie zbrojenia poziomego – w przekroju można wyróżnić dwa typy stref docisku: dwa kable w jednym poziomie (strefa 1) i pojedynczy kabel w jednym poziomie (strefa 2): $F_{pkz1} = F_{pk} = 991 \text{ kN}$,
 $F_{pkz2} = F_{pk} = 991 \text{ kN}$

$$10'. \quad b_{z1} = 0,325 \text{ m}, \quad b_{z2} = 0,650 \text{ m}.$$

$$11'. \quad \alpha_{z1} = \frac{a}{b_{z1}} = \frac{0,16}{0,325} = 0,492, \quad \alpha_{z2} = \frac{a}{b_{z2}} = \frac{0,16}{0,65} = 0,246$$

$$12'. \quad \text{Z tablicy 6–11: } c_{1z1} = 0,102, \quad c_{2z1} = 0,418, \quad c_{1z2} = 0,166, \quad c_{2z2} = 0,323$$

$$13'. \quad S_{t1z1} = c_{1z1} F_{pkz1} = 0,102 \cdot 991 = 101 \text{ kN}, \quad S_{t1z2} = c_{1z2} F_{pkz2} = 0,166 \cdot 991 = 165 \text{ kN}$$

$$14'. \quad A_{s1z1} = \frac{S_{t1z1}}{f_{yd}} = \frac{101}{210 \cdot 10^3} = 4,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad c_{2z1} b_{z1} = 0,418 \cdot 0,325 = 0,136 \text{ m},$$

$$A_{s1z2} = \frac{S_{t1z2}}{f_{yd}} = \frac{165}{210 \cdot 10^3} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad c_{2z2} b_{z2} = 0,323 \cdot 0,65 = 0,210 \text{ m}.$$

15'. Przyjęto poziome zbrojenie wgłębne:

w strefie 1: 4 pręty w odległości 0,09 m i 4 pręty w odległości 0,21 m,

wypadkowa: $(4+4)a_w = 8 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s1z1} = 4,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

w odległości: $\frac{4 \cdot 0,09 + 4 \cdot 0,21}{4+4} = 0,15 \text{ m} \cong c_{2z1}b_{z1} = 0,136 \text{ m}$,

w strefie 2: 4 pręty w odległości 0,09 m, 4 pręty w odległości 0,21 m
i 4 pręty w odległości 0,35 m,

wypadkowa: $(4+4+4)a_w = 12 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s1z2} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

w odległości: $\frac{4 \cdot 0,09 + 4 \cdot 0,21 + 4 \cdot 0,35}{4+4+4} = 0,217 \text{ m} \cong c_{2z2}b_{z2} = 0,210 \text{ m}$.

16'. $A_{s3z1} = \frac{0,03F_{pkz1}}{f_{yd}} = \frac{0,03 \cdot 991}{210 \cdot 10^3} = 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $A_{s3z2} = \frac{0,03F_{pkz2}}{f_{yd}} = \frac{0,03 \cdot 991}{210 \cdot 10^3} = 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.

17'. Przyjęto poziome zbrojenie przyczołowe i narożne:

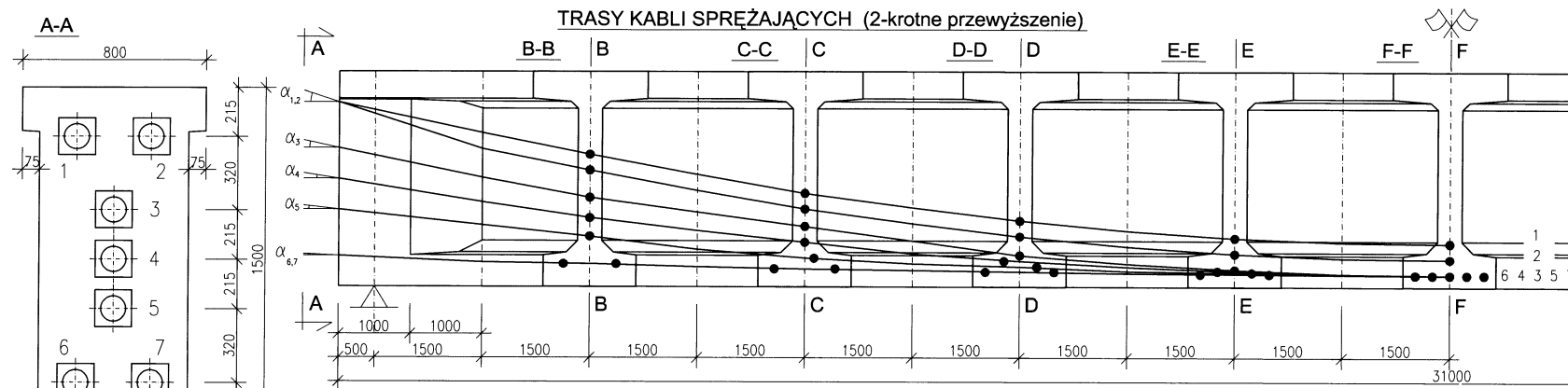
w strefie 1: 4 pręty z otuliną 0,03 m,

$4a_w = 4 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s3z1} = 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

w strefie 2: 2 pręty z otuliną 0,03 m,

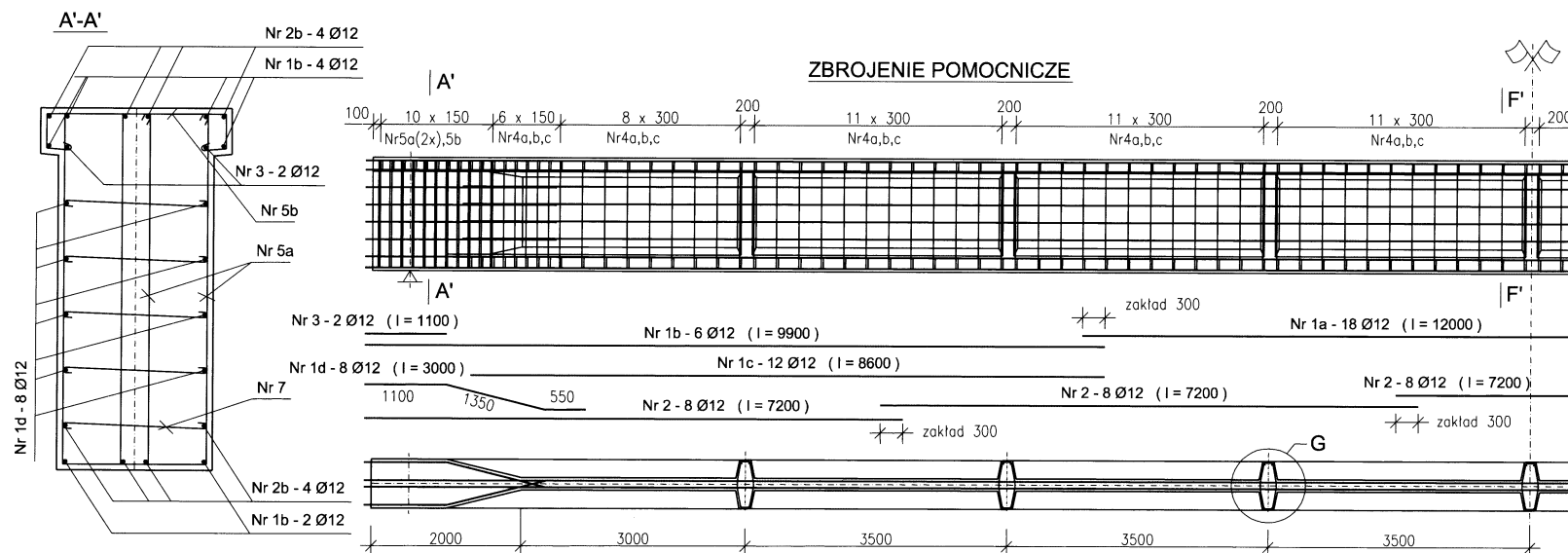
$2a_w = 2 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s3z2} = 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.

18. Szczegółowy rozkład zbrojenia strefy zakotwień (zbrojenie wężykowe) przedstawiono na rysunkach konstrukcyjnych 14.1–5a,b

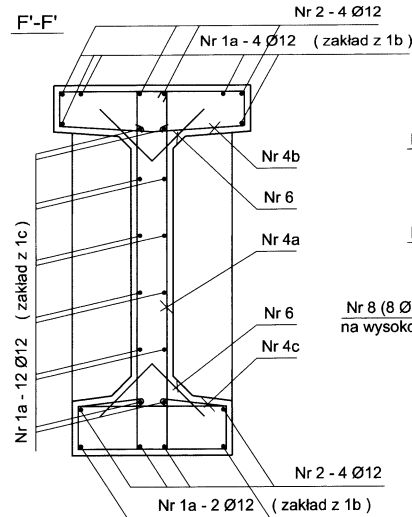
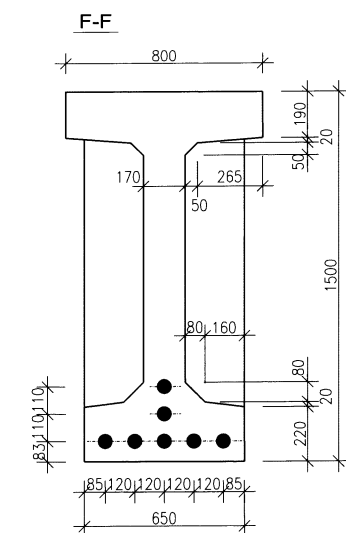


RZĘDNE TRAS KABLI (od krawędzi dolnej)

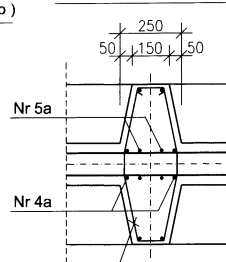
Nr	15,50	13,50	12,00	10,50	9,00	7,50	6,00	4,50	3,00	1,50	0,00
1	1285 $\alpha_1=6,1^\circ$	1070	920	780	650	550	460	390	340	310	303
2	1285 $\alpha_2=9,2^\circ$	960	810	670	540	440	350	280	230	200	193
3	965 $\alpha_3=5,8^\circ$	760	620	520	420	320	220	160	120	90	83
4	750 $\alpha_4=4,6^\circ$	590	480	390	310	230	180	140	110	90	83
5	535 $\alpha_5=3,0^\circ$	430	350	260	200	165	140	120	100	90	83
6, 7	215 $\alpha_6=1,3^\circ$	180	160	140	125	115	105	95	90	85	83



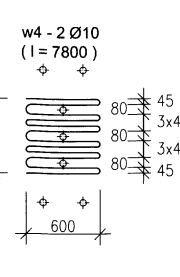
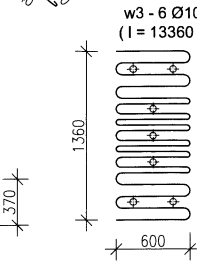
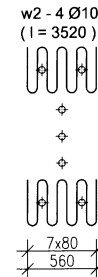
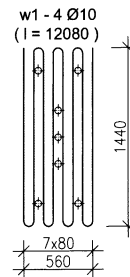
Rys. 14.1-5a



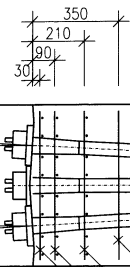
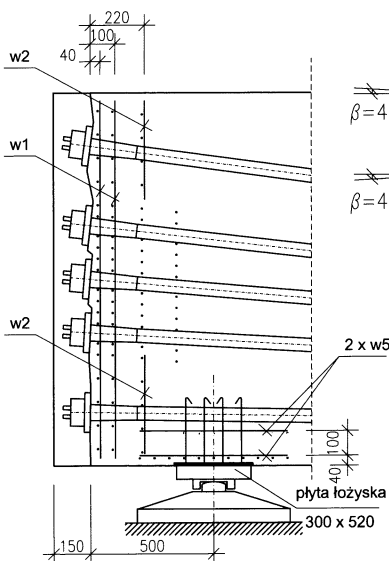
SZCZEGÓŁ "G"



Nr 8 (8 Ø10 co 200 mm na wysokości żeberka)



ZBROJENIE STREFY ZAKOTWIEŃ



DANE DO NACIAGU KABLI

Kolejność naciągu Nr	Kąt wylotu α [°]	Siła naciągu P _{pr0} [kN]	Wydlużenie obustronne ΔL [mm]
3	5,8	816	245
4	4,6	807	242
5	3,0	792	238
6	1,3	773	232
7	1,3	761	228
1	6,1	806	242
2	9,2	796	239

WYKAZ KABLI I ZAKOTWIEŃ

Element	długość m	liczba szt.	razem
Kabel VSL-E 6-4	32,3	7	226,1m
Zakotwienie VSL-E 6-4		14	14szt.
Ostona PT-PLUS Ø50/55mm	31	7	217,0m

DANE TECHNICZNE

- Materiały**
 - beton klasy B45, W10, F150,
 - kruszywo granitowe do 16mm,
 - beton uzupełniający na czolach B30,
 - stal sprężająca: splety siedmiodrutowe Y1770S7 Ø15,2mm, klasa relaksacji 2 wg PN,
 - kable i zakotwienia systemu VSL-E 6-4 (czterosplotowe),
 - całkowita długość splety w kablach 32,3m,
 - ostony kabli z polietylenu typu PT-PLUS Ø50/55mm,
 - stal zwykła: AII (18G2).
- Naciąg kabli**
 - naciąg dwustronny, dwoma prasami VSL jednocześnie,
 - sprężenie betonu w wieku 28dni (dojrzewanie w warunkach normalnych),
 - kolejność naciągu wg załączonej tablicy,
 - kontrola siły dwustronnego wydłużenia przy naciągu.
- Iniekcja**
 - przedmuchiwanie kanałów sprężonym powietrzem,
 - jednostronna, za pomocą iniektarki, do 48 godzin po naciągu,
 - zaczyn cementowy z dodatkami napowietrzającymi,
 - ciśnienie dobrot z instrukcji iniektarki.
- Składowanie i transport**
 - podparcie wyłącznie w pozycji normalnej na blachach łozysk,
 - stabilizacja przy transporcie i składowaniu ukośnymi zastrzałami.
- Montaż**
 - podnoszenie dwoma żurawiami o udźwigu min 250kN,
 - uchwycenie za poprzeczki umieszczone przy blachach łozysk,
 - oparcie na łozyskach stalowych.

WYKAZ ZBROJENIA ZWYKŁEGO

W5	10	7,20	4	28,8	
W4	10	7,80	2	15,6	
W3	10	13,36	6	80,2	
W2	10	3,52	4	14,1	
W1	10	12,08	4	48,4	
8	10	1,56	56	87,4	
7	10	0,71	110	78,1	
6	10	0,60	168	100,8	
5b	10	1,33	16	21,3	
5a	10	3,72	72	267,8	
4c	10	1,58	106	167,5	
4b	10	1,81	106	191,9	
4a	10	3,24	100	324	
3	12	1,10	4		4,4
2	12	7,20	40		288,0
1d	12	3,00	24		72,0
1c	12	8,60	12		103,2
1b	12	9,90	12		118,8
1a	12	12,00	18		216,0
Nr	średnica	długość m	liczba szt.	Ø10	Ø12
Suma długości				1425,9	802,4
Ciężar jednostkowy				N/m	6,05
Ciężar całkowity				N	8626,7
Razem stali				kN	15615,6

Objętość elementu V=18,5m³ Ciężar elementu G=463

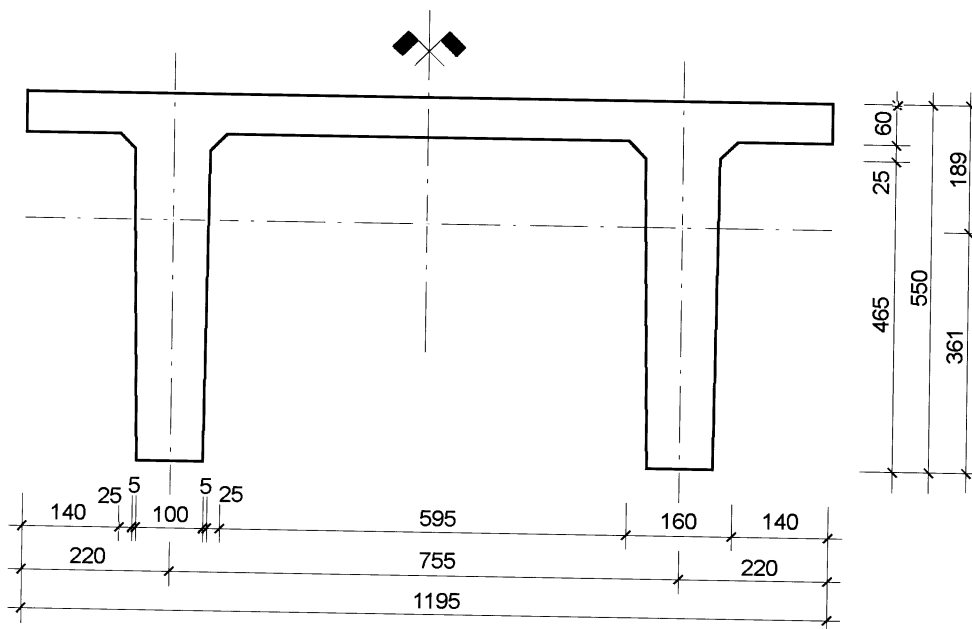
Rys. 14.1-5b

14.2. Przykład projektowania elementu strunobetonowego

Temat: Zaprojektować swobodnie podparty element płytowo-żebrowy (typu TT) stropu w obiekcie handlowo-magazynowym, dla rozstawu podpór 15,0 m. Przekrój poprzeczny elementu stały na długości, narzucony względami produkcyjnymi, podano na rysunku 14.2-1. Element przeznaczony jest do pomieszczeń o wilgotnych procesach technologicznych (zmienna wilgotność). Ze względów eksploatacyjnych ugięcia ograniczono następująco:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{200}, \quad a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400}, \quad a_{k,lim} = \frac{l_{eff}}{500}.$$

Wymagana eliminacja rys w całym przekroju, także w sytuacji przejściowej.



Rys. 14.2-1

A. Projektowanie przekroju – dobór cięgien sprężających (procedura z tablicy 7–3)

1. Dane początkowe

Obciążenia:

- obciążenia stałe (Δg)
- obciążenie zmienne (q) – w tym 60% obciążeń długotrwałych

Razem:

F_k [kN/m]	γ	F_d [kN/m]
3,0	1,15	3,45
10,0	1,40	14,00
13,0		17,45

Uwaga: współczynniki obciążenia przyjęto wg EN 1990 [N13] – Tablica A1.2(A).

Długość elementu: $l = 14,98$ m.

Rozpiętość w osiach podpór: $l_{eff} = 14,90$ m.

Dane technologiczne:

- warunki dojrzewania: wilgotne – $RH = 80\%$,
- warunki technologiczne: okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton – 4 dni, sprężenie po 3 dniach dojrzewania betonu, sprężenie prostoliniowe na torze naciągowym,
- warunki użytkowania: strop w obiekcie handlowo-magazynowym – przyjęto (na podstawie Tabl. 9.3 [N18]) $\psi_1 = 0,9$; $\psi_2 = 0,6$,
- klasa ekspozycji (warunki środowiska) XC4, średnia wilgotność $RH = 80\%$,
- kategoria rysoodporności (1b) – pełne sprężenie,
- przyłożenie dodatkowych obciążeń stałych Δg i długotrwałej części obciążeń zmiennych $\psi_2 q$ – po 60 dniach.

Charakterystyka geometryczna przekroju poprzecznego (według rys.14.2–1):

$b_f = 1,195$ m, $h_f = 0,060$ m, $b_{w,max} = 2 \cdot 0,11$ m, $b_{w,min} = 2 \cdot 0,10$ m, $b_w = 0,21$ m,

$h = 0,55$ m, $A_c = 0,1761$ m², $v = 0,3610$ m, $v' = 0,1890$ m, $I_c = 0,005207$ m⁴.

2. Materiały

Beton B60: $f_{cd} = 33,3$ MPa, $f_{ck} = 50,0$ MPa, $f_{ctm} = 4,1$ MPa, $f_{ctk} = 2,9$ MPa,

$f_{ctd} = 1,93$ MPa, $f_{cm} \cong f_{ck} + 8 = 58,0$ MPa, $E_{cm} = 37 \cdot 10^3$ MPa, $\rho_c = 25$ kN/m³,

z badań wiadomo: po 3 dniach $f_{cm(3)} \cong 0,7 f_{cm} = 40,6$ MPa.

Stal sprężająca: sploty siedmiodrutowe Y1770S7 Ø15,2 mm,

klasa relaksacji – 2, według [N1],

$f_{pk} = 1770$ MPa, $f_{pd} = 0,9 f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1770 / 1,25 = 1274$ MPa, $E_p = 190 \cdot 10^3$ MPa,

$A_{p1} = 140$ mm².

3. $\xi_{lim} = 0,45$, $\xi'_{lim} = 0,45$ (w obydwu strefach ciągną sprężające) – według tablicy 5–3.

4. $g_k = A_c \cdot \rho_c = 0,1761 \cdot 25,0 = 4,4$ kN/m,

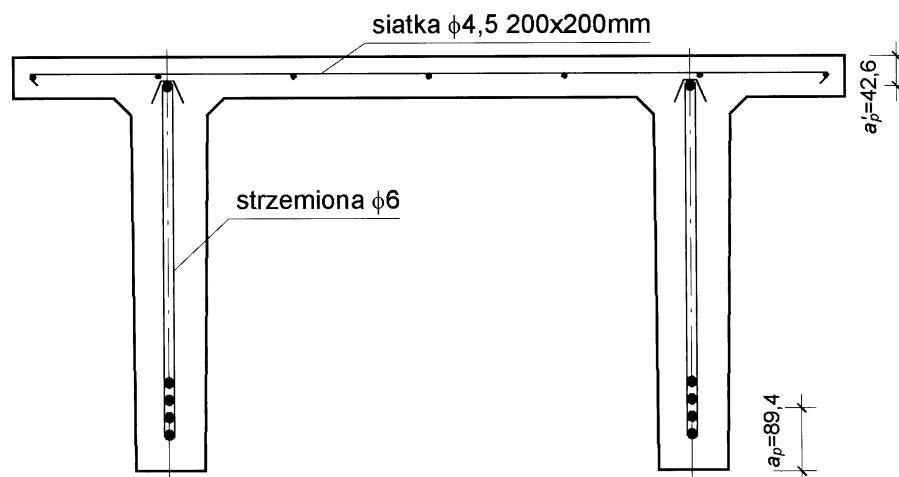
$M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 4,4 \cdot 14,9^2 = 122$ kNm,

$M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 4,4 + 1,15 \cdot 3,0 + 1,4 \cdot 10,0)14,9^2 = 625$ kNm,

$M(K_{s2}) = 0,125(4,4 + 3,0 + 0,9 \cdot 10,0)14,9^2 = 455$ kNm (przyjęto $\psi_1 = 0,9$ z tablicy 9.3 [N18]),

$M'_{sd} = M(K'_{u1}) = -0,5 \cdot 1,15 \cdot 4,4 \cdot 4,0^2 = -40,5$ kNm (założono możliwość przypadkowego podparcia elementu przy transporcie w odległości do 4,0 m od czoła).

5. Cięgna dolne wstępnie rozmieszczono z warunków minimalnych odstępów i otulenia według rys.14.2-2: $a_p = 0,0894$ m (założono wstępnie po 4 sploty w żebrach), a cięgna górne przyjęto wstępnie po jednym nad każdym żebrzem – z warunku minimum otulenia: $a'_p = c_{min} + \varnothing/2 = 0,035 + 0,0152/2 = 0,0426$ m.



Rys. 14.2-2

6. $m = \frac{-40,5}{625} = 0,0648$.
7. $\sigma_{pc} = \sigma'_{pc} = 0,8 \cdot 1770 - 400 = 1016$ MPa.
8. $h_z = (0,55 - 0,0894) - (0,55 - 0,0894 - 0,0426) \frac{0,0648 \cdot 1016}{1274 + 0,0648 \cdot 1016} = 0,440$ m.
9. $M(K_{u1}) = 625$ kNm,
 $625 \text{ kNm} < 33,3 \cdot 10^3 \cdot 1,195 \cdot 0,06(0,55 - 0,0894 - 0,0426) \frac{1274}{1274 + 0,0648 \cdot 1016} = 949 \text{ kNm}$.
10. $x = 0,440 - \sqrt{0,440^2 - \frac{2 \cdot 625}{33,3 \cdot 10^3 \cdot 1,195}} = 0,037$ m $< h'_f = 0,060$ m.
11. $A_p = \frac{33,3}{1274 + 0,0648 \cdot 1016} 1,195 \cdot 0,037 = 0,00110$ m² = 1100 mm².
15. Liczba cięgien dolnych
 $n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{1100}{140} = 7,86$, przyjęto 8 splotów siedmiodrutowych Y1770S7 Ø15,2 mm,
 po 4 sploty w każdym żebrze (a więc zgodnie z wstępnym założeniem).
 Rzeczywiste pole powierzchni przekroju splotów sprężających dolnych
 $A_p = nA_{p1} = 8 \cdot 140 = 1120$ mm²,
 czyli spełniono założenie: $a_p = 0,0894$ m.

16. Maksymalne siły sprężające w cięgnach dolnych:
 siła początkowa – $\max P_0 = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1586 \text{ kN}$,
 siła wstępna – $\max P_i = 0,75 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1487 \text{ kN}$,
 siła trwała – $\max P_t = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1289 \text{ kN}$.
 Wstępne oszacowanie strat: 11% początkowe + doraźne, 13% opóźnione,
 straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i = 0,11 \max P_0 = 0,11 \cdot 1586 = 174 \text{ kN}$,
 straty opóźnione $\sum \Delta P_t = 0,13 (\max P_0 - \sum \Delta P_0 - \sum \Delta P_i) = 0,13 (1586 - 174) = 183 \text{ kN}$.
 Możliwe do wykorzystania siły sprężające:
 siła wstępna $P_i = 1586 - 174 = 1412 \text{ kN} < \max P_i = 1487 \text{ kN}$,
 siła trwała $P_t = 1412 - 183 = 1186 \text{ kN} < \max P_t = 1289 \text{ kN}$.

17. Przekrój teowy (TT): $b_f = b_w = 0,21 \text{ m}$.

21. $M'_z = 1016 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} (0,55 - 0,0894 - 0,0426) - (-40,5) = 516 \text{ kNm}$.

22. $x' = (0,55 - 0,0426) - \sqrt{(0,55 - 0,0426)^2 - \frac{2 \cdot 516}{33,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21}} = 0,176 \text{ m}$,
 $0,176 \text{ m} < \xi'_{lm} (h - a'_p) = 0,45 (0,55 - 0,0426) = 0,228 \text{ m}$.

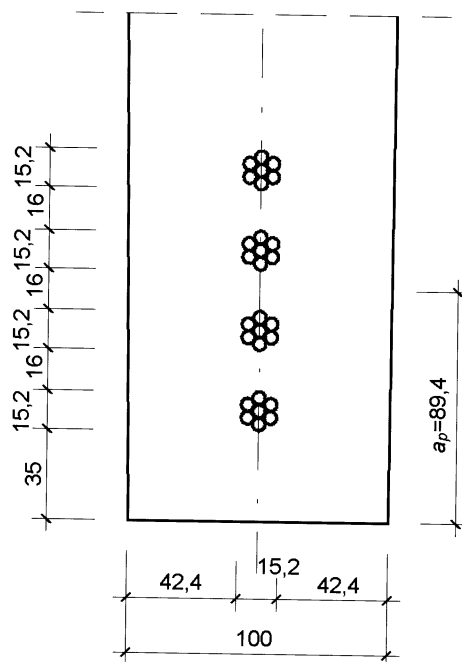
23. Liczba cięgien górnych:

$$A'_p = \frac{33,3}{1274} 0,21 \cdot 0,176 - \frac{1016}{1274} 1120 \cdot 10^{-6} = 0,00000729 \text{ m}^2 = 72,9 \text{ mm}^2; \text{ przyjęto}$$

konstrukcyjnie 2 spłoty siedmiodrutowe Y1770S7 $\varnothing 15,2 \text{ mm}$, po 1 splocie nad żebrem.

Rzeczywiste pole powierzchni przekroju spłotów sprężających górnych

$$A'_p = n A_{p1} = 2 \cdot 140 = 280 \text{ mm}^2, \quad a'_p = 0,0426 \text{ m (według rys.14.2-3)}.$$



Rys. 14.2-3

25. $A_c = 0,1761 \text{ m}^2$, $A_{cs} = 0,1833 \text{ m}^2$, $I_{cs} = 0,005642 \text{ m}^4$, $v_s = 0,3536 \text{ m}$, $v'_s = 0,1964 \text{ m}$,
 $W_c = 0,005207 : 0,3610 = 0,01442 \text{ m}^3$, $W'_c = 0,005207 : 0,1890 = 0,02755 \text{ m}^3$,
 $W_{cs} = 0,005642 : 0,3536 = 0,01595 \text{ m}^3$, $W'_{cs} = 0,005642 : 0,1964 = 0,02874 \text{ m}^3$,
 $e_p = 0,3610 - 0,0894 = 0,272 \text{ m}$, $e'_p = 0,1890 - 0,0426 = 0,146 \text{ m}$.

26. Maksymalne siły sprężające wciągach górnych:
 siła początkowa – $\max P'_0 = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} = 396 \text{ kN}$,
 siła wstępna – $\max P'_i = 0,75 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} = 372 \text{ kN}$,
 siła trwała – $\max P'_t = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} = 322 \text{ kN}$.
 Wstępne oszacowanie strat: 8% początkowe + doraźne, 10% opóźnione,
 straty początkowe i doraźne $\sum \Delta P'_0 + \sum \Delta P'_i = 0,08 \max P'_0 = 0,08 \cdot 396 = 32 \text{ kN}$,
 straty opóźnione $\sum \Delta P'_t = 0,10 (\max P'_0 - \sum \Delta P'_0 - \sum \Delta P'_i) = 0,10 (396 - 32) = 36 \text{ kN}$.
 Możliwe do wykorzystania siły sprężające:
 siła wstępna $P'_i = 396 - 32 = 364 \text{ kN} < \max P'_i = 372 \text{ kN}$,
 siła trwała $P'_t = 364 - 36 = 328 \text{ kN} > \max P'_t = 322 \text{ kN} \rightarrow P'_t = 322 \text{ kN}$.

27. $M_g = 0,125 \cdot 1,15 \cdot 4,4 \cdot 14,9^2 = 140 \text{ kNm}$,

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1 \cdot 1412 + 0,9 \cdot 364}{0,1761} + \frac{1,1 \cdot 1412 \cdot 0,272 + 0,9 \cdot 364 (-0,146)}{0,01442} - \frac{1,0 \cdot 140}{0,01595} = 27,8 \text{ MPa}$$

 $\sigma_{cc} = 27,8 \text{ MPa} < 0,7 f_{cm(3)} = 0,7 \cdot 40,6 = 28,4 \text{ MPa}$.

28.
$$P_{cr} = \frac{0,1761}{0,9 \cdot (0,01442 + 0,1761 \cdot 0,272)} \left[\left(455 - 4,1 \cdot 10^3 \cdot 0,01595 \right) \frac{0,01442}{0,01595} - \right. \\ \left. - 1,1 \cdot 322 \left(\frac{0,01442}{0,1761} - 0,146 \right) \right] = 1179 \text{ kN}$$
.

29. $P_{cr} = 1179 \text{ kN} < P'_t = 1186 \text{ kN}$ (wartość szacowana w kroku 16), a zatem warunek bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania dla dolnej krawędzi przekroju (przy założonym poziomie strat) jest spełniony.

32.
$$P'_{cr} = \frac{0,1761}{0,9 \cdot [0,02755 - 0,1761 (-0,146)]} \left\{ \left[-(-40,5) - 4,1 \cdot 10^3 \cdot 0,02874 \right] \frac{0,02755}{0,02874} + \right. \\ \left. + 1,1 \cdot 1229 \left(0,272 - \frac{0,02755}{0,1761} \right) \right\} = 299 \text{ kN}$$
.

33. $P'_{cr} = 299 \text{ kN} < P'_t = 322 \text{ kN}$ (wartość szacowana w p.26), a zatem warunek bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania dla górnej krawędzi przekroju (przy założonym poziomie strat) jest spełniony.

34. Obliczenie zbrojenia płyty:

– moment u nasady wspornika płyty

$$m_{sd} = -0,5 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 0,06 \cdot 0,140^2 - 0,5 \cdot \frac{17,45}{1,195} \cdot 0,140^2 = -0,160 \text{ kNm/m},$$

– moment ujemny w przekroju utwierdzenia płyty

$$m_{sd} = -\frac{1}{12} \cdot 0,595^2 \left(1,15 \cdot 25 \cdot 0,06 + \frac{17,45}{1,195} \right) = -0,482 \text{ kNm/m},$$

– moment przęsłowy

$$m_{sd} = \frac{1}{24} \cdot 0,595^2 \left(1,15 \cdot 25 \cdot 0,06 + \frac{17,45}{1,195} \right) = 0,241 \text{ kNm/m}.$$

– nośność płyty betonowej

$$m_{Rd} = f_{ctd} \cdot W_f = 1,47 \cdot 10^3 \cdot 0,292 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 = 1,545 \text{ kNm/m},$$

$$m_{sd} ([-0,160]; [-0,482]; 0,241) \text{ kNm/m} < m_{Rd} = 1,545 \text{ kNm/m} - \text{wystarcza zatem nośność samego betonu. Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne } \varnothing 4,5 \text{ co } 200 \text{ mm (według rys.14.2-3)}.$$

B. Sprawdzenie strat sprężania (procedura z tablicy 4-2)

1. Zestawienie danych z projektowania przekroju i założenia technologiczne

– z projektowania elementu:

$$A_p = 1120 \text{ mm}^2, A'_p = 280 \text{ mm}^2, A_{p1} = 140 \text{ mm}^2, e_p = 0,272 \text{ m}, e'_p = 0,146 \text{ m},$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}, E_p = 190 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \sigma_{p,lim} = 0,65 f_{pk} = 0,65 \cdot 1770 = 1151 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{pi,lim} = 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ MPa}, \sigma_{p0,lim} = 0,80 f_{pk} = 0,80 \cdot 1770 = 1416 \text{ MPa},$$

$$A_{cs} = 0,1833 \text{ m}^2, I_{cs} = 0,005642 \text{ m}^4, E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \text{ MPa}, l = 14,98 \text{ m},$$

$$M_g = 0,125 \cdot 4,4 \cdot 14,9^2 = 122 \text{ kNm}, M_{Ag} = 0,125 \cdot 3,0 \cdot 14,9^2 = 83 \text{ kNm}, P_{cr} = 1179 \text{ kN},$$

– założono do obliczania strat:

$L = 50,0$ m (długość toru naciągowego dla trzech form), $a_{0sl} = 3$ mm,

$u = 2(b'_f - b_w) + 4(h - h'_f) + 2h'_f = 2(1,195 - 0,21) + 4(0,55 - 0,06) + 2 \cdot 0,06 = 4,05$ m,

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,1761}{4,05} = 0,087 \text{ m} = 87 \text{ mm},$$

– pełzanie do chwili sprężenia ($t_0 = 3$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika A normy [N1]

$$\beta_c(\infty, t_0) = 1,$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,10 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \sqrt[3]{87}} \left(\frac{35}{58} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{58} \right)^{0,2} = 1,190,$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{58}} = 2,206, \quad \beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 3^{0,20}} = 0,743,$$

$$\phi_c(\infty, t_0) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(\infty, t_0) = 1,190 \cdot 2,206 \cdot 0,743 \cdot 1,0 = 1,951,$$

– skurcz w chwili sprężenia ($t_0 = 3$ dni, $RH = 80\%$) według załącznika B normy [N1]:

$$\beta_{ds}(\infty, t_0) = 1, \quad \beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,756, \quad \beta_{sc} = 5,$$

$$\varepsilon_{csd, \infty} = [160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})] 10^{-6} \beta_{RH} = [160 + 5 \cdot (90 - 58)] 10^{-6} \cdot 0,756 = 0,00024,$$

$$\varepsilon_{csd} = \varepsilon_{csd, \infty} \beta_{ds}(\infty, t_0) = 0,00024 \cdot 1 = 0,00024,$$

$$\varepsilon_{csa, \infty} = 2,5(f_{ck} - 10) 10^{-6} = 2,5(50 - 10) 10^{-6} = 0,0001, \quad \beta_{as}(\infty) = 1,$$

$$\varepsilon_{csa} = \varepsilon_{csa, \infty} \beta_{as}(\infty) = 0,0001 \cdot 1 = 0,0001,$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{csd} + \varepsilon_{csa} = 0,00024 + 0,0001 = 0,00034,$$

– pełzanie po przyłożeniu dodatkowego obciążenia stałego Δg ($t_1 = 60$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika A normy [N1]:

$$\beta_c(\infty, t_1) = 1,$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{58}} = 2,206, \quad \beta(t_1) = \frac{1}{0,1 + t_1^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 60^{0,20}} = 0,422,$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,10 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \sqrt[3]{87}} \left(\frac{35}{58} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{58} \right)^{0,2} = 1,190,$$

$$\phi_c(\infty, t_1) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_1) \beta_c(\infty, t_1) = 1,190 \cdot 2,206 \cdot 0,422 \cdot 1,0 = 1,190,$$

– klasa relaksacji stali sprężającej – 2 (zgodnie z krokiem A.2),

– okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton 4 dni, $t_p \approx 100$ godz.,

$$\alpha_e = \frac{190}{37} = 5,135, \quad \rho_p = \frac{(11,2 + 2,8) \cdot 10^{-4}}{0,1833} = 0,0076.$$

$$2. \quad P_{pr0} = \max P_{pr0} = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1586 \text{ kN}.$$

$$3. \quad \Delta P_{0,sl} = \frac{0,003}{50,0} 190 \cdot 10^6 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 13 \text{ kN}.$$

$$4. \quad P_{pr0} - \Delta P_{0,sl} = 1586 - 13 = 1573 \text{ kN}.$$

$$5. \quad \sigma_{p0} = \frac{1573 \cdot 10^{-3}}{11,2 \cdot 10^{-4}} = 1405 \text{ MPa, dla } \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}} = \frac{1405}{1770} = 0,79 \rightarrow \delta = 4,2\%,$$

$$\Delta \sigma_{pr1000} = 0,042 \cdot 1405 = 59 \text{ MPa},$$

$$\text{dla } t_p = 100 \text{ godz.} \rightarrow \delta_t = 55\%,$$

$$\Delta \sigma_{prt} = 0,55 \cdot 59 = 32,4 \text{ MPa, } \Delta P_{0r} = 32,4 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 36 \text{ kN}.$$

7. Nie występują straty od wpływów termicznych (naturalne dojrzewanie).

$$8. \quad P_0 = 1586 - 13 - 36 = 1537 \text{ kN.}$$

$$9. \quad e_{pp} = \frac{11,2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,272 + 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot (-0,146)}{11,2 \cdot 10^{-4} + 2,8 \cdot 10^{-4}} = 0,188 \text{ m,}$$

$$g = 5,135 \cdot 0,0076 \left(1 + \frac{0,188^2 \cdot 0,1833}{0,005642} \right) = 0,084, \quad \Delta P_{ic} = \frac{0,084}{1 + 0,084} 1537 = 119 \text{ kN.}$$

$$10. \quad P_{I(1)} = 1537 - 119 = 1417 \text{ kN, } P_{I(2)} = \max P_I = 1328 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1487 \text{ kN.}$$

$$11. \quad P_{I(1)} = 1417 \text{ kN} < P_{I(2)} = 1487 \text{ kN,}$$

$$P_I = P_{I(1)} = 1417 \text{ kN,}$$

– całkowite straty początkowe i doraźne wynoszą:

$$(1586 - 1417) / 1586 = 0,107 \approx 0,110 \text{ (założone w kroku A.16).}$$

$$12. \quad \sigma_{cg} = -\frac{122 \cdot 10^{-3} \cdot 0,188}{0,005642} = -4,07 \text{ MPa, } \sigma_{c\Delta g} = -\frac{83 \cdot 10^{-3} \cdot 0,188}{0,005642} = -2,774 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_{cpl} = \frac{1,417}{0,1833} + \frac{1,417 \cdot 0,188^2}{0,005642} = 16,6 \text{ MPa.}$$

$$13. \quad \sigma_{pl} = \frac{1417 \cdot 10^{-3}}{11,2 \cdot 10^{-4}} = 1266 \text{ MPa, dla } \frac{\sigma_{pl}}{f_{pk}} = \frac{1266}{1770} = 0,71 \rightarrow \delta = 2,5 \%,$$

$$\Delta \sigma_{pr1000} = 0,025 \cdot 1266 = 31,6 \text{ MPa,}$$

$$\Delta \sigma_{pr\infty} = 2 \cdot 31,6 = 63,3 \text{ MPa, } \Delta \sigma_{pr(\infty-t)} = 63,3 - 32,4 = 30,8 \text{ MPa.}$$

$$14. \quad \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,34 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 30,8 + 5,135 \cdot 1,951 (16,6 - 4,07) + 5,135 \cdot 1,109 (-2,774)}{1 + 5,135 \cdot 0,0076 \left(1 + \frac{0,1833}{0,005642} 0,188^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 1,951)} = 162 \text{ MPa.}$$

$$15. \quad P_{II(1)} = 1417 - 162 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1236 \text{ kN, } P_{II(2)} = P_{I,max} = 1151 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} = 1289 \text{ kN.}$$

$$16. \quad P_{II(1)} = 1236 \text{ kN} < P_{II(2)} = 1289 \text{ kN, } P_{II(1)} = 1236 \text{ kN} > P_{cr} = 1179 \text{ kN} - \text{czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego zarysowania jest spełniony, a zatem}$$

$$P_I = P_{II(1)} = 1236 \text{ kN,}$$

– całkowite straty opóźnione wynoszą:

$$(1417 - 1236) / 1417 = 0,128 \approx 0,13 \text{ (założone w kroku A.16).}$$

$$17. \quad P_{pr(1)} = 1586 \frac{140}{1120} = 198 \text{ kN.}$$

$$18. \quad \Delta L = \frac{1586 \cdot 10^{-3}}{190 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4}} 50 = 0,373 \text{ m.}$$

19. Informacje wykonawcze dotyczące sprężenia:

– sploty siedmiodrutowe Y1770S7 Ø15,2 mm, klasa relaksacji – 2 według [N1],

– siła przy kotwieniu splotu: 198 kN,

– wydłużenie splotu na torze o długości 50 m: $\Delta L = 373 \text{ mm}$,

– sprężenie przekazane na beton po 3 dniach naturalnego dojrzewania w wilgotnych warunkach.

C. Sprawdzenie ugięć

Założone ograniczenia:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{200} = \frac{14,9}{200} = 0,074 \text{ m, } a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{14,9}{400} = 0,037 \text{ m, } a_{k,lim} = \frac{l_{eff}}{500} = \frac{14,9}{500} = 0,03 \text{ m.}$$

Szttywność na zginanie:

– przy obciążeniu krótkotrwałym $B_0 = E_{cm} I_{cs} = 37 \cdot 10^3 \cdot 0,005642 = 209 \text{ MNm}^2$,

– przy obciążeniu ciężarem własnym g i siłą sprężającą

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_0)} = \frac{37 \cdot 10^3}{1 + 1,951} = 12685 \text{ MPa, } B_t = E_{c,eff} I_{cs} = 12,7 \cdot 10^3 \cdot 0,005642 = 72 \text{ MNm}^2,$$

– przy dodatkowym obciążeniu stałym Δg i części długotrwałej obciążenia

zmiennego $\psi_2 q$, przyłożonych po 60 dniach do elementu w środowisku wilgotnym

$$E'_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_1)} = \frac{37 \cdot 10^3}{1 + 1,190} = 17544 \text{ MPa, } B'_t = E'_{c,eff} I_{cs} = 17,5 \cdot 10^3 \cdot 0,005642 = 99 \text{ MNm}^2,$$

– ugięcie od ciężaru własnego – doraźne

$$a_{gi} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,4 \cdot 14,9^4}{209 \cdot 10^3} = 0,014 \text{ m},$$

– ugięcie od ciężaru własnego – długotrwałe

$$a_{gt} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,4 \cdot 14,9^4}{72 \cdot 10^3} = 0,040 \text{ m},$$

– ugięcie od sprężenia – doraźne

$$a_{pi} = \frac{(-1,1P_{te_p} + 0,9P_{te_p}') l_{eff}^2}{8B_0} = \frac{(-1,1 \cdot 1417 \cdot 0,272 + 0,9 \cdot 364 \cdot 0,146) 14,9^2}{8 \cdot 209 \cdot 10^3} = -0,050 \text{ m},$$

– ugięcie od sprężenia – długotrwałe

$$a_{pt} = \frac{(-0,9P_{te_p} + 1,1P_{te_p}') l_{eff}^2}{8B_t} = \frac{(-0,9 \cdot 1236 \cdot 0,272 + 1,1 \cdot 322 \cdot 0,146) 14,9^2}{8 \cdot 72 \cdot 10^3} = -0,097 \text{ m},$$

– ugięcie od dodatkowych obciążeń stałych i zmiennych długotrwałych

$$a_{st} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(\Delta g_k + \psi_2 q_k) l_{eff}^4}{B_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3,0 + 0,6 \cdot 10,0) 14,9^4}{99 \cdot 10^3} = 0,058 \text{ m},$$

– ugięcie od obciążeń zmiennych krótkotrwałych

$$a_{ki} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1 - \psi_2) q_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1 - 0,6) 10,0 \cdot 14,9^4}{209 \cdot 10^3} = 0,012 \text{ m}.$$

Sprawdzenie wartości dopuszczalnych:

– ugięcie odwrotne

$$a' = a_{gi} + a_{pi} = 0,014 - 0,050 = -0,036 \text{ m},$$

$$|a'| = 0,036 \text{ m} < a'_{lim} = 0,074 \text{ m},$$

– ugięcie maksymalne

$$a = a_{gt} + a_{pt} + a_{st} + a_{ki} = 0,040 - 0,097 + 0,058 + 0,012 = 0,013 \text{ m},$$

$$a = 0,013 \text{ m} < a_{lim} = 0,037 \text{ m},$$

– ugięcie chwilowe

$$a_{ki} = 0,012 \text{ m} < a_{k,lim} = 0,030 \text{ m}.$$

D. Projektowanie strzemion (procedura z tablicy 7-6)

2. Trasa prostoliniowa cięgien, bez odgięć i kotwienia wgłębnego.

3. Do sprawdzenia przyjęto przekrój w odległości $x = h = 0,55 \text{ m}$ od czoła elementu.

4. $K_{u1} = 1,15 \cdot 4,4 + 3,45 + 14,0 = 22 \text{ kN}$, $V_{Sd} = V(K_{u1}) = 22(0,5 \cdot 14,9 - 0,55) = 155 \text{ kN}$.

5. Dla splotu w betonie klasy B60 $\rightarrow \beta_p = 50$ (wg tablicy 7-7),
dla $\emptyset = 15,2 \text{ mm} \rightarrow l_{bp} = 50 \cdot 15,2 \cdot 10^{-3} = 0,760 \text{ m}$.

6. dla $x = 0,55 \text{ m} < l_{bp} = 0,76 \text{ m}$

$$P_x = 1236 \left(1 - \left(1 - \frac{0,55}{0,76} \right)^3 \right) = 1210 \text{ kN}.$$

8. $d = h - a_p = 0,55 - 0,0894 = 0,461 \text{ m}$, $k = 1,6 - d \geq 1$, $k = 1,6 - 0,461 = 1,139 > 1$,

$$b_w = 0,21 \text{ m}, \quad \rho_L = \frac{A_p}{b_w \cdot d} \leq 0,02, \quad \rho_L = \frac{11,2 \cdot 10^{-4}}{0,21 \cdot 0,461} = 0,0116 < 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,9P_t}{A_{cs}} = \frac{0,9 \cdot 1236 \cdot 10^{-3}}{0,1833} = 6,07 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 33,3 = 6,66 \text{ MPa},$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,139 \cdot 1,93 \cdot 10^3 (1,2 + 40 \cdot 0,0116) + 0,15 \cdot 6,07 \cdot 10^3] 0,21 \cdot 0,461 = 212 \text{ kN}.$$

9. $V_{Sd} = 155 \text{ kN} < V_{Rd1} = 212 \text{ kN}$ – wymagane tylko zbrojenie konstrukcyjne.

10. $z \approx 0,9d = 0,9 \cdot 0,461 = 0,415 \text{ m}$, $\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{58}{250} \right) = 0,461$,

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,461 \cdot 33,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21 \cdot 0,415 = 696 \text{ kN},$$

$$V_{Sd} = 155 \text{ kN} < V_{Rd2} = 696 \text{ kN} \text{ – warunek spełniony.}$$

12. Przyjęto 2 strzemiona dwucięte o średnicy $\varnothing_s = 6 \text{ mm}$, stal A-I, St3S

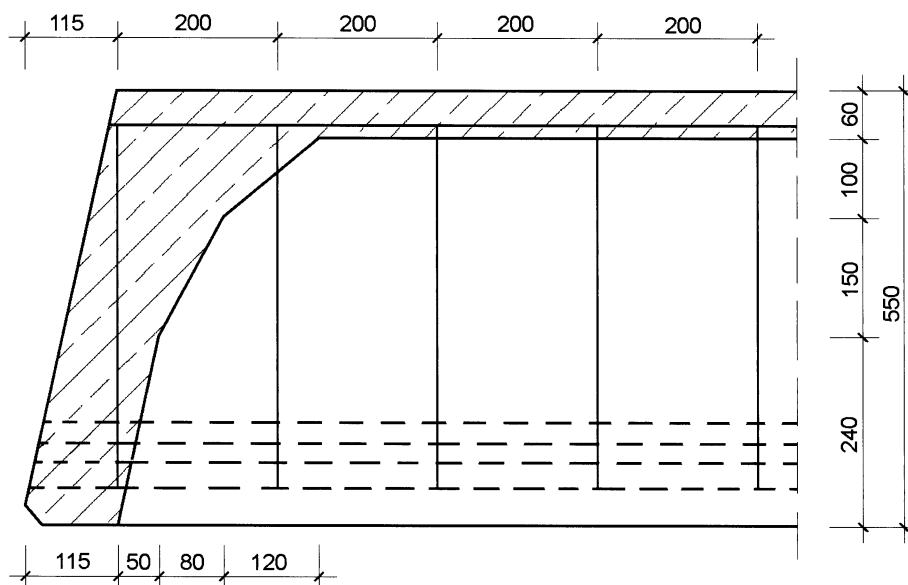
$$A_{sw1} = 4 \frac{\pi \varnothing_s^2}{4} = 4 \frac{\pi \cdot 0,006^2}{4} = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad f_{yw1} = 240 \text{ MPa}, \quad f_{ywd1} = 210 \text{ MPa}.$$

13. Wymagania konstrukcyjnego rozmieszczenia strzemion:

$$s_{max} = 0,75 d \leq 0,40 \text{ m}, \quad s_{max} = 0,75 \cdot 0,461 = 0,345 \text{ m} \rightarrow s_{max} = 0,345 \text{ m},$$

przyjęto rozstaw strzemion $s_1 = 0,20 \text{ m}$ (z uwagi na niewielką grubość ścianki).

Strzemiona rozmieścić konstrukcyjnie w rozstawie 0,20 m na całej długości elementu (według rys.14.2-4).



Rys. 14.2-4

E. Sprawdzenie warunków stanów granicznych

1. Stan graniczny złamania:

a) w sytuacji początkowej:

$$\sigma_{pc} = 0,75 \cdot f_{pk} - 400 = 0,75 \cdot 1770 - 400 = 927,5 \text{ MPa},$$

$$A'_{cc} = \frac{1}{f_{cd}} (\sigma_{pc} A_p + f_{pd} A'_p) = \frac{1}{33,3} (927,5 \cdot 1,120 \cdot 10^{-3} + 1274 \cdot 0,280 \cdot 10^{-3}) = 0,0419 \text{ m}^2,$$

$$x' = \frac{A'_{cc}}{b_w} = \frac{0,0419}{0,21} = 0,200 \text{ m}, \quad \xi' = \frac{0,200}{0,55 - 0,0426} = 0,393 < \xi'_{lim} = 0,45, \quad x_0 = \frac{0,042}{2} = 0,021 \text{ m},$$

- warunek nośności granicznej:

$$f_{pd} A'_p (h - a'_p - x'_0) \geq M'_{Sd} + \sigma_{pc} A_p (x'_0 - a_p),$$

$$f_{pd} A'_p (h - a'_p - x'_0) = 1274 \cdot 10^3 \cdot 0,280 \cdot 10^{-4} (0,55 - 0,0426 - 0,100) = 145 \text{ kNm},$$

$$M'_{Sd} + \sigma_{pc} A_p (x'_0 - a_p) = 40,5 + 927,5 \cdot 10^3 \cdot 1,12 \cdot 10^{-4} (0,100 - 0,0894) = 51 \text{ kNm},$$

145 kNm > 51 kNm, czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego złamania w sytuacji początkowej jest spełniony,

b) w sytuacji trwałej:

$$\sigma_{pc} = 0,65 \cdot f_{pk} - 400 = 0,65 \cdot 1770 - 400 = 750,5 \text{ MPa},$$

$$A_{cc} = \frac{1}{f_{cd}} (f_{pd} A_p + \sigma_{pc} A'_p) = \frac{1}{33,3} (1274 \cdot 1120 \cdot 10^{-3} + 750,5 \cdot 0,280 \cdot 10^{-3}) = 0,0492 \text{ m}^2,$$

$$x = \frac{A_{cc}}{b'_f} = \frac{0,0492}{1,195} = 0,041 \text{ m} < h'_f = 0,060 \text{ m} - \text{strefa ściskana w półce górnej},$$

$$\xi = \frac{0,041}{0,55 - 0,0894} = 0,09 < \xi_{lim} = 0,45, \quad x_0 = \frac{0,041}{2} = 0,0205 \text{ m},$$

– warunek nośności granicznej:

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) \geq M(K_{u1}) + \sigma_{pc} A'_p (x_0 - a'_p),$$

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) = 1274 \cdot 10^3 \cdot 11,2 \cdot 10^{-4} (0,55 - 0,0894 - 0,0205) = 628 \text{ kNm},$$

$$M(K_{u1}) + \sigma_{pc} A'_p (x_0 - a'_p) = 625 + 927,5 \cdot 10^3 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} (0,0205 - 0,0426) = 619 \text{ kNm},$$

628 kNm > 619 kNm – czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego złamania w sytuacji trwałej jest spełniony.

2. Stan graniczny zarysowania:

a) w sytuacji początkowej:

– w chwili przekazania sprężenia – przekrój końcowy

$$l_{bp} = 0,760 \text{ m}, \quad l_p = \sqrt{l_{bp}^2 + d^2} = \sqrt{0,760^2 + 0,461^2} = 0,889 \text{ m},$$

$$M'_{cr} = W'_{cs} \left(\frac{1,1P_t + 0,9P'_t}{A_c} - \frac{1,1P_t e_p + 0,9P'_t e'_p}{W'_c} + 0,7f_{ctm} \right) =$$

$$= 0,02874 \cdot \left(\frac{1,1 \cdot 1417 + 0,9 \cdot 364}{0,1761} - \frac{1,1 \cdot 1417 \cdot 0,272 + 0,9 \cdot 364 \cdot 0,146}{0,02755} + 0,7 \cdot 4,1 \cdot 10^3 \right) =$$

$$= -2,1 \text{ kNm (niewielkie rozciąganie górnej krawędzi)},$$

$$M_g(l_p) = 0,5gl_p(l - l_p) = 0,5 \cdot 4,4 \cdot 0,889(14,98 - 0,889) = 27,6 \text{ kNm},$$

$$M'_{cr} = -2,1 \text{ kNm} < M_g(l_p) = 27,6 \text{ kNm} - \text{warunek spełniony, bowiem moment zginający od ciężaru własnego}$$

w przekroju na końcu strefy zaburzeń redukuje niekorzystny w tej sytuacji wpływ sprężenia,

– w stadium transportu – dla $M'_s = 40,5/1,15 = 35,2 \text{ kNm}$

$$M'_{cr} = W'_{cs} \left(\frac{1,1P_t + 0,9P'_t}{A_c} - \frac{1,1P_t e_p + 0,9P'_t e'_p}{W'_c} + f_{ctm} \right) =$$

$$= 0,02874 \left(\frac{1,1 \cdot 1236 + 0,9 \cdot 322}{0,1761} - \frac{1,1 \cdot 1236 \cdot 0,272 + 0,9 \cdot 322 \cdot (-0,146)}{0,02755} + 4,1 \cdot 10^3 \right) = 45,4 \text{ kNm},$$

$$M'_{cr} = 45,4 \text{ kNm} > M'_s = 35,2 \text{ kNm}, \text{ czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego zarysowania}$$

w stadium transportu jest również spełniony.

b) w sytuacji trwałej:

$$M_{cr} = W_{cs} \left(\frac{0,9P_t + 1,1P'_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p + 1,1P'_t e'_p}{W_c} + f_{ctm} \right) =$$

$$= 0,01595 \left(\frac{0,9 \cdot 1236 + 1,1 \cdot 322}{0,1761} + \frac{0,9 \cdot 1236 \cdot 0,272 + 1,1 \cdot 322 \cdot (-0,146)}{0,01442} + 4,1 \cdot 10^3 \right) = 475 \text{ kNm},$$

$$M_{cr} = 475 \text{ kNm} > M(K_{s2}) = 455 \text{ kNm}, \text{ czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego zarysowania}$$

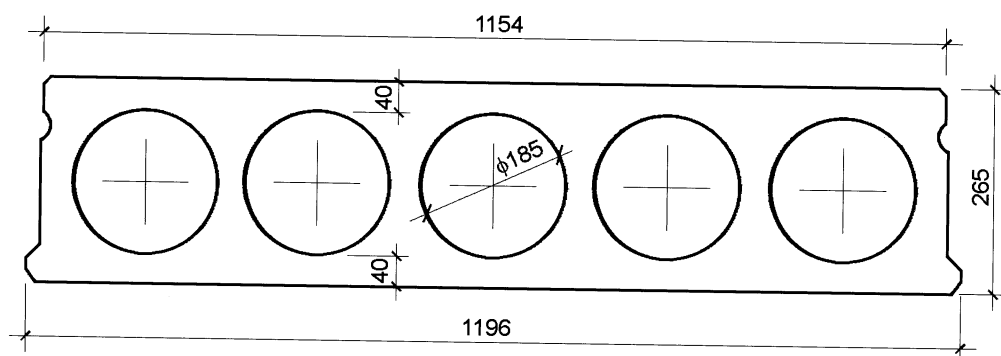
w sytuacji trwałej jest spełniony.

14.3. Przykład projektowania strunobetonowej płyty kanałowej

Temat: Zaprojektować strunobetonową płytę kanałową stropu przemysłowego, swobodnie podpartą na belkach o rozstawie 9,0 m. Płyta przeznaczona dla pomieszczeń o wilgotnych procesach technologicznych. Przekrój płyty narzucony – rysunek 14.3-1.

Ugięcia ograniczone następująco:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{200} , \quad a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} , \quad a_{k,lim} = \frac{l_{eff}}{800} .$$



Rys. 14.3-1.

A. Projektowanie przekroju – dobór cięgien sprężających (procedura z tablicy 7-3)

1. Dane początkowe

Obciążenia:

- obciążenia stałe (Δg)
- obciążenie zmienne (q) – w tym 60% obciążeń długotrwałych

Razem:

F_k [kN/m]	γ	F_d [kN/m]
3,0	1,15	3,45
8,0	1,40	11,20
11,0		14,65

Uwaga: współczynniki obciążeń przyjęto wg EN 1990 [N13] – Tablica A1.2(A).

Długość elementu: $l = 8,98$ m.

Rozpiętość w osiach podpór: $l_{eff} = 8,90$ m.

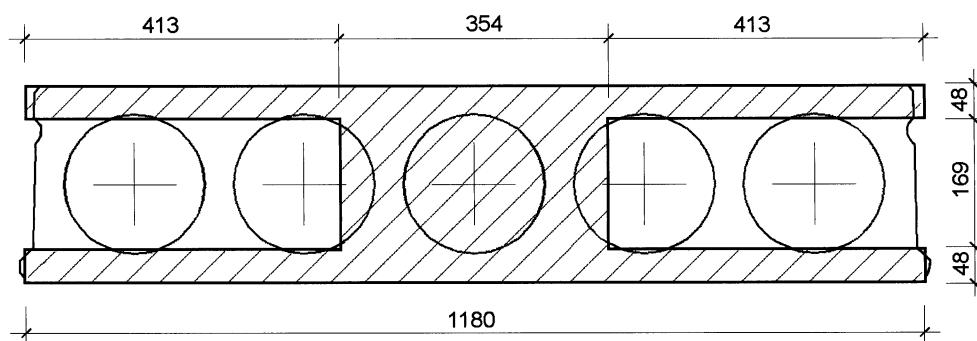
Dane technologiczne:

- warunki dojrzewania: wilgotne – RH = 80%,
- warunki technologiczne: okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton – 4 dni, sprężenie po 3 dniach dojrzewania betonu, sprężenie prostoliniowe na torze naciągowym,
- warunki użytkowania: strop przemysłowy – przyjęto (w nawiązaniu do EN 1990 [N13] – Tabl. A1.1) $\psi_1 = 0,9$; $\psi_2 = 0,6$,
- klasa ekspozycji XC3 (środowisko wilgotne wewnątrz budynku),
- kategoria rysoodporności (1b) – pełne sprężenie,
- przyłożenie dodatkowych obciążeń stałych Δg i długotrwałej części obciążeń zmiennych $\psi_2 q$ – po 60 dniach.

Charakterystyka geometryczna obliczeniowego przekroju poprzecznego (rys.14.3-2):

$b_f = b'_f = 1,180$ m, $h = 0,265$ m, $h_f = h'_f = 0,048$ m, $b_w = 0,354$ m,

$A_c = 0,1728$ m², $v = v' = 0,1325$ m, $I_c = 0,001495$ m⁴.



Rys.14.3-2

2. Materiały

Beton B50: $f_{cd} = 26,7$ MPa, $f_{ck} = 40,0$ MPa, $f_{ctm} = 3,5$ MPa, $f_{ctk} = 2,5$ MPa,

$f_{ctd} = 1,67$ MPa, $f_{cm} \equiv f_{ck} + 8 = 48,0$ MPa, $E_{cm} = 35 \cdot 10^3$ MPa, $\rho_c = 25$ kN/m³,

z badań wiadomo: po 3 dniach $f_{cm(3)} \equiv 0,7 f_{cm} = 33,6$ MPa.

Stal sprężająca: sploty siedmiodrutowe Y1860S7 Ø12,5 mm,

klasa relaksacji – 2, według [N1],

$f_{pk} = 1860$ MPa, $f_{pd} = 0,9 f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1860 / 1,25 = 1339$ MPa, $E_p = 190 \cdot 10^3$ MPa, $A_{p1} = 93$ mm².

3. $\xi_{lim} = 0,43$, $\xi'_{lim} = 0,43$ (wstępnie założono również cięgna górą) – według tablicy 5-3.

4. $g_k = A_c \cdot \rho_c = 0,1728 \cdot 25,0 = 4,3$ kN/m,

$$M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 4,3 \cdot 8,9^2 = 43 \text{ kNm},$$

$$M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 4,3 + 1,15 \cdot 3,0 + 1,4 \cdot 8,0)8,9^2 = 194 \text{ kNm},$$

$$M(K_{s2}) = 0,125(4,3 + 3,0 + 0,9 \cdot 8,0)8,9^2 = 144 \text{ kNm}.$$

5. Cięgna wstępnie rozmieszczono z warunku minimalnego otulenia: $a_p = a'_p = 0,036$ m,

6. $m = 0$ – nie przewiduje się wystąpienia ujemnego momentu transportowego.

7. $\sigma_{pc} = \sigma'_{pc} = 0,8 \cdot 1860 - 400 = 1088$ MPa.

$$8. \quad h_z = (0,265 - 0,036) = 0,229 \text{ m.}$$

$$9. \quad M(K_{u1}) = 194 \text{ kNm} < 26,7 \cdot 10^3 \cdot 1,180 \cdot 0,048(0,265 - 0,036 - 0,036) = 290 \text{ kNm.}$$

$$10. \quad x = 0,229 - \sqrt{0,229^2 - \frac{2 \cdot 194}{26,7 \cdot 10^3 \cdot 1,180}} = 0,029 \text{ m} < h'_f = 0,048 \text{ m.}$$

$$11. \quad A_p = \frac{26,7}{1339} 1,180 \cdot 0,029 = 0,000676 \text{ m}^2 = 676 \text{ mm}^2.$$

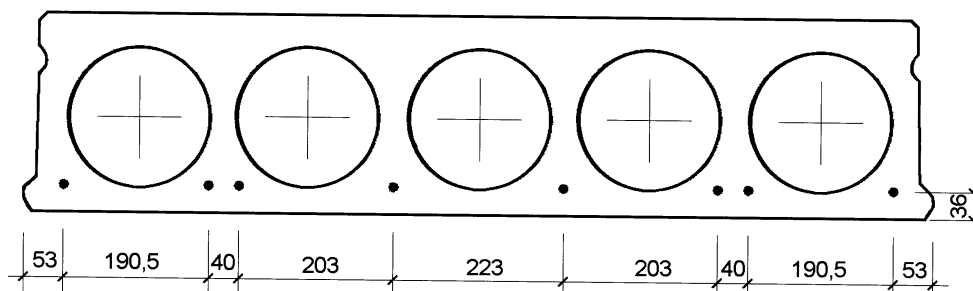
15. Liczba cięgien dolnych

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{676}{93} = 7,27, \text{ przyjęto 8 splotów siedmiodrutowych Y1860S7 } \varnothing 12,5 \text{ mm.}$$

Rzeczywiste pole powierzchni przekroju splotów sprężających dolnych

$$A_p = nA_{p1} = 8 \cdot 93 = 744 \text{ mm}^2, \text{ czyli spełniono założenie: } a_p = 0,036 \text{ m.}$$

Rozmieszczenie splotów podano na rysunku 14.3-3.



Rys. 14.3-3

16. Maksymalne siły sprężające w cięgnach dolnych:

$$\text{siła początkowa} - \max P_0 = 0,80 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 1107 \text{ kN,}$$

$$\text{siła wstępna} - \max P_i = 0,75 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 1038 \text{ kN,}$$

$$\text{siła trwała} - \max P_t = 0,65 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 899 \text{ kN.}$$

Wstępne oszacowanie strat: 8% początkowe + doraźne, 13% opóźnione,

$$\text{straty początkowe i doraźne } \sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i = 0,08 \max P_0 = 0,08 \cdot 1107 = 89 \text{ kN,}$$

$$\text{straty opóźnione } \sum \Delta P_t = 0,13 (\max P_0 - \sum \Delta P_0 - \sum \Delta P_i) = 0,13 (1107 - 89) = 132 \text{ kN.}$$

Możliwe do wykorzystania siły sprężające:

$$\text{siła wstępna } P_i = 1107 - 89 = 1018 \text{ kN} < \max P_i = 1038 \text{ kN,}$$

$$\text{siła trwała } P_t = 1018 - 132 = 886 \text{ kN} < \max P_t = 899 \text{ kN.}$$

17. $M'_{sd} = 0 \text{ kNm,}$

$$M'_{sd} < (26,7 \cdot 10^3 \cdot 1,180 \cdot 0,048 - 1088 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4})(0,265 - 0,036 - 0,036) = 134 \text{ kNm.}$$

$$18. \quad M'_z = 1088 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} (0,265 - 0,036 - 0,036) = 156 \text{ kNm.}$$

$$19. \quad x' = (0,265 - 0,036) - \sqrt{(0,265 - 0,036)^2 - \frac{2 \cdot 156}{26,7 \cdot 10^3 \cdot 1,180}} = 0,023 \text{ m,}$$

$$0,023 \text{ m} < \xi'_{lim} (h - a'_p) = 0,43 (0,265 - 0,036) = 0,098 \text{ m.}$$

$$20. \quad A'_p = \frac{1}{1339} (26,7 \cdot 1,180 \cdot 0,023 - 1088 \cdot 744 \cdot 10^{-6}) < 0 - \text{sploty górne obliczeniowo zbędne.}$$

$$25. \quad A_c = 0,1728 \text{ m}^2, A_{cs} = 0,1768 \text{ m}^2, I_{cs} = 0,001531 \text{ m}^4, v_s = 0,1303 \text{ m, } v'_s = 0,1347 \text{ m,}$$

$$W_c = W'_c = 0,001495 : 0,1325 = 0,01128 \text{ m}^3, W_{cs} = 0,001531 : 0,1303 = 0,01175 \text{ m}^3,$$

$$W'_{cs} = 0,001531 : 0,1347 = 0,01137 \text{ m}^3, e_p = 0,1325 - 0,036 = 0,0965 \text{ m.}$$

$$27. M_g = 0,125 \cdot 1,15 \cdot 4,3 \cdot 8,9^2 = 49 \text{ kNm},$$

$$\sigma_{cc} = \frac{1,1 \cdot 1018}{0,1728} + \frac{1,1 \cdot 1018 \cdot 0,0965}{0,01128} - \frac{1,0 \cdot 49}{0,01175} = 12 \text{ MPa} < 0,7 f_{cm(3)} = 0,7 \cdot 33,6 = 23,5 \text{ MPa}.$$

$$28. P_{cr} = \frac{0,1728}{0,9 \cdot (0,01128 + 0,1728 \cdot 0,0965)} \left[(144 - 3,5 \cdot 10^3 \cdot 0,01175) \frac{0,01128}{0,01175} \right] = 677 \text{ kN}.$$

29. $P_{cr} = 677 \text{ kN} < P_t = 886 \text{ kN}$ (wartość szacowana w kroku 16), a zatem warunek bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania dla dolnej krawędzi przekroju (przy założonym poziomie strat) jest spełniony.

B. Sprawdzenie strat sprężania (procedura z tablicy 4-2)

1. Zestawienie danych z projektowania przekroju i założenia technologiczne

– z projektowania elementu:

$$A_p = 744 \text{ mm}^2, A_{p1} = 93 \text{ mm}^2, e_p = 0,0965 \text{ m},$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}, E_p = 190 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \sigma_{p,lim} = 0,65 f_{pk} = 0,65 \cdot 1860 = 1209 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{pl,lim} = 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}, \sigma_{p0,lim} = 0,80 f_{pk} = 0,80 \cdot 1860 = 1488 \text{ MPa},$$

$$A_{cs} = 0,1768 \text{ m}^2, I_{cs} = 0,001531 \text{ m}^4, E_{cm} = 35 \cdot 10^3 \text{ MPa}, l = 8,98 \text{ m},$$

$$M_g = 0,125 \cdot 4,3 \cdot 8,9^2 = 43 \text{ kNm}, M_{Ag} = 0,125 \cdot 3,0 \cdot 8,9^2 = 30 \text{ kNm}, P_{cr} = 677 \text{ kN},$$

– założono do obliczania strat:

$$L = 50,0 \text{ m (długość toru naciągowego)}, a_{0sl} = 3 \text{ mm},$$

$$u = 2(b_f + h) = 2(1,180 + 0,265) = 2,89 \text{ m}, h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,1728}{2,89} = 0,120 \text{ m} = 120 \text{ mm},$$

– pełzanie w chwili sprężenia ($t_0 = 3$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika A normy [N1]:

$$\beta_c(\infty, t_0) = 1,$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,10 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \sqrt[3]{120}} \left(\frac{35}{48} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{48} \right)^{0,2} = 1,244, \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,425,$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 3^{0,20}} = 0,743,$$

$$\phi_c(\infty, t_0) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(\infty, t_0) = 1,244 \cdot 2,425 \cdot 0,743 \cdot 1 = 2,242,$$

– skurcz w chwili sprężenia ($t_0 = 3$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika B normy [N1]:

$$\beta_{ds}(\infty, t_0) = 1, \beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,756, \beta_{sc} = 5,$$

$$\varepsilon_{csd,\infty} = [160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})] 10^{-6} \beta_{RH} = [160 + 5(90 - 48)] 10^{-6} \cdot 0,756 = 0,00028,$$

$$\varepsilon_{csd} = \varepsilon_{csd,\infty} \beta_{ds}(\infty, t_0) = 0,00028 \cdot 1 = 0,00028,$$

$$\varepsilon_{csa,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) 10^{-6} = 2,5(40 - 10) 10^{-6} = 0,000075, \beta_{as}(\infty) = 1,$$

$$\varepsilon_{csa} = \varepsilon_{csa,\infty} \beta_{as}(\infty) = 0,000075 \cdot 1 = 0,000075,$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{csd} + \varepsilon_{csa} = 0,00028 + 0,000075 = 0,00034,$$

– pełzanie po przyłożeniu dodatkowego obciążenia stałego Δg ($t_1 = 60$ dni, $RH = 80\%$) według załącznika A normy [N1]:

$$\beta_c(\infty, t_1) = 1, \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,425,$$

$$\beta(t_1) = \frac{1}{0,1 + t_1^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 60^{0,20}} = 0,422,$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,10 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \sqrt[3]{120}} \left(\frac{35}{48} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{48} \right)^{0,2} = 1,244,$$

$$\phi_c(\infty, t_1) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_1) \beta_c(\infty, t_1) = 1,244 \cdot 2,425 \cdot 0,422 \cdot 1 = 1,274,$$

– klasa relaksacji stali sprężającej – 2 (zgodnie z krokiem A.2),

– okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton 4 dni, $t_p \cong 100$ godz.,

$$\alpha_e = \frac{190}{35} = 5,429, \quad \rho_p = \frac{7,44 \cdot 10^{-4}}{0,1768} = 0,00421,$$

$$2. \quad P_{pr0} = \max P_{pr0} = 0,80 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 1107 \text{ kN.}$$

$$3. \quad \Delta P_{0,sl} = \frac{0,003}{50} 190 \cdot 10^6 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 8 \text{ kN.}$$

$$4. \quad P_{pr0} - \Delta P_{0,sl} = 1107 - 8 = 1099 \text{ kN.}$$

$$5. \quad \sigma_{p0} = \frac{1099 \cdot 10^{-3}}{7,44 \cdot 10^{-4}} = 1477 \text{ MPa, dla } \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}} = \frac{1477}{1860} = 0,79 \rightarrow \delta = 4,5\%,$$

$$\Delta \sigma_{pr1000} = 0,045 \cdot 1477 = 66 \text{ MPa,}$$

dla $t_p = 100$ godz. $\rightarrow \delta_t = 55\%$,

$$\Delta \sigma_{prt} = 0,55 \cdot 66 = 36,5 \text{ MPa, } \Delta P_{0r} = 36,5 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 27 \text{ kN.}$$

7. Nie występują straty od wpływów termicznych (naturalne dojrzewanie).

$$8. \quad P_0 = 1107 - 8 - 27 = 1072 \text{ kN.}$$

$$9. \quad e_{pp} = 0,0965 \text{ m,}$$

$$\delta = 5,429 \cdot 0,00421 \left(1 + \frac{0,0965^2 \cdot 0,1768}{0,001531} \right) = 0,047, \quad \Delta P_{ic} = \frac{0,047}{1 + 0,047} 1072 = 48 \text{ kN.}$$

$$10. \quad P_{t(1)} = 1072 - 48 = 1024 \text{ kN, } P_{t(2)} = P_{l,max} = 1395 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 1038 \text{ kN.}$$

$$11. \quad P_{t(1)} = 1024 \text{ kN} < P_{t(2)} = 1038 \text{ kN,}$$

$$P_t = P_{t(1)} = 1024 \text{ kN,}$$

– całkowite straty początkowe i doraźne wynoszą:

$$(1107 - 1024)/1107 = 0,075 \cong 0,08 \text{ (założone w p. A.16).}$$

$$12. \quad \sigma_{cg} = -\frac{43 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0965}{0,001531} = -2,68 \text{ MPa, } \sigma_{cAg} = -\frac{30 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0965}{0,001531} = -1,87 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_{cpi} = \frac{1024}{0,1768} + \frac{1024 \cdot 0,0965^2}{0,001531} = 12,0 \text{ MPa.}$$

$$13. \quad \sigma_{pi} = \frac{1024 \cdot 10^{-3}}{7,44 \cdot 10^{-4}} = 1375 \text{ MPa, dla } \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1375}{1860} = 0,74 \rightarrow \delta = 3\%,$$

$$\Delta \sigma_{pr1000} = 0,03 \cdot 1375 = 41,2 \text{ MPa,}$$

$$\Delta \sigma_{pr\infty} = 2 \cdot 41,2 = 82,4 \text{ MPa, } \Delta \sigma_{pr(\infty-t)} = 82,4 - 36,5 = 45,9 \text{ MPa.}$$

$$14. \quad \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,34 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 45,9 + 5,429 \cdot 2,242(12,0 - 2,69) + 5,429 \cdot 1,274(-1,87)}{1 + 5,429 \cdot 0,00421 \left(1 + \frac{0,1768}{0,001531} 0,0965^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 2,242)} = 177 \text{ MPa.}$$

$$15. \quad P_{t(1)} = 1024 - 177 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 891 \text{ kN, } P_{t(2)} = P_{t,max} = 1209 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} = 899 \text{ kN.}$$

$$16. \quad P_{t(1)} = 891 \text{ kN} < P_{t(2)} = 899 \text{ kN, } P_{t(1)} = 891 \text{ kN} > P_{cr} = 677 \text{ kN} - \text{czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego zarysowania jest spełniony, a zatem}$$

$$P_t = P_{t(1)} = 891 \text{ kN,}$$

– całkowite straty opóźnione wynoszą:

$$(1024 - 891)/1024 = 0,13 \text{ (równe założonym w kroku A.16).}$$

$$17. \quad P_{pr(1)} = 1107 \frac{93}{744} = 138 \text{ kN.}$$

$$18. \Delta L = \frac{1107 \cdot 10^{-3}}{190 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} 50 = 0,392 \text{ m.}$$

19. Informacje wykonawcze dotyczące sprężenia:

- sploty siedmiodrutowe Y1860S7 $\varnothing 12,5$ mm (0,5"), klasa relaksacji – 2 według [N1],
- siła przy kotwieniu splotu: 138 kN,
- wydłużenie splotu na torze o długości 50 m: $\Delta L = 392$ mm,
- sprężenie przekazane na beton po 3 dniach naturalnego dojrzewania w wilgotnych warunkach.

C. Sprawdzenie ugięć

Założone ograniczenia:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{200} = \frac{8,9}{200} = 0,045 \text{ m}, \quad a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{8,9}{400} = 0,022 \text{ m}, \quad a_{k,lim} = \frac{l_{eff}}{800} = \frac{8,9}{800} = 0,011 \text{ m.}$$

Sztywność na zginanie:

- przy obciążeniu krótkotrwałym

$$B_0 = E_{cm} I_{cs} = 35 \cdot 10^3 \cdot 0,001531 = 54 \text{ MNm}^2,$$

- przy obciążeniu ciężarem własnym g i siłą sprężającą

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_0)} = \frac{35 \cdot 10^3}{1 + 2,242} = 10951 \text{ MPa},$$

$$B_t = E_{c,eff} I_{cs} = 11,0 \cdot 10^3 \cdot 0,001531 = 17 \text{ MNm}^2,$$

- przy dodatkowym obciążeniu stałym Δg i części długotrwałej obciążenia zmiennego $\psi_2 q$, przyłożonych po 60 dniach do elementu w środowisku wilgotnym

$$E'_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_c(\infty, t_1)} = \frac{35 \cdot 10^3}{1 + 1,274} = 15390 \text{ MPa},$$

$$B'_t = E'_{c,eff} I_{cs} = 15,4 \cdot 10^3 \cdot 0,001531 = 24 \text{ MNm}^2,$$

- ugięcie od ciężaru własnego – doraźne

$$a_{gl} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,3 \cdot 8,9^4}{54 \cdot 10^3} = 0,007 \text{ m},$$

- ugięcie od ciężaru własnego – długotrwałe

$$a_{gt} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k l_{eff}^4}{B_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,3 \cdot 8,9^4}{17 \cdot 10^3} = 0,021 \text{ m},$$

- ugięcie od sprężenia – doraźne

$$a_{pi} = \frac{-1,1 P_e l_{eff}^2}{8 B_0} = \frac{-1,1 \cdot 1024 \cdot 0,0965 \cdot 8,9^2}{8 \cdot 54 \cdot 10^3} = -0,020 \text{ m},$$

- ugięcie od sprężenia – długotrwałe

$$a_{pt} = \frac{-0,9 P_t l_{eff}^2}{8 B_t} = \frac{-0,9 \cdot 891 \cdot 0,0965 \cdot 8,9^2}{8 \cdot 17 \cdot 10^3} = -0,046 \text{ m},$$

- ugięcie od dodatkowych obciążeń stałych i obciążeń zmiennych długotrwałych

$$a_{st} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(\Delta g_k + \psi_2 q_k) l_{eff}^4}{B'_t} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3,0 + 0,6 \cdot 8,0) 8,9^4}{24 \cdot 10^3} = 0,027 \text{ m},$$

- ugięcie od obciążeń zmiennych krótkotrwałych

$$a_{ki} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1 - \psi_2) q_k l_{eff}^4}{B_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1 - 0,6) 8,0 \cdot 8,9^4}{54 \cdot 10^3} = 0,005 \text{ m.}$$

Sprawdzenie wartości dopuszczalnych:

- ugięcie odwrotne

$$a' = a_{gl} + a_{pi} = 0,007 - 0,020 = -0,013 \text{ m},$$

$$|a'| = 0,013 \text{ m} < a'_{lim} = 0,045 \text{ m},$$

- ugięcie maksymalne

$$a = a_{gt} + a_{pt} + a_{st} + a_{ki} = 0,021 - 0,046 + 0,027 + 0,005 = 0,007 \text{ m},$$

$$a = 0,007 \text{ m} < a_{lim} = 0,022 \text{ m},$$

- ugięcie chwilowe

$$a_{ki} = 0,005 \text{ m} < a_{k,lim} = 0,011 \text{ m.}$$

D. Projektowanie strzemion (procedura z tablicy 7-6)

2. Trasa prostoliniowa cięgien, bez odgięć i kotwienia wgłębnego.

3. Do sprawdzenia przyjęto przekrój w odległości $x = h = 0,265$ m od czoła elementu.

4. $K_{u1} = 1,15 \cdot 4,3 + 3,45 + 1,120 = 19,6$ kN, $V_{sd} = V(K_{u1}) = 19,6(0,5 \cdot 8,9 - 0,265) = 82$ kN.

5. Dla spłotu w betonie klasy B50 $\rightarrow \beta_p = 50$ (wg tablicy 7-7),
dla $\varnothing = 12,5$ mm $\rightarrow l_{bp} = 50 \cdot 12,5 \cdot 10^{-3} = 0,625$ m,

6. dla $x = 0,265$ m $< l_{bp} = 0,625$ m

$$P_x = 891 \left(1 - \left(1 - \frac{0,265}{0,625} \right)^3 \right) = 721 \text{ kN.}$$

8. $d = h - a_p = 0,265 - 0,036 = 0,229$ m, $k = 1,6 - d \geq 1$, $k = 1,6 - 0,229 = 1,371 > 1$,

$$b_w = 0,354 \text{ m}, \quad \rho_L = \frac{A_p}{b_w \cdot d} \leq 0,02, \quad \rho_L = \frac{11,2 \cdot 10^{-4}}{0,354 \cdot 0,229} = 0,01 < 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,9P_t}{A_{cs}} = \frac{0,9 \cdot 891 \cdot 10^{-3}}{0,1833} = 4,53 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 26,7 = 5,34 \text{ MPa},$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,371 \cdot 1,67 \cdot 10^3 (1,2 + 40 \cdot 0,01) + 0,15 \cdot 4,53 \cdot 10^3] \cdot 0,354 \cdot 0,229 = 159 \text{ kN.}$$

9. $V_{sd} = 82$ kN $< V_{Rd1} = 159$ kN – nośność wystarczająca do przeniesienia ścinania.

E. Sprawdzenie warunków stanów granicznych

1. Stan graniczny złamania w sytuacji trwałej:

$$A_{cc} = \frac{1}{f_{cd}} f_{pd} A_p = \frac{1}{26,7} 1339 \cdot 7,44 \cdot 10^{-3} = 0,0373 \text{ m}^2,$$

$$x = \frac{A_{cc}}{b'_f} = \frac{0,0373}{1,180} = 0,032 \text{ m} < h'_f = 0,048 \text{ m} - \text{strefa ściskana w półce górnej},$$

$$\xi = \frac{0,032}{0,265 - 0,036} = 0,138 < \xi_{lim} = 0,43, \quad x_0 = \frac{0,032}{2} = 0,016 \text{ m},$$

– warunek nośności granicznej:

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) \geq M(K_{u1})$$

$$f_{pd} A_p (h - a_p - x_0) = 1339 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4} (0,265 - 0,036 - 0,016) = 212 \text{ kNm},$$

$$M(K_{u1}) = 194 \text{ kNm},$$

212 kNm $>$ 194 kNm – czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego złamania w sytuacji trwałej jest spełniony.

2. Stan graniczny zarysowania:

a) w sytuacji początkowej, w chwili przekazania sprężenia – przekrój końcowy:

$$l_{bp} = 0,625 \text{ m}, \quad d = 0,265 - 0,036 = 0,229 \text{ m}, \quad l_p = \sqrt{l_{bp}^2 + d^2} = \sqrt{0,625^2 + 0,229^2} = 0,666 \text{ m},$$

$$M'_{cr} = W'_{cs} \left(\frac{1,1P_i}{A_c} - \frac{1,1P_i e_p}{W'_c} + 0,7f_{ctm} \right) = 0,01137 \left(\frac{1,1 \cdot 1024}{0,1728} - \frac{1,1 \cdot 1024 \cdot 0,0965}{0,01128} + 0,7 \cdot 3,5 \cdot 10^3 \right) = -7,6 \text{ kNm}$$

(rozciąganie górnej krawędzi),

$$M_g(l_p) = 0,5g l_p (l - l_p) = 0,5 \cdot 4,3 \cdot 0,666 (8,98 - 0,666) = 11,9 \text{ kNm},$$

$M'_{cr} = -7,6$ kNm $<$ $M_g(l_p) = 11,9$ kNm – warunek spełniony, bowiem moment zginający od ciężaru własnego w przekroju na końcu strefy zaburzeń redukuje niekorzystny w tej sytuacji wpływ sprężenia,

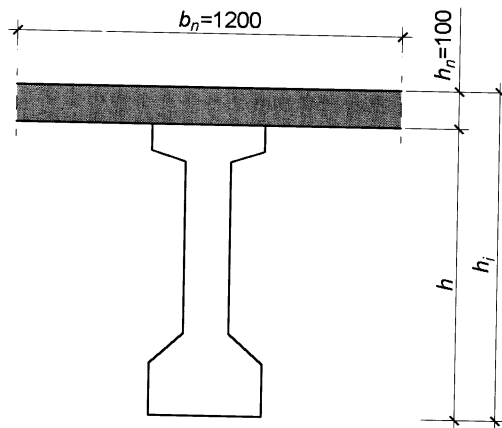
b) w sytuacji trwałej:

$$M_{cr} = W_{cs} \left(\frac{0,9P_t}{A_c} + \frac{0,9P_t e_p}{W_c} + f_{ctm} \right) = 0,01175 \left(\frac{0,9 \cdot 891}{0,1728} + \frac{0,9 \cdot 891 \cdot 0,0965}{0,01128} + 3,5 \cdot 10^3 \right) = 176 \text{ kNm},$$

$M_{cr} = 176$ kNm $>$ $M(K_{s2}) = 144$ kNm – czyli warunek bezpieczeństwa dla stanu granicznego zarysowania w sytuacji trwałej jest spełniony.

14.4. Przykład projektowania belki zespolonej

Temat: Zaprojektować fragment zespolonego stropu przemysłowego, realizowanego bez rusztowań, złożonego z belek kablobetonowych i płyty żelbetowej (rys. 14.4-1).



Rys. 14.4-1

A. Projektowanie przekroju (procedura z tablicy 10-1)

1. Dane początkowe

Obciążenia:

- tymczasowe obciążenia montażowe (g_m)
 - dodatkowe obciążenia stałe na belce (Δg)
 - obciążenia zmienne (q)
- (60% obciążenia zmiennego może mieć charakter długotrwały).

F_k [kN/m]	γ	F_d [kN/m]
1,00	1,15	1,15
2,50	1,15	2,88
7,00	1,40	9,80

Uwaga: współczynniki obciążeń przyjęto wg EN 1990 [N13] – Tablica A1.2(A).

Rozpiętość w osiach podpór: $l_{eff} = 21,0$ m.

Wymiary nadbetonu uzupełniającego (rys. 14.4-1):

$b_n = 1,20$ m, $h_n = 0,10$ m, $A_{cn} = 0,12$ m².

Dane technologiczne:

- warunki dojrzewania prefabrykatu: w hali produkcyjnej pod przykryciem – RH = 80%,
- warunki technologiczne: sprężenie po 28 dniach od zabetonowania ($t_0 = 28$ dni),
- obciążenia stałe Δg przyłożone po ok. 3 miesiącach od zabetonowania ($t_1 = 90$ dni),
- warunki użytkowania: cyklicznie zmienne mokre i suche – RH = 80%,
- klasa ekspozycji XC4,
- kategoria rysoodporności (1b) (pełne sprężenie).

2. Materiały

Beton belki sprężonej B37: $f_{cd} = 20,0$ MPa, $f_{ck} = 30,0$ MPa, $f_{ctm} = 2,9$ MPa,
 $f_{ctk} = 2,0$ MPa, $f_{ctd} = 1,33$ MPa, $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38,0$ MPa, $E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3$ MPa,
 $\rho_c = 25$ kN/m³.

Beton uzupełniający B20: $f_{cnd} = 10,6$ MPa, $f_{cntd} = 0,87$ MPa, $E_{cn} = 27,5 \cdot 10^3$ MPa,
 $\rho_{cn} = 25$ kN/m³.

Stal sprężająca: sploty siedmiodrutowe Y1860S7 Ø13,0 mm, klasa relaksacji – 2, według polskiej normy [N1]:
 $f_{pk} = 1860$ MPa, $f_{pd} = 0,9 f_{pk} / 1,25 = 0,9 \cdot 1860 / 1,25 = 1339$ MPa, $E_p = 190 \cdot 10^3$ MPa.

Wstępny wybór: kabel wielosplotowy – 4 sploty Ø13,0 mm,
 $A_{p1} = 4 \cdot 100 = 400$ mm², $\varnothing_d = 50$ mm.

Stal zbrojeniowa A-II, 18G2: $f_{yd} = 310$ MPa, $f_{yk} = 355$ MPa, $E_s = 200 \cdot 10^3$ MPa.

3. $\xi_{lim} = 0,43$ wg tablicy 5-3, $\xi'_{lim} = 0,55$ dla stali A-II wg [N1].

4. $h \equiv (0,04 + 0,06) l_{eff} = 0,84 \div 1,26$ m,
 $h \equiv 1,10$ m,
 $\beta = 0,24$ (przekrój dwuteowy).

5. $A_c = \beta h^2 = 0,24 \cdot 1,10^2 = 0,290$ m², $g_k = A_c \rho_c = 0,290 \cdot 25,0 = 7,3$ kN/mb,
 $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 7,3 \cdot 21,0^2 = 400$ kNm.

6. $M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 7,3 + 1,15 \cdot 0,12 \cdot 25,0 + 1,15 \cdot 2,5 + 1,4 \cdot 7,0) 21,0^2 = 1349$ kNm,
 $M(K_{s2}) = 0,125(7,3 + 0,12 \cdot 25,0 + 2,5 + 0,7 \cdot 7,0) 21,0^2 = 976$ kNm,
 $M_m = 0,125[1,15 \cdot 7,3 + 1,15 \cdot 0,12(25,0 + 1,0) + 1,15 \cdot 1,0] 21,0^2 = 721$ kNm.

7. $a_p = (0,10 + 0,12)h = (0,10 + 0,12)1,10 = 0,11 \div 0,132$ m,
 $a_p = 0,12$ m.

8. $M_{nd} = 0,12 \cdot 10,6 \cdot 10^3 (1,10 + 0,5 \cdot 0,10 - 0,12) = 1310$ kNm.

9. $M = \max\{M_m; M(K_{u1}) - M_{nd}\} = \max\{721; 1349 - 1310 = 39\} = 721$ kNm.

10. $h_1 = (2,2 + 2,6) \sqrt[3]{\frac{0,721}{20,0}} = 0,73 \div 0,86$ m,

czyli wysokość $h = 1,10$ m (przyjęta w p.4) nie mieści się w zalecany przedziale.
 Przyjęto ostatecznie: $h = 0,85$ m.

5'. $A_c = \beta h^2 = 0,24 \cdot 0,85^2 = 0,173$ m², $g_k = A_c \rho_c = 0,173 \cdot 25,0 = 4,3$ kN/mb,
 $M_{gk} = 0,125 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 4,3 \cdot 21,0^2 = 239$ kNm,
 $M_{gd} = 0,125 \cdot 1,15 g_k l_{eff}^2 = 0,125 \cdot 1,15 \cdot 4,3 \cdot 21,0^2 = 400$ kNm.

6'. $M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 4,3 + 1,15 \cdot 0,12 \cdot 25,0 + 1,15 \cdot 2,5 + 1,4 \cdot 7,0) 21,0^2 = 1164$ kNm,
 $M(K_{s2}) = 0,125(4,3 + 0,12 \cdot 25,0 + 2,5 + 0,7 \cdot 7,0) 21,0^2 = 810$ kNm,
 $M_m = 0,125[1,15 \cdot 4,3 + 1,15 \cdot 0,12(25,0 + 1,0) + 1,15 \cdot 1,0] 21,0^2 = 536$ kNm.

7'. $a_p = (0,10 + 0,12)h = (0,10 + 0,12)0,85 = 0,085 \div 0,102$ m,
 $a_p = 0,095$ m.

8'. $M_{nd} = 0,12 \cdot 10,6 \cdot 10^3 (0,85 + 0,5 \cdot 0,10 - 0,095) = 1024$ kNm.

9'. $M = \max\{M_m; M(K_{u1}) - M_{nd}\} = \max\{536; 1164 - 1024 = 140\} = 536$ kNm.

11. $h_f \equiv (0,12 + 0,20)h = 0,10 \div 0,17$ m, $h'_f \equiv (0,10 + 0,15)h = 0,08 \div 0,13$ m,
 $a_s \equiv 0,4h_f = 0,056$ m, $a'_s \equiv 0,4h'_f = 0,044$ m,

$c_c \geq \varnothing_d = 50$ mm, $c_c \geq d_g + 5$ mm = $16 + 5 = 21$ mm, $c_c \geq c_{min} = 35$ mm (klasa XC4),
 $c_w \geq \varnothing_d = 50$ mm, $c_w \geq d_g + 5$ mm = $16 + 5 = 21$ mm, $c_w \geq 50$ mm,
 ostatecznie wymagane $c_c = c_w = 50$ mm,

$b_w \geq (50 + 2 \cdot 50) = 150$ mm, $b_w \geq 0,1 \cdot 850 = 85$ mm,

przyjęto: $h_f = 0,14$ m, $h'_f = 0,11$ m, $a_p = 0,095$ m, $a_s = 0,06$ m, $a'_s = 0,05$ m i $b_w = 0,15$ m.

12. $x = (0,43 - 0,20)(0,85 - 0,095) = 0,174$ m, $x_{lim} = \xi_{lim}(h - a_p) = 0,43(0,85 - 0,095) = 0,325$ m.

$$13. \quad b_f' = 0,15 + \left[\frac{0,536}{20,0} - 0,15 \cdot 0,174(0,85 - 0,095 - 0,5 \cdot 40,174) \right] \frac{1}{0,11(0,85 - 0,095 - 0,5 \cdot 0,11)} = 0,272 \text{ m},$$

przyjęto $b_f' = 0,30 \text{ m} \rightarrow x = 0,149 \text{ m} < x_{lim} = 0,325 \text{ m}$.

Orientacyjny warunek konstrukcyjny $b_f' \approx (0,4 + 0,8)h = 0,3 \text{ m} + 0,7 \text{ m}$.

$$14. \quad A_{pn} = 0,12 \frac{10,6}{1339} = 0,000950 \text{ m}^2 = 950 \text{ mm}^2.$$

$$15. \quad A_{pi} = A_{pn} + A_p = 0,000950 + \frac{20,0}{1339} [(0,30 - 0,15)0,11 + 0,15 \cdot 0,149] = 0,001531 \text{ m}^2 = 1531 \text{ mm}^2.$$

16. Liczba cięgien

$$n = \frac{A_{pi}}{A_{p1}} = \frac{1531}{400} = 3,83, \text{ przyjęto 4 kable ze splotów } \varnothing 13 \text{ mm}.$$

Rzeczywiste pole powierzchni przekroju kabli sprężających

$$A_{pi} = nA_{p1} = 4 \cdot 400 = 1600 \text{ mm}^2.$$

17. Maksymalne siły sprężające:

$$\text{siła początkowa} - \max P_0 = 0,80 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 2381 \text{ kN},$$

$$\text{siła wstępna} - \max P_i = 0,75 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 2232 \text{ kN},$$

$$\text{siła trwała} - \max P_t = 0,65 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 1934 \text{ kN}.$$

Wstępne oszacowanie strat:

$$\text{straty początkowe i doraźne } \sum \Delta P_0 + \sum \Delta P_i = 0,09 \max P_0 = 0,09 \cdot 2381 = 214 \text{ kN},$$

$$\text{straty opóźnione } \sum \Delta P_t = 0,17(\max P_0 - \sum \Delta P_0 - \sum \Delta P_i) = 0,17(2381 - 214) = 369 \text{ kN}.$$

Możliwe do wykorzystania siły sprężające:

$$\text{siła wstępna } P_i = 2381 - 214 = 2167 \text{ kN} < \max P_i = 2232 \text{ kN},$$

$$\text{siła trwała } P_t = 2167 - 369 = 1798 \text{ kN} < \max P_t = 1934 \text{ kN}.$$

$$18. \quad A_s' \geq A_{s,min}' = 0,002 b_f' h_f' = 0,002 \cdot 0,30 \cdot 0,11 = 6,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 66 \text{ mm}^2,$$

konstrukcyjnie przyjęto $6\varnothing 10 \text{ mm}$, $A_s' = 471 \text{ mm}^2$.

uwzględniając dla stali gładkiej $c_{min} = 25 \text{ mm}$ (klasa XC4),

$$a_s' = 0,025 + 0,5 \cdot 0,01 + 0,005 = 0,035 \text{ mm},$$

$$M_s' = 1,1 \cdot 2167(0,85 - 0,095 - 0,045) - 400 = 1477 \text{ kNm}.$$

$$19. \quad x' = (0,55 - 0,15)(0,85 - 0,035) = 0,32 \text{ m}, \quad x'_{lim} = \xi'_{lim}(h - a_s') = 0,55(0,85 - 0,035) = 0,44 \text{ m}.$$

$$20. \quad b_f' = 0,15 + \left[\frac{1,477}{20,0} - 0,15 \cdot 0,32(0,85 - 0,035 - 0,5 \cdot 0,32) \right] \frac{1}{0,14(0,85 - 0,035 - 0,5 \cdot 0,14)} = 0,552 \text{ m},$$

przyjęto $b_f' = 0,55 \text{ m} \rightarrow x' = 0,32 \text{ m} < x'_{lim} = 0,44 \text{ m}$.

21. Na podstawie założonych wymiarów dobrano przekrój (rys. 14.4-2), ze sprawdzeniem warunków rozmieszczenia i otulenia zbrojenia sprężającego i zwykłego.

Dla przekroju obliczono:

$$A_c = 0,200 \text{ m}^2, v = 0,356 \text{ m}, v' = 0,494 \text{ m}, I_c = 0,0162 \text{ m}^4, W_c = 0,0454 \text{ m}^3,$$

$$A_{cl} = 0,3031 \text{ m}^2, v_l = 0,541 \text{ m}, v'_l = 0,409 \text{ m}, I_{cl} = 0,0364 \text{ m}^4, W_{cl} = 0,0672 \text{ m}^3,$$

$$a_p = 0,10 \text{ m} \cong a_p = 0,095 \text{ m}, e_p = 0,356 - 0,100 = 0,256 \text{ m}.$$

Korekta ciężaru własnego belki:

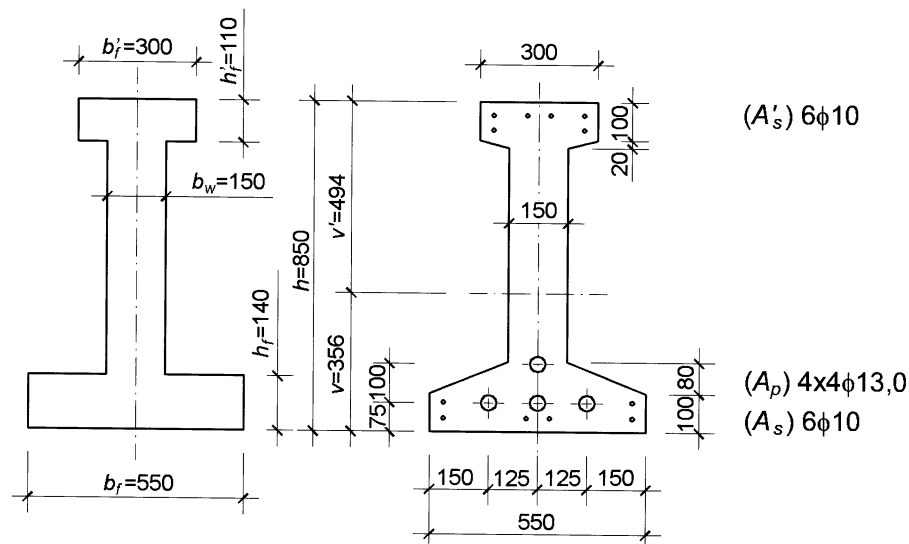
$$g_k = 0,200 \cdot 25,0 = 5,0 \text{ kN/mb} > 4,3 \text{ kN/mb (przyjęte w kroku 5')},$$

$$M_{gk} = 0,125 \cdot 5,0 \cdot 21,0^2 = 276 \text{ kNm},$$

$$M(K_{u1}) = 0,125(1,15 \cdot 5,0 + 1,15 \cdot 0,12 \cdot 25,0 + 2,88 + 9,8)21,0^2 = 1206 \text{ kNm},$$

$$M(K_{s2}) = 0,125(5,0 + 0,12 \cdot 25,0 + 2,5 + 0,7 \cdot 7,0)21,0^2 = 849 \text{ kNm} (\psi_1 = 0,7 \text{ z tab. 9.3 [N18]}),$$

$$M_m(K_{s2}) = 0,125[5,0 + 0,12(25,0 + 1,0) + 1,0]21,0^2 = 503 \text{ kNm}.$$



Rys. 14.4-2

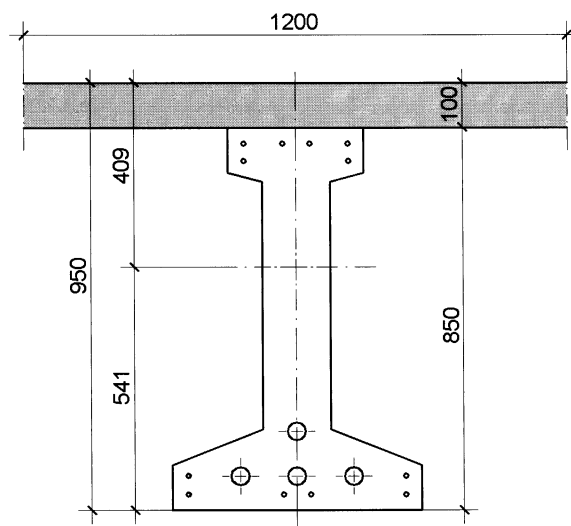
$$22. \sigma_{cc} = \frac{11 \cdot 2167}{0,200} + \frac{11 \cdot 2167 \cdot 0,256}{0,0454} - \frac{276}{0,0454} = 19,3 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cc} = 19,3 \text{ MPa} < 0,6 f_{cm} = 0,6 \cdot 38 = 22,8 \text{ MPa}.$$

$$23. P_{cr} = \frac{0,200}{0,9(0,0454 + 0,200 \cdot 0,256)} \left[503 + \frac{0,0454}{0,0672} (849 - 503) - 2,9 \cdot 10^3 \cdot 0,0672 \right] = 1246 \text{ kN}.$$

$$24. P_{cr} = 1246 \text{ kN} < P_t = 1798 \text{ kN (wartość szacowana w p.17)}, \text{ a zatem warunek bezpieczeństwa w stanie granicznym zarysowania przy założonym poziomie strat jest spełniony.}$$

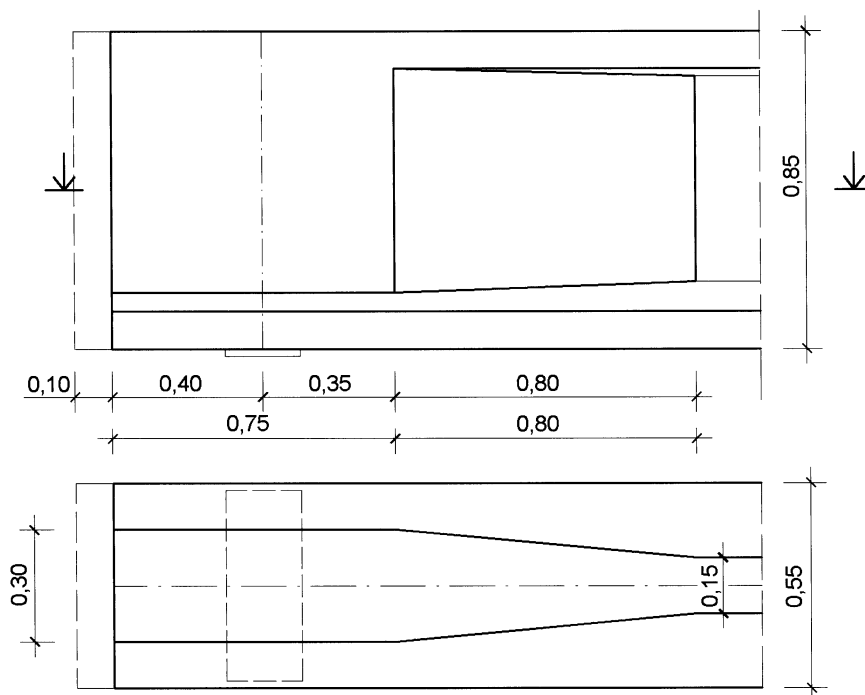
25. Przekrój zespolony przyjęto jak na rys. 14.4-3.



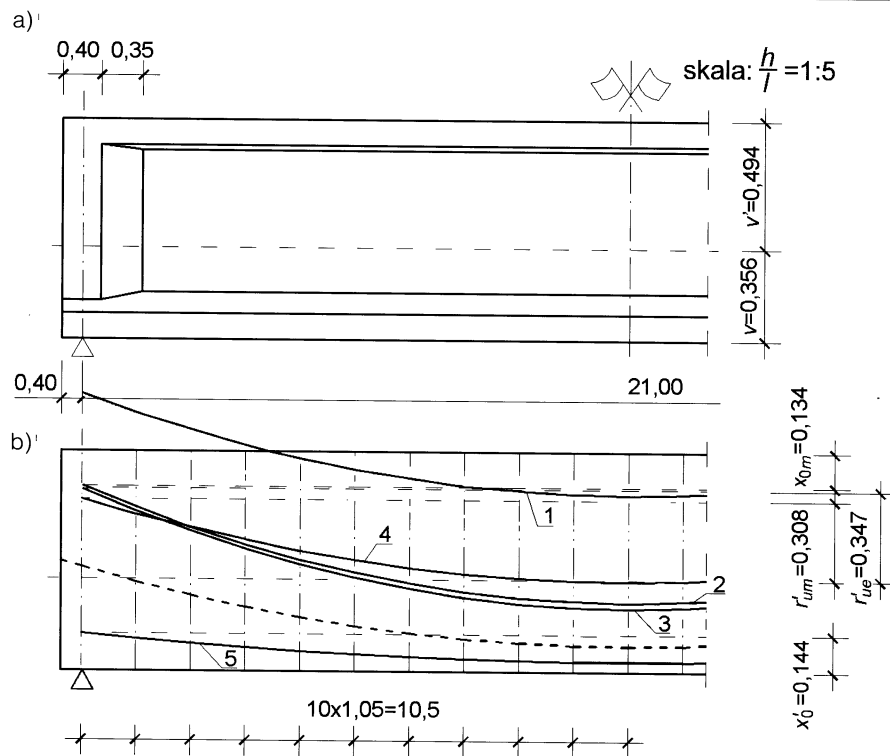
Rys.14.4-3

B. Trasowanie cięgien (procedura z tablicy 6-9)

1. Wymiary przekroju niebezpiecznego zaprojektowane w p. A przyjęto dla całej belki poza strefami podporowymi, gdzie założono poszerzenie ścianki do szerokości półki górnej (rys. 14.4-4). Profil podłużny belki przyjęto dla celów trasowania jak na rysunku 14.4-5a, stosując skalę pionową 5-krotną w stosunku do poziomej. Długość całkowita belki $l = 21,8$ m.



Rys.14.4-4



Rys.14.4-5

2. Trasę kabla wypadkowego przyjęto jako symetryczną parabolę przechodzącą przez trzy ustalone punkty:
- na czołach belki – punkty o rzędnej $a_{p0} = 0,5h = 0,5 \cdot 0,85 = 0,425$ m,
 $e_{p0} = v - a_{p0} = 0,356 - 0,425 = -0,069$ m,
 - w środku rozpiętości – punkty o rzędnej $a_p = 0,100$ m, $e_p = 0,256$ m.
- Rzędne trasy kabla wypadkowego od dolnej krawędzi belki:
 $b_a = 0,40$ m,

$$y(x) = a_{px} = a_p + (a_{p0} - a_p) \left(\frac{0,5l_{eff} - x}{0,5l_{eff} + b_a} \right)^2$$

(gdy przekroje odmierzamy od podpory, czyli przy podporze $x = 0$ m),

$$y(x) = 0,10 + (0,425 - 0,10) \left(\frac{0,5 \cdot 21,0 - x}{0,5 \cdot 21,0 + 0,40} \right)^2 = 0,40158 - 0,05745x + 0,00273x^2.$$

Rzędne kabla wypadkowego obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
Kabel wyp. [m]	0,402	0,344	0,293	0,248	0,209	0,175	0,148	0,127	0,112	0,103	0,100

3. Górna obwiednia graniczna z warunku nośności (sytuacja trwała).

4. $A_{cce} = \frac{1339 \cdot 16 \cdot 10^{-4} - 10,6 \cdot 0,12}{20,0} = 0,044 \text{ m}^2.$

5. $x_e = \frac{1}{0,15} [0,044 - (0,30 - 0,15)0,11] = 0,180 \text{ m} < \xi_{lim}(h - a_p) = 0,43(0,85 - 0,10) = 0,323 \text{ m}.$

6. $x_{0e} = \frac{1}{0,044} \left[(0,30 - 0,15) \frac{0,11^2}{2} + 0,15 \frac{0,18^2}{2} \right] = 0,077 \text{ m}.$

$$\begin{aligned}
7. \quad K_{u1} &= 1,15 \cdot 5,0 + 1,15 \cdot 0,12 \cdot 25,0 + 2,88 + 9,80 = 21,87 \text{ kN/mb}, \\
M(K_{u1})(x) &= 0,5 K_{u1} l_{\text{eff}} x - 0,5 K_{u1} x^2 = 0,5 \cdot 21,87 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 21,87 x^2 = 229,6x - 10,9x^2, \\
M_{nd}(x) &= 0,12 \cdot 0,85 \cdot 10,6 \cdot 10^3 (0,85 + 0,5 \cdot 0,10 - a_{px}) = 973,08 - 1081,2 a_{px}, \\
M_e(x) &= M(K_{u1})(x) - M_{nd}(x) = M(K_{u1})(x) - 973,08 + 1081,2 a_{px}, \\
y_1(x) &= 0,85 - \frac{M_e(x)}{1339 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 10^{-4}} - 0,077.
\end{aligned}$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
$M_e(x)$ [kNm]	-634	-478	-338	-215	-107	-17	57	114	155	180	188
$y_1(x)$ [m]	1,069	0,996	0,931	0,873	0,823	0,781	0,747	0,720	0,701	0,689	0,685

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.4-5b uzyskując obwiednię 1.

3'. Górna obwiednia graniczna z warunku nośności (sytuacja przejściowa – montaż).

$$4'. \quad A_{ccm} = \frac{1339 \cdot 16 \cdot 10^{-4}}{20,0} = 0,107 \text{ m}^2.$$

$$5'. \quad x_m = \frac{1}{0,15} [0,107 - (0,30 - 0,15)0,11] = 0,604 \text{ m} > \xi_{lim}(h - a_p) = 0,43(0,85 - 0,10) = 0,323 \text{ m},$$

przyjęto: $x_m = \xi_{lim}(h - a_p) = 0,323 \text{ m}$,

$$A_{ccm} = 0,323 \cdot 0,15 + (0,3 - 0,15)0,11 = 0,065 \text{ m}^2,$$

$$f_{pm} = \frac{20,0 \cdot 0,073}{16 \cdot 10^{-4}} = 811 \text{ MPa}.$$

$$6'. \quad x_{0m} = \frac{1}{0,065} \left[(0,30 - 0,15) \frac{0,1^2}{2} + 0,15 \frac{0,323^2}{2} \right] = 0,134 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned}
7'. \quad K_m &= 1,15 \cdot 5,0 + 1,15 \cdot 0,12(25,0 + 1,0) + 1,15 = 10,49 \text{ kN/mb}, \\
M_m(x) &= 0,5 \cdot 10,49 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 10,49 x^2 = 110,145x - 5,245x^2, \\
y_2(x) &= 0,85 - \frac{M_m(x)}{903 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 10^{-4}} - 0,134.
\end{aligned}$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
$M_m(x)$ [kNm]	0	110	208	295	370	434	485	526	555	572	578
$y_2(x)$ [m]	0,716	0,631	0,555	0,489	0,431	0,382	0,341	0,310	0,288	0,275	0,270

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.4-5b uzyskując obwiednię 2.

8. Górna obwiednia graniczna z warunku rysoodporności (sytuacja trwała)

$$9. \quad r'_{ue} = \frac{0,0454}{0,200} \left(1 + \frac{0,0672}{0,0454} \cdot \frac{2,9 \cdot 10^3 \cdot 0,200}{0,9 \cdot 1798} \right) = 0,347 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned}
10. \quad K_{s2} &= 5,0 + 0,12 \cdot 25,0 + 2,5 + 0,7 \cdot 7,0 = 15,4 \text{ kN/mb}, \\
M(K_{s2})(x) &= 0,5 \cdot 15,4 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 15,4 x^2 = 161,7x - 7,7x^2, \\
K_{ms2} &= 5,0 + 0,12(25,0 + 1,0) + 1,15 = 9,12 \text{ kN/mb}, \\
M_m(K_{s2})(x) &= 0,5 \cdot 9,12 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 9,12 x^2 = 95,6x - 4,56x^2, \\
M_{cr}(x) &= M_m(K_{s2})(x) + \frac{0,0454}{0,0672} [M(K_{s2})(x) - M_m(K_{s2})(x)], \quad \nu = 0,356 \text{ m}, \\
y_3(x) &= 0,356 - \frac{M_{cr}(x)}{0,9 \cdot 1798} + 0,347.
\end{aligned}$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
$M_{cr}(x)$ [kNm]	0	140	265	376	471	552	619	670	707	729	736
$y_3(x)$ [m]	0,703	0,617	0,540	0,471	0,412	0,362	0,321	0,289	0,266	0,253	0,248

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.4-5b uzyskując obwiednię 3.

8'. Górna obwiednia graniczna z warunku rysoodporności (sytuacja przejściowa – montaż)

$$9'. \quad r'_{um} = \frac{0,0454}{0,200} \left(1 + \frac{2,9 \cdot 10^3 \cdot 0,200}{0,9 \cdot 1798} \right) = 0,308 \text{ m}.$$

$$10' \quad K_{ms2} = 5,0 + 0,12(25,0 + 1,0) + 1,15 = 9,12 \text{ kN/mb},$$

$$M_m(K_{s2})(x) = 0,5 \cdot 9,12 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 9,12x^2 = 95,6x - 4,56x^2, \quad v = 0,356 \text{ m},$$

$$y_4(x) = 0,356 - \frac{M_m(K_{s2})(x)}{0,9 \cdot 1798} + 0,308.$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
$M_m(K_{s2})(x)$ [kNm]	0	96	181	256	322	377	422	457	483	498	503
$y_4(x)$ [m]	0,664	0,605	0,552	0,506	0,465	0,431	0,403	0,381	0,366	0,357	0,354

Obliczone rzędne naniesiono na rys.14.4-5b uzyskując obwiednię 4.

11. Dolna obwiednia graniczna z warunku nośności

$$12. \quad A'_{cc} = \frac{1,1 \cdot 2167}{20 \cdot 10^3} = 0,119 \text{ m}^2,$$

$$13. \quad x' = \frac{1}{0,15} [0,119 - (0,55 - 0,15)0,14] = 0,421 \text{ m}, \quad \xi'_{lim}(h - a'_s) = 0,55(0,85 - 0,05) = 0,448 \text{ m}.$$

$$14. \quad x'_0 = \frac{1}{0,119} \left[(0,55 - 0,15) \frac{0,14^2}{2} + 0,15 \frac{0,421^2}{2} \right] = 0,144 \text{ m}.$$

$$15. \quad M_{gd}(x) = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 5,0 \cdot 21,0x - 0,5 \cdot 0,9 \cdot 5,0x^2 = 47,25x - 2,25x^2,$$

$$y_5(x) = 0,144 - \frac{M_{gd}(x)}{1,1 \cdot 2167}.$$

Rzędne obwiedni obliczono co 1,05 m:

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
$M_{gd}(x)$ [kNm]	0	47	89	127	159	186	208	226	238	246	248
$y_5(x)$ [m]	0,144	0,125	0,107	0,091	0,078	0,066	0,057	0,050	0,045	0,041	0,040

Obliczone rzędne naniesiono na Rys.14.4-5b uzyskując obwiednię 5.

$$16. \quad \text{Równanie tras kabli przyjęto w postaci: } y_i(x) = (y_{0,i} - y_{s,i}) \left(\frac{0,5l_{eff} - x}{0,5l_{eff} + b_a} \right)^2 + y_{s,i},$$

gdzie: $l_{eff} = 21,0 \text{ m}$, $y_{0,i}$ – odległość kabla od dolnej krawędzi belki na czole,

$y_{s,i}$ – odległość kabla od dolnej krawędzi belki w przekroju środkowym.

Równania tras poszczególnych kabli:

Nr kabla	$y_{s,i}$ [m]	$y_{0,i}$ [m]	równanie trasy
1	0,175	0,735	$y_1 = 0,695 - 0,099x + 0,00471x^2$
2	0,075	0,528	$y_2 = 0,495 - 0,080x + 0,00381x^2$
3	0,075	0,322	$y_3 = 0,304 - 0,044x + 0,00208x^2$
4	0,075	0,115	$y_4 = 0,112 - 0,00707x + 0,000336x^2$

Rzędne tras poszczególnych kabli w [m] (od dolnej krawędzi belki):

Nr przekroju	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Położenie x [m]	0	1,05	2,10	3,15	4,20	5,25	6,30	7,35	8,40	9,45	10,50
Trasa wypadkowa	0,402	0,344	0,293	0,248	0,209	0,175	0,148	0,127	0,112	0,103	0,100
1	0,695	0,596	0,508	0,430	0,362	0,305	0,258	0,222	0,196	0,180	0,175
2	0,495	0,415	0,344	0,281	0,226	0,180	0,142	0,113	0,092	0,079	0,075
3	0,304	0,261	0,222	0,187	0,158	0,132	0,112	0,096	0,084	0,077	0,075
4	0,112	0,105	0,099	0,093	0,088	0,084	0,081	0,078	0,076	0,075	0,075
sprawdzenie trasy	0,402	0,344	0,293	0,248	0,209	0,175	0,148	0,127	0,112	0,103	0,100

Przyjęta trasa kabla wypadkowego mieści się bezpiecznie między obwiedniami granicznymi (rys. 14.4-5).

C. Sprawdzenie strat sprężania (procedura z tablicy 4-1)

1. Zestawienie danych z projektowania przekroju i trasowania cięgien:

– z projektowania elementu:

$$A_p = 1600 \text{ mm}^2, A_{p1} = 400 \text{ mm}^2, n = 4, e_p = 0,256 \text{ m}, e_{p0} = -0,069 \text{ m},$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}, E_p = 190 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \sigma_{p,lim} = 0,65 f_{pk} = 0,65 \cdot 1860 \cdot 10^3 = 1209 \text{ kN},$$

$$\sigma_{pi,lim} = 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 \cdot 10^3 = 1395 \text{ kN}, \sigma_{p0,lim} = 0,80 f_{pk} = 0,80 \cdot 1860 \cdot 10^3 = 1488 \text{ kN},$$

$$A_c = 0,200 \text{ m}^2, I_c = 0,0162 \text{ m}^4, A_{ci} = 0,3031 \text{ m}^2, I_{ci} = 0,0364 \text{ m}^4, E_{cm} = 32 \cdot 10^3 \text{ MPa},$$

$$l = 21,0 + 0,8 = 21,8 \text{ m},$$

$$M_g = 0,125(5,0 + 0,12 \cdot 25,0)21,0^2 = 441 \text{ kNm}, M_{Ag} = 0,125 \cdot 2,50 \cdot 21,0^2 = 138 \text{ kNm},$$

$$P_{cr} = 1366 \text{ kN},$$

– założono do obliczania strat:

$$x = 0,5l = 10,9 \text{ m}, \theta_v = 0,5 \frac{8(a_{p0} - a_p)}{l} = 0,5 \frac{8(0,425 - 0,10)}{21,8} = 0,059, \theta = 1,5 \theta_v = 0,089,$$

$$\kappa = 0,005, \mu' = \mu = 0,19, a_{sl} = 6 \text{ mm},$$

$$u = 2(h + b_f + b'_f - b_w) = 2(0,85 + 0,55 + 0,30 - 0,15) = 3,10 \text{ m},$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,200}{3,10} = 0,129 \text{ m},$$

obliczono wg załączników A i B w [N1]:

$$\text{dla } t_0 = 28 \text{ dni i } RH = 80\% \rightarrow \phi_c(\infty, t_0) = 1,799, \varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = 0,000355,$$

$$\text{dla } t_1 = 90 \text{ dni i } RH = 80\% \rightarrow \phi_c(\infty, t_1) = 1,439,$$

$$\alpha_e = \frac{190}{32} = 5,94, \rho_p = \frac{16 \cdot 10^{-4}}{0,200} = 0,008,$$

klasa relaksacji stali sprężającej – 2 (według [N1]).

2. $P_{pr0} = \max P_{pr0} = 0,80 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 2381 \text{ kN}.$

3. $\Delta P_{0\mu}(x) = 2381 \left[1 - e^{-0,19(0,089 + 0,005 \cdot 10,9)} \right] = 64 \text{ kN}.$

4. $P_0 = \max P_0 - \Delta P_{0\mu}(x) = 2381 - 64 = 2317 \text{ kN}.$

5. $r \cong \frac{21,8^2}{8(0,256 + 0,069)} = 183 \text{ m},$

$$x_0 = \frac{183}{0,19} \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{0,006 \cdot 0,19 \cdot 190 \cdot 10^6 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4}}{2317 \cdot 183}}} = 27,9 \text{ m} > x = 10,9 \text{ m}.$$

6. $\Delta P_{l,sl} = 2 \cdot 0,006 \frac{27,9 - 10,9}{27,9^2} 190 \cdot 10^6 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 80 \text{ kN}.$

7. $P_0 - \Delta P_{l,sl} = 2317 - 80 = 2237 \text{ kN}.$

8. $\vartheta = 5,94 \cdot 0,008 \left(1 + \frac{0,256^2 \cdot 0,200}{0,0162} \right) = 0,086, \Delta P_{l,c} = \frac{4-1}{2 \cdot 4} 0,086 \cdot 2237 = 72 \text{ kN}.$

9. $P_{l(1)} = 2317 - 80 - 72 = 2165 \text{ kN}, P_{l(2)} = \max P_l = 0,75 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 2232 \text{ kN}.$

10. Sprawdzenie: $2165 \text{ kN} < 2232 \text{ kN},$
 $\frac{\max P_0 - P_l}{\max P_0} = \frac{2381 - 2165}{2381} = 9,1\% \cong 9\% \text{ (założone w p.A.17).}$

11. $\sigma_{cg} = -\frac{0,441(0,541 - 0,10)}{0,0364} = -5,35 \text{ MPa}, \sigma_{cAg} = -\frac{0,138(0,541 - 0,10)}{0,0364} = -1,67 \text{ MPa},$

$$\sigma_{cpi} = \frac{2,165}{0,3031} + \frac{2,165(0,541 - 0,10)^2}{0,0364} = 18,7 \text{ MPa}.$$

$$12. \sigma_{pi} = \frac{2,165}{16,0 \cdot 10^{-4}} = 1353 \text{ MPa, dla } \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1353}{1860} = 0,727 \rightarrow \vartheta = 2,99\%,$$

$$\Delta\sigma_{pr1000} = 0,0299 \cdot 1353 = 40,6 \text{ MPa, } \Delta\sigma_{pr\infty} \cong 2 \cdot 40,6 = 81,1 \text{ MPa.}$$

$$13. \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,33 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 + 81,1 + 5,94 \cdot 1,799(18,7 - 5,35) - 5,94 \cdot 1,439 \cdot 1,67}{1 + 5,94 \cdot 0,008 \left(1 + \frac{0,3031}{0,0364} 0,256^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 1,799)} = 230 \text{ MPa.}$$

$$14. \Delta P_{c+s+r} = 230 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 368 \text{ kN,}$$

$$P_{t(1)} = 2165 - 368 = 1797 \text{ kN,}$$

$$P_{t(2)} = \max P_t = 0,65 \cdot 1860 \cdot 10^3 \cdot 16,0 \cdot 10^{-4} = 1934 \text{ kN.}$$

$$15. P_{t(1)} = 1797 \text{ kN} < P_{t(2)} = 1934 \text{ kN, } P_{t(i)} = 1797 \text{ kN} > P_{cr} = 1366 \text{ kN,}$$

czyli warunek dla stanu granicznego zarysowania jest spełniony.

$$\frac{P_i - P_t}{P_i} = \frac{2165 - 1797}{2165} = 16,9\% \cong 17\% \text{ (założone w p.A.17).}$$

$$16. P_{pr1} = \frac{2381}{4} = 595 \text{ kN.}$$

$$17. \sigma_{p0m} = \frac{(2165 + 72 + 80)10^{-3}}{[1 - 0,5 \cdot 0,19(0,089 + 0,005 \cdot 21,8)]16,0 \cdot 10^{-4}} = 1476 \text{ MPa.}$$

$$18. L = l + 2(B + C) + 0,50 + 0,20 = 21,8 + 2(0,025 + 0,055) + 0,50 + 0,20 = 21,8 + 0,86 = 22,66 \cong 22,7 \text{ m}$$

(długość ciągu pomiędzy uchwytami naciągowymi, zawierająca poza długością elementu także grubości płyt dociskowych B, płyt kotwiących C, dodatek na uchwyty w prasie naciągowej i różnicę wynikającą ze średniej krzywizny kabli), $\Delta L = \frac{1476}{190 \cdot 10^3} 22,7 = 0,176 \text{ m.}$

19. Informacje wykonawcze dotyczące sprzężenia:

- kable czterospłotowe systemu VSL 6-4 (sploty Y18670S7 - 13,0 mm) z zakotwieniami stalowymi VSL-E,
- sprzężenie po 28 dniach dojrzewania w zwykłych warunkach,
- naciąg dwustronny kabli,
- kable w osłonach metalowych z profilowanych rurek pólstywnych typu PT-PLUS,
- całkowita długość ciągu - z dodatkami poza uchwytami prasy: $22,7 + 0,1 = 22,9 \text{ m,}$
- naciąg kolejny ciągien z korektą siły naciągu i wydłużenia przed kotwieniem (korekta ma uwzględnić zróżnicowanie strat od tarcia i skrótu od kolejnego naciągu).

20. Określenie siły naciągu poszczególnych kabli:

kolejność naciągu	nr kabla	P_{p0} [kN]	ΔL [mm]
1	2	616	182
2	3	598	177
3	4	580	172
4	1	586	173

$$\text{- kąty nachylenia gniazd zakotwień } tg\alpha_i = \frac{2(a_{p0,i} - a_{p,i})}{0,5L} = 0,183(a_{p0,i} - a_{p,i})$$

nr kabla	$a_{p0,i}$ [m]	$a_{p,i}$ [m]	α_i [°]
1	0,735	0,175	5,9
2	0,528	0,075	4,7
3	0,322	0,075	2,6
4	0,115	0,075	0,4

D. Sprawdzenie ugięć

1. Założone ograniczenia:

$$a'_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{21,0}{400} = 0,053 \text{ m}, \quad a_{lim} = \frac{l_{eff}}{400} = \frac{21,0}{400} = 0,053 \text{ m}.$$

2. Sztywności na zginanie:

$$B_0 = E_{cm} I_c = 32,0 \cdot 10^3 \cdot 0,0162 = 517 \text{ MNm}^2,$$

$$B_{0i} = E_{cm} I_{ci} = 32,0 \cdot 10^3 \cdot 0,0364 = 1164 \text{ MNm}^2,$$

$$\phi_c(\infty, t_0) = 1,799, \quad \phi_c(\infty, t_1) = 1,439.$$

3. Ugięcia składowe:

– ugięcie odwrotne

$$a' = -\frac{1,1 P_t l_{eff}^2}{48 B_0} (5e_p + e_{p0}) + \frac{5}{384} \frac{g_k l_{eff}^4}{B_0} = -\frac{1,1 \cdot 2165 \cdot 21,0^2}{48 \cdot 517 \cdot 10^3} (5 \cdot 0,256 - 0,069) + \frac{5}{384} \cdot \frac{5,0 \cdot 21,0^4}{517 \cdot 10^3} = -0,0268 \text{ m},$$

– ugięcie w stadium montażowym

$$a_m = -\frac{0,9 P_t l_{eff}^2}{48 B_0} (5e_p + e_{p0}) + \frac{5}{48} \frac{M_m (K_{s2}) l_{eff}^2}{B_0} = -\frac{0,9 \cdot 1797 \cdot 21,0^2}{48 \cdot 517 \cdot 10^3} (5 \cdot 0,256 - 0,069) + \frac{5}{48} \cdot \frac{503 \cdot 21,0^2}{517 \cdot 10^3} = 0,010 \text{ m},$$

– ugięcie całkowite

$$M(K_{s1}) = 0,125(5,0 + 0,12 \cdot 25,0 + 2,5) 21,0^2 = 579 \text{ kNm},$$

$$a_i = a_m + \frac{5}{48} \frac{M(K_{s2}) - M_m(K_{s2})}{B_{0i}} l_{eff}^2 + \frac{5}{48} \frac{M(K_{s1}) l_{eff}^2 \phi_c(\infty, t_1)}{B_{0i}} - \frac{0,9 P_t l_{eff}^2}{48 B_{0i}} (5e_p + e_{p0}) \phi_c(\infty, t_0) =$$
$$= 0,010 + \frac{5}{48} \cdot \frac{849 - 503}{1164 \cdot 10^3} 21,0^2 + \frac{5}{48} \cdot \frac{849 \cdot 21,0^2 \cdot 1,439}{1164 \cdot 10^3} - \frac{0,9 \cdot 1797 \cdot 21,0^2}{48 \cdot 1164 \cdot 10^3} (5 \cdot 0,256 - 0,069) 1,799 = 0,0367 \text{ m}.$$

4. Sprawdzenie wartości dopuszczalnych:

– ugięcie odwrotne

$$|a'| = 0,0268 \text{ m} < a'_{lim} = 0,053 \text{ m},$$

– ugięcie maksymalne

$$a_i = 0,0367 \text{ m} < a_{lim} = 0,053 \text{ m}.$$

E. Projektowanie strzemion (procedura z tablicy 6-10)

1. Zwymiarowano przekrój niebezpieczny w p.A.

2. Trasę cięgną wypadkowego przyjęto w p.B.

3. $e_{p0} = -0,069 \text{ m}$.

4. Przyjęcie wymiarów bloku podporowego (rys.14.4-4):

$$a \cong (0,75 \div 1,00)h = 0,64 \div 0,85 \text{ m}, \quad a = 0,75 \text{ m},$$

$$a_c \cong a + 2(b_f - b_w) = 0,75 + 2(0,55 - 0,15) = 1,55 \text{ m},$$

$$\text{przyjęto: } a = 0,75 \text{ m}, \quad a_c = 1,55 \text{ m}, \quad b_a = 0,40 \text{ m}, \quad l_a = a_c - b_a = 1,15 \text{ m}.$$

5. $K_{u1} = 21,875 \text{ kN/mb}$, $V(K_{u1}) = 21,875(0,5 \cdot 21,0 - 1,15) = 205 \text{ kN}$.

6. $p_p = 0,9 \cdot 1797 \frac{8(0,256 + 0,069)}{21,8^2} = 8,85 \text{ kN/mb}$.

7. $V_{Sd,red} = 205 - 8,85(0,5 \cdot 21,0 - 1,15) = 122,0 \text{ kN}$.

8. $d = h - a_p = 0,85 - 0,10 = 0,75 \text{ m}$, $k = 1,6 - d \geq 1$, $k = 1,6 - 0,75 = 0,85$, przyjęto $k = 1,0$,

$$b_{w1} = b_w - \frac{\pi \sum \phi_d^2}{8d} = 0,15 - \frac{\pi \cdot 4 \cdot 0,05^2}{8 \cdot 0,75} = 0,145 \text{ m},$$

$$\rho_L = \frac{A_p + A_s}{b_w d} \leq 0,01, \quad \rho_L = \frac{(16,00 + 4,71)10^{-4}}{0,145 \cdot 0,75} = 0,0191, \quad \text{przyjęto } \rho_L = 0,01,$$

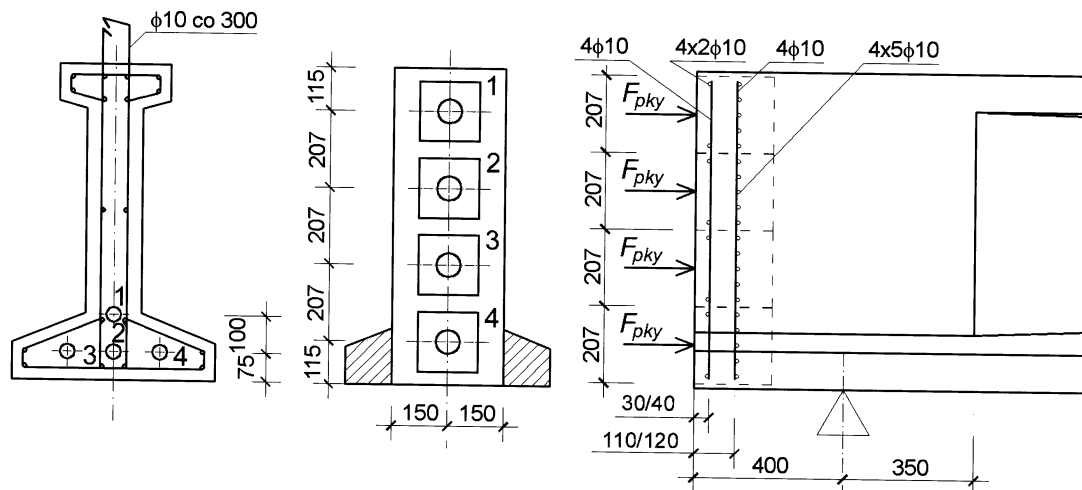
$$\sigma_{cp} = \frac{0,9 P_t}{A_c} = \frac{0,9 \cdot 1797}{0,200} = 8,1 \text{ MPa},$$

$$V_{Rd1} = [0,35 \cdot 1,0 \cdot 133 \cdot 10^3 (1,2 + 40 \cdot 0,01) + 0,15 \cdot 8,1 \cdot 10^3] 0,145 \cdot 0,75 = 146,0 \text{ kN}$$

9. $V_{Sd,red} = 122,0 \text{ kN} < V_{Rd1} = 146,0 \text{ kN}$, odcinek pierwszego rodzaju, czyli wymagane tylko konstrukcyjne zbrojenie poprzeczne.
10. $b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \varnothing_d = 0,15 - 0,5 \cdot 0,05 = 0,125 \text{ m}$, $z \cong 0,9d = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675 \text{ m}$,
 $V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) 20,0 \cdot 10^3 \cdot 0,125 \cdot 0,675 = 445 \text{ kN}$.
11. dla $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$,
 $0,25 \cdot 20,0 = 5,0 \text{ MPa} < 8,1 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot 20,0 = 10,0 \text{ MPa} \rightarrow \alpha_c = 1,25$,
 $V_{Rd2,red} = 1,25 \cdot 445 = 556 \text{ kN}$.
12. Przyjęto strzemiona dwucięte o średnicy $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$
 $A_{sw} = 2 \frac{\pi \varnothing_s^2}{4} = 2 \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.
13. $s_{lmax} = 0,75d \leq 0,40 \text{ m}$, $s_{lmax} = 0,75 \cdot 0,75 = 0,56 \text{ m} \rightarrow s_{lmax} = 0,40 \text{ m}$,
przyjęto strzemiona w rozstawie $s_1 = 0,30 \text{ m}$.

F. Projektowanie zbrojenia zszywającego

1. Wyznaczenie obliczeniowych naprężeń rozwarstwiających
 $V_{Sd} = 0,5 K_{u1} I_{eff} = 0,5 \cdot 21,875 \cdot 21,0 = 230 \text{ kN}$,
 $x_e = 0,180 \text{ m}$ (punkt B.5),
 $\beta = \frac{1,20 \cdot 0,10 \cdot 10,6}{1,20 \cdot 0,10 \cdot 10,6 + 0,30 \cdot 0,180 \cdot 20,0} = 0,540$,
 $n_f = \frac{10,6}{20,0} = 0,53$,
dla przekroju zespolonego obliczono:
 $S = 0,5 \cdot 0,10^2 \cdot 1,20 \cdot 0,53 + 0,11 \cdot 0,30 (0,10 + 0,5 \cdot 0,11) +$
 $+ (0,18 - 0,11) \cdot 0,15 [0,10 + 0,11 + (0,18 - 0,11)0,5] = 0,011 \text{ m}^3$,
 $A_{cci} = 0,10 \cdot 1,20 \cdot 0,53 + 0,11 \cdot 0,30 + (0,18 - 0,11)0,15 = 0,118 \text{ m}^2$,
 $x_{0l} = \frac{S}{A_{cci}} = \frac{0,011}{0,118} = 0,092 \text{ m}$,
 $z_l = 0,95 - 0,1 - 0,092 = 0,758 \text{ m} > 0,8(0,95 - 0,1) = 0,68 \text{ m}$,
przyjęto: $z_l = 0,68 \text{ m}$,
szerokość płaszczyzny zespolenia: $b_j = b'_j = 0,30 \text{ m}$,
 $\tau_{Sdj} = \frac{\beta V_{Sd}}{z_l b_j} = \frac{0,540 \cdot 230}{0,68 \cdot 0,30} = 0,609 \text{ MPa}$.
2. Wyznaczenie nośności styku na ścinanie
– uwzględniono nośność strzemion konstrukcyjnych, które będą prowadzone na całej wysokości przekroju zespolonego (rys. 14.4–6)
 $A_{sw} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $s_1 = 0,30 \text{ m}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$ (według punktu E),
 $\alpha = 90^\circ$,
 $A_j = b_j \cdot s_1 = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$, $\rho_j = \frac{A_{sw}}{A_j} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,09} = 0,17\%$,
przyjęto: $k_T = 0,5$, $\mu = 0,9$ (powierzchnia zespolenia z wrębami), dla B20: $\tau_{Rd} = 0,22 \text{ MPa}$,
 $\sigma_N = \frac{0,12 \cdot 25,0 + 2,50 + 0,7 \cdot 7,00}{0,30} = 0,035 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{cmd} = 0,6 \cdot 10,6 = 6,36 \text{ MPa}$,
 $\tau_{Rdj} = k_T f_{cmd} + \mu \sigma_N + \rho_j f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 0,5 \cdot 0,87 + 0,9 \cdot 0,035 + 0,0017 \cdot 190 (0,7 \cdot 1 + 0) = 0,765 \text{ MPa}$,
 $\tau_{Rdj} = 0,765 \text{ MPa} > \tau_{Sdj} = 0,609 \text{ MPa}$,
czyli warunek dla stanu granicznego rozwarstwienia jest spełniony



Rys.14.4-6

G. Wymiarowanie strefy zakotwień (procedura z tablicy 6-12)

1. Kształt bloku podporowego wg rys.14.4-4.
2. Rozmieszczenie zakotwień na czole belki wg rys.14.4-6.
3. $F_{pk} = f_{pk} \cdot A_{p1} = 1860 \cdot 10^3 \cdot 400 \cdot 10^{-6} = 744 \text{ kN}$.
4. Przyjęto zbrojenie strefy zakotwień w postaci siatki z drutów ze stali A-I:

$$f_{yd} = 210 \text{ MPa}, \quad \varnothing_w = 10 \text{ mm}, \quad A_{w1} = \frac{\pi \varnothing_w^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Określenie wytrzymałości na docisk

5. $A_{c0} = a^2 = 0,16^2 = 0,0256 \text{ m}^2$, $A_{c1} = \min \begin{pmatrix} 0,3 \cdot 0,230 = 0,069 \\ 0,3 \cdot 0,207 = 0,062 \end{pmatrix} = 0,062 \text{ m}^2$,

$$\omega_u = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{0,062}{0,0256}} = 1,55, \quad \sigma_{cum} = 0 \text{ MPa}, \quad v_{cu} = \omega_u - \frac{\sigma_{cum}}{f_{cd}} (\omega_u - 1) = 1,55 - \frac{0}{20,0} (1,55 - 1) = 1,55 < 2,5,$$

$$f_{cud} = v_{cu} f_{cd} = 1,55 \cdot 20,0 = 31,1 \text{ MPa}.$$

6. Zakotwienia w systemie VSL są fabrycznie wyposażone w spiralę zwojącą – patrz rys. 3-19.

Założono, że spirala wykonana jest ze stali A-I z pręta $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$ i $A_{s1} = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,

$G = 190 \text{ mm}$ (szerokość spirali w świetle), $d_{core} = G - d_s = 190 - 12 = 178 \text{ mm}$ (średnica uzwojenia), $H = 200 \text{ mm}$ (zasięg zbrojenia spiralnego), $n_t = 4$ (liczba zwojów spirali),

$$c_u = \frac{H}{n_t} = \frac{200}{4} = 50 \text{ mm (skok uzwojenia)}.$$

7. Sprawdzenie docisku – według [N1] p.5.8.3.

$$A_u = \frac{\pi d_{core} A_{s1}}{c_u} = \frac{\pi \cdot 0,178 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{0,05} = 12,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2, \quad \alpha_u = 1, \quad k = 2,0,$$

$$N_{Rd} = \alpha_u f_{cud} A_{c0} + k f_{yd} A_u = 1,0 \cdot 31,1 \cdot 0,0256 + 2,5 \cdot 210 \cdot 12,65 \cdot 10^{-4} = 1459 \text{ kN},$$

$$N_{Rd} = 1459 \text{ kN} > F_{pk} = 744 \text{ kN} \text{ – nośność wystarczająca.}$$

Zbrojenie strefy docisku powinno spełniać warunek

$$0,2 \alpha_u < \frac{k A_u f_{yd}}{f_{cud} A_{c0}} < 1,75 \cdot \alpha_u$$

$$0,20 < \frac{2,0 \cdot 12,65 \cdot 10^{-4} \cdot 210}{31,1 \cdot 0,026} = 0,65 < 0,75 \text{ – warunek spełniony.}$$

8. Projektowanie zbrojenia pionowego $F_{pky} = F_{pk} = 744 \text{ kN}$.
9. Dokonano podziału stref, połowiąc odległości pomiędzy siłami w kierunkach x i y .
10. $h_z = 207 \text{ mm}$.
11. $\alpha_y = \frac{a}{h_z} = \frac{0,16}{0,207} = 0,78$.
12. Z tablicy 6-11: $c_{1y} = 0,045$, $c_{2y} = 0,458$.
13. $S_{t1y} = c_{1y} F_{pky} = 0,045 \cdot 744 = 33 \text{ kN}$.
14. $A_{s1y} = \frac{S_{t1y}}{f_{yd}} = \frac{33}{210 \cdot 10^3} = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $c_{2y} h_z = 0,458 \cdot 0,207 = 0,094 \text{ m}$.
15. Przyjęto pionowe zbrojenie wgłębne:
4 pręty w odległości $0,11 \text{ m}$,
wypadkowa: $4A_{w1} = 4 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s1y} = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,
w odległości: $0,11 \text{ m} \cong c_{2y} h_z = 0,094 \text{ m}$ (zbrojenie wiązane ze zbrojeniem poziomym).
16. $A_{s3y} = \frac{0,03 F_{pky}}{f_{yd}} = \frac{0,03 \cdot 744}{210 \cdot 10^3} = 1,06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.
17. Przyjęto pionowe zbrojenie przyczółowe i narożne: 4 pręty z otuleniem $0,04 \text{ m}$,
wypadkowa: $4A_{w1} = 4 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s3y} = 1,06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.
8. Projektowanie zbrojenia poziomego
 $F_{pkz} = F_{pk} = 744 \text{ kN}$.
10. $b_z = 300 \text{ mm}$.
11. $\alpha_z = \frac{a}{b_z} = \frac{0,16}{0,300} = 0,533$.
12. Z tablicy 6-11: $c_{1z} = 0,093$, $c_{2z} = 0,427$.
13. $S_{t1z} = c_{1z} F_{pkz} = 0,093 \cdot 744 = 69 \text{ kN}$.
14. $A_{s1z} = \frac{S_{t1z}}{f_{yd}} = \frac{69}{210 \cdot 10^3} = 3,31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $c_{2z} b_z = 0,427 \cdot 0,300 = 0,128 \text{ m}$.
15. Przyjęto poziome zbrojenie wgłębne:
5 prętów pod każdym kablem w odległości $0,12 \text{ m}$ od czoła
 $5A_{w1} = 5 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s1z} = 3,31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,
w odległości: $0,12 \text{ m} \cong c_{2z} b_z = 0,128 \text{ m}$ (zbrojenie wiązane ze zbrojeniem pionowym).
16. $A_{s3z} = \frac{0,03 F_{pkz}}{f_{yd}} = \frac{0,03 \cdot 744}{210 \cdot 10^3} = 1,06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.
17. Przyjęto poziome zbrojenie przyczółowe i narożne:
2 pręty z otuliną $0,03 \text{ m}$,
 $2A_{w1} = 2 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s3z} = 1,06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.
18. Rozkład zbrojenia strefy zakotwień (zbrojenie wężykowe) przedstawiono schematycznie na rys.14.4-6.

14.5. Przykład projektowania mimośrodowo ściskanego elementu strunobetonowego

Temat. Zaprojektować strunobetonowy słup wewnętrzny dwunawowej estakady podsuwnicowej, stanowiący podparcie dla dwóch suwnic natorowych oraz lekkiej konstrukcji zadania. Założyć prostokątny przekrój poprzeczny, stały na długości.

Wymagana eliminacja rys w całym przekroju.

A. Projektowanie przekroju – dobór cięgien sprężających (procedura z tablicy 9-1)

1. Dane początkowe

Siły wewnętrzne dla różnych kombinacji obciążeń:

$$M_1(K_{u1}) = 660 \text{ kNm}; \quad N_1(K_{u1}) = 600 \text{ kN};$$

$$M_1(K_{s2}) = 530 \text{ kNm}; \quad N_1(K_{s2}) = 500 \text{ kN};$$

$$M_2(K_{u1}) = 400 \text{ kNm}; \quad N_2(K_{u1}) = 540 \text{ kN};$$

$$M_2(K_{s2}) = 300 \text{ kNm}; \quad N_2(K_{s2}) = 460 \text{ kN};$$

składnik długotrwały siły ściskającej $N_{lt} = 350 \text{ kN}$;

Wysokość słupa: $l_{col} = 6,5 \text{ m}$ (od korony fundamentu do poziomu podparcia belki podsuwnicowej);

Dane technologiczne:

– warunki dojrzewania wilgotne: $RH = 80\%$

– warunki technologiczne: okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton – 8 dni,

sprężenie po 7 dniach dojrzewania betonu,

sprężenie prostoliniowe na torze naciągowym,

– klasa ekspozycji (warunki środowiska) XC4, średnia wilgotność, $RH = 80\%$,

– kategoria rysodporności (1b) – pełne sprężenie,

– przyłożenie obciążeń stałych i długotrwałej części obciążeń zmiennych po 60 dniach.

2. Materiały

Beton B50: $f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$, $f_{ctk} = 2,5 \text{ MPa}$,

$f_{ctd} = 1,67 \text{ MPa}$, $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48,0 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$, $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$,

z badań wiadomo: po 7 dniach $f_{cm(7)} = 0,7 f_{cm} = 33,6 \text{ MPa}$, $f_{ctm(7)} = 0,7 f_{ctm} = 2,45 \text{ MPa}$,

Stal sprężająca: sploty siedmiodrutowe Y1770S7 $\varnothing 15,2 \text{ mm}$, $A_{p1} = 140 \text{ mm}^2$,

klasa relaksacji – 2 według [N1],

$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}$, $f_{pd} = f_{pk}/\gamma_s = 1770/1,25 = 1416 \text{ MPa}$, $E_p = 190 \text{ GPa}$

3. Długość obliczeniowa dla słupa estakady – wg załącznika C, Tabl. C1 normy [N1]; (zredukowana wartość z punktu 3, kol. 4)

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 1,6 \cdot 6,5 = 10,4 \text{ m}$$

4. Przyjęto: $b = b_{min} = 0,30 \text{ m}$

5. Oszacowanie wysokości przekroju (wzór [9-1]):

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot \max M(K_{s2})}{b(0,3f_{cm} + 0,5f_{ctm})}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 530}{0,30(0,3 \cdot 48 + 0,5 \cdot 3,5)1000}} = 0,810 \text{ m},$$

zaokrąglono do 0,80 m;

sprawdzenie proporcji przekroju:

$$b/h = 0,30/0,80 = 0,375 < 0,5$$

zwiększono zatem szerokość przekroju

4'. Przyjęto: $b = 0,40 \text{ m}$;

5'. Ponowne oszacowanie wysokości przekroju:

$$h = 0,81 \sqrt{\frac{0,30}{0,40}} = 0,702 \text{ m},$$

zaokrąglono do 0,70 m;

Sprawdzenie proporcji przekroju:

$$b/h = 0,40/0,70 = 0,57 > 0,5;$$

Ostatecznie przyjęto wymiary: $b = 0,40 \text{ m}$; $h = 0,70 \text{ m}$

6. Ciężar słupa (wraz z odcinkiem 0,5 m do poziomu utwierdzenia w kielichu stopy długość słupa wynosi $l = 7,0 \text{ m}$)

$G = 0,40 \cdot 0,70 \cdot 7,0 \cdot 25 = 49 \text{ kN}$; przyjęto z uwagi na dodatkowe wyposażenie $G = 50 \text{ kN}$;

Siły ściskające w obliczanym przekroju utwierdzenia:

$$N_1 = 500 + 50 = 550 \text{ kN}; \quad N_2 = 460 + 50 = 510 \text{ kN};$$

$$N_{1d} = 600 + 1,1 \cdot 50 = 655 \text{ kN}; \quad N_{2d} = 540 + 1,1 \cdot 50 = 595 \text{ kN}$$

7. Sprawdzenie celowości sprężania

$$\max\left(\frac{660}{655}; \frac{400}{595}\right) = 1,01 \text{ m} > 0,20 \text{ m}; \text{ celowe jest zatem sprężenie słupa}$$

8. Ustalenie mimośrodków początkowych

$$e_{01} = e_a + e_e = \frac{h}{30} + \frac{M_1(K_{u1})}{N_{1d}} = \frac{0,70}{30} + \frac{660}{655} = 1,031 \text{ m};$$

$$e_{02} = \frac{h}{30} + \frac{M_2(K_{u1})}{N_{2d}} = \frac{0,70}{30} + \frac{400}{595} = 0,696 \text{ m}$$

9. Określenie smukłości

$$l_0/h = 10,40/0,70 = 14,9 > 7$$

słup jest smukły

10. Końcowy współczynnik pełzania $\phi_c(\infty, t)$ dla $t = 60$ dni i $RH = 80\%$ obliczony wg załącznika A normy [N1] wynosi 1,21 (patrz wyliczenie przy sprawdzeniu strat);
średni (ważony) współczynnik obciążenia dla obciążeń długotrwałych przyjęto $\gamma = 1,20$

$$k = 1 + 0,5 \frac{\gamma N_{lt}}{\max N(K_{u1})} \phi_c(\infty, t) = 1 + 0,5 \frac{1,2 \cdot 350}{600} \cdot 1,21 = 1,42$$

11. Przyjęto wstępnie $A_{p(1)} = A_{p(2)} = 0,003 \cdot 0,40 \cdot 0,70 = 0,00084 \text{ m}^2$ oraz $a_{p1} = a_{p2} = 0,1h$

12. Obliczenie siły krytycznej

$$I_c = \frac{0,4 \cdot 0,7^3}{12} = 11,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4;$$

$$I_p = (A_{p(1)} + A_{p(2)}) (0,4h)^2 = 2 \cdot 0,00084 \cdot (0,4 \cdot 0,70)^2 = 1,316 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4;$$

$$N_{crit} = \frac{9}{l_0^2} \left(\frac{E_{cm} I_c}{2k} + E_p I_p \right) = \frac{9}{10,4^2} \left(\frac{35 \cdot 10^6 \cdot 11,43 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1,42} + 190 \cdot 10^6 \cdot 1,316 \cdot 10^{-4} \right) = 13802 \text{ kN}$$

13. Współczynniki zwiększenia mimośrodków

$$\eta_1 = \frac{N_{crit}}{N_{crit} - N_1(K_{u1})} = \frac{13802}{13803 - 600} = 1,045;$$

$$\eta_2 = \frac{N_{crit}}{N_{crit} - N_2(K_{u1})} = \frac{13802}{13803 - 540} = 1,041;$$

14. Skorygowane momenty zginające (od obciążeń charakterystycznych)

$$M_1 = N_1 \eta_1 e_{01} = 550 \cdot 1,045 \cdot 1,031 = 593 \text{ kNm};$$

$$M_2 = N_2 \eta_2 e_{02} = 510 \cdot 1,041 \cdot 0,696 = 370 \text{ kNm}$$

15. Wymagane siły sprężające trwale:

$$P_{t1} = 2,629 \frac{M_2}{h} + 1,324 \frac{M_1}{h} - 0,438 N_2 - 0,221 N_1 - 0,66 f_{ctm} b h = 1390 + 1122 - 223 - 122 - 647 = 1520 \text{ kN};$$

$$P_{t2} = 2,629 \frac{M_1}{h} + 1,324 \frac{M_2}{h} - 0,438 N_1 - 0,221 N_2 - 0,66 f_{ctm} b h = 2227 + 700 - 241 - 113 - 647 = 1926 \text{ kN}$$

16. Na podstawie oszacowania strat sprężenia (patrz p.4.5.4) przyjęto straty doraźne 7,5% oraz straty opóźnione 11%, czyli łączne straty $\Sigma \Delta \sigma_p$ w wartości 18,5% siły pierwotnej

17. Możliwe do wykorzystania naprężenia trwale w stali sprężającej

$$\sigma_{pt} = \min(0,80 f_{pk} - \Sigma \Delta \sigma_p; 0,65 f_{pk}) = \min[0,80 \cdot 1770(1 - 0,18); 0,65 \cdot 1770] =$$

$$= \min[1154; 1150] = 1150 \text{ MPa}$$

- 18.

$$A_{p(1)} = \frac{P_{t1}}{\sigma_{pt}} = \frac{1520}{1150 \cdot 10^3} = 1322 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 = 1322 \text{ mm}^2;$$

$$A_{p(2)} = \frac{P_{t2}}{\sigma_{pt}} = \frac{1926}{1150 \cdot 10^3} = 1675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 = 1675 \text{ mm}^2$$

$$19. \quad n_1 = \frac{A_{p(1)}}{A_{p1}} = \frac{1322}{140} = 9,44 \approx 10; \quad A_{p(1)} = 1400 \text{ mm}^2;$$

$$n_2 = \frac{A_{p(2)}}{A_{p1}} = \frac{1675}{140} = 11,96 \approx 12; \quad A_{p(2)} = 1680 \text{ mm}^2$$

Rozmieszczenie splotów w przekroju z warunków minimalnych odstępów i otulenia; założono:

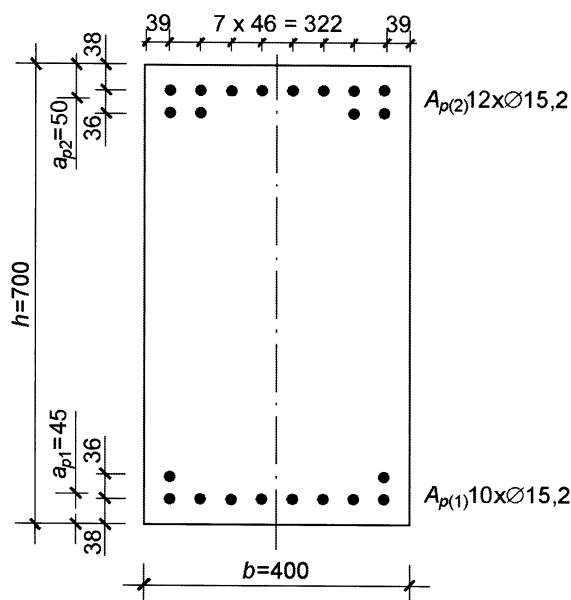
- betonowanie w pozycji „stojącej” przekroju,
- kruszywo o uziarnieniu do 16 mm,

Przy minimalnym odstępnie splotów w świetle i otuleniu $2\phi = 30,4 \text{ mm}$ w jednym rzędzie mieści się maksymalnie 8 splotów ($2 \times 30,4 + 8 \times 15,2 + 7 \times 30,4 = 395,2 \text{ mm}$), a minimalny odstęp rzędów $31,2 \text{ mm}$.

Stąd dla 10 splotów: min $a_{p1} = 44,2 \text{ mm}$; przyjęto 45 mm , $e_{p1} = 350 - 45 = 305 \text{ mm}$,

dla 12 splotów min $a_{p2} = 48,4 \text{ mm}$; przyjęto 50 mm , $e_{p2} = 350 - 50 = 300 \text{ mm}$

Założone rozmieszczenie podano na rysunku 14.5-1.



Rys. 14.5-1

20. Naprężenia w splotach w strefie ściskanej:

$$\sigma_{pc} = 0,75 f_{pk} - 400 \text{ MPa} = 0,75 \cdot 1770 - 400 = 927 \text{ MPa}.$$

Wysokość strefy ściskanej przy działaniu siły $N_{2d} = 595 \text{ kN}$

$$x_2 = \frac{1}{f_{cd} b} [N_{2d} + f_{pd} A_{p(1)} + \sigma_{pc} A_{p(2)}] = \frac{1}{26,7 \cdot 0,4} (595 + 1416 \cdot 1,4 + 927 \cdot 1,68) = 0,387 \text{ m}$$

21. Nośność obliczeniowa

$$M_{Rd2} = f_{cd} b x_2 (h - a_{p1} - 0,5 x_2) - A_{p(2)} \sigma_{pc} (h - a_{p1} - a_{p2}) =$$

$$= 26700 \cdot 0,4 \cdot 0,387 (0,70 - 0,045 - 0,5 \cdot 0,387) - 1680 \cdot 0,927 (0,70 - 0,045 - 0,050) = 1907 - 942 = 965 \text{ kNm}$$

22. Obciążenie obliczeniowe

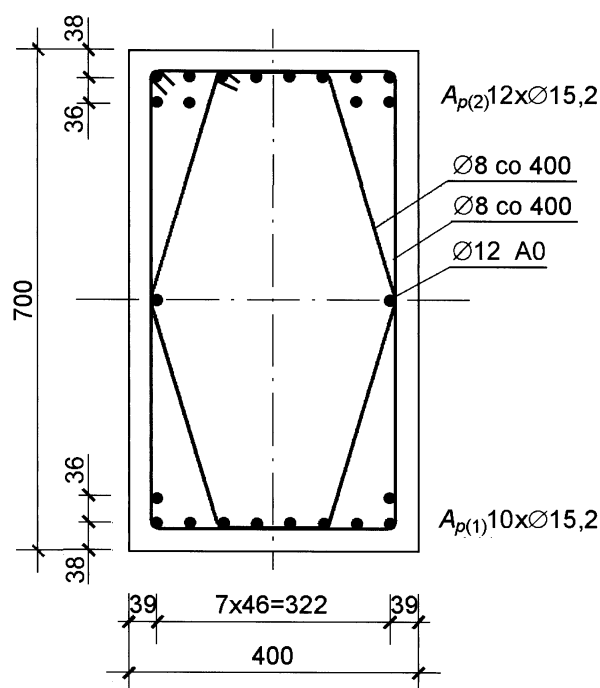
$$M_{Sd2} = N_{2d} (\eta_2 e_{02} + e_{p1}) = 595 (1,041 \cdot 0,696 + 0,305) = 613 \text{ kNm}$$

23. $M_{Rd2} \geq M_{Sd2}$; $965 > 613$ nośność jest zatem dla tego przypadku wystarczająca

- 20' Wysokość strefy ściskanej przy działaniu siły $N_{1d} = 655 \text{ kN}$

$$x_1 = \frac{1}{f_{cd} b} [N_{1d} + f_{pd} A_{p(2)} + \sigma_{pc} A_{p(1)}] = \frac{1}{26,7 \cdot 0,4} (655 + 1416 \cdot 1,68 + 927 \cdot 1,4) = 0,406 \text{ m}$$

- 21' $M_{Rd1} = f_{cd} b x_1 (h - a_{p2} - 0,5 x_1) - A_{p(1)} \sigma_{pc} (h - a_{p1} - a_{p2}) =$
 $= 26700 \cdot 0,4 \cdot 0,406 (0,70 - 0,050 - 0,5 \cdot 0,406) - 1400 \cdot 0,927 (0,70 - 0,045 - 0,050) = 1938 - 785 = 1153 \text{ kNm}$
- 22' $M_{Sd1} = N_{1d} (\eta_1 e_{01} + e_{p2}) = 655 (1,045 \cdot 1,031 + 0,300) = 902 \text{ kNm}$
- 23' $M_{Rd1} \geq M_{Sd1}$; $1153 > 902$ nośność jest zatem także dla tego przypadku wystarczająca
24. Zaprojektowany przekrój, wraz ze strzemionami przyjętymi jak dla słupów żelbetowych przedstawia rysunek 14.5-2



Rys. 14.5-2

B. Sprawdzenie strat sprężania (procedura z tablicy 4-2)

1. Zestawienie danych z projektowania przekroju i założenia technologiczne:

– z projektowania elementu:

$$A_{p(1)} = 1400 \text{ mm}^2, A_{p(2)} = 1680 \text{ mm}^2, A_{p1} = 140 \text{ mm}^2,$$

$$e_{p1} = 0,305 \text{ m}, e_{p2} = 0,300 \text{ m},$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}, E_p = 190 \text{ GPa},$$

$$\sigma_{p0,lim} = 0,80 \cdot f_{pk} = 0,80 \cdot 1770 = 1416 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{pi,lim} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{p,lim} = 0,65 \cdot f_{pk} = 0,65 \cdot 1770 = 1151 \text{ MPa},$$

$$A_c = 0,280 \text{ m}^2, I_c = 11,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, u = 2,20 \text{ m},$$

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 0,280 / 2,20 = 0,255 \text{ m} = 255 \text{ mm},$$

$$A_{cs} = 0,297 \text{ m}^2, I_{cs} = 12,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, E_{cm} = 35 \text{ GPa};$$

– założono do obliczania strat:

$$L = 50,0 \text{ m (długość toru naciągowego)}, a_{0sl} = 3 \text{ mm}$$

– pełzanie od chwili sprężenia betonu ($t_0 = 7$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika A normy [N1]

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,103 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \cdot \sqrt[3]{255}} \left(\frac{35}{48} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{48} \right)^{0,2} = 1,176, \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,42,$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 7^{0,20}} = 0,404, \phi(\infty, t_0) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 1,176 \cdot 2,42 \cdot 0,404 = 1,50;$$

– skurcz do chwili sprężenia ($t_0 = 7$ dni, $RH = 80\%$), według załącznika B normy [N1]

$$\varepsilon_{cs}(t_0) = \varepsilon_{cs,\infty} \beta_{ds}(t_0)$$

$$\beta_{ds}(t_0) = \left(\frac{t_0}{0,035 h_0^2 + t_0} \right)^{0,5} = \left(\frac{7}{0,035 \cdot 255^2 + 7} \right)^{0,5} = 0,0554$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,756, \quad \beta_{sc} = 5,$$

$$\varepsilon_{cs,\infty} = [160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})] 10^{-6} \beta_{RH} = [160 + 5 \cdot (90 - 48)] 10^{-6} \cdot 0,756 = 0,00028,$$

$$\varepsilon_{cs}(t_0) = 0,0554 \cdot 0,00028 = 0,000016,$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = 0,00028 - 0,000016 = 0,000264$$

$$\varepsilon_{csa,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) 10^{-6} = 2,5(40 - 10) 10^{-6} = 0,000075, \quad \varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{csd} + \varepsilon_{csa} = 0,000264 + 0,000075 = 0,000339.$$

– pełzanie po przyłożeniu dodatkowego obciążenia stałego ($t_1 = 60$ dni; $RH = 80\%$), według załącznika A normy [N1]:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,425, \quad \beta(t_1) = \frac{1}{(0,1 + t_1^{0,20})} = \frac{1}{(0,1 + 60^{0,20})} = 0,422,$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,103 \sqrt[3]{h_0}} \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,10 \cdot \sqrt[3]{255}} \left(\frac{35}{48} \right)^{0,7} \right] \left(\frac{35}{48} \right)^{0,2} = 1,176,$$

$$\phi(\infty, t_1) = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_1) = 1,176 \cdot 2,425 \cdot 0,422 = 1,21;$$

– klasa relaksacji stali sprężającej: 2;

– okres od naciągu do przekazania sprężenia na beton 8 dni, $t_p \cong 200$ godz.

– całkowite pole powierzchni splotów:

$$A_p = A_{p(1)} + A_{p(2)} = 1400 + 1680 = 3080 \text{ mm}^2,$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_{cs}} = \frac{0,00308}{0,297} = 0,01037, \quad \alpha_e = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190}{35} = 5,43;$$

2. Siła pierwotna w cięgnach sprężających

$$P_{pr0} = \max P_{pr0} = 0,80 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4} = 4361 \text{ kN}$$

3. $\Delta P_{0,sl} = \frac{0,003}{50,0} 190 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4} = 35 \text{ kN}$

4. $P_{pr0} - \Delta P_{0,sl} = 4361 - 35 = 4326 \text{ kN}$

5. $\sigma_{p0} = \frac{4326 \cdot 10^{-3}}{30,8 \cdot 10^{-4}} = 1405 \text{ MPa}, \quad \text{dla } \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}} = \frac{1405}{1770} = 0,79 \rightarrow \delta = 4,2\%,$

$$\Delta \sigma_{pr1000} = 0,042 \cdot 1405 = 59 \text{ MPa},$$

$$\text{dla } t_p = 200 \text{ godz.} \rightarrow \delta_t = 65\%,$$

$$\Delta \sigma_{prt} = 0,65 \cdot 59 = 38,4 \text{ MPa}, \quad \Delta P_{0r} = 38,4 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4} = 118 \text{ kN}.$$

7. Nie występują straty od wpływów termicznych (naturalne dojrzewanie).

8. Siła początkowa

$$P_0 = P_{pr0} - \Delta P_{0,sl} - \Delta P_{0r} = 4361 - 35 - 118 = 4208 \text{ kN}.$$

9.
$$e_{pp} = \frac{1400 \cdot 10^{-6} \cdot 0,305 + 1680 \cdot 10^{-6} (-0,300)}{1400 \cdot 10^{-6} + 1680 \cdot 10^{-6}} = -0,025 \text{ m},$$

$$g = 5,43 \cdot 0,01037 \left(1 + \frac{0,025^2 \cdot 0,297}{0,01274} \right) = 0,057,$$

$$\Delta P_{ic} = \frac{0,057}{1 + 0,057} 4208 = 227 \text{ kN}$$
-
10. $P_{i(1)} = 4208 - 227 = 3981 \text{ kN},$
 $P_{i(2)} = \max P_i = 1328 \cdot 10^3 \cdot 30,80 \cdot 10^{-4} = 4090 \text{ kN}$
-
11. $P_{i(1)} = 3981 \text{ kN} < P_{i(2)} = 4090 \text{ kN}$
 łączne straty doraźne wynoszą
 $(4326 - 3981) : 4326 = 0,08 = 8\%$
-
12. $P_i = P_{i(1)} = 3981 \text{ kN},$

$$\sigma_{cpi} = \frac{3,981}{0,297} + \frac{3,981 \cdot 0,025^2}{0,01274} = 13,6 \text{ MPa}$$

 obciążenia długotrwałe przyjęto jako w przybliżeniu osiowe

$$\sigma_{cg} = \frac{350 \cdot 10^{-3}}{0,297} = 1,18 \text{ MPa}$$
-
13.
$$\sigma_{pi} = \frac{3981 \cdot 10^{-3}}{3080 \cdot 10^{-6}} = 1293 \text{ MPa}, \quad \text{dla } \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1293}{1770} = 0,731 \rightarrow \delta = 3,2\%$$

 $\Delta \sigma_{pr1000} = 0,032 \cdot 1293 = 41,4 \text{ MPa},$
 $\Delta \sigma_{pr\infty} = 2 \cdot \Delta \sigma_{pr1000} = 2 \cdot 41,4 = 82,8 \text{ MPa},$
 $\Delta \sigma_{pr(\infty-t)} = 82,8 - 38,4 = 44,4 \text{ MPa}.$
-
14.
$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,339 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 44,4 + 5,43 \cdot 150 \cdot 13,6 + 5,43 \cdot 1,21 \cdot 1,18}{1 + 5,43 \cdot 0,01037 \left(1 + \frac{0,297}{0,01274} \cdot 0,025^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 150)} = 194 \text{ MPa}$$
-
15. $P_{t(1)} = 3981 - 194 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4} = 3383 \text{ kN},$
 $P_{t(1)} = 3383 < 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p = 0,65 \cdot 1770 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4} = 3544 \text{ kN},$
 $P_{t(2)} = P_{t,max} = 3544 \text{ kN}.$
-
16. $P_t = P_{t(1)} = 3383 \text{ kN},$
 straty opóźnione wynoszą:
 $(3981 - 3383) / 3981 = 0,15 = 15\%,$
 całkowite straty $8\% + 15\% = 23\%$
 Założone straty 18,5% (część A, krok 16 przykładu) zostały oszacowane nieco za nisko; należy albo dokonać ponownych obliczeń, albo skorygować założenia technologiczne, np. zmienić okres twardnienia betonu przed sprężeniem. Uznano, że możliwe jest drugie rozwiązanie, po weryfikacji doświadczalnej rzeczywistego skurczu i pęcznienia dla betonu przewidzianego do stosowania.
-
17. Siła pierwotna w pojedynczym splocie

$$P_{pr1} = 4361 \frac{1,40 \cdot 10^{-4}}{30,8 \cdot 10^{-4}} = 198,2 \text{ kN}$$
-
18.
$$\Delta L = \frac{4361 \cdot 10^{-3}}{190 \cdot 10^3 \cdot 30,8 \cdot 10^{-4}} 50 = 0,373 \text{ m}$$
-
19. Informacje wykonawcze dotyczące sprężenia, do umieszczenia na rysunku konstrukcyjnym:
 – sploty siedmiodrutowe Y1770S7 Ø15,2 mm, klasa relaksacji – 2,
 – siła przy kotwieniu splotu: 198,2 kN,
 – wydłużenie splotu na torze o długości 50 m: $\Delta L = 373 \text{ mm},$
 – sprężenie przekazane na beton po 7 dniach naturalnego dojrzewania w wilgotnych warunkach,
 – niezbędna weryfikacja doświadczalna właściwości betonu.

C. Sytuacja przejściowa – sprawdzanie stanów granicznych

- Przed ustawieniem w pionie słup składowany lub transportowany poziomo w pozycji betonowania (dołem większa liczba splotów)
 $g_k = \rho_c \cdot A_c = 25 \cdot 0,280 = 7,00 \text{ kN/m}$,
 $M_{g1} = 0,125 \cdot 7,00 \cdot 7,0^2 = 43 \text{ kNm}$ (podparcie na końcach elementu),
 $M_{g2} = 0,5 \cdot 7,00 \cdot 3,5^2 = -43 \text{ kNm}$ (założono możliwość przypadkowego podparcia elementu przy składowaniu w środku długości, czyli 3,5 m od końca).
Do sprawdzenia: $M_g = \pm 43 \text{ kNm}$, $\gamma = 1$
- Sprawdzenie naprężeń na krawędziach przekroju betonu:
 $P_{k,sup} = 1,1 \cdot P_i = 1,1 \cdot 3981 = 4379 \text{ kN}$,
 $P_{k,inf} = 0,9 \cdot P_i = 0,9 \cdot 3981 = 3583 \text{ kN}$,
$$\sigma_{cc} = -\frac{P_{k,sup}}{A_{cs}} - \frac{P_{k,sup} \cdot e_{pp} + M_g}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} = -\frac{4379}{0,297} - \frac{4379 \cdot 0,025 + 0,043}{0,01274} \cdot 0,35 = -14,74 - 4,19 = -18,93 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{ct} = -\frac{P_{k,inf}}{A_{cs}} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_{pp} + M_g}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} = -\frac{3583}{0,297} + \frac{3583 \cdot 0,025 + 0,043}{0,01274} \cdot 0,35 = -12,06 + 3,64 = -8,42 \text{ MPa}$$
zatem na obydwu krawędziach zachodzi w sytuacji przejściowej ściskanie
- Sprawdzenie stanu granicznego naprężeń:
 $\sigma_{cc} = -18,93 > 0,70 \cdot f_{cm}(7) = -0,70 \cdot 33,6 = -23,52 \text{ MPa}$. (warunek spełniony)
- Wobec spełnienia z dużym zapasem warunków stanu granicznego naprężeń nie jest konieczne sprawdzenie nośności w sytuacji przejściowej

D. Sprawdzenie naprężeń w sytuacji trwałej

- Sprawdzenie w sytuacji (1)
 $N_1 = 550 \text{ kN}$;
 $M_1 = N_1 \eta_1 e_{01} = 593 \text{ kNm}$;
 $P_{k,sup} = 1,1 \cdot P_t = 1,1 \cdot 3544 = 3898 \text{ kN}$,
 $P_{k,inf} = 0,9 \cdot P_t = 0,9 \cdot 3544 = 3190 \text{ kN}$,
 $e_{pp} = 0,025 \text{ m}$,
$$\sigma_{cc(1)} = -\frac{N_1 + P_{k,sup}}{A_{cs}} - \frac{M_1}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} + \frac{P_{k,sup} e_{pp}}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} =$$
$$= -\frac{0,550 + 3,898}{0,297} - \frac{0,593}{0,01274} \cdot 0,35 + \frac{3,898 \cdot 0,025}{0,01274} \cdot 0,35 = -14,98 - 16,29 + 2,68 =$$
$$= -28,59 \text{ MPa} > 0,7 f_{cm} = -33,6 \text{ MPa}$$
,
$$\sigma_{ct(1)} = -\frac{N_1 + P_{k,inf}}{A_{cs}} + \frac{M_1}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} - \frac{P_{k,inf} e_{pp}}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} =$$
$$= -\frac{0,550 + 3,190}{0,297} - \frac{0,593}{0,01274} \cdot 0,35 + \frac{3,190 \cdot 0,025}{0,01274} \cdot 0,35 = -12,59 + 16,29 - 2,19 = +1,51 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,50 \text{ MPa}$$
- Sprawdzenie w sytuacji (2)
 $N_2 = 510 \text{ kN}$;
 $M_2 = N_2 \eta_2 e_{02} = 370 \text{ kNm}$;
$$\sigma_{cc(2)} = -\frac{N_2 + P_{k,sup}}{A_{cs}} - \frac{M_2}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} + \frac{P_{k,sup} e_{pp}}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} =$$
$$= -\frac{0,510 + 3,898}{0,297} - \frac{0,370}{0,01274} \cdot 0,35 + \frac{3,898 \cdot 0,025}{0,01274} \cdot 0,35 = -14,84 - 10,16 - 2,68 = -27,68 \text{ MPa} > 0,7 f_{cm}$$
$$= -33,6 \text{ MPa}$$
,
$$\sigma_{ct(2)} = -\frac{N_2 + P_{k,inf}}{A_{cs}} + \frac{M_2}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} - \frac{P_{k,inf} e_{pp}}{I_{cs}} \cdot \frac{h}{2} =$$
$$= -\frac{0,510 + 3,190}{0,297} + \frac{0,370}{0,01274} \cdot 0,35 - \frac{3,190 \cdot 0,025}{0,01274} \cdot 0,35 = -12,45 + 10,16 + 2,19 = +0,10 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,50 \text{ MPa}$$

Warunki stanu granicznego naprężeń zostały spełnione.

15. Przykłady zastosowań konstrukcji sprężonych

Od połowy XX wieku nastąpił okres wielkiego rozwoju konstrukcji sprężonych w wielu dziedzinach budownictwa, po prototypowych zastosowaniach w latach 40. Doprowadziło to do wspaniałych realizacji w latach 90., a także masowej produkcji wielu elementów. Rozwój przebiegał w różnym tempie i osiągnęto różną skalę w poszczególnych krajach, a także w różnych dziedzinach stosowania. W polskim budownictwie, po okresie rozwoju tych konstrukcji w latach 60., nastąpiła wyraźna zapaść w latach 80., spowodowana głównie niepowodzeniami związanymi z niską jakością wykonawstwa. Dopiero lata 90. przyniosły ponowny rozwój, dzięki importowi myśli technicznej i doświadczeń wielkich firm europejskich.

Współcześnie stosowane są bardzo różnorodne elementy i konstrukcje sprężone w różnych dziedzinach budownictwa komunikacyjnego, miejskiego, przemysłowego, hydrotechnicznego. W rozdziale niniejszym przedstawiono przegląd niektórych reprezentatywnych przykładów zastosowań. Ograniczono prezentację szczegółową przykładów historycznych, czyli

realizacji sprzed 25-40 lat, choć większość konstrukcji z tego czasu pozostaje w naszym kraju w eksploatacji i zapewne będzie służyć nadal. Są one jednak dostępne w katalogach, podręcznikach i poradnikach wydanych w przeszłości (m.in. w [3]).

Ze względu na wspomnianą różnorodność – przy omawianiu przykładów przyjęto podział nie tylko z punktu widzenia dziedzin zastosowań, ale także pod względem technologiczno-realizacyjnym i wymiarowym. W związku z tym wyróżniono dwie grupy:

- elementy drobno- i średniowymiarowe, nadające się do transportu, produkowane seryjnie w zakładach prefabrykacji i często stosowane w różnych typach obiektów budowlanych,
- indywidualne konstrukcje lub elementy, wykonywane jako monolityczne lub składowane z segmentów na miejscu przeznaczenia, charakteryzujące się zwykle dużymi wymiarami.

W pierwszej z tych grup przeważają elementy strunobetonowe, a w drugiej dominuje technologia kablobetonu.

15.1. Konstrukcje przekryć dachowych

Rozpowszechnione w przeszłości przekrycia dachowe z zastosowaniem elementów sprężonych są obecnie mniej popularne z uwagi na dostępność lekkich konstrukcji stalowych oraz różnych rozwiązań elementów warstwowych. Niemniej, w polskich obiektach, podobnie jak w wielu innych krajach, wykonano tego rodzaju przekrycia, w tysiącach obiektów halowych, przemysłowych i miejskich. Konstrukcje te w większości okazały się bardzo trwałe przy właściwej konserwacji. Produkowane i stosowane są także współcześnie, w postaci zmodernizowanej i z zastosowaniem doskonalszych materiałów.

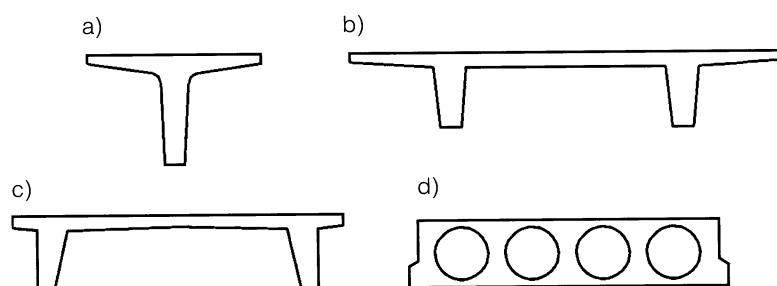
15.1.1. Płyty i elementy płytowo-żebrowe

Płytowe lub płytowo-żebrowe elementy dachowe stosowane są w konstrukcjach dachów hal przemysłowych, a także różnych obiektów handlowych lub sportowych. Wymiary tych elementów są różne, głównie ze względu na ograniczenia transportowe i montażowe.

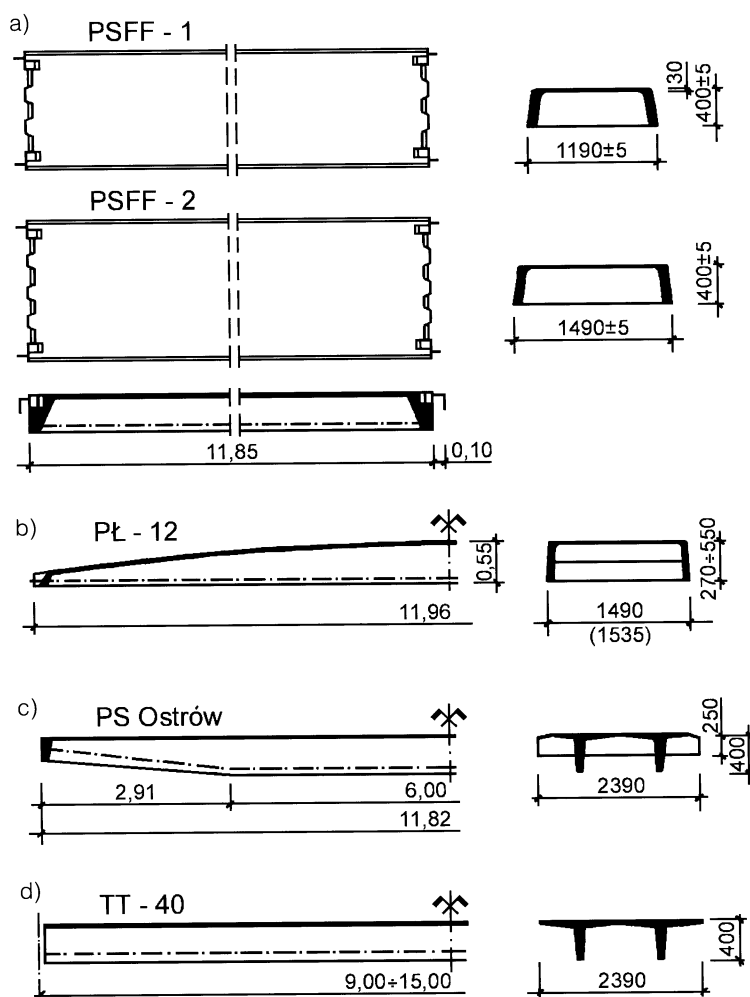
Sprężone płyty dachowe mają zwykle rozpiętość powyżej 6 m, a najwięcej zastosowań dotyczyło rozpiętości 9 do 15 m. Szerokość elementów zawiera się w przedziale 1,2 do 2,4 m. Przekroje poprzeczne elementów płytowych i płytowo-żebrowych najczęściej sprowadzają się do przypadków

przedstawionych na rysunku 15-1. W naszym kraju stosowano jako typowe elementy płytowo-żebrowe, pokazane na rysunku 15-2. Rozpowszechnione były płyty PSFF dla rozpiętości 12 m i obciążeń użytkowych $1,4 \text{ kN/m}^2$ (przy ciężarze własnym $1,9$ do $2,1 \text{ kN/m}^2$) oraz płyty TT-40 dla rozpiętości

9, 12 i 15 m. Płyty TT-40 produkowano w kraju stosując sprężenie splotami $\varnothing 7,8 \text{ mm}$, uzyskując ciężar własny $2,1 \text{ kN/m}^2$. Dążenie do coraz mniejszego ciężaru własnego płyt, jak to miało miejsce np. w płytach typu „Ostrów”, doprowadziło do zbyt cienkich fragmentów międzyżebrowych i częstych uszkodzo-



Rys. 15-1. Przekroje sprężonych elementów przekryć dachowych: a) jednożebrowe typu T, b) dwużebrowe typu TT, c) dwużebrowe typu II, d) kanałowe typu SP (HC)



Rys. 15-2. Sprężone płyty żebrowe stosowane w krajowych przekryciach dachowych: a) płyty PSFF, b) łupiny PŁ-12, c) PS-Ostrów, d) TT-40

dzeń. Grubość płyty międzyżebrowej poniżej 30 mm wymaga bowiem, szczególnej precyzji w przygotowaniu mieszanki betonowej i jej formowaniu, a także dużej ostrożności przy montażu elementów.

Obecnie w kilku wytwórniach prefabrykatów (np. „Gralewo” w Uzdowie k. Działdowa [P20], „Ergon” w Mszczonowie [P21], „Consolis” w Gorzkowicach [P23]) produkowane są elementy typu TT, sprężane splotami siedmiodrutowymi $\varnothing 7,8$ mm, $\varnothing 12,5$ mm lub $\varnothing 15,5$ mm. Nowoczesne linie produkcyjne pozwalają na różnicowanie rozpiętości, wymiarów przekroju i zbrojenia, a w konsekwencji – dostosowanie do różnych wymagań co do obciążeń i ugięć.

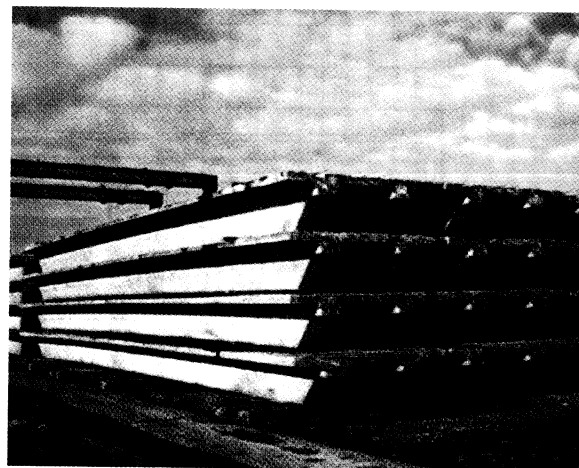
Przykładowo, jedna z tych wytwórni – „Ergon” (technologia belgijska), produkuje elementy oznaczone TTP (dachowe lub stropowe) o wysokości 400, 500, 600, 700 i 800 mm, przy czym przy podporach wysokość ta jest powiększona w każdym przypadku o 40 mm. Stąd oznaczenia, np. TTP 440. Szerokość może być dostosowana w zakresie 1,0 do 2,4 m, a także mogą być fabrycznie przygotowane otwory w płycie elementu. Maksymalne rozpiętości tych elementów dla dachów wynoszą odpowiednio od około 17 do 27 m. Na fot. 15-3 pokazano składowisko elementów TTP, z widoczną zmianą grubości płyt przy podporach i podcięciem żebier.

Drugą grupę elementów stosowaną w dachach – płyty kanałowe – reprezentują

obecnie w naszym kraju płyty typu SP (HC). Są to jednak elementy stosowane przede wszystkim w stropach (patrz rys. 15-22).

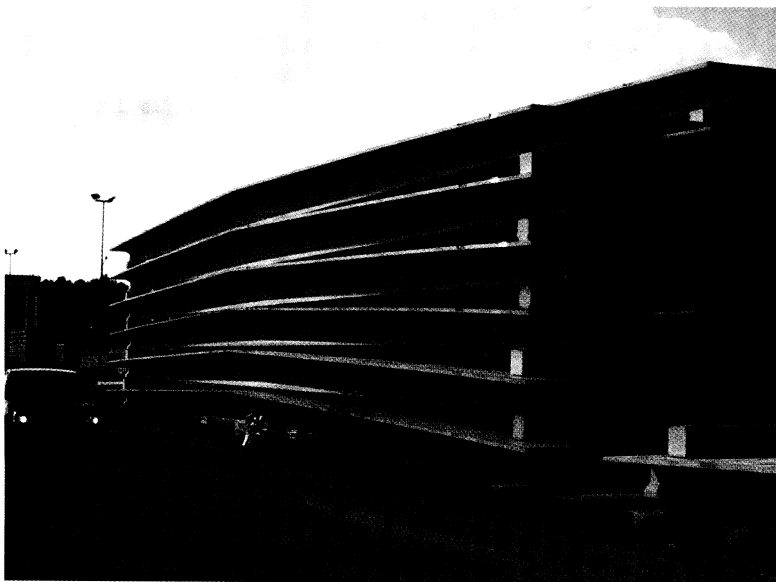
Tendencje rozwoju przekryć z prefabrykatów płytowo-żebrowych zmierzają do tzw. bezdźwigarowych dachów hal o średniej rozpiętości, czyli do około 24 m. Na szkielecie ścian podłużnych oparte są, bez pośrednictwa innych elementów, prefabrykaty typu TT. W obiektach o wyjątkowo dużej rozpiętości stosowano to rozwiązanie na znacznie większą skalę. W USA, nad salo-nem samochodowym w Denver, odnotowano rekordowe elementy dachowe typu TT, o rozpiętości 44 m, szerokości 3,0 m i wysokości żebier 1,0 m. Były to prefabrykaty z lekkiego betonu (o gęstości 1860 kg/m^3) i całkowitej masie 37 ton. Transport takich kolosów, pomimo odległości transportowej 121 km, był możliwy dzięki temu, że wytwórnia i budowa znajdowały się przy autostradzie, a więc łuki drogowe były bardzo łagodne [P24].

Pod względem technologicznym postęp w elementach płytowo-żebrowych wyraża się stosowaniem oszczędnych przekrojów, lekkich betonów oraz stosunkowo silnych splotów sprężających $\varnothing 12,5$ lub $\varnothing 15$ mm. Wyjątkowo efektywnym i funkcjonalnym rozwiązaniem są elementy o zmiennym przekroju i stosunkowo rozbudowanej powierzchni bocznej. Przykładem takich elementów są płyty dwuspadowe TT w systemie *Con-*

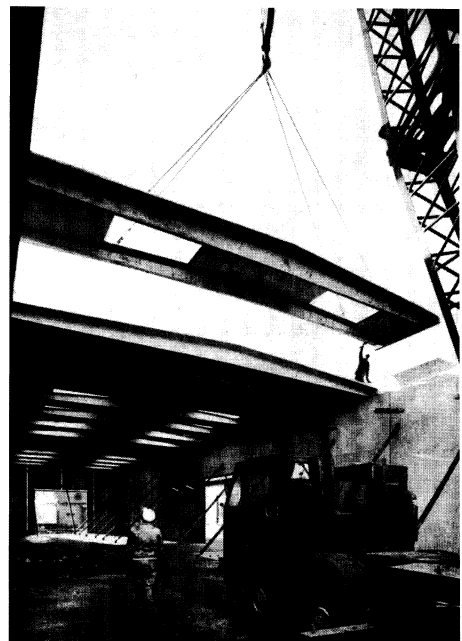


Fot. 15.3. Elementy strunobetonowe TTP [P22] (Ergon)

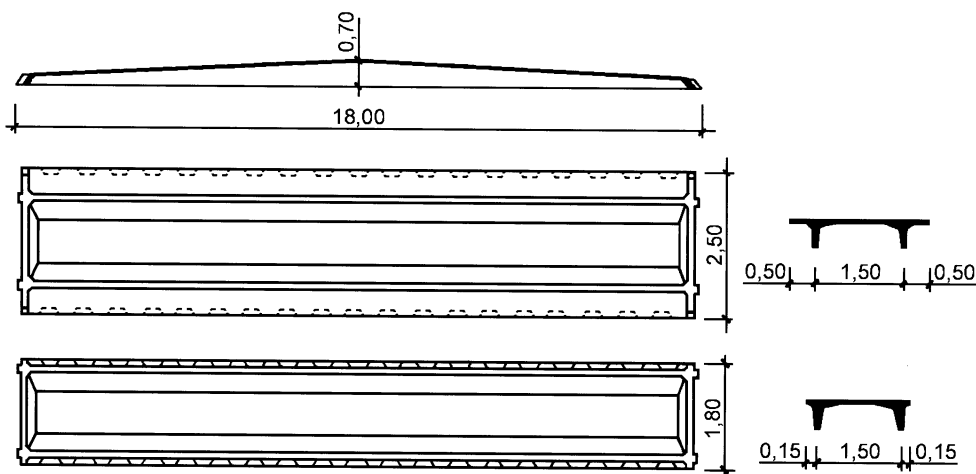
solis (fot. 15-4) oraz elementy stosowane w Danii (rys. 15-5, fot. 15-6). Ich zaletą jest łatwość odprowadzenia wód opadowych. Ponadto, w płytach duńskich boczne bruzdy na płaszczyznach styku podłużnego pozwalają na skuteczną współpracę sąsiednich płyt jako usztywniającej tarczy dachowej [P25].



Fot. 15-4. Strunobetonowe płyty dachowe TT (dwuspadowe) w systemie *Consolis*



Fot. 15-6. Elementy dwuspadowe TT z otworami świetlikowymi



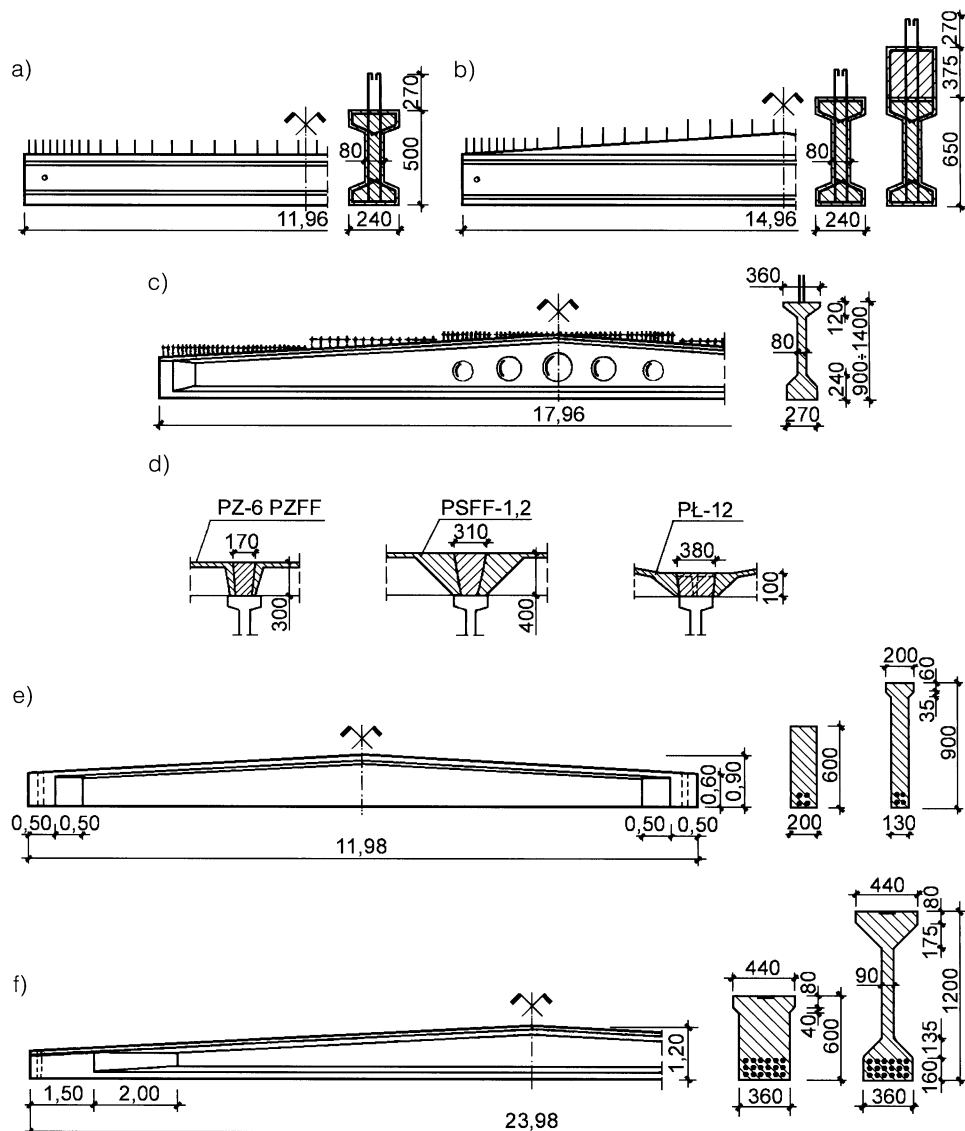
Rys. 15-5. Dwuspadowe elementy typowe TT I TT (Dania)

15.1.2. Belki strunobetonowe

Jest to w budownictwie światowym, podobnie jak i krajowym, bardzo różnorodna i liczna dziedzina prefabrykatów sprężonych, zwykle o przekroju dwuteowym, czasem teowym. W dachach obiektów halowych o szkieletowej konstrukcji belkowe elementy stanowią zarówno rozpory głównych poprzecznych ustrojów nośnych hal, jak i elementy podłużne (oczepy) ustrojów nośnych. Najczęściej wprost na nich opierają się płaskie lub żebrowe elementy przekryć, ale stosowane są one też w przekryciach płaskiowych, zwłaszcza przy lekkich pokryciach

z blach falowych lub elementów warstwowych.

Belki strunobetonowe są od wielu lat masowo produkowane dla rozpiętości od 9 do 18 m, a na mniejszą skalę także dla rozpiętości większych. W Polsce były stosowane różne typowe elementy belkowe (rys. 15-7). Wiele z nich pozostaje do dziś w ofercie starszych wytwórni [P20]. Najwięcej zastosowań miały – z wieloma wariantami rozpiętości, wysokości, przekroju i liczby cięgien – belki strunobetonowe trzech głównych typów. Stosowano najczęściej sploty $\varnothing 7,8$ mm, a później naj-



Rys. 15-7. Typowe krajowe belki strunobetonowe: a) belki SB-I o stałym przekroju (typ SB-I-50/12), b) belki SBn-I z nadbetonem spadkowym (typ SBn-I-65/15), c) belki o zmiennej wysokości SBSFF (typ 90/18), d) szczegóły współpracującego przekroju nadbetonu w różnych wariantach ciężkiego przekrycia, e) belka teowa dla lekkiego przekrycia (typ SBS-L-60/12), f) belka dla lekkiego przekrycia (typ SBS-L-60/24)

popularniejsze obecnie sploty $\varnothing 15$ mm. Były to:

- 1) Belki o stałym przekroju, oznaczone w katalogach SB-I (rys. 15-7a), identyfikowane dodatkowo wysokością przekroju (cm) i rozpiętością (m); najliczniej stosowane to:
 - SB-I-50/9 oraz SB-I-50/12 (rzadziej SB-I-50/10,5) z pięcioma wariantami zbrojenia,
 - SB-I-65/9 oraz SB-I-65/12 z sześcioma wariantami zbrojenia,
 - SB-I-80/12 oraz SB-I-80/15 z trzema wariantami zbrojenia; na mniejszą skalę stosowane były belki tego typu (dla specjalnych zastosowań) o wysokości 60 cm – SB-60/9 i SB-60/12, o wysokości 90 cm – SB-90/12, SB-90/15 i SB-90/18, oraz dla lekkich dachów SB/BO-60/12 i SB/BO-90/15.

2) Belki z uzupełniającym betonem spadkowym (rys. 15-7b):

- SBn-I-50/12 (ze zbrojeniem jak SB-I-50),
- SBn-I-65/15 z czterema wariantami zbrojenia.

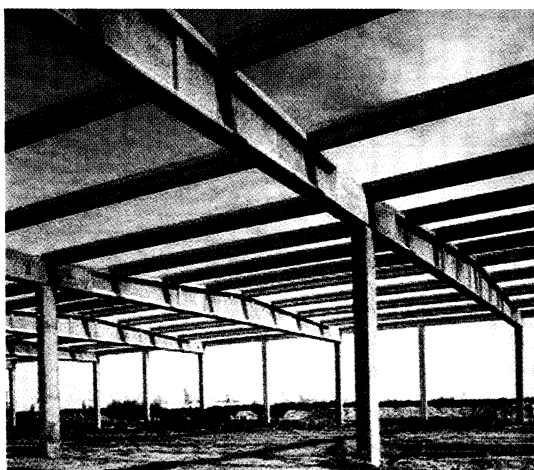
3) Belki o zmiennej wysokości przekroju:

- SB-I-z/12 z pięcioma wariantami zbrojenia,
- SBSFF-90/18 z czterema wariantami zbrojenia splotami $\varnothing 15,5$ mm (rys. 15-7c).
- SBS-L-60/12, SBS-L-60/15, SBS-L-90/18 i SBS-L-120/24 (Rys. 15-7e, f).

Najczęściej w przeszłości stosowane w Polsce belki strunobetonowe (rys. 15-7a, b, c) były przystosowane do współpracy z nadbetonem, umieszczonym między ciężkimi płytami dachowymi (rys. 15-7d). Współcześnie przeważają lekkie przekrycia, a zatem stosuje się belki anlogiczne do pokazanych na rysunku 15-7e, f. Przekrycia te realizuje się albo jako bezpłatwowe, i wtedy stosuje się np. blachy o wysokich fałdach (fot. 15-8), albo jako płatwowe, po-



Fot. 15-8. Lekkie belki strunobetonowe pod przekrycie bezpłatwowe z blach fałdowych (Ergon)



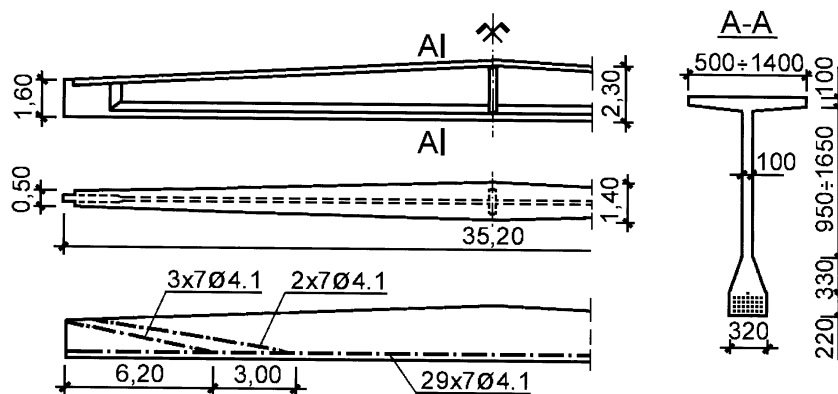
Fot. 15-9. Lekka konstrukcja dachowa na belkach strunobetonowych (Consolis)

zwalające na stosowanie mniej sztywnych płyt dachowych (fot.15-9).

Przykład strunobetonowej belki dla przekrycia hali o wyjątkowo dużej rozpiętości, pokazany na rysunku 15-10, wskazuje możliwości wykonywania bardzo śmiałych elementów strunobetonowych. Zastosowano tu liczne finezyjne rozwiązania:

- przyjęto bardzo smukły przekrój, o niewielkiej grubości ścianki,
- zastosowano intensywne sprężenie elementu splotami $\varnothing 12,3$ mm ($7\varnothing 4,1$ mm),

- poza zmianą wysokości przekroju wprowadzono zmianę szerokości półki górnej, co oprócz dobrego dostosowania nośności elementu do momentów zginających, zapewnia zwiększenie sztywności poziomej i zabezpiecza przed zwichrzeniem belki przy montażu,
- niezależnie od zmiany mimośrodowo wypadkowej siły sprężającej wprowadzono odginanie cięgien w dwóch przekrojach,
- zastosowano beton lekki wysokiej wytrzymałości.



Rys. 15-10. Belka strunobetonowa dużej rozpiętości o zmiennej wysokości i szerokości przekroju

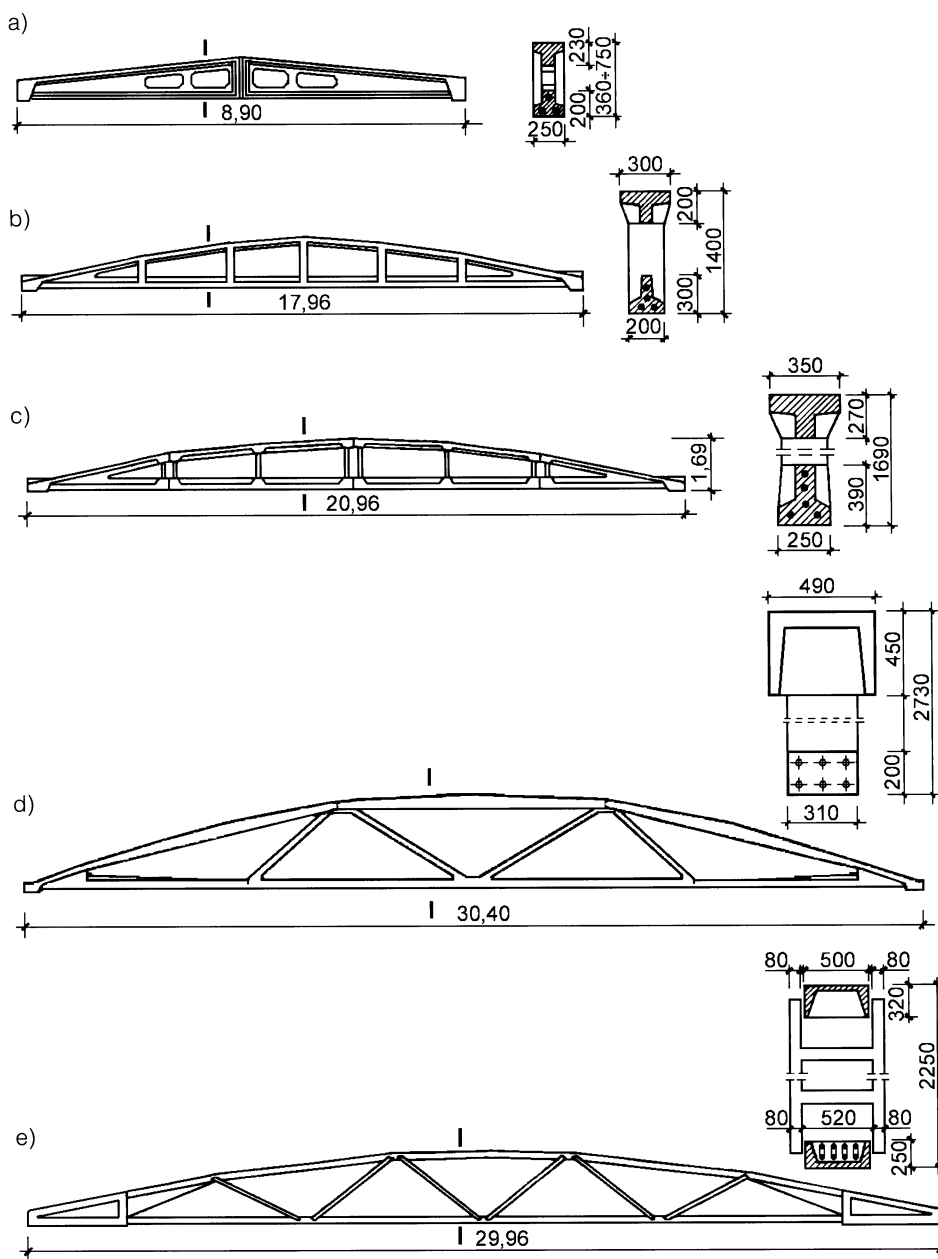


Fot. 15-11. Montaż wielkowymiarowych dźwigarów strunobetonowych w dachu hali magazynu Rossman w Łodzi (system *Consolis*)

Tak duże elementy strunobetonowe są z racji trudności transportowych stosowane rzadko i zwykle produkowane w pobliżu obiektu, ale przy samym montażu ich masa nie sprawia większych kłopotów. Przykład montażu hali przedstawia fot. 15-11.

15.1.3. Dźwigary kablobetonowe

W przeszłości, w dachach większych rozpiętości (15÷30 m, a czasem nawet do 60 m), stosowano pod przekrycie z płyt żelbetowych lub sprężonych przede wszystkim dźwigary kablobetonowe. Wspólną ich



Rys. 15-12. Typowe krajowe dźwigary dachowe kablobetonowe: a) dwuspadowe KBU – typ 9/D, b) łukowe monolityczne KBO – typ 18/66, c) łukowe składane z segmentów KBOS – typ 21/68, d) kratowe składane KBS-30 – typ „Odra”, e) kratowe składane KBS-30 – typ „Krzeszowice”

cechą była ażurowa konstrukcja, natomiast wewnętrzny schemat statyczny bywał różny – począwszy od belek z perforowanym środkiem, poprzez łuki ze ściągiem i wieszakami, aż do różnego typu kratownic.

W Polsce dźwigary takie były w pewnym okresie najszerzej rozpowszechnionymi elementami kablobetonowymi i począwszy od połowy lat pięćdziesiątych zabudowano ich łącznie kilkadziesiąt tysięcy w dachach różnych obiektów. Krajowe rozwiązania typowe należały do czterech grup:

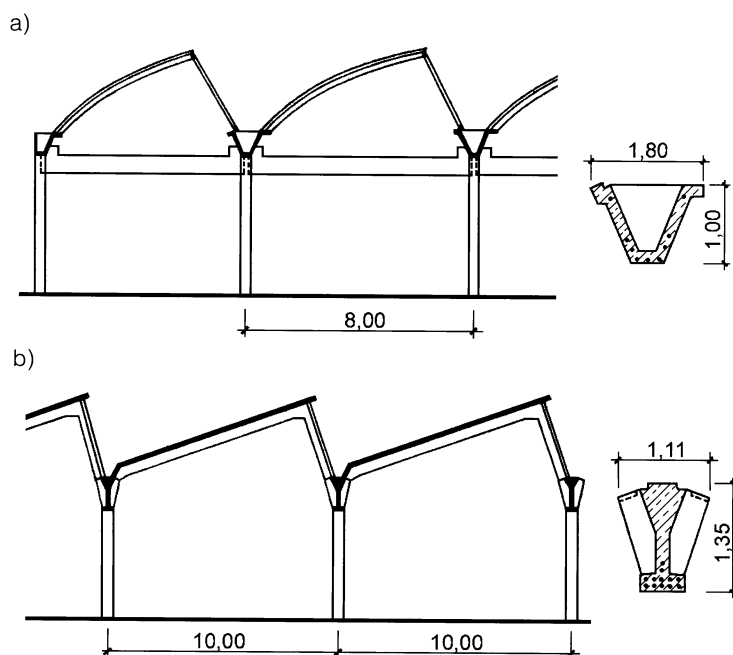
- 1) Dźwigary belkowe KBU (rys. 15-12a) były pierwszymi (dość prymitywnymi) elementami składanymi, o rozpiętości zaledwie 9 lub 12 m; zestawiano je z dwóch (KBU-9) lub trzech (KBU-12) niewielkich segmentów.
- 2) Dźwigary KBO (rys.15-12b) w postaci łuku parabolicznego z poziomym ściągiem sprężonym, podwieszonym na pionowych wieszakach (słupkach), wykonywane były w całości dla rozpiętości 15 i 18 m; z racji różnych modyfikacji oznaczano je rokiem ustanowienia typowej wersji, np. KBO-18/66.
- 3) Dźwigary KBOS (rys.15-12c), kształtem podobne do KBO, lecz składane z trzech

lub czterech segmentów, stosowano w trzech typowych rozpiętościach 18, 21 i 24 m oraz w wariantach sprężenia (podstawowych i wzmocnionych), także z modyfikacjami oznaczanymi datą wprowadzenia do zestawu elementów typowych; katalogowe projekty typowe dotyczyły elementów: KBOS-18/66, KBOS-21/68 oraz KBOS-24/66.

- 4) Dźwigary kratowe KBS (rys.15-12d,e) miały łukowy pas górny i poziomy (sprężony) pas dolny; połączenia pasów stanowiło skratowanie krzyżulcami; typowe elementy tej grupy miały rozpiętość 30 m i zależnie od szczegółowej konstrukcji pasów i krzyżulców nazwano je od pierwszych zastosowań KBS-30-„Odra” (typ starszy) i KBS-30-„Krzeszowice” (typ nowszy).

Ponadto dla większych rozpiętości wykonano indywidualne konstrukcje, np. dźwigary KBS-36-„Strzybnica” i KBS-42-„Hangar”.

Wymienione tu dźwigary były sprężane wielodrutowymi kablami *Freyssineta* 12Ø5 lub 18Ø5 mm, a ich wykonawcą sprężania był w znacznej przewadze jeden producent – Zakłady „Konsbet” w Strzybnicy (późniejszy „Prefabet” Strzybnica/Tarnowskie



Rys. 15-13. Podciąg kablobetonowe w konstrukcji dachów pilastych: a) korytkowe (siatka słupów 8×24 m), b) dwuteowe (siatka słupów 10×19,8 m)

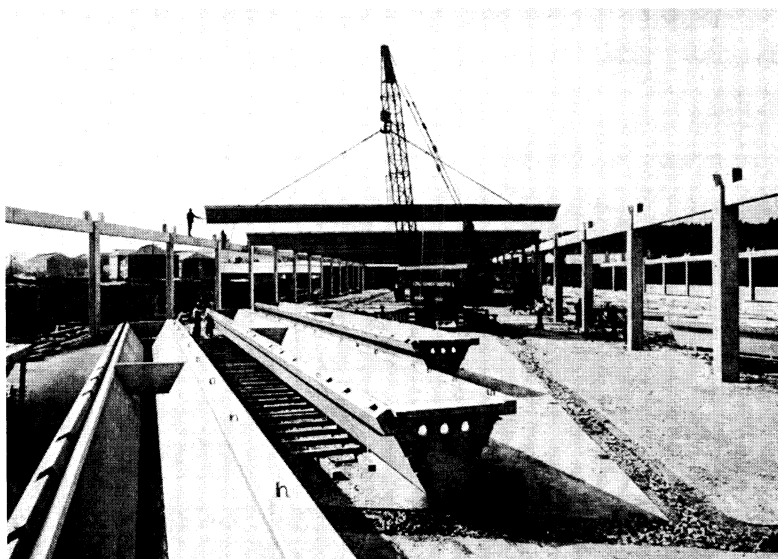
Góry). Najszerzej stosowano elementy KBOS i KBO (najwięcej w latach 1954-1970). Większość tych dźwigarów jest nieprzerwanie eksploatowana do dziś w różnych obiektach halowych.

Oprócz dźwigarów dachowych stanowiących bezpośrednie podparcie płyt dachowych, wykonuje się kablobetonowe podciągi, na których opiera się belki lub ramy, będące podporami przekrycia. Szereg takich rozwiązań zastosowano w dachach pilastych (rys.15-13, fot. 15-14). Elementy takie, są albo z racji znacznego ciężaru betonowane i sprężane na stanowiskach przyobektowych, a następnie jako prefabrykaty montowane w konstrukcji szkieletu nośnego (fot. 15-14), albo – dla przyspieszenia reali-

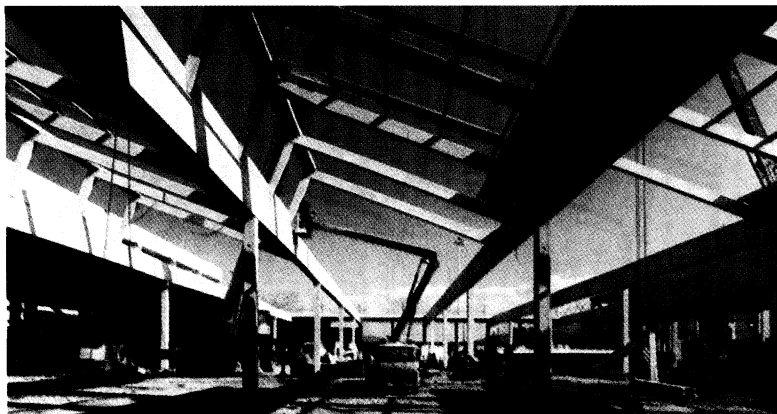
zacji – przywożone w całości z zakładu prefabrykacji i montowane analogicznie jak belki strunobetonowe (fot. 15-15).

15.1.4. Przekrycia powłokowe

Powłokowe elementy prefabrykowane są odrębną grupą bezdźwigarowych przekryć dachowych i stanowią specyficzne, pod względem wykonawstwa i montażu, przekrycia faliste z powłokowych elementów HP. Są to dwukrzywiznowe elementy, stosowane dla rozpiętości 15-24 m, będące w przybliżeniu wycinkiem powierzchni paraboloidy hiperbolicznej (stąd skrót HP). Zastosowanie powierzchni prostokątnej umożliwia prostoliniowe prowadzenie cięgien i jednocześnie zmienność mimośrodów siły spręża-



Fot. 15-14. Montaż korytkowych podciągów (rys. 15-13a) o rozpiętości 24 m



Fot. 15-15. Podciągi kablobetonowe zamontowane w szkieletie hali szedowej

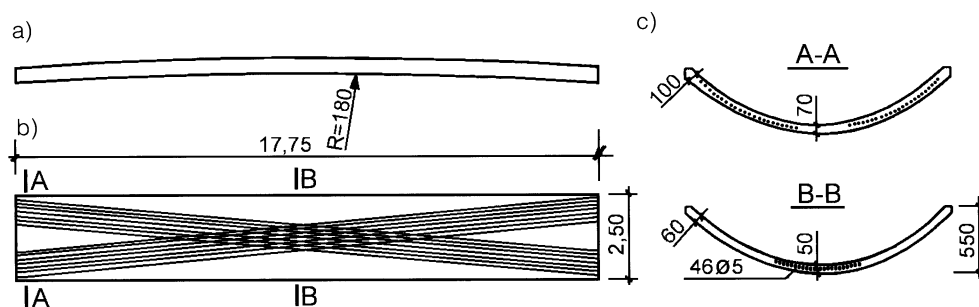
jącej. Klasyczne rozwiązania takich elementów (rys. 15-16) zachowywały czysto powłokową postać, przy niewielkich zmianach grubości, co wymagało dużej precyzji zachowania kształtu i wymiarów przekroju. Z tych względów dokonywano ich modyfikacji w postaci dodanego centralnego żebra, zaburzając statykę powłoki (takie elementy stosowano także w Polsce).

W obiektach specjalnego przeznaczenia – z dziedziny budownictwa sportowego, sakralnego, a także wyjątkowo dużych hal, np. hangarów lotniczych, stosowano zintegrowane przekrycia, pozwalające na uzyskanie dużych rozstawów słupów. Przekrycia stadionów sportowych, zwłaszcza krytych pływalni i lodowisk, były w różnych krajach obiektami nowatorskich pomysłów zarówno w aspekcie konstrukcyjnym, jak i technologicznym.

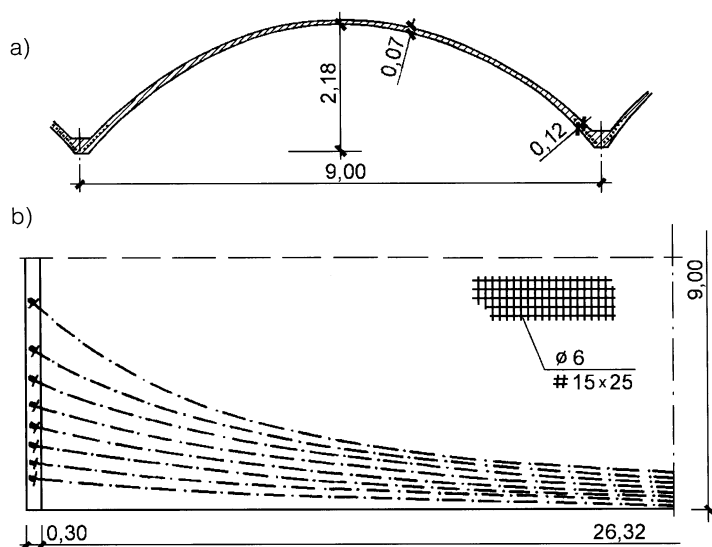
W konstrukcjach monolitycznych przekrycia powierzchniowe stosowano najczęściej w postaci łukowych łupin lub dźwigarów sklepieniowych. Przykładem wczesnej realizacji tego typu jest wielonawowy obiekt miejski w Bukareszcie. Było to jedno z pierwszych w Europie zastosowań kabli zakrzywionych przestrzennie (rys. 15-17).

Współczesnym przykładem sprężonego przekrycia powierzchniowego jest powłokowy wklęsły dach wiszący o zmiennej krzywiźnie parabolicznej, rozpięty między dwoma sztywnymi obiektami portugalskiego pawilonu na Wystawie EXPO'98 w Lizbonie (fot. 15-18). Powłoka ma rzut prostokąta 65×50 m, obniżenie maksymalne w środku długości 3 m, z zachowaniem wysokości minimalnej 10 m nad terenem, oraz stałą grubość 0,20 m. Wykonano ją jako monolityczną z lekkiego betonu na kruszywie *Leca* o gęstości

Rys. 15-16. Powłokowe elementy dachowe HP – przykład rozwiązania firmy niemieckiej Normco: a) profil podłużny, b) rzut prostoliniowego zbrojenia sprężającego, c) przekroje poprzeczne



Rys. 15-17. Monolityczne przekrycie powłokowe (Bukareszt, Rumunia): a) przekrój pośredniego dźwigara walcowego, b) rzut 1/4 powłoki z trasami kabli wielodrutowych 12Ø5 mm



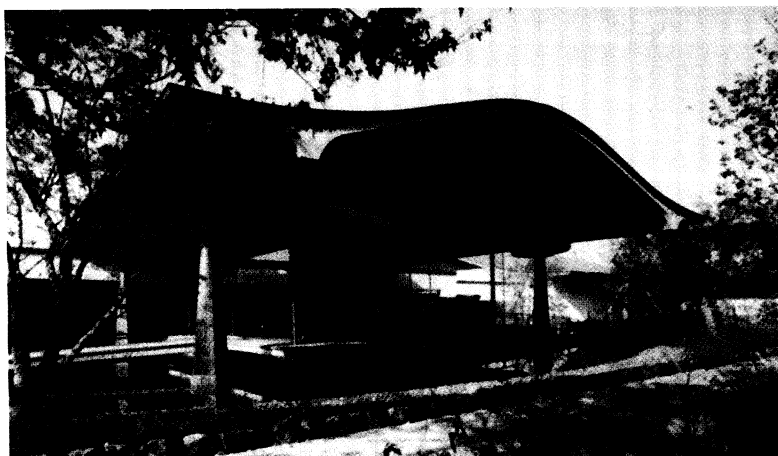
1850 kg/m³. Na dokładnie wytrasowanych i wstępnie napiętych kablach (w rozstawie 0,60 m) podwieszono deskowanie i całość powłoki zabetonowano bez przerw roboczych (w ciągu 10 godzin). Uzupełniające sprężę-



Fot. 15-18. Powłokowe przekrycie między pawilonami portugalskimi EXPO Lizbona '98



Fot. 15-19. Powłokowe dachy Opery w Sydney (1973) z prefabrykowanych segmentów sprężonych kablami



Fot. 15-20. Powłokowe zadaszenie wejścia do muzeum (Japonia, 2001)

nie wykonano z dokładnością realizacji sił w kablach poniżej 1%, z uwagi na wyjątkową wrażliwość konstrukcji na niedokładności naciągu. W odróżnieniu od klasycznych dachów wiszących z lekkim pokryciem, używano sprężoną powłokę, odporną na wpływy wiatru, co w otwartym obiekcie nadmorskim było specjalnym wymaganiem.

Najbardziej znane dachy powłokowe, w których do wzajemnego połączenia prefabrykatów zastosowano sprężenie (kablobe-

ton), to dachy Opery w Sydney, liczącej już 30 lat. Te wielkie konstrukcje, wystawione na silne wpływy obciążeń wiatrem, wykonano z prefabrykowanych segmentów powłokowych, każdy o masie prawie 15 ton, do których scalenia zastosowano 350 km kabli (fot. 15-19).

W powłokowym zadaszaniu wejścia do muzeum w Genji (Japonia, 2001) [P26] zastosowano sprężenie zarówno powłoki (z dużymi wspornikami), jak i wspierających ją podciągów (fot. 15-20).

15.2. Stropy prefabrykowane

Na przestrzeni kilkudziesięciu lat koncepcje projektowe i zastosowania stropów sprężonych przeszły znaczną ewolucję. W początkowym okresie rozwiązania wywodziły się z żelbetowych – prefabrykowanych lub zespolonych – stropów gęsto-żebrowych, a nieco później z żelbetowych stropów płytowych. Można więc przyjąć, że stropy sprężone rozwijały się w dwóch postaciach:

- konstrukcji z elementów drobnowymiarowych, do prostego (ręcznego) montażu, często z pustakami wypełniającymi ceramicznymi lub z betonów lekkich,
- elementów płytowych, wymagających maszyn montażowych, o znacznej szerokości i czasem bardzo dużej długości.

W obydwu przypadkach, przy zachowaniu odpowiedniej nośności, sprężenie spełnia dwa główne zadania w stosunku do podobnych rozwiązań żelbetowych – redukuje ciężar własny konstrukcji stropu oraz radykalnie zmniejsza jego ugięcia.

Rozwijane w latach 1950-1970, szczególnie we Francji i Szwajcarii, stropy z drobnych elementów były z reguły dostosowane do tradycyjnych metod wznoszenia budynków. Miały szereg zalet, zwłaszcza w rozproszonym budownictwie miejskim i rolniczym. Składały się najczęściej z ele-

mentów ceramicznych i betonu uzupełniającego – kilka przykładów przedstawia rys. 15-21. Ciężna sprężająca o niewielkim przekroju przebiegała w otworach lub bruzdach i scalała kształtki w dogodnie do montażu żeberka stropowe. Sprężenie odbywa się na przyobiektowych stanowiskach w technologii strunobetonu. Po ich zamontowaniu bez rusztowań, z nielicznymi jedynie podporami, dokonuje się ułożenia betonu od góry.

Nowocześniejsze zastosowania stropów sprężonych, zwłaszcza w systemach prefabrykowanego budownictwa miejskiego, to stropy sprężone w postaci płaskich płyt, najczęściej otworowych. Oprócz płyt jednokierunkowo sprężonych, dostosowanych do podparcia na 2 przeciwnych krawędziach, stosowano także płyty krzyżowo sprężone, podparte na 3 lub 4 krawędziach.

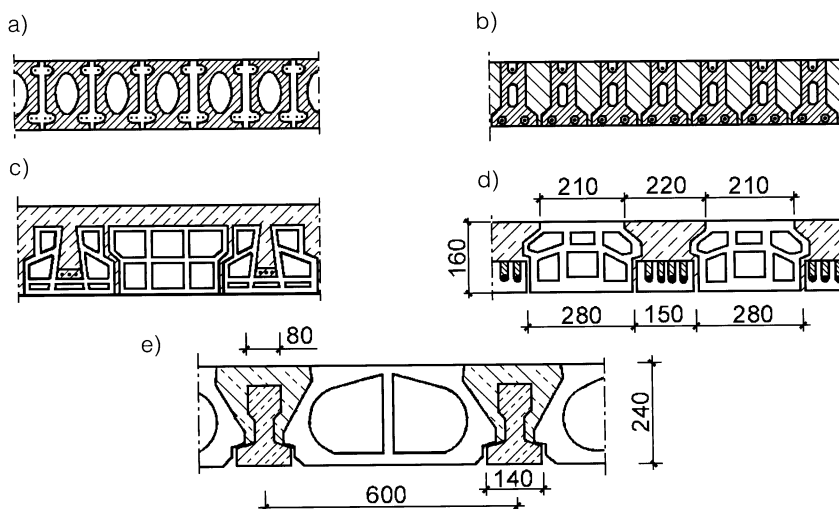
Stropy w obiektach przemysłowych, a także stropy większych rozpiętości w publicznym budownictwie miejskim, są szczególnie często wykonywane z elementów sprężonych, gdyż intensywność i charakter obciążeń przy dużej rozpiętości pozwala na pełne wykorzystanie zalet sprężenia w tych elementach. Stosowane są płyty kanałowe różnych typów oraz elementy płytowo-żebro- we typu T i TT. Na rys. 15-22 przedstawio-

no dwa najbardziej rozpowszechnione dotąd w kraju typy:

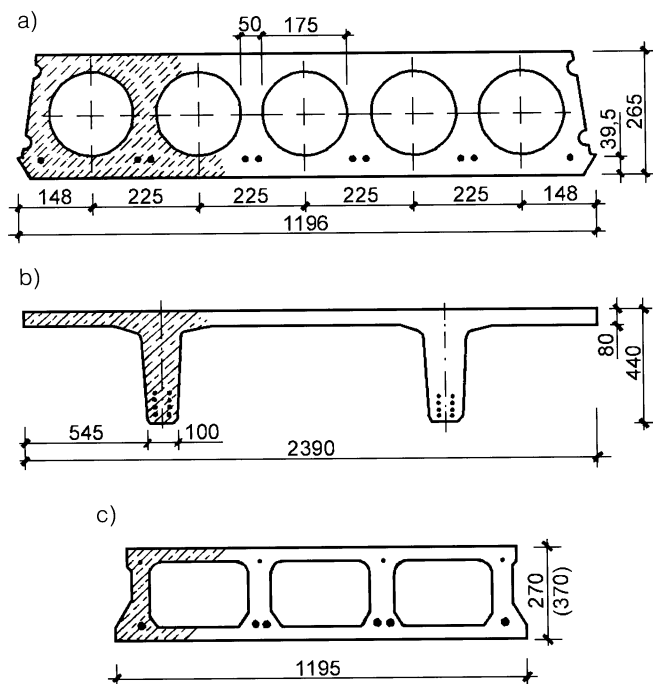
- płyty otworowe typu SP (HC) – rys. 15-22a przedstawia przekrój płyty stosowanej do rozpiętości 9,6 m, (warianty sprężenia od 6 do 10 splotów),

- elementy TT-44, analogiczne do płyt dachowych TT-40, o rozpiętości do 15 m, sprężone splotami w 6 wariantach zbrojenia (rys. 15-22b).

Płyty SP produkowane są w Polsce (z przerwami) od 1975 r., pierwotnie na pod-



Rys. 15-21. Przykłady rozwiązań stropów gęstożebrowych. a), b) stropy *Abra* (Szwajcaria) złożone z kształtek ceramicznych scalonej przez sprężenie drutami przebiegającymi w otworach i bruzdach wypełnionych zaprawą, c) strop *STUP* (Francja) złożony z żeberek z pustaków ceramicznych sprężonych w technologii strunobetonu oraz pustaków wypełniających i uzupełniającego betonu, d) strop *Stahlton* (Szwajcaria) z pustaków układanych na deskach sprężonych, uzyskanych przez naciąg drutów ułożonych w rowkach kształtek ceramicznych, e) stropy węgierskie typu E, w których kształt przekroju sprężonych beleczek i pustaków ceramicznych zabezpiecza konstrukcję przed klawiszowaniem



Rys. 15-22. Przykłady przekrojów strunobetonowych elementów płytowych dla stropów budownictwa mieskiego i przemysłowego: a) płyty kanałowe SP produkowane w Polsce, b) krajowe elementy płyto-wo-żebrowe TT-44, c) płyty kanałowe *SPAN-DECK* (Węgry)

stawie licencyjnej technologii *Spiroll*, która swój początek brała z Kanady, a u nas wprowadzali ją Finowie. Płyty TT produkowano i nadal się produkuje według projektów i technologii krajowej [P20].

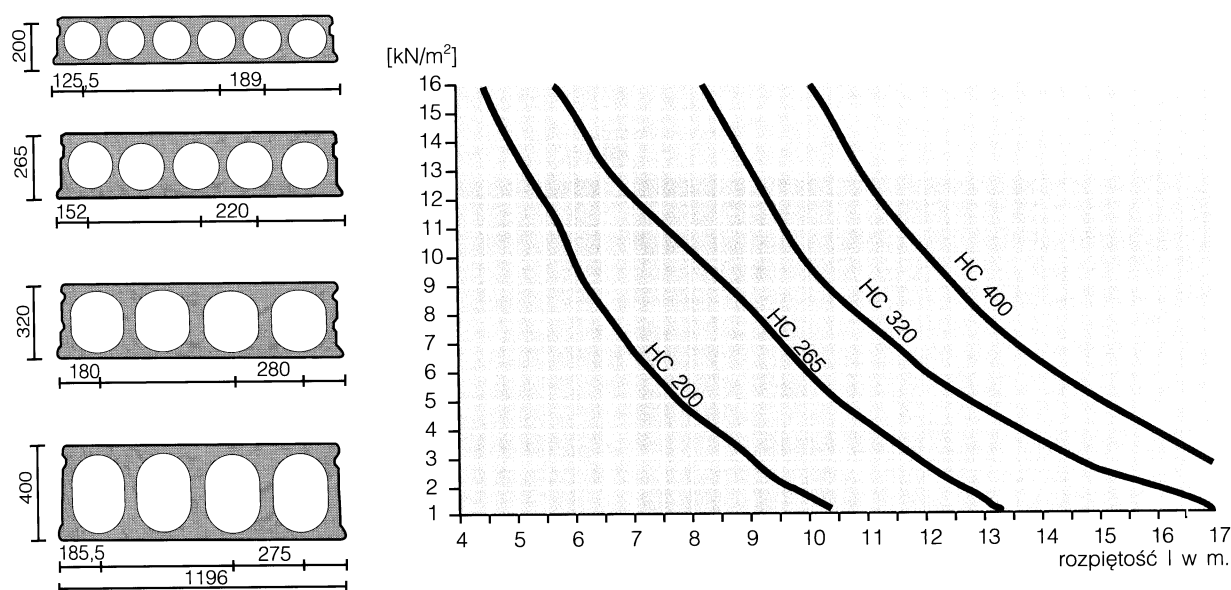
Dla stropów przemysłowych o znacznych obciążeniach i rozpiętościach do 18 m rozpowszechnił się w Europie system płyt otworowych *SPAN-DECK* (rys. 15-22c). Stropy takie już od 1977 r. produkowane są m.in. na Węgrzech.

W wielu krajach asortyment płyt kanałowych jest bardzo szeroki. W Europie wiodąca rola przypada dużym holdingom, dysponującym zakładami prefabrykacji w wielu krajach. Od szeregu lat firmy skandynawskie przodują w rozwijaniu systemów konstrukcyjnych, jak i produkcji specjalistycznych maszyn do produkcji płyt kanałowych. Projektanci mają zwykle do dyspozycji precyzyjne katalogi pozwalające na dobór elementów do konkretnych założeń rozpiętości

i obciążenia. Rysunek 15-23 pokazuje – na podstawie oferty Consolis – możliwości doboru płyt w zależności od obciążenia użytkowego i rozpiętości, przy wysokości przekroju od 160 mm do 500 mm. W wielkich wytwórniach płyty produkuje się „na miarę” o wymiarach, zbrojeniu i różnych szczegółach wyspecyfikowanych przez zamawiającego (fot. 15-24).

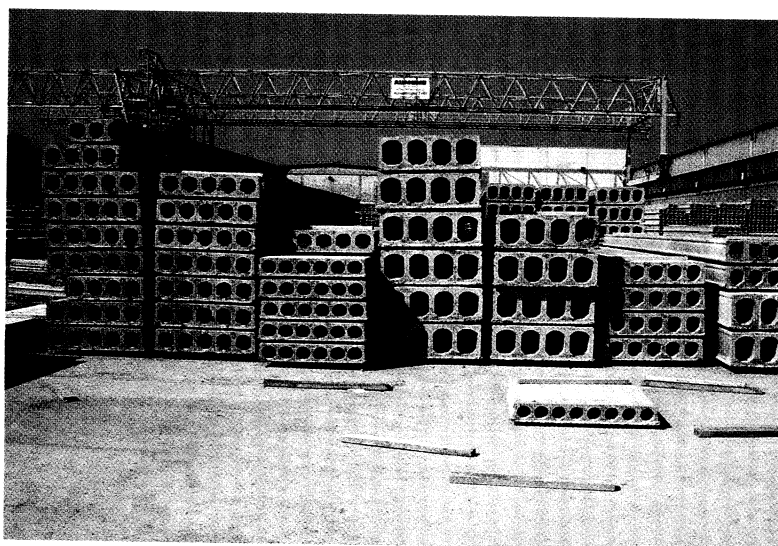
W budownictwie obiektów przemysłowych, gdy nie ma szczególnych zagrożeń korozyjnych lub pożarowych, przeważają raczej stropy z elementami typu TT, relatywnie lżejsze od płyt kanałowych.

Możliwości stosowania stropów dużej rozpiętości wykorzystywane są przy realizacji jednoprzestrzennych wnętrz, pozwalających na elastyczność funkcjonalną. Stropy takie pozwalają na bardzo szybki montaż konstrukcji, bez konieczności stosowania deskowań i podpór zapobiegających skutkom pełzania. Daje to duże ko-



Rys. 15-23. Przykład typoszerokiego strunobetonowych płyt kanałowych HC (System *Consolis*) oraz orientacyjne wykresy dopuszczalnych obciążeń zewnętrznych dla różnych rozpiętości

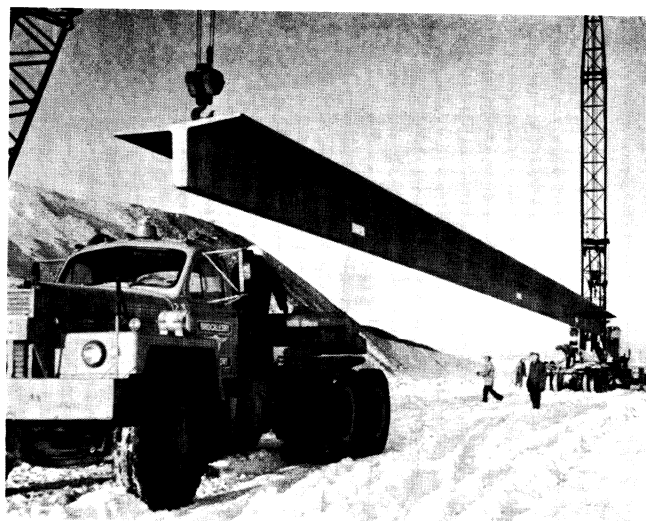
rzyści ekonomiczne, a także pozwala w znacznym stopniu uniezależnić się od warunków klimatycznych. Fotografia 15-25 pokazuje przykład realizacji obiektu w trzy tygodnie, co z racji lokalizacji za kołem polarnym w Norwegii miało w tym przypadku decydujące znaczenie. Jeszcze większe elementy stropów o wielkiej rozpiętości stosowano w arktycznych warunkach na Alasce (rys.15-26).



Fot. 15-24. Płyty kanałowe różnych typów na składowisku (*Consolis*)



Fot. 15-25. Montaż stropowych płyt kanałowych dużej rozpiętości, na całą szerokość budynku biurowo-handlowego (Norwegia)

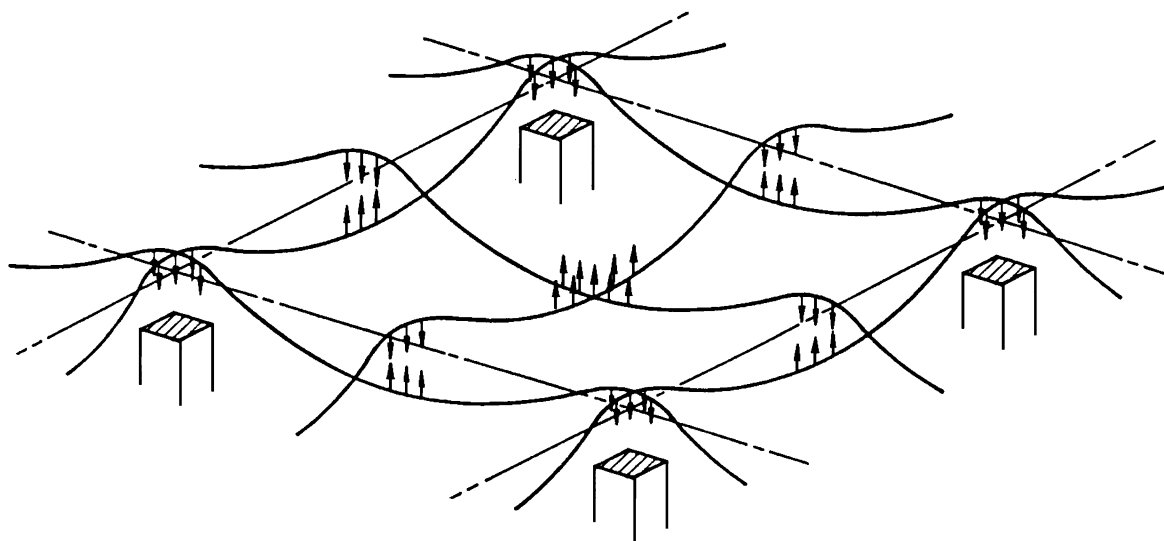


Fot. 15-26. Strunobetonowy prefabrykat stropowy wielkiej rozpiętości w czasie transportu – $2,40 \times 39,0$ m, masa 32 tony (Alaska)

15.3. Stropy monolityczne

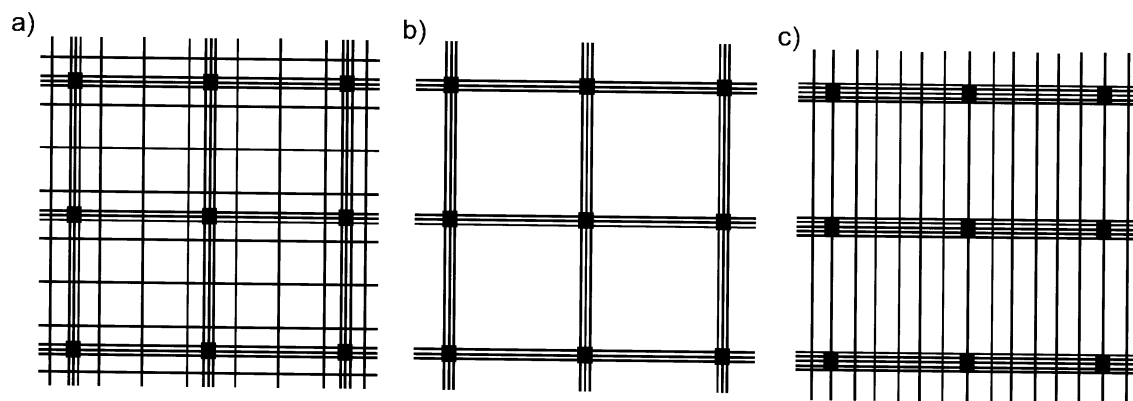
Monolityczne stropy sprężone są na całym świecie bardzo popularne. W zasadzie większość rozwiązań żelbetowych stropów monolitycznych pozwala na zastosowanie sprężenia i na tej drodze uzyskuje się istotne korzyści konstrukcyjne i ekonomiczne. Oprócz zalet stropów sprężonych podobnych do korzystnych cech wszelkich elementów zginanych – takich jak: większe rozpiętości, większa nośność, eliminacja zarysowań – wykorzystuje się obecnie korzyści szczególne. Przykładem mogą być stropy o wielkich wymiarach rzutów, realizowane bez dylataowania. Stosuje się w tym celu bardzo wczesne niewielkie sprężenie, w celu wyeliminowania niekorzystnych skutków skurczu i zmian temperatury. Takie wczesne sprężenie (obarczone dużymi stratami) jest następnie korygowane po uzyskaniu odpowiedniej wytrzymałości przez beton. Na takie zabiegi pozwalają kable bez przyczepności – w stropach najczęściej są to kable jednosplotowe lub płaskie kable zawierające 2 do 4 splotów (patrz fot. 3-30).

Największe korzyści ze sprężenia uzyskuje się w bardzo popularnych obecnie płaskich płytach stropowych, stosowanych w ustrojach płytowo-słupowych (szkielety bezbelkowe). W stropach takich odpowiednio wytrasowane kable wywołują zastępcze obciążenia powodujące momenty zginające przeciwnie momentom od obciążeń zewnętrznych (rys. 15-27). Układ kabli w płaskich stropach projektowany jest zarówno w dostosowaniu do potrzeb statycznych (nośność, ugięcia), jak i technologicznych (dogodne rozmieszczenie kabli w przekroju płyt o niewielkiej wysokości). Na rysunku 15-28 pokazano trzy podstawowe układy, stosowane w stropach o siatce podpór mało odbiegającej od kwadratu. W stropach dużej rozpiętości, gdy grubość płyty jest stosunkowo duża (26-30 cm), stosuje się układ kabli typu (a) – fot. 15-29. Praktyka takich stropów przy mniejszych grubościach pokazuje, że zamiast teoretycznie najlepszego układu (a), korzystniejsze technicznie może być rozmieszczenie kabli tylko w pasmach pod-

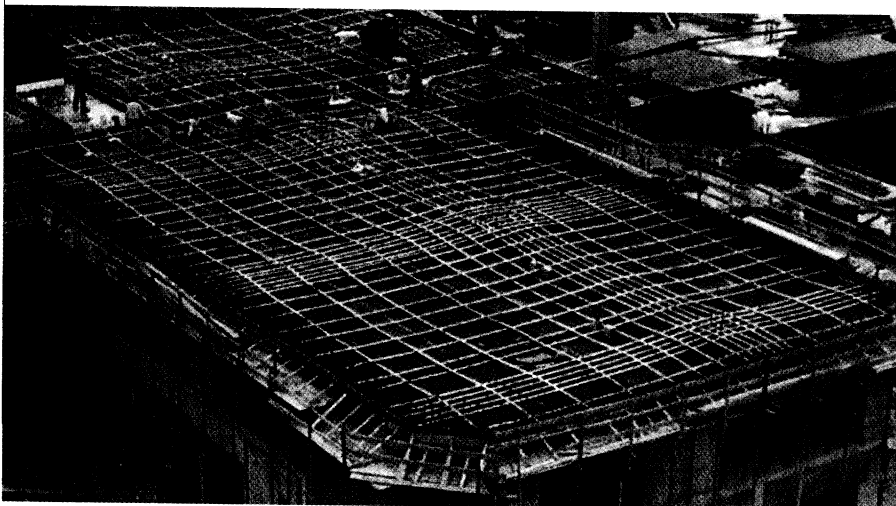


Rys. 15-27. Zastępcze obciążenia od kabli sprężających w płycie płaskiego stropu

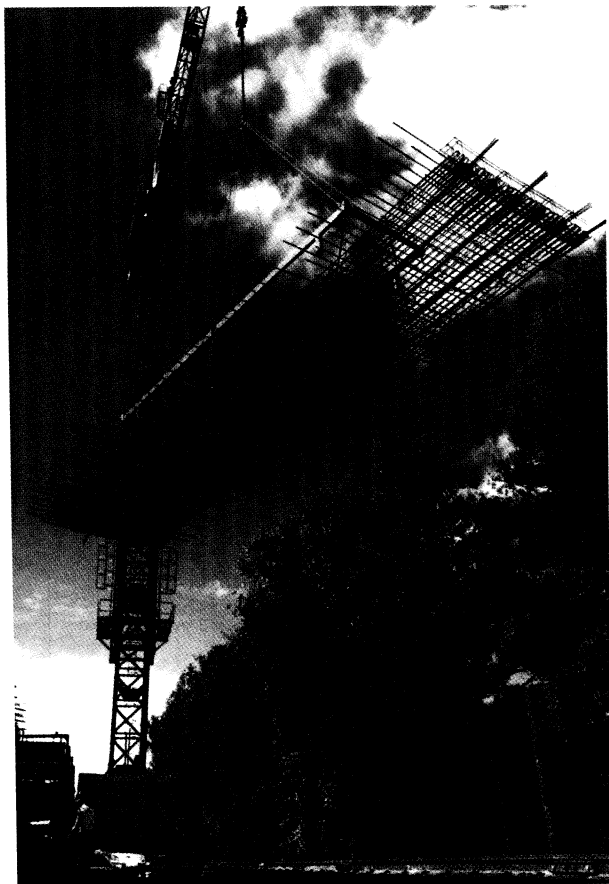
porowych (b) lub świadome zróżnicowanie rozmieszczenia w obydwu kierunkach, czyli układ (c). Ten ostatni układ kabli pozwala na daleko idącą prefabrykację zbrojenia płyt stropowych – zwykłego i sprężającego (fot. 15-30). Widok rozkładu kabli nad podporą płaskiego stropu pokazano na fotografii 15-31 [P4(2)]. Pomimo zastosowania lekkich kabli jednosplotowych lub płaskich, widoczne są komplikacje wynikające z ich krzyżo-



Rys. 15-28. Podstawowe układy kabli sprężających w płaskich stropach: a) dostosowany do rozkładu momentów zginających, jednak trudny technicznie, b) ograniczony do pasm podporowych stropu, c) kable zgrupowane w jednym kierunku i rozproszone w drugim



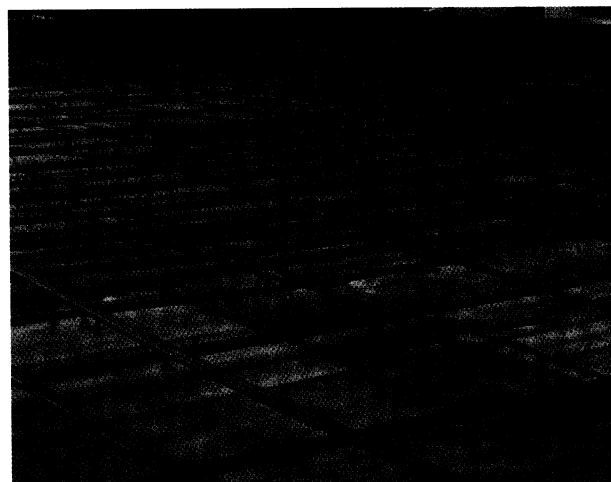
Fot. 15-29. Dwukierunkowe rozmieszczenie kabli – typu (a) z rys. 15-28



Fot. 15-30. Prefabrykowane
siatki zbrojenia z kablami dla
jednego kierunku



Fot. 15-31. Fragment układu kabli nad podporą płaskiego stropu
z dwukierunkowym rozmieszczeniem typu (c)



Fot. 15-32. Precyzyjna stabilizacja kabli w pionie

wania się. We wszystkich płaskich płytach, ale szczególnie w tych o mniejszej grubości, konieczna jest bardzo duża dokładność rozmieszczenia kabli w pionie – precyzja jednomilimetrowa jest zaledwie wystarczająca. Wymaga to gęstego rozmieszczenia podkładek dystansowych (fot. 15-32).

Ze względu na możliwość obniżenia ciężaru własnego stropów dzięki sprężeniu, przy jednoczesnym spełnieniu warunków

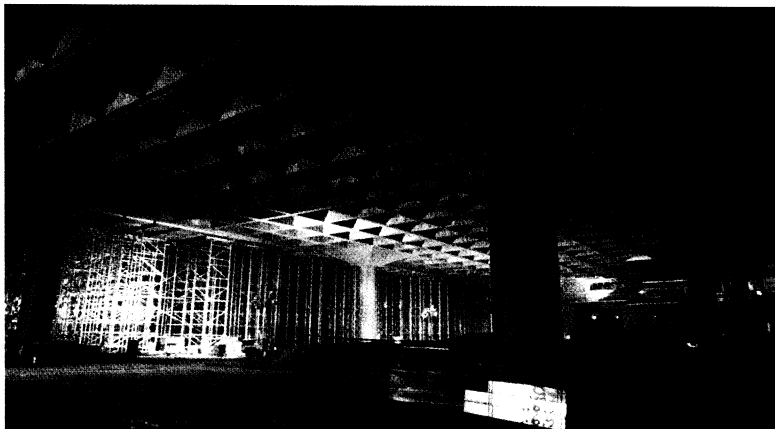
ugięć, stropy takie są powszechnie stosowane w budynkach wysokich. Zachowane są przy tym wszystkie zalety płaskich stropów, w tym dowolność kształtowania rzutu (fot. 15-33) [P4(4)].

Duża popularność sprężonych stropów płaskich sprawiła, że opublikowano specjalne międzynarodowe zalecenia projektowania i konstruowania takich konstrukcji [N22]. Oprócz szeroko rozpowszechnionych sprężonych stropów płaskich z gładkimi płytami, bardzo wiele obiektów wykonano z zastosowaniem sprężonych stropów

kasetonowych. Przykład największej konstrukcji tego typu pokazano na fotografii 15-34. W budynku centrum konferencyjnego zastosowano w sali zebrani, zlokalizowanej w podziemiu, siatkę słupów $27,4 \times 27,4$ m. Strop kasetonowy, na którym opiera się szkielet wielokondygnacyjnego budynku, ma żebra o wysokości 1,8 m w rozstawie 3,0 m. Średnie obciążenie tego stropu sięga 30 kPa. Żebra w pasmach podporowych w obydwu kierunkach sprężono dwoma kablami VSL 5-31, czyli złożonymi z 31 spłotów $\varnothing 12,5$ mm.



Fot. 15-33. Rozmieszczenie kabli sprężających w powtarzalnym stropie budynku 20-kondygnacyjnego o złożonym rzucie (Hong Kong, 1994)



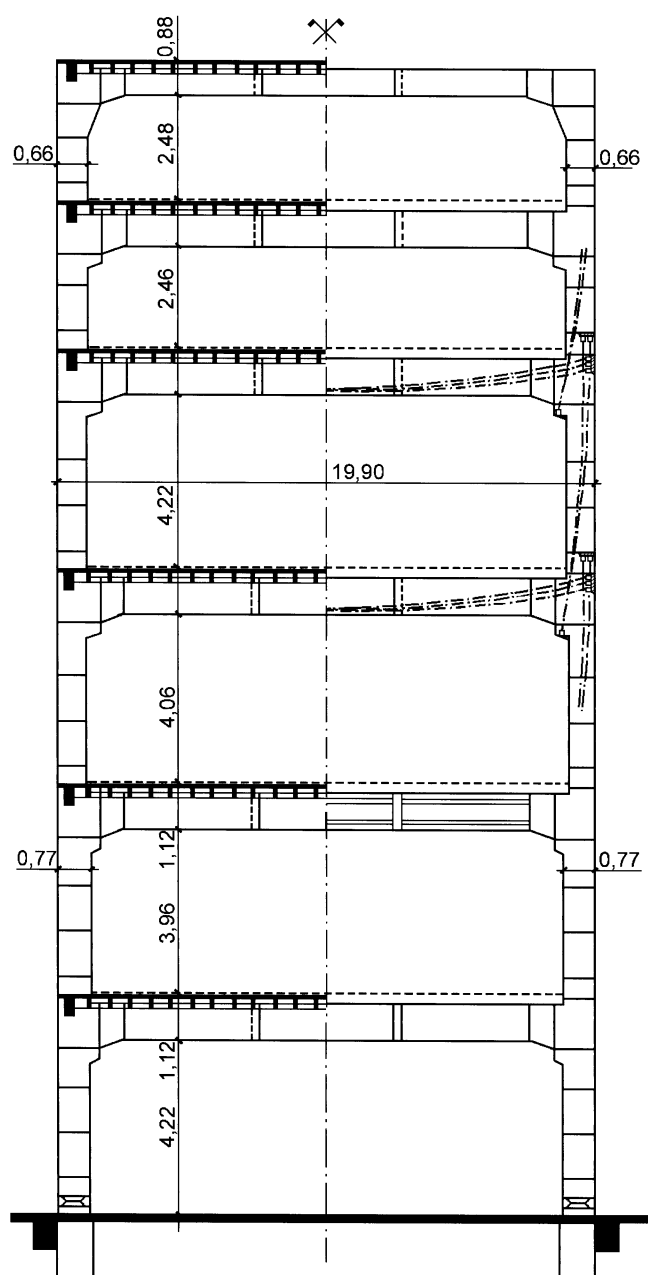
Fot. 15-34. Sprężony strop kasetonowy w centrum konferencyjnym w San Francisco

15.4. Budynki miejskie

Zastosowania sprężenia w budynkach miejskich różnego typu, zwłaszcza biurowych i handlowych, mają ponad pół wieku tradycji, ale stale powstają nowe rozwiązania. Ponieważ w budynkach tych wymaga się stosunkowo dużych rozpiętości stropów oraz przeniesienia znacznych obciążeń, sprężenie

nie jest stosowane zarówno w elementach stropów, jak i elementach szkieletu. Poszukiwano w przeszłości, podobnie jak i dzisiaj, rozwiązań prowadzących do konstrukcji lekkiej, odpornej na wszystkie wpływy, a jednocześnie korzystnej ekonomicznie, zwłaszcza pod względem szybkości wznoszenia.

Zanim rozwinięto efektywne technologie monolityczne w wielokondygnacyjnych obiektach, w połowie ubiegłego wieku dominowały tendencje do prefabrykacji. W tradycyjnych ustrojach szkieletowych, złożonych z płaskich ram, sprężenie łączono często z drobnowymiarową prefabrykacją, czyli z drobnymi „klocków” za pomocą sprężenia tworzącego duże szkielety. Najbardziej znanym rozwiązaniem tego typu był szkielet domu towarowego w Paryżu, zrealizowany w 1954 roku (rys. 15-35).

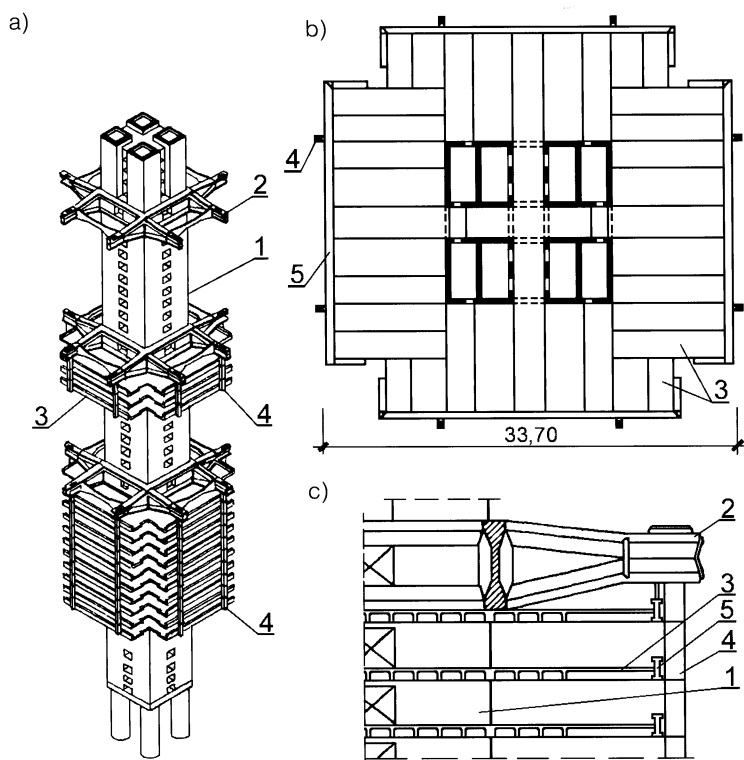


Rys. 15-35. Rama złożona z prefabrykatów i sprężona tradycyjnymi kablami wielodrutowymi *Freyssineta* – szkielet domu towarowego w Paryżu (1954)

Jednym z dalszych kierunków rozwoju konstrukcji szkieletowych z zastosowaniem sprężenia były ustroje z płaskimi stropami, wykonywanymi w poziomie terenu i następnie podnoszonymi. Były to więc rozwiązania pośrednie między klasyczną prefabrykacją a technologią monolityczną. W rozwiązaniach tych płaskie stropy – płytowe lub kasetonowe – były podnoszone na słupach. Wprowadzano dwukierunkowe sprężenie stropów (na poziomie terenu), a także sprężano smukłe prefabrykowane słupy, wykonywane na wysokość kilku kondygnacji. Dla wyższych budynków stosowano podnoszone stropy, ale główną konstrukcję nośną stanowiły sztywne trzony, które przenosiły obciążenia po-

ziome i większość lub całość obciążeń pionowych.

Różnorodne zastosowania sprężenia znane są w dużych obiektach trzonowo-ciężnowych. W klasycznym dziś obiekcie tego typu – 35-piętrowym budynku bankowym w Johannesburgu, sprężono zarówno prefabrykowane płyty stropowe, belki krawędziowe oraz wieszaki, jak i monolityczne ruszty poziome, z których każdy służy do podwieszenia 10 stropów. Na rys. 15-36 pokazano fragmenty konstrukcji tego obiektu, a na kolejnych zilustrowano technologię wznoszenia (fot. 15-37, 15-38 i 15-39). Stropy i belki sprężono w technologii strunobetonu, a wieszaki i ruszty – w technologii kablebetonu. W każdym z czterech ramion w trzech rusztach zastoso-



Rys. 15-36. Konstrukcja trzonowo-ciężnowego biurowca w Johannesburgu: a) schemat konstrukcji, b) rzut typowej kondygnacji, c) fragment przekroju 1 – trzon monolityczny, 2 – trzy poziome ruszty sprężone, 3 – strunobetonowe płyty stropowe, 4 – wieszaki kablebetonowe, 5 – belki obwodowe

wano po 20 kabli dużej mocy (kable *Leoba* AK 120, po 12 prętów $\varnothing 12,2$ mm). Tego samego typu kable zastosowano w wieszakach, wycofując jeden kabel na każdej kolejnej kon-

dygnacji, idąc ku dołowi każdej grupy 10 stropów. Budynek ten z powodzeniem służy do dziś – widok obecny, po ponad 30 latach eksploatacji, pokazano na fot. 15-40.



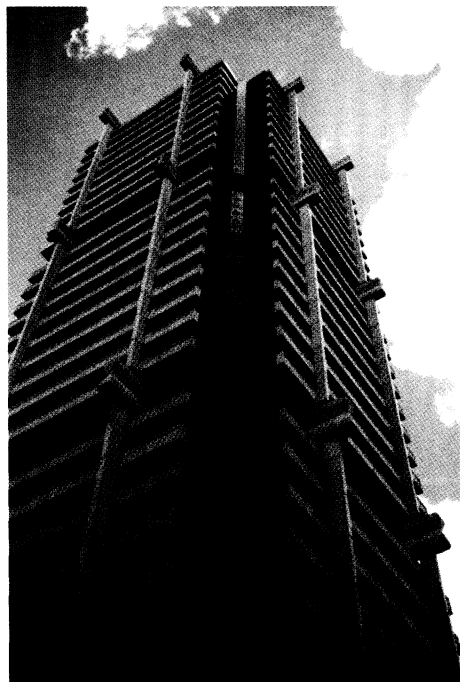
Fot. 15-37. Budynek w budowie po wzniesieniu trzonu – widoczne wiązki kabli głównych rusztów poziomych



Fot. 15-38. Budynek w budowie – montaż opuszczanych stropów jednocześnie w trzech poziomach



Fot. 15-39. Ukończony budynek (1969)

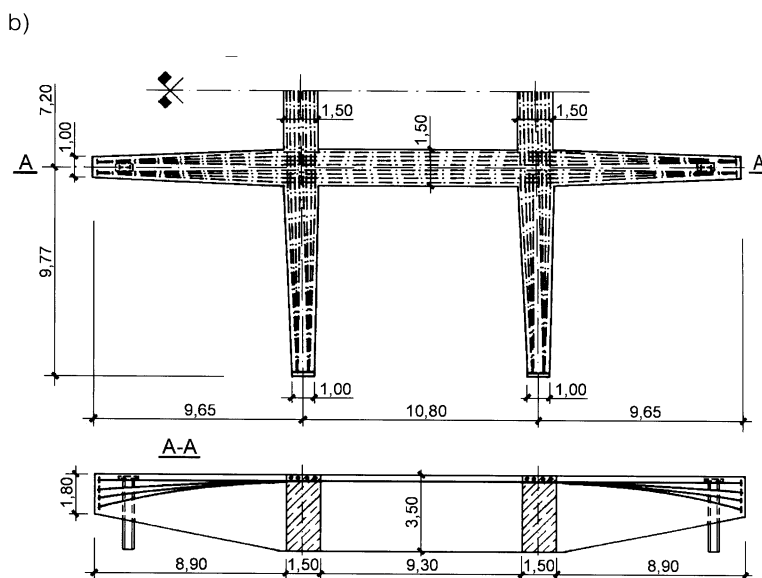
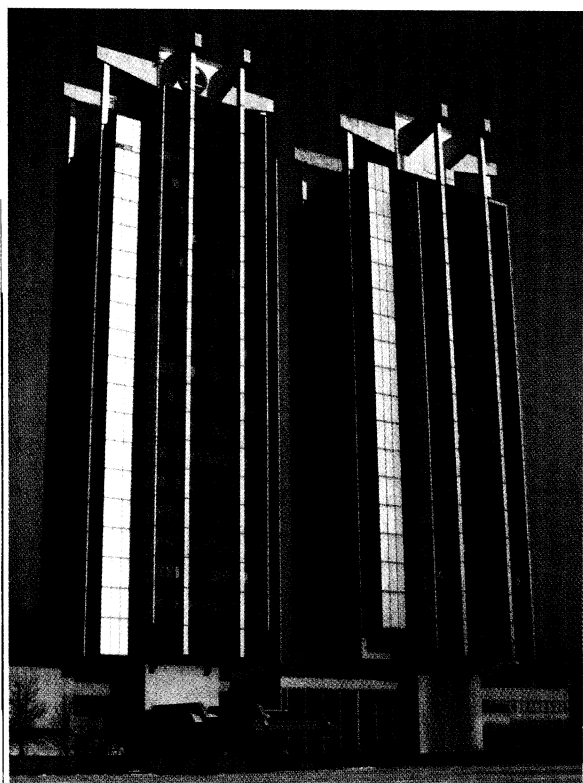
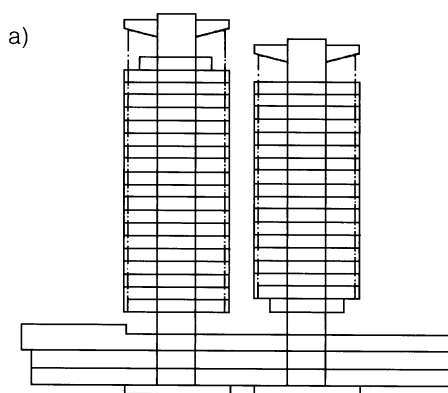


Fot. 15-40. Budynek w Johannesburgu po 30 latach eksploatacji (2000)

Budynki o podobnej konstrukcji, choć mniejszej skali, to dwa budynki administracyjne wzniesione w 1980 r. w Katowicach, o 19 i 20 kondygnacjach (rys. 15-41). Mają one sprężone stropy strunobetonowe oraz kablobetonowy ruszt szczytowy, sprężony

dużymi kablami wielodrutowymi (*BBRV7206* mm ze stali o wytrzymałości 1800 MPa). Siła naciągu w każdym kablu wynosiła 2,45 MN – są to największe kable wewnętrzne zastosowane dotąd w Polsce. Sprężanie rusztu szczytowego odbywało się dwuetapowo: połowę kabli naciągnięto przed montażem stropów zawieszonych na stalowych wieszakach, a drugą połowę po wykonaniu konstrukcji ścian, a przed montażem elementów elewacyjnych.

Najbardziej oryginalnym obiektem tego typu jest szkielet trzonowo-ciężnowo-słupowy, z różnorodnym zastosowaniem sprężenia. Jest to szkielet biurowca koncernu *BMW* w Monachium, wzniesiony w 1972 r. (rys. 15-42, fot. 15-43). W obiekcie tym, na trzonie złożonym z czterech półłuków ściannowych (rys. 15-42b) oparty jest górny ruszt poziomy, do którego zawieszone są na cen-

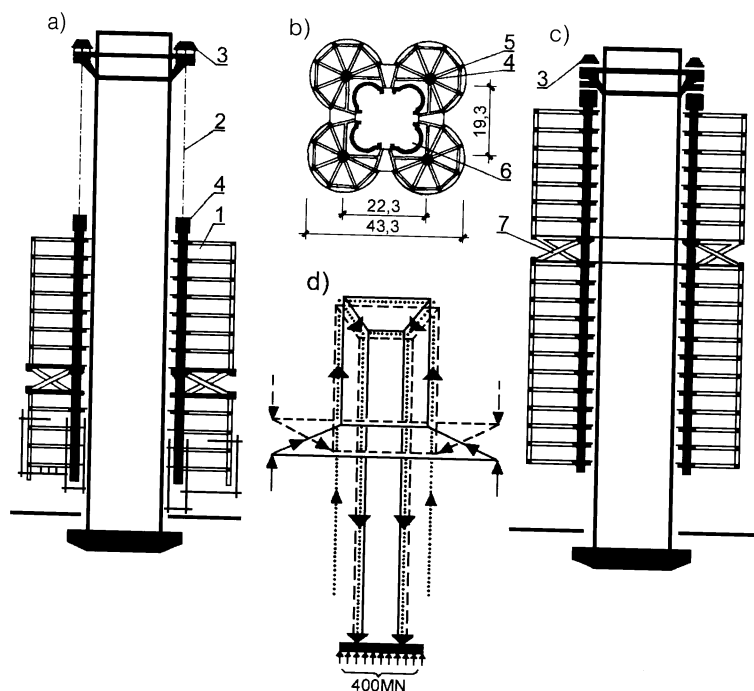


Rys. 15-41. Biurowce o konstrukcji trzonowo-ciężnowej (Katowice, 1980): a) schemat konstrukcyjny, b) rzut i przekrój sprężonego rusztu, c) obecny widok (2003)

tralnych cięgnach cztery „rury” o 19 kondygnacjach. Sprężone stropy o kołowym obrysie łącznym, ale złożone z prefabrykowanych pól trójkątnych, opierają się na słupach rozmieszczonych tylko na obwodzie. W obiekcie tym na dużą skalę zastosowano do sprężania pręty ze stali stopowej w systemie *Dywidag* [P2(7)]. Każdy z głównych wieższaków w obrębie najwyższej kondygnacji złożony jest z 76 prętów $\varnothing 32$ (St 80/105), których liczba ku dołowi stopniowo jest redukowana.

Współczesne rozwiązania konstrukcji budynków miejskich wykorzystują wszystkie nowoczesne technologie wznoszenia, w tym na wielką skalę monolityczne szkielety płytowo-słupowe. Dzięki stosowaniu betonów

wysokowartościowych na cementach szybkotwardniejących i zbrojenia sprężającego bez przyczepności, a także efektywnych desekowań, pozwalających na zmienną grubość płyt (pogrubione strefy podporowe, ang. *drop panels*) uzyskuje się bardzo szybki cykl wznoszenia jednej kondygnacji – od 4 do 7 dni. Takie tempo jest możliwe także przy bardzo złożonych rzutach kondygnacji. Dobrą ilustracją jest obiekt biurowy w Hong Kongu, obejmujący 20 typowych kondygnacji (powyżej kilku kondygnacji nietypowych w przyziemiu i podziemiu) – fot. 15-44. Przy zmiennej siatce słupów od $8,6 \times 11,5$ m do $8,6 \times 7,0$ m zastosowano płytę o grubości 25 cm z pogrubieniem przy słupach do 50 cm; wsporniki wystawały do 4,5 m poza linie podpór.



Rys. 15-42. Trzonowo-ciężnowo-słupowa konstrukcja budynku biurowego *BMW*: a) przekrój konstrukcji w fazie realizacji, b) rzut poziomy typowej kondygnacji, c) schemat konstrukcji zrealizowanego obiektu, d) rozkład sił przekazywanych na trzon; 1 – stropy monolityczne z lekkiego betonu, 2 – cięgna podnoszące i sprężające centralne podpory stropów, 3 – głowice kotwiące na głównym ruszcie wspornikowym, 4 – wieszaki główne – centralne podpory stropów, 5 – zewnętrzne słupy szkieletu (w górnych kondygnacjach ściskane, w dolnych rozciągane – sprężone), 6 – trzon monolityczny z betonu wysokiej klasy, 7 – kondygnacja techniczna rozdzielająca konstrukcyjnie budynek na część górną i dolną



Fot. 15-43. Biurowiec *BMW* w budowie (Monachium, 1972)

Na Dalekim Wschodzie wzniesiono szereg reprezentacyjnych, a zarazem najwyższych budynków w konstrukcji betonowej, z zastosowaniem na szeroką skalę sprężenia.



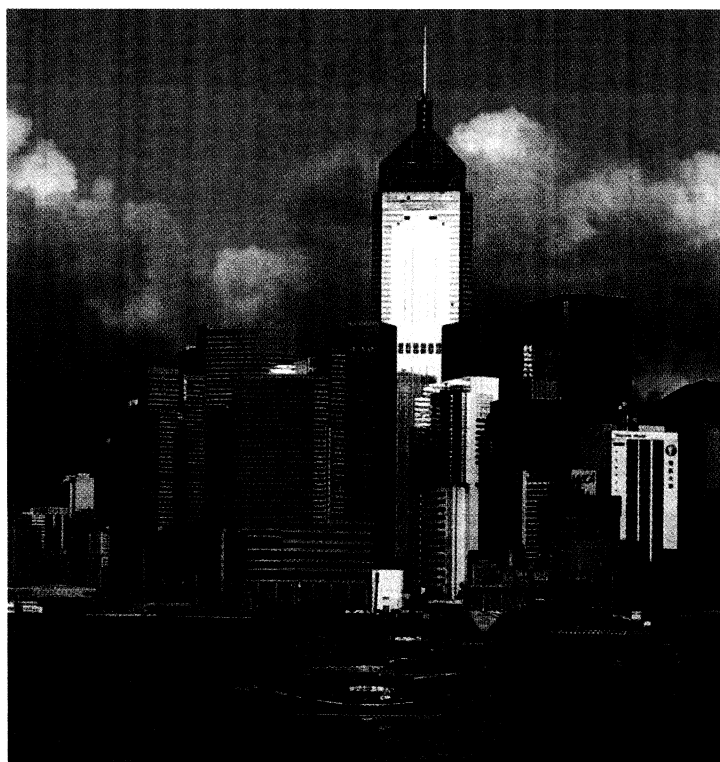
Fot. 15-44. Budowa biurowca o konstrukcji płytowo-słupowej w Hong Kongu (1994)

Przykładem jest obiekt *Telekom Malaysia* w Kuala Lumpur, o wysokości 310 m – 76 kondygnacji nadziemnych (fot. 15-45). W odróżnieniu od najwyższego budynku świata (do października 2003 r., gdy powstał *Taipei 101* na Tajwanie), stojącego w tym samym mieście *Petronas Towers*, w którym zastosowano zespolone stropy stalowo-betonowe – budynek *Telecom* jest wzniesiony całkowicie z betonu i ma wszystkie stropy sprężone. Płyty stropowe o rozpiętości 6 m i grubości 140 mm oraz żebra stropowe o rozpiętości 16 m tworzą piętra bez podpór wewnętrznych i zostały sprężone kablami w systemie *Freyssinet Monostrand*.

Za najwyższy budynek o konstrukcji z betonu uważany jest, od 1992 roku, biurowiec *Central Plaza* w Hong Kongu (fot. 15-46). Budynek ten, o rzucie trójkątnym ze ściętymi narożami ma stosunkowo prostą konstrukcję – trzony i zewnętrzne ściany



Fot. 15-45. Budynek *Telekom Malaysia* ze stropami sprężonymi płytowo-żebrowymi o rozpiętości 16 m (bez podpór wewnętrznych) – Kuala Lumpur, 2000.



Fot. 15-46. Najwyższy (do 2004) budynek z betonu – *Central Plaza* w Hong Kongu

przenoszą obciążenia pionowe, a przestrzenie biurowe, dzięki sprężonym stropom dużej rozpiętości, nie mają wewnętrznych ścian ani słupów (fot. 15-47) [P4(4)].

Przykładem możliwości stwarzanych przez sprężenie jest konstrukcja 27-piętrowego budynku Banku *Hang Seng* w Hong Kongu (fot. 15-48). Zewnętrzne trzony w ścianach poprzecznych są jedynymi podporami. Sprężone stropy płytowo-żebrowe o rozpiętości 28,5 m składają się z płyty grubości 150 mm i 10 żeber o przekroju $b/h = 0,60/0,90$ m. Ściany podłużne, wol-

ne od konstrukcji, zostały całkowicie przeszklone.

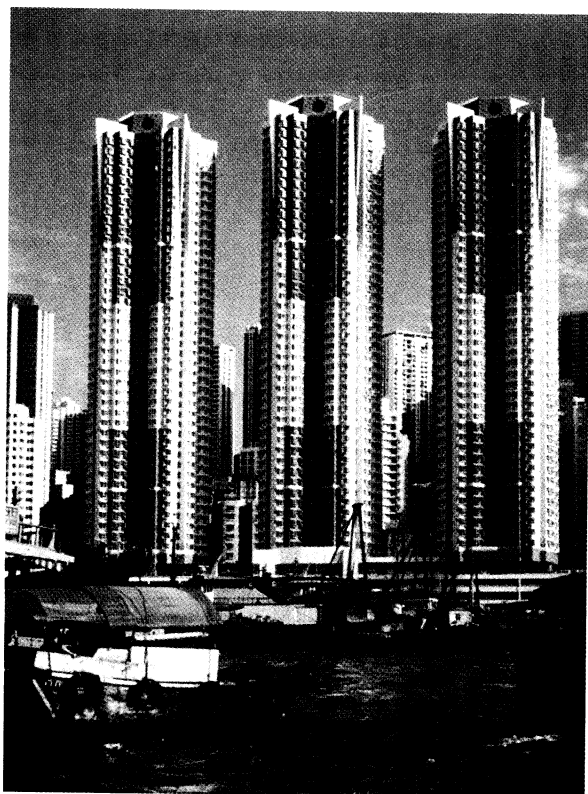
W budynkach wysokich, których wiele wznosi się jako monolityczne konstrukcje trzonowo-szkieletowe (coraz częściej z użyciem betonów wysokowartościowych), sprężenie jest efektywnie stosowane zarówno w stropach, jak też w tzw. płytach przejściowych, czyli w szczególnego typu masywnych stropach o grubości 2,5 do 3,5 metra, usytuowanych ponad dolnymi kondygnacjami, o bardzo małej liczbie słupów, a wspierających kilkadziesiąt kondygnacji budynku o zwykłym rozmiesz-



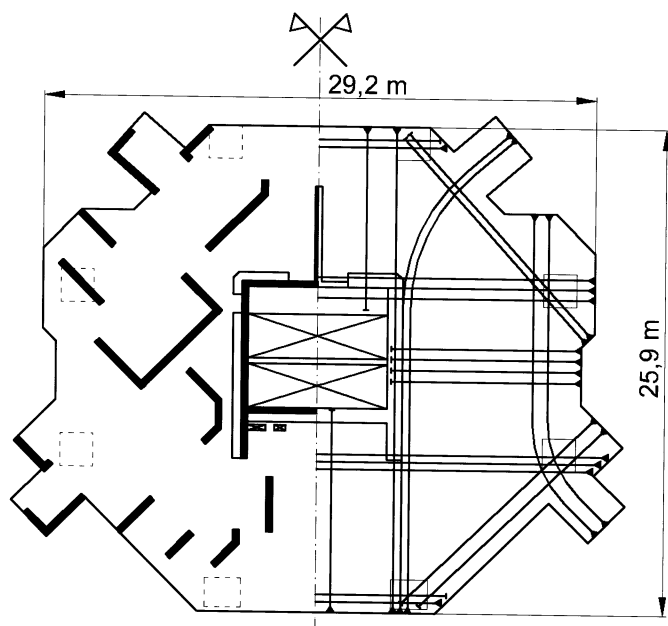
Fot. 15-47. Wznoszenie konstrukcji trzonowo-ścianowej ze stropami sprężonymi – *Central Plaza*



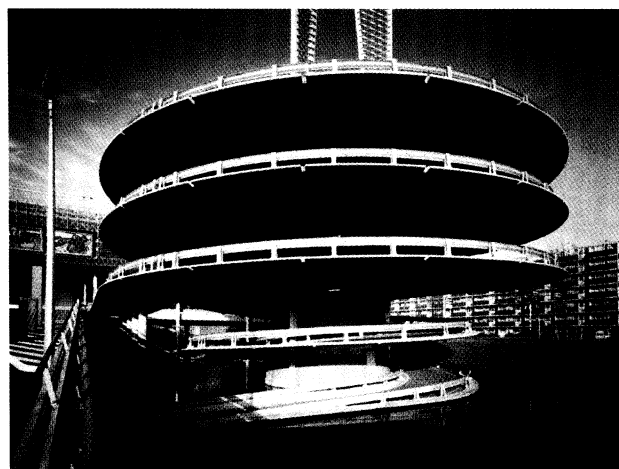
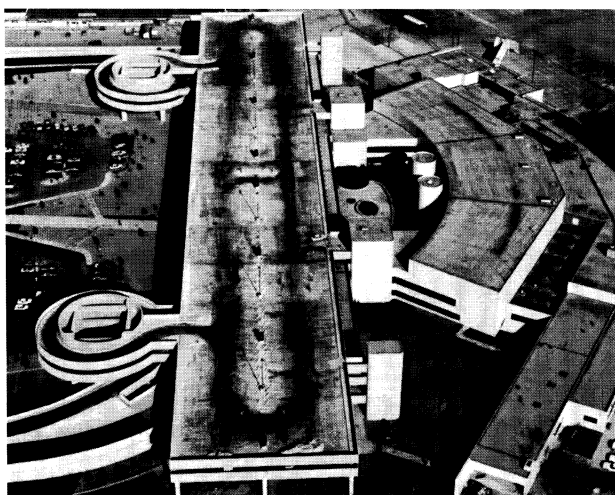
Fot. 15-48. Monolityczna konstrukcja budynku bez podpór wewnętrznych i ścian podłużnych – stropy sprężone o rozpiętości 28,5 m (Hong Kong, 1991)



Fot. 15-49. Wysokie budynki w Hong Kongu (1996), złożone z 3 kondygnacji dolnych bez podpór wewnętrznych oraz 43 kondygnacji mieszkalnych, wzniesionych na sprężonej płycie przejściowej



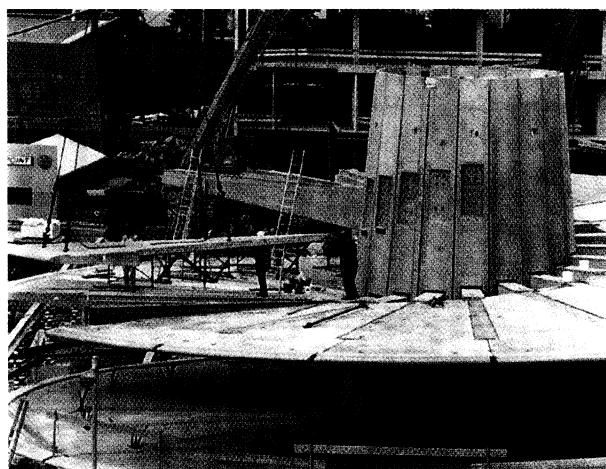
Rys. 15-50. Schemat konstrukcji płyty przejściowej o grubości 2,6 m; po lewej rzut ścian nośnych powyżej płyty przejściowej, po prawej podpory słupowe dolnych kondygnacji i rozkład kabli sprężających w płycie (kable VSL 5-19, czyli 19 splotów $\varnothing 12,5$ mm)



Fot. 15-52. Prefabrykowana spiralna pochylnia parkingu w Rotterdamie (1998)

żych sprężonych stropach płytowo-żebrowych (siatka słupów 18×18 m) przedstawia w widoku z „lotu ptaka” fot. 15-51. Przy mniejszych rozpiętościach dominują obecnie ustroje płytowo-słupowe. W obiektach tych spręża się, oprócz stropów, również bardziej złożone fragmenty konstrukcji, jakimi są spiralne lub odcinkowe pochylnie komunikacji między poziomami. Przykład takiego całkowicie prefabrykowanego „korkociągu”, o jezdni spiralnej przebiegającej na wsporniku o wysięgu 8,2 m, pokazano na fotografii 15-52. Obiekt ten składa się z płyt trapezowych i żeber, utwierdzonych w stożkowym słupie centralnym za pomocą kabli sprężających – fot. 15-53. Kable spełniają tu funkcję analogiczną do śrub sprężających w konstrukcjach metalowych.

Fot. 15-51. Widok z lotu ptaka parkingu 3-poziomowego ze stropami i podjazdami w monolitycznej konstrukcji sprężonej – siatka słupów 18×18 m, dylatacje co 81 m (Columbus, Ohio, USA)

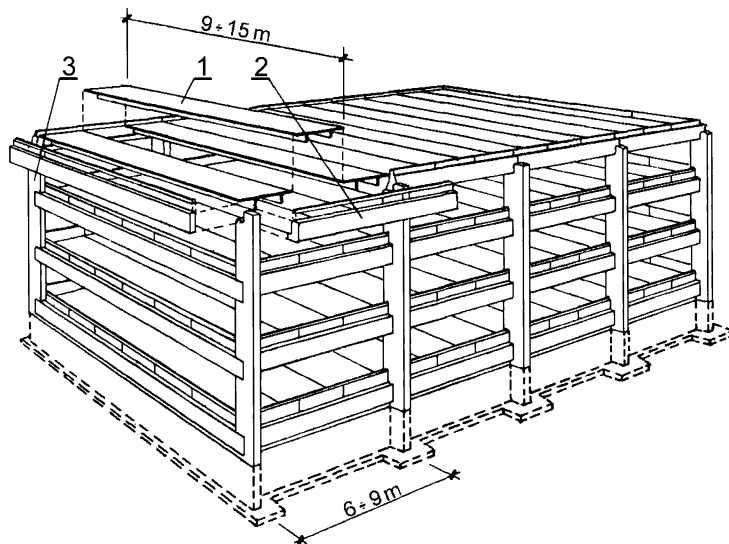


Fot. 15-53. Montaż prefabrykowanych wsporników do centralnego trzonu stożkowego złożonego z prefabrykatów – zamocowanie za pomocą kabli kotwionych w trzonie

15.5. Wielokondygnacyjne budynki przemysłowe

Budynki przemysłowe – produkcyjne, warsztatowe, magazynowe – w układach wielokondygnacyjnych stanowią, podobnie jak jednokondygnacyjne obiekty halowe, szeroki obszar zastosowań konstrukcji sprężonych. Wybór konstrukcji sprężonej w takich obiektach jest podyktowany całym szeregiem korzyści w stosunku do konstrukcji stalowych: dużą nośnością i sztywnością, trwałością i – co czasem szczególnie istotne – wysoką ognioodpornością. Stosowane

są przede wszystkim rozwiązania prefabrykowane, z zastosowaniem dużych elementów prętowych i płytowych. Wynika to ze znacznej na ogół powtarzalności elementów oraz jednoczesnej potrzeby dużych obciążeń użytkowych i dużych rozstawów podpór. Schemat rozwiązania konstrukcji z wielkowymiarowych prefabrykatów przedstawia rys. 15-54, a przykład realizacji takiego obiektu – fot. 15-55. Układ elementów przegubowo podpartych, z reguły obecnie strunobetonowych, jest wprawdzie najprostsz

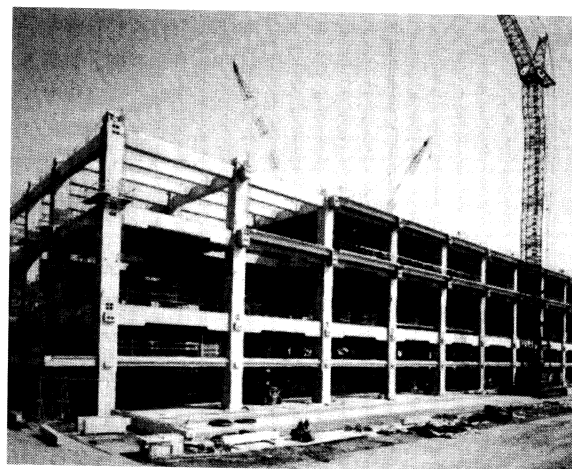


Rys. 15-54. Prosta konstrukcja wielokondygnacyjnego budynku przemysłowego montowanego z prefabrykatów sprężonych: 1 – płyty stropowe TT, 2 – rozpory podłużne i szczytowe, 3 – wielokondygnacyjne słupy



Fot. 15-55. Przykład montażu sprężonych prefabrykatów w szkielecie przemysłowego budynku wielokondygnacyjnego – Młyna w Grodzisku Wlkp. (Ergon Polska – 2002 r.); strunobetonowe słupy, belki i płyty kanałowe

i wymagający dodatkowych konstrukcji stężających. Dlatego czasem odchodzi się od tych najprostszych schematów. Na fot. 15-56 przedstawiono japoński przykład realizacji szkieletu ramowego z kablobetonowych prefabrykatów dopreżanych po wbudowaniu – widoczne są zakotwienia na zewnątrz słupów. W takim wariantcie udaje się zapewnić częściowe utwierdzenie w węzłach, dzięki czemu szkielet jest sztywniejszy i przenosi większe obciążenia. Mniej odpowiedzialna jest też wtedy funkcja wsporników na słupach. Szkielet taki wymaga oczywiście nieco więcej zabiegów przy montażu i zabezpieczeniu zakotwień.



Fot. 15-56. Szkielet z prefabrykatów łączonych w węzłach za pomocą sprężenia (Japonia)

15.6. Obiekty kołowe

Sprężenie obwodowe konstrukcji kołowo-symetrycznych, jak wspomniano p. 3.3, stanowi najbardziej efektywne zastosowania sprężenia. Dwie podstawowe grupy obiektów kołowo-symetrycznych stanowią zbiorniki kołowe (na cieczy, skroplone gazy lub materiały sypkie) oraz obudowy bezpieczeństwa w budynkach reaktorów jądrowych. W obydwu tych grupach występują bardzo zróżnicowane konstrukcje zarówno pod względem stawianych wymagań, jak i charakteru obciążeń i wymiarów.

15.6.1. Zbiorniki

Najbardziej uzasadnione jest sprężanie naziemnych lub wyniesionych zbiorników z betonu, z uwagi na rozciągające siły wewnętrzne w powłokach. W mniejszym stopniu istotne jest sprężanie zbiorników podziemnych, w których parcie gruntu od zewnątrz redukuje wpływ wewnętrznego naporu. Ponieważ jednak we wszystkich praktycznie zbiornikach ważna jest szczelność, to zapewnienie jej poprzez sprężenie jest sposobem najlepszym.

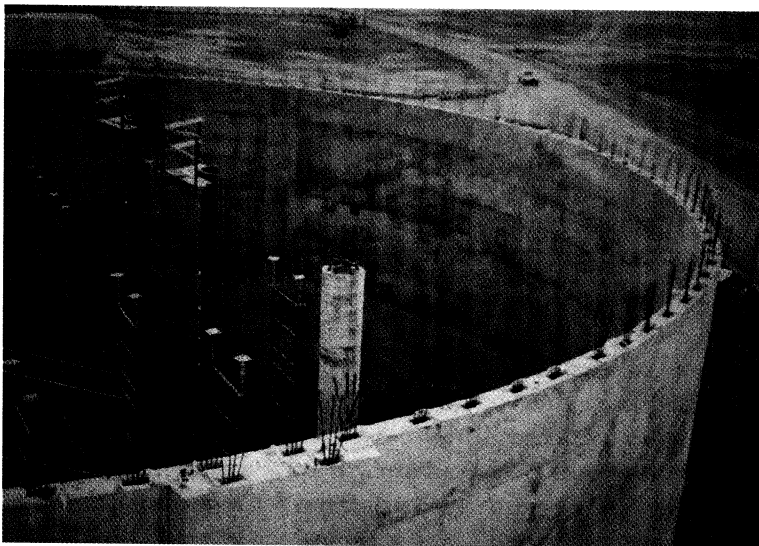
Zbiorniki naziemne mogą być otwarte lub zamknięte, najczęściej przykryte kopułami. Powłoki walcowe tworzące ściany boczne zbiorników mogą być sprężone zarówno równoleżnikowo, jak i pionowo (fot. 15-57), a także różnie połączone z dnem. Schematy konstrukcji średniej wielkości zbiorników naziemnych pokazano na rys. 15-58. Sposób połączenia ściany z dnem ma zasadnicze znaczenie dla rozkładu sił wewnętrznych, jak też technologii realizacji. Przy wyborze mają wpływ warunki wykonania, nośność podłoża i wymiary zbiornika. Niezależnie od schematu podstawowe znaczenie ma sprężenie równoleżnikowe, którego intensywność wzdłuż wysokości dobiera się do sił w powłoce od naporu poziomego cieczy lub materiału sypkiego. Największe korzyści uzyskuje się w dużych zbiornikach, w których oszczędność w stosunku do niesprężonych powłok wynika z możliwej redukcji grubości, a mniejsza krzywizna ułatwia sprężanie.

Rozmiary zbiorników sprężonych bywają bardzo różne, od pojemności kilkuset m³

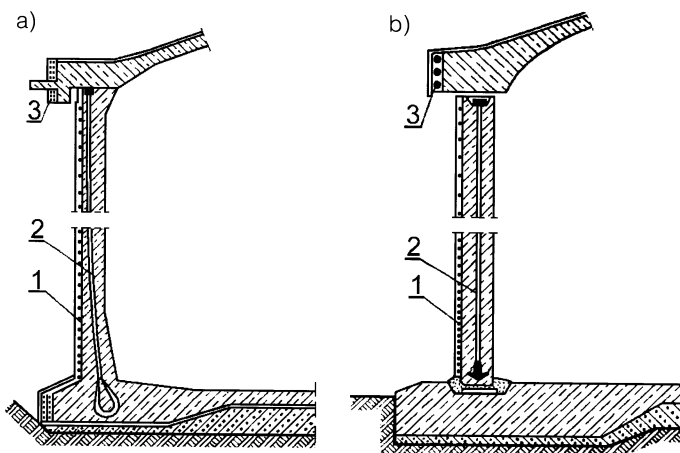
do nawet kilkuset tysięcy m³. Największe wymiary osiągają obecnie zbiorniki na skroplone paliwa gazowe (LNG). W tych zbiornikach konieczne jest trwałe utrzymywanie niskich temperatur (np. -160°C dla skroplonego gazu ziemnego). Wymaga to podwójnych powłok i skomplikowanego systemu chłodzenia. Do niedawna największy taki zbiornik o pojemności 140 000 m³, średnicy 79 m i wysokości 33 m (fot. 15-59) eksploatowano w Japonii, a największy zbiornik europejski w Hiszpanii ma pojemność 135 000 m³, średnicę 67 m i wysokość 40 m (fot. 15-60). Jeszcze większy zbiornik na płynny gaz naturalny wzniesiono

ostatnio w Indiach: pojemność 200 000 m³, średnica 80 m i wysokość 40 m (fot. 15-61). Ten ostatni zbiornik został sprężony poziomo i pionowo kablami VSL 6-19 (czyli 19 splotów Ø15 mm w każdym kablu); dzięki redukcji tarcia w kablach bez przyczepności uzyskano możliwość kąta opasania 360°.

Największy w Polsce zbiornik sprężony, to silos na klinkier w Cementowni „Ożarów” o pojemności 100 000 ton, (fot. 15-62) sprężony równoleżnikowo 118 kablami w systemie BBR CONA (patrz p. 3.2.2.2). Największy dotąd na świecie zbiornik na klinkier wzniesiono w Tajlandii (1992) o pojemności



Fot. 15-57. Przykład powłoki zbiornika walcowego na wodę – średnica 33 m, wysokość 14 m, grubość powłoki 35 cm, sprężenie pionowe kablami wewnętrznymi (kable VSL-SO 4Ø15,5 mm), sprężenie obwodowe zewnętrzne (kable VSL EC 12Ø12,3 mm) – McKinney, Texas, USA, 1993

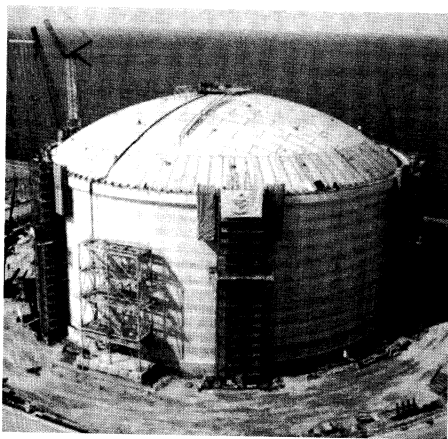


Rys. 15-58. Przykłady sprężonych ścian zbiorników walcowych o różnym połączeniu z płytą denną: a) połączenie sztywne monolitycznej ściany, b) połączenie przegubowo-przesuwne ściany monolitycznej lub prefabrykowanej; 1 – obwodowe ciągnia zewnętrzne, 2 – pionowe kable wewnętrzne, 3 – sprężenie pierścienia nasadowego kopuły dachowej

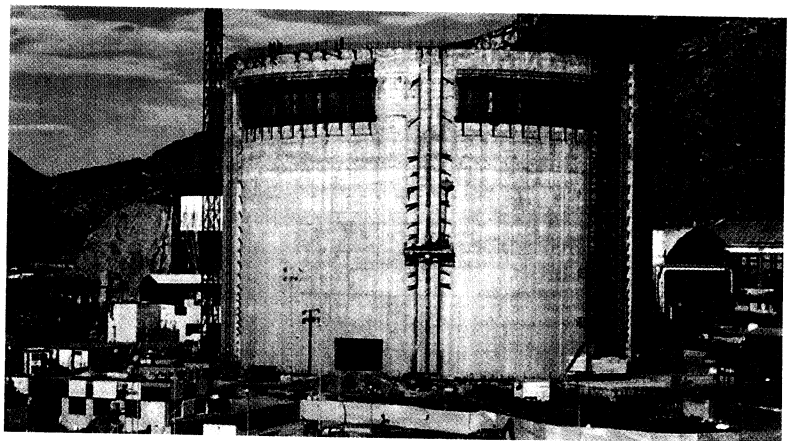
160 000 ton i średnicy 65 m (sprężenie kablami wielosplotowymi VSL).

Wybrane tu przykłady zbiorników dotyczą konstrukcji narażonych – oprócz dużych sił naporu – także na znaczne wpływy termiczne. W zbiornikach na płynny gaz są to bardzo niskie temperatury, a w zbiornikach na klinkier, cement lub pyły – podwyższone. Sprężenie pozwala na odpowiednie zabezpieczenie przed zarysowaniem, co jest praktycznie niemożliwe w przypadku ścian żelbetowych.

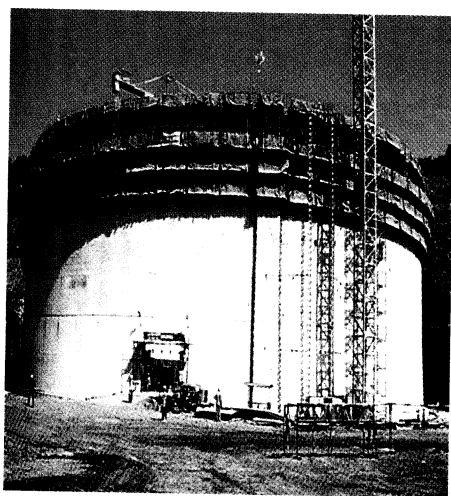
Przykładem możliwości, jakie daje sprężenie w silosach na materiały sypkie, jest obiekt przeznaczony do magazynowania tlenku cynku o pojemności 45 000 t, wzniesiony w Mozambiku. Powłoka walcowa o wysokości 40 m została wykonana w deskowaniu ślizgowym, o stałej grubości zaledwie 40 cm, z pozostawieniem w ścianie kanałów w betonie na osadzenie pionowych kablów sprężających oraz z umieszczeniem poziomych kablów. W czterech pilastrach



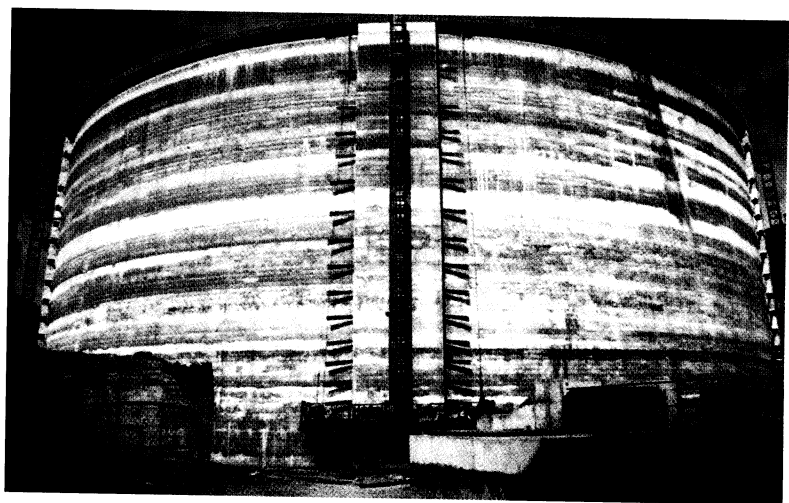
Fot. 15-59. Budowa zbiornika na skroplony gaz naturalny (-160°C) o pojemności 140 000 m³ (Osaka, Japonia 1994) – cztery duże pilastry na obwodzie, kąt opasania kabli 90°



Fot. 15-60. Zbiornik sprężony na skroplony gaz o pojemności 135 000 m³ (Cartagena, Hiszpania, 2001) – sześć pilastrów, kąt opasania kabli 120°



Fot. 15-61. Częściowo zagłębiony zbiornik na płynny gaz (LNG) o pojemności 200 000 m³ (Dabhol, Indie 2000) – dwa pilastry na obwodzie, kąt opasania kabli 360°



Fot. 15-62. Największy w Polsce zbiornik – silos na 100 000 t klinkieru w Cementowni „Ożarów” 1999; cztery pilastry, kąt opasania kabli 180°

kotwiono kable przemiennie (kąt opasania 180°) – fot. 15-63.

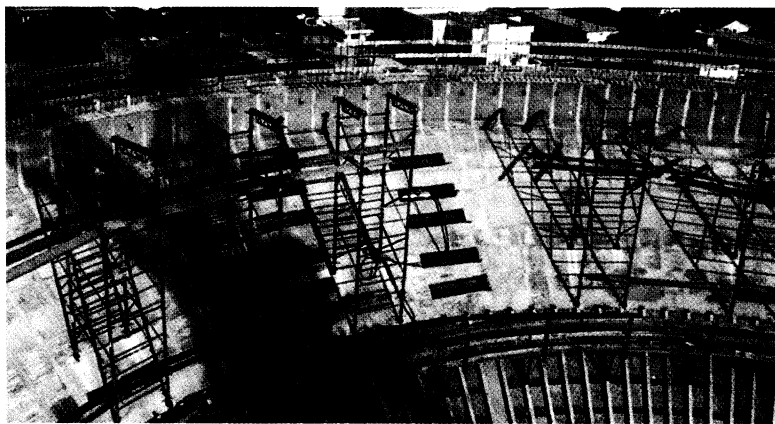
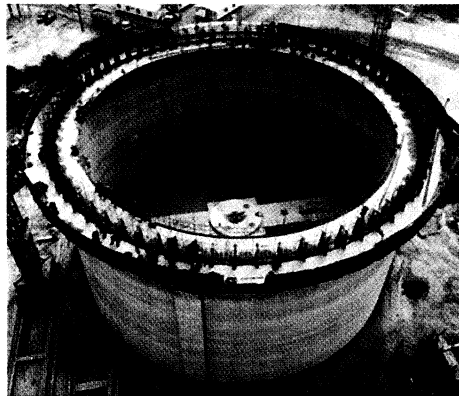
Odrębną i bardzo zróżnicowaną co do kształtu rodzinę stanowią zbiorniki wyniesione, czyli tzw. wieże ciśnień. Zbiorniki takie mają czasem znaczną pojemność i umieszczane są na dużych wysokościach. Trzony zbiorników wyniesionych są wykonywane na ogół w deskowaniach ślizgowych, natomiast powłoki zbiorników mogą być zarówno monolityczne (wykonywane „u góry”), jak i prefabrykowane.

Dla zbiorników wyniesionych o dużych pojemnościach efektywne są realizacje monolityczne, dla których deskowanie i większość zbrojenia montuje się wtedy na dole, podnosi z wykorzystaniem trzonu lub szkieletu wieży i u góry dokonuje betonowania i sprężania. Przykład realizacji takiej wieży

o pojemności zbiornika 8000 m^3 i wysokości około 50 m pokazano na fotografii 15-64. Powłoka stożkowa tego zbiornika ma zmienną grubość od 61 do 40 cm. Sprężenie południkowe i równoleżnikowe powłoki zbiornika oraz pierścienia nasadowego kopuły dachowej wykonano za pomocą wielosplotowych kabli w systemie *Dywidag* [P2(8)]. Na fotografii 15-65 pokazano powłokę stożkową od wnętrza, po zabetonowaniu.

Szerokie rozpowszechnienie zyskała metoda montażu zbiorników wyniesionych przez podnoszenie całej powłoki, zabetonowanej i sprężonej w poziomie terenu. Uzyskuje się w ten sposób znacznie lepsze warunki wykonawstwa, a zwłaszcza precyzyjnego rozmieszczenia kabli, i unika wysokich rusztowań. Przykładem mogą być wieże z niewielki-

Fot. 15-63. Budowa silosu na tlenek glinu o masie 45 000 t – widok pierścienia nasadowego kopuły i końcówek pionowych kabli (Maputo, Mozambik, 2000)



Fot. 15-65. Widok od wnętrza powłoki stożkowej zbiornika pokazanego na fot. 15-64 sprężonej południkowo (kable $4\varnothing 15,5 \text{ mm}$) i równoleżnikowo (kable $7\varnothing 15,5 \text{ mm}$ z kątem opasania 180°) – widoczne gniazda zakotwień kabli obwodowych, pozwalające na eliminację pilastrów [P2(8)]

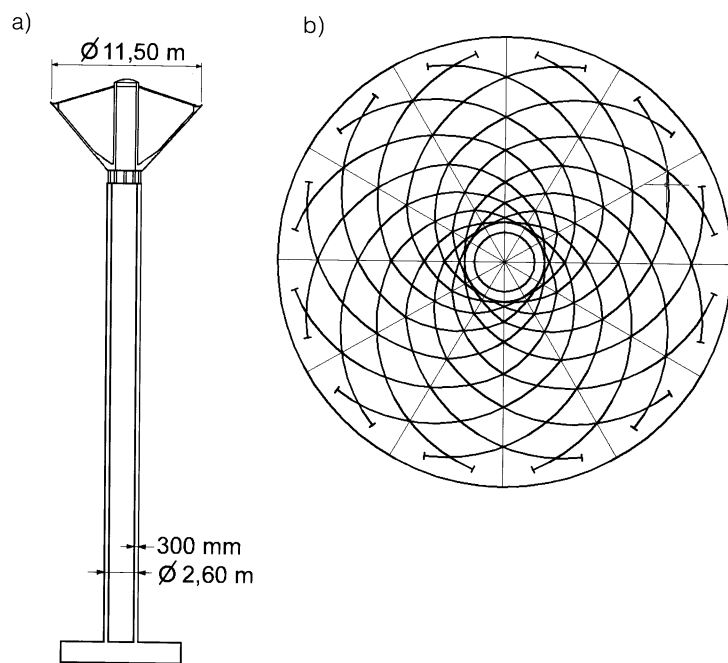


Fot. 15-64. Budowa monolitycznej wieży ciśnień ze sprężonym zbiornikiem stożkowym o pojemności $8\ 000 \text{ m}^3$ (Boynton Beach, Floryda USA, 1996)

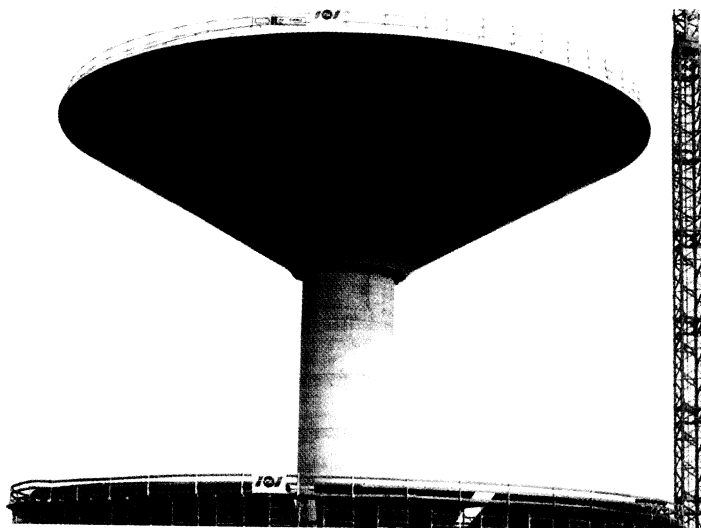
mi zbiornikami, zrealizowane w wielu powtórzeniach w Arabii Saudyjskiej (rys. 15-66). W poziomie terenu wykonywany jest sam zbiornik, ze stożkowymi powłokami dna i dachu, który w stanie gotowym jest podnoszony hydraulicznie w miarę wznoszenia w deskowaniu ślizgowym walcowego trzonu. Postęp wznoszenia – około 2 m na dobę – jest ograniczony procesem dojrzewania betonu trzonu. Szczególnie efektywne jest sprężenie kablami za-krzywionymi w dwóch płaszczyznach, powłoka jest sprężona jednosplotowymi kablami VSL o niskim tarciu (rys. 15-66b). Dla trzonu zastosowano sprężenie pionowe ścian ze względu na wpływy sejsmiczne.

Technologię podnoszenia zbiorników rozwinięto także dla dużych zbiorników. We Francji zrealizowano wieżę ciśnień ze zbiorni-

ka



Rys. 15-66. Przykład wieży ciśnień ze sprężoną powłoką stożkowego dna (Arabia Saudyjska): a) schematyczny przekrój pionowy, b) układ kabli w powłoce stożkowej

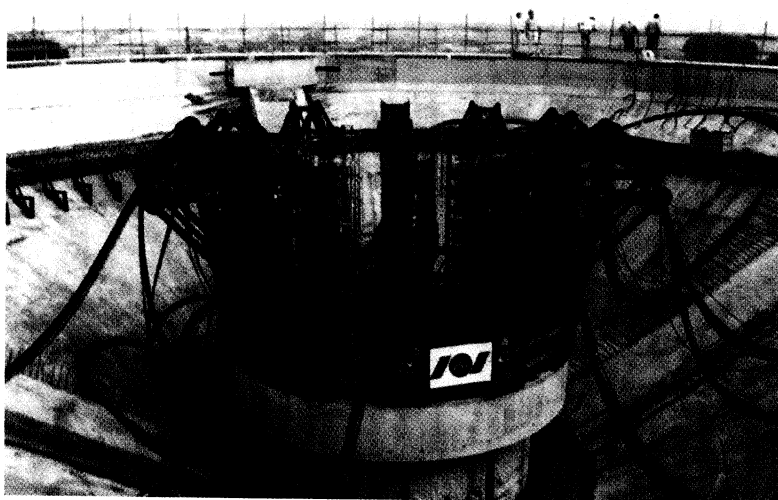


Fot. 15-67. Wieża ciśnień z dużym zbiornikiem stożkowym, zrealizowana metodą podnoszenia (Wattrelos, Francja, 1997)

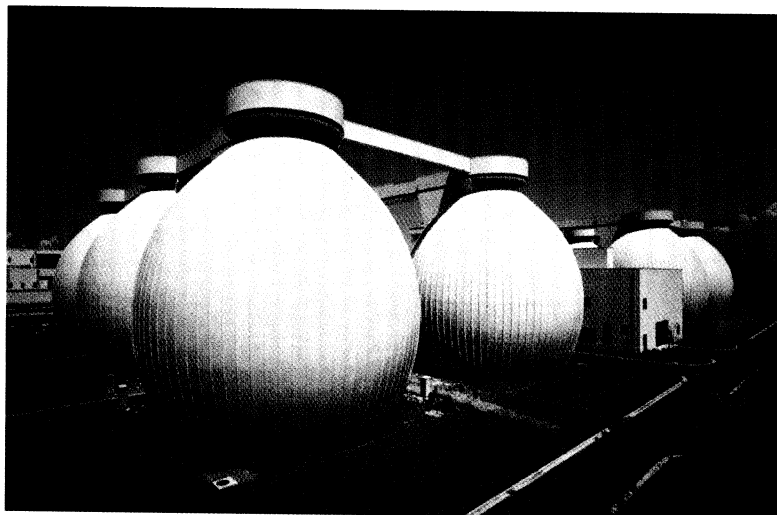
kiem o pojemności 3 000 m³ i maksymalnej średnicy 39 m, podniesionym na wysokość 37,5 m (fot. 15-67). Powłokę z rozbudowanym pierścieniem obwodowym sprężono tylko równoleżnikowo, z zastosowaniem kabli bez przyczepności, kotwionych w czterech pilastach umieszczonych wewnątrz zbiornika. W powłoce było 350 pojedynczych cięgien jednosplotowych, a w pierścieniu 10 kabli 10-splotowych. Wykonanie powłoki (o łącznej masie 2000 t) było poprzedzone wykonaniem w deskowaniach przestawnych trzonu z górnym kołnierzem (fot. 15-68). Na kołnierzu umieszczono 12 pras hydraulicznych, analogicznych do pras naciągowych, działających w trzech zespołach po 4 prasy, co

zapewniało 3 punkty-obszary podporowe, w razie nierównomierności podnoszenia. Podnoszenie wykonano za pomocą kabli wielosplotowych (każdy złożony z 19 splotów Ø15,7 mm). Ostateczne zamocowanie zbiornika na trzonie wykonano także jako podwieszenie na pionowych krótkich kablach do kołnierza (36 kabli 12Ø15,7 mm).

Specjalną grupę zbiorników stanowią komory fermentacji ścieków o „jajowym” kształcie, czyli z powłokami o podwójnej krzywiznie. Są to coraz powszechniej stosowane konstrukcje, z racji możliwości korzystnego dostosowania kształtu do potrzeb technologicznych (fot. 15-69). Objętość tych zbiorników wynosi dotąd od 10 000 do 20 000 m³.



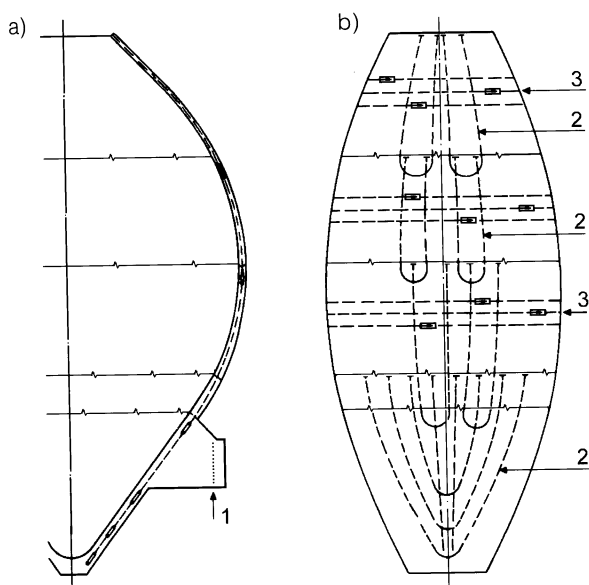
Fot. 15-68. Widok od wnętrza powłoki stożkowego zbiornika w końcowej fazie podnoszenia, z urządzeniami podnoszącymi na pierścieniu górnym trzonu (realizacja podnoszenia – VSL)



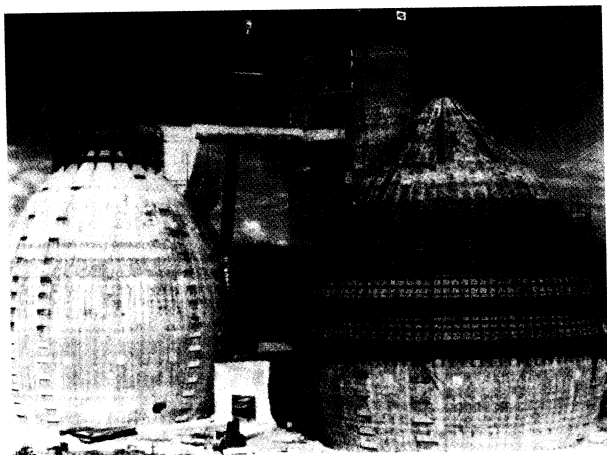
Fot. 15-69. Zbiorniki fermentacyjne ścieków o kształcie „jajowym” – (Japonia, 1997)

Specyfikę tych obiektów stanowi możliwość wystąpienia wewnątrz podwyższonego ciśnienia. Sprężanie powłok takich zbiorników napotyka na podwójne komplikacje. Z jednej strony powłoki wymagają przestrzennego,

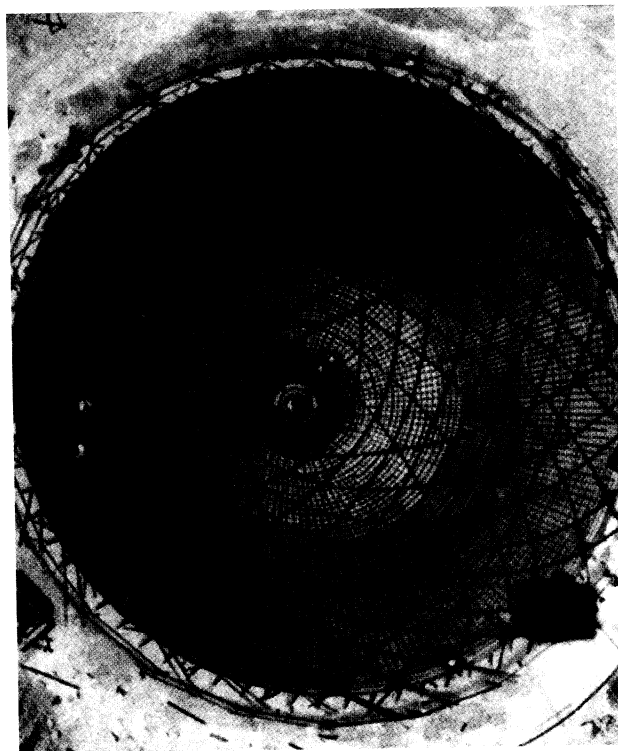
precyzyjnego rozkładu sił sprężających z uwagi na obciążenia w fazie eksploatacji, a z drugiej, bardzo ważny jest dobór kabli w fazie wznoszenia, kiedy to z racji przerw roboczych trzeba podzielić sprężanie na etapy. Uproszczony przykład układu kabli w takiej powłoce pokazano na rysunku 15-70. Przykład zbiorników „jajowych” w fazie realizacji pokazano na fotografii 15-71. W zbiornikach tych wykonano część podziemną bez pierścienia podporowego, lecz z grubszą powłoką, zabetonowaną z wykorzystaniem wykopu utwardzonego betonem natryskowym jako zewnętrznego deskowania. Rozkład kabli w dennej czaszy przedstawia z lotu ptaka fot. 15-72. W dążeniu do gładkiej i możliwie cienkiej powłoki w tych zbiornikach stosuje



Rys. 15-70. Schemat technologiczny wykonania powłoki zbiornika „jajowego”: a) przekrój pionowy z rozmieszczeniem przerw roboczych, b) widok fragmentu powłoki z układem kabli; 1 – kable obwodowe pierścienia podporowego, 2 – pętle kabli południkowych, 3 – kable równoleżnikowe



Fot. 15-71. Budowa zespołu osadników fermentacyjnych po 8 000 m³ pojemności (Perth, Australia 1996); gładka powłoka sprężona kablami BBR-CONA o kącie opasania 360°, przemiennie kotwionymi w gniazdach



Fot. 15-72. Widok z góry czaszy dennej zbiornika z umieszczonymi kablami

się kotwienie kabli równoleżnikowych w gniazdach i bardzo dobre zabezpieczenie kabli, pozwalające na mniejsze otuliny (fot. 15-73). Najtrudniejszą fazą wykonawstwa tych obiektów jest precyzyjne wykonanie dwustronnych deskowań, z zachowaniem projektowanej krzywizny – fot. 15-74. Przegląd realizacji w tej bardzo intensywnie rozwijającej się rodzinie zbiorników przedstawiono w [K3(5)].

15.6.2. Obudowy reaktorów jądrowych

Konstrukcje obudowy reaktorów jądrowych wyodrębnia się ze zbiorników ze względu na specyfikę obciążeń i wymagane inne

funkcje powłok z betonu. Są to bowiem obudowy bezpieczeństwa i mogą nigdy nie doznać obciążeń awaryjnych, na które są projektowane. W krajach o rozwiniętej energetyce jądrowej, jak np. we Francji czy USA, jest to bardzo rozbudowana dziedzina sprzężania. Obudowy projektowane są z zabezpieczeniem na wypadek jednoczesnego awaryjnego wzrostu temperatury i ciśnienia wewnętrznego. Konieczne jest zatem nie tylko przeniesienie wielkich sił rozciągających przez powłokę walcową, lecz także przez kopułę przekrycia. Wymaga się bezwzględnie, aby obudowa bezpiecznie przeniosła te awaryjne obciążenia, zachowując całkowitą szczelność. W licznych dotychczas wzniesionych obiektach wykonano obudowy zespolone, stalowo-betonowe i wtedy wewnętrzny płaszcz stalowy stanowił deskowanie masywnych ścian betonowych (rys. 15-75). Nowsze realizacje mają obudowy bezpieczeństwa rozdzielone – reaktor jest zamknięty w pancerzu stalowym, a obudowa betonowa stanowi zewnętrzne zabezpieczenie i w przestrzeni między nimi lokuje się instalację chłodzącą.

Połączenie powłoki walcowej z kopułą i sprzężenie kopuły jest rozwiązywane w różny sposób (rys. 15-76). Ze względów technologicznych, w celu eliminacji skutków skurczu betonu, ściany wykonuje się z betonów specjalnych, niskoskurczowych, często stosując schładzanie w okresie twardnienia betonu. Po zabetonowaniu ścian i pierścienia nasadowego montuje się płaszcz stalowy kopuły, następnie betonuje kopułę i ostatecznie sprzęża powłoki ściany i kopuły. Gdy stosuje się powłoki zespolone, to stanowią one wyjątkowe przypadki, kiedy dokonuje się sprzężenia już po zespoleniu, a zatem szczególnie znaczenie mają łączniki zapewniające współpracę i zabezpieczające przed rozwarstwieniem.

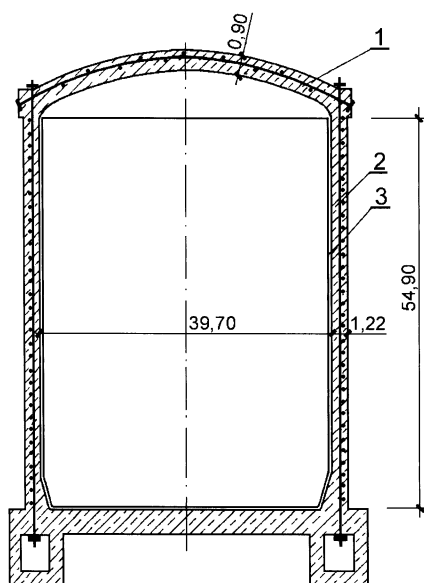
Przykład brytyjskiej realizacji obudowy bezpieczeństwa w elektrowni jądrowej Sizewell z połowy lat 90., pokazano na fotografii 15-77. Widoczna jest wielka liczba kabli, świadcząca o intensywności sprzężenia. W obiekcie tym zastosowano system ortogonalny sprzężenia (patrz rys. 15-76). Kable poziome kotwio-



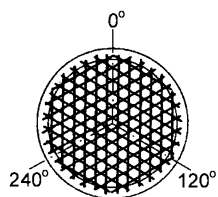
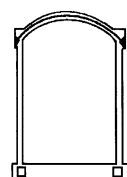
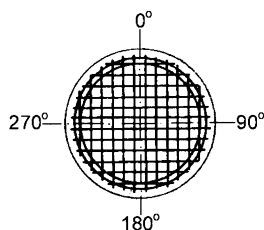
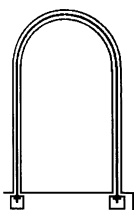
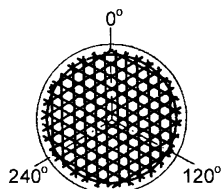
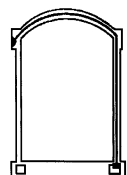
Fot. 15-73. Szczegół zbrojenia powłoki zbiornika „jajowego” (Singapur, 1997); sprzężenie kablami VSL: południkowe kable jednosplotowe, równoleżnikowe kable wielosplotowe w osłonach polietylenowych PT-Plus, pełnoobwodowe



Fot. 15-74. Złożone deskowania powłoki dwukrzywiznowej

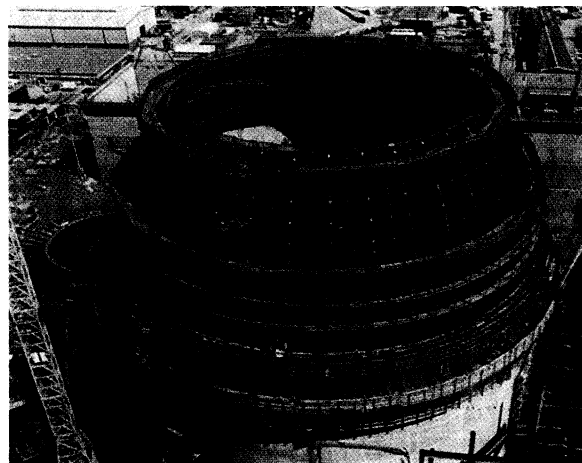


Rys. 15-75. Schemat konstrukcji obudowy zespolonej reaktora energetycznego typowego w USA (typ AES o mocy 822 MW): 1 – kopuła sprężona kablami trójkierunkowymi, 2 – ściany sprężone kablami obwodowymi i pionowymi, 3 – współpracujący pancerz stalowy

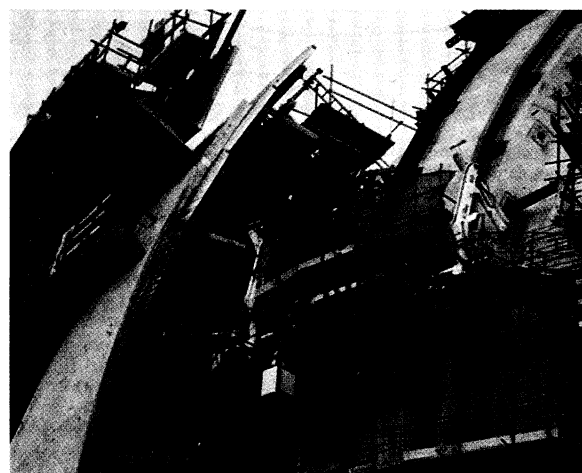


Rys. 15-76. Stosowane rozmieszczenie głównych kabli sprężających kopuły i ich połączenia z kablami pionowymi w powłokach ścian – trójkierunkowe, ortogonalne i wydzielone dla samej kopuły (kąty oznaczają rozmieszczenie pilastrów)

no w czterech pilastrach na obwodzie – były to największe kable zastosowane dotąd w obudowach (37 splotów $\varnothing 15,2$ mm, o sile zrywającej 13 MN). Kable pionowe – tego samego typu – wykonano w kształcie U i kotwiono w galerii fundamentowej, najdłuższy z tych kabli miał 170 m długości i miał masę 7 ton. Na fotografii 15-78 pokazano fazę realizacji po zabetonowaniu powłoki, w czasie wprowadzania kabli poziomych do kanałów. Zastosowano kable bez przyczepności systemu *Freyssinet-K*, wypełniając osłony gorącym smarem z dodatkami przeciwdrożdżającymi.



Fot. 15-77. Przykład realizacji obudowy bezpieczeństwa reaktora w elektrowni jądrowej (Sizewell, UK, 1997)



Fot. 15-78. Faza umieszczania kabli poziomych w kanałach, po zabetonowaniu powłoki z pilastrami

15.7. Mosty i wiadukty

Ta ważna i bardzo efektowna dziedzina zastosowań sprężania w konstrukcjach budowlanych, jest zarazem bardzo różnorodna. W większości współcześnie wznoszonych mostów, wiaduktów, estakad i wielopoziomowych skrzyżowań betonowe konstrukcje sprężone dominują, i to zarówno dla małych i średnich, jak i też dla wielkich rozpiętości przęseł. Jedynie największe obecnie realizacje mostowe są konstrukcjami stalowymi lub hybrydowymi – złożonymi z elementów stalowych, żelbetowych i sprężonych. W najczęściej wykonywanych dużych obiektach, o rozpiętości przęseł 60 do 200 m, a ostatnio nawet do 300 m, konstrukcje sprężone zdobyły trwałą przewagę w minionym ćwierćwieczu nad konstrukcjami stalowymi, tak jak już wcześniej stało się to z mostami o małej (do 30 m) i średniej (do 60 m) rozpiętości.

Przegląd podstawowych zagadnień z dziedziny mostów sprężonych, na tle mostów betonowych w ogóle, znajdzie Czytelnik m.in. w pracach [7], [25].

15.7.1. Systematyka mostów sprężonych

Notowany od połowy XX wieku wielki rozwój sprężonych konstrukcji mostowych jest spowodowany ich zaletami eksploatacyjnymi, rozwojem techniki sprężania i wprowadzania nowych, coraz bardziej efektywnych rozwiązań technologicznych. Główne zalety funkcjonalno-eksploatacyjne sprężonych konstrukcji mostowych to ich trwałość, odporność na obciążenia dynamiczne oraz naturalna sztywność w płaszczyźnie pionowej i poziomej [25]. Większy niż w analogicznych konstrukcjach stalowych ciężar własny konstrukcji sprężonych (znacznie obniżony w stosunku do zwykłych konstrukcji żelbetowych) jest korzystny z punktu widzenia stateczności i tłumienia drgań. Kompetentny przegląd współczesnych tendencji w mostach sprężonych podano w pracy [A11].

Wybór typu konstrukcji mostowej dla konkretnej realizacji zależy oczywiście od

rozpiętości i charakteru obciążeń, ale przede wszystkim od technologii realizacji, a ostatnio coraz częściej od walorów estetycznych rozwiązania.

Systematykę konstrukcyjno-technologiczną mostów podaje się w kilku aspektach:

(A) Pod względem technologii realizacji:

- prefabrykowane, montowane z elementów belkowych o długości równej całości lub znacznej części rozpiętości przęsła,
- prefabrykowane, montowane z krótkich segmentów:
 - metodą wspornikową – swobodną,
 - metodą wspornikową – ze wspomaganie-
- monolityczne, wykonywane segmentami
 - metodą odcinkowych rusztowań,
 - metodą wspornikową – swobodną,
 - metodą wspornikową z ramieniem wspomagającym lub z podwieszeniem do montażowych pylonów,
 - metodą nasuwania.

(B) Pod względem typu głównej konstrukcji: płytowe, belkowe, ramowe, łukowe, kratowe, wiszące, podwieszone, wstęgowe.

(C) Pod względem przekroju poprzecznego:

- otwarte: płytowe, korytkowe, belkowo-płytowe,
- zamknięte: płyty otworowe, przekroje skrzynkowe jedno- lub wielokomorowe.

(D) Pod względem funkcji obiektu:

- kładki dla pieszych i rowerów,
- mosty i wiadukty drogowe,
- mosty i wiadukty kolejowe,
- obiekty zintegrowane (jedno- lub dwupoziomowe, drogowo-kolejowe),
- mosty instalacyjno-przemysłowe (dla rurociągów, taśmociągów itp.).

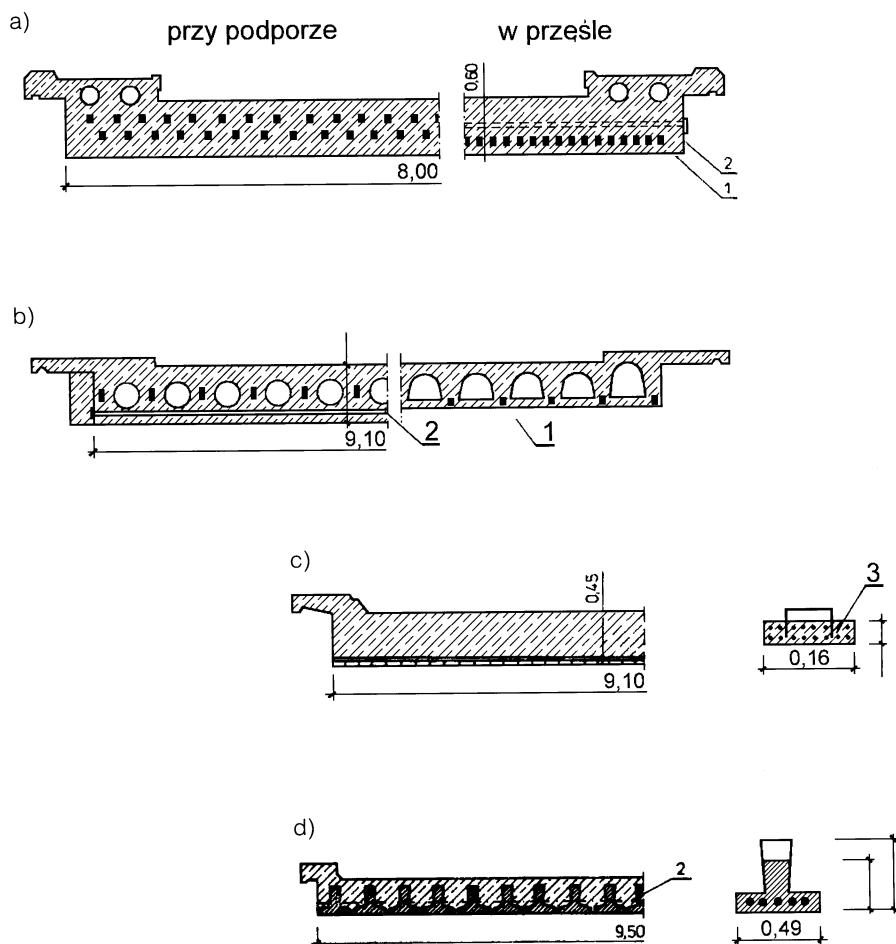
Przedstawiona systematyka, choć niepełna, wskazuje na wielką różnorodność obiektów mostowych. Sprawia to, że w tym rozdziale ograniczono się jedynie do wybranych przykładów. Zwrócono uwagę na rozwiązania krajowe – historyczne i współ-

czesne – oraz na tendencje rozwoju nowych technologii, na wybranych przykładach zagranicznych.

15.7.2. Mosty płytowe

W mostach sprężonych o małej rozpiętości (do 20 m w ustrojach swobodnie podpartych i do 30 m w ustrojach ciągłych, belkowych lub ramowych) stosuje się przęsła płytowe, których zaletami są: mała wysokość konstrukcyjna, estetyka i łatwość konserwacji.

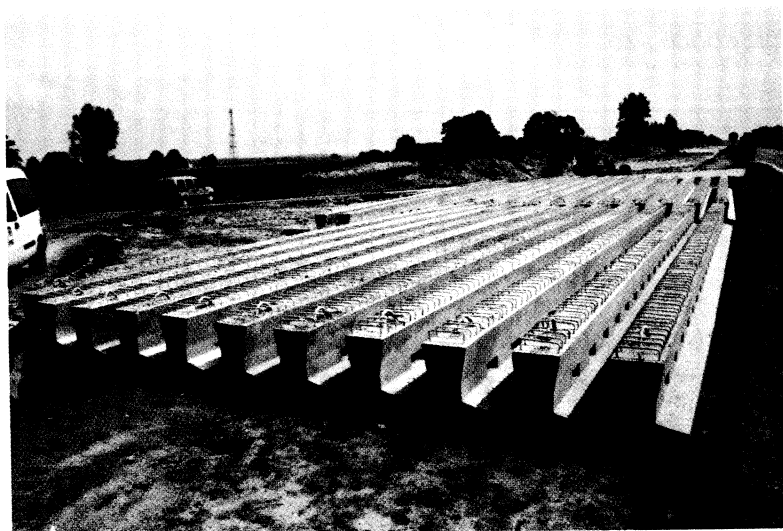
Pierwszy płytowy most sprężony o rozpiętości 20 m zrealizowano w 1944 r. w Belgii (pierwszy sprężony kolejowy most na świecie). Wczesne realizacje mostów płytowych były technologicznie prymitywne – monolityczne płyty pełne, betonowane w tradycyjnych deskowaniach, czasem z zastosowaniem wkładek sprężonych (rys. 15-79a,c). Później, przez wiele lat mosty wykonywano jako zespolone, pozostawiając czasem otwory w przekroju płyty, w celu zmniejszenia cięża-



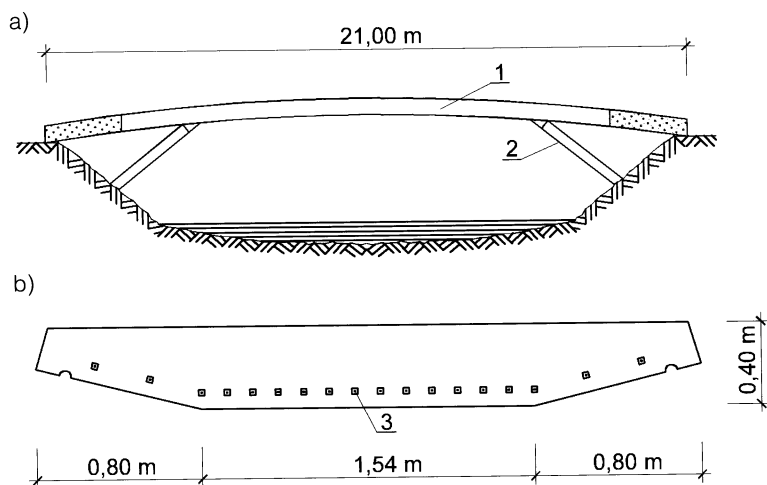
Rys. 15-79. Rozwój koncepcji kształtowania przekroju poprzecznego monolitycznych i zespolonych mostów płytowych: a) płyta monolityczna rozpiętości 16,9 m, sprężona krzywoliniowymi kablami warstwowymi, typu *Magnela* (Kraków, 1953), b) płyta otworowa o zmiennym przekroju dla rozpiętości 19,6 m, sprężona kablami wielodrutowymi *Baur-Leonhardt* (Niederbigen, Niemcy), c) płyta pełna zespolona, z podłużnymi deskami sprężonymi i poprzecznymi wkładkami – przęsło doświadczalne 6,3 m (Polska, 1953), d) płyta zespolona z typowymi samonośnymi belkami kablobetonowymi lub strunobetonowymi, typu „Kujan”, dla rozpiętości 8÷12 m (Polska, 1967, stosowane nadal); 1 – cięgna podłużne, 2 – cięgna poprzeczne, 3 – deska strunobetonowa

ru (rys. 15-79b). Niektóre rozwiązania mają zewnętrzną formę konstrukcji płytowej, choć w istocie stanowią ustrój złożony z przylegających do siebie belek, przenoszących obciążenia montażowe i stanowiących deskowanie dla betonu uzupełniającego. Przykładem takiego rozwiązania, z belkami o stałej zmiennej wysokości ścianki, są popularne w Polsce od lat 60. mosty zespolone z belkami typu „Kujan” (rys. 15-79d). Te ostatnie rozwiązania są

z powodzeniem stosowane do dziś dla obiektów o małej rozpiętości (w zasadzie do 12 m, czasem do 15 m). W przeszłości stosowano belki „Kujan” zarówno kłobetonowe, jak i strunobetonowe – obecnie stosuje się, po modyfikacjach projektowych belki strunobetonowe, sprężone splotami $\varnothing 15,5$ mm. Znajdują na przykład zastosowanie w wielu mostach autostradowych, przy przekraczaniu niewielkich przeszkód (fot. 15-80).



Fot. 15-80. Belki typu „Kujan” przygotowane do zabudowy w zespolonych wiaduktach płytowych autostrady A4 (producent PBM-Lubartów, 2002)



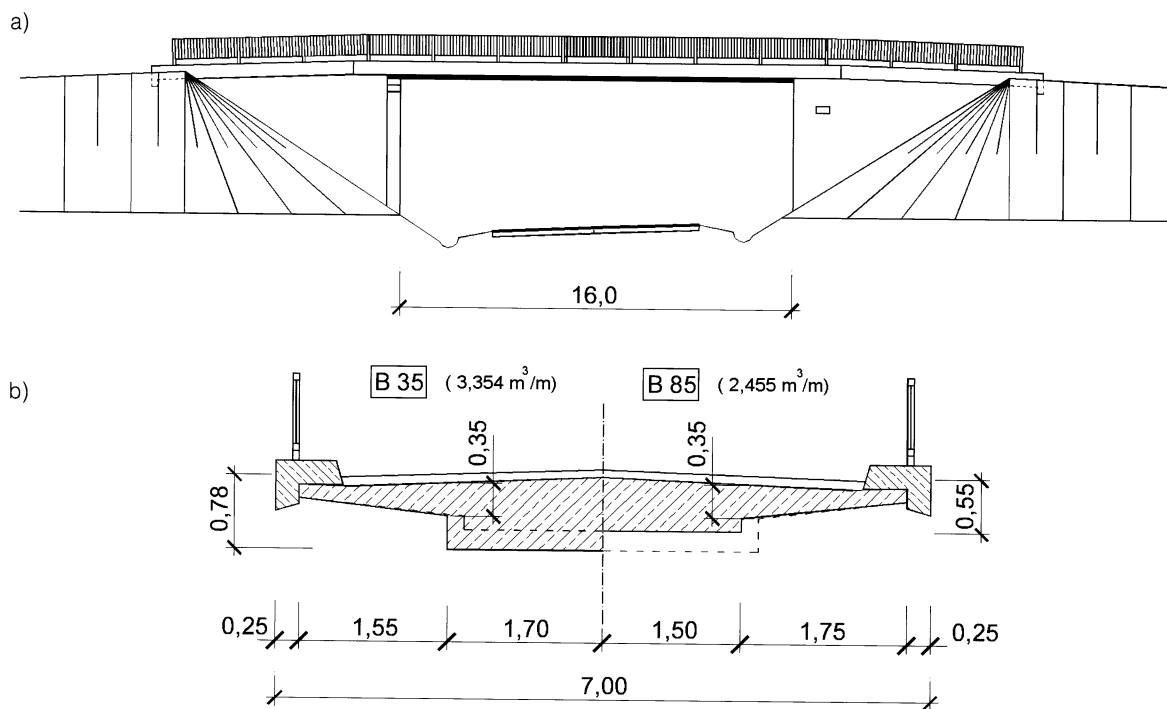
Rys. 15-81. Kładka o płytowej konstrukcji nad rzeką Gera (Niemcy, 1998): a) schematyczny widok obiektu, b) przekrój płyty; 1 – płyta prefabrykowana z betonu lekkiego BL44, 2 – słupy z betonu B85, 3 – wkładki sprężone z betonu 130 MPa

Stosowane współcześnie rozwiązania mostów płytowych to często pole do zastosowań betonów wysokowartościowych i powrót do dawnych koncepcji, jednak przy materiałach wyższej jakości. Dwa charakterystyczne przykłady z Niemiec zasługują na bliższe omówienie.

Pierwszy przykład (rys. 15-81) dotyczy kładki sprężonej o konstrukcji zespolonej, zrealizowanej przez rzekę Gera w Turynii, w roku 1998. W tej niewielkiej konstrukcji mostowej zastosowano beton B85 o normalnej gęstości w słupach i beton lekki BL44 o gęstości zaledwie 1450 kg/m^3 w prefabrykowanej płycie, a do tego w bardzo specyficznej formie także elementy z betonu o wytrzymałości średniej 130 MPa . Powrócono tu do znanej także w naszym kraju (w latach 50.) koncepcji „wkładki sprężonych” – zbrojenie żelbetowej płyty stanowiły betonowe pręty $40 \times 40 \text{ mm}$, sprężone

jednym splotem $\varnothing 12,5 \text{ mm}$ w technologii strunobetonu. Wykorzystano wstępne naprężenia w betonie 64 MPa . Wysoka wytrzymałość betonu nadała tu nowe walory pomysłowi wkładki sprężonych.

W drugim przykładzie chodzi o monolityczny wiadukt drogowy w Sasbach w Badenii-Wirtembergii. Jest to pierwszy w Niemczech sprężony wiadukt drogowy w całości z BWW, zabetonowany w połowie 1998 roku. Jest to niewielki obiekt o monolitycznej konstrukcji płytowej (rys.15-82a), dla którego wykonano pełne projekty przy założeniu dwóch różnych klas betonu – B35 i B85. Zrealizowano ostatecznie wiadukt z betonu B85. Porównanie przekroju płyty mostowej w obydwu wariantach daje obraz korzyści techniczno-ekonomicznych – płyta z BWW jest o 27% lżejsza (rys.15-82b). Zużycie stali sprężającej zredukowano o 34% w wybranym wariantcie.



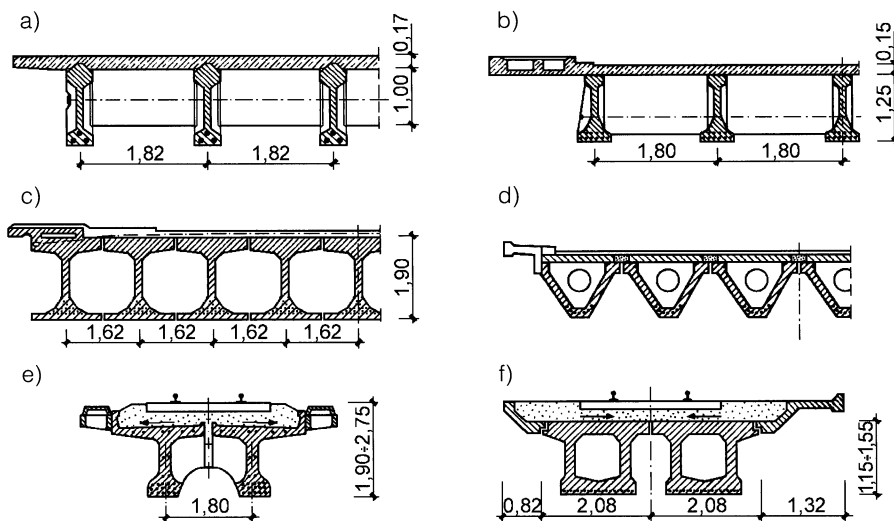
Rys. 15-82. Wiadukt drogowy w Sasbach, Niemcy (1998): a) widok, b) wariantowy przekrój płyty przy różnej wytrzymałości betonu; sprężenie kablami wielosplotowymi

15.7.3. Prefabrykowane mosty belkowe

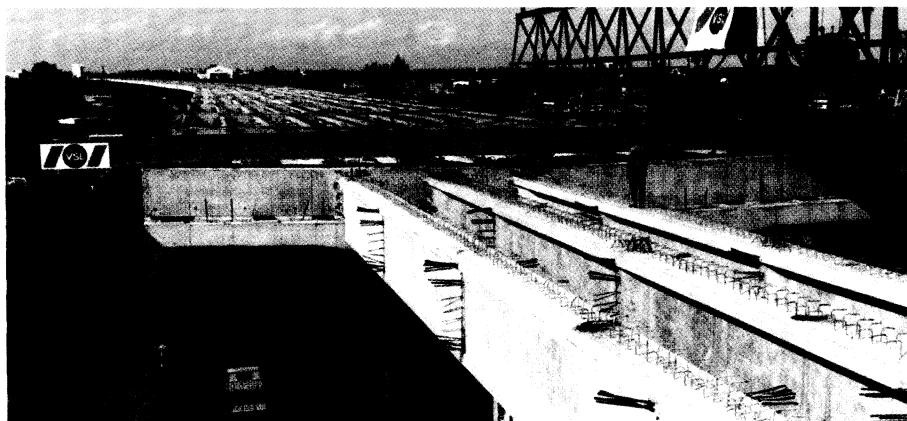
W obiektach małej i średniej rozpiętości mosty z belkowych prefabrykatów o długości równej rozpiętości przęsła nawiązują do tradycji mostów drewnianych lub stalowych. Z racji ograniczeń transportowych i montażowych, rozpiętości przęseł nie przekraczają najczęściej 30 m, ale stosowano belki nawet ponad 50 m (rys. 15-83). W większości rozwiązań prefabrykaty belkowe są uzupełniane monolitycznymi płytami lub podłużnymi łącznikami. W przypadkach, gdy nie stosuje się na belkach łączącego je nadbetonu, niezbędne jest stosowanie poprzecznych kabli sprężających, w celu za-

bezpieczenia przed zjawiskiem klawiszowania belek (rys. 15-83c).

Przykład wielkiej konstrukcji miejskiej estakady autostradowej pokazano na fot. 15-84. Oprócz płyty pomostu współpracę poprzeczną belek zapewniają w tym obiekcie poprzeczne przepony żelbetowe. W zespolonej konstrukcji tej estakady, o długości 12 km, wykorzystano 4100 belek podłużnych o rozpiętości 35 m. Jako podpory belek podłużnych wykorzystano również prefabrykaty belkowe, w liczbie 318. Poprzeczne belki podporowe mają schemat dwuwspornikowy i zamocowano je w centralnych słupach ścianowych, usytuowanych pomiędzy



Rys. 15-83. Przykłady przekrojów mostów belkowych – prefabrykowanych i zespolonych: a) belki rozpiętości 14,3 m, sprężenie podłużne i poprzeczne prętami $\varnothing 25$ mm w systemie *Lee-McCall* – Floryda, USA, b) belki rozpiętości 34,4 m, sprężenie kablami *Freyssineta* 12 $\varnothing 5$ mm – Viterbo, Włochy, c) belki o rozpiętości 48,4 m, sprężenie podłużne i poprzeczne kablami *Freyssineta* 12 $\varnothing 7$ mm – Argentieres, Francja, d) wiadukt z belek korytkowych V – Corso-Francia, Rzym, Włochy, e) typowe mosty kolejowe z belek strunobetonowych o rozpiętości 16,5÷27,6 m (Rosja), f) typowe mosty kolejowe z belek sprężonych przez nawijanie drutu $\varnothing 7$ mm, rozpiętości 18÷24 m (Czechy)



Fot. 15-84. Montaż prefabrykowanych belek kablem betonowych o rozpiętości 35 m miejskiego wiaduktu autostrady ponad istniejącymi jezdniami – realizacja *VSL-Indonesia* (Jakarta, 1991)

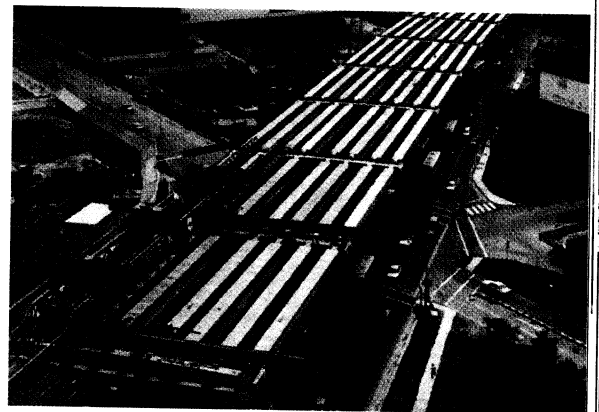
jezdniami biegnącymi na poziomie terenu. Zastosowanie samojezdnej suwnicy montażowej pozwoliło na tempo montażu 200 belek na miesiąc [P4(4)].

Podobne estakady autostradowe przez środek wielkich miast wykonano w analogiczny sposób, czyli nad istniejącą trasą drogową, m.in. w Singapurze (fot. 15-85) i w Bangkoku – ta ostatnia ma długość 14,1 km i zamontowano w niej 5500 belek o rozpiętości 29,3 m [P27].

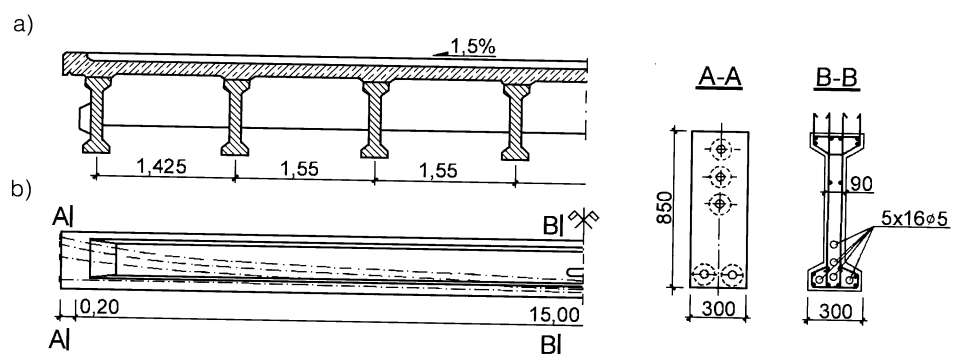
Wiele mostów drogowych eksploatowanych w naszym kraju zrealizowano z użyciem kilku typów belkowych elementów prefabrykowanych dla przęseł mostowych

swobodnie podpartych. Najbardziej rozpowszechnione były:

- belki WBS, pierwotnie kablobetonowe, później także strunobetonowe, dostosowane do współpracy z monolityczną płytą, sprężone kablami *Freyssineta* lub splotami siedmiodrutowymi; stosowano je jako pojedyncze prefabrykaty dla rozpiętości 15 do 21 m (rys. 15-86) lub składane z segmentów (tylko kablobetonowe) – dla 30 m;
- belki strunobetonowe dwuteowe BSP „Płońsk”, sprężone splotami 7 \varnothing 2,5 lub 7 \varnothing 5 mm, dla rozpiętości 15, 18 i 21 m (wariantowe belki pośrednie BSP i belki



Fot. 15-85. Widok z lotu ptaka montażu belek wiaduktu miejskiego w Singapurze, z zastosowaniem ramienia wspomagającego



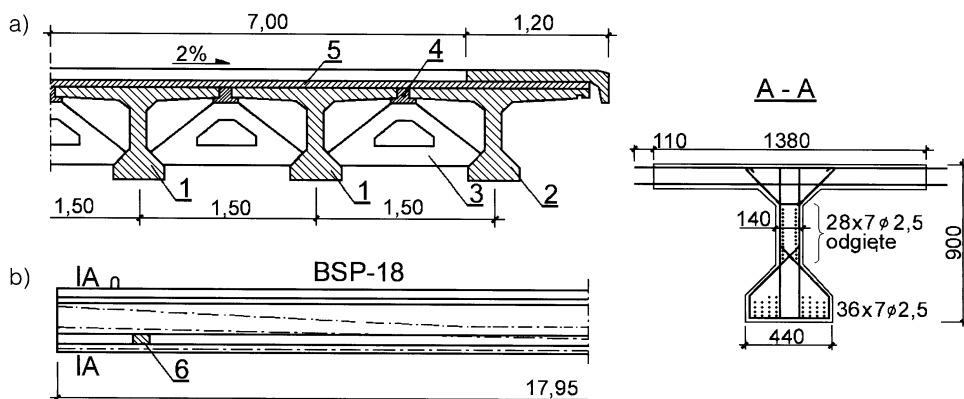
Rys. 15-86. Belki kablobetonowe WBS: a) przekrój poprzeczny mostu rozpiętości 15 lub 18 m, b) widok i przekroje belki dla rozstawu podpór 15 m

skrajne BSS – rys. 15-87), stosowane bez monolitycznej płyty pomostu,

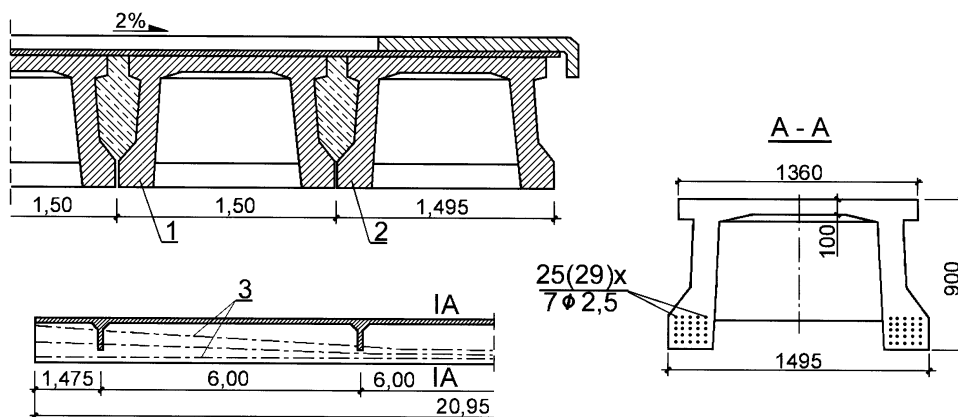
- belki strunobetonowe korytkowe BSK, sprężone splotami $7\phi 2,5$ mm, dla rozpiętości 12, 15, 18 i 21 m, z wariantami BSKP i BSKS (rys. 15-88),
- belki strunobetonowe dwuteowe „Lubar-tów”, sprężone splotami $7\phi 5$ mm prostoliniowo, z wgłębnym kotwieniem splotów, dla rozpiętości 15, 18 i 21 m, dostosowane do „mokrych” styków podłużnych (rys. 15-89).

Mostowe prefabrykаты belkowe na długość całego przęsła są stale doskonalone i rozwijane, bowiem przemawiają za ich stosowaniem względy ekonomiczne i prostota montażu. Stosowane są przede wszystkim dla wiaduktów drogowych i kolejowych, gdy nie jest konieczne pokonywanie dużych rozpiętości.

W ostatnich latach, w dążeniu do uzyskania wysokiej trwałości obiektów, stosowane są czasem prefabrykаты bez elementów metalowych. Takie obiekty są zalecane



Rys. 15-87. Belki strunobetonowe BS „Płońsk”: a) przekrój mostu, b) typowa belka długości 18 m (wersja 1970 r.); 1 – belki pośrednie BSP-15 ($h = 0,8$ m, masa 13150 kg) lub BSP-18 ($h = 0,9$ m, masa 16700 kg), 2 – belki skrajne BSS-15 lub BSS-18 (13450 lub 17030 kg), 3 – przepony prefabrykowane typu SP, 4 – styki monolityczne o szerokości 120 mm, 5 – płyta monolityczna zbrojona siatką $\phi 4,5 - 50 \times 50$ mm, 6 – łącznik stalowy do spawania przepon



Rys. 15-88. Belki strunobetonowe korytkowe: fragment przekroju mostu i belka długości 21 m; 1 – belki pośrednie BSKP-12 m (6800 kg), -15 m (13100 kg), -18 m (19000 kg), -21 m (25000 kg), 2 – belki skrajne BSKS, 3 – zbrojenie sprężające ze splotów $7\phi 2,5$ mm prostych i odginanych

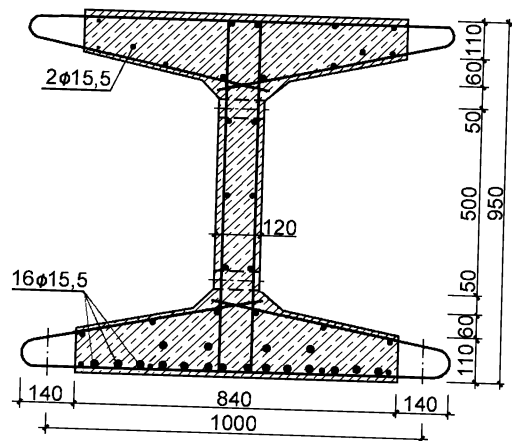
w sąsiedztwie silnych pól elektrycznych, na przykład nad trakcją kolei elektrycznej. Przykład mostu drogowego w Japonii, w którym sprężenie i zbrojenie pomocnicze wykonano z cięgien aramidowych (sploty i pręty), a strzemiona z kompozytów z włóknami węglowymi, pokazano na fotografii 15-90.

Nietypowe zastosowania belkowych prefabrykatów sprężonych mają miejsce w estakadach kolei jednoszynowych. Belki te

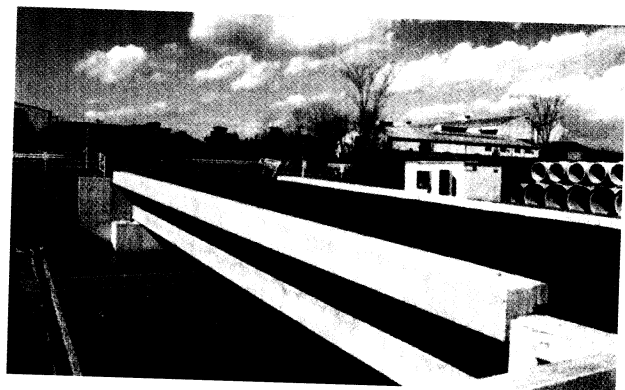
doznają zginania w dwóch płaszczyznach i w swej specyfice zbliżone są do belek podsuwnicowych (fot. 15-91) [P28].

W szczególnych rozwiązaniach stosuje się mosty z prefabrykatów belkowych o ustroju ciągłym. Oryginalne obiekty tego typu zrealizowała doświadczona firma VIA-DUKT z Chorwacji. W pierwszej kolejności montowano z pojedynczych belek fragmenty podporowe, a następnie dołączano części

Rys. 15-89. Przekrój belki strunobetonowej „Lubartów” o długości 18 m i masie 17000 kg; sploty $\varnothing 15,5$ mm przebiegają prostoliniowo, w tym 4 sploty kotwione są od czoła, a pozostałe 14 splotów wgłąbnie w odległości 2,5; 3,5 i 4,5 m od czoła (koszulki osłonowe z tworzywa sztucznego)



Fot. 15-90. Belkowy most drogowy z prefabrykatów zbrojonych splotami aramidowymi, zlokalizowany w sąsiedztwie kolei elektrycznej (Japonia, 2001)

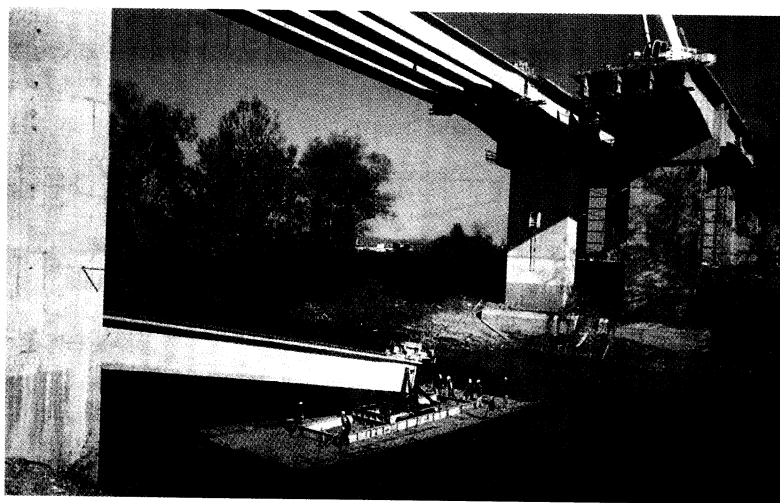


Fot. 15-91. Belki prefabrykowane w estakadzie kolei jednoszynowej (Japonia, 1997)

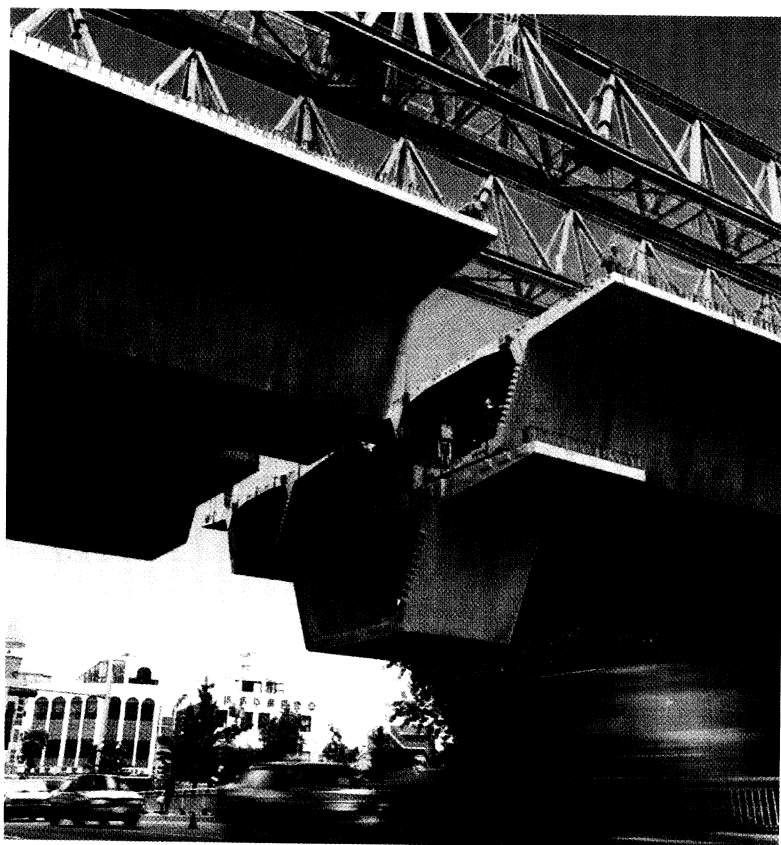


przęsłowe (montaż z wody). Połączenia wykonywane są w strefach najmniejszych momentów zginających (fot. 15-92). Całość jest ostatecznie zmonolityzowana płytą pomostu.

Drugą, bardzo popularną grupę belkowych mostów prefabrykowanych stanowią duże obiekty wykonywane sposobem wspornikowym (nawisowym), przez sukcesywny montaż krótkich segmentów (fot. 15-93).



Fot. 15-92. Prefabrykowane belki łączone w ustrój ciągły – widoczny montaż elementów przęsłowych (Chorwacja, 2000)



Fot. 15-93. Montaż krótkich segmentów prefabrykowanych; wiadukt nad jezdniami o pełnym ruchu – realizacja VSL-Korea (Seul, 1993)

Koncepcję wspornikowego montażu mostów podał *Freyssinet* już w 1945 r. Istotą tego rozwiązania jest montowanie wsporników z segmentów, zwykle dołączanych symetrycznie względem podpory, aż do zetknięcia się wsporników realizowanych z sąsiednich podpór. Główne warianty tej metody to wsporniki swobodne (metoda nawisowa) lub wsporniki wspomagane ramieniem montażowym. Technologia ta pozwala na niespotykane przyspieszenie przy całodobowym montażu – w rejonach zurbanizowanych dostarczanie prefabrykatów nocą powoduje mniejsze zakłócenia transportowe (tof. 15-94).

Wykonano tymi metodami wiele mostów, zwłaszcza drogowych, o rozpiętości przęseł do 200 m i więcej, o stałej lub zmiennej wysokości belek. Stosowane są prawie wy-

łącznie przekroje skrzynkowe, w układzie jedno-, dwu-, lub trójkomorowym. Długości segmentów wynoszą od 2,2 do 4,0 m, a ich masa jest bardzo różna, nawet do 300 t, bowiem szerokości segmentów (na pełną szerokość mostu) wynoszą do 30 m. Zależnie od lokalizacji i stosowanych urządzeń technicznych, transport segmentów odbywa się albo wodą – za pomocą pływających barek lub pontonów, albo lądem – za pomocą platform dowożących elementy pod miejsce montażu (fot. 15-95).

W celu ograniczenia masy prefabrykowanych segmentów, a także ograniczenia ich wymiarów, stosowane są rozwiązania kombinowane – prefabrykowane segmenty obejmują główne przekroje skrzynkowe, a dodatkowe fragmenty na szerokości są następnie dołączane, np. w postaci pefa-

Fot. 15-94. Całodobowy montaż prefabrykatów – każde z przęseł 35 do 48 m rozpiętości montowane w 3 doby (Hong Kong, 1991)



Fot. 15-95. Transport segmentów wiaduktu autostrady o szerokości 27,2 m dla sześciu pasów ruchu – realizacja niemieckiej firmy *Bilfinger+Berger* (Bangkok, Tajlandia 1996)

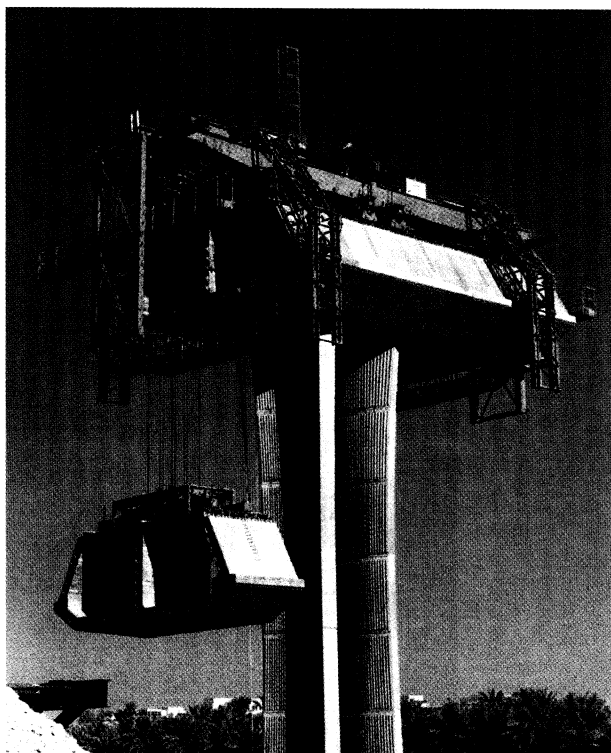


brykowanych zastrzałów i monolitycznej płyty górnej (fot. 15-96)

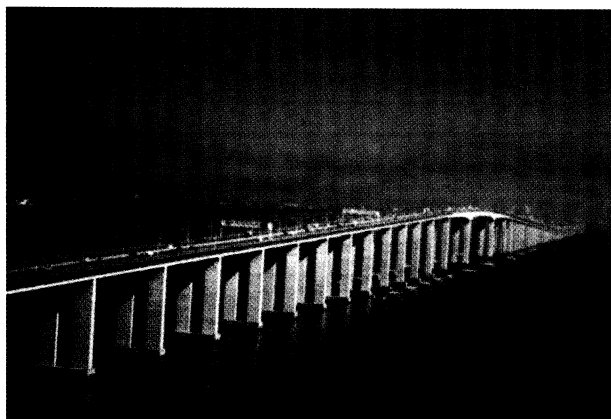
Duże mosty z krótkich segmentów najczęściej wykonywane są przez wyspecjalizowane przedsiębiorstwa. Istotnym warunkiem wykonywania mostów z krótkich prefabrykowanych segmentów jest stosowanie systemów kabli montażowych, pozwalających na łatwe kotwienie pośrednie i dołączanie kabli. Konstrukcje takie wznoszone są często dla bardzo długich, wieloprzęsło-

wych mostów i wówczas efektywność prefabrykacji jeszcze wzrasta.

Jednym z najdłuższych jest zrealizowany już w 1974 roku most między Rio de Janeiro i wyspą Niteroi przez Zatokę Guanabara; obiekt ma łączną długość 14 km, w tym 7,9 km nad wodą. Poza częścią nawigacyjną (848 m) most składa się z powtarzalnych przęseł rozpiętości 80 m, wykonanych metodą swobodnego montażu wspornikowego z prefabrykatów (fot. 15-97). Most



Fot. 15-96. Przykład ograniczenia masy i wymiarów prefabrykowanych segmentów mostu – realizacja VSL (Quarashiyah, Arabia Saudyjska, 1990)



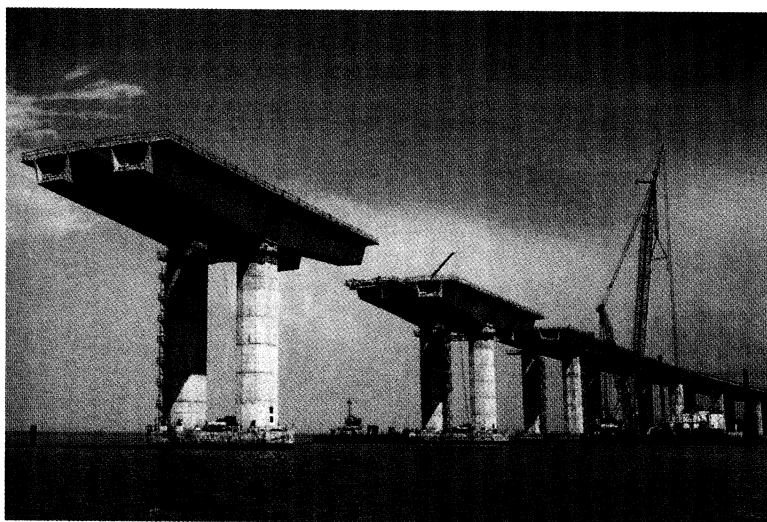
Fot. 15-97. Most przez Zatokę Guanabara (Brazylia, 1974) z największą liczbą przęseł zrealizowanych metodą swobodnych wsporników z prefabrykowanych segmentów

ten, po wielu latach eksploatacji, stał się symbolicznym poligonem trwałości. W warunkach atmosfery nadmorskiej i znacznych obciążeń wiatrowych konstrukcja sprężona jest w całkowicie zadowalającym stanie, natomiast stalowa konstrukcja przęseł nawigacyjnych została poważnie zagrożona, nie tylko w wyniku korozji, lecz także wskutek zmęczenia materiału od wpływów wiatru.

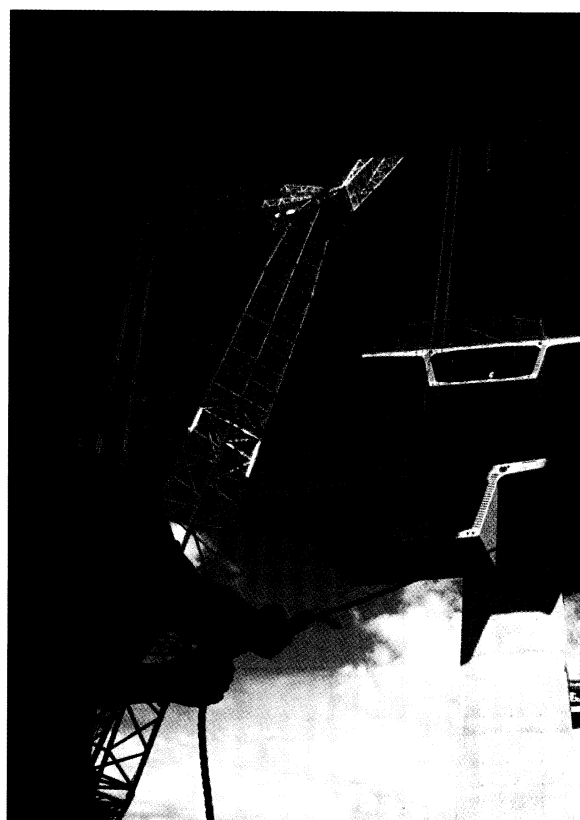
W najnowszych mostach tego typu stosowano dwustopniową prefabrykację belkowych przęseł. Jednym z przykładów jest wielki most *Vasco da Gama* przez ujście Tagu w Lizbonie, ukończony w 1998 roku, o łącznej długości 18 km, z tego 12 km ponad rzeką [P3(4)]. Ponad 6,5 km mostu zrealizowano metodą swobodnych wsporników, ale nieco zmodyfikowaną w stosun-

ku do klasycznej koncepcji. Segmenty o typowej długości 3,95 m zestawiano już na lądzie, w zakładzie prefabrykacji, i sprężano w sekcje belkowe o długości około 80 m. Takie sekcje transportowano wodą i montowano, stosując pionowe kable do ich zamocowania na podporach (fot. 15-98). Przerwy między sekcjami wypełniano następnie pojedynczymi krótkimi segmentami (fot. 15-99). Sprężenie montażowe i ostateczne zrealizowano kablami wielosplotowymi w systemie *Freyssinet-C*, złożonymi z 37, 31 i 19 splotów $\varnothing 15,7$ mm (łącznie wbudowano 13 000 ton stali sprężającej).

Prefabrykacja segmentów pozwala na ich bardzo precyzyjne przygotowanie – wykonuje się urozmaiconą rzeźbę styków na zasadzie „wpust i pióro”, co zapewnia dobrą



Fot. 15-98. Most *Vasco da Gama* – 150 przęseł o rozpiętości od 79 do 130 m montowanych z prefabrykowanych sekcji belkowych, złożonych z segmentów o typowej długości 3,95 m (budowa w roku 1997 – wypełnianie przerw między sekcjami pojedynczymi segmentami)

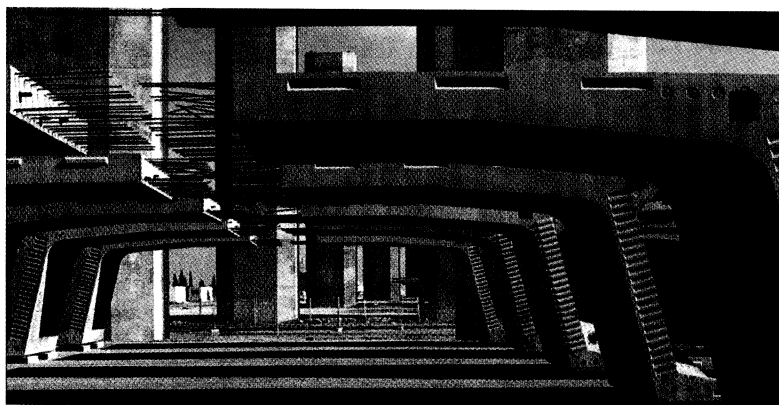


Fot. 15-99. Montaż pojedynczych segmentów o masie 240 t w moście *Vasco da Gama* za pomocą pływającego dźwigu

współpracę po sprężeniu. Segmenty betonuje się metodą stykowego formowania – każdy następny segment jest betonowany w formie, którą od czoła zamyka powierzchnia poprzedniego segmentu, powleczonea jedynie środkiem przeciwko przyczepności. W ten sposób uzyskuje się doskonałe dopasowanie kolejnych styków (w tym także kanałów kablowych), a szerokość szczelin stykowych, wypełnianych często jedynie klejami z żywic syntetycznych, nie przekracza $1\div 3$ mm (fot. 15-100).

Do najbardziej znanych realizacji belkowych mostów prefabrykowanych należy ukończony w roku 1997 Most Konfederacji w Kanadzie – patrz [A11]. Most ma długość 12,8 km, w tym 11,0 km nad wodą. Część nadwodna jest wykonana w całkowicie pre-

fabrykowanej, jednakowej konstrukcji na całej długości (fot. 15-101). Specyfikę wykonawstwa obiektu, jak i jego eksploatacji określają wyjątkowo surowe warunki klimatyczne – wody cieśniny są wolne od lodu przez mniej niż 6 miesięcy w roku, a ruch lodów powoduje znaczące obciążenia na podpory. Na takie warunki projektanci odpowiedzieli wielkowymiarowymi prefabrykatami z betonów wysokowartościowych. Część nadwodna ma 44 przęsła o rozpiętości 250 m, a tworzą ją 22 typowe sekcje o długości prawie 500 m, pomiędzy fragmentami dylatacyjnymi (rys. 15-102). Na konstrukcję każdej sekcji składają się trzy prefabrykaty belkowe: (1) główna belka dwuwspornikowa o długości 192,5 m – podobnie jak w moście *Vasco da Gama*, to rezultat scalenia na lądzie 18 mniejszych



Fot. 15-100. Wręby w stykach prefabrykatów formowane poprzednim segmentem



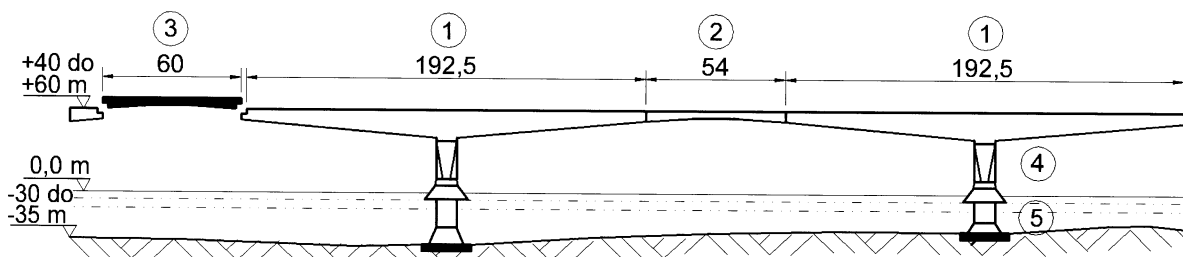
Fot. 15-101. Widok Mostu Konfederacji (Kanada, 1997)

segmentów prefabrykowanych, (2) pośrednia belka zapewniająca ciągłość belek w sekcji, (3) belka „pływająca”, stanowiąca dylatacyjne przęsto między sekcjami. Konstrukcję sekcji uzupełniają również scalane wstępnie wielkie prefabrykaty: (4) podpora słupowa wyposażona w powłokowy ekran przeciwlodowy, oraz (5) fundament kesonowy z podwodną częścią podpory, o wysokości ponad 35 m. Przy montażu głównych belek pobito rekord prefabrykacji – były to najcięższe i największe prefabrykaty kiedykolwiek montowane, na wodzie, za pomocą największego na świecie pływającego żurawia *Svanen* (fot. 15-103) [P3(4)].

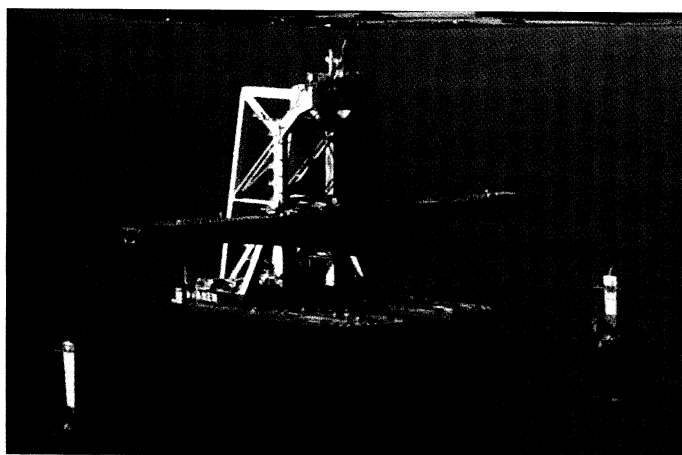
Od niedawna rozwijane są nowe rozwiązania mostów belkowych, w których przekroje skrzynkowe mają zamiast pełnych ścian prętowe skratowania. W skrócie ustroje

te nazywa się często hybrydowymi, z racji łączenia dwóch różnych pod względem schematu i materiału części konstrukcji. Najszerszej tego typu obiekty stosowano dotąd we Francji. Ich istotą jest prefabrykacja segmentów, które dzięki zastąpieniu pełnościennych środników w przekrojach skrzynkowych i zastąpienie ich krzyżulcami stalowymi lub zespolonymi, są znacznie lżejsze. Pierwszymi dużymi obiektami tego typu są ukończone w roku 1997 trzy wiadukty autostrady A16 w północnej Francji, powiązane komunikacyjnie z tunelem pod Kanałem La Manche (fot. 15-104). Segmenty o szerokości 19,2 m mają długość 4,0 m i składa się na nie:

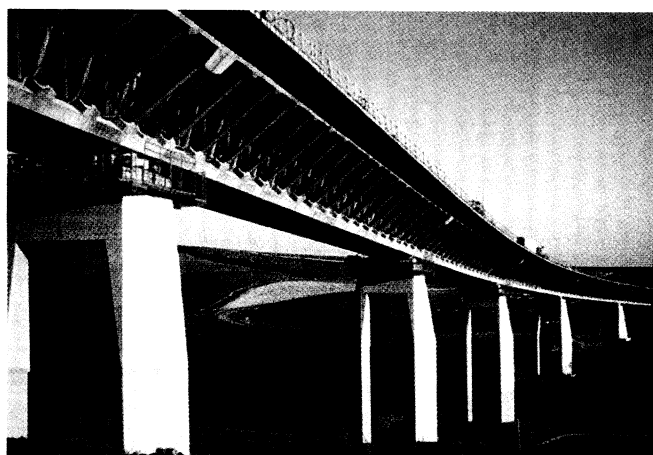
- betonowa płyta pomostu sprężona poprzecznie, z czterema żebrami podłużnymi,



Rys. 15-102. Schemat konstrukcji każdej z 22 sekcji Mostu Konfederacji, na którą składa się 5 typów elementów



Fot. 15-103. Transport i montaż belek głównych o masie 7800 t i długości 192,5 m za pomocą pływającego żurawia *Svanen*



Fot. 15-104. Fragment zespołu trzech wiaduktów Boulonnais o konstrukcji kratowej, zrealizowanych z hybrydowych prefabrykatów (sprężenie VSL)

- betonowy płytowo-żebrowy pas dolny, z kanałami części kabli,
- cztery pary krzyżulców w układzie V, krzyżulce realizowano z rur stalowych, wypełnionych betonem.

Montaż takich segmentów, w przęsłach od 77 do 110 m prowadzono metodą wspornikową z ramieniem wspomagającym, analogicznie jak przy segmentach o przekroju skrzynkowym z pełnościennymi środnikami. Podłużne sprężenie zapewniają kable w znacznej przewadze zewnętrzne (kable w systemie VSL 19-splotowe).

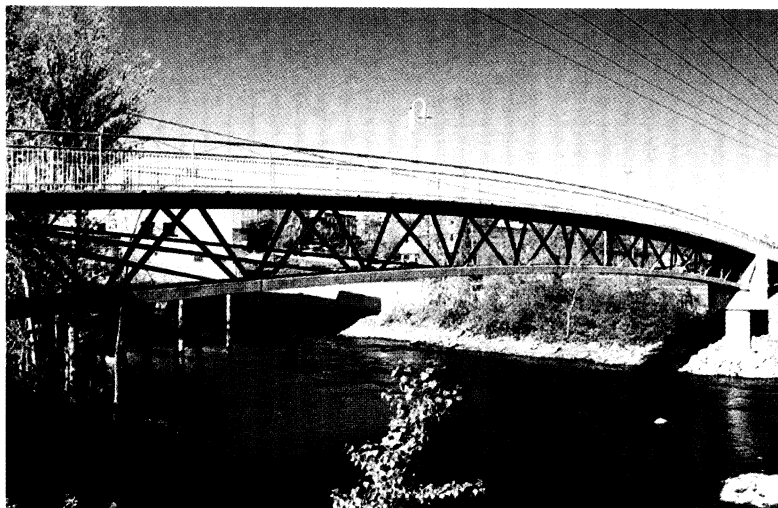
Podobną konstrukcję hybrydową zastosowano w bardzo znanej konstrukcji mostowej – kładce dla pieszych i rowerzystów w Sherbrooke w Kanadzie (fot. 15-105). Główne przęsło tego mostu ma 60 m rozpiętości, ale nie rozpiętość, lecz zastosowane materiały przyniosły mu taką sławę. Prefabrykowano segmenty o długości 10 m, szerokości pomostu 3,3 m i całkowitej wysokości przekroju 3,0 m. Składają się na nie trzy typy elementów:

- górna płyta pomostu sprężona poprzecznie, połączona z podłużnymi żebkami; płyta ma grubość zaledwie 30 mm i jest wykonana z betonu z proszków reaktywnych (RPC, 200 MPa), zbrojonego mikrowłóknami, bez zbrojenia zwykłego (patrz p. 2.1.10.1);

- pas dolny (z betonu jak płyta górna) złożony jest z dwóch belek połączonych trzema przeponami-dewiatorami co 5,0 m, sprężony czterema kablami wewnętrznymi (VSL 5-7) i sześcioma zewnętrznymi (VSL 5-7 i 5-4); zastosowano kable bez przyczepności i specjalne zminiaturyzowane zakotwienia,
- krzyżulce z rur $\varnothing 150$ mm ze stali nierdzewnej wypełnione betonem RPC (300 MPa, bez mikrowłókien).

W stosunku do projektu kładki z betonu wysokowartościowego B60 kładka z BUWW (RPC) 200 ma masę trzykrotnie mniejszą. Bliższe dane o tym wyjątkowym obiekcie podano m.in. w [K7(5)] i [A2].

Szczególnego typu konstrukcje prefabrykowane zyskały rozpowszechnienie w mostach kolejowych, zwłaszcza dla szybkich kolei, gdy zarówno wpływ wiatru, jak i ograniczenie hałasu stawiają specjalne wymagania. Obiekty te mają w przybliżeniu skrzynkowy przekrój, ale z jazdą wewnątrz i silnie ażurowymi ścianami bocznymi i górnym pasem. Przykład takiego obiektu zrealizowanego nad Ebro w Hiszpanii, na trasie szybkiej kolei z Madrytu do Francji, pokazano na fotografii 15-106. Ściany boczne, o wysokości 9,15 m z otworami kołowymi o średnicy 3,80 m, stanowią 6-przęsłowe ciągłe belki typu *Vierendeela*, o rozpiętości



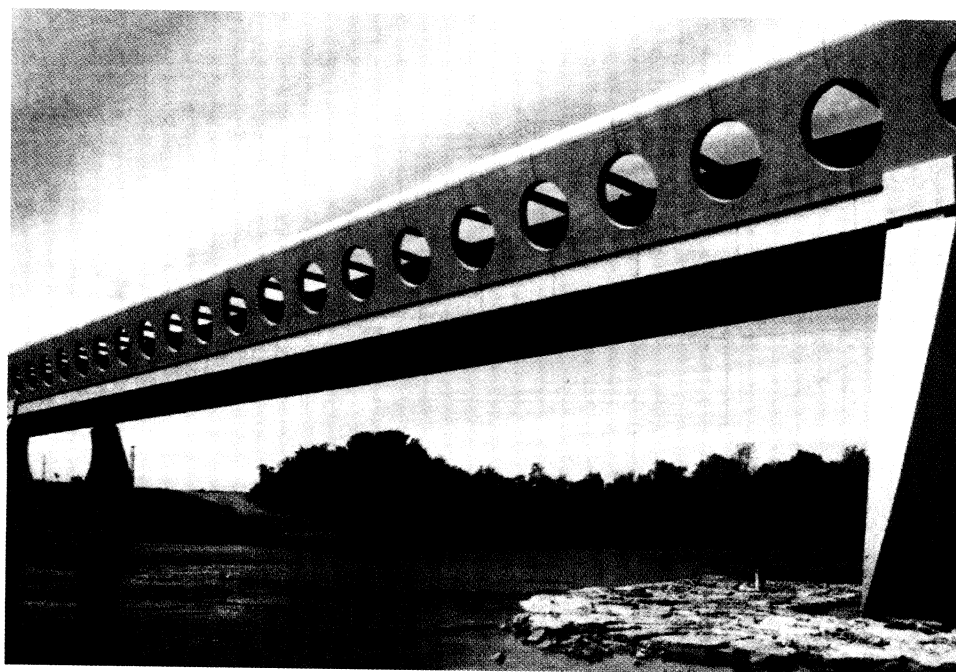
Fot. 15-105. Widok kładki w Sherbrooke, Kanada wzniesionej w 1997 roku, całość prefabrykowana z betonu ultrawysokowartościowego (RPC)

największego przęsła 120 m (bez dylatacji na długości 384 m). Drugim schematem uwzględnionym w projektowaniu mostu była konstrukcja przestrzenna w postaci uźebrowanej powłoki. Most był sprężony podłużnie i poprzecznie, przy czym sprężenie podłużne realizowano etapami za pomocą trzech grup kabli – najpierw z krótkich segmentów prefabrykowanych zestawiano prostoliniowo sprężone sekcje o długości od 12 do 18 m, następnie montowano sekcje wprowadzając sprężenie montażowe i wreszcie

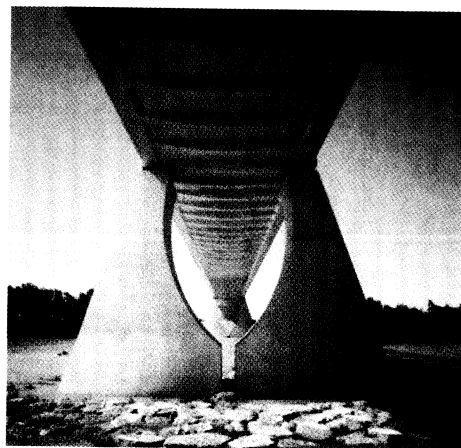
– w trzeciej fazie – sprężano cały most. Poprzeczne sprężenie (wykonywane w pierwszej fazie) dotyczyło dolnych poprzecznic, o rozpiętości około 12 m i obciążonych dwiema liniami kolei (fot. 15-107), a ponadto sprężone były górne żebra.

Wybrane przykłady rozwiązań wskazują, jak różnorodne zastosowania może mieć prefabrykacja w mostach belkowych. Istotnym argumentem za stosowaniem prefabrykacji jest także coraz szersze wprowadzanie betonów wysokowartościowych.

Fot. 15-106. Most kolejowy szybkiej kolei przez Ebro – oryginalna konstrukcja realizowana w dwuetapowej prefabrykacji (Hiszpania, 2002)



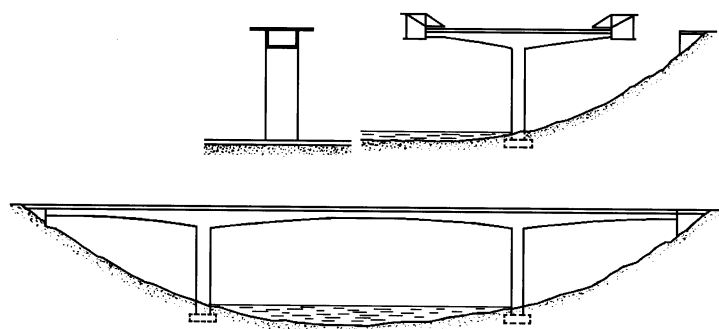
Fot. 15-107. Wewnętrzny „tunel” mostu kolejowego



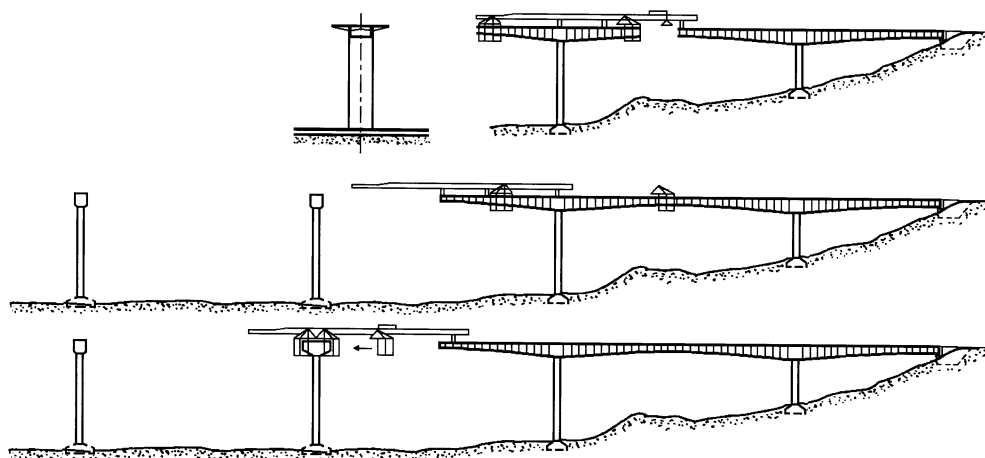
Fot. 15-108. Widok poprzecznic mostu kolejowego od spodu

15.7.4. Monolityczne mosty belkowe, ramowe i łukowe

Sprężone mosty monolityczne, w porównaniu z prefabrykowanymi, są jeszcze bardziej zróżnicowane pod względem technologii wznoszenia, kształtu, schematów statycznych i rozpiętości. Monolityczne mosty belkowe i ramowe wykonuje się współcześnie w czterech głównych grupach technologii (p. 15.7.1), przedstawionych na przykładach technologicznych zaczerpniętych z konkretnych realizacji – rysunki 15-109 do 15-112.

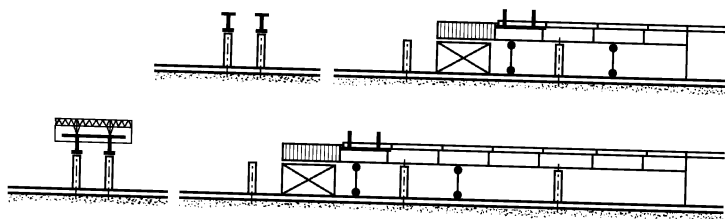


Rys. 15-109. Schemat realizacji monolitycznego mostu metodą wspornikową – swobodną

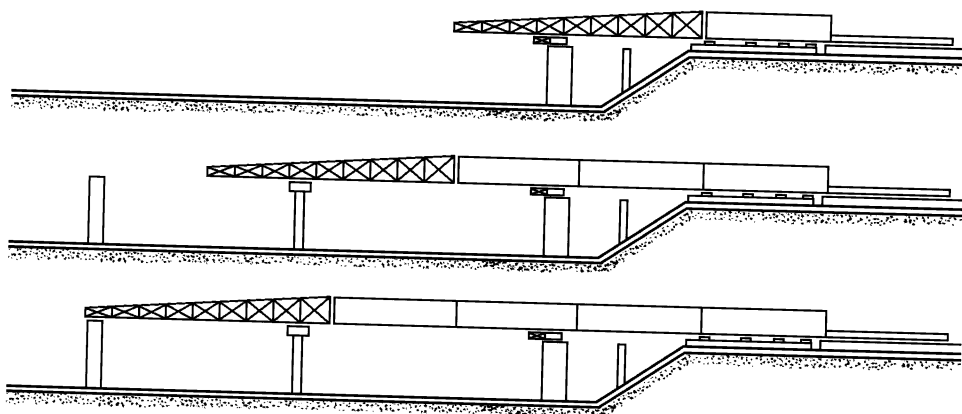


Rys. 15-110. Technologia betonowania wspornikowego z ramieniem wspomagającym

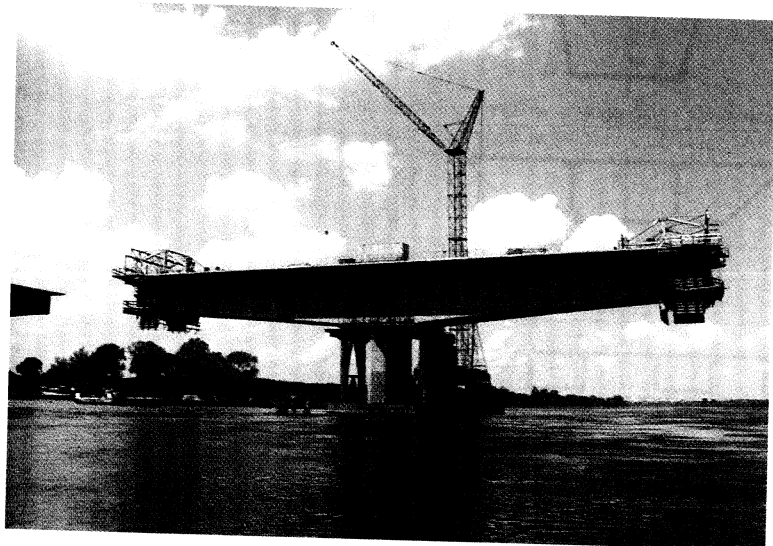
Pokazana na fotografii 15-113 budowa mostu przez Wisłę koło Torunia to pierwsza na dużą skalę nowoczesna realizacja mostu belkowego w kraju, z zastosowaniem metody wspornikowej. Most ten w części nawodnej ma trzy przęsła o rozpiętości 130 m realizowane metodą wspornikową swobodną, a w części wiaduktowej – metodą nasuwania podłużnego.



Rys. 15-111. Betonowanie w deskowaniach odcinkowych, z zastosowaniem dwóch faz – betonowania belek głównych i późniejszego betonowania płyty



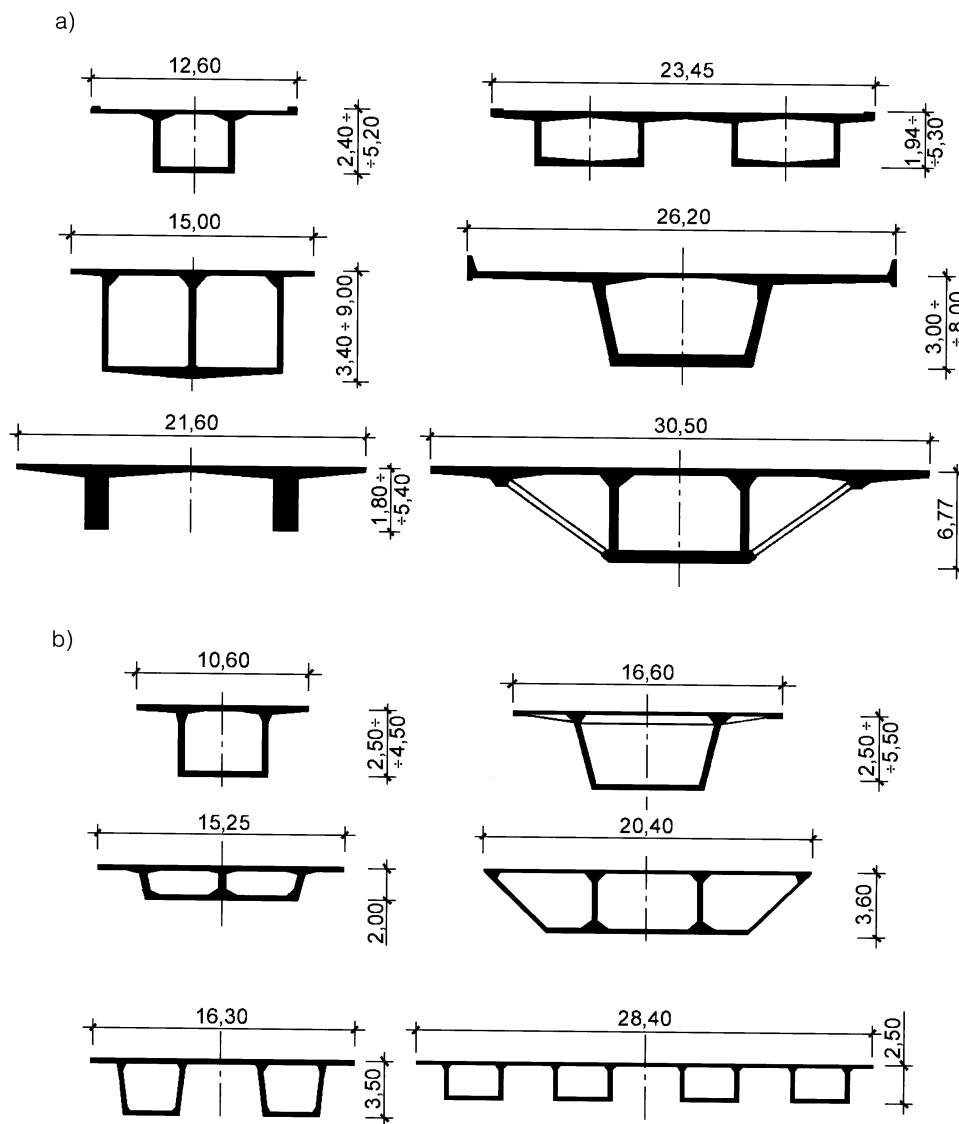
Rys. 15-112. Segmentowe betonowanie na stendzie i montaż przez nasuwanie segmentów, z wykorzystaniem przedłużenia montażowego („nosa”) i pośrednich podpór tymczasowych



Fot. 15-113. Polski przykład metody wspornikowej (swobodnych wsporników) – realizacja mostu autostradowego przez Wisłę koło Torunia, ukończonego w 1998 r.

Pod względem typów przekrojów poprzecznych belkowe mosty monolityczne są bardzo zbliżone do prefabrykowanych. Na rysunku 15-114 zestawiono porównanie przekrojów mostów belkowych, realizowanych w technologii wspornikowej, o szerokościach od 10 do 30 m – monolitycznych i prefabrykowanych. Z dokładniejszych porównań wynika, że przekroje monolitycznych mostów są nieco bardziej masywne (rys. 15-114a)

w stosunku do analogicznych rozwiązań prefabrykowanych (rys. 15-114b). Wpływają na to technologiczne ograniczenia betonowania cienkościennych elementów w warunkach budowy. Jednocześnie zwraca uwagę tendencja do bardzo dużych zmian wysokości przekrojów między środkiem przęsła a podporą w mostach monolitycznych, co pokazano dalej na kilku przykładach zrealizowanych obiektów. Monolityczne mosty pozwalają

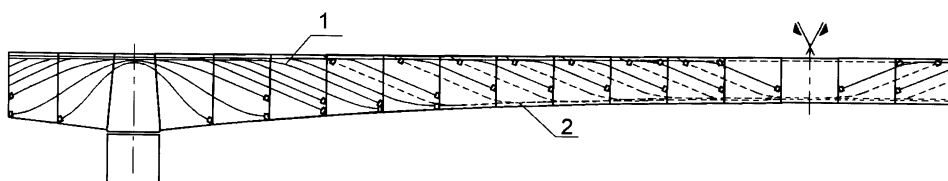
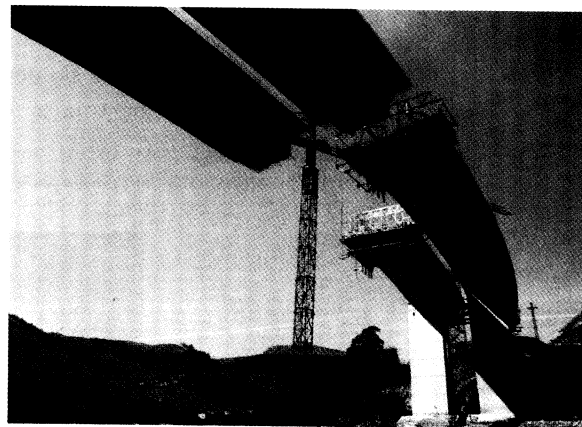


Rys. 15-114. Porównanie przekrojów zrealizowanych mostów belkowych monolitycznych (a) i podobnych przekrojów mostów montowanych z prefabrykowanych segmentów (b)

na łatwiejsze realizowanie łuków, zmienną wysokość na długości i zmienną grubość płyt lub łożysk, przy uniknięciu mało estetycznych śladów styków występujących przy prefabrykacjach (fot. 15-115). Kable sprężające w realizacjach wspornikowych umieszczane są w przęsłach w dwóch grupach. Dla fazy eksploatacyjnej konieczne są ciągłe kable przebiegające dołem w przęsłach i górą nad pośrednimi podporami, natomiast przy montażu konieczne są liczne kable górą, odginane ku dołowi, kotwione po zabetonowaniu każdego kolejnego segmentu (rys. 15-116). Kable montażowe, prowadzone są

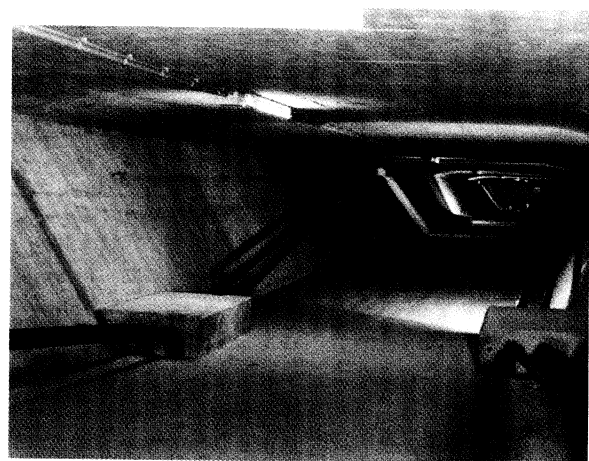
zwykle w łożyskach, czyli jako kable wewnętrzne. Znaczna część kabli dla stadium eksploatacyjnego, naciągana po zwarciu wsporników, umieszczana jest wewnątrz przekroju skrzynkowego – jako kable zewnętrzne. Przebiegają one wtedy w otworach przygotowanych w przeponach, żebrach i dewiatorach specjalnie do tego przystosowanych. Bardzo przydatne są w tych przypadkach kable składane z sukcesywnie dołączanych odcinków, pośrednio kotwione. Przykład usytuowania dodatkowych kabli tymczasowych, służących do sprężenia na czas montażu, pokazano na fotografii 15-117.

Fot. 15-115. Realizacja metodą nawisową – połączenie wsporników prostych z łukowymi (autostrada Bilbao – Santander, Hiszpania)



Rys. 15-116. Schemat tras kabli w przęśle belkowym realizowanym metodą nawisową: 1 – kable niezbędne przy realizacji, 2 – kable potrzebne w stadium eksploatacyjnym

Fot. 15-117. Widok od wnętrza mostu wykonanego metodą wspornikową z tymczasowymi kablami zewnętrznymi odginanymi na dewiatorach



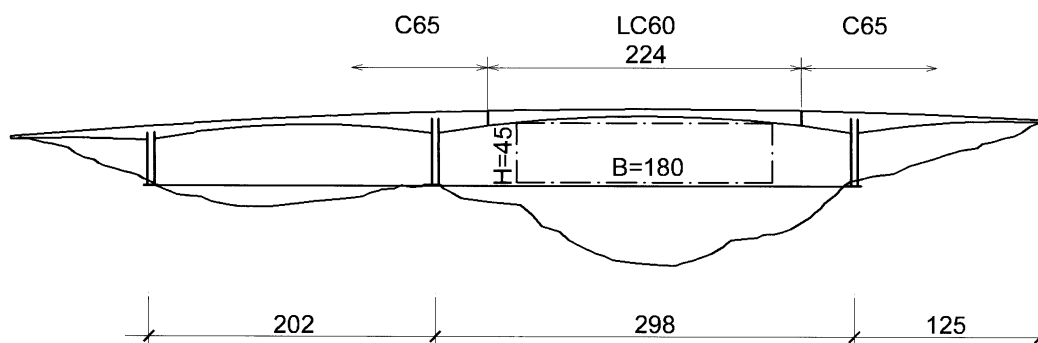
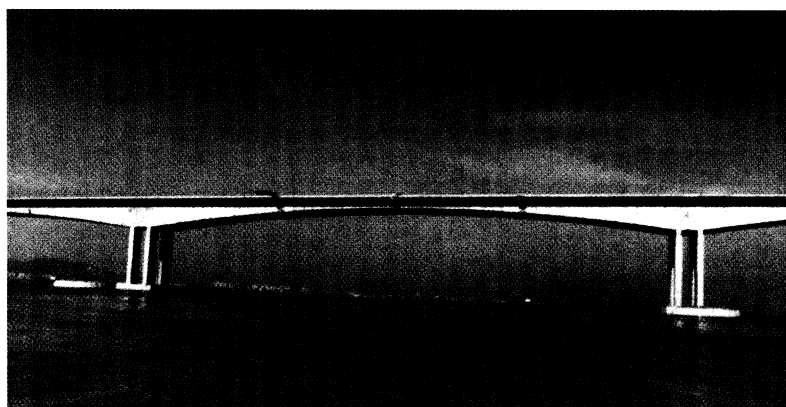
W ramach wyboru osiągnięć w dużych mostach belkowych przytoczono tu trzy przykłady.

Konieczność budowy przepraw przez duże rzeki wpływa ostatnio na bardzo intensywny rozwój dużych mostów w Chinach. Wzniesiono tam m.in. tróprzęsłowy most belkowy ze środkowym przęsłem 270 m, jako część dużej przeprawy przez Rzekę Perłową (fot. 15-118). W rozwiązaniu tym uwzględniono ramową współpracę podpór w celu zwiększenia sztywności ustroju. Uzyskano dzięki temu stosunek wysokości przekroju środkowego do rozpiętości zaledwie 1:50.

W realizacji mostów belkowych metodą wspornikową rekordowymi rozpiętościami może się dotąd pochwalić Norwegia. Wpłynęły na to konkretne potrzeby – przekra-

czanie bardzo głębokich fiordów, a zatem unikanie podpór odległych od brzegu. Dwa takie rekordowe obiekty zrealizowano w roku 1998, w odcinkach nadmorskiej drogi zachodniej. W obydwu zastosowano betony wysokowartościowe, w tym betony lekkie w częściach przęsłowych. Most *Raftsundet* łączy dwie wyspy na Lofotach; zastosowano czteropięsłowy ustrój, z łukiem poziomym $r = 3$ km i łukiem pionowym $r = 5$ km (rys. 15-119). Niemal w tym samym czasie ukończono most *Stolma*, w którym pierwszy raz przekroczono rozpiętość przęsła 300 m (fot. 15-120). Stosunek wysokości przekroju środkowego do rozpiętości jest również rekordowo niski 1:86, co uzyskano przy bardzo dużej wysokości przekrojów podporowych. Nad podporami zastosowano górą 100 kabli, o łącznej sile zrywającej 350 MN,

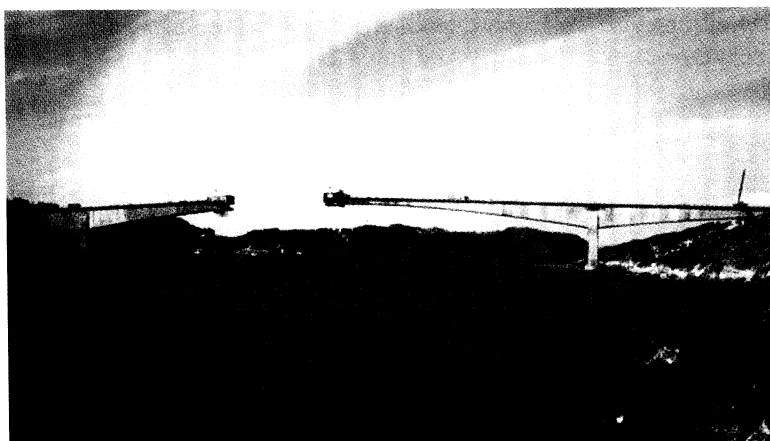
Fot. 15-118. Widok przęsła nawigacyjnego mostu *Hamsun* (Chiny, 1997)



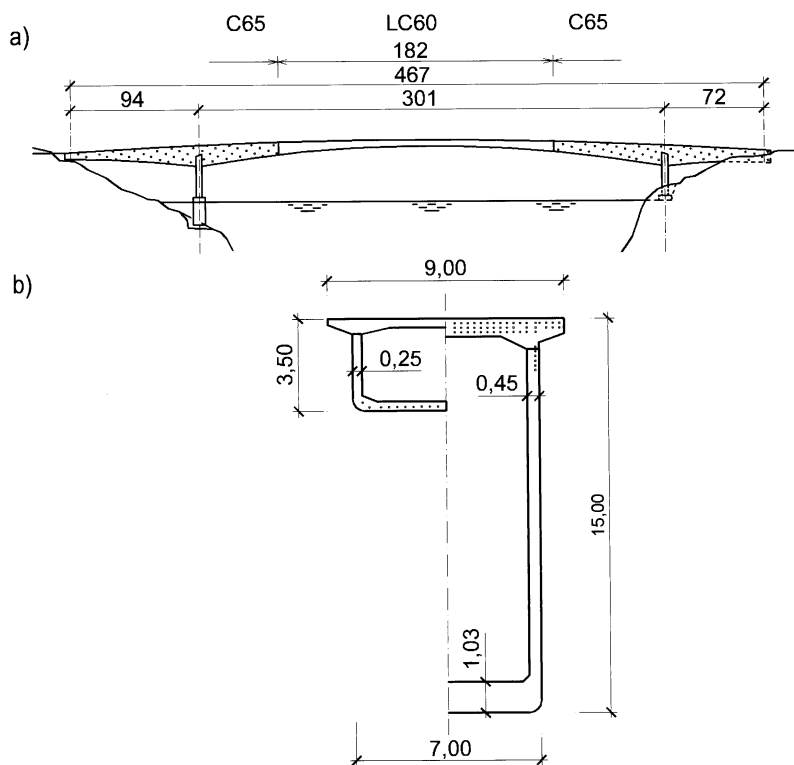
Rys. 15-119. Schemat konstrukcji mostu *Raftsundet*, z największym przęsłem rozpiętości 298 m, dostosowanym do wymagań nawigacyjnych (linia przerywana), zaznaczono przedziały zastosowania betonu zwykłego i lekkiego

a w przęśle wystarczyło 20 mniejszych kabli o łącznej sile 56 MN (rys.15-121).

Podobnie jak konstrukcjach prefabrykowanych mostów belkowych o przekroju skrzynkowym poszukuje się lżejszych rozwiązań, zastępując pełne ścianki skratowaniem, również w mostach monolitycznych



Fot. 15-120. Most *Stolma* w Norwegii w czasie realizacji – największe przęsło (301 m) zrealizowane metodą wspornikową

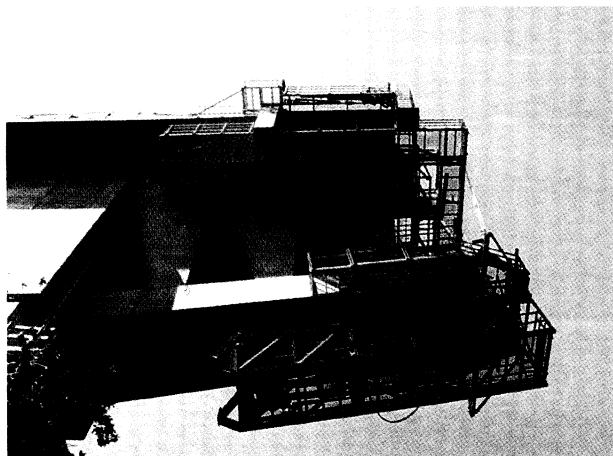


Rys. 15-121. Wymiary mostu *Stolma*: a) widok podłużny z zakropkowaną częścią z betonu zwykłego, b) charakterystyczne przekroje poprzeczne

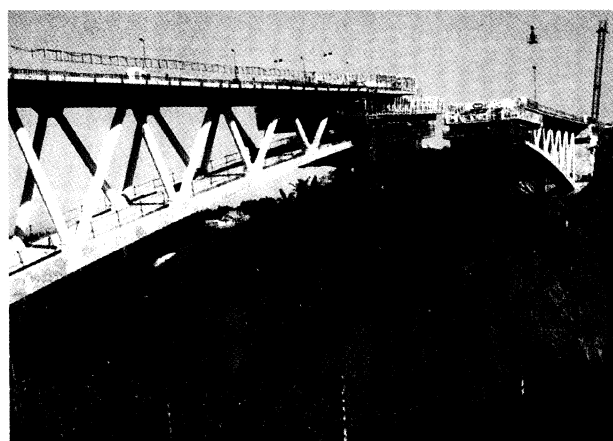
czynione są udane próby w tym zakresie. Pierwszą koncepcją w tej dziedzinie był most z zastosowaniem trójkątnych wkładek prefabrykowanych w moście realizowanym metodą wspornikową swobodną. Środkowe przęsło trójpłaszczyznowej belki ciągłej mostu *Vecchio* na Korsyce wykonano po raz pierwszy według tej koncepcji (fot. 15-122).

Na dużą skalę stosowane są mosty monolityczne z kratowymi belkami – zarówno

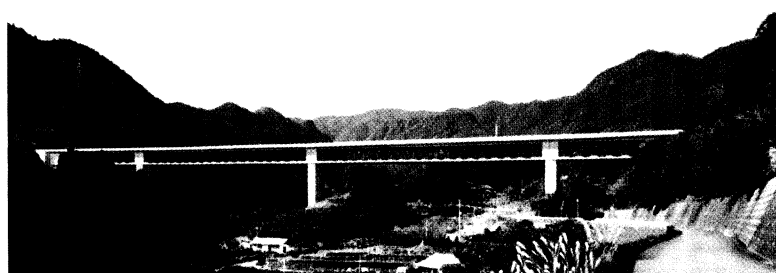
w schemacie swobodnie podpartym, jak też utwierdzonych w masywnych przyczółkach. Bardzo efektownym przykładem jest most przez głęboki wąwóz na wyspie Reunion o rozpiętości 280 m (fot. 15-123). Pasy dolny i górny wykonano z betonu wysokowartościowego, stosując zmienną grubość, malejącą ku środkowi (od 1,70 m do 0,27 m). Sprężenie zastosowano w obydwu pasach (z uwagi na utwierdzenie na podporach), a także



Fot. 15-122. Budowa metodą wspornikową mostu belkowego o zmiennej wysokości przekroju z ażurowymi ściankami (wąwóz rzeki *Vecchio*, Korsyka, 2000)



Fot. 15-123. Utwierdzone w przyczółkach przęsło mostu o schemacie belki skratowanej – rozpiętość 280 m (Bras de la Plaine, Wyspa Reunion 2002)



Fot. 15-124. Most *Kinokawa* o stałej wysokości przekroju, w schemacie belki ciągłej skratowanej (Japonia, 2003)

w rozciąganych krzyżulcach zespolonych (rury stalowe 0,61 m wypełnione betonem).

Wieloprzęsłowy most z ciągłą belką skratowaną oddano w roku 2003 do użytku w Japonii (fot. 15-124).

Trzecim, silnie rozwijanym rozwiązaniem zmierzającym do obniżenia ciężaru jest wykonywanie ścianek przekrojów skrzynkowych z blach fałdowych, a zatem zespolona konstrukcja belek. Blachy mają grubość rzędu 20 mm, głębokość fałd rzędu 200 mm. Koncepcja ta jest obecnie naj-

częściej wdrażana w Niemczech i w Japonii. Przykładem jest największy dotąd most tego typu, z przęsłami 136,5 m, ukończony w 2002 roku w Japonii. W moście tym zastosowano wyłącznie zewnętrzne kable (fot. 15-125) .

W Polsce zastosowano także pomysł częściowego zastąpienia ścianek przekroju skrzynkowego elementami stalowymi – tak wykonano most Zwierzyniecki w Krakowie, o rozpiętości przęsła 132 m (fot. 15-126). Trzy pionowe ścianki przekroju skrzynko-



Fot. 15-125. Ciągły most belkowy *Shimoda* ze ściankami przekroju skrzynkowego z blach fałdowych (Japonia, 2002)



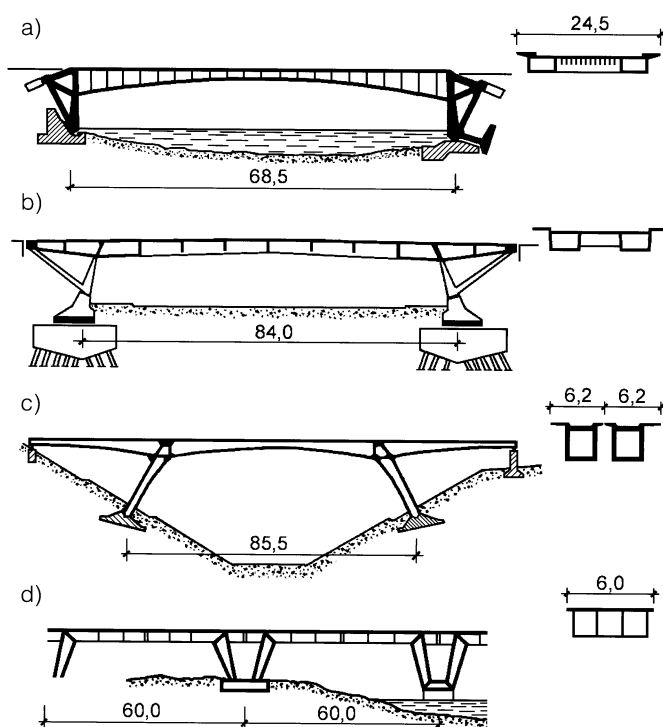
Fot. 15-126. Most Zwierzyniecki w Krakowie, jednoprzęsłowy, o rozpiętości 132,5 m – stan przed założeniem łupin osłonowych na stalowych zastrzałach (2001)

wego wykonano betonowe, a zewnętrzne ukośne zastąpiono elementami stalowymi. W tym jednak przypadku stalowe zastrzały podtrzymujące wsporniki postanowiono ze względów architektonicznych ukryć za betonowymi osłonami.

Wszystkie wspomniane duże mosty belkowe są w istocie ustrojami belkowo-ramowymi, ale sztywność podpór w stosunku do przęseł jest niezbyt duża. Współpraca ramowa ma znaczenie zwłaszcza przy realizacjach metodami wspornikowymi, w których połączenie głównych dźwigarów mostu z podporami musi mieć charakter utwierdzenia podczas betonowania segmentów na wspornikach, z uwagi na możliwość wystąpienia nierównowagi po obu stronach podpory. Są one zatem pośrednimi rozwiązaniami między mostami belkowymi a ramowymi.

Mosty ramowe cechuje pełna współpraca przęseł ze słupami, a układ samych słupów bywa bardzo różnorodny, często od-

chylony od pionu (rys. 15-127). Sprężenie stosowane jest wówczas nie tylko w rozpórach ramy, lecz także w rozciąganych częściach słupów. Dokonuje się bardzo znacznego przegrupowania sił wewnętrznych, a często kolejne fazy sprężenia są przesunięte, w czasie, w celu eliminacji wpływu zjawisk opóźnionych w betonie. Przykładem mostu ramowego, o podporach nachylonych pod kątem 45° , jest most pokazany na fotografii 15-128. Szczególnym wyzwaniem estetycznym przy budowie tego mostu było sąsiedztwo sławnego łukowego mostu stalowego *Garabit* z roku 1884, projektu *Gustawa Eiffla*. Wykonanie obecnego mostu metodą wspornikową wymagało zastosowania specjalnych pionowych podpór tymczasowych, a zatem schemat montażowy silnie odbiegał od ostatecznego i wymagał odmiennego układu sprężenia tymczasowego (fot. 15-129 – realizacja *Dumez-GTM* [P27]).

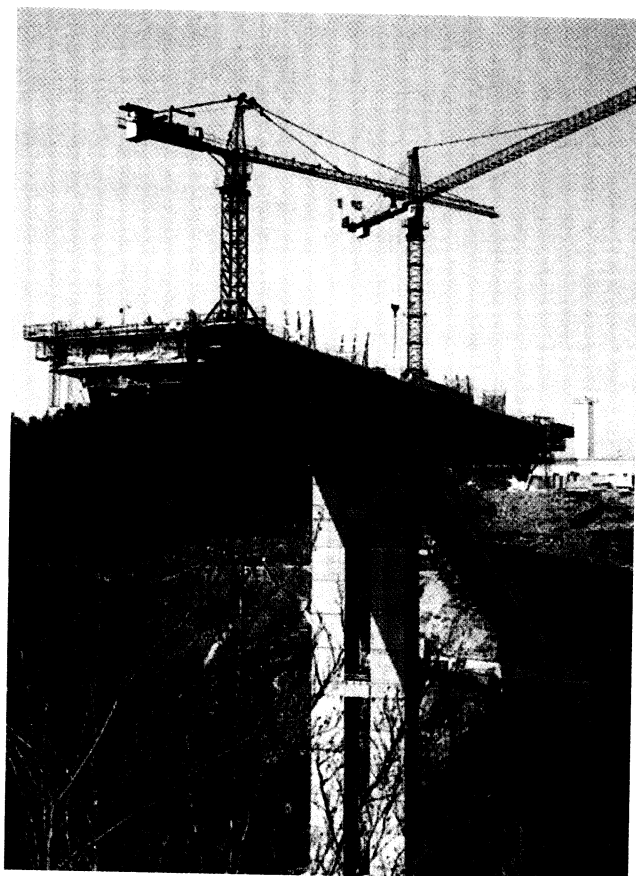


Rys. 15-127. Przykłady historycznych realizacji sprężonych mostów ramowych: a) most drogowy przez Neckar w Stuttgarcie (kable *Baur-Leonhardt*, 1958 r.), b) wiadukt drogowy *Corso Francia* w Rzymie (kable *Freyssinet*, 1966 r.), c) wiadukt kolejowy pod Kolonią (kable prętowe *Dywidag*, 1957 r.), d) most kolejowy nad Rodanem we Francji (kable *Freyssinet*, 1956)



Podobnie jak w mostach ramowych, także w mostach łukowych stosuje się sprężenie, zarówno w konstrukcji pomostu, jak i – zwłaszcza przy wspornikowym betonowaniu – realizacji głównych łuków. Obec-

Fot. 15-128. Monolityczny most ramowy o schemacie dwuprzegubowym, z nachylonymi podporami – most *Garabit* przez rzekę Truyere (Francja, 1993)

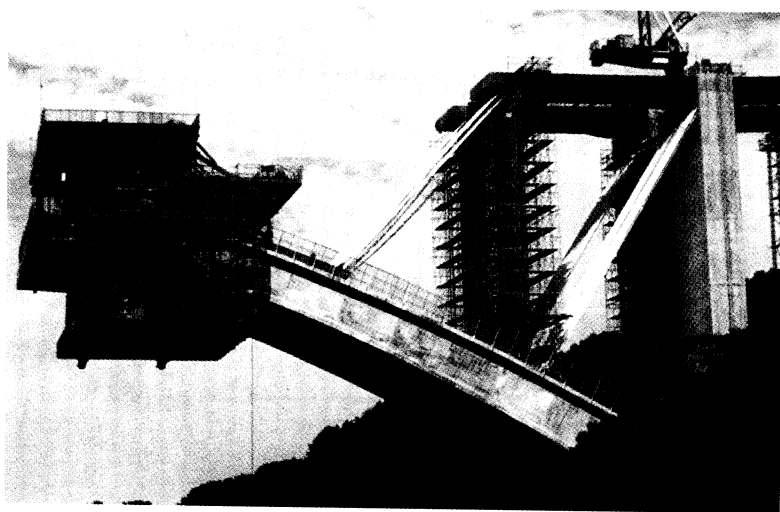


Fot. 15-129. Most *Garabit* w czasie wznoszenia z zastosowaniem tymczasowych podpór pionowych (realizacja *Dumez-GTM*)

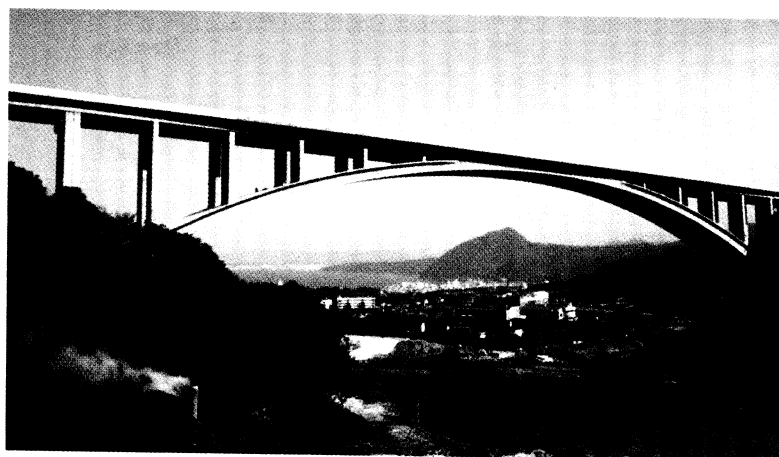
nie mosty łukowe przeżywają wyraźny renesans, głównie dzięki swej estetyce. Przykład technologii wspornikowej realizacji dla płytowego łuku przedstawia fotografia 15-130, a rezultat tej złożonej operacji – fotografia 15-131.

Stosowane są też rozwiązania mieszane, ramowo-łukowe, zwykle podyktowane względami lokalizacyjnymi. Takim przykładem jest japoński most *Ikeda-Hesokko* (fot. 15-132), zrealizowany metodą wspornikową, o łącznej długości 705 m i przęsłach 200 m. Komplikacje wykonawcze były tu znacznie poważniejsze niż w mostach belkowych, realizowanych tą metodą (fot. 15-133) [P29].

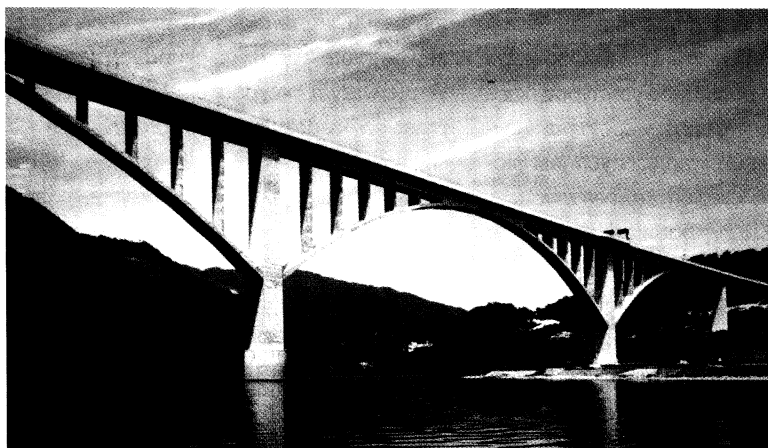
Szczególne cechy nowatorskie ma wzniesiona w Seulu łukowa „Kładka Pokoju” (fot. 15-134). Łuki bezprzegubowe o rozpiętości 120 m i wyniosłości 15 m wykonano z *UBWW (Ductal)*, całkowicie bez zbrojenia zwykłego. Segmenty o długości 20 m były scalane za pomocą sprężenia kabli w łukowych żebrach (kable *VSL* złożone z 12 lub 9 splotów), a żeberka poprzeczne sprężono kablami jednosplotowymi. Płyta między żeberkami ma grubość 30 mm. Dodatkową innowacją są zastosowane specjalne wibroizolatory *TMD (Tuned Mass Dampers)* [P4(4)], zapobiegające drganiom tej bardzo lekkiej konstrukcji.



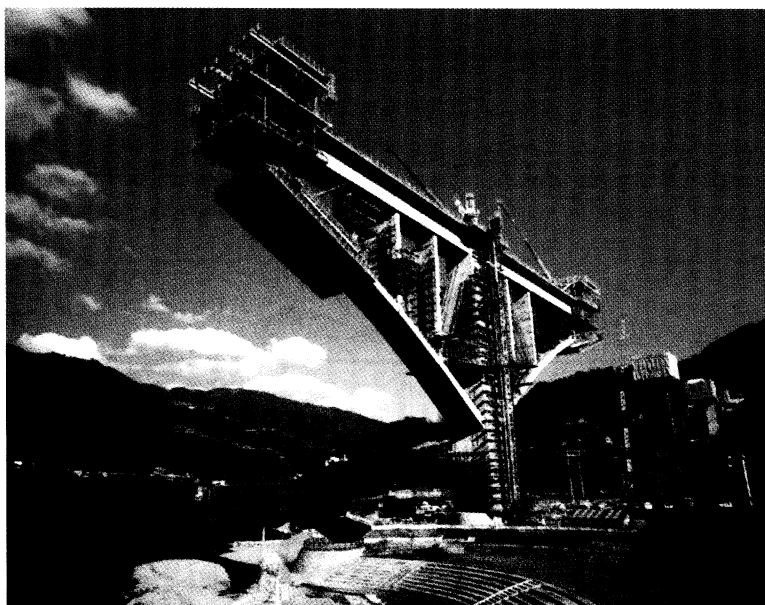
Fot. 15-130. Realizacja mostu łukowego metodą wspornikową z podwieszeniem, o rozpiętości łuku 235 m



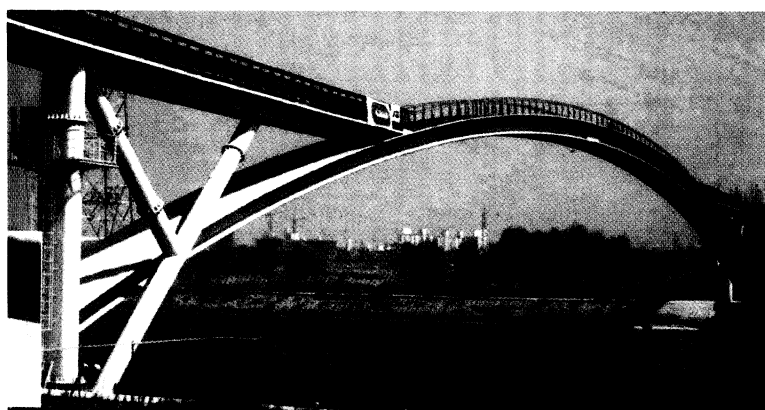
Fot. 15-131. Estetyczny wynik skomplikowanej technologii pokazanej na fot. 15-130 – most *Beppu-Myoban*, Japonia, 1989



Fot. 15-132. Łukowo-ramowy most *Ikeda-Hesokko* o przęsłach 200 m (Japonia, 2000)



Fot. 15-133. Budowa mostu *Ikeda-Hesokko* metodą wspornikową swobodną



Fot. 15-134. „Kładka Pokoju”, czyli most *Sunyudo* przez rzekę Han-Gang w Seulu – obiekt łukowy o rozpiętości 120 m i wyniosłości 15 m, wykonany z betonu ultrawysokowartościowego (*Ductal*), bez zbrojenia zwykłego; sprężenie żeber podłużnych i poprzecznych kablami VSL (Korea Południowa, 2002)

15.7.5. Mosty wiszące

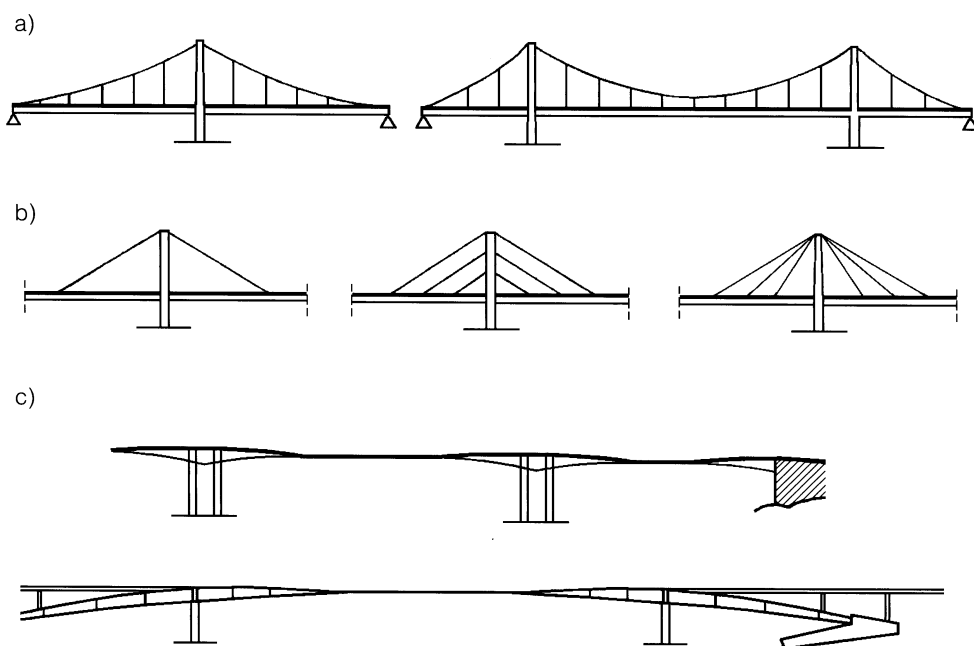
Duża i różnorodna grupa mostów wiszących, podobnie jak dachy wiszące, odbiega w swej istocie od podstawowych typów konstrukcji sprężonych. Cechą wspólną z innymi rodzajami konstrukcji sprężonych jest stosowanie napiętych cięgien zewnętrznych.

Należą tutaj trzy podstawowe grupy rozwiązań – rys. 15-135:

- mosty wiszące klasyczne (*suspension bridges*) wyróżniają się zawsze krzywoliniowym kształtem cięgien,
- mosty podwieszone, czyli wantowe (*cable-stayed bridges*), mają cięgna prostoliniowe; od niedawna wyodrębnia się w nich podgrupę o mało nachylonych cięgnach, które można krótko nazwać „doprężone” (*extradosed bridges*),
- mosty wstęgowe (*ribbon bridges*).

W mostach wiszących klasycznych, czyli z dwoma, zazwyczaj równoległymi krzywoliniowymi kablami oraz jednym lub dwoma pylonami (rys. 15-135a), stosuje się ustroje

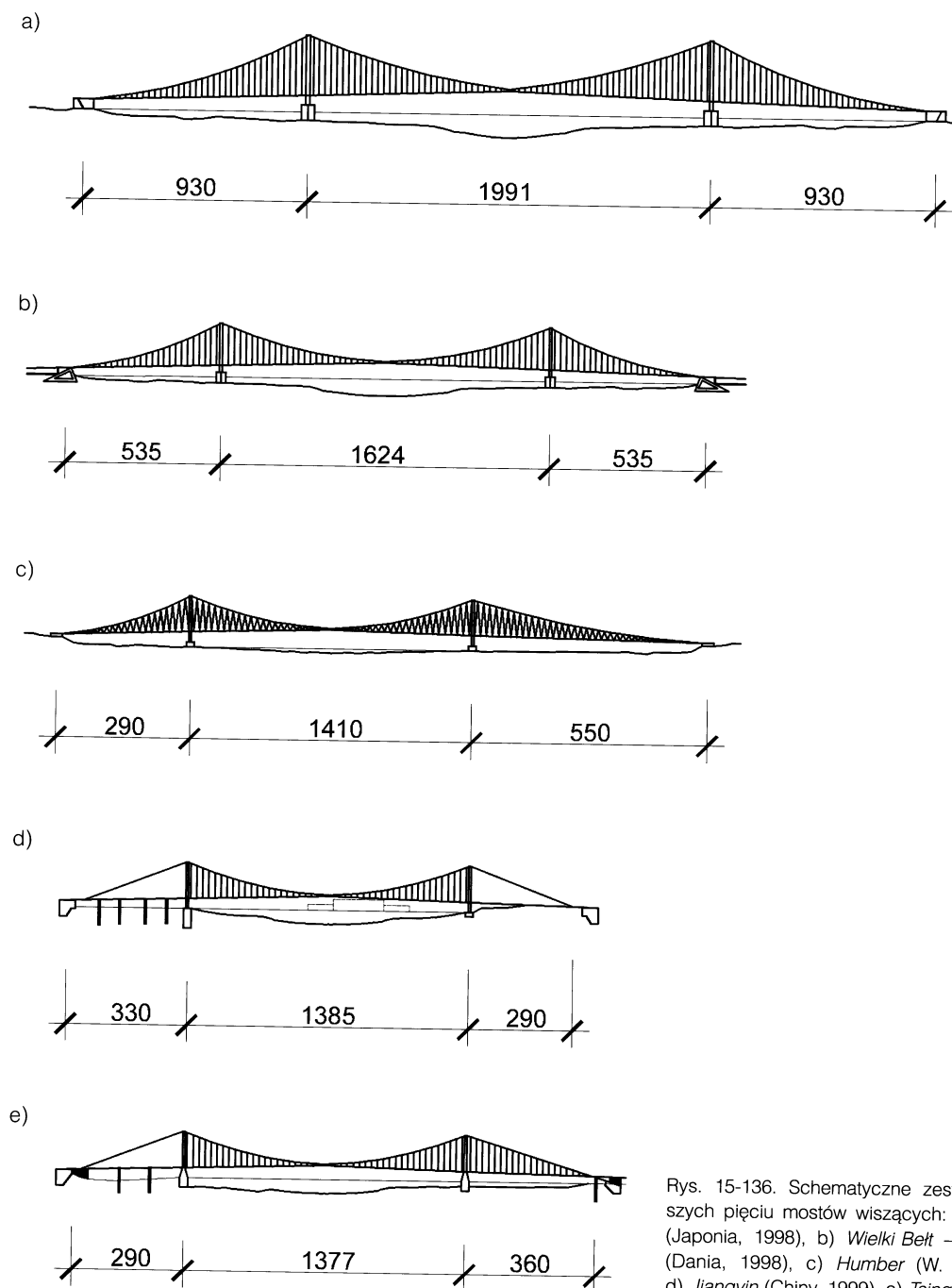
z betonowym, stalowym lub zespolonym pomostem. Cięgna główne zakotwione są albo zewnętrznie, albo na końcach pomostu. W pierwszym przypadku jest to analogia do prostych kładek sznurowo-drewnianych stosowanych od dawna przez ludzkość. W drugim przypadku jest to konstrukcja samorzównoważona i wtedy pomosty stanowią konstrukcje sprężone z cięgnami zewnętrznymi. Ponieważ dąży się do możliwie lekkich, a więc i wiotkich pomostów, stosuje się przede wszystkim niezależne, zewnętrzne kotwienie głównych cięgien, do których zawiesza się pomost, takie ustroje odbiegają od definicji konstrukcji sprężonych, choć same cięgna i ich zakotwienia są technicznie bliskie sprężaniu. W wykonawstwie klasycznych mostów wiszących dominują konstrukcje hybrydowe, stalowo-betonowe. Przykładowe schematy konstrukcji klasycznych mostów wiszących, największych do pierwszych lat XXI stulecia pod względem rozpiętości, podano na rysunku 15-136. W każdym z nich w jakimś



Rys. 15-135. Podstawowe schematy konstrukcji mostów wiszących: a) klasyczne, z krzywoliniowym cięgnem, b) podwieszone (wantowe), c) wstęgowe

stopniu wykorzystano jednak sprężenie – w konstrukcji kesonów, pylonów lub pomostów. Symbolem osiągnięć końca XX wieku jest wielki most japoński *Akashi-Kaikyo*, który

wstawił się już w okresie budowy, kiedy bezpiecznie przetrwał trzęsienie ziemi w 1995 roku i jedynie powiększyła się rozpiętość głównego przęsła z 1990 m do prawie 1991 m.



Rys. 15-136. Schematyczne zestawienie największych pięciu mostów wiszących: a) *Akashi-Kaikyo* (Japonia, 1998), b) *Wielki Belt – Most Wschodni* (Dania, 1998), c) *Humber* (W. Brytania, 1981), d) *Jiangyin* (Chiny, 1999), e) *Tsing Ma* (Chiny, 1997)

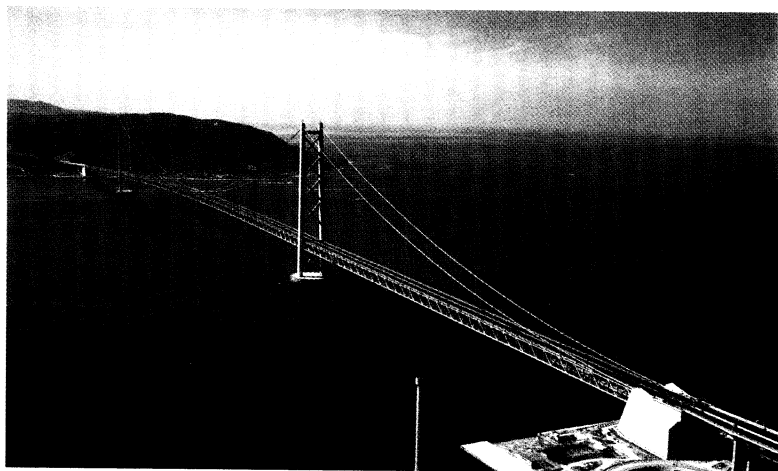
Jest to jednak most ze znaczną przewagą konstrukcji stalowej (fot. 15-137). W Europie największym przęsłem mostu wiszącego jest nawigacyjne przęsło Mostu Wschodniego przez Wielki Belt w Danii (fot. 15-138), a wyzwanie stanowi wielka realizacja – most przez Cieśninę Messyńską we Włoszech, w którym projekty przewidują przęsło rzędu 3300 m.

Mosty podwieszone są bliższe typowych konstrukcji sprężonych. W nich także stosuje się konstrukcje zespolone lub hybrydowe, zwłaszcza w wielkich obiektach. Pomysł i rozpowszechnienie dużych mostów wantungowych są zasługą włoskiego projektanta *Morandiego*, ale ich rozwiązania konstrukcyjne są stale rozwijane. W wielu przypadkach mosty te stały się symbolami rozwoju

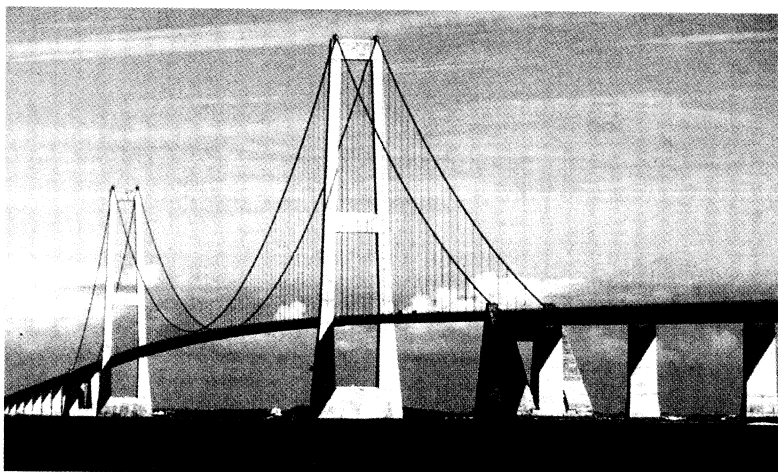
myśli inżynierskiej – każdy z nich jest indywidualnym i zazwyczaj istotnym dla krajo-brazu akcentem architektonicznym (fot. 15-139). Największym mostem wantungowym w Europie jest most *Normandie* we Francji z przęsłem o rozpiętości 856 m (fot. 15-140). Przęsło to, w części środkowej wykonano z pomostem o konstrukcji stalowej skrzynkowej (624 m), a w częściach przypodporowych (po 116 m) jako betonowe – sprężone, monolityczne, betonowane metodą wspornikową z BWW (patrz [A11]).

W czterech dużych przeprawach europejskich zastosowano główne przęsła podwieszone:

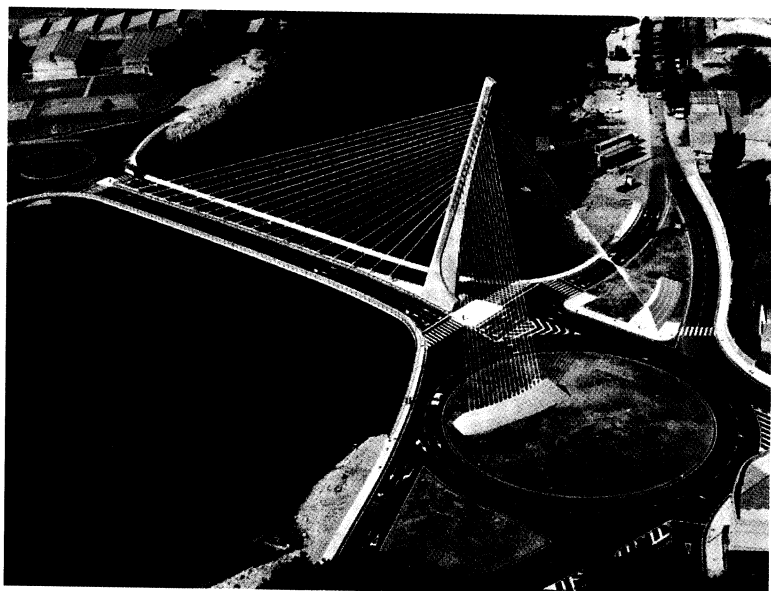
- w głównym przęsle Drugiej Przeprawy Severn (*Second Severn Crossing* – 1996) w Wielkiej Brytanii wykonano przęsło na-



Fot. 15-137. Most *Akashi-Kaikyo* – jeden z pomników myśli inżynierskiej XX wieku

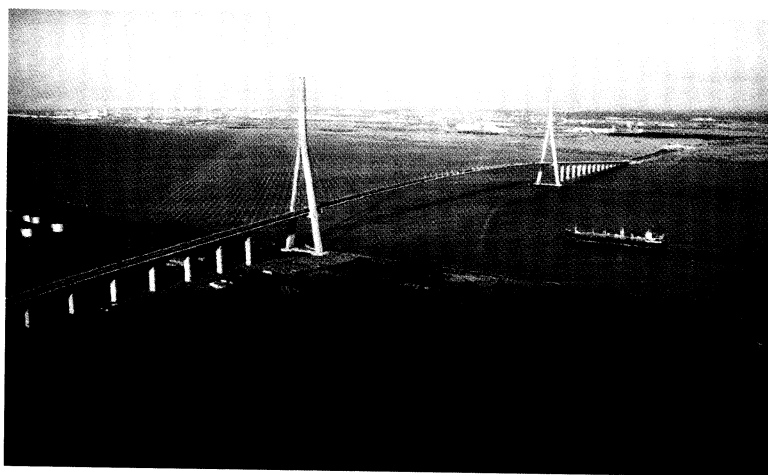


Fot. 15-138. Most wiszący w ciągu Mostu Wschodniego przez Wielki Belt (1998)

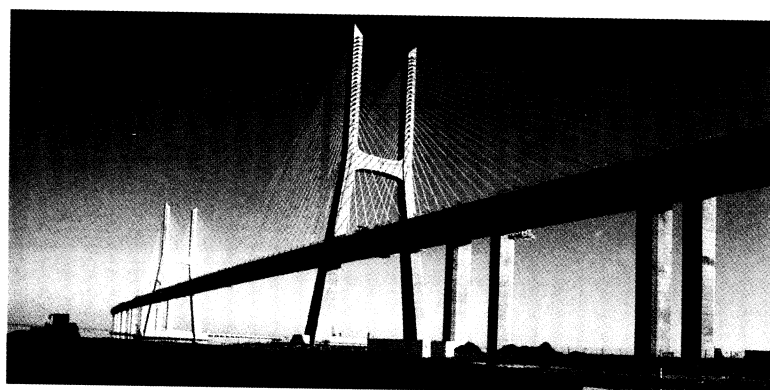


wigacyjne o rozpiętości 456 m, z zespoloną konstrukcją pomostu,

- w głównej części nawigacyjnej mostu *Vasco da Gama* (1998) wykonano przęsło podwieszone o rozpiętości 420 m, z pomostem zespolonym – płyta betonowa na belkach stalowych lub sprężonych (fot. 15-141),



Fot. 15-139. Przykład szczególnej symbiozy konstrukcji i estetyki – most podwieszony przez rzekę Lerez (Pontevedra, Hiszpania, 1995)



Fot. 15-140. Most *Normandie* (Francja, 1994)

Fot. 15-141. Główne przęsło nawigacyjne mostu *Vasco da Gama* (Lizbona, 1998)

- w moście przez Øresund (Mały Sund, 2001), w przeprawie między Danią a Szwecją, wykonano przęsło o rozpiętości 400 m, z dwupoziomowym pomostem (most kolejowo-autostradowy) – fot. 15-142,
- w moście *Rion-Antirion* przez Zatokę Koryncką w Grecji realizowany jest pięcio-przęsłowy most podwieszony (286+560+560+560+286), o którym marzyli już starożytni Grecy, jeden z charakterystycznych czterech pylonów pokazano na fot. 15-144; ukończenie przewidziano w roku 2004.

Największym na świecie przęsłem podwieszonym – 890 m, szczyci się japoński most *Tatara* (fot. 15-143), lecz pomost w tym moście – w odróżnieniu od mostu *Normandie* – jest w całości zespolony ze skrzynkowym przekrojem stalowym i żelbetową płytą. W moście *Tatara* zastosowano kable podwieszające typu wielodrutowego *BBR HiAm*.

W projektowaniu jest most *Stonecutters* w Hong Kongu, o przęśle 1018 m i hybrydowej konstrukcji (stal i beton sprężony)



Fot. 15-142. Szczegół podwieszenia dwupoziomowego pomostu w moście przez Mały Sund



Fot. 15-143. Most *Tatara* z największym przęsłem podwieszonym (Japonia, 1999)

zarówno pomostu, jak i pylonów – planowane zakończenie 2008 r.

W Polsce zrealizowano w latach 2000-2002 trzy mosty podwieszane, stosunkowo duże, jak na dotychczasowe krajowe realizacje mostowe. Są to w kolejności ukończenia:

- most Świętokrzyski przez Wisłę w Warszawie (2000) – jednopylonowy, o rozpiętości dwóch podwieszonych przęseł 130 i 118 m, sprzężenie: *BBR Polska* (kable wielodrutowe *BBR HiAm*),
- most przez Martwą Wisłę w Gdańsku (2002), w ciągu trasy im. Sucharskiego,

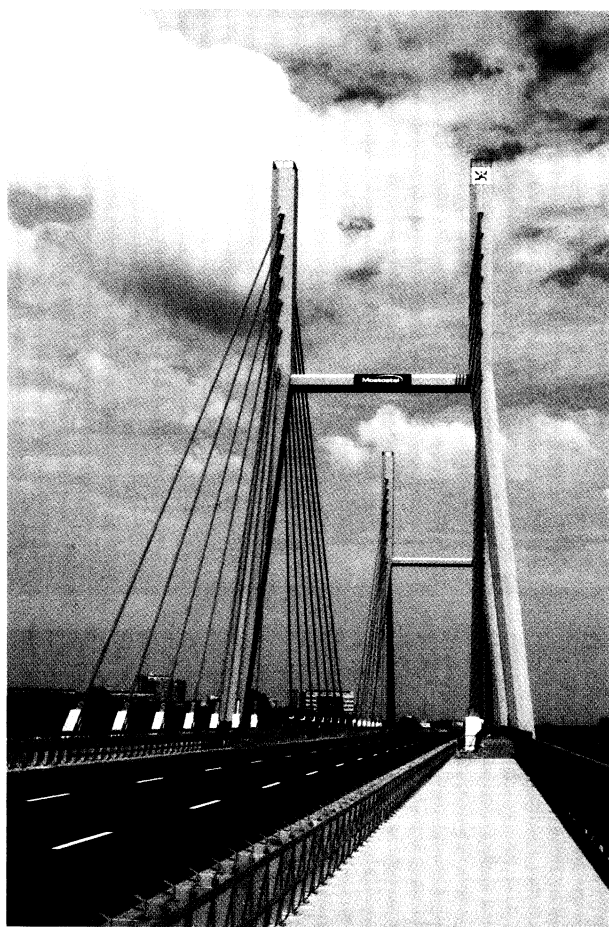
który otrzymał długą nazwę „Most III Tysiąclecia im. Jana Pawła II” – jednopylonowy, o rozpiętości jednego podwieszonego przęsła 230 m, sprzężenie *VSL Polska*,

- most Siekierski przez Wisłę w Warszawie (2002 r.) – dwupylonowy, z głównym przęsłem 250 m, sprzężenie: *BBR Polska* (kable *BBR CONA Stay*) – fot. 15-145.

O różnorodnych możliwościach mostów podwieszonych mogą świadczyć konstrukcje obracane przy montażu. Konstrukcję jednopylonową wykonuje się w dogodnej



Fot. 15-144. Budowa jednego z czterech pylonów mostu *Rion-Antirion* w Grecji (stan z maja 2003) – widoczny pierwszy człon zespolonego pomostu ułożony na pylonie

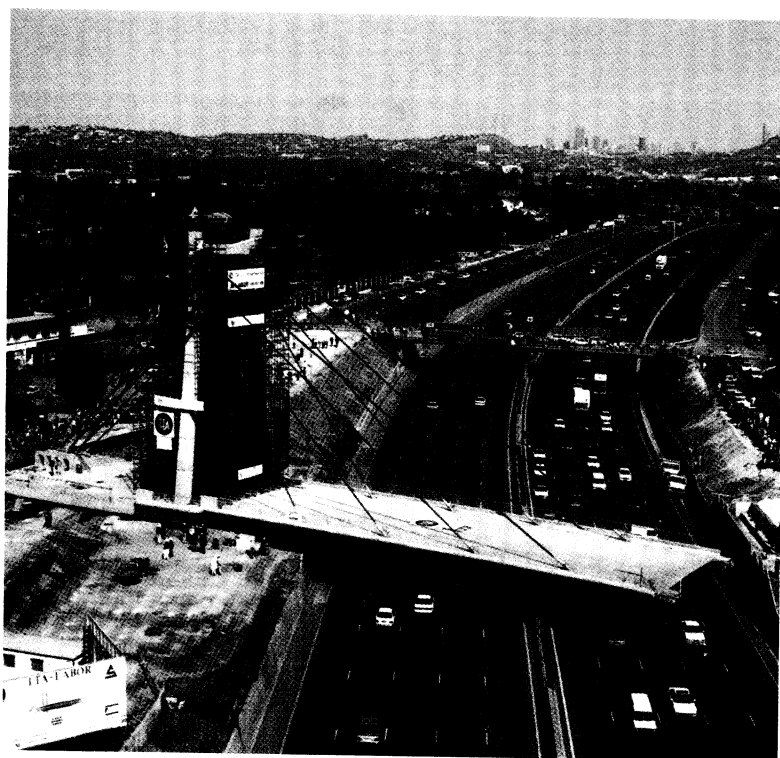


Fot. 15-145. Most Siekierski przez Wisłę w Warszawie (2002) – wielosplotowe kable podwieszenia w systemie *BBR CONA Stay*

pozycji, równolegle do przeszkody, a następnie obraca jak na osi w położenie ostateczne. Przykładem jest wiadukt drogowy, zrealizowany w Republice Południowej Afryki i obrócony nawet bez zakłócenia ruchu na autostradzie (projektant: Jerzy Sochański) – fot. 15-146.

Jak wspomniano, w ostatniej dekadzie rozwinęła się istotna modyfikacja mostów podwieszonych, które nazwaliśmy tu „doprężonymi” (wobec trudności terminu od-

powiadającego określeniu angielskiemu *extradosed*). Koncepcję takich rozwiązań podał w roku 1988 we Francji Jacques Mathivat, ale pierwszy most zrealizowano w Japonii. W roku 1994 most *Odawara* – fot. 15-147, o niezbyt imponujących przęsłach (73+122+73 m), potwierdził słuszność oczekiwań ekonomicznych francuskiego pomysłodawcy i stał się początkiem długiej serii kilkudziesięciu tego rodzaju mostów w Japonii.



Fot. 15-146. Konstrukcja wiaduktu podwieszonego, wykonana w poziomie terenu równolegle do autostrady, obracana do ostatecznej pozycji (Pretoria, RPA, 1998)



Fot. 15-147. Pierwszy na świecie most doprężany (*extradosed*) – most *Odawara*, Japonia 1994

Istota mostów doprężonych polega na tym, że klasyczny most belkowy, o ustroju ciągłym sztywnego pomostu, jest nad podporami sprężony kablami zewnętrznymi, wysuniętymi ponad ustrój belkowy. W stosunku do mostów podwieszonych wprowadzono dwie zasadnicze różnice:

- zamiast wiotkiego pomostu stosuje się sztywny ustrój belkowy,
- pylony są znacznie niższe (zwykle dwukrotnie) i spełniają rolę dewiatorów dla stosunkowo płasko biegnących kabli.

Korzyści z takiego mieszanego rozwiązania są znaczące, podkreślane dotąd zwłaszcza w mostach z przęsłami od 100 do 200 m:

- ustrój belkowy jest lżejszy dzięki dużemu mimośrodowi kabli i lepszemu wykorzystaniu betonu na ściskanie w częściach podporowych,
- wytrzymałość stali w kablach jest znacznie lepiej wykorzystana, bo naciągane są one znacznie większymi siłami niż to jest możliwe w kablach mostów podwieszonych, bowiem zakres względnych

zmian naprężeń od obciążeń zmiennych jest znacznie mniejszy,

- nie jest konieczne stosowanie specjalnych zakotwień odpornych na zmęczenie ani tłumików drgań, z uwagi na mały przedział zmian naprężeń w kablach.

W toku realizacji mostów doprężanych (zwykle metodą wspornikową) wykorzystuje się kable, przed ich ostatecznym naciąganiem, podobnie jak w mostach podwieszonych.

W Szwajcarii wzniesiono w roku 1997 wiadukt *Sunniberg* (według koncepcji *Christiana Menna*), uważany za wyjątkowo estetyczny i dostosowany do otoczenia, przy rozpiętości przęseł 59+128+140+134+65 m. Fragment tego obiektu w końcowej fazie budowy pokazano na fotografii 15-148.



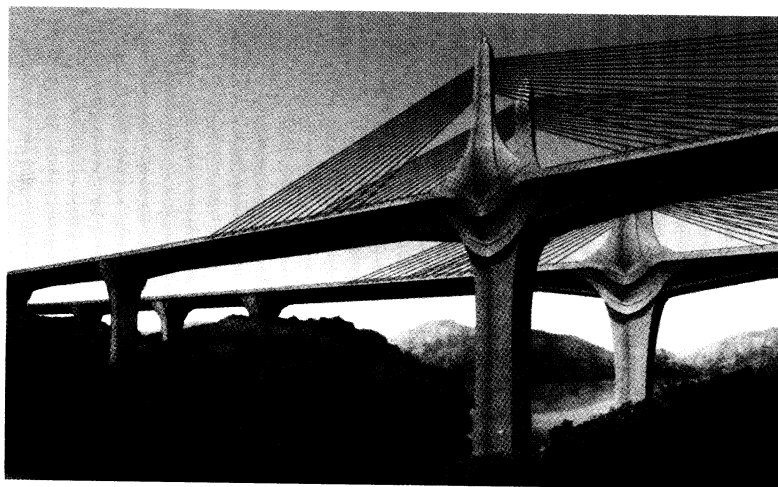
Fot. 15-148. Fragment mostu doprężanego *Sunniberg* (Klosters, Szwajcaria 1996)

Podobny przykład mostu doprężonego, spełniającego szczególne wymogi estetyczne, stanowi most *Rittoh* w Japonii ukończony w 2002 roku (fot. 15-149). Most ten, a właściwie dwa mosty równoległe w ciągu autostrady Tokio-Osaka (*Meishin Expressway*), zlokalizowano na terenie górskiego rezerwatu przyrody. Przęsła zróżnicowano dostosowując do rzeźby terenu – największe mają rozpiętość 160 i 170 m. Zastosowano tu równoległe inne usprawnienie, czyli wprowadzono ścianki przekrojów skrzynkowych z blach fałdowych.

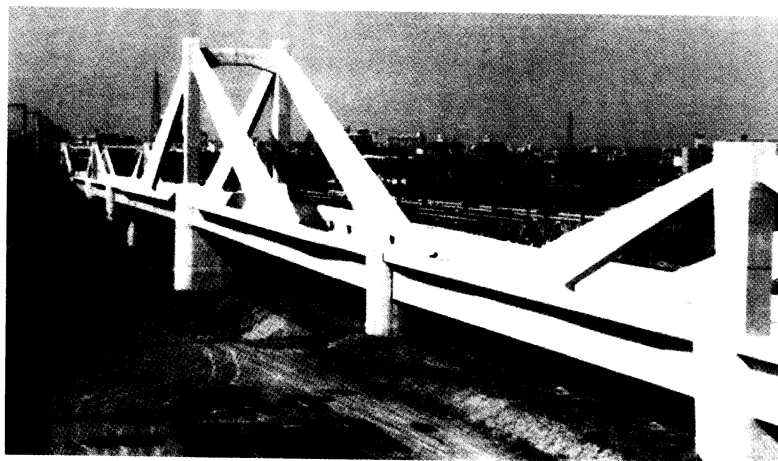
Największe dotąd przęsła mostów doprężonych zrealizowano w moście japońskim przez rzekę Ibi – 271,5 m oraz w moście *Mandaue-Mactan* na Filipinach 185 m.

Istotne innowacje wprowadzono w kolejowych mostach doprężonych, gdzie ma miejsce zwiększone zagrożenie zmęczeniem materiału kabli, a także trudno spełnić ograniczenia ugięć. Przewidziano obetonowanie kabli, z częściowym sprężeniem betonu utworzonej ścianki. Uzyskano w ten sposób sztywną konstrukcję, o mniejszych ugięciach, bardziej odporną na zmęczenie. Pierwszy taki most kolejowy wykonano przez rzekę Natori w Japonii (fot. 15-150).

O ile mosty podwieszone wykonuje się nie tylko w betonowej konstrukcji sprężonej lub zespolonej, lecz także całkowicie w stalowej (np. znany most przez Dunaj w Bratysławie), o tyle mosty wstęgowe (rys.15-135c) są wykonywane wyłącznie jako



Fot. 15-149. Mosty doprężane *Rittoh* ze ściankami z blach fałdowych – obiekty autostrady *Meishin*, Japonia, 2000



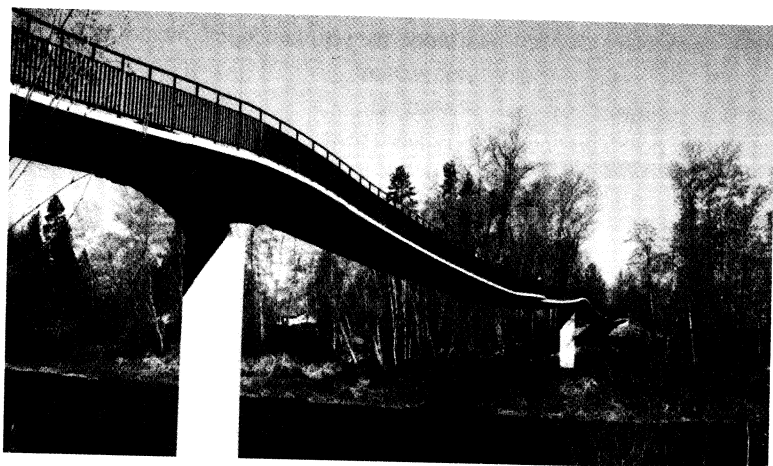
Fot. 15-150. Pierwszy doprężony most kolejowy z obetonowanymi kablami – most przez rzekę Natori w Japonii

betonowe – sprężone. Idea tych konstrukcji narodziła się w Szwajcarii i w Niemczech, a polega na wykorzystaniu cienkiej wstęgi betonowej wykonanej na napiętych ciągnach, zakotwionych w zewnętrznych blokach końcowych.

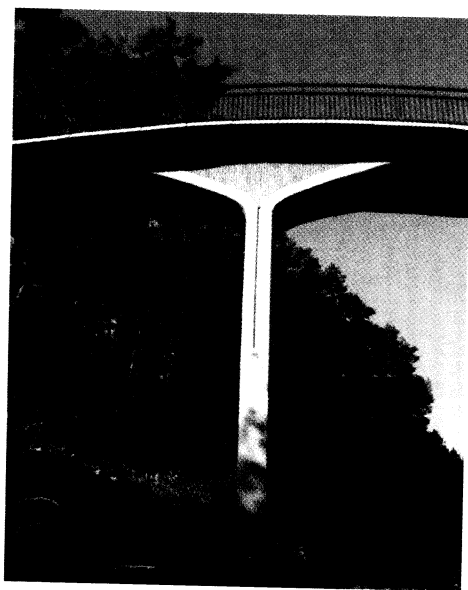
Dla mniejszych obiektów wykonuje się wstęgę w jednym etapie – mało napięte kable w osłonach służą jako elementy nośne w czasie układania prefabrykatów i wypełniania ich styków lub układania betonu w podwieszanej formie. Po stwardnieniu betonu (lub zaprawy w stykach) dokonuje

się napięcia kabli, unosząc wytworzoną wstęgę i w tym stanie ostatecznie kotwiąc kable w przyczółkach.

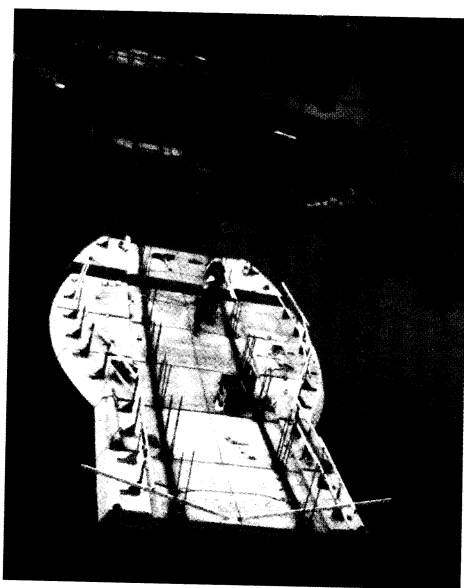
W większych obiektach realizacja przebiega zwykle dwuetapowo, najpierw rozpięta się naciągnięte kable nośne, na nich układa cienkie prefabrykaty, które tworzą zarazem deskowanie dla dodatkowej płyty monolitycznej. W kanały w prefabrykacie, lub w osłony umieszczone w monolitycznej płycie wprowadza się kable i dokonuje ostatecznego naciągu. Kontrolą poprawności naciągu są odpowiednie wygięcia wstęgi.



Fot. 15-151. Kładka wstęgowa przez rzekę Rogue, Oregon, USA, 2000 – trzy przęsła 73+85+43 m z poszerzoną platformą widokową w środkowym przęśle



Fot. 15-152. Przykład podpory ciągłej wstęgi, zwiększającej promień przegięcia



Fot. 15-153. Budowa kładki wstęgowej o rozpiętości 103 m przez rzekę Willamette (Eugene, Oregon, USA, 2000)

Wstęga może być zarówno jedno-, jak i wieloprzęsłowa. Zrealizowano wiele obiektów tego typu jako kładki dla pieszych (fot. 15-151) oraz pomosty przenośników transportu przemysłowego. W obiektach ciągłych stosuje się rozszerzone podpory pośrednie, ograniczające zmiany krzywizny wstęgi (fot. 15-152). Ilustrację prostoty realizacji tego typu obiektów pokazano na przykładzie z USA – fot. 15-153 (patrz obszerny przegląd w [P30]).

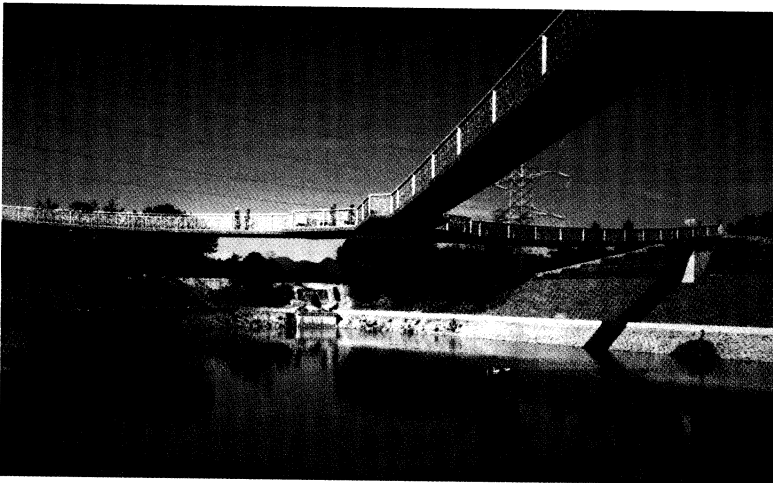
Ciekawą realizację kładki wstęgowej przez jezioro, biegnącej w trzech kierunkach z pomostu centralnego, zawieszonego nad jeziorem, zrealizowano w Japonii (fot. 15-154).

Inną grupę mostów wstęgowych stanowią obiekty z obciążeniem pośrednim. Wstęga stanowi wtedy podwieszenie dla prostoliniowego pomostu. Duży obiekt tego typu o przęsłach 61 m wzniesiono w 1996 r. w Japonii (fot. 15-155).

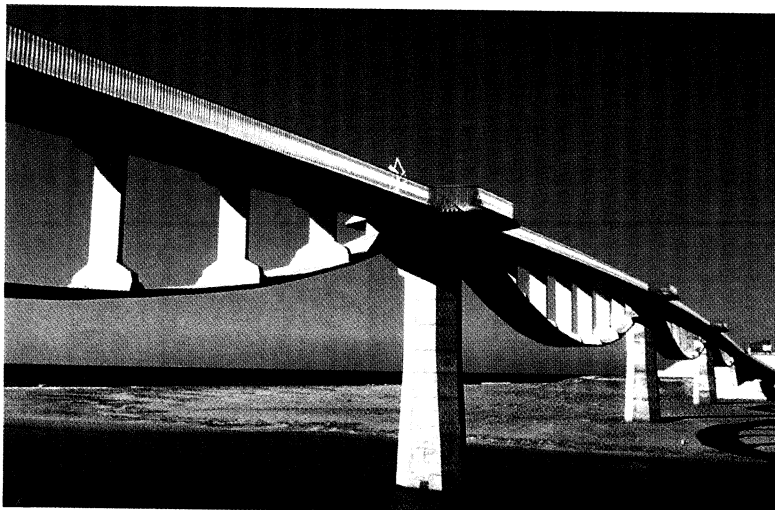
Śmiałe projekty mostów wstęgowych – np. projekt *Finsterwaldera* mostu przez Bosfor o przęsłach ponad 400 m – nie zostały zrealizowane.

15.7.6. Główne tendencje rozwoju mostów sprężonych

Nowe lub doskonalone rozwiązania mostów sprężonych wymagają kompleksowego rozwoju koncepcji, metod projektowa-



Fot. 15-154. Kładka dla pieszych *Kikko* o konstrukcji wstęgowej – pierwszy na świecie obiekt ze wstęgami w trzech kierunkach (ramiona o długości 45 m od platformy centralnej) – Japonia, 2000



Fot. 15-155. Wstęgowy most 4-przęsłowy *Shiosai* z obciążeniem pośrednim – Shizuoka, Japonia, 1996

nia, techniki wznoszenia i analizy ekonomicznej całego okresu istnienia obiektu (*life-cycle analysis*).

Wybitny specjalista współczesny w dziedzinie projektowania i realizacji mostów sprężonych *Michel Virlogeux* wskazał w pracy [A11] następujące główne kierunki rozwoju w tej dziedzinie:

- różnorodne zastosowania sprężania zewnętrznego,
- konstrukcje zespolone i systemy hybrydowe,
- doskonalenie mostów podwieszonych,
- ciężka prefabrykacja w wielkich przeprawach,
- wprowadzanie nowych materiałów i systemów sprężania.

Omówienie tematyki zawarte w pracy [A11] jest spojrzeniem przez pryzmat realizacji europejskich lub obiektów wznoszo-

nych przy udziale firm europejskich. Punkt ciężkości innowacji w mostach sprężonych nie leży jednak obecnie w Europie. Nie bez powodu w podanych wyżej przykładach dominują realizacje japońskie. W czasie I Kongresu *fib* w Osace w roku 2002 [K18] autorzy japońscy przedstawili ponad 200 prac na tematy mostowe, a w ramach kilku wycieczek technicznych można było zapoznać się z kilkunastoma obiektami w budowie, z których każdy był na swój sposób innowacyjny. Podano także orientacyjną statystykę, z której wynikało, że w Japonii realizuje się w ostatniej dekadzie każdego roku więcej dużych obiektów mostowych (z przęsłami ponad 100 m) niż w całej Europie. Stąd celowe wydawało się przybliżenie, w tak szerokim zakresie, realizacji japońskich – na ich przykładzie najlepiej widać współczesne kierunki rozwoju.

15.8. Obiekty inżynieryjne i specjalne

Zastosowania sprężenia w budownictwie podziemnym, hydrotechnicznym, komunikacyjnym, czy też w specjalnych obiektach miejskich lub sportowych, od półwiecza były przedmiotem zainteresowania, w skali podobnej jak mosty sprężone. Zastosowania te podlegają zarówno tendencjom rozwojowym, jak i zmniejszaniu popularności, a nawet całkowitemu wygasaniu. Wiąże się to ze zmianami zapotrzebowania na określone typy obiektów – tendencje te omówiono ogólnie w końcowym punkcie 15.10. Nie bez znaczenia jest światowa nadprodukcja stali konstrukcyjnej i proces odwrotny w stosunku do znanego sprzed 40-50 lat – wtedy betonowe konstrukcje sprężone wypierały konstrukcje stalowe, a dziś w szeregu przypadkach dużych obiektów obserwuje się tendencje odwrotne.

15.8.1. Budownictwo podziemne

Rozwój tej dziedziny, intensywny w ostatnich dekadach, jest związany z rozwojem komunikacji, a przede wszystkim budową wielkich tuneli i rurociągów. Tunele komunikacyjne, realizowane najczęściej w rejonach górskich, często w trudnych warunkach geologicznych, stwarzają bardzo szerokie pola zastosowań sprężania zarówno w stadium budowy, jak i w stadium eksploatacji. W okresie budowy pomocne są kotwy skalne, utrzymujące słabsze fragmenty górotworu i zapewniające bezpieczną realizację (fot. 15-156). W wielu sytuacjach kotwy takie służą również w okresie użytkowania obiektów (patrz p.15.8.2). Niezależnie od kotwienia wykorzystuje się obwodowe sprężenie obudowy tuneli, w celu ograniczenia jej grubości lub możliwości prefabrykacji, przy zapewnieniu odporności na nierównomierne obciążenia zewnętrzne.

Intensywnie sprężane są wielkie rurociągi podziemne, wykonywane metodą tunelową lub odkrywkową. Sprężenie, podobnie jak w rurach, przejmuje wtedy duże ciśnienia, zapewniając rysoodporność powłoki (fot.15-157). Gniazda zakotwień usytuowane są wewnątrz powłoki i rozmiesz-

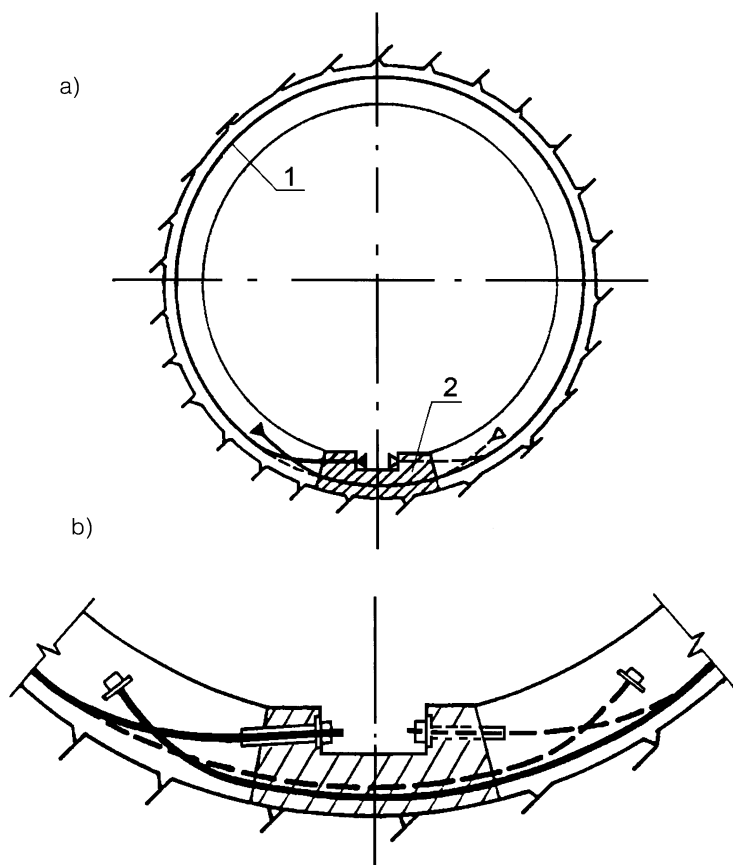


Fot. 15-156. Obudowa tunelu zakotwiona kablami w skale – rozbudowa metra w Waszyngtonie



Fot. 15-157. Wnętrze sprężonego rurociągu tunelowego z widocznymi gniazdami zakotwień kabli

czane przemiennie na obwodzie. W celu usprawnienia operacji sprężania i poprawnego zakotwienia wbudowuje się w dnie powłoki prefabrykowane segmenty. Bardzo przydatne są tu niskotarciowe kable pozwalające na opasanie całego obwodu (rys.15-158).

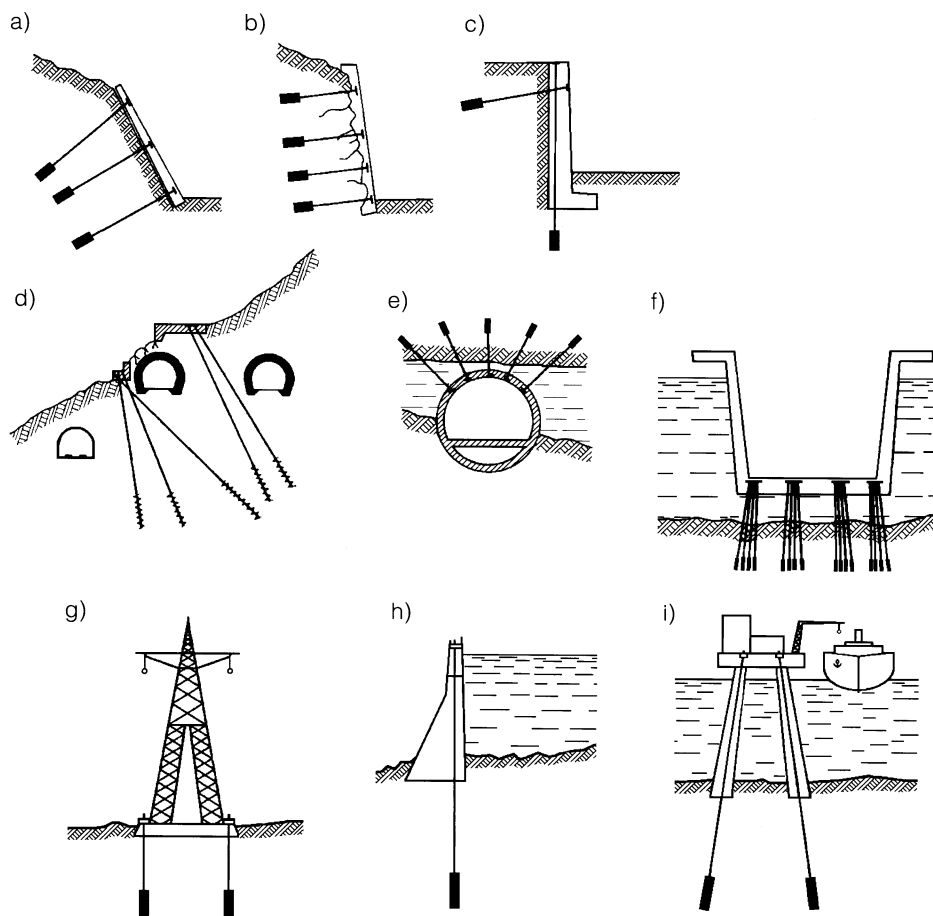


Rys. 15-158. Sprężanie powłoki tunelowego rurociągu: 1 – kable niskotarciowe na pełen obwód, naciągane jednostronnie, 2 – prefabrykowany element z gniazdami czynnych zakotwień kabli (rozwiązanie VSL)

15.8.2. Kotwienie i stabilizacja obiektów

Realizowanie budowli komunikacyjnych – podziemnych lub naziemnych – w trudnych warunkach geologicznych, a także specjalnych budowli hydrotechnicznych i przemysłowych, spowodowało szerokie rozpowszechnienie kabli kotwionych w podłożu (p. 3.2.10). W ten bowiem sposób można bez masywnych ścian oporowych lub poszerzonych wykopów zabezpieczać stateczność konstrukcji oporowych dróg lądowych i szlaków wodnych, nabrzeży portowych itp. (rys.15-159a, b, c). Współcześnie, kable kotwione w podłożu skutecznie po-

magają pokonywać trudności związane z niekorzystnymi zjawiskami geologicznymi, z osuwaniem się zboczy lub przejściem tuneli przez silnie nawodnione warstwy podłoża (rys.15-159d,e). Wielokrotnie stosowano też kable do kotwienia suchych doków w wielkich stoczniach, gdzie w ten prosty sposób przenoszono siły wyporu na głębsze warstwy podłoża (rys.15-159f). Sprężenie kablami kotwionymi w gruncie służy także zabezpieczeniu różnych budowli, którym może zagrażać utrata stateczności w warunkach ekstremalnych obciążeń poziomych lub pionowych (rys. 15-159g,h,i). Wszystkie te przy-

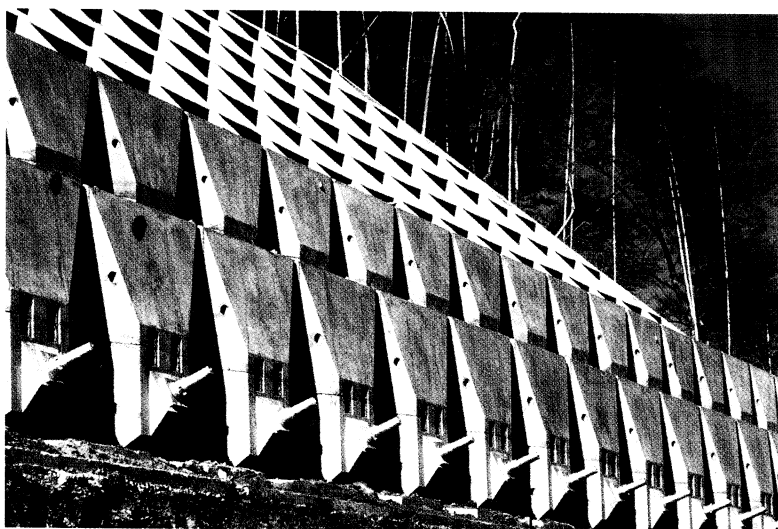


Rys. 15-159. Schematyczne zastosowania stałych kotew gruntowych w ścianach oporowych, zabezpieczeniach przed osuwaniem lub wyporem, stabilizacją w warunkach wyjątkowych obciążeń

padki dotyczą stosowania kotwienia stałego, mającego służyć bardzo długo. Czasem wymaga się od kotwionej konstrukcji trwałości np. 100 lat i stawia to szczególne wymagania kotwom. Takie sytuacje można coraz częściej obserwować wzdłuż nowych tras komunikacyjnych, kiedy poświęca się także uwagę estetyce tych obiektów – fot.15-160 i 15-161.



Fot. 15-160. Ściany oporowe wzdłuż trasy kolejowej, konstrukcje monolityczne z prefabrykowanymi blokami dociskowymi, stabilizowane kotwami stalowymi – kable prętowe *Dywidag*

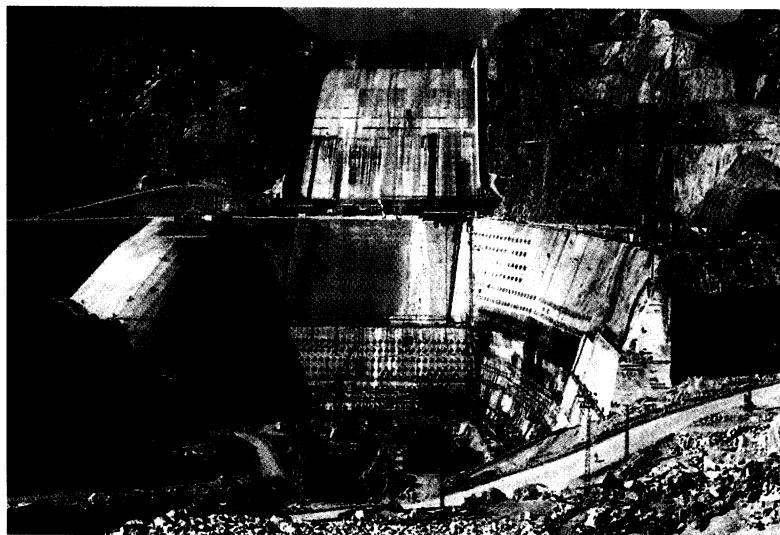


Fot. 15-161. Prefabrykowane zabezpieczenie skarpy (Japonia, 2000) – kotwy z kabli linowych w osłonach PE z zakotwieniami tulejowymi (SEEE)

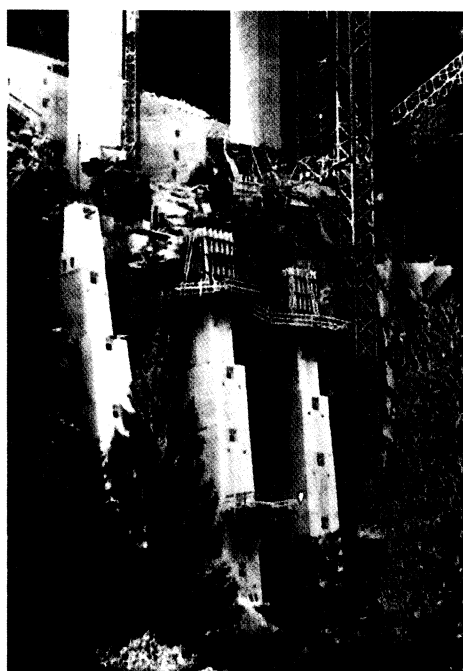
Innym przykładem kotwienia stałego są ściany zbiornika pod przelewem zapory wodnej, zagrożone turbulencjami dużych mas wody (fot. 15-162). W tym obiekcie wbudowano 1605 kotew wielosplotowych VSL, o łącznej długości prawie 34 km. Inny charakter kotwienia profilaktycznego ma wzmocnienie zbocza skalnego poniżej podpór wiaduktu w Szwajcarii – wymagało to lokalnego,

ale bardzo silnego wzmocnienia i stąd zastosowanie kotew o dużych przekrojach (fot. 15-163).

Inną, wielką grupę zastosowań stanowią kotwy tymczasowe. Przykład zabezpieczenia warstw pionowej ściany skalnej na czas budowy tunelu pokazano na fotografii 15-164 – naruszone skały zabezpieczono betonem natryskowym na siatce sta-



Fot. 15-162. Kotwy stałe (VSL) zastosowane na wielką skalę do stabilizacji płyt dennych zbiornika pod przelewem zapory wodnej *Torbela* w Pakistanie



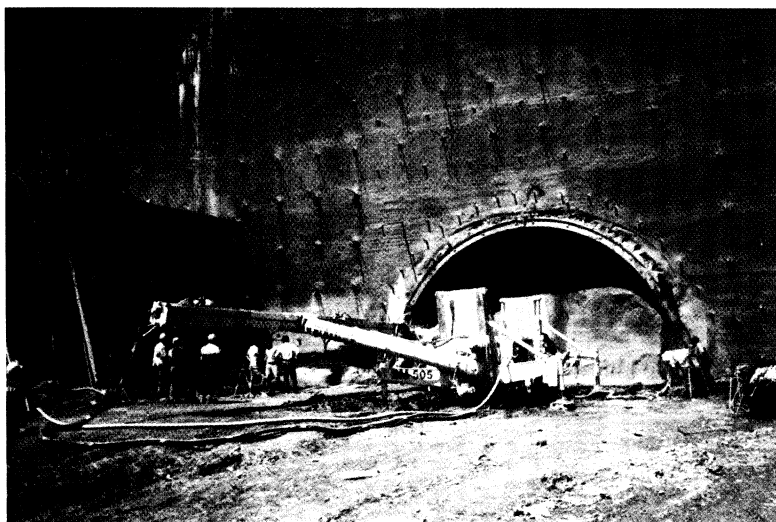
Fot. 15-163. Żebra zabezpieczenia podpór mostowych na bardzo stromych zboczach skalnych, kotwione dużymi kotwami wielosplotowymi (19Ø15,5 mm VSL) – obiekt *Monte Viaduct*, Szwajcaria

lowej i założono sprężone kotwy prętowe w nawierconych otworach [P31].

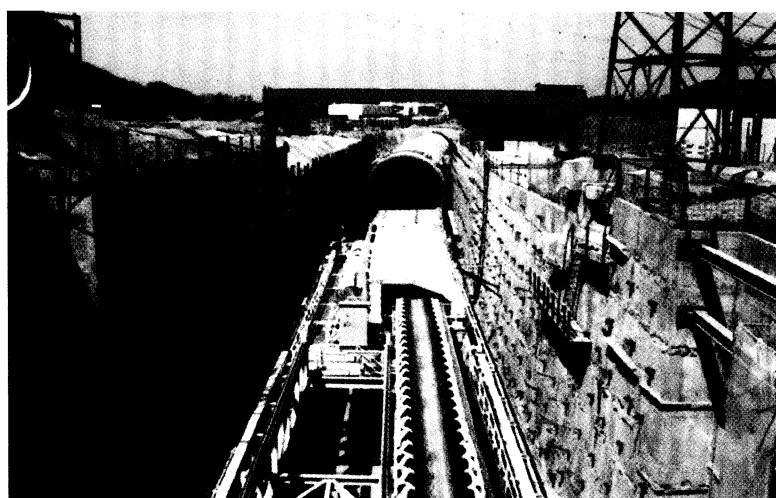
W budownictwie miejskim spotyka się coraz częściej pionowe ściany oporowe znacznych wysokości, np. przy nowych trasach przelotowych, tunelach linii metra lub wielopoziomowych podziemnych parkingach, gdy zabudowa otoczenia nie może być naruszona w czasie budowy. Stosuje się bardzo różne rozwiązania, zależnie od wa-

runków lokalnych. Prostym rozwiązaniem jest ustawianie prefabrykatów, z których każdy jest ustabilizowany kotwą sprężoną (fot. 15-165). Sposób realizacji takich ścian pokazano na fot. 15-166, gdzie widać dodatkowe doszczelnienia monolityczne styków między prefabrykatami.

Przy głębszych wykopach wykonuje się najpierw gęste palowanie lub ściany szczelinowe, a następnie, stopniowo pogłębiając



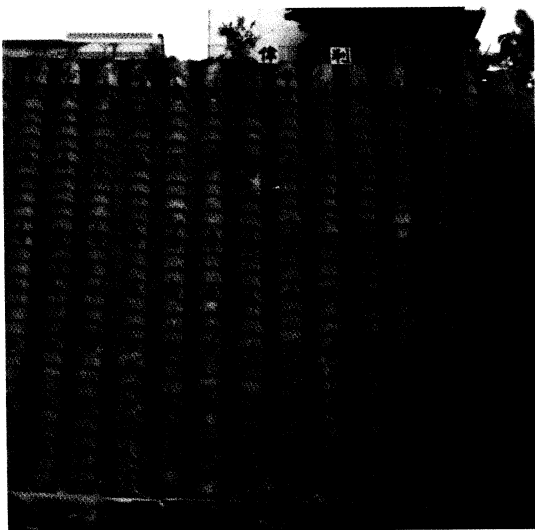
Fot. 15-164. Zabezpieczenie ściany skalnej na czas drążenia tunelu – budowa autostrady pod Caracas, Wenezuela



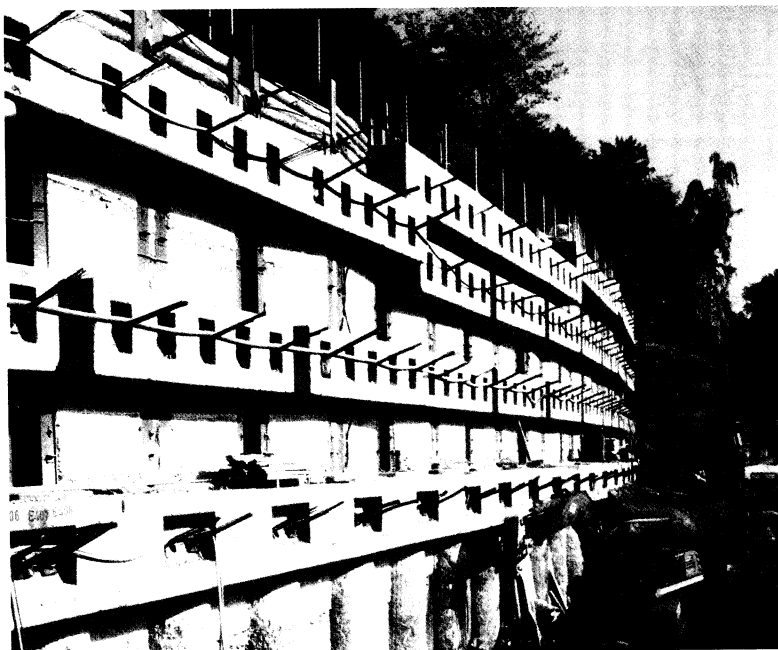
Fot. 15-165. Budowa płytkiego tunelu w wykopie z tymczasowym zabezpieczeniem prefabrykowanymi ścianami oporowymi, kotwionymi do gruntu – kotwy BBR CONA (Adlertunnel, Szwajcaria)



Fot. 15-166. Przykład budowy ścian oporowych z tymczasowym kotwieniem poziomym – potrzebnych do czasu wykonania obudowy tunelu komunikacyjnego, kotwy wielosplotowe BBR (widoczne sukcesywne budowanie ściany ku dołowi, w miarę wykopów)



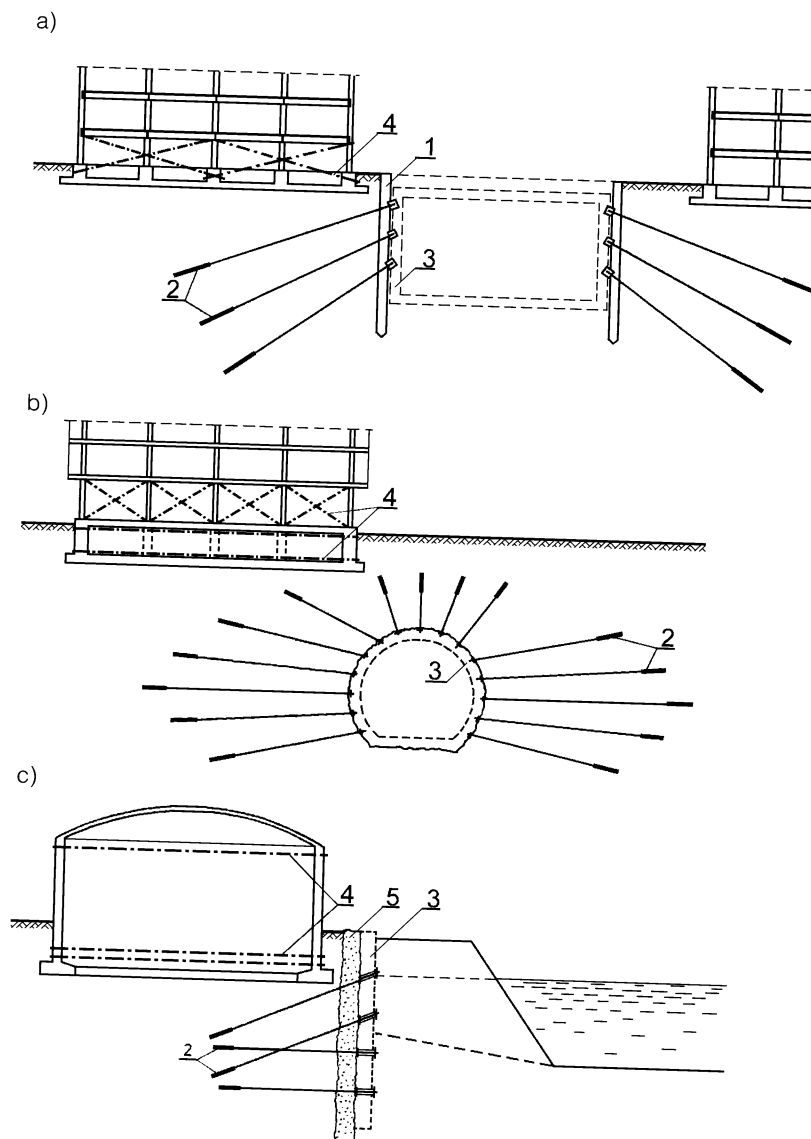
Fot. 15-167. Ściana oporowa w Hong Kongu z pali bezpośrednio kotwionych w miarę odkopywania – jedna z najwyższych ścian na świecie (50 m) zakotwiona za pomocą 350 kotew tymczasowych VSL, o długości od 20 do 50 m



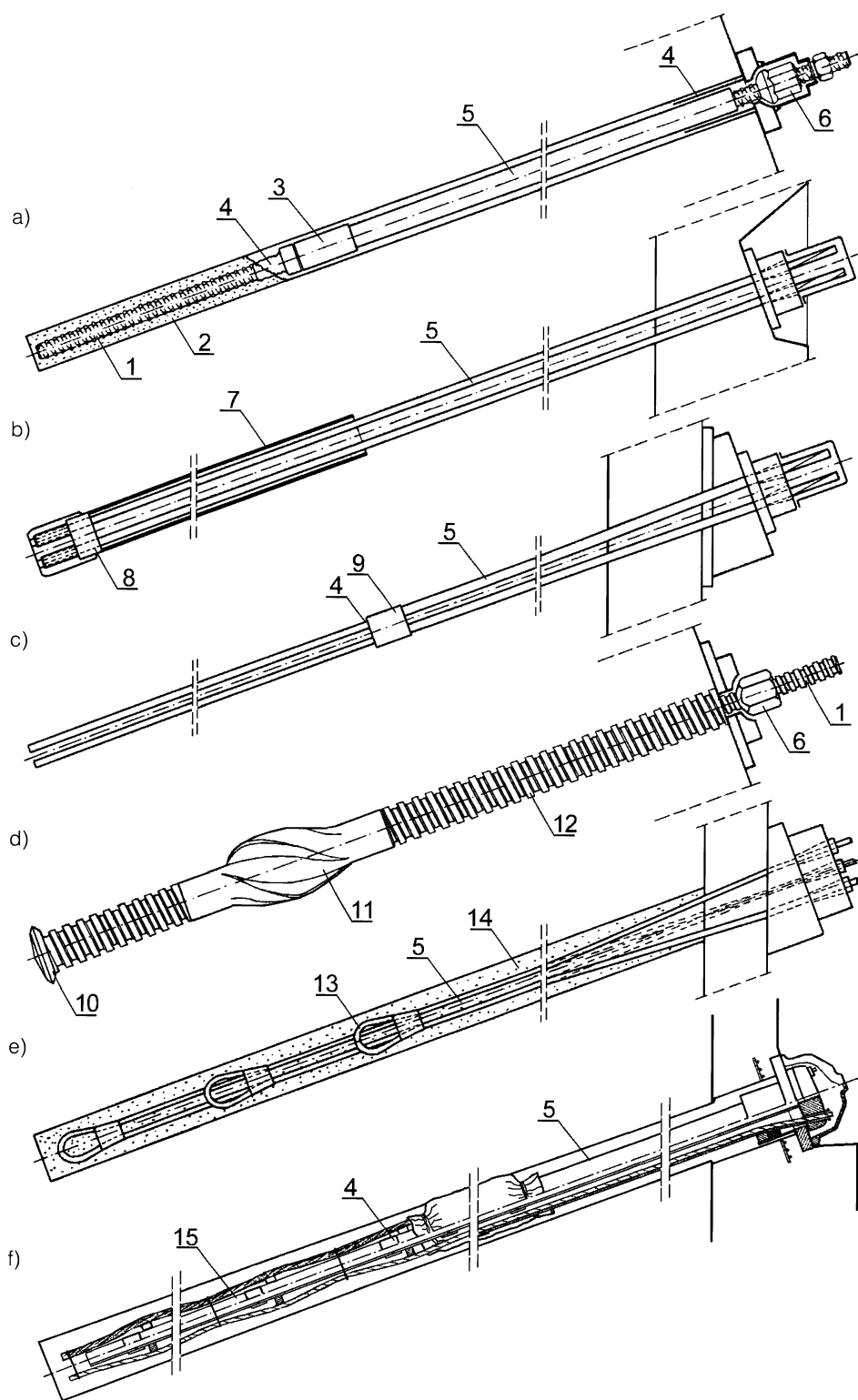
Fot. 15-168. Palowa ściana kotwiona za pośrednictwem prefabrykowanych belek z blokami kotwiącymi

Charakterystyczne przypadki stosowania kotew tymczasowych pokazano na rys. 15-169.

Jako kotwy tymczasowe stosowane są różne modyfikacje kotew stałych (gruntowych lub skalnych) – wybrane przykłady przedstawia rysunek 15-170.



Rys. 15-169. Przykłady stosowania tymczasowych kotew gruntowych (i tymczasowego kotwienia budynków): a) tunel realizowany w wykopie, b) podziemne prace tunelowe, c) regulacja nabrzeży; 1 – tymczasowa ścianka szczelna, 2 – okresowo konieczne kotwy gruntowe, 3 – przyszłe stałe ściany, 4 – tymczasowe kotwienie zagrożonych obiektów, 5 – ścianka szczelna wykonana przed rozpoczęciem wykopu (wplukiwana)



Rys. 15-170. Różne rozwiązania kotew sprężonych, przystosowane do tymczasowego lub trwałego kotwienia: a) kotwa prętowa (*Dywidag*), b) kotwa wielosplotowa (VSL) usuwana w całości, c) kotwa wielosplotowa (VSL) usuwana częściowo, d) kotwa prętowa „samonawierająca” (system *GD-ED*), e) kotwa z wielostopniowym pętlicowym kotwieniem splotów (*WGL-Keller*), f) kotwa wielosplotowa (*Freyssinet – SPR*) usuwana częściowo; 1 – odsłonięta część pręta, 2 – kotwiący zaczyn lub żywica, 3 – łącznik prętów, 4 – uszczelnienie, 5 – usuwana część pręta lub splotu w osłonie, 6 – nakrętka w osłonie ochronnej, 7 – rura oporowa trwale osadzona w nawiercie, 8 – płyta kotwiąca z możliwością odkotwienia splotów, 9 – złącze splotów, 10 – tracona końcówka nawierająca, 11 – element kotwienia mechanicznego rozszerzany przy skręcaniu osłony, 12 – sztywna osłona, 13 – konchy oporowe pętli splotów w osłonach, 14 – zaczyn wypełniający cały nawiert, 15 – przewód rurowy do podawania zaczynu pod ciśnieniem

15.8.3. Zapory wodne

Zastosowanie sprężenia w konstrukcji zapór wodnych ma trzy cele:

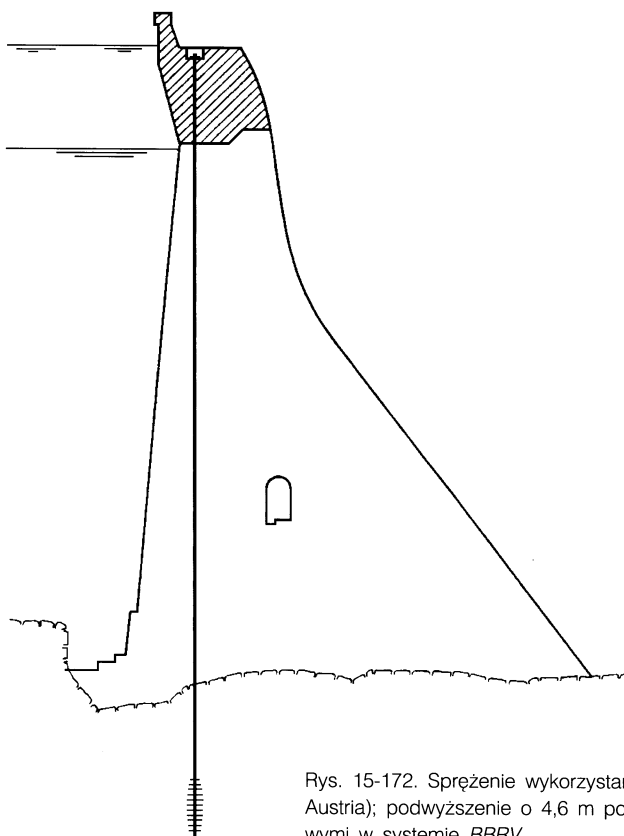
- zmniejszenie objętości zużywanego betonu,
- zapewnienie stateczności,
- zapewnienie szczelności zapory.

Pierwsze próby sprężenia miały miejsce we Francji w latach trzydziestych, a pierwszy duży obiekt sprężono w Szkocji w roku 1956. Początkowo sprężenie wykorzystywano przede wszystkim do skotwienia konstrukcji zapory z podłożem skalnym – służyły do

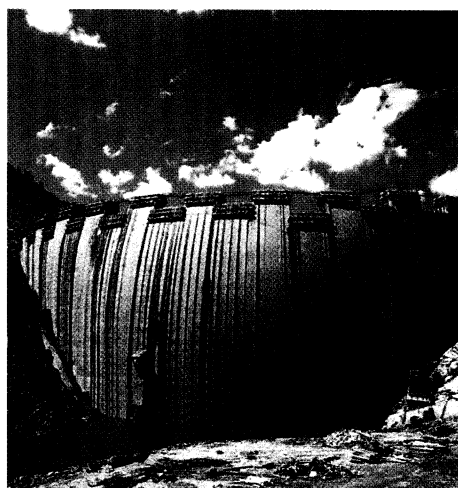
tego kotwy sprężone, zakładane i stabilizowane w wielkośrednicowych otworach.

Współcześnie, przy dużych zaporach typu powłokowego (fot. 15-171) stosuje się przede wszystkim sprężenie pionowe, z kablami sięgającymi od korony aż głęboko w podłoże, w celu uzyskania korzyści we wszystkich trzech podanych na wstępie aspektach

W podobny sposób bardzo efektywnie jest wykorzystywane sprężanie pionowe w przypadku wzmacniania lub podwyższania zapór (rys.15-172). Wiele istniejących



Rys. 15-172. Sprężenie wykorzystane przy zwiększeniu wysokości istniejącej zapory wodnej (*Spullersee*, Austria); podwyższenie o 4,6 m powiększyło pojemność zbiornika o 20%, sprężenie kablami wielodrutowymi w systemie *BBRV*



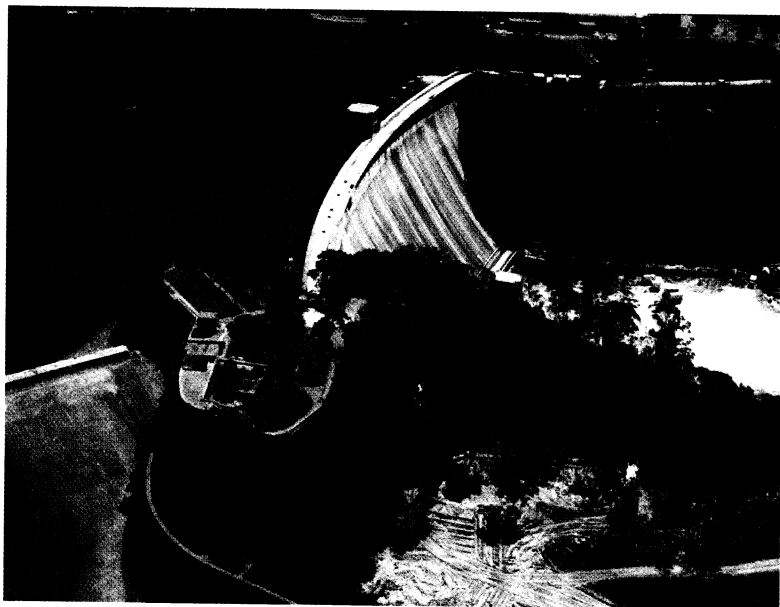
Fot. 15-171. Budowa wysokiej zapory wodnej typu powłokowego

na świecie zapór wodnych wzmacniano lub podwyższano w ostatnim ćwierćwieczu, z racji stwierdzenia niezadowalającej pojemności zbiorników w warunkach powodziowych, małej odporności na wpływy sejsmiczne lub inne zagrożenia nieprzewidziane przy projektowaniu. W niektórych wzmocnieniach stosowano długie kotwy, o bardzo dużych siłach sprężających – fot. 15-173 i 174.

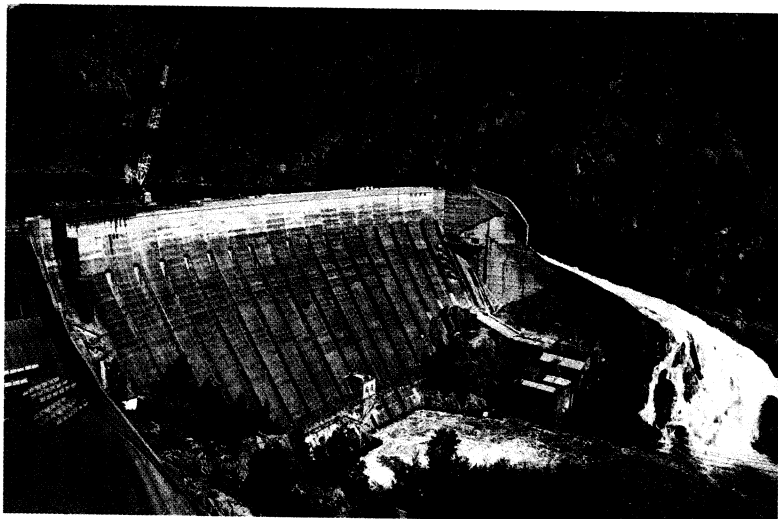
15.8.4. Morskie platformy wydobywcze

Eksploatacja złóż ropy naftowej pod dnem morskim przyczyniła się, począwszy

od lat 60., do rozwoju nowej dziedziny budownictwa – konstrukcji osadzanych na dnie mórz, w obszarze szelfu kontynentalnego (ang. *offshore structures*). Są to obiekty różniące się od dotychczasowych budowli morskich zarówno wielkimi wymiarami, jak i znaczną głębokością posadowienia poniżej poziomu morza, wznoszone w różnych częściach świata (rys.15-175). W ostatnich dwóch dekadach najwięcej zbudowano ich w basenie Morza Północnego, w obszarze szelfu norweskiego i brytyjskiego. Szerokie zastosowanie w konstrukcji platform wydo-



Fot. 15-173. Widok istniejącej zapory wodnej wzmocnionej najsilniejszymi i najdłuższymi kotwami skalnymi w systemie VSL – do 16 MN nośności i do 122 m długości (Nepean Dam, Australia 1992)



Fot. 15-174. Masywna zapora wodna Burrinjuck w Australii (na rzece Murrumbidgee, 1991) podwyższona o 13,2 m – zapewnienie stateczności za pomocą dwóch rzędów pionowych kotew skalnych (kotwy VSL 63Ø15,2 mm)

bywczym znalazły konstrukcje sprężone. Wpłynęły na to szczególne warunki pracy zarówno podwodnych, jak i nawodnych części konstrukcji nośnej – wymagana odporność na silnie zmienne obciążenia zewnętrzne i użytkowe (wypełnienie zbiorników) oraz trwałość w warunkach zagrożenia korozyjnego.

Konstrukcje platform wydobywczych wniosły istotne innowacje techniczne, niezależnie od różnorodności rozwiązań konstrukcyjnych, a mianowicie:

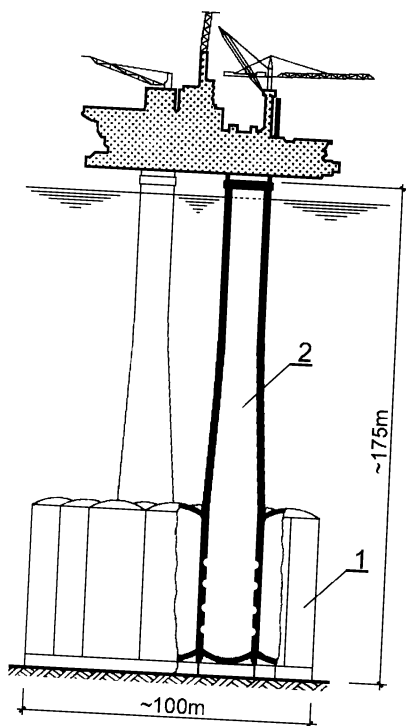
- betonowanie i sprężanie dolnej części konstrukcji wraz z komorami zbiorników w suchym doku, o niestosowanych dotąd wymiarach (baterie kilkudziesięciu zbiorników), następnie wodowanie i holowanie takiej pływającej budowy bez przerywania robót, z powietrznym lub wodnym transportem betonu (fot. 15-176); w miarę wznoszenia konstrukcji balastu-

je się komory i holuje w stopniowo zwiększonym zanurzeniu,

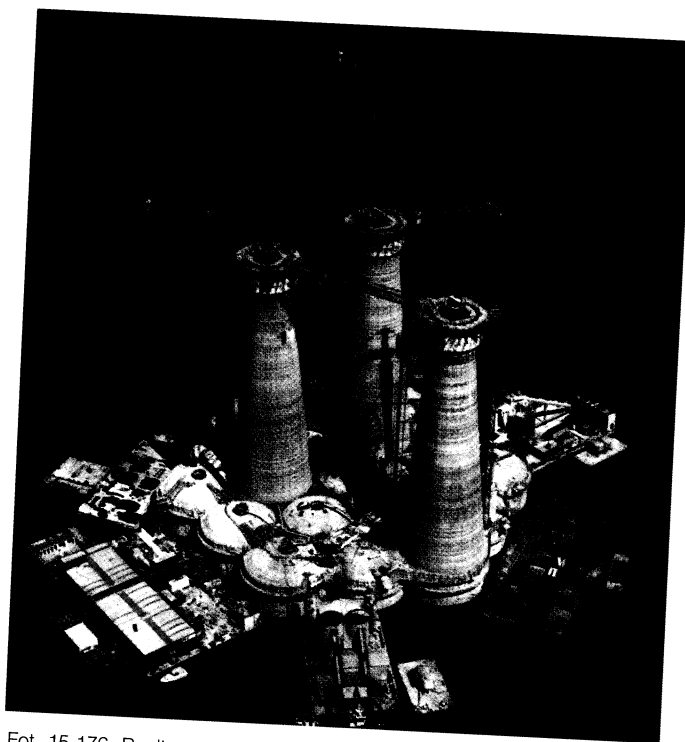
- prowadzenie całej operacji sprężania kabli równoleżnikowych z pomostu roboczego (kilkupiętrowego), poruszającego się w sposób ciągły łącznie z deskowaniem ślizgowym (patrz rys. 3-95).

Sprężenie jest w platformach wydobywczych stosowane na wielką skalę w zbiornikach i w głównych wieżach nośnych (rys. 15-177). Również w platformach typu „pływającego” napięte ciągną, podobne do kotew gruntowych, ale przebiegające w wodzie, stosowane są do stabilizacji górnej części (pływającej), przez połączenie ze skrzyniami balastowymi na dnie.

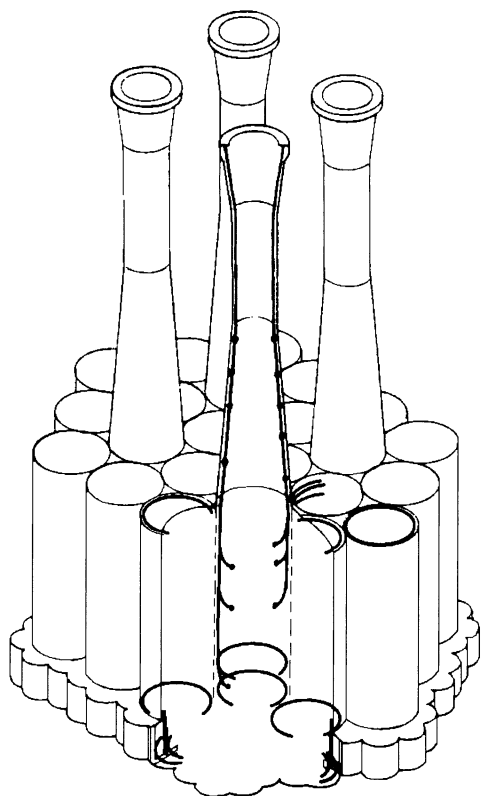
Największy obiekt tego typu zrealizowano w Norwegii – rozpoczynając w lipcu roku 1991 w suchym doku w Stavanger, o głębokości 14 m, a kończąc po odholowaniu na 320 km i osadzeniu na dnie



Rys. 15-175. Schemat konstrukcji platform wydobywczych z lat 70.: 1 – dolne zbiorniki, rozpoczynane w suchym doku, 2 – wieże nośne wspierające właściwą platformę (typ *Condeep*, Norwegia)

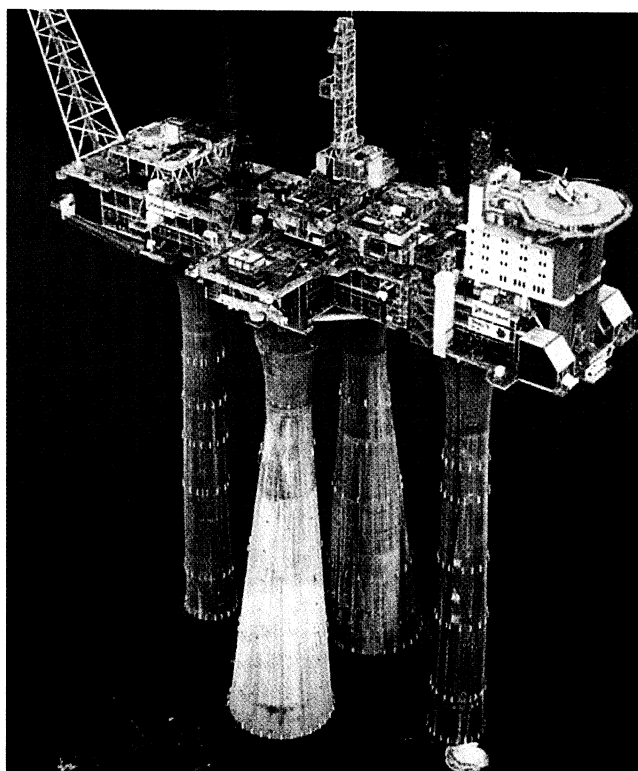


Fot. 15-176. Realizacja platformy wydobywczej ropy naftowej (*Gulfaks A*, Norwegia, 1985) – faza „pływającej budowy”



w polu naftowym Troll, na głębokości 303 m poniżej poziomu morza, w maju 1995 roku. Całkowita wysokość obiektu ma 472 m. Zużyto 225 000 m³ wysokowartościowego betonu, 100 000 t stali zwykłej i konstrukcyjnej oraz 11 000 t stali sprężającej. W analizie niezawodności uwzględniono okres użytkowania 70 lat oraz 100-letnią największą falę o wysokości 30 m. Platforma jest przystosowana do wydobywania gazu ziemnego (100 mln m³/dobę) w ciągu 50 lat (fot. 15-178).

Rys. 15-177. Główne zastosowania sprężania w konstrukcji platformy „stojącej” – powłoki walcowe i kopuły zbiorników oraz pionowe sprężenie w wieżach



Fot. 15-178. Największa platforma wydobywcza typu wieżowego Troll GBS (Norwegia, 1995) – stan obiektu przed osadzeniem na dnie.

15.8.5. Obiekty wieżowe i maszty

Wysokie obiekty z betonu stosuje się głównie wtedy, gdy wymagana jest duża sztywność i trwałość. Wśród wielu wysokich obiektów z betonu najpowszechniej stosuje się sprężanie w nadawczych wieżach telewizyjnych i telekomunikacyjnych. Ze względów funkcjonalnych dopuszcza się w nich jedynie bardzo niewielkie przemieszczenia anten. W latach siedemdziesiątych zbudowano w Europie kilkadziesiąt wież powyżej 100 m, a kilkanaście powyżej 200 m. Najbardziej znanymi są: wieża w Berlinie, w Kolonii (284 m), we Frankfurcie nad Menem (331 m) i najwyższa europejska budowla z betonu, która zniosła groźny pożar – wieża w Ostan-

kino pod Moskwą (524 m). W wieżach tych szczytowe części są zwykle stalowe, natomiast poniżej części stalowych umieszcza się często platformy widokowe i restauracje, czasem obrotowe. Inne, nieco niższe obiekty ze sprężonym trzonem wznoszone są jako połączenie wieży ciśnieni z masztem telekomunikacyjnym. Przykładem jest eksploatowana już ćwierć wieku wieża z betonu w Mechelen o całkowitej wysokości 143 m, do wysokości 120 m z betonu (fot. 15-179). Płaski zbiornik stożkowy o średnicy 40 m i pojemności 2500 m³ jest zawieszony na trzonie za pomocą silnych kabli wielosplotowych w systemie VSL. Część tych kabli służyła do podnoszenia zbiornika w czasie realizacji.

Większość wież stanowią obiekty rurowe o obrysie kołowym, wykonywane w analogii do kominów – w deskowaniach ślizgowych. Odmienne rozwiązanie zastosowano w najwyższej na świecie betonowej wieży telewizyjnej w Toronto, wysokość łączna 553 m, w tym 445 m trzonu z betonu (patrz [3]). Trójkramienny przekrój tej wieży jest zmienny na wysokości do poziomu 335 m, od którego rozpoczyna się 7 kondygnacji pomieszczeń dostępnych dla publiczności. Wieżę wykonano w przestawnych deskowaniach, stosując silne wielosplotowe kable sprężające w systemie VSL, kończone w siedmiu poziomach na wysokości. Naciąg kabli prowadzono od dołu w specjalnych komorach, a zabieg iniekcji – odcinkami po 30 m z dobowymi przerwami, stosując specjalne domieszki do zaczynu cementowo-wodnego. Najdłuższe kable miały 450 m długości i zarówno formowanie takich kabli pionowych,



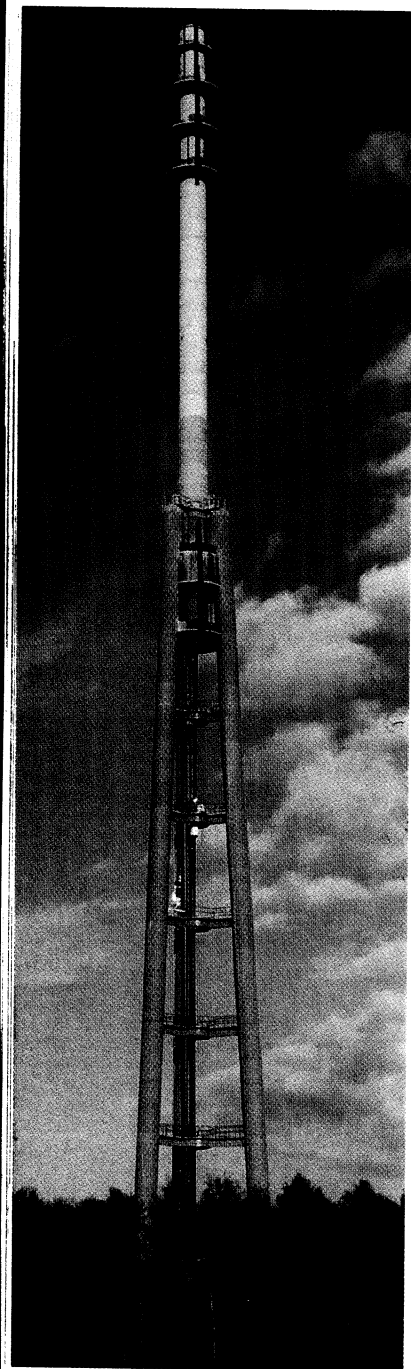
Fot. 15-179. Obiekt dwufunkcyjny – wieża telekomunikacyjna ze zbiornikiem wodnym (Mechelen, Belgia, 1978)

jak i ich iniekcja stanowiły w 1976 r. rekordowe osiągnięcia w technologii sprężania.

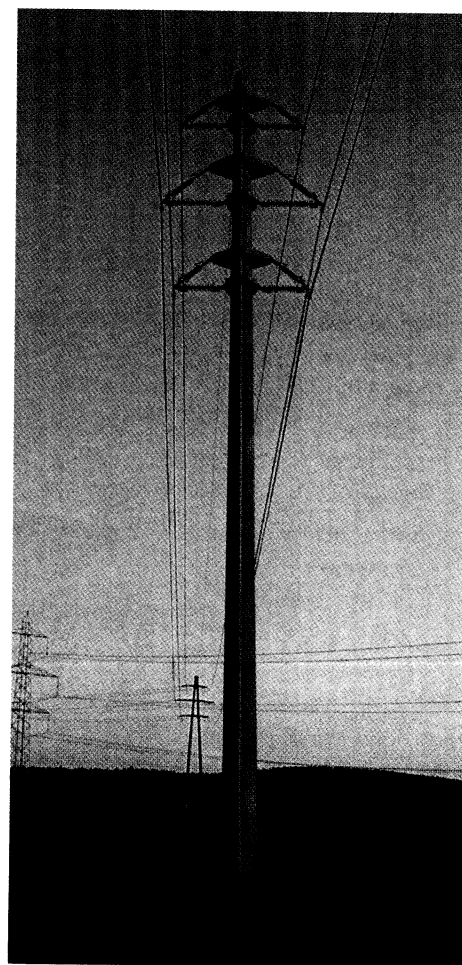
Współcześnie, w wyniku postępu w telekomunikacji, nie ma potrzeby stawiania tak wysokich obiektów i wieże z betonu rzadko przekraczają 200 m. Szczególnym przykładem jest wieża telekomunikacyjna *Namur* w Belgii (1995), o wysokości 170 m. Jest to najwyższa w świecie wieża prefabrykowana. W celu spełnienia wymagania dopuszczalnego wychylenia przy wietrze w granicach 0,50 m – prefabrykaty wykonano z betonu wysokowartościowego o wysokim module sprężystości, precyzyjnie klejono je w stykach i sprężono kablami. Dolna część składa się z trzech rurowych nóg o średnicy 2,4 m, zbieżnych ku górze i wzajemnie sprzężonych. Powyżej poziomu 96 m wieża

przechodzi w pojedynczy walcowy element o średnicy 3,4 m, mieszczący wewnątrz schody i windę (fot. 15-180).

Odrębną grupę rozwiązań stanowią elektroenergetyczne maszty przesyłowe. Również tutaj dąży się do częściowego zastąpienia konstrukcji stalowych, w dążeniu do poprawy trwałości. Maszty produkowane są metodą wirowania, stożkowo zbieżne i sprzężone podłużnie w technologii strunobetonu. Nowoczesne rozwiązania szwajcarskie [P31] masztów o wysokości 25 m przewidują zastosowanie betonu powyżej 120 MPa oraz cięgien z włókien węglowych (CFRP) o wytrzymałości na rozciąganie powyżej 3000 MPa. Wynikiem są elementy lżejsze o 40% od dotychczas stosowanych masztów sprzężonych, o bardzo dużej trwałości (fot. 15-181).



Fot. 15-180. Wieża telekomunikacyjna *Namur* (Belgia, 1997) – najwyższy obiekt całkowicie prefabrykowany, sprężanie sukcesywne



Fot. 15-181. Maszt linii elektroenergetycznej (Szwajcaria) o wysokości 25 m – beton ultrawysokowartościowy (130 MPa), sprzężenie cięgnami z włókien węglowych (CFRP)

15.8.6. Obiekty sportowe

Obiekty sportowe, z różnorodnym zastosowaniem sprężenia, tworzą do pewnego stopnia wydzieloną dziedzinę, głównie z racji wielkich wymiarów, specyfiki obciążeń, nietypowych często lokalizacji, a przede wszystkim wymagań architektoniczno-funkcjonalnych. Są to zwykle bardzo duże obiekty, budowane specjalnie dla celów sportu, np. wielofunkcyjne hale, kryte pływalnie i lodowiska, stadiony z wielkimi trybunami, skocznie narciarskie i inne, ale także obiekty wielofunkcyjne, np. hale sportowo-widowiskowe. W wielu tych obiektach główne elementy konstrukcji mają schemat wsporników bądź w stanie ostatecznym, bądź w fazach wznoszenia. Znajdują tu więc zastosowania systemy sprężania znane ze wspornikowej metody realizacji mostów, umożliwiające kolejne dołączanie odcinków ciągów.

Popularne i zwykle bardzo efektowne są zastosowania sprężenia w konstrukcji trybun na stadionach otwartych. Duże wsporniki, sięgające nawet 50 m, zbliżają metody ich wznoszenia do mostów wykonywanych metodą nawisową. Największym – pomimo upływu 30 lat od realizacji – stadionem ze sprężonymi, promieniowo usytuowanymi ramami i wspornikami dachu nad trybunami – jest sławny obiekt *Maracana* w Rio de Janeiro (fot. 15-182).

Niewiele krócej są eksploatowane trybuny stadionu w Paryżu, który zrealizowano w sposób bardzo nowoczesny, z zastoso-

waniem segmentowego montażu głównej konstrukcji (rys. 15-183). Wysięg wsporników dochodzi do 40 m.

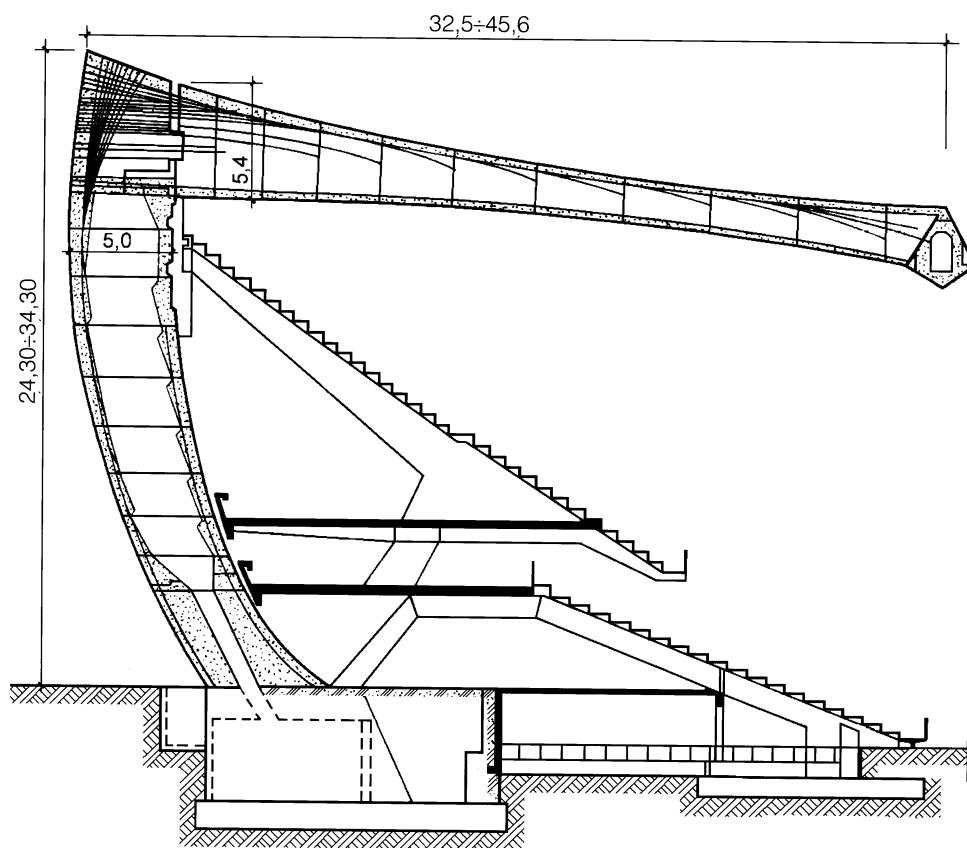
Nowszym przykładem znacznie lżejszej konstrukcji, w której wykorzystano doświadczenia ze wspornikowej metody montażu mostów, jest stadion w Tajlandii (1995). Na fotografii 15-184 przedstawiono montaż wsporników o wysięgu 30 m, z czego 27 m zmontowano z prefabrykatów o teowym przekroju. Segmenty o długości od 2,7 m do 5,3 m mają zmienną wysokość przekroju, od 2,4 m u nasady do 0,6 m na końcu. Wsporniki są utwierdzone w szkieletowej konstrukcji trybun. Zarówno sprężenie wsporników, jak i monolitycznych słupów wykonano za pomocą kabli prętowych.

W nowoczesnym stadionie dla 70 000 widzów w Jokohamie (1997) zastosowano prefabrykację i sprężenie w całej konstrukcji wsporczej, natomiast dach wykonano jako przestrzenną strukturę stalową (fot. 15-185). W głównej konstrukcji trybun stosowano dwuetapowe sprężanie, najpierw prefabrykaty sprężone układano jako swobodnie podparte na wspornikach słupów, a następnie scalano całość w ramowy ustrój za pomocą ciągłych kabli i dopiero wtedy montowano prefabrykaty stropów i widowni.

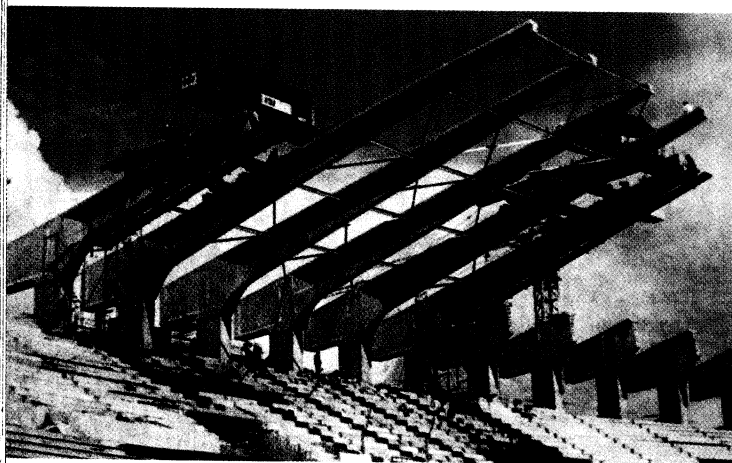
Największym zamkniętym obiektem sportowym, a jednocześnie od wielu lat największą na świecie kubaturą budowlą o konstrukcji sprężonej jest hala *King County Stadium* w Seattle (stan Washington, USA, 1978).



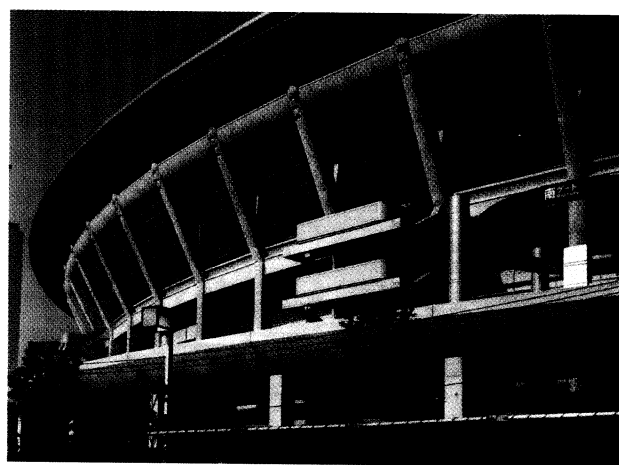
Fot. 15-182. Stadion *Maracana* w Rio de Janeiro – sprężone ramy w układzie promieniowym



Rys. 15-183. Konstrukcja przekrycia trybun z prefabrykatów o skrzynkowym przekroju, sprężenie w systemie Freyssinet (Paryż, 1976)



Fot. 15-184. Przekrycie trybun realizowane z prefabrykowanych segmentów w technologii wspornikowego montażu, sprężenie VSL (stadion *Chiang Mai*, Tajlandia, 1995)



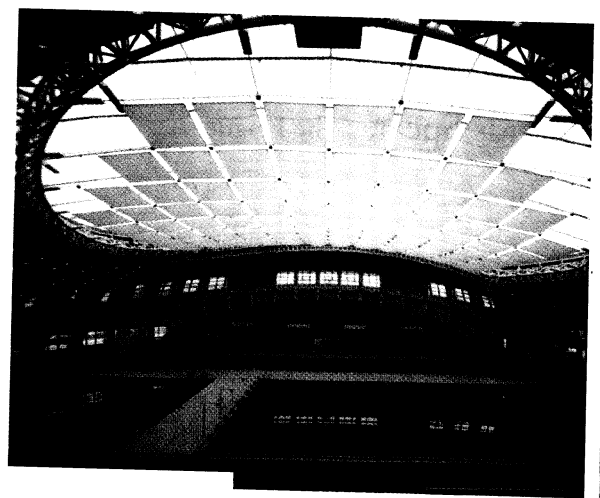
Fot. 15-185. Stadion *Yokohama* (Japonia, 1997) – konstrukcja prefabrykowana sprężona dwuetapowo

Kołowa budowla o średnicy 202 m i wysokości 76 m obejmuje wewnątrz stadion piłki nożnej lub baseballu, wraz z bieżnią lekkoatletyczną z trybunami dla 65 tysięcy widzów. Konstrukcję stanowią słupy o przekroju korytkowym, zwieńczone sprężonym pierścieniem szerokości 7,3 m. Na pierścieniu wspiera się konstrukcja fałdowej kopuły sprężonej z 40 sekcji betonowanych na przestawnym deskowaniu, opartym na montażowym słupie centralnym. Rygle ścian oraz całość konstrukcji trybun wykonano z prefabrykatów sprężonych. Obiekt zabezpieczono przed wpływami sejsmicznymi.

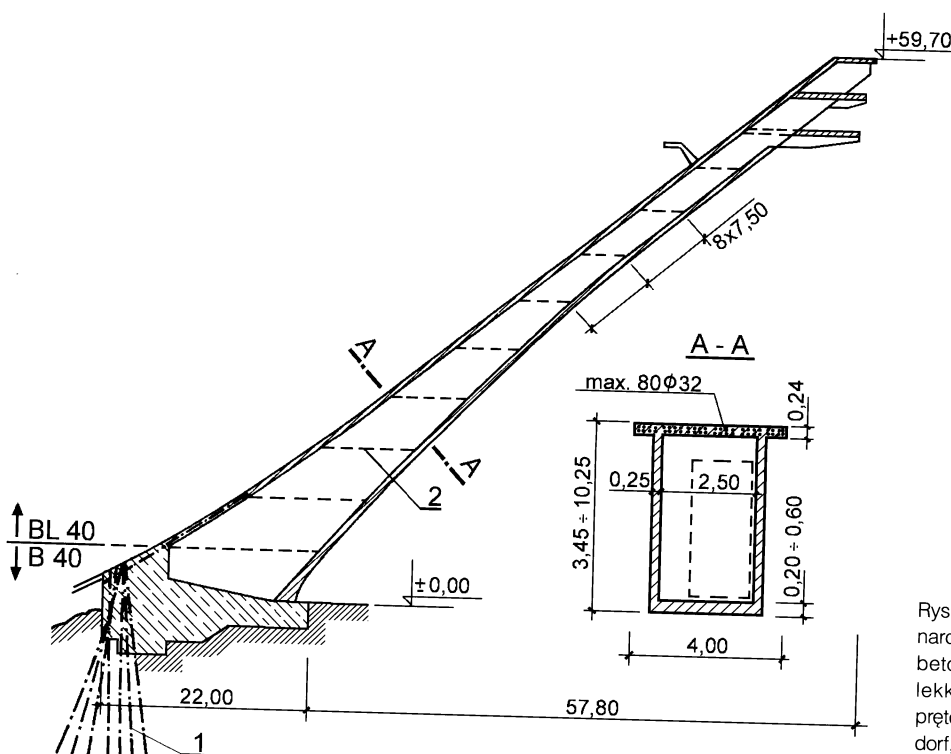
Kryta pływalnia w Osace (1997) jest największym na świecie tego typu obiektem

z przeźroczystym dachem. Zastosowano tu na wielką skalę prefabrykowaną konstrukcję sprężoną. Dach stanowi podwójna konstrukcja wisząca typu siodłowego, z przeźroczystym pokryciem, rozpięta między kratowym pierścieniem stalowym o owalnym rzucie (fot. 15-186).

Szczególnego typu konstrukcję sprężoną stanowi rozbieg wielkiej skoczni narciarskiej



Fot. 15-186. Kryta pływalnia z dwuwarstwowym dachem wiszącym, napiętym w przestrzennym pierścieniu kratowym – całość oparta przegubowo-przesuwnie na prefabrykowanym sprężonym szkielecie (Osaka, Japonia, 1995)



Rys. 15-187. Przekroje rozbiegu skoczni narciarskiej, monolityczna konstrukcja betonowana segmentami z betonu lekkiego BL40, sprężona kablami prętowymi Dywidag Ø32 mm (Oberstdorf, Niemcy, 1972): 1 – kotwy skalne, 2 – przerwy robocze

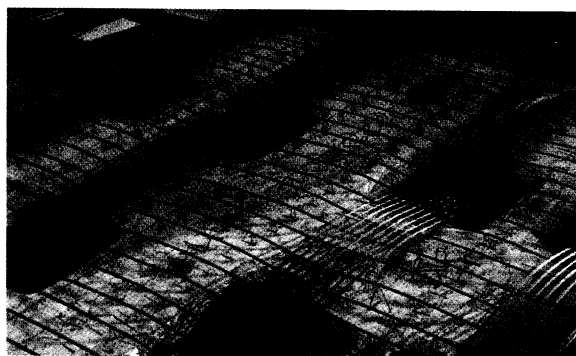
w Obersdorf, gdzie zastosowano także na dużą skalę kotwy skalne. Obiekt wykonano z betonu lekkiego, stosując segmentowe betonowanie i sprężenie sukcesywne kablami prętowymi (rys. 15-187).

15.8.7. Fundamenty i nawierzchnie sprężone

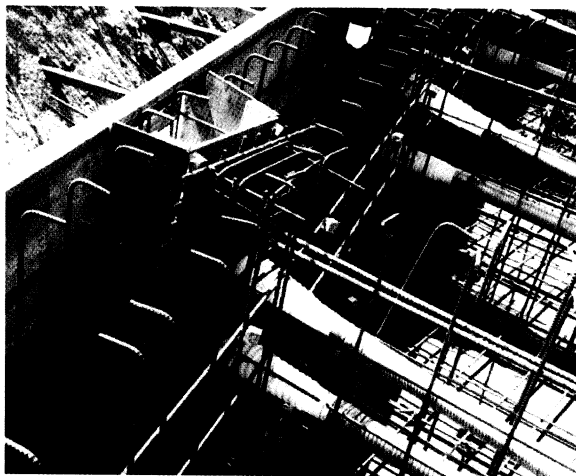
Fundamenty sprężone mają zaledwie 20 lat tradycji – wcześniej sprężano wyjątkowo fundamenty pod maszyny (także w Polsce). Obecnie spręża się przede wszystkim fundamenty płytowe, zwłaszcza wtedy, gdy głębsze posadowienie następuje z trudności technicznych, głównie związane z wysokim poziomem wód gruntowych. Liczne zastosowania znalazły więc miejsce w nadmorskich realizacjach.

Przykładem nowoczesnych rozwiązań są płaskie fundamenty sprężone w postaci odwróconego stropu płaskiego, stosowane pod szkieletami płytowo-słupowymi (fot. 15-188). Zasada obliczania i układu zbrojenia jest tu analogiczna do sprężonych płaskich stropów. Także i tutaj stosuje się półgłowice (w stropach: *drop panels*), ale wystające ku górze. Brzegi takich fundamentów płytowych są zwykle usztywnione żebrami krawędziowym, w którym umieszczane są gniazda zakotwień (fot. 15-189).

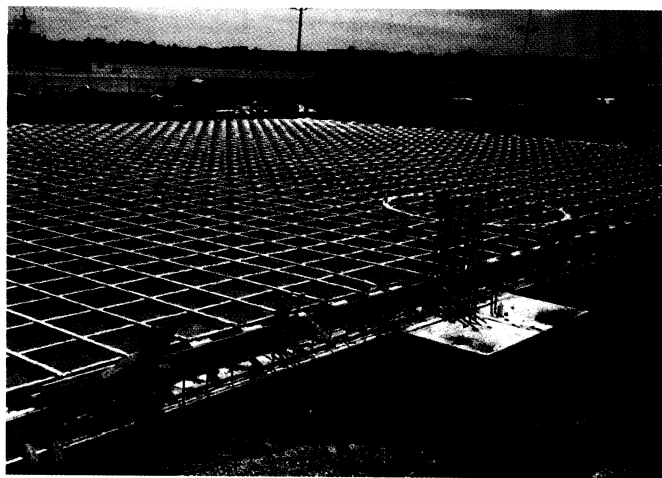
Rozpowszechniły się sprężone fundamenty-podkłady silnie obciążonych posadzek w obiektach handlowych, przemysłowych i magazynowych (fot. 15-190). Niezależnie od zwiększenia odporności na ruchome obciążenia, zastosowanie sprężenia pozwala



Fot. 15-188. Fundament płaski – rozkład kabli sprężających (VSL Monostrand)



Fot. 15-189. Brzeg płyty fundamentowej wzmocniony belką krawędziową



Fot. 15-190. Fundament-podkład posadzki w przyszłej hali magazynowej – prostoliniowe sprężenie kablami prętowymi Dywidag w osłonach PE

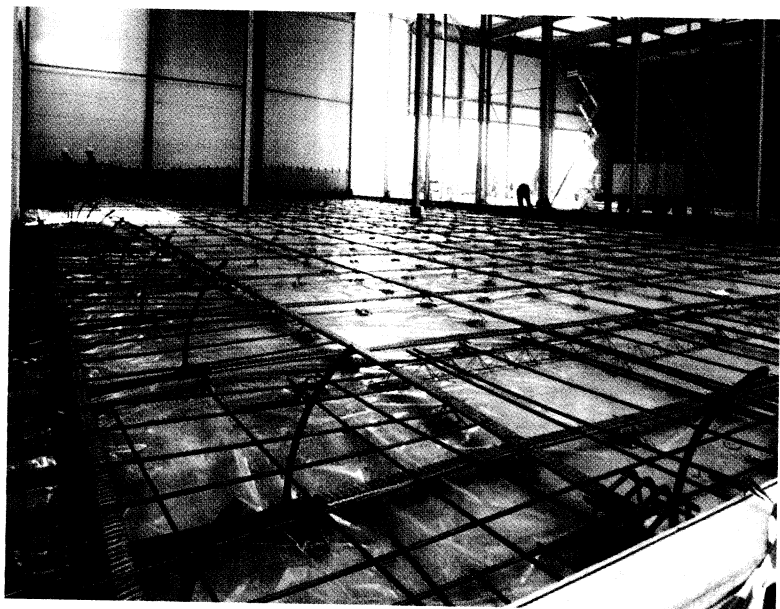
na znaczne zwiększenie odstępów dylatacji i redukcję zbrojenia zwykłego. Zastosowanie kabli bez przyczepności, umożliwiających dołączanie kolejnych odcinków, pozwala w takich posadzkach na wstępne sprężenie przeciwdziałające zjawiskom skurczowo-termicznym, a w końcowej fazie następuje – sprężenie ostateczne (fot. 15-191).

Od połowy XX wieku, gdy rozwijano budownictwo autostrad w USA, zachodniej Europie i innych częściach świata, a niemal na całym świecie z potrzeb lotnictwa wynikała konieczność budowy długich pasów startowych przenoszących duże lokalne obciążenia, rozpoczęto sprężanie betonowych nawierzchni. Przy sprężeniu nawierzchni wymagane są stosunkowo niewielkie, równomierne na wysokości przekroju płyt naprężenia wstępne. Jednocześnie, oprócz dużych, dowolnie zmiennych co do usytuowania na powierzchni obciążeń, występują duże ob-

ciążenia od wahań temperatury. W dążeniu do eliminacji zarysowań termiczno-skurczowych stosuje się sprężenie w bardzo wczesnej fazie dojrzewania betonu, co wymaga precyzyjnego przestrzegania zasad technologicznych przy betonowaniu i pielęgnacji.

Fotografia 15-192 ilustruje betonowanie sprężonego pasa nawierzchni lotniska, z ułożonymi w obydwu kierunkach kablami prętowymi $\varnothing 15$ mm w osłonach. Możliwość układania dużych segmentów bez przerw roboczych (tutaj 120 m), z wczesnym technologicznym sprężeniem oraz stosowanie ciągłych kabli (dołączanych odcinkami) pozwala ograniczyć niepożądane z uwagi na funkcję i trwałość nawierzchni szczeliny dylatacyjne.

Innym przykładem zastosowania nawierzchni sprężonej jest tor wyścigów samochodowych, na którym stosowane wcześniej nawierzchnie asfalto-betonowe nie zdawały



Fot. 15-191. Układ kabli w sprężonej płycie posadzki w hali przemysłowej obciążonej 30 kN/m^2 , o powierzchni 600 m^2 bez dylatacji – kable płaskie VSL z czterema splotami $\varnothing 15,7 \text{ mm}$ w rozstawie $1,5 \text{ m}$ pozwoliły na eliminację zbrojenia zwykłego (Rouen, Francja, 1997)



Fot. 15-192. Płyta nawierzchni pasa startowego wykonywana segmentami 120 m bez przerw roboczych, sprężona kablami prętowymi Dywidag $\varnothing 15 \text{ mm}$



Fot. 15-193. Nawierzchnia betonowa toru wyścigowego sprężona krzyżowo, jednosplotowymi kablami VSL bez przyczepności (tor *Bristol*, Tennessee, USA, 1993)

egzaminu (fot. 15-193). Zastosowano nawierzchnię bez szczelin dylatacyjnych, wprowadzając jednosplotowe kable bez przyczepności, pozwalające na dwufazowe sprężanie, wstępne, w celu eliminacji rys termiczno-skurczowych, a następnie ostateczne.

15.9. Masowa prefabrykacja

Niezależnie od wielkich, efektownych konstrukcji sprężonych oraz prefabrykacji elementów dla konkretnych realizacji produkuje się fabrycznie w dużych ilościach elementy do masowego stosowania.

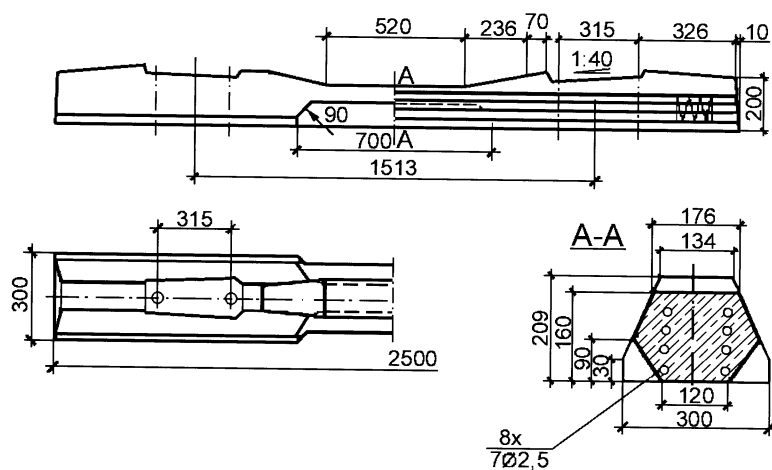
W całej światowej produkcji dominują pod względem liczby elementów podkłady kolejowe. Produkcja ich jest corocznie szacowana w setkach milionów sztuk, a składa się na to wiele różnych typów. Zastępują one skutecznie podkłady drewniane dzięki odporności na wpływy dynamiczne oraz dzięki dużej trwałości. Produkuje się je w różnych technologiach, podkłady strunobetonowe sprężane splotami, produkowane są na długich torach naciągowych, ale stosowana jest też metoda sztywnych form i wtedy w krótkich formach bateryjnych spręża się podkłady prętami (fot. 15-194). W obydwu technologiach, z uwagi na złożony kształt, elementy produkowane są w pozycji odwróconej.

W Polsce produkcja podkładów sprężonych ma 40 lat tradycji – przykład współczesnego typu podkładu INBK-7 podano na rysunku 15-195. Podobne elementy są wprowadzane na trasach szybkich tramwajów. W elementach o tak niewielkiej długości ważne znaczenie ma zapewnienie możliwie niewielkiej długości zakotwienia splotów, a zatem stosuje się sploty mniejszych średnic, obecnie zwykle 7,8 mm. Pod tym względem sprężanie prętami i zakotwienia gwintowe są skuteczniejsze.

Wszystkie nowoczesne linie kolejowe zbudowane są obecnie na podkładach sprężonych (fot. 15-196).

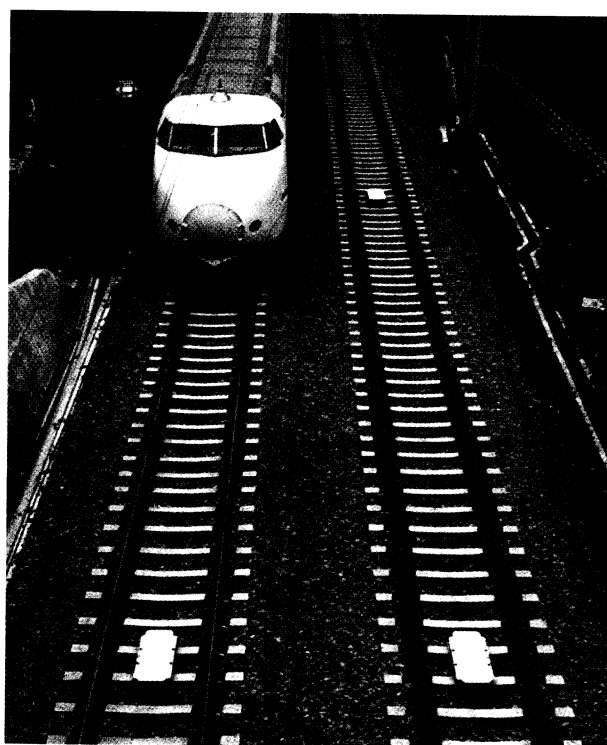
Masowo produkowane są także prefabrykowane pale i elementy ścianek szczelnych – przykłady charakterystycznych przekrojów pokazano na rysunku 15-197. Sprężenie tych elementów zwiększa stateczność w fazie wbijania i odporność dyna-

Fot. 15-194. Forma bateryjna do produkcji podkładów sprężonych prętami w technologii sztywnych form



Rys. 15-195. Przykład strunobetonowego podkładu kolejowego sprężanego splotami $\varnothing 7,8$ mm ($7\varnothing 2,5$) typu INBK-7

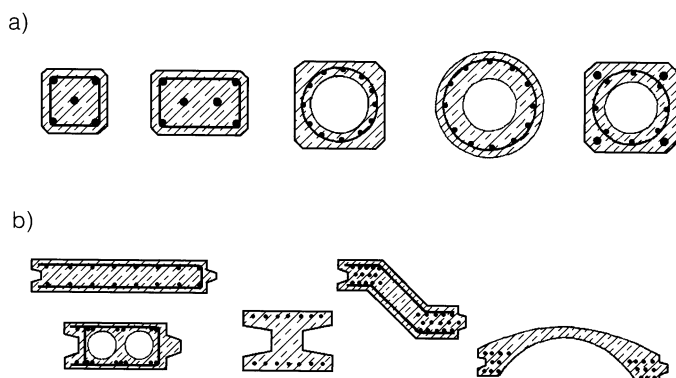
Fot. 15-196. Linia szybkiej kolei na podkładach sprężonych



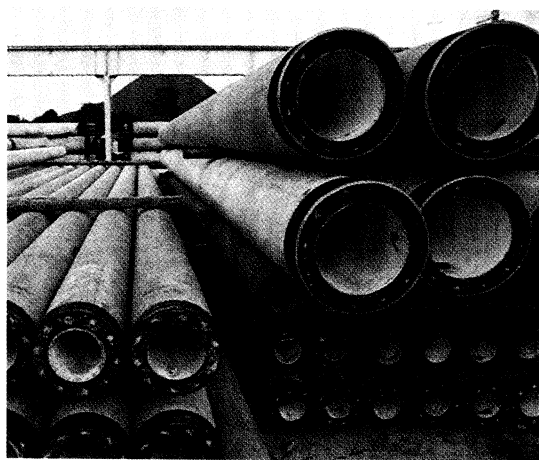
miczną, a w fazie eksploatacji pozwala przenieść momenty zginające z zachowaniem szczelności betonu.

Przykład strunobetonowych pali gładkich różnych średnic, przystosowanych do wbijania z wplukiwaniem (pale „stojące”) pokazano na fot. 15-198 [P33].

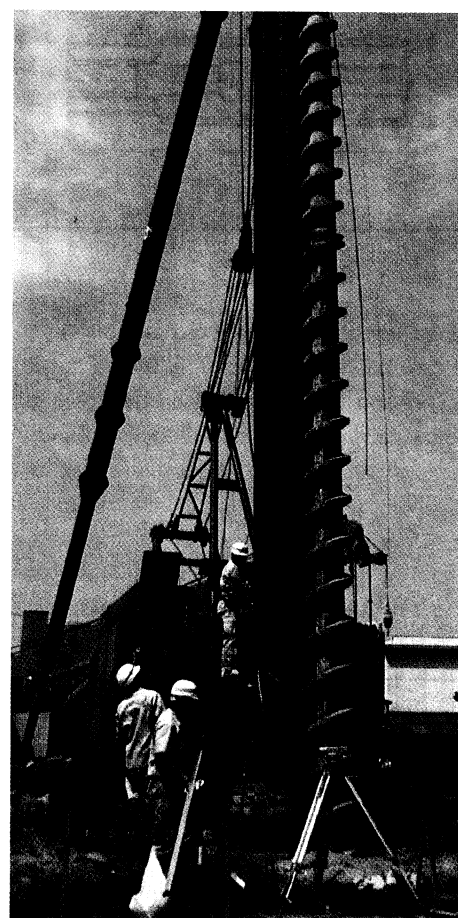
Inny przykład bardzo nowoczesnych pali stanowią elementy strunobetonowe z uformowanym „gwintem” (fot. 15-199). Pale te wykonywane są jako wydrążone, w technologii wirowania, o średnicy zewnętrznej 500 mm, średnicy rdzenia 300 mm i średnicy



Rys. 15-197. Przykłady przekrojów strunobetonowych pali i ścianek szczelnych; a) pale sprężone splotami lub prętami, b) żerdzie ścianek szczelnych



Fot. 15-198. Różne średnice pali strunobetonowych wplukiwanych (Japonia)



Fot. 15-199. Osadzanie pali wkręcanych typu AJ (Japonia) – pale strunobetonowe, wydrążone, z betonu wysokowartościowego zbrojonego włóknami stalowymi

wewnętrznego wydrążenia 180 mm. W wersji o największej odporności na skręcanie są sprężone podłużnie 8 splotami $\varnothing 9,2$ mm i uzwojone drutem podwyższonej wytrzymałości $\varnothing 7,4$ mm. Formowane są z betonu wysokowartościowego, zbrojonego włókna-
mi. Dzięki możliwości przedłużania stosowa-
no je dotąd do 20 m głębokości. Wielką
zaletą takich pali jest eliminacja drgań
i zdecydowane ograniczenie hałasu. Pod-
porność takich pali przewyższa znacznie
wszystkie dotychczasowe, dzięki rozbudowa-
nej pobocznicy i możliwości wykształcenia
poszerzonej głowicy metodami iniekcijnymi.

Żerdzie ścianek szczelnych zastępują
przy stałych obiektach ścianki stalowe (np.
z profili *Larsena*) – fot. 15-200 i 15-201
[P34]. Dzięki sprężeniu trwałość takich ele-
mentów w gruncie przewyższa trwałość ele-
mentów stalowych.

W krajowym budownictwie przemysłowym, podobnie jak w wielu innych krajach,
wprowadzono szereg typów sprężonych

belek podsuwnicowych, które zastępowały
belki stalowe oraz żelbetowe. Stosowano
zarówno belki strunobetonowe, w jezdniach
pod lżejsze suwnice o rozpiętości 6÷12 m,
jak i kablobetonowe, składane z segmen-
tów, o rozpiętości 12 m. Spośród rozpo-
wszechnionych typów w istniejących krajo-
wych obiektach najczęściej można spotkać:

- belki strunobetonowe

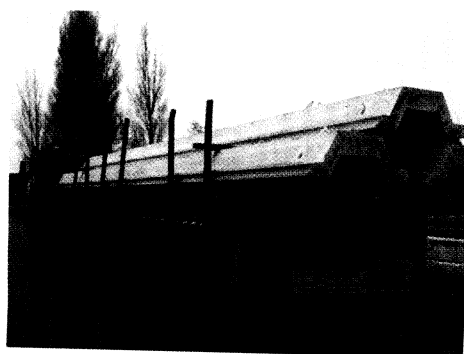
BSFF-60/6 – o rozpiętości 6 m, wysoko-
ści przekroju 600 mm, masie 2460 kg,
z dwoma wariantami zbrojenia (7 lub
11 \times 7 \varnothing 5 mm),

BSFF-90/6 – o rozpiętości 6 m, wysoko-
ści przekroju 900 mm, masie 4820 kg,
z dwoma wariantami zbrojenia (rys. 15-
202a),

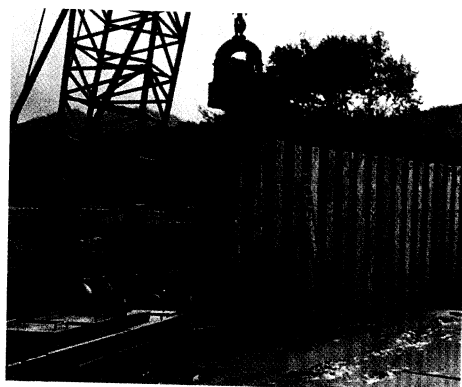
SBP-90-12 – o rozpiętości 12 m, wyso-
kości przekroju 900 mm, masie 8500 kg,
z dwoma wariantami zbrojenia,

- belki kablobetonowe:

KBP-90-12 – o rozpiętości 12 m i wyso-
kości przekroju 900 mm, z dwóch lub



Fot. 15-200. Transport strunobetonowych żerdzi ścia-
nek szczelnych (Holandia)



Fot. 15-201. Wibracyjne wbijanie prefabrykatów
ścianki szczelnej

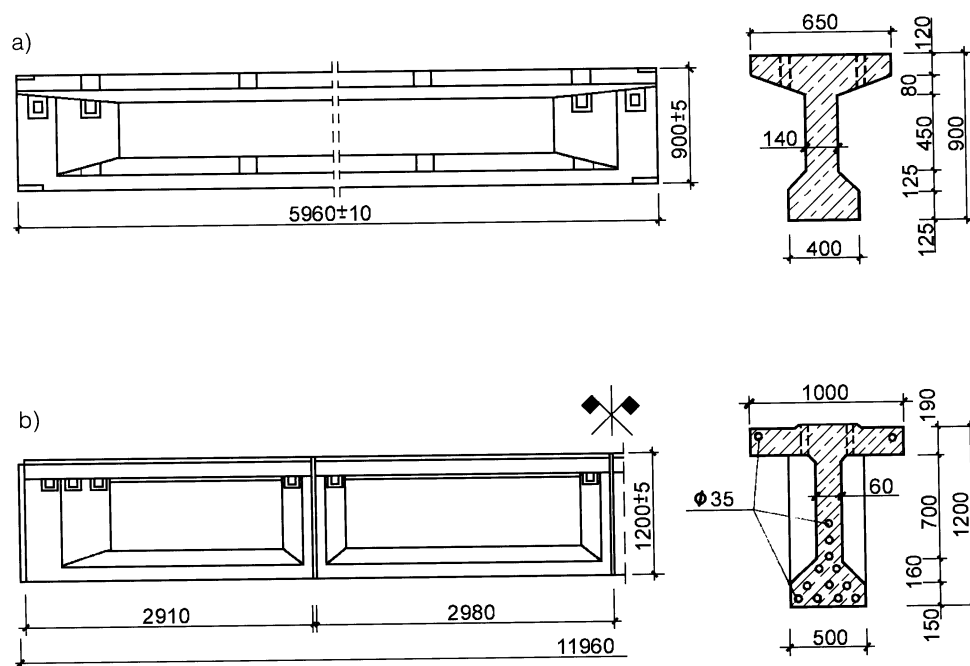
czterech segmentów, sprężone kablami prostoliniowymi 12Ø5 mm w liczbie 4, 6 lub 7, o masie 8950 lub 9150 kg, KBP-120-12 – o rozpiętości 12 m i wysokości przekroju 1200 mm, z czterech segmentów, sprężone kablami 12Ø5 mm w liczbie 7, 11 lub 14, o masie 15 000 kg (rys. 15-202b).

Sprężone belki podsuwnicowe w stosunku do stalowych mają większą sztywność i trwałość, a w stosunku do belek żelbetowych – mniejszy ciężar i znacznie większą odporność na obciążenie dynamiczne i wielokrotne. Obecnie, w okresie nadprodukcji stali belki sprężone są rzadko stosowane.

W budowie napowietrznych sieci elektroenergetycznych niskiego napięcia i telekomunikacyjnych, a także w słupach oświetleniowych, stosowane są powszechnie w naszym kraju, jak i w wielu innych, żerdzie strunobetonowe o znormalizowanych wysokościach i obciążeniach. Strunobetonowe żerdzie produkowane w kraju wytwa-

rzane są w nowoczesnej wytwórni w Ostrowie Wielkopolskim w dwóch wysokościach: 10,5 m i 12 m. Zależnie od zastosowań produkuje się żerdzie energetyczne (typ E), oświetleniowe (EO) i trakcyjno-oświetleniowe (ETO) i w każdej grupie wyróżnia się warianty wymiarów przekroju i zbrojenia sprężającego, zależnie od sił użytkowych możliwych do przyłożenia na szczycie elementu. O nowoczesności tych elementów decyduje nie tyle sprężenie, co stożkowy przekrój podłużny i cienkościenny przekrój pierścieniowy, uzyskiwany w procesie wirowania. W rezultacie uzyskuje się stosunkowo lekkie, ale bardzo trwałe i sztywne elementy.

Dziedzina bardzo rozpowszechnionej prefabrykacji są rury żelbetowe, omówione wcześniej (p. 3.3.1) przy prezentowaniu metod produkcji elementów sprężonych. Rury sprężone wytwarza się nie tylko o bardzo różnych średnicach, ale także dla dużych ciśnień. Nowoczesne rury większych średnic produkuje się dwuetapowo



Rys. 15-202. Przykłady sprężonych belek podsuwnicowych rozpowszechnionych w krajowych halach i estakadach przemysłowych: a) belka strunobetonowa typu BSFF-90/6, b) belka kablobetonowa składana z segmentów typu KBP-120-12

– najpierw wytwarza się rdzenie z betonu wysokowartościowego, często metodą wirowania, a następnie nawija się zbrojenie sprężające, w postaci drutu lub splotu, przy odpowiednim naciągu i skoku uzwojenia (patrz rys. 3-82). Łatwo jest wtedy dostosować sprężenie do wymagań wytrzymałościowych rury, wynikających z przewidywanych warunków eksploatacji. Zewnętrzne zabezpieczenie zbrojenia sprężającego wykonuje się w postaci natrysku, a czasem dodatkowo w postaci elastycznych powłok ochronnych. Najwięcej typów rur w Polsce produkuje się na licencji szwedzkiej *SEN-*

TAB – są to rury typu *BETRAS* wytwarzane przez Przedsiębiorstwo Betonów Wyspecjalizowanych w Ostrowie Wlkp. Rury produkowane są w odcinkach 5 m, o średnicach 600 do 1600 mm, przy grubości ścianki od 65 do 105 mm. Dla każdej średnicy możliwe są trzy klasy ciśnienia: 1,5 MPa, 1,0 MPa oraz 0,5 MPa, każdej średnicy i klasie odpowiada inny wariant zbrojenia, czyli średnica cięgna i skok uzwojenia. Jako spiralne zbrojenie sprężające stosowana jest stal wysokowęglowa zarówno w postaci drutów ($\varnothing 4$ do 8 mm), jak i splotów (3 $\varnothing 2,5$ lub 7 $\varnothing 2,5$ mm).

15.10. Rozwój zastosowań konstrukcji sprężonych

Rozwój zastosowań konstrukcji sprężonych w poszczególnych dziedzinach jest przedstawiany w wielu specjalistycznych lub bardziej popularnych czasopismach, na corocznych sympozjach lub co cztery lata – na kongresach *fib* (Międzynarodowej Federacji Konstrukcji Betonowych). Również główne koncerty budowlane zajmujące się sprężaniem w skali światowej, takie jak *BBR*, *Dywidag*, *Freyssinet* i *VSL*, popularyzują nowe osiągnięcia w swoich wydawnictwach periodycznych lub tematycznych.

Doskonalenie konstrukcyjne i technologiczne opanowanych już zastosowań konstrukcji sprężonych polega głównie na wprowadzaniu nowych materiałów – betonów wysokowartościowych, betonów lekkich, nowych gatunków stali, a także ulepszanych systemów cięgien sprężających oraz efektywniejszych metod naciągu. W tych dziedzinach, gdzie do niedawna rozwijano równolegle i kablobeton i strunobeton, przewagę zyskuje strunobeton. Dotyczy to produkcji płyt i belek prefabrykowanych dla budownictwa miejskiego, przemysłowego i mostowego, a wiąże się z wysoką ekonomiczną

efektywnością produkcji strunobetonu i opanowaniu kotwienia cięgien o dużych przekrojach, głównie splotów siedmiodrutowych. Nowoczesne metody projektowania, poparte nowelizowanymi wymaganiami przepisów normowych, sprzyjają rozwojowi częściowego sprężania, tam gdzie można dopuścić zarysowania.

Jednocześnie wyraźny renesans budownictwa monolitycznego, wynikający z postępu w technologii betonu i procesach jego transportu, wpływa na rozwój konstrukcji kablobetonowych, w tym także w budownictwie powszechnym, zwłaszcza w stropach dwukierunkowo sprężonych budynków miejskich.

Wśród wielkich obiektów budowlanych najszybszy rozwój i różnorodność sprężenia wykazują w ostatniej dekadzie:

- mosty belkowe i ramowe, zwłaszcza wykonywane metodami montażu lub betonowania wspornikowego,
- mosty podwieszane, w tym też technologia pośrednia między belkowymi i podwieszonymi, czyli konstrukcje doprężane (*extradosed*),

- obiekty podziemne, w tym zastosowania ciągów sprężających w roli kotew gruntowych i skalnych,
- wielkie zbiorniki na materiały sypkie i ciecze, w tym zwłaszcza na skroplone gazy.

Tendencje wzrostu udziału betonu sprężonego w całym budownictwie betonowym są w świecie niewątpliwe, choć rozwój ten jest nierównomierny. Zgrubne oszacowania uwzględniające dane z całego świata wskazują, że w ogólnej kubaturze betonu sprężonego 65 do 70% przypada na strunobeton, a 30 do 35% na kablobeton. Inne technologie sprężania stanowią margines w zakresie ułamka procentu.

W poszczególnych krajach tendencje są jednak różne. Podano ostatnio (2002) interesującą statystykę dziedzin zastosowań sprężania w Szwajcarii, gdzie zużycie stali sprężającej liczone na mieszkańca jest najwyższe na świecie. Wynika z niej, że łączne zużycie stali sprężającej rozkłada się następująco: 68% w mostach, 15% w kottach gruntowych (tunele), 15% w budynkach i 2% w pozostałych dziedzinach. Wypada dodać, że w Szwajcarii stosunkowo mało jest zastosowań masowo produkowanych elementów strunobetonowych. Podobna statystyka, np. w Szwecji czy Finlandii, gdzie zużycie stali sprężającej też jest relatywnie duże, byłaby zapewne zdecydowanie odmienna.

W polskim budownictwie tendencje rozwoju konstrukcji sprężonych, po niemal dwudziestoletnim zastoju w latach 1975-1995, również się obecnie zaznaczają. Duży wpływ na to mają przedstawicielstwa wielkich koncernów światowych. Przy ich udziale wykonuje się nowoczesne mosty i zbiorniki. Ru-

szyła także produkcja nowych wytwórni prefabrykatów sprężonych różnych typów. Mamy też przykłady nowoczesnych stropów sprężonych w budynkach miejskich.

W zakresie ciągów sprężających i systemów sprężania nastąpiła dominacja udziału splotów siedmiodrutowych i to zarówno w strunobetonie, jak i w kablobetonie. Jesteśmy jednak świadkami procesów doskonalenia zabezpieczeń stali sprężającej przed korozją. Nie należy oczekiwać w niedalekiej przyszłości zbyt szybkiego rozwoju ciągów niemetalicznych, decydują tu względy ekonomiczne.

Betony stosowane w konstrukcjach sprężonych wykazują pod względem wytrzymałościowym – w skali ogólnej – stosunkowo wolny, choć konsekwentny wzrost. Można oszacować, że w miejsce wytrzymałości przeciętnie stosowanej rzędu 40 MPa przed ćwierćwieczem, dziś przekracza ona 50 MPa. Oczywiście wyższe klasy przeważają w prefabrykacji, a niższe w realizacjach monolitycznych. Jednak o przyszłym rozpowszechnieniu betonów wysokowartościowych będzie w mniejszym stopniu decydować wytrzymałość na ściskanie, a w zasadniczym – względy trwałości.

Na całym świecie podkreśla się różne aspekty trwałości konstrukcji sprężonych oraz związanego zagadnienia diagnostyki stanu tych konstrukcji – kwestie te poruszono szerzej w rozdziałach 12 i 13. Można jednak bardzo uprościć spojrzenie na te problemy: konstrukcje sprężone poprawnie wykonane i użytkowane zgodnie z założeniami projektowymi są trwalsze niż jakiekolwiek inne konstrukcje budowlane – jeśli jednak nie dopełniono tych dwóch warunków, mogą sprawiać istotne kłopoty.



Książki i podręczniki

- [1] Abeles P.W., Bardhan-Roy B.K.: Prestressed Concrete Designer's Handbook. 3rd Edition. A Viewpoint Publication, London 1981; 556 str.
- [2] Aitcin P.-C.: High-Performance Concrete. E & FN SPON, London, 1998; 591 str.
- [3] Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje sprężone. Arkady, Warszawa 1984; 440 str.
- [4] Ajdukiewicz A., Starosolski W., Sulimowski Z.: Konstrukcje betonowe. Laboratorium. Wyd. IV, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1998; 227 str.
- [5] Bažant Z.P., Planas J.: Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials. CRC Press, Boca Raton-New York-London-Tokyo 1998; 616 str.
- [6] Cieszyński K., Hładyniuk W., Bielawski J.: Technologia konstrukcji kablobetonowych. Arkady, Warszawa 1977; 344 str.
- [7] Hewson N.R.: Prestressed Concrete Bridges. Design and Construction. Thomas Telford, Tonbridge (UK) 2003; 400 str.
- [8] Kaufman S., Olszak W., Eimer C.: Konstrukcje sprężone. Monografia Budownictwo Betonowe, t. III, Arkady, Warszawa 1965; 920 str.
- [9] Kluz T. i in.: Wykonywanie betonów sprężonych. Poradnik. Arkady, Warszawa 1965;
- [10] Król M., Tur W.: Beton ekspansywny. Arkady, Warszawa 1999; 240 str.
- [11] Leonhardt F.: Spannbeton für die Praxis. Wyd.3. Ernst u. Sohn, Berlin-München-Düsseldorf 1973;
- [12] Łukowski P.: Domieszki do zapraw i betonów. Polski Cement, Kraków 2003; 80 str.
- [13] Naaman A.E.: Prestressed Concrete Analysis and Design. McGraw-Hill, 1982; 670 str.
- [14] Nawy E.G.: Prestressed Concrete: A Fundamental Approach. Prentice-Hall, wydanie 3:2000; xxii + 938 str.
- [15] Neville A.M.: Właściwości betonu (tłum. z ang. Properties of concrete. Wyd. 4. Longman, 1997), Polski Cement, Kraków 2000; s. XXI + 874 str.
- [16] Olszak W., Kaufman S., Eimer C., Bychawski Z.: Teoria konstrukcji sprężonych. Tomy I+II, PWN, Warszawa 1961; 1258 str.
- [17] Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Praca zbiorowa Sekcji Konstrukcji Betonowych KILiW PAN pod redakcją M. Knauffa. Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław, 2006; 946 str.
- [18] Post-Tensioning Manual. Wyd.6. PTI – Post-Tensioning Institute, Phoenix, 2006; 612 str.
- [19] van Mier J.G.M.: Fracture Processes of Concrete. CRC Press, Boca Raton-New York-London-Tokyo 1997; 448 str.
- [20] *fib-Bulletins* 1, 2, 3. Structural Concrete. Textbook on Behaviour, Design and Performance. Volume 1: Introduction – Design process – Materials; July 1999; 224 str.

Volume 2: Basis of design; July 1999; 309 str., Volume 3: Durability – Design for fire resistance – Member design – Assessment, maintenance and repair – Practical aspects; December 1999; 269 str.; International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, 1999.

- [21] *fib*-Bulletin 4. Lightweight Aggregate Concrete. Codes and standards. State-of-art report. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, August 1999; 40 str.
- [22] *fib*-Bulletin 5. Protective systems against hazards. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, October 1999; 58 str.
- [23] *fib*-Bulletin 7. Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, January 2000; 48 str.
- [24] *fib*-Bulletin 8. Lightweight Aggregate Concrete. Part 1 – Recommended extensions to Model Code 90 (str. 30); Part 2 – Identification of research needs (str. 5); Part 3 – Case studies (str. 62). International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, May 2000.
- [25] *fib*-Bulletin 9. Guidance for good bridge design. Part 1 – Introduction; Part 2 – Design and construction aspects. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, July 2000; 180 str.
- [26] *fib*-Bulletin 11. Factory applied corrosion protection of prestressing steel. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, January 2001; 14 str.
- [27] *fib*-Bulletin 15. Durability of post-tensioning tendons. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, November 2001; 277 str.
- [28] *fib*-Bulletin 17. Management, maintenance and strengthening of concrete structures. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, April 2002; 174 str.
- [29] *fib*-Bulletin 20. Grouting of tendons in prestressed concrete. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, July 2002; 48 str.
- [30] *fib*-Bulletin 22. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, March 2003; 297 str.
- [31] *fib*-Bulletin 26. Influence of material and processing on stress corrosion cracking of prestressing steel – case studies. International Federation for Structural Concrete/*fib*-fédération internationale du béton, October 2003; 44 str.

Materiały konferencyjne

- [K1] FIP Symposium 1993 – Modern Prestressing Techniques and Their Applications, Kyoto, 17-20 października 1993, t. 1+2, (225 referatów), 1740 str.
- (1) Ohno H. i in.: Development of Vibration-Free High-Strength Lightweight Concrete and Its Application; s. 297-305.
 - (2) Kanda M. i in.: Material Properties of FRP Prestress Tendons; s. 687-694.
 - (3) Jungwirth D. i in.: External Prestressing; s. 853-860.
 - (4) Zuohan Z., Bin N., Ju S.: Ultimate Strength of Externally Prestressed Concrete Structures; s. 907-914.
- [K2] FIP Symposium 1996 – Post-Tensioned Concrete Structures. London, 25-27 września 1996, t. 1+2, (117 referatów), 1038 str.
- (1) Espion B., Halleux P.: Test up to Ultimate of Continuous Slabs Post-Tensioned with Unbonded Tendons; s. 804-811.
 - (2) Escola L., Marti P.: Fatigue Resistance of Post-Tensioned Concrete Girders: Large Scale Experiments; s. 643-647.
- [K3] FIP Symposium 1997 – The Concrete Way to Development. Johannesburg, 9-12 marca 1997, t. 1+2+3, (106 referatów), 944 str.
- (1) Shiogata Y. i in.: Construction of the World's Longest Pedestrian Stress Ribbon Bridge; s. 67-74.
 - (2) Balazs G.L. i in.: Fiber Reinforced Prestressed Concrete; s. 223-232.
 - (3) Ivanoff M.: Permanent Ground Anchors; s. 329-336.
 - (4) Ajdukiewicz A., Majewski S.: Effectiveness of Prestressing in Protection of Buildings Against the Influence of Ground Subsidence; s. 485-490.
 - (5) Evans E., Jäger P., Sutter G.: Developments in the Design and Construction of PC Digesters; s. 307-320.
- [K4] XIII FIP Congress – Challenges for Concrete in the Next Millenium, Amsterdam, 23-29 maja 1998, Wyd. A.A. Balkema, Rotterdam – Brookfield 1998, t. 1+2, (253 referaty), 1076 str.
- (1) Taerwe L.: Non-metallic reinforcement for concrete structures; s. 13-16
 - (2) Noisternig J.F., Jungwirth D.: Requirements to glass fiber and carbon fiber tendons and practical application; s. 17-20.
 - (3) Arai T. i in.: Non-linear analysis of precast segmental prestressed concrete bridges with external tendons; s. 931-935.
- [K5] First International Symposium 1987 – Utilization of High Strength Concrete, Stavanger, 15-18 czerwca 1987, Wyd. Tapir Publishers, Trondheim 1987, (48 referatów), 687 str.
- (1) de Larrard F., Acker P., Malier Y.: Very High-Strength Concrete: From the Laboratory to the Construction Site. s. 509-516.
 - (2) Thorenfeldt E., Tomaszewicz A.: Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design. s. 149-160
- [K6] Third International Symposium 1993 – Utilization of High Strength Concrete, Lillehammer, 20-24 czerwca 1993, t. 1+2, (148 referatów), 1287 str.

- (1) Brooks J.J.: The Influence of Steel Fibre Reinforcement on Compressive Strength and Deformation of Ultra High Strength Cement-Silica Fume Mortar Matrix. s. 1024-1031.
 - (2) Boulay C., de Larrard F.: Capping High-Performance Concrete Cylinders with the "Sand Box". s. 1015-1023.
- [K7] Fourth International Symposium 1996 - Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, 29-31 maja 1996, t.1+2+3, (245 referatów), 1593 str.
- (1) Shah S.P.: Special HPCs: Fiber-Reinforced HPC, Ultra-High Strength Concrete; t.1, s. 74-81.
 - (2) Richard P.: The Future of HS/HPC - L'avenir du BHP; Vol.1, s. 101-106.
 - (3) Tomosawa F.: Special HPCs II: Lightweight Aggregate HPC, Self-compacting HPC, t.1, s. 83-92.
 - (4) Taerwe L.: Codes and Regulations. s. 93-99.
 - (5) Aitcin P.C., Richard P.: The Pedestrian/Bikeway Bridge of Sherbrooke; s.1399-1406.
 - (6) Sauzeat i in.: Textural Analysis of Reactive Powder Concretes; s. 1359-1365.
- [K8] IABSE/FIP International Conference - New Technologies in Structural Engineering, Lisbon, 2-5 lipca 1997, t. 1+2, (157 referatów), 1264 str.
- (1) Cheyrezy M.: Structural Applications of RPC. s. 5-14.
- [K9] International RILEM Workshop 1994 - Concrete Technology - New Trends, Industrial Applications, Barcelona, 7-9 listopada 1994, RILEM Proceedings 26, E & FN SPON, London 1995, (21 referatów wprowadzających), 363 str.
- (1) Aitcin P.C., Baalbaki M.: Concrete admixtures; key components of modern concrete, s. 33-47
 - (2) de Larrard F.: High-performance concrete: from the laboratory to practical utilization. s. 177-196.
- [K10] Engineering Foundation Conferences - First International Conference on High Strength Concrete, Keauhou-Kona, USA, 13-18 lipca 1997, (51 referatów), Edition ASCE-American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia 1999; 670 str.
- (1) Ali M., White R. N.: Extending ACI 318 to High-Strength Concrete. s. 554-567.
 - (2) Watanabe F.: Research Activities on HSC and Its Application in Japan. s. 636-655.
- [K11] Second International Scientific Conference - Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures, Łódź, 12-14 czerwca 1996, (55 referatów), 456 str.
- (1) Krstulovic-Opaca N.: Behavior of Composite RC High-Performance Fiber Reinforced Concrete Members Under Monotonic Loading. s. 15-20.
 - (2) Naaman A.E.: Modelling RC/PC Beams Using Fibre Reinforced Concrete Matrices: s. 119-131
 - (3) Ajdukiewicz A.i in.: Numerical and Experimental Analysis of Models Used at Testing of Concrete Compressive Strength; s. 31-36.
- [K12] International Symposium - Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord 20-24 czerwca 1995, (64 referaty), 744 str.

- (1) Sandvik M., Hammer T.A.: The Development and Use of High Performance Lightweight Aggregate Concrete in Norway. s. 617-627.
 - (2) Sakai K.i in: Evaluation of the New Fly Ash Lightweight Aggregate; s. 640-649.
 - (3) Zhang M.-H., Gjoerv O.E.: Properties of High-Strength Lightweight Concrete. s. 683-693.
- [K13] IABSE International Conference – Composite Construction – Conventional and Innovative, Innsbruck, 16 – 18 września 1997, (178 referatów), 958 str.
- (1) Meier U., Meier H.: Evolution of Stay Cables through the Use of CFRP; s. 749-752
- [K14] Externe Vorspannung und Segmentbauweise. Vorträge anlässlich des Workshops Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken. Universität Fridericiana Karlsruhe (TH), 5-7 października 1998, (36 referatów), s. 372.
- (1) Clark G.: Past and Present Experience in the United Kingdom with Prestressing of Bridges; s. 121-132.
 - (2) Marti P., Fürst A.: Neue Konzepte für unterspannte Brücken; s. 133-140.
 - (3) Freyermuth C.L.: Durability of Segmental Box Girder Bridges – A Review of Experience in North America; s. 265-276.
- [K15] fib-Symposium 1999 – Structural Concrete – The Bridge Between People. Praga, 12-15 października 1999, t. 1+2 oraz CD-ROM (146 referatów), VIACON, Praga, 1999; 784 str.
- (1) Matt P.: Practical Experience with a New Generation of Tendons and Ground Anchors; s. 761-766.
 - (2) Hegger J., Cordes H., Neuser J.U.: External Prestressing Investigations on Tendons and Deviators; s. 513-518.
- [K16] PCI/FHWA/fib International Symposium on High Performance Concrete. Orlando, September 24-27, 2000, (78 referatów, 830 stron), Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago 2000.
- [K17] fib-Symposium 2001 – Concrete and Environment. Berlin, 3-5 October 2001, pełne teksty CD-ROM (65 referatów) – German Group of fib, Berlin 2001.
- [K18] 1st fib Congress 2002 – Concrete Structures in the 21st Century. Osaka, 13-19 października 2002; Japan Prestressed Concrete Engineering Association & Japan Concrete Institute, Vol. 1 (Condensed Papers), Vol. 2÷5 (Full Papers); CD-ROM Part A, B, C (820 referatów) 5700 str.
- (1) Jungwirth D., Gehlen B.: Problems, solutions, developments and applications of different kinds of post-tensioning tendons from the European point of view. Session 2, W-159.
- [K19] IABSE Symposium – Structures for the Future – The Search for Quality. Rio de Janeiro, 25 - 27 sierpnia 1999, Condensed Papers – 335 str., Full Papers – CD-ROM (155 referatów).
- (1) Moerman i in.: Monitoring of Concrete Structures with Integrated Bragg Grating Sensors
 - (2) Wenzel H.: Quality Assessment and Damage Detection by Monitoring
 - (3) Nakamura S. i in.: Monitoring of Displacements on Suspension Bridges using GPS

Artykuły

- [A1] Atcin P.C., Jolicoeur C., MacGregor J.G.: Superplasticizers: How they work and why occasionally they don't. *ACI Concrete International*, Vol.16, No 5 (May), 1994; s. 45-52.
- [A2] Ajdukiewicz A.: Konstrukcyjne betony cementowe nowych generacji. *Inżynieria i Budownictwo*, Nr 9, 1998; s. 496-502.
- [A3] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A.: Differences in instantaneous deformability of HS/HPC according to kind of coarse aggregate. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 22, No 2, 2002.
- [A4] Ajdukiewicz A.: Kotwy sprężone jako tymczasowe wzmocnienia budynków i podłoży w przejściowych stanach obciążenia. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4, 1996, s. 219-223.
- [A5] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Hulimka J.: Szczególne aspekty diagnostyki dźwigarów kablobetonowych. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 3, 1995, s. 163-167.
- [A6] Biliszczyk J.: O najstarszym w Polsce moście z betonu sprężonego. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 6, 1997, s. 285-286.
- [A7] Dougat J., Roux N., Bernier G.: Mechanical Properties of Reactive Powder Concrete. *Materials and Structures*, Nr 188, 1996, Vol. 29, s. 235-240.
- [A8] Okamura H., Ozawa K., Ouchi M.: Self-compacting concrete. *Structural Concrete*, No. 1, 1998, s. 3-17.
- [A9] Richard P., Cheyrezy M.: Composition of Reactive Powder Concretes. *Cement and Concrete Research*. Vol. 25, Nr 7, 1995; s. 1501-1511.
- [A10] Richard M., Cheyrezy M., Dugat J.: Pretensioned Beam Without Conventional Reinforcing. *FIP Notes*, Nr 1/1995; s. 2-3.
- [A11] Virlogeux M.: New trends in prestressed concrete bridges. *Structural Concrete*, No. 2, 2002; s. 67-97.
- [A12] JCI-DFRCC Committee: DFRCC Terminology and Application Concepts. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, No 3 (November) 2003; s. 335-340.

Normy krajowe

- [N1] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie (grudzień 2002).
- [N2] PN-B-03263:2000. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone wykonywane z kruszywowych betonów lekkich. Obliczenia statyczne i projektowanie (projekt).
- [N3] PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność (czerwiec 2003).
- [N4] prPN-EN ISO 15630-1,2,3. Stal do zbrojenia i sprężania betonu. Metody badań. (wrzesień 2003).

-
- [N5] PN-86/B-06712 Kruszywa mineralne do betonu. (W przyszłości: PN-EN 12620).
- [N6] PN-88/B-32250 Materiały budowlane. Woda do betonów i zapraw. (W przyszłości: PN-EN 1008).
- [N7] PN-EN 934:2002 Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Część 2. Domieszki do betonu. Definicje, wymagania, znakowanie i etykietowanie. Część 4. Domieszki do zaczynów iniekcyjnych do kanałów kablowych. Definicje, wymagania, znakowanie i etykietowanie.
- [N8] PN-B-197-1:2002 Cement. Część 1. Skład, wymagania i kryteria zgodności.
- [N9] PN-86/B-23006 Kruszywa do betonów lekkich. (W przyszłości: PN-EN 13055-1).
- [N10] PN-86/B-01802 Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Nazwy i określenia.

Zalecenia międzynarodowe i normy zagraniczne

- [N11] CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information No. 213-214, Lausanne, May 1993.
- [N12] EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels, December 2004. (polski tekst: PN-EN 1992-1-1, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków – przewidziano do zatwierdzenia w 2008r. wraz z Załącznikiem Krajowym – NA).
- [N13] EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. CEN, Brussels, April 2002 (polski tekst: PN-EN 1990. Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji).
- [N14] ACI 318M-05/318RM-05 (Metric Version) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary (ACI 318RM-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.
- [N15] EN 10138 Prestressing Steels: Part 1 – General Requirements; Part 2 – Wires; Part 3 – Strands; Part 4 – Bars; Part 5 – Attestation of Conformity by Certification; Brussels 1994.
- [N16] NS 3473 E:1992. Concrete Structures. Design Rules (English version). Norges Standardiseringsforbund (NSF), November 1992.
- [N17] E DIN 1045-1:1997-02. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung, Februar 1997.
- [N18] EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions. CEN, Brussels, April 2002 (polski tekst : PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1 : Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne).

- [N19] Dokumenty Wspólnoty Europejskiej dotyczące budownictwa. 1. Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (89/106/EEC) – tekst ze zmianami wynikającymi z Dyrektywy 93/68/EEC. Warszawa 1994.
- [N20] General principles for the safety of structures. Joint Committee on Structural Safety. 1979.
- [N21] BS 8110: Part 1: 1997 (Amendment No. 1: 1998) Structural use of concrete. British Standard Institution, September 1998.
- [N22] FIP/FIB Recommendations. Design of post-tensioned slabs and foundations. May 1998. SETO, London 1999.
- [N23] EN 1992-1-2:2004 Eurocode2. Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - structural fire design. CEN, Brussels, December 2004 (polski tekst: PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe).
- [N24] EN 13391:2004 Mechanical tests for post-tensioning systems. CEN, Brussels, March 2004 (polski tekst: PN-EN 13391:2004 Badania mechaniczne dotyczące systemów sprężania w kablobetonie).
- [N25] ISO/FDIS1382 Assessment of existing structures. (Draft - May 2001).
- [N26] EN 10016-4:1994. Non-alloy steel rod for drawing and/or cold rolling. Part 4: Specific requirements for rod for special application.

Zalecenia krajowe

- [Z1] Wytyczne stosowania stali zbrojeniowej w konstrukcjach żelbetowych i sprężonych. Wyd. ITB-BISTYP, Warszawa 1974.
- [Z2] Instrukcja Nr 194/98. Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach. ITB, Warszawa 1998.
- [Z3] Instrukcja Nr 351/98. Zabezpieczenie przed korozją konstrukcji betonowych i żelbetowych. ITB, Warszawa 1998.
- [Z4] Instrukcja Nr 353/98. Eksploatacja i konserwacja kablobetonowych dźwigarów dachowych w obiektach budowlanych. ITB, Warszawa 1998.
- [Z5] Instrukcja Nr 354/98. Badania i ocena kablobetonowych dźwigarów dachowych. ITB, Warszawa 1998.
- [Z6] Instrukcja Nr 356/98. Stosowanie cementu powszechnego użytku wg PN-B-19701:1997 w budownictwie. ITB, Warszawa 1998.

Skorowidz

B

belki
 kablobetonowe 247, 293
 podsuwnicowe 399, 560
 strunobetonowe 301, 461
 zespólone 343
beton 31
 bardzo wysokowartościowy 64
 bezscurczowy 35
 ciepło właściwe 59
 ciężki 34
 ekspansywny 35
 konstrukcyjny 31
 lekki 34
 nowej generacji 35
 o zwykłych skurczach 35
 odporność na temperaturę 59
 przy oziębieniu 59
 przy podgrzaniu 59
 ognioodporność 61
 ograniczenia naprężeń 72
 przewodność termiczna 59
 przyczepność 58
 rozszerzalność cieplna 59
 ultra-wysokowartościowy 65
 wysokoscurczowy 34
 wysokowartościowy 33, 64
 samozagęszczalny 66
 zasady doboru składników 66
 z proszków reaktywnych 65
 zdolność ochronna przed promieniowa-
 niem 61
 zwykły 34
bezpieczeństwo 211
 definicje 211
 formacje 213
 warunki 221, 228
bezpieczeństwo konstrukcji 211
blok podporowy 282, 322
bloki podporowe 301
budowle podziemne 535
budynki miejskie 477
budynki przemysłowe 486
budynki wysokie 483

C

cement 35
cementy portlandzkie 35
cementy portlandzkie wieloskładnikowe 35
ciągna bez przyczepności 359
 kategorie 360
 wady 361
 wewnętrzne 365
 wyniki doświadczeń 362
 zalety 362
 zewewnętrzne 368
ciągna krzywoliniowe 138
ciągna montażowe 278
ciągna niemetaliczne 93
 wady 94
 zalety 93
ciągna odginane 319
ciągna prostoliniowe 138
ciągna sprężające 74
ciągna wewnętrzne 360
ciągna wyłączane 318
ciągna zewnętrzne 360
ciągnio wypadkowe 239
częściowa relaksacja cięgien 191
częściowe sprężenie 227
częściowe współczynniki bezpieczeństwa
 215

D

definicja sprężenia 23
definicje bezpieczeństwa 211
definicja niezawodności 212
diagnostyka konstrukcji 389
 doraźna 393
 ogólne zasady 392
 okresowa 392
 pełna 393
 perspektywy 401
długość zakotwienia 324
dobór cięgien 267
dodatki mineralne 37
domieszki chemiczne 37
dopuszczalna szerokość rozwarcia rys 221
druty gładkie 89

druty profilowane 89
dźwigary kablobetonowe 396, 464

E

elementy bezpieczeństwa 218
elementy osiowo rozciągane 327
 procedury wymiarowania
 331, 332, 333
 projektowanie 327
 ukształtowanie przekroju 327
 wymiarowanie przekroju 329
elementy płytowo-żebrowe 457
elementy ścianek szczelnych 556, 559
elementy ściskane 335
 procedura projektowania 340
 projektowanie 335
 ukształtowanie konstrukcyjne 336
 wymiarowanie przekroju 338
elementy typu TT 459

F

formacja globalnego współczynnika
 bezpieczeństwa 214
formacja naprężeń dopuszczalnych 213
formacja probabilistyczna 213
formacja stanów granicznych 215
formowanie kabli 140
formowanie kanałów 138
fundamenty sprężone 554

G

gęstość betonu 34
globalny współczynnik bezpieczeństwa
 214
górna obwiednia graniczna z warunku
 nośności 278
górna obwiednia graniczna z warunku
 rysoodporności 279
grubości otulin 251

I

iniekcja kanałów kablowych 144
iniektaży 144
intensywność relaksacji 84
intensywność sprężenia 27
 częściowe 27
 ograniczone 27
 pełne 27
 superpełne 27

K

kable bez przyczepności 179
kable linowe 121
kable prętowe 123
kable wielodrutowe 89, 104
kable wielosplotowe 89
kable wielożyłowe 103
kable z przyczepnością 178
kablobeton 26
kanały w betonie 139
kategorie rysoodporności 226
 kategoria 1a 226
 kategoria 1b 226
 kategoria 2a 227
 kategoria 2b 227
kategorie zabezpieczeń 383
klasy ekspozycji 377
klasy konstrukcji 378
klasyfikacja konstrukcji sprężonych 26
klasyfikacja technologiczna betonów 34
kolejność czynności przy sprężeniu 143
kombinacja długotrwała 220
kombinacja krótkotrwała 220
kombinacja obciążeń obliczeniowych 221
kombinacja reprezentatywna 221
kombinacje obciążeń 219
kombinacje podstawowe 219
konserwacja urządzeń 177
konstrukcja hybrydowa 510
konstrukcje sprężone
 bez przyczepności 359
 bezpieczeństwo 211
 definicja 23
 diagnostyka 389
 elementy rozciągane 327
 elementy ściskane 335
 historia 24
 kablobetonowe 102, 247
 klasyfikacja 26
 porównanie z żelbetem 28
 strunobetonowe 95, 301
 trwałość 373
konstrukcje zespolone 343
 procedura wymiarowania 356
 projektowanie belek 343
 przekrój obliczeniowy 347
 stany graniczne belki 348
 zasady zespolenia 345

kontrola eksploatacyjna 394
kontrola urządzeń 177
korozja betonu 375
korozja międzykrystaliczna 374
korozja naprężeniowa 374
korozja ogólna 374
korozja stali
 amonowa 375
 kwasowa 375
 ługowania 375
 magnezowa 375
 siarczanowa 375
 węglanowa 375
 zasadowa 375
korozja stali sprężającej 374
korozja wżerowa 374
kotwienie kabla 143
kotwy
 gruntowe 543
 skalne 535
 sprężone 538, 542
 stałe 543
 tymczasowe 540
kruszywa 36
 łamane 34
 sztuczne 34

L

lekkie betony wysokowartościowe 65
liny z drutów 89

Ł

łączenie kabli 147
łączniki 147

M

maszty 549
materiały wiążące 34
metoda częściowych współczynników
 bezpieczeństwa 215
metoda naprężeń dopuszczalnych 222
metoda sztywnych form 100
metoda torów naciągowych 97
miara bezpieczeństwa 211
moduł sprężystości 33, 49
momenty wzbudzone 294
monitoring 393
monolityczne stropy sprężone 473

mosty sprężone
 belkowe 496, 500, 512
 doprażane 530
 kratowe 496
 łukowe 496, 512, 521
 monolityczne 496
 płytkowe 496, 497
 podwieszane 496, 524, 526
 prefabrykowane 496, 500
 ramowe 496, 512, 520
 wiszące 496, 524
 wstęgowe 496, 524, 532
 zespolone 498

N

naciąg kabla 143
naprężenia dopuszczalne 213
nawierzchnie sprężone 555
nominalne otulenie 377

O

obciążenia 216
obciążenia wyjątkowe 217
obciążenia zmienne 216
obciążenie długotrwałe 216
obiekty kołowe 487
 obudowy reaktorów 494
 wieże ciśnień 490
 zbiorniki jajowe 492
 zbiorniki walcowe 487
obiekty sportowe 551
obiekty wieżowe 549
obwiednie graniczne 278
ocena bezpieczeństwa 211
ocena konstrukcji 389
ochrona kabli 381
odkształcalność betonu 47
odkształcalność opóźniona stali
 sprężającej 84
odkształcenia doraźne 47
odkształcenia opóźnione 33, 47
odkształcenia pełzania 53
odkształcenia pęcznienia 56
odkształcenia skurczu 56
odkształcenia sprężyste 33
odkształcenia sprężyste betonu 195
odporność na działania niszczące 212
odporność na korozję 29

odporność poawaryjna 212
odporność zmęczeniowa 380
odstępny międzyciągami 302
ognioodporność 379
ograniczenia naprężeń 72
okres powrotu 216
osłony kabli 138
otulenie minimalne 377
otuliny ciągien 302

P

pale sprężone 556, 558
pierwotna siła naciągu 182
planowany okres eksploatacji 378
platformy wydobywcze 546
płaskie stropy 473
płyta dociskowa 114
płyta kotwiąca 114
płyty dachowe 457
płyty kanałowe 459
początkowy moduł sprężystości 49
podkłady kolejowe 556
podnoszone stropy 478
poślizg w uchwytach 191
poślizg w zakotwieniach 361
powłoka stożkowa 490
powłoka walcowa 489
powłoki o podwójnej krzywiznie 492
półtrwałe zabezpieczenie 386
prefabrykacja masowa 556
prefabrykaty belkowe 502
pręty gładkie ze stali wysokostopowej 89
pręty ze stali stopowych 103
pręty ze stali wysokostopowej
 profilowane 89
probabilistyczna miara bezpieczeństwa 213
probabilistyczna teoria 213
procedura diagnostyczna 392, 395
procedury sprawdzania 204
programowanie naciągu 201, 204
projektowanie
 belek ciągłych 293
 belek kablobetonowych 247, 280
 belek strunobetonowych 301
 belek zespolonych 343
 elementów rozciąganych 327

 elementów ściskanych 335
 uproszczone 300
przeguby plastyczne 297
przekrój
 niebezpieczny 251
 obliczeniowy 250
 sprowadzony 347
 zespolony 347
przekrycia powłokowe 466
przykłady projektowania 403
 belki kablobetonowej 403
 belki zespolonej 435
 elementu strunobetonowego 418
 płyty kanałowej 428
 słupa strunobetonowego 449
przypadki projektowania 252
przyrost wytrzymałości w czasie 46

R

recepty laboratoryjne 39
recepty mieszanek betonowych 39
recepty robocze 39
relaksacja 84
relaksacja stali 196
rodzaje stali 76
 stal stopowa walcowana na gorąco 76
 stal wysokowęglowa przeciągana 76
rurociągi 536
rury żelbetowe 560

S

sieczny moduł sprężystości 49
siła sprężająca 225
 trwała (końcowa) 225
 wstępna 225
siła sprężająca początkowa 182
siła sprężająca trwała 183
siła sprężająca wstępna 182
składniki betonów 35
skurcz autogeniczny 57
skurcz od wysychania 57
skurcz technologiczny 34
słupy sprężone 335
sploty 89
sprawdzanie bezpieczeństwa 250
sprawdzenie strat w kablobetonie 204
sprawdzenie strat w strunobetonie 207

- sprężanie
 - bez ciągien 26
 - dwuetapowe 334
 - jednoetapowe 330
 - metodą nawijania 327
 - obwodowe 154
 - odcinkowe 162
 - prasami płaskimi 169
 - przez nawijanie 158
 - przez zabiegi specjalne 26
 - rur 154
 - termiczne 171
 - za pomocą ciągien 26
 - zbiorników walcowych 157
 - zapór wodnych 545
 - stadia realizacji 224
 - stadium eksploatacji 224
 - stadium montażu 224
 - stadium pracy 223
 - stadium produkcji 223
 - stadium sprężania 223
 - stadium transportu 224
 - stal 74
 - stal sprężająca 74
 - wymagane cechy 74
 - wytrzymałość i odkształcalność 79
 - stan dekompresji 222
 - stan graniczny
 - dekompresji 222
 - pojawienia się rys 221
 - ścianania 242, 353
 - ugięcia 221
 - wyboczenia 221
 - złamania 221
 - stan graniczny rozwarstwienia 353
 - stany graniczne 213, 348
 - stany graniczne naprężeń 226
 - stany graniczne nośności 214
 - straty od oporów ruchu 184
 - straty po kotwieniu 181
 - straty przed kotwieniem 181
 - straty sprężenia 181
 - straty w strunobetonie 191
 - strefa
 - narożna 286
 - podporowa 282, 322
 - przyczółowa 286
 - wglębna 286
 - zakotwień 285, 324
 - stropy sprężone 469
 - kasetonowe 476
 - monolityczne 473
 - płaskie 469, 476
 - prefabrykowane 469
 - strunobeton 26, 95
 - technologia 95
 - system AFTER-BOND 128
 - systematyka mostów 496
 - systemy kabli jednosplotowych 121
 - systemy kabli ze splotów 114
 - systemy specjalne 128
 - systemy sprężania 30, 103
 - sytuacje obliczeniowe 223, 224
 - sytuacje obliczeniowe przejściowe 224
 - sytuacje obliczeniowe trwałe 224
 - sytuacje obliczeniowe wyjątkowe 224
 - szkielety sprężone 477, 486
 - monolityczne 482
 - prefabrykowane 477, 486
 - z podwieszonymi stropami 478, 480
- Ś**
- środki zabezpieczające 376
- T**
- tarcie w kanale kablowym 185
 - technologia kablobetonu 102
 - tendencje rozwoju 534
 - trasa współbieżna 295
 - trasowanie ciągien 274
 - trasy ciągien sprężających 247
 - trwałe zabezpieczenie 386
 - trwałość 212, 373
 - trybuny stadionu 551
 - tunele 535
 - tymczasowe zabezpieczenie 386
 - typy złamania elementu sprężonego 240
- U**
- ugięcie odwrotne 230
 - ugięcie w stadium sprężenia 230
 - układanie ciągien 138
 - urządzenia naciągowe 133
 - ustroje szkieletowe 477

W

wartości charakterystyczne 215
wartości obliczeniowe 215
wartość średnia 219
warunki bezpieczeństwa 212
wiadukty 496
wieże 550
włóknobeton wysokowartościowy 65
woda do betonu 37
wskaźnik tężości przekroju 251
współczynnik konsekwencji
zniszczenia 245
współczynnik odkształcenia
poprzecznego 52
współczynnik Poissona 52
współczynnik tarcia 186
wstępny naciąg 143
wymagane cechy betonu 32
wymiarowanie
 procedury 257, 259, 262, 264, 268,
 271, 307, 309, 314, 331, 332, 333,
 340, 356
 przekroju poprzecznego
 251, 296, 298, 304, 329, 338, 355
 strzemion 283, 322
 zbrojenia strefy zakotwień 292
wytrzymałość betonu 41
 na docisk 62
wytrzymałość charakterystyczna 42
wytrzymałość na rozciąganie 44

wytrzymałość na ściskanie 42
wytrzymałość trwała 42
wytrzymałość uderowa 42, 44
wytrzymałość zmęczeniowa 42, 43
wytrzymałość w złożonym stanie obciążenia 44
wytrzymałość zmęczeniowa 43

Z

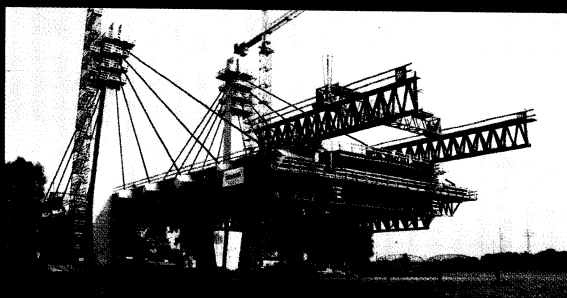
zabezpieczenia kabli 383, 386
zabezpieczenia zakotwień 384
zabieg sprężenia 142
zagęszczony włókno-kompozyt 65
zakotwienia blokujące 104
zakotwienia głowicowe 104
zakotwienia kotew sprężonych 154
zakotwienia wgłębne 104
zalecenia norm 62
zalety konstrukcji sprężonych 29
zapory wodne 545
zasady bezpiecznego sprężania 176
zasady zespolenia 345
zbiorniki 487
zbiorniki naziemne 487
zbiorniki wyniesione 490
zdatność użytkowa 212

Ż

żebra usztywniające 301
żerdzie energetyczne 560
żerdzie ścianek szczelnych 559

BBR

Innovative
Engineering



BBR Polska – pewny partner w budownictwie inżynieryjnym

Polska Sp. z o.o.

...



konstruktywnych lat
1994-2004

CONSOLIS

SWOBODA KONSTRUKCJI

SYSTEM PREFABRYKACJI CONSOLIS

System CONSOLIS to sprawdzona w Europie i na świecie technologia łącząca w sobie zalety żelbetu i strunobetonu jako materiału konstrukcyjnego oraz prefabrykatu jako technologii wznoszenia. Nie jest to system zamknięty, sztywny, narzucający projektantowi ograniczenia w kształtowaniu przestrzeni. System CONSOLIS daje możliwość realizacji bardzo różnych obiektów w sposób efektywny, tani, przy zachowaniu wysokiej jakości elementów.

W systemie CONSOLIS możliwe jest wznoszenie wszystkich typów obiektów, które mogą być wykonywane w całości jako konstrukcje prefabrykowane szkieletowe bądź ścianowe dzięki możliwości łączenia stropów z prefabrykatów ze szkieletem monolitycznym żelbetowym lub stalowym (np. antresole w halach stalowych).

Stosując system prefabrykacji CONSOLIS możemy budować szybko, przez cały rok, bez przerw ze względu na niekorzystne warunki atmosferyczne. System CONSOLIS gwarantuje pewność, że beton, zbrojenie i inne elementy konstrukcyjne są dokładnie takie, jak założono w projekcie.

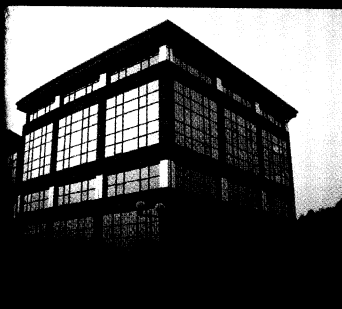
System CONSOLIS to także kompleksowa obsługa w zakresie projektowania, produkcji prefabrykatów, transportu oraz montażu. Na każdym etapie nasza firma prowadzi stałą kontrolę jakości swoich produktów tak, aby spełniały one wszelkie normy i były dokładnie takie, jak założono w projekcie.

www.consolis.pl

CONSOLIS

SWOBODA KONSTRUKCJI

CONSOLIS Polska jest częścią Grupy CONSOLIS – wiodącej europejskiej grupy firm, produkujących elementy prefabrykowane z betonu i betonu sprężonego, posiadającej 50 fabryk w 11 krajach. W Polsce działamy od 1999 roku. W 2000 roku otworzyliśmy zakład produkcyjny, który znajduje się w Gorzkowicach k. Piotrkowa Trybunalskiego. Jest to najnowocześniejszy w Polsce zakład produkujący elementy prefabrykowane z betonu sprężonego oraz inne elementy żelbetowe. Umożliwiamy naszym klientom projektowanie nowoczesnych obiektów – ekonomicznych, zabezpieczonych przeciwpożarowo, o dużej swobodzie kształtowania wnętrza.



Nasza oferta obejmuje:

- Stropowe sprężone płyty kanałowe HC (duże rozpiętości do 18 m)
- Sprężone płyty stropowe TT (duże rozpiętości do 25 m)
- Elementy szkieletu budynku (belki, dźwigary, słupy, ściany i fasady)
- Belki mostowe, ekrany akustyczne i elementy infrastruktury drogowej

Siedziba firmy

Consolis Polska Sp. z o.o.
ul. Przemysłowa 40
97-350 Gorzkowice
Tel. + 48 (44) 732 73 00
Fax + 48 (44) 732 73 01
E-mail: office@consolis.pl

Biuro Handlowe w Warszawie
ul. Wejnerta 26/2
02-619 Warszawa
Tel. + 48 (22) 844 18 38
Fax + 48 (22) 844 95 35
E-mail: warszawa@consolis.pl

www.consolis.pl

Mosty – Łódź

Przedsiębiorstwo Robót Mostowych „Mosty- Łódź” S.A.

94-112 Łódź, ul. Bratysławska 52

Zarząd: tel. (042) 686 32 92, fax: (042) 686 49 13

e-mail: biuro@mosty-lodz.pl, www.mosty-lodz.pl

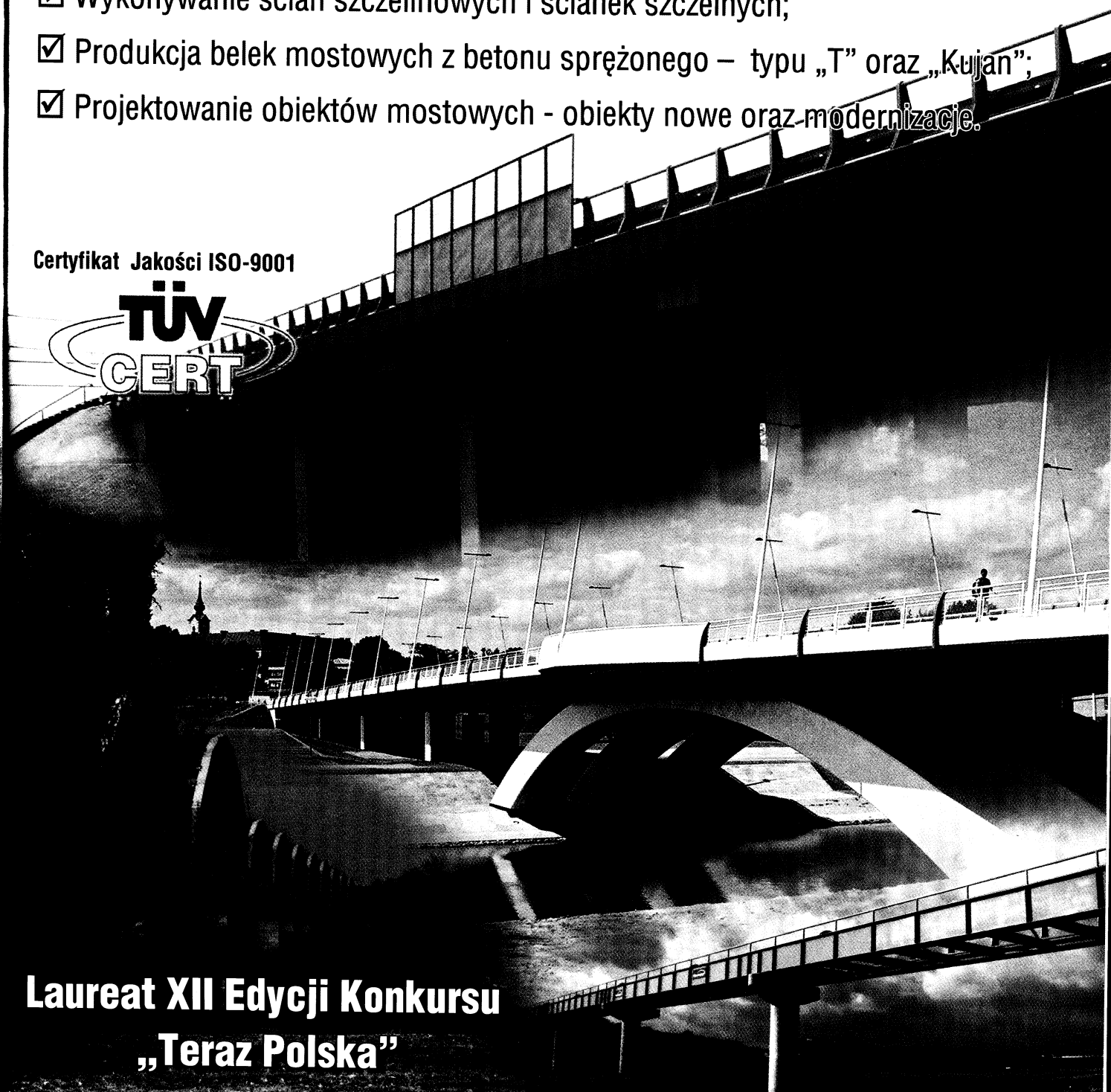
PRM „Mosty-Łódź” S.A. oferuje usługi w następujących dziedzinach:

- ☒ Budowa, remonty, oraz modernizacja mostów, wiaduktów, przejść podziemnych i kładek dla pieszych
- ☒ Wykonywanie pali wielkośrednicowych ($\varnothing 600\text{mm} \div \varnothing 1800\text{mm}$), w tym metodą CFA
- ☒ Wykonywanie ścian szczelinowych i ścianek szczelnych;
- ☒ Produkcja belek mostowych z betonu sprężonego – typu „T” oraz „Kujan”;
- ☒ Projektowanie obiektów mostowych - obiekty nowe oraz modernizacje.

Certyfikat Jakości ISO-9001

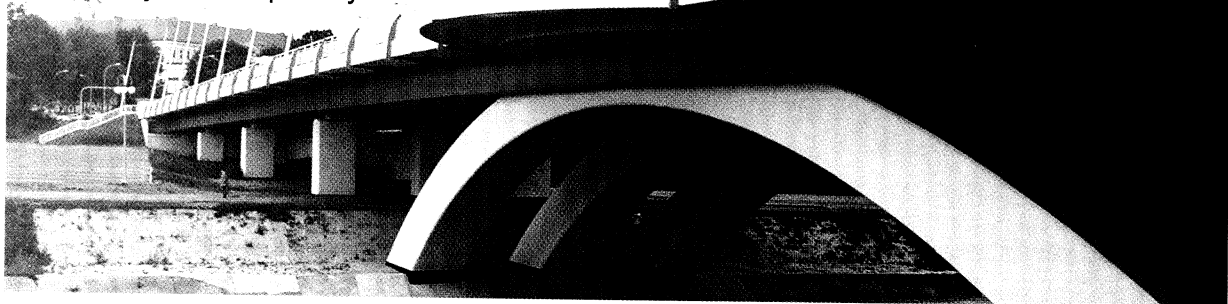


**Laureat XII Edycji Konkursu
„Teraz Polska”**



Sika Poland

Sika Poland jest częścią międzynarodowego koncernu Sika, który powstał na początku XX wieku w Szwajcarii. Koncern Sika jest jednym z światowych liderów na rynku producentów specjalistycznych produktów chemicznych dla branży budowlanej oraz dla przemysłu.



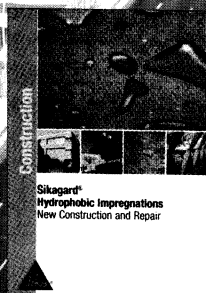
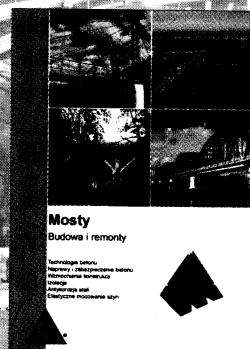
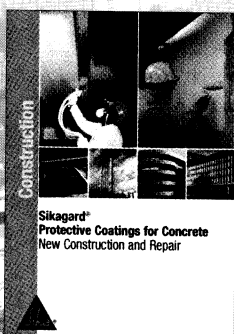
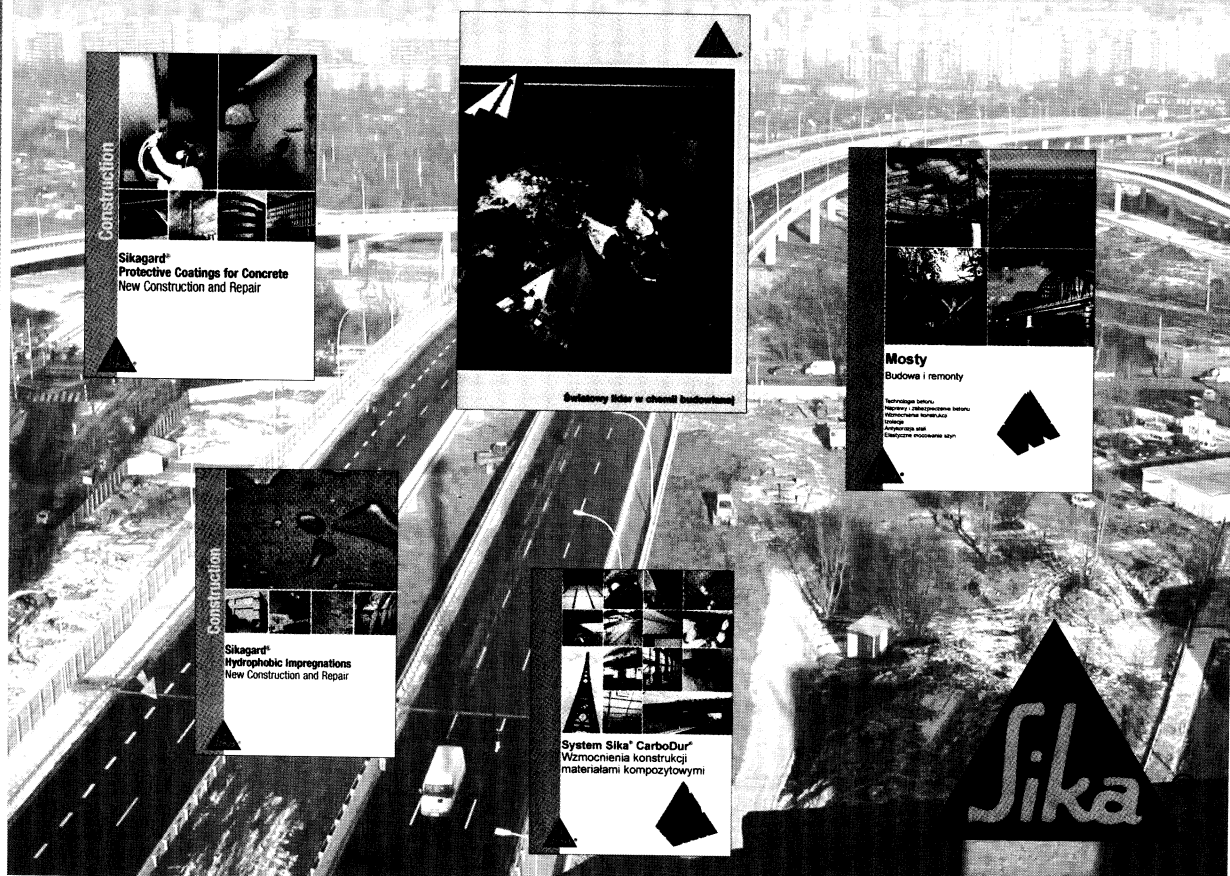
Oferta materiałowa **Sika Poland** obejmuje między innymi:

- ▲ Modyfikacje betonu
- ▲ Materiały do zakotwień i polewek
- ▲ Naprawę i ochronę żelbetu
- ▲ Uszczelnienia konstrukcji
- ▲ Wzmocnienia konstrukcji

Technologia wzmocnienia konstrukcji **Sika® CarboDur System** bazuje na przyklejanych elementach na bazie włókien węglowych. Kilkanaście typów taśm, maty o zróżnicowanych parametrach wytrzymałościowych i L-kształtki umożliwiają wzmocnienie elementów konstrukcji o skomplikowanej geometrii, dużych rozmiarach i poddanych zróżnicowanym obciążeniom.

Uzupełnieniem metody jest technologia **Sika® CarboHeater** pozwalająca na przyspieszenie wiązania kleju, co daje możliwość wykonania wzmocnienia w warunkach zimowych a także przy oddziaływaniu obciążeń dynamicznych na wzmacnianą konstrukcję.

W naszej ofercie znajduje się także technologia aplikacji taśm węglowych wstępnie naprężonych.



W celu uzyskania bardziej szczegółowych informacji proszę o kontakt tel: (22) 31 00 700, e-mail: sika.poland@pl.sika.com lub wejście na naszą stronę internetową www.sika.com.pl