

Rafał Szydłowski

STROPY PŁYTKOWE SPRĘŻONE CIĘGNIAMI BEZ PRZYCZEPNOŚCI

TEORIA, PROJEKTOWANIE, BADANIA



KRAKÓW 2019

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. Tadeusza Kościuszki

RAFAŁ SZYDŁOWSKI

STROPY PŁYTOWE SPRĘŻONE CIĘGNAMI
BEZ PRZYCZEPNOŚCI
TEORIA, PROJEKTOWANIE, BADANIA



KRAKÓW 2019

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Tadeusz Tatara

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTW NAUKOWYCH

Józef Gawlik

REDAKTOR SERII
Inżynieria Lądowa

Marek Piekarczyk

REDAKTOR NAUKOWY

Andrzej Seruga

RECENZENCI

Krzysztof Dyduch
Jacek Hulimka

SEKRETARZ SEKCJI

Marta Wlazło

OPRACOWANIE REDAKCYJNE

Barbara Korta-Wyrzycka

SKŁAD I ŁAMANIE

Krystyna Gawlik

Na okładce budynek Małopolskiego Centrum Budownictwa Energooszczędnego

Fot. Jan Zych

PROJEKT OKŁADKI

Małgorzata Murat-Drożyńska

© Copyright by Politechnika Krakowska

ISBN 978-83-65991-56-0

Wydawnictwo PK, ul. Skarżyńskiego 1, 31-866 Kraków; tel.: 12 628 37 25, fax: 12 628 37 60
e-mail: wydawnictwo@pk.edu.pl □ www.wydawnictwo.pk.edu.pl
Adres do korespondencji: ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Druk i oprawę wykonano w Dziale Poligrafii Politechniki Krakowskiej.
Ark. wyd. 12,00.

Zam. 35/2019

Nakład 150 egz.

Cena zł 29,40 z VAT

SPIS TREŚCI

Wykaz ważniejszych oznaczeń	7
1. Wstęp	13
2. Materiały	17
2.1. Beton	17
2.1.1. Kruszywo	17
2.1.2. Wytrzymałość	18
2.1.3. Moduł sprężystości	20
2.1.4. Skurcz	21
2.1.5. Pełzanie	23
2.1.6. Beton lekki	25
2.2. Ciężna sprężająca	31
2.2.1. Właściwości stali do sprężania	31
2.2.2. Ciężna bez przyczepności	34
2.3. Zakotwienia	38
3. Kształtowanie płyt	41
3.1. Układ podpór, rozpiętości przęseł	41
3.2. Typ płyty	44
3.2.1. Płyta jedno- i dwukierunkowa	45
3.2.2. Płyta pełna i uźebrowana	47
3.3. Minimalna grubość płyty i stosunek rozpiętości do grubości	48
3.4. Wewnętrzne wkłady odciążające jako sposób poprawy efektywności płyty kablobetonowej	51
3.5. Analiza efektywności różnych typów przekrojów	53
4. Płyty płaskie	59
4.1. Praca statyczna płyt płaskich	59
4.2. Kryteria analizy płyt płaskich	61
4.3. Zachowanie się płaskich płyt pod wpływem obciążenia ciągnami sprężającymi	62

5.	Dobór sprzężenia	67
5.1.	Układ sprzężenia w planie	67
5.2.	Profil cięzna, obciążenie zastępcze, wymagana liczba cięgien	70
5.2.1.	Minimalne otulenie cięgien	70
5.2.2.	Profil cięzna i obciążenie zastępcze	71
5.2.3.	Określenie wymaganego sprzężenia	77
6.	Modelowanie stropów kablobetonowych	83
6.1.	Modelowanie sprzężenia	83
6.2.	Efekty II rzędu	85
6.3.	Analiza statyczna płyty	88
6.3.1.	Metoda ram zastępczych	90
6.3.2.	Analiza płyt metodą elementów skończonych	91
6.3.3.	Wybór metody	94
7.	Projektowanie z uwagi na stany graniczne nośności	95
7.1.	Zginanie	95
7.2.	Przebicie	99
7.2.1.	Nośność obszarów niezbrojonych na przebicie	100
7.2.2.	Nośność obszarów zbrojonych na przebicie	103
7.2.3.	Zasięg zbrojenia na przebicie	104
8.	Projektowanie z uwagi na stany graniczne użyteczności	105
8.1.	Naprężenia normalne w przekroju	105
8.1.1.	Płyty zwykłe (oparte na krawędziach)	106
8.1.2.	Płyty płaskie	107
8.2.	Naprężenia w kierunku poprzecznym	109
8.2.1.	Jedno- i dwukierunkowe płyty zwykłe	109
8.2.2.	Płyty płaskie	110
8.3.	Zarysowanie	110
8.4.	Zbrojenie zwykłe	113
8.4.1.	Zbrojenie z uwagi na równowagę sił przekrojowych	113
8.4.2.	Zbrojenie minimalne	114
8.5.	Ugięcia	117
8.5.1.	Płyty jednokierunkowe	119
8.5.2.	Płyty dwukierunkowe	119
8.5.3.	Ugięcia długotrwałe	123
8.6.	Drgania	124
8.6.1.	Określenie częstości drgań własnych	126
8.6.2.	Tłumienie	129
8.6.3.	Przewidywanie odpowiedzi stropu na drgania wywołane ich użytkowaniem	130

9. Wybrane szczegóły konstrukcyjne.....	133
9.1. Układ cięgien.....	133
9.2. Rozstawy cięgien.....	134
9.3. Zbrojenie na siły rozrywające pod zakotwieniami.....	135
9.4. Zbrojenie stref pomiędzy zakotwieniami.....	139
9.5. Stabilizacja cięgien.....	140
9.6. Otwory w płytach.....	140
9.7. Oznaczenia na rysunkach.....	142
10. Zagraniczne realizacje a wytyczne kształtowania płyt.....	145
10.1. Strop kasetonowy w Bibliotece Publicznej w Bostonie.....	145
10.2. Stropy w budynku centrum handlowego Fuenlabrada w Madrycie..	148
10.3. Strop w budynku hotelu VidaMar Resort Madeira w Funchal.....	151
11. Badania płyt kablobetonowych.....	153
11.1. Badania płyt przy zginaniu.....	153
11.2. Badania przebicia płyt.....	164
11.3. Badania płyt w warunkach pożaru.....	172
11.4. Badania stropów w skali naturalnej.....	179
11.5. Analizy teoretyczne stropów.....	183
11.6. Badania płyt z betonu lekkiego.....	184
12. Badania własne.....	187
12.1. Metodyka badań.....	188
12.1.1. Technologia pomiarów bazująca na drgającej strunie.....	188
12.1.2. Pomiar odkształceń betonu.....	188
12.1.3. Pomiar ugięć.....	190
12.1.4. Pomiar siły w cięgnach.....	192
12.2. Płaska płyta w budynku Małopolskiego Centrum Budownictwa Energooszczędnego.....	192
12.3. Płyty dużych rozpiętości w budynku Centrum Kulturalno- -Artystycznego w Kozienicach.....	203
12.3.1. Charakterystyka budynku.....	203
12.3.2. Charakterystyka stropów kablobetonowych.....	204
12.3.3. Ugięcia stropów.....	209
12.3.4. Próbné obciążenie płyty Pł-3.....	213
12.4. Badania lekkiego betonu kruszywowego przeznaczonego do konstruowania kablobetonowych płyt dużej rozpiętości.....	219
13. Inne nietypowe, autorskie zastosowania płyt sprężonych cięgnami bez przyczepności w budynkach.....	229
13.1. Strop z wkładami odciążającymi w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju.....	229

13.2. Płyta kablobetonowa w Pawilonie Muzycznym w Muszynie	233
13.2. Płyta antresoli dla chóru w kościele św. Jacka w Krakowie.....	239
14. Podsumowanie	245
Literatura.....	249
Streszczenia.....	

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

A_c	– pole przekroju betonowego brutto (z uwzględnieniem zbrojenia zwykłego),
$A_{cc,eff}$	– pole powierzchni efektywnej strefy ściskanej w przekroju betonowym,
A_{ct}	– minimalne pole przekroju strefy rozciąganej betonu,
$A_{ct,eff}$	– efektywne pole betonu rozciąganego otaczającego zbrojenie lub cięgna sprężające,
A_{gt}	– całkowite wydłużenie przy maksymalnej sile rozciągającej,
A_p	– pole powierzchni zbrojenia sprężającego,
A_{ps}	– pole powierzchni cięgien sprężających znajdujących się w strefie rozciąganej,
A_{s1}, A_{s2}	– pola powierzchni zbrojenia rozciąganego i ściskanego,
A_{sw}	– powierzchnia zbrojenia na ścinanie w każdym obwodzie dookoła słupa,
B	– sztywność płyty przy zginaniu, wg równania (56),
D_{cx}	– wysokość wkładu odciążającego,
E	– moduł sprężystości,
E_c	– moduł sprężystości betonu,
$E_{cc,eff}$	– efektywny moduł sprężystości betonu (uwzględniający efekty reologiczne),
E_{cm}	– sieczny moduł sprężystości betonu po 28 dniach,
$E_{cm}(t_0)$	– sieczny moduł sprężystości betonu w chwili obciążenia,
E_p	– moduł sprężystości stali sprężającej,
$F_{p0,1k}$	– charakterystyczna siła rozciągająca przy odkształceniu równym 0,1%,
F_{pk}	– charakterystyczna siła zrywająca,
F_{ps}	– siła przekrojowa w zbrojeniu sprężającym,
F_s	– siła przekrojowa w zbrojeniu zwykłym,
H	– impuls w próbie <i>heel-drop</i> (opis w podrozdz. 8.6),
I_c	– moment bezwładności przekroju betonowego,

L	– rozpiętość elementu,
L_c	– długość ciągną,
L_w	– długość drgającej struny,
L'	– zasięg odwróconej krzywizny ciągną nad podporą,
M	– moment zginający,
M_{g+q}	– moment zginający od obciążeń stałych i zmiennych,
M_{Rd}	– graniczny moment przenoszony przez przekrój,
M_w	– moment II rzędu (wzbudzony) wywołany sprężeniem,
N_{Ed}	– siła podłużna w stanie granicznym użyteczności (przy ścisaniu dodatnia), uwzględniającą charakterystyczne wartości siły sprężającej i sił podłużnych od odpowiedniej kombinacji oddziaływań,
N_{Rd}	– graniczna siła podłużna w przekroju sprężonym,
N_{sd}	– obliczeniowa siła podłużna w przekroju wywołana obciążeniem zewnętrznym,
N_x, C_x	– bezwymiarowe współczynniki odpowiedzi dynamicznej płyty,
P	– siła sprężająca,
P_0	– początkowa wartość siły sprężającej,
P_d	– obliczeniowa wartość siły sprężającej w stanie granicznym nośności,
$P_{k,inf}$	– wartość dolna charakterystycznej siły sprężającej, równa $P_k \cdot r_{inf}$,
$P_{k,sup}$	– wartość górna charakterystycznej siły sprężającej, równa $P_k \cdot r_{sup}$,
P_{m0}	– siła sprężająca tuż po ukończeniu sprężenia (po stratach doraźnych sprężenia),
P_{mt}	– wartość siły sprężającej w czasie t (po stratach opóźnionych sprężenia),
P_t	– siła w kablu sprężającym,
Q	– obciążenie skupione,
T	– temperatura,
T_0	– temperatura początkowa,
V_{Ed}	– obliczeniowa reakcja w słupie pochodząca od analizowanej płyty, z uwzględnieniem redukcji wynikającej z pionowego działania sprężenia nad słupem,
W_d, W_g	– wskaźniki wytrzymałości przekroju brutto (z uwzględnieniem zbrojenia zwykłego) odpowiednio dla włókien dolnych i górnych,
a	– wysokość osi ciągną ponad dolną powierzchnią płyty,
a_0	– przyspieszenie szczytowe,
a_c	– odległość osi ciągną od najbliższej krawędzi przekroju,
a_p	– poślizg ciągną w zakotwieniu,
b_1, b_2	– zasięg pasów kontrolnych w płytach płaskich od osi środkowej słupów,
c_{min}	– minimalna odległość osi ciągną od krawędzi przekroju,

- d_s – efektywna wysokość przekroju dla zbrojenia zwykłego,
- d_{ps} – efektywna wysokość przekroju dla zbrojenia sprężającego,
- e – mimośród ciężna w przekroju,
- f – częstość drgań,
- f_0 – częstość drgań własnych,
- f_b – korekta częstości drgań własnych dla płyt bez belek,
- f_{cc} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, określona na kostkach o boku 150 mm,
- f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,
- f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie,
- f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie,
- f_{EI} – redukcja giętej sztywności płyty,
- $f_{p0,1k}$ – umowna granica plastyczności stali sprężającej,
- f_{pb} – naprężenia w cięgnach bez przyczepności w stanie granicznym nośności,
- f_{pe} – efektywne naprężenia w cięgnach bez przyczepności po wszystkich stratach,
- f_{pk} – charakterystyczna wytrzymałość stali sprężającej,
- f'_x – częstość drgań własnych płyt z belkami w liniach słupów,
- f_{yk} – wytrzymałość charakterystyczna stali zwykłej,
- $f_{ywd,ef}$ – efektywna wytrzymałość zbrojenia poprzecznego,
- g – przyspieszenie ziemskie,
- h – grubość płyty (wysokość przekroju),
- $h_{c,ef}$ – wysokość efektywnego pola betonu rozciąganego otaczającego zbrojenie lub ciężna sprężające,
- k – współczynnik przy określaniu minimalnego zbrojenia koniecznego do ograniczenia rys, zależny od wpływu nierównomiernych, samorównoważących się naprężeń, które prowadzą do zmniejszenia sił od odkształceń wymuszonych,
- k_1 – współczynnik przy określaniu minimalnego zbrojenia koniecznego do ograniczenia rys, zależny od wpływu siły podłużnej na rozkład naprężeń, równy 1,5 jeśli N_{Ed} jest siłą ściskającą,
- k_c – współczynnik przy określaniu minimalnego zbrojenia koniecznego do ograniczenia rys, zależny od rozkładu naprężeń w przekroju w chwili bezpośrednio poprzedzającej zarysowanie oraz od zmian ramienia sił wewnętrznych,
- k_x – suma kątów niezamierzonych zakrzywień trasy ciężna na jednostkę długości,
- l – długość strefy uplastycznienia,
- q – obciążenie zewnętrzne,
- n_x, n_y – liczba przęseł w odpowiednich kierunkach,

- r – promień krzywizny,
- $r_{\text{inf}}, r_{\text{sup}}$ – współczynniki zmniejszający i zwiększający charakterystycznej siły sprężającej wg punktu 5.10.9 Eurokodu 2 [100], przyjmowane odpowiednio 0,95 i 1,05 dla cięgien bez przyczepności,
- s – odległość pomiędzy punktami przegięcia,
- s_s – rozstaw radialny obwodów zbrojenia na przebicie,
- $s_{r,\text{max}}$ – maksymalny rozstaw rys wyznaczany wg równania (7.11) normy [100],
- t – czas,
- u – ugięcie,
- u_1 – obwód kontrolny przy ścinaniu,
- u_{yy}, u_{zz} – części obwodu kontrolnego przy ścinaniu równoległe do osi y i z (rys. 7.4),
- v_{Ed} – obliczeniowe naprężenia ścinające przy przebicie,
- $v_{Rd,c}$ – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie płyty bez zbrojenia na przebicie wzdłuż rozważanego przekroju kontrolnego,
- w – obciążenie zastępcze od cięgna sprężającego,
- x – odległość od punktu przyłożenia siły sprężającej mierzona po długości cięgna,
- x_1 – wysokość strefy ściskanej przekroju niezarysowanego,
- x_{II} – wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego,
- x_{eff} – efektywna wysokość strefy ściskanej (przy założeniu prostokątnego rozkładu naprężeń ściskających),
- z – odczyty geodezyjne,
- Δf_{pb} – przyrost naprężeń w cięgnach bez przyczepności w stanie granicznym nośności,
- ΔP_{sl} – straty siły sprężającej od poślizgu cięgna w zakotwieniu,
- ΔP_{μ} – straty siły sprężającej od tarcia cięgna o osłonkę,
- α_1, α_2 – współczynniki ugięć,
- α_s – kąt pomiędzy zbrojeniem na ścinanie, a płaszczyzną płyty,
- β – współczynnik uwzględniający niesymetryczny rozkład naprężeń poprzecznych nad słupem, wyznaczany wg punktu 6.4.3 Eurokodu 2,
- $\beta_c(t, t_0)$ – współczynnik określający rozwój pełzania betonu w czasie,
- γ_c – współczynnik materiałowy dla betonu, równy 1,4 w sytuacjach trwałej i przejściowej,
- δ – zwis cięgna,
- ε – odkształcenie,
- ε_0 – odkształcenie betonu powstałe bezpośrednio po przyłożeniu obciążenia,
- ε_{cc} – odkształcenia w betonie w najbardziej ściskanych włóknach,

- ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami,
- ε_{cs} – odkształcenie skurczowe betonu,
- ε_{cu} – graniczne odkształcenie betonu w stanie granicznym nośności,
- $\varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s2}$ – odkształcenie zbrojenia rozciąganego i ściskanego,
- ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego liczone od stanu kiedy odkształcenie w betonie jest zerowe,
- ε_{ps} – odkształcenia w cięgnach sprężających wyznaczone od stanu kiedy odkształcenie w betonie jest zerowe,
- ε_{ud} – graniczne odkształcenie stali zwykłej w stanie granicznym nośności,
- ε_{uk} – charakterystyczne odkształcenie stali zwykłej przy maksymalnych naprężeniach,
- $\varepsilon_{\phi}(t)$ – odkształcenie betonu pod obciążeniem działającym w czasie t ,
- ϕ_0 – współczynnik końcowego pełzania betonu,
- $\phi(t, t_0)$ – współczynnik pełzania betonu w czasie,
- λ – współczynnik wysokości efektywnej strefy ściskanej w betonie przy prostokątnym rozkładzie naprężeń (wg punktu 3.1.7 Eurokodu 2 [100]),
- λ_x, λ_y – efektywny współczynnik proporcji przęsła dla poszczególnych kierunków,
- μ – współczynnik tarcia pomiędzy cięgnem, a jego kanałem,
- θ – suma kątów zakrzywienia trasy cięgna na długości x ,
- θ_{cr} – temperatura krytyczna stali w warunkach pożaru,
- ρ – gęstość materiału,
- ρ_{1000} – relaksacja stali po 1000 godzinach w temperaturze 20°C,
- $\rho_p, \rho_{ly}, \rho_{lz}$ – stopień zbrojenia głównego przy ścinaniu, wg podrozdziału 7.2,
- σ – naprężenia przekrojowe,
- σ_N – średnie naprężenia w przekroju betonowym równe $N_{Ed}/(bh)$,
- σ_c – naprężenia ściskające w przekroju betonowym przed zarysowaniem,
- σ_{cc} – naprężenia ściskające w przekroju zarysowanym ($\leq 0,4f_{ck}$ przy liniowym rozkładzie naprężeń),
- $\sigma_{cp}, \sigma_{cy}, \sigma_{cz}$ – naprężenia normalne od sprężenia przy kontroli ścinania, wg podrozdziału 7.2,
- $\sigma_{p,fi}$ – naprężenia w stali sprężającej w warunkach pożaru,
- σ_s – naprężenia w zbrojeniu rozciąganim (w przekrojach sprężonych przyrost naprężeń liczony od stanu gdy odkształcenie betonu na poziomie cięgien sprężających było zerowe) obliczone przy założeniu, że przekrój jest zarysowany,
- σ_{s1}, σ_{s2} – naprężenia w zbrojeniu rozciąganim i ściskanim,

- $\sigma_{s,lim}$ – maksymalne dozwolone naprężenia w zbrojeniu zależne od dopuszczalnej szerokości rysy i średnicy prętów,
- σ_t – naprężenia rozciągające w przekroju betonowym,
- ζ – ułamek tłumienia krytycznego.

1. WSTĘP

Od początków sprężania betonu kablobetonowe stropy płytowe stosowane są w wielu krajach jako cienkie, płaskie przegrody w budynkach. Ich rozwój i popularyzacja ściśle wiążą się z obecnością cięgien bez przyczepności, które zostały opracowane i wprowadzone do szerokiego użycia w budownictwie do sprężania konstrukcji w USA w latach 50. ubiegłego stulecia. Wysokie koszty pracy, przy jednocześnie niskich kosztach motażu cięgien bez przyczepności, wynikających z eliminacji uciążliwej i kosztownej iniekcji, przyczyniły się do rozpowszechnienia ich stosowania. Początkowo stosowano ciężna złożone z siedmiodrutowych splotów o średnicy 12,7 mm otoczonych antykorozyjnym smarem, wewnątrz osłonki z ekstrudowanego tworzywa sztucznego o ściance grubości 1,27 mm. Sploty te produkowano ze stali o wytrzymałości 1860 MPa, co dla ciężna o długości 30,5 m, wydłużanego przy sprężaniu o 203 mm, pozwalało na uzyskanie efektywnej siły w ciężnie wielkości około 120 kN [65].

Poza Stanami Zjednoczonymi rozwój cięgien bez przyczepności miał utrudnioną drogę. W krajach europejskich ich początki datuje się na lata 70. W Polsce pierwsze sprężenie z użyciem tego typu ciężna zrealizowano w 1995 roku. W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej opracowano i zrealizowano wzmocnienie zbiornika na ścieki w cukrowni w Tucznie [69]. Od tego czasu przeprowadzono na Politechnice Krakowskiej znaczące badania doświadczalne, dotyczące zastosowania cięgien bez przyczepności do sprężania konstrukcji i elementów kablobetonowych, [40, 107, 121, 125]. Badania te były realizowane zarówno w laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, jak i na obiektach w skali naturalnej.

Poza wyżej wspomnianymi ekonomicznymi korzyściami, konstrukcje sprężone ciężnami bez przyczepności wyróżnia wiele zalet konstrukcyjnych. Niewątpliwie jako jedną z najważniejszych należy wymienić możliwość redukcji grubości płyt stropowych, które realizowane w technologii betonu sprężonego mogą być znacznie cieńsze w porównaniu ze stropami stalowymi czy żelbetowymi. Należy zaznaczyć, że w przypadku konstrukcji sprężonych, pocienienie płyty nie naraża jej na większe ugięcia. Redukcja grubości poszczególnych płyt stropowych pozwala na ograniczenie całkowitej wysokości budynku. Według szacunków

Post-Tensioning Institute [65] dziesięciokondygnacyjny budynek ze stropami stalowymi musi mieć 38 m wysokości, podczas gdy w przypadku płyt kablobetonowych tylko 33 m. Redukcja wysokości budynku, przy zachowaniu tej samej powierzchni użytkowej i wysokości lokali, daje oszczędności w wykonaniu (materiałach i robociźnie) pionowych elementów budynków, takich jak: słupy, ściany, elewacje, instalacje, schody, szyby windowe itp. W dłuższej perspektywie przynosi to również oszczędności energii związane z transportem pionowym. Redukcja zużytych materiałów oznacza mniejszą masę budynku, a tym samym obniżenie masywności fundamentów czy ścian oporowych. Pozytywnym efektem jest też zmniejszenie objętości wykopów, a zatem ich wpływu na otoczenie.

Budynki z elementami kablobetonowymi mogą być wznoszone szybciej. Na świecie, podczas realizowania budynków wysokich, nawet w gęstej zabudowie miejskiej, powszechnie osiągalne są 3–5 dniowe cykle wznoszenia kondygnacji przy zastosowaniu stropów kablobetonowych. Skrócenie harmonogramu wznoszenia budynków korzystnie wpływa na otaczające plac budowy ekosystemy oraz infrastrukturę.

W pracy [81] wykazano, że przy stawianiu budynków wysokich, szczególnie tych powyżej 200 m, uzasadnione jest stosowanie systemów konstrukcyjnych bazujących na kompozytach betonowych. W Stanach Zjednoczonych przy wznoszeniu wysokościowców szczególnie korzystny okazał się system sprężenia bez przyczepności, jednak mimo to, rozwiązanie owo napotyka liczne bariery rozwoju w innych miejscach na świecie.

Kolebką budownictwa wysokościowego jest Chicago, które nadal przoduje w projektowaniu nowoczesnych drapaczy chmur, chociaż obecnie prym we wznoszeniu budynków wysokich wiedzie Azja. Przed 1960 rokiem, 90% budynków o wysokości ponad 100 m w Chicago zostało wybudowanych wyłącznie ze stali, a tylko 6% z betonu [65]. Po 1960 roku sytuacja się odwróciła, gdyż prawie 80% konstrukcji wzniesiono wyłącznie z betonu. W ostatnich dziesięcioleciach obserwuje się ciągły wzrost użycia sprężenia ciągłymi bez przyczepności jako zbrojenia betonu. Potwierdza to fakt, że w latach 1980–2006, kablobetonowe stropy ze sprężeniem ciągłymi bez przyczepności znalazły zastosowanie w mniej niż 5% wysokościowców realizowanych w Chicago (wyższych niż 100 m), natomiast w następnych latach 2007–2017 stropy tego typu wykonano w niemal połowie wznoszonych drapaczy chmur. Wzrost użycia technologii sprężania w Chicago zainicjował jego popularyzację w innych amerykańskich miastach, takich jak Honolulu, Houston, Miami czy Seattle.

W latach 70., czyli znacznie później niż w Stanach Zjednoczonych, technologię sprężenia ciągłymi bez przyczepności w zastosowaniu do realizacji stropów kablobetonowych w budynkach użyteczności publicznej, w tym również w garażach wielokondygnacyjnych, zaczęto rozwijać w Australii, Singapurze, Hong Kongu i wreszcie w Europie. Kiedy w Stanach Zjednoczonych, a później również w innych krajach,

odnoszono sukcesy w realizacji konstrukcji sprężonych cięgnami bez przyczepności, w Kanadzie i Wielkiej Brytanii podejmowano liczne, nieudane próby stosowania tej technologii. Skłoniło to społeczności zaangażowane w rozwój konstrukcji kablobetonowych do opracowania norm i wytycznych regulujących realizację sprężenia oraz służących do edukacji wykonawców. W tym czasie opracowano i wydano wiele wytycznych wspomagających projektowanie w doborze typu i geometrii stropu, wyznaczaniu i kształtowaniu wymaganego sprężenia oraz w sposobach weryfikacji obliczeniowej stropów. W Stanach Zjednoczonych wydano m.in. prace [2, 108–110], a w Europie prace [41–43, 150–155], stopniowo rozszerzające zakres zaleceń. Najobszerniejsze jak dotąd opracowanie, dotyczące zasad pracy i projektowania płyt sprężonych, opublikowali S. Khan i M. Williams w 1994 roku [63].

Utrudniony dostęp do specjalistycznego oprogramowania inżynierskiego oraz brak odpowiedniej wiedzy i doświadczeń wśród projektantów sprawiły, że kablobetonowe stropy płytowe miały w Polsce utrudnioną drogę rozwoju. Pierwszą krajową pracę, przedstawiającą wytyczne projektowania płaskich stropów sprężonych cięgnami bez przyczepności, opublikowali A. Ajdukiewicz i K. Golonka w 2007 roku [7]. Artykuł ten przybliżył zasady projektowania popularnych i szeroko wówczas stosowanych w świecie płaskich stropów sprężonych cięgnami bez przyczepności i, zdaniem Autorów, był próbą przełamania mentalności projektantów ograniczającej stosowanie tego rozwiązania w kraju. Pierwsze kablobetonowe stropy płytowe, sprężone płaskimi kablami BBR CONA Flat, wykonano w Polsce w 2002 roku [97], natomiast pierwsze stropy płytowo-słupowe sprężone cięgnami bez przyczepności zrealizowano w 2008 roku w budynku Platinum Towers w Warszawie [44, 126]. W kolejnych latach, opierając się na zrealizowanych projektach, opublikowano w kraju kilka prac przedstawiających ekonomiczne i techniczne aspekty stosowania kablobetonowych stropów sprężonych [29, 57, 95].

Obecnie, do sprężania betonowych płyt stropowych, zarówno na świecie jak i w naszym kraju, stosowane są głównie sploty bez przyczepności (*monostrandy*). Lekkość, łatwość i szybkość montażu oraz niewielka średnica cięgien, umożliwiającą realizację dużych mimośrodków sprężenia i zwisów cięgien w cienkich płytach, wygrała z wadami tego typu sprężenia i niemal całkowicie wyparła (z realizacji stropów płytowych) tradycyjny system sprężania cięgnami z przyczepnością (gdzie wymagana jest iniekcja kanałów zaczynem cementowym).

Autor pracy jest czynnie działającym projektantem oraz badaczem. Zaprojektował kilka stropów sprężonych cięgnami bez przyczepności o niespotykanych jak dotąd w świecie smukłościach (L/h), wynoszących nawet powyżej 55. Wśród nich jest strop o pełnym przekroju i prawdopodobnie największej w świecie rozpiętości liczącej 17,6 m przy grubości płyty 350 mm. Praca, prócz syntezy istniejących przepisów światowych i wytycznych projektowych, przedstawia wyniki kilkuletniej działalności badawczej autora nad płytami stropowymi sprężonymi cięgnami bez przyczepności, poprawą ich efektywności i udoskonalaniem metod projektowych.

Jednym z warunków rozpowszechnienia w Polsce stropów kablobetonowych jest możliwość wykorzystania w projektowaniu powszechnego i ogólnie dostępnego oprogramowania inżynierskiego. W pracy podano informacje pomocne w prostym, inżynierskim modelowaniu stropów oraz weryfikacjach stanów granicznych na podstawie uzyskanych wyników analizy statycznej.

Dodatkowo, na przykładach realizacji stropów, autor wykazał, że możliwe jest wykonywanie stropów kablobetonowych, nawet o dużych rozpiętościach, wykorzystując niskiej jakości kruszywa skalne. Praca zawiera również pierwsze analizy obliczeniowe i opis badań laboratoryjnych przeprowadzonych w Polsce, które potwierdzają możliwość stosowania w płytach sztucznego kruszywa otrzymywanego przez spiekanie popiołów lotnych. Informacje te mogą być pomocne w dobie kurczenia się zapasów kruszyw naturalnych oraz zachęcające do wykorzystania lokalnych kruszyw dostępnych na rynku budowlanym.

2. MATERIAŁY

2.1. BETON

Betony zalecane i stosowane do kablobetonowych płyt sprężonych nie różnią się w zasadzie od tych stosowanych do konstrukcji żelbetowych. W konstrukcjach żelbetowych istotnymi parametrami są wytrzymałość i trwałość betonu. Cechy, takie jak wytrzymałość wczesna, moduł sprężystości, skurcz i pełzanie są drugorzędne. W konstrukcjach kablobetonowych najbardziej pożądanymi będą: wczesna wytrzymałość, wysoki moduł sprężystości oraz dobre cechy reologiczne czyli niski skurcz i pełzanie betonu. Szybki rozwój wytrzymałości umożliwia wczesne wprowadzenie sprężenia oraz uwolnienie płyty z podpór, co poprawia ekonomiczną atrakcyjność stropów sprężonych. Wysoki moduł sprężystości zmniejsza straty przy sprężaniu oraz ugięcie doraźne stropu. Niski skurcz i pełzanie obniżają straty opóźnione oraz trwałe ugięcie stropu.

2.1.1. Kruszywo

Kruszywo grube w betonie jest głównym składnikiem determinującym cechy sprężyste. O ile matryca cementowa ma sztywność w miarę stałą i w małym stopniu uzależnioną od ilości i rodzaju cementu, o tyle rodzaj kruszywa ma duży wpływ na moduł sprężystości betonu. Słaba jakość kruszywa uniemożliwia uzyskanie wysokich wytrzymałości betonu. Z tego względu w Polsce, od początków wykonywania konstrukcji z betonu sprężonego, stosowano łamane kruszywa bazaltowe i granitowe, podczas gdy za granicą od zawsze do konstrukcji sprężonych stosowano kruszywa rzeczne i kopalne (np. kwarcytowe), czyli te same co do konstrukcji żelbetowych. Fakt ten wynikał głównie z niskiej jakości występujących w Polsce kruszyw rzecznych i kopalnych. Kruszywa takie pozyskiwane w krajach zachodnich mają chropowatą powierzchnię i dość nieregularny kształt, zbliżony do kruszyw łamanych.

Kruszywa te, o ile nie zostały wydobyte w stanie zupełnie czystym, były dostarczane zawsze we frakcjach i myte. Brak pyłów w stosie okrucowym oraz chropowata i na ogół nieregularna powierzchnia ziarn w kruszywach stwarzają dobre warunki współpracy zaczynu cementowego z kruszywem. Tymczasem polskie kruszywa rzeczne i kopalne są kruszywami otoczkowymi o gładkich powierzchniach. Ich ziarna kształtem zbliżone są do kul bądź bardziej lub mniej spłaszczonych elipsoid. Kształt ten, a przede wszystkim gładka powierzchnia ziaren, stwarzają niekorzystne warunki współpracy zaczynu cementowego z kruszywem, co nie pozwala na uzyskanie odpowiednio wysokich wytrzymałości.

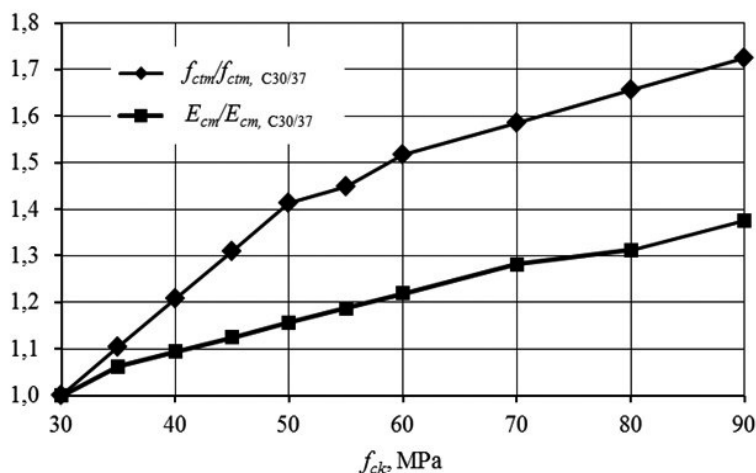
Ze względu na znaczny koszt kruszyw łamanych, w latach wzmoczonego rozwoju konstrukcji sprężonych, zaczęto stosować w Polsce kruszywa mieszane złożone z bazaltu lub granitu oraz kruszyw rzecznych lub kopalnych. Taka mieszanka kruszywowa utrudniała jednak uzyskanie wytrzymałości betonu rzędu 50–60 MPa. Wobec powyższego, utrwaliło się w Polsce przekonanie, iż do betonów sprężonych należy stosować droższe kruszywa łamane bazaltowe lub granitowe, co znacząco podnosi koszt wykonania betonu sprężonego i utrudnia jego popularyzję. Warto również podkreślić, iż beton na kruszywie bazaltowym jest znacznie cięższy w porównaniu z betonem na kruszywach kwarcytowych. W przypadku płyt dużej rozpiętości ciężar własny płyty nabiera szczególnego znaczenia (patrz podrozdz. 2.1.6), a wzrost modułu sprężystości, wywołany zastosowaniem kruszywa bazaltowego, zostaje w pewnej części skonsumowany w ugięciu przez zwiększony ciężar płyty.

O potrzebie zastąpienia droższych kruszyw łamanych w betonie sprężonym tańszymi kruszywami otoczkowymi, a tym samym obniżeniu kosztów jego wykonywania, pisał T. Kluz już w 1964 roku [67]. W dalszych punktach, na przykładzie projektów i realizacji stropów sprężonych, autor wykazał, iż możliwe jest projektowanie i realizacja stropów sprężonych o znaczących rozpiętościach i smukłościach z betonu wykonanego nawet z kruszyw otoczkowych. W podrozdziale 12.2 przedstawiono projekt i wyniki czteroletnich badań kablobetonowego stropu płaskiego w budynku Małopolskiego Centrum Budownictwa Energooszczędnego w Krakowie. Wykonano strop o rozpiętości przęsła 10,0 m i grubości płyty 250 mm z betonu na kruszywie żwirowym. Na podstawie wyników kilkuletniej obserwacji ugięć i sił w kablach pokazano znikomy wpływ niskiego modułu sprężystości i wytrzymałości betonu na zachowanie się stropu.

2.1.2. Wytrzymałość

Beton do płyt kablobetonowych powinien cechować się 28-dniową wytrzymałością kostkową na ściskanie w przedziale pomiędzy 30 i 50 MPa (ok. 24 do 40 MPa w przypadku walców $\phi 150 \times 300$ mm) [63]. Jako minimalną klasę betonu przyjmuje się C25/30, najpowszechniejsze jednak są betony klas C30/37 oraz C35/45. Stosowanie betonów o wyższych wytrzymałościach może być uzasadnione dwoma czyn-

nikami: koniecznością ograniczenia naprężeń do wartości gwarantujących brak rys oraz koniecznością ograniczenia trwałego ugięcia płyty (wyższy moduł sprężystości, mniejsze pełzanie). Utrzymanie braku rys jest niezbędne z uwagi na nadmierny spadek sztywności przekrojów zarysownych powodujący radykalny wzrost ugięcia. Poprawę rysoodporności można uzyskać przez zastosowanie betonów o wyższej wytrzymałości. Mogłoby się wydawać, iż użycie betonów wyższych klas pozwoli projektować smuklejsze i cieńsze płyty. Problemem jest jednak znacznie wolniejszy przyrost modułu sprężystości w stosunku do przyrostu wytrzymałości na rozciąganie, wraz ze wzrostem klasy betonu. Na rysunku 2.1 pokazano stosunek wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości betonów wyższych klas w odniesieniu do wartości dla betonu klasy C30/37, powszechnie stosowanego do płyt kablobetonowych i uznawanego za najniższą klasę betonu do konstrukcji kablobetonowych.



Rys. 2.1. Stosunek przyrostu średniej wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości w odniesieniu do betonu klasy C30/37 (badania własne [137])

Można zauważyć, że przy wzroście charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie f_{ck} z 30 do 90 MPa, wytrzymałość na rozciąganie wzrasta o 72%, a moduł sprężystości zaledwie o 38%. Stosowanie wyższych klas betonu nie pociąga zatem za sobą możliwości znaczących redukcji grubości stropu ze względu na zbyt mały przyrost modułu sprężystości, a przez to problem z ugięciami. Podniesienie klasy betonu znacząco natomiast podnosi koszty wykonania konstrukcji. Z tego względu najbardziej uzasadnione jest stosowanie betonów o wytrzymałości charakterystycznej do 50 MPa. Stosowanie wyższych klas betonu do kablobetonowych płyt sprężonych może mieć uzasadnienie jedynie przy szczególnych realizacjach stropów o ponadnormatywnych rozpiętościach czy smukłościach.

2.1.3. Moduł sprężystości

Moduł sprężystości betonu jest jednym z najważniejszych parametrów w przypadku konstrukcji z betonu sprężonego, z uwagi na dwa zagadnienia, tj. wpływ na ugięcia oraz ograniczenie strat siły przy sprężaniu. W tabelicy 2.1 podano oczekiwane wartości modułu sprężystości betonu zgodnie z normą [100], dla klas betonu najczęściej stosowanych w konstruowaniu płyt kablobetonowych, na cemencie 42,5 N. Moduł sprężystości jest najszybciej przyrastającą w czasie cechą mechaniczną betonu. W przypadku cementów klasy 52,5 i cementów szybkosprawnych należy spodziewać się jeszcze wyższej oczekiwanej wartości modułu po 7 i 14 dniach. Należy mieć na uwadze, iż moduł sprężystości betonu jest w dużym stopniu zależny od właściwości sprężystych zastosowanego kruszywa. Podane w tabelicy 2.1 wartości zostały określone dla kruszyw kwarcytowych. Zgodnie z [100] dla kruszyw wapiennych podane wartości należy zmniejszyć o 10%, dla kruszyw bazaltowych natomiast należy je zwiększyć o 20%. W przypadku kruszywa granitowego norma [100] nie precyzuje wartości modułu sprężystości, tymczasem jest to najpopularniejsze krajowe kruszywo łamane. W licznych badaniach (np. [18, 56, 120]) wykazano, że moduł sprężystości betonu z krajowym kruszywem granitowym jest znacznie niższy niż wartości podane w normie. Obniżenie modułu sprężystości w stosunku do wartości normowych sięga 20%.

Tabela 2.1

Oczekiwane wartości modułu sprężystości (GPa)
betonów powszechnie stosowanych do płyt sprężonych, wg [100]

Klasa betonu	Po czasie t , dni			
	7	14	28	90
C30/37	30,1	31,2	32,0	32,9
C35/45	32,0	33,2	34,0	34,9
C40/50	33,0	34,1	35,0	35,9
C45/55	33,9	35,1	36,0	37,0

Wobec mocnej zależności modułu sprężystości od jakości kruszywa, rzeczywiste wartości modułu w obrębie poszczególnych klas betonu cechują duże rozrzuty. Powszechnie akceptowalne są wartości modułu sprężystości odbiegające o 20% w górę lub w dół od wartości normowych.

Jak powszechnie wiadomo wyższe, a zatem korzystne, wartości modułu sprężystości można uzyskać stosując do betonu wysokowartościowe kruszywa bazaltowe. Kruszywa te jednak znacznie podnoszą koszt jednostkowy betonu, a tym samym całkowity koszt realizacji konstrukcji z betonu sprężonego, co akcentowano

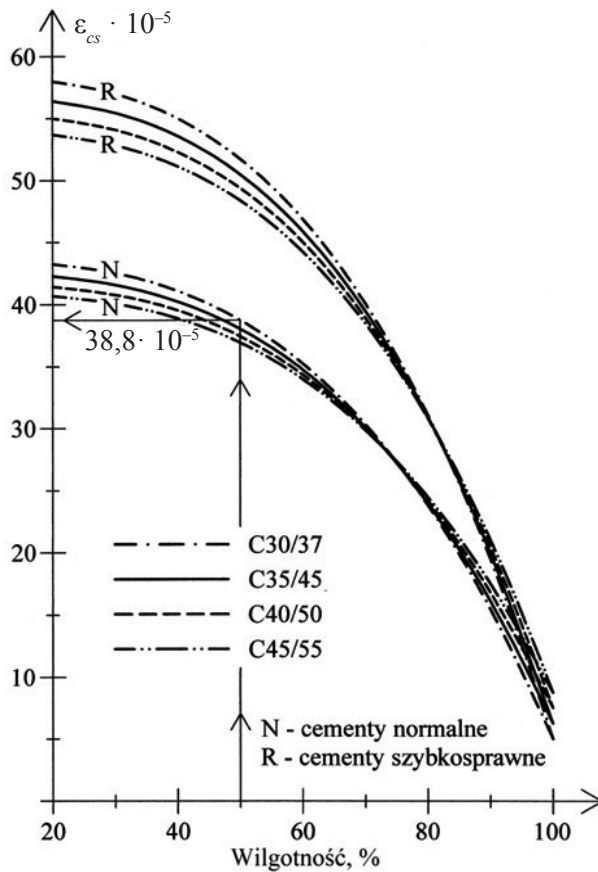
w podrozdziale 2.1.1. W znacznym stopniu utrudnia to szerokie rozpowszechnienie kablobetonowych stropów w budynkach w Polsce. Wskazane jest zatem konstruowanie płyt opierających się na powszechnie stosowanych i niskokosztowych betonach o zadowalających parametrach. W wielu analizach obliczeniowych, m.in. w przedstawionej w podrozdziale 2.1.6 analizie płyty z betonu lekkiego, wykazano, że w przypadku płyt kablobetonowych, nawet tych o dużych rozpiętościach, obniżony moduł sprężystości nie wpływa negatywnie na końcowe ugięcie płyty. Zostało to potwierdzone badaniami płyt w skali naturalnej, wykonanych z betonów o zwykłej jakości, co przedstawiono w rozdziale 12.

2.1.4. Skurcz

Do zainicjowania reakcji hydratacji cementu, niezbędnych do uzyskania wytrzymałości betonu, potrzebna jest woda. Ilość wody niezbędna do zajścia reakcji chemicznych niestety nie wystarcza, aby nadać mieszance odpowiednią urabialność i płynność, potrzebną do jej ułożenia i zagęszczenia. Z tego względu, rzeczywista ilość wody w mieszance jest zawsze większa. Nadmiar wody migruje przez pory i odparowuje przez powierzchnie zewnętrzne zarówno w procesie twardnienia betonu, jak i w późniejszym okresie. Utrata wody z betonu powoduje jego skurcz, będący efektem zmniejszenia objętości.

Skurcz jest zwykle wyrażany przez odkształcenie. Całkowity zakres skurczu i tempo jego przyrostu zależą od ilości wody zastosowanej w mieszance, wilgotności otoczenia oraz masywności przekroju. Pewien wpływ wywiera również kruszywo. Jeśli powierzchnia betonu jest na początku zabezpieczona przed odparowywaniem wody, przez izolację bądź dodatki chemiczne ograniczające przepływ wilgoci, to tempo narastania skurczu jest wówczas mniejsze. W praktyce zakłada się, iż skurcz betonu zanika po około 30 latach. Jeśli beton jest narażony na warunki atmosferyczne, istotny wpływ na całkowity skurcz mają sezonowe zmiany wilgotności. Zakres wahań całkowitego skurczu ze względu na sezonowe zmiany wilgotności może wynosić nawet 40%.

Skurcz betonu w płytach sprężonych ma znacznie większe znaczenie niż w przypadku płyt żelbetowych. Wobec tego, jego prawidłowe oszacowanie jest niezmiernie ważne. Z jednej strony zmniejszenie objętości, a tym samym i długości płyty, powoduje spadek siły w zakotwionych kablach sprężających, a przez to spadek wstępnych naprężeń w przekrojach oraz spadek obciążenia równoważącego (patrz podrozdz. 5.2.2) i wzrost ugięć. Z drugiej strony, przy obecności zazwyczaj tylko zbrojenia dolnego, skurcz powoduje powstanie krzywizny elementu o niesymetrycznym zbrojeniu, a tym samym wzrost ugięć. Ponieważ płyty sprężone są zazwyczaj znacznie cieńsze i smuklejsze od żelbetowych, wpływ skurczu na ugięcie jest również większy.



Rys. 2.2. Zależność skurczu betonu od wilgotności otoczenia dla klas betonu powszechnie używanych do płyt sprężonych (wg [100], analizy własne)

Na rysunku 2.2 przedstawiono całkowite odkształcenie skurczowe w zależności od wilgotności otoczenia dla typowych klas betonu używanych do kablobetonowych stropów sprężonych, zgodnie z wytycznymi normy [100]. W analizie założono obecność izolacji na górnej powierzchni stropu, a więc odparowywanie wody odbywa się tylko przez dolną powierzchnię płyty. Przedstawione zależności otrzymano dla płyty o grubości 300 mm. Należy jednak podkreślić, że po 30 latach wpływ grubości płyty na aktualną wartość odkształcenia skurczowego jest już zanedbywalnie mały. Prezentowane krzywe mogą więc służyć do wyznaczania całkowitego odkształcenia skurczowego w płytach o dowolnej grubości. Przykładowo, dla praktycznie przyjmowanej w polskich warunkach wilgotności środowiska wewnętrznego wynoszącej 50% i betonu C30/37, wykonanego na cemencie o normalnym tempie przyrostu

wytrzymałości (N), wartość odkształcenia skurczowego, jaka może być przyjęta w obliczeniach, wynosi $38,8 \cdot 10^{-5}$. Przy zastosowaniu cementów o przyspieszonym tempie narastania wytrzymałości (R) wartość skurczu końcowego będzie znacznie większa.

2.1.5. Pełzanie

Pełzanie jest stopniową zmianą długości elementu, zachodzącą w czasie pod wpływem stałych naprężeń. Podobnie jak skurcz należy do zjawisk długotrwałych. Przebiega ono bardzo intensywnie zaraz po obciążeniu, zwłaszcza przy obciążeniu betonu w młodym wieku. Pełzanie zanika z czasem i podobnie jak skurcz jest zanedbywalnie małe po 30 latach. Pełzanie jest zjawiskiem częściowo odwracalnym. Proces powrotu odkształceń jest również zjawiskiem długotrwałym. Po roku od ustania obciążenia beton potrafi zredukować 30% odkształceń powstałych w wyniku pełzania.

Odształcenia od pełzania, przy naprężeniach nieprzekraczających około 1/3 wytrzymałości kostkowej betonu na ściskanie, są prawie proporcjonalne do działających naprężeń (pełzanie liniowe). Przy większym poziomie naprężeń intensywność pełzania wzrasta znacznie szybciej niż poziom naprężeń (pełzanie nieliniowe). W przypadku płyt sprężonych poziom początkowych i końcowych naprężeń ściskających zazwyczaj nie przekracza wartości 10–12 MPa. Tym samym zagadnienia pełzania nieliniowego nie znajdują tutaj zastosowania. W zakresie zależności liniowej, odkształcenia od pełzania można wyznaczać wykorzystując współczynnik zwiększający odkształcenie doraźne, występujące przy przyłożeniu obciążenia, zwany współczynnikiem pełzania. Odształcenia od pełzania przyjmują wówczas postać:

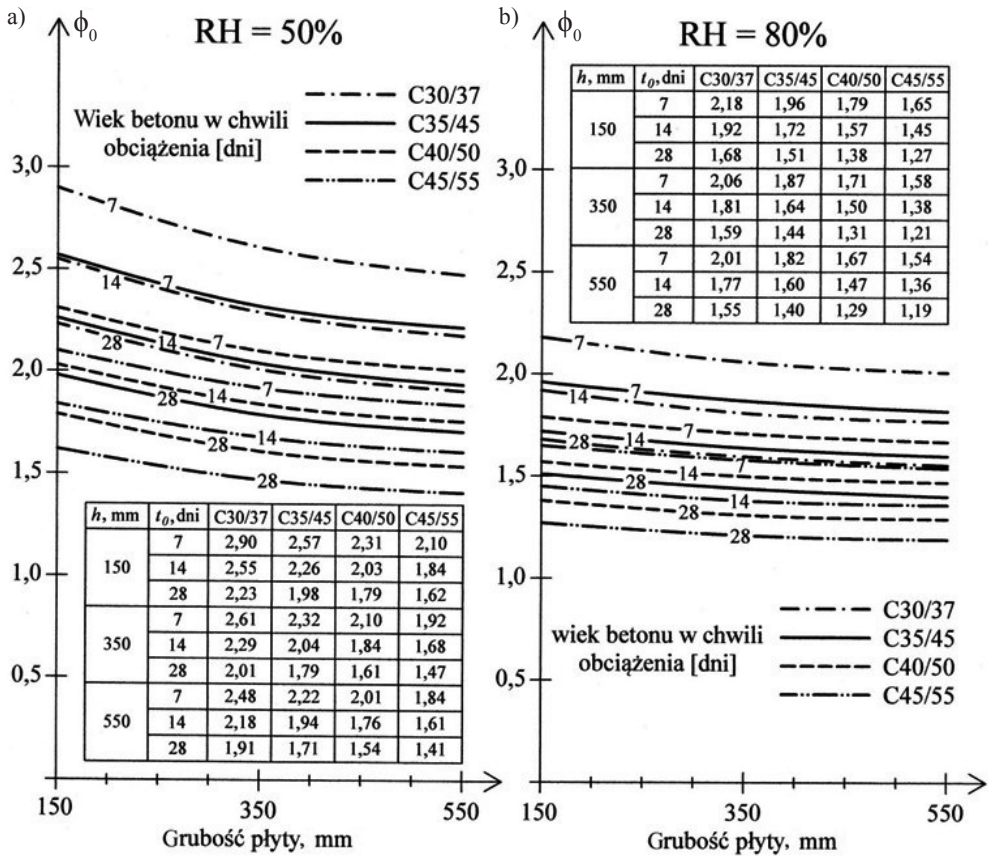
$$\varepsilon_{\phi}(t) = \varepsilon_0 \cdot \phi(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_{cm}(t_0)} \cdot \phi(t, t_0) \quad (1)$$

gdzie:

- ε_0 – odkształcenie doraźne powstałe po przyłożeniu naprężeń σ ,
- $\phi(t, t_0)$ – współczynnik pełzania,
- $E_{cm}(t_0)$ – średni sieczny moduł sprężystości betonu w chwili obciążenia.

Współczynnik pełzania w danej chwili czasu $\phi(t, t_0)$ definiowany jest jako iloczyn podstawowego współczynnika pełzania ϕ_0 , określającego zasięg pełzania końcowego, oraz współczynnika $\beta_c(t, t_0)$ opisującego postęp pełzania w czasie.

Na rysunku 2.3 pokazano zależność końcowego współczynnika pełzania ϕ_0 od grubości płyty i wieku betonu w chwili obciążenia dla wybranych klas betonu



Rys. 2.3. Zależność końcowego współczynnika pełzania od grubości płyty dla wybranych klas betonu, przy wilgotności otoczenia 50% (a) oraz 80% (b) (wg [100], analizy własne)

i wilgotności otoczenia 50 i 80%, odpowiadającej środowisku wewnętrznemu i zewnętrznemu. Wartość współczynnika pełzania jest tym większa, im młodszy beton zostaje obciążony, maleje natomiast wraz ze wzrostem grubości płyty, wzrostem klasy betonu oraz wilgotności. Przykładowo, dla rozważanych na rysunku 2.3 przypadków, wartość końcowego współczynnika pełzania może wynosić od 1,19 w płycie o grubości 550 mm, wykonanej z betonu klasy 45/55, obciążonej w wieku 28 dni od zabetonowania i pracującej w warunkach zewnętrznych, do 2,90 w płycie o grubości 150 mm, wykonanej z betonu klasy C30/37, obciążonej w wieku 7 dni i pracującej w środowisku zamkniętym.

W tabelicy 2.2 zamieszczono wartości współczynnika $\beta_c(t, t_0)$ określającego przyrost pełzania w czasie. Tempo pełzania jest w dużym stopniu uzależnione od grubości płyty i wilgotności otoczenia, a w mniejszym od klasy betonu. Pełzanie w płytach cieńszych i przy niższej wilgotności otoczenia przebiega szybciej.

Tablica 2.2

Wartość współczynnika $\beta_c(t, t_0)$ po 1, 3, 12 i 36 miesiącach od obciążenia,
(wg [100], analizy własne)

h, mm	RH = 50%				RH = 80%			
	t-t ₀ , miesiące							
	1	3	12	36	1	3	12	36
C30/37								
150	0,431	0,579	0,780	0,898	0,407	0,549	0,752	0,880
350	0,374	0,509	0,710	0,852	0,344	0,471	0,669	0,820
550	0,340	0,465	0,662	0,814	0,311	0,427	0,617	0,776
C35/45								
150	0,435	0,584	0,784	0,901	0,409	0,553	0,755	0,882
350	0,376	0,512	0,713	0,854	0,346	0,473	0,671	0,821
550	0,341	0,467	0,664	0,816	0,317	0,435	0,626	0,784
C40/50								
150	0,438	0,588	0,787	0,903	0,412	0,556	0,758	0,884
350	0,378	0,514	0,716	0,855	0,347	0,474	0,673	0,823
550	0,342	0,468	0,666	0,817	0,322	0,442	0,634	0,791
C45/55								
150	0,441	0,591	0,791	0,905	0,414	0,559	0,761	0,886
350	0,379	0,516	0,718	0,857	0,348	0,476	0,674	0,824
550	0,343	0,470	0,667	0,818	0,327	0,448	0,642	0,797

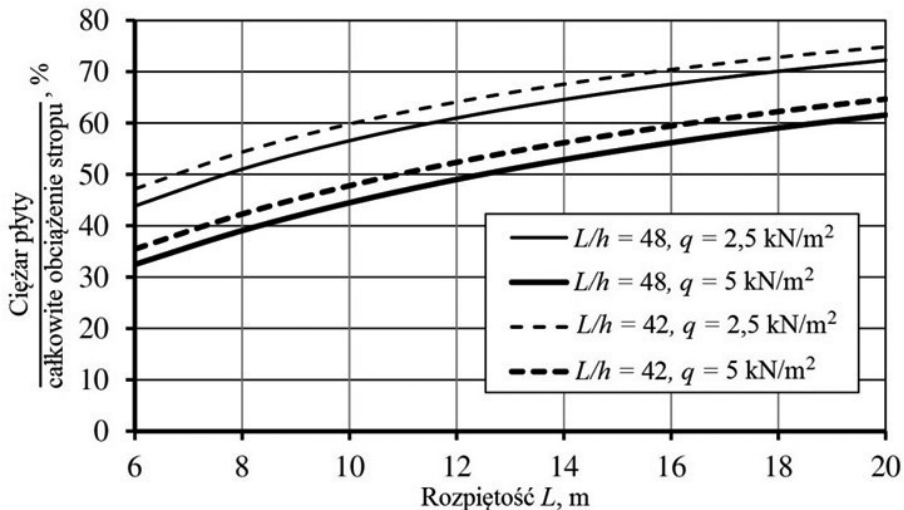
Szybszy przyrost pękania wykazują betony wyższych klas, ta zależność jest jednak znikoma. W tablicy 2.2 przedstawiono postęp pękania po 1, 3, 12 i 36 miesiącach. Wartość współczynnika określającego postęp pękania w czasie dla analizowanych przypadków wynosi 0,31–0,44 po 1 miesiącu, 0,43–0,59 po 3 miesiącach, 0,61–0,79 po 6 miesiącach oraz 0,78–0,91 po 36 miesiącach. Łatwo zauważyć, że największe znaczenie dla przyrostu odkształceń od pękania mają pierwsze 3 lata obciążenia betonu. W tym czasie zachodzi prawie 80% lub więcej całkowitego pękania betonu.

2.1.6. Beton lekki

Oczywiste jest, że grubość płyty ściśle zależy od jej rozpiętości. Warunek minimalnej grubości podyktowany jest koniecznością utrzymania ugięć i zapewnienia rysoodporności przekroju. Wymagana grubość płyty zdefiniowana jest maksymalnym

stosunkiem rozpiętości do grubości (patrz podrozdz. 3.3). Wraz ze wzrostem rozpiętości, a tym samym i grubości płyty, rośnie również jej ciężar. Tymczasem, wartość obciążeń stałych od wyposażenia i obciążeń użytkowych jest stała i nie zależy od rozpiętości stropu. Oznacza to, że wraz ze wzrostem rozpiętości rośnie udział ciężaru własnego w całkowitym obciążeniu stropu. Zależność tę, dla wartości L/h równych 42 i 48 (zalecanych przez [41] jako graniczne dla stropów i stropodachów – patrz podrozdz. 3.3) oraz dla obciążenia użytkowego równego 2,5 i 5,0 kN/m², pokazano na rysunku 2.4. W analizie przyjęto dodatkowe obciążenie stałe o wartości 1,5 kN/m². W związku z tym przy obciążeniu użytkowym 2,5 kN/m² (nieprzekraczalnym w praktyce dla pomieszczeń biurowych, mieszkalnych, garaży czy stropodachów), przy rozpiętości 12 m, udział ciężaru własnego przekracza 60%, a przy rozpiętości 18 m już 70%. Z punktu widzenia efektywności stropów (pokonywania dużych rozpiętości) istotna jest zatem redukcja ciężaru własnego płyty.

Obniżenie ciężaru płyty, a tym samym redukcję ilości sprzężenia bądź zwiększenie rozpiętości, uzyskuje się różnymi metodami. Jedną z możliwości jest stosowanie płyt uźebrowanych bądź kasetonowych (podrozdz. 3.2.2), czy też stosowanie wewnętrznych wkładów odciążających (podrozdz. 3.4). Rozwiązania te mają jednak swoje wady zarówno konstrukcyjne, technologiczne jak i ekonomiczne. Przekroje uźebrowane mają znacznie mniejszą sztywność w stosunku do przekrojów pełnych (podrozdz. 3.5), a także mniejszą zdolność kumulowania naprężeń ściskających i wymagają większej wysokości. Obydwa wymienione rozwiązania są bez wątpienia znacznie bardziej czaso- i kosztochłonne w wykonaniu w stosunku do płyt pełnych.



Rys. 2.4. Udział ciężaru płyty w całkowitym obciążeniu stropu (analizy własne)

Dobrym sposobem redukcji ciężaru płyty, a przez to zwiększenia jej rozpiętości, może być zastosowanie lekkich betonów kruszywowych o gęstości poniżej 2000 kg/m^3 . Technologia wykonywania i aplikacji takich betonów bardzo mocno rozwinęła się w naszym kraju w ciągu ostatnich kilku lat. Beton lekki wielokrotnie stosowano na świecie do konstrukcji sprężonych, jednak nigdy do płyt kablobetonowych. Określenie beton lekki odnosi się do betonu zawierającego kruszywo lekkie, betonu komórkowego lub jamistego (beton z małą ilością lub pozbawiony kruszywa drobnego). W przypadku konstrukcji kablobetonowych zastosowanie może znajdować jedynie pierwszy z wyżej wymienionych.

Beton zwykły o gęstości ok. 2400 kg/m^3 produkowany jest na bazie szeroko dostępnych kruszyw naturalnych, otrzymywanych bądź przez kruszenie większych masywów (kruszywa łamane), bądź wykorzystywanych w stanie naturalnego występowania (kruszywa kopalne i rzeczne). Z tego względu, beton taki jest materiałem stosunkowo tanim i dominującym w budownictwie betonowym. Tymczasem betony lekkie wykonuje się na bazie kruszyw produkowanych przemysłowo, często z materiałów będących produktem odpadowym w rozmaitych procesach technologicznych. Najbardziej rozpowszechnione do zastosowań konstrukcyjnych są kruszywa uzyskiwane z surowców mineralnych, takich jak pęczniące gliny, iły czy miękkie skały łupkowe, spiekane w piecach obrotowych w temperaturze ok. $1150\text{--}1250^\circ\text{C}$. Kruszywa lekkie pochodzą również z odpadów przemysłowych poddawanych obróbce termicznej. Należą do nich przede wszystkim, spiekane w temperaturze ok. $1000\text{--}1300^\circ\text{C}$ na taśmach czy rusztach, ale również w piecach obrotowych, popioły lotne z dodatkiem substancji palnych (najczęściej miał węglowy), zwane popiołoporytem, a wcześniej agloporytem. Do innych odpadów przemysłowych poddawanych analogicznemu procesowi spiekania należą łupki przywęglowe, pozwalające na uzyskanie łupkoporytu. Kruszywa łupkoporytowe, kiedyś gwarantujące wytrzymałości betonu wyższe niż pozostałe kruszywa spiekane, są obecnie rzadziej stosowane.

Inną grupę kruszyw lekkich stanowią kruszywa otrzymywane z odpadów przemysłowych niepoddawanych procesowi spiekania, lecz utwardzanych w inny sposób (przez autoklawizację, utwardzenie spoiwem cementowym lub cementowo-wapiennym), np. żużła wielkopiecowego czy pumeksu hutniczego. Ta grupa kruszyw ma jednak znacznie większą gęstość niż kruszywa spiekane, a ponadto w wielu krajach zaprzestano ich produkcji.

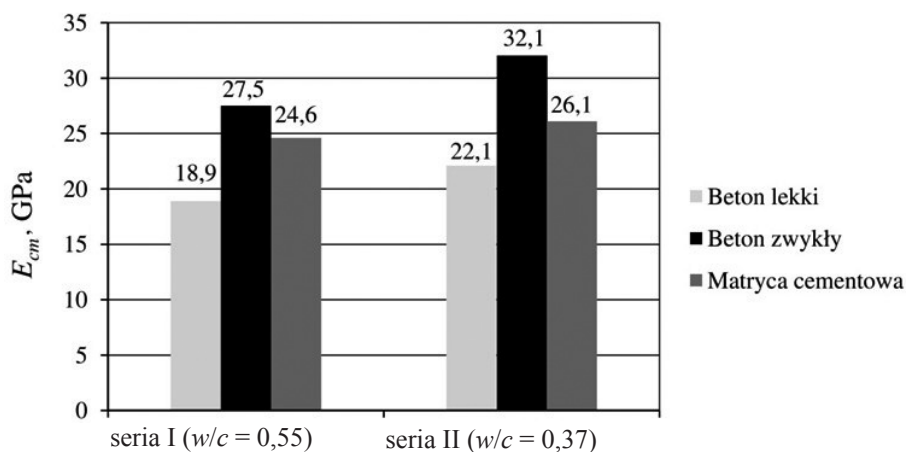
Pierwszy raz zastosowano beton lekki jako materiał konstrukcyjny w 1928 roku. Betonu takiego użyto do nadbudowy ośmiu dodatkowych pięter w wieżowcu Bell Telephone Company w Kansas City. Rok później wybudowano 28-piętrowy wieżowiec Park Plaza Hotel w St. Louis, w którym cała konstrukcja została wykonana z lekkiego betonu kruszywowego. Lekki beton kruszywowy znalazł w świecie szerokie zastosowanie, jednak głównie w konstrukcjach żelbetowych. W konstrukcjach sprężonych znalazł on zastosowanie głównie w mostach. W 1978 roku w Kalifornii,

nad jeziorem New Melones, powstał jeden z pierwszych mostów sprężonych, w którym w celu zmniejszenia ciężaru konstrukcji zastosowano beton lekki. Most zaprojektowano o przekroju skrzynkowym, a jego rozpiętość wynosi 195 m. Kolejny most z betonu lekkiego, o największym na świecie przęśle belkowym (o rozpiętości 301 m [32]), powstał w 1998 roku i łączy wyspy Stolmen i Sejbjorn w Norwegii. Tak duża rozpiętość była możliwa dzięki zastosowaniu zmiennego przekroju skrzynkowego wykonanego z betonu lekkiego. W roku 2005 w Kalifornii wykonano most New Benicia – Martinez. Podczas projektowania mostu zastanawiano się nad wyborem odpowiedniego materiału. Wybór betonu lekkiego przyczynił się w sposób znaczący do obniżenia kosztów budowy. Całkowita długość mostu to 2,4 km. Most tworzą 22 przęsła o rozpiętościach od 127 do 201 m, z czego 16 przęseł zlokalizowanych jest nad wodą [112]. Liczne realizacje i badania, m.in. prezentowane w pracach [64, 76, 122], potwierdzają przydatność lekkiego betonu kruszywowego do konstruowania elementów kablobetonowych. Prócz nielicznych badań laboratoryjnych, m.in. prezentowanych w pracach [163, 164], nieznanne są jednak przypadki zastosowania betonu lekkiego do konstruowania kablobetonowych płyt stropowych.

Na rynku polskim najpopularniejszym kruszywem lekkim jest keramzyt, produkowany przez wypalanie gliny ilastej. To szeroko dostępne kruszywo nie pozwala jednak na uzyskanie wytrzymałości betonu na ściskanie wyższych niż 20 MPa. Jakość keramzytu wyklucza jego zastosowanie do betonów konstrukcyjnych, ale często jest on stosowany do betonów izolacyjnych. Od wielu lat produkowanych jest na świecie wiele odmian dobrej jakości kruszyw popiołoporytowych, wytwarzanych na bazie spiekanych popiołów lotnych. Pierwszy zakład w Europie produkujący takie kruszywo uruchomiono w Wielkiej Brytanii w 1960 roku (Lytag). W Polsce, na bazie licencji Lytag, kruszywo to produkowano od 1995 roku pod nazwą Pollytag. Kruszywo pozwalało na uzyskanie wytrzymałości na ściskanie rzędu 40–50 MPa. Kilka lat temu produkcji Pollytagu zaprzestano. W 2015 roku zaczęto jednak w Polsce produkować nowe krajowe kruszywo o bardzo dobrych właściwościach mechanicznych, pod nazwą handlową Certyd. Jest to kruszywo wytwarzane przez spiekanie pyłów i popiołów po spalaniu węgla. Pozwala ono na uzyskanie wytrzymałości na ściskanie rzędu 45–55 MPa. Podjęte badania pilotażowe wskazują również na bardzo dobre właściwości reologiczne takiego betonu [82, 83].

Zastąpienie kruszyw naturalnych w betonie, sztucznie otrzymany kruszywem lekkim nie stanowi przeszkody w uzyskaniu odpowiednio wysokich wytrzymałości, zarówno na ściskanie, jak i na rozciąganie. Problematiczne jest jednak uzyskanie wysokich wartości modułu sprężystości. W przeciwieństwie do naturalnych kruszyw skalnych, które mają kilkakrotnie większy moduł sprężystości niż matryca cementowa, kruszywa sztuczne posiadają cechy sprężyste zbliżone do matrycy. Ponadto, beton z kruszywem lekkim zawiera objętościowo więcej matrycy cementowej, w porównaniu z betonem zwykłym. Obydwa czynniki powodują, iż moduł sprężystości betonu z lekkim kruszywem sztucznym jest znacznie niższy niż betonu z kruszywem tradycyjnym o podobnej wytrzymałości na ściskanie. Przykła-

dowe porównanie średniego modułu sprężystości betonu zwykłego, betonu lekkiego oraz matrycy cementowej dla dwóch stosunków w/c , uzyskane w badaniach prezentowanych w pracy [32], przedstawiono na rysunku 2.5. Wartość 28-dniowego modułu sprężystości betonu z kruszywem lekkim jest około 30% niższa niż betonu z kruszywem tradycyjnym o podobnej wytrzymałości na ściskanie.

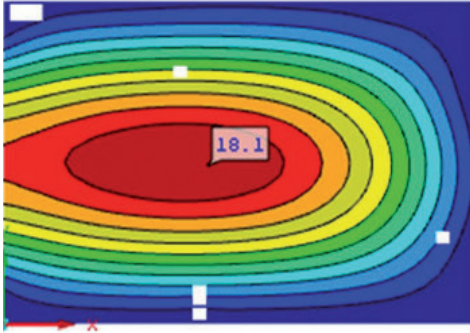


Rys. 2.5. Średni moduł sprężystości E_{cm} betonów lekkich, zwykłych oraz zapraw cementowych [32]

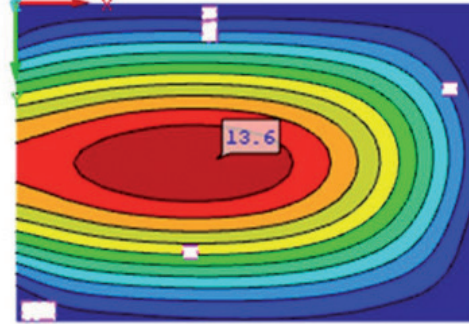
Beton lekki w konstrukcjach żelbetowych stosuje się głównie tam, gdzie wymagana jest oszczędność na ciężarze budynku, np. w przypadku niekorzystnych warunków gruntowych, nadbudowy budynków, itp. W przypadku płyt żelbetowych zaniżony moduł sprężystości betonu powoduje znaczący wzrost ugięć, co wykazano w pracy [135]. Większe ugięcia płyt mogą być tutaj zrekomensowane przez zwiększenie grubości płyty, co zmniejsza już oszczędności w ciężarze konstrukcji. Szczęólnego znaczenia nabiera jednak beton lekki w przypadku sprężonych płyt dużych rozpiętości, zwłaszcza tam, gdzie ciężar własny jest dominującym obciążeniem stropu (np. w przypadku płyt stropodachów o dużej rozpiętości). Efekt unoszący wywołany sprężeniem pozwala na całkowitą redukcję obciążenia pionowego pochodzącego od ciężaru własnego, a zmniejszenie ciężaru płyty redukuje zużycie sprężenia. Zakładając tę samą grubość płyty i ilość sprężenia w przypadku płyt z betonu zwykłego i lekkiego, wykorzystanie betonu lekkiego dzięki efektowi unoszącemu pozwala osiągnąć większą rozpiętość elementu. Zaniżony moduł sprężystości betonu ma wówczas mniejsze znaczenie dla ugięć płyty, ponieważ zostają one zredukowane sprężeniem.

W podrozdziale 12.3 przedstawiono badania kablobetonowych stropów w skali naturalnej, zrealizowane w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach. Jedną z badanych płyt kablobetonowych PI-2 (rys. 12.16) to jednokierunkowo

a)

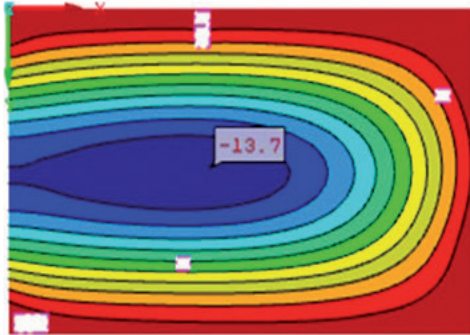


b)

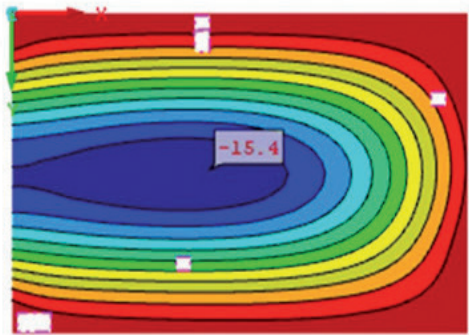


Rys. 2.6. Ugięcie sprężyste płyty wywołane ciężarem własnym: a) dla betonu zwykłego; b) dla betonu lekkiego (badania własne [145])

a)



b)



Rys. 2.7. Wygięcie sprężyste płyty wywołane sprężeniem: a) dla betonu zwykłego; b) dla betonu lekkiego (badania własne [145])

sprężone przeszło o rozpiętości 12,65 m i grubości 250 mm. Płytę wykonano z betonu klasy C35/45 na kruszywie dolomitowym i sprężono cięgnami bez przyczepności o rozstawie i profilu pokazanym na rysunku 12.17b. Na rysunkach 2.6 i 2.7 przedstawiono wyniki analizy ugięć tego stropu w porównaniu z alternatywnym rozwiązaniem z betonu lekkiego o podobnej wytrzymałości na ściskanie i gęstości objętościowej 1770 kg/m^3 [145]. W obliczeniach przyjęto wartości modułu sprężystości 33,0 i 23,1 GPa, odpowiednio dla betonu zwykłego i lekkiego, oraz założono identyczne sprężenie w obydwu wariantach materiałowych (patrz podrozdz. 12.3.2). Z przeprowadzonych obliczeń uzyskano ugięcie sprężyste wywołane ciężarem własnym równe 18,1 mm dla betonu zwykłego (rys. 2.6a) oraz 13,6 mm dla betonu lekkiego (rys. 2.6b). Sprężenie wywołuje wygięcie w górę równe 13,7 mm dla betonu zwykłego (rys. 2.7a) i 15,4 mm dla betonu lekkiego (rys. 2.7b). Sumaryczne ugięcie po sprę-

zeniu wynosi zatem 4,4 mm w przypadku betonu zwykłego oraz $-1,8$ mm (w górę) w przypadku betonu lekkiego. Analizowany przykład pokazuje, iż redukcja ciężaru własnego ma w tym przypadku większe znaczenie niż obniżony moduł sprężystości. W przypadku lżejszej płyty łatwiej jest zredukować ugięcie dzięki sprężeniu.

Podobną zaletę betonu lekkiego w zastosowaniu do płyt sprężonych wykazano w kilku innych analizach, np. [84]. Można zatem wnioskować, że zastosowanie betonu lekkiego jest uzasadnione w konstruowaniu dużych rozpiętości, smukłych płyt sprężonych. Mniejszy ciężar pozwoli osiągać większe rozpiętości i mniejsze grubości niż w przypadku betonu zwykłego.

W związku z wykazanymi zaletami betonu lekkiego w zastosowaniu do płyt sprężonych dużych rozpiętości zainicjowano na Politechnice Krakowskiej program badań, którego celem jest skonstruowanie i wykonanie w Polsce (po raz pierwszy na świecie) kablobetonowej płyty dużej rozpiętości z lekkiego betonu kruszywowego. Rozpoczęty pierwszy etap badania skurczu i pełzania opisano w podrozdziale 12.4.

2.2. CIĘGNA SPREŻAJĄCE

2.2.1. Właściwości stali do sprężania

Do sprężania konstrukcji wykorzystuje się stal o wysokiej wytrzymałości na rozciąganie. Dostępne na rynku są stale o różnych wytrzymałościach, w zakresie od 1400 do 2000 MPa, ale najszerszej stosowane obecnie mają wytrzymałość na zerwanie 1770 i 1860 MPa. W ostatnim czasie w Stanach Zjednoczonych pojawiła się już stal o wytrzymałości 3000 MPa. Wysoka wytrzymałość stali sprężającej wynika z dużej zawartości węgla. W porównaniu ze stalami niskostopowymi używanymi do wyrobu prętów zbrojeniowych, gdzie zawartość węgla wynosi do 0,25%, w stali sprężającej węgiel występuje w ilości do 0,9%. Węgiel nadaje stali wytrzymałość i twardość, lecz powoduje jej kruchość i obniża odporność na korozję. Domieszki metali szlachetnych (manganu, krzemu, niklu, miedzi, chromu, molibdenu i wana-du) zwiększają odporność stali na przeginięcie i obciążenia wielokrotne. Skład chemiczny stali, wraz z parametrami geometrycznymi i wytrzymałościowymi splotu 15,7 mm ze stali o wytrzymałości 1860 MPa, podano w tablicy 2.4.

Zarówno skład chemiczny, jak i technologia otrzymywania wyrobów stalowych do sprężania konstrukcji (obróbka na zimno), czyni stal sprężającą zupełnie odmienną w stosunku do stali niskostopowych stosowanych do zbrojenia betonu, zarówno w budowie strukturalnej jak i właściwościach. Inaczej w stosunku do stali zwykłych wygląda wykres zależności σ – ε (rys. 2.8). Stal sprężająca pracuje sprężysto

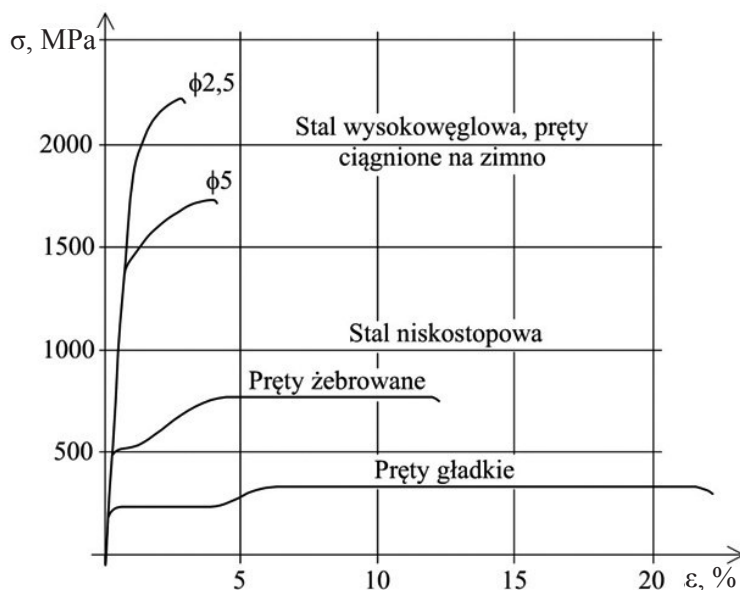
w wyższym zakresie wytrzymałości niż stale zwykle, powyżej 80% wytrzymałości na zerwanie. Na wykresie σ - ϵ nie występuje wyraźna półka plastyczna, granica plastyczności nie jest więc jednoznacznie zdefiniowana. Nie występuje również faza wzmocnienia stali po plastycznym płynięciu. Graniczne wydłużenie stali przy zerwaniu jest znacznie mniejsze niż w przypadku stali zwykłych.

Tablica 2.4

Właściwości ciągną bez przyczepności Y1860 S7-15,7 [139]

Właściwości	Wartość	Metoda badania
Średnica nominalna drutu zewnętrznego, mm	5,2	–
Średnica nominalna drutu wewnętrznego, mm	5,4	–
Skład chemiczny, % – węgiel C – krzem Si – mangan Mn – chrom Cr – fosfor P – siarka S	0,70 ÷ 0,90 0,15 ÷ 0,30 0,60 ÷ 0,90 ≤ 0,30 ≤ 0,035 ≤ 0,035	PN-EN ISO 15630-3:2011 [105]
Powierzchnia przekroju splotu, mm ²	150 ± 2%	
Długość skrótu (skok spirali)	14d ÷ 18d	
Masa splotu, g/m	1172 ± 2%	
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie f_{pk} , MPa	1860	PN-EN ISO 6892-1:2016-09 [106]
Charakterystyczna wartość maksymalnej siły rozciągającej F_{pk} , kN	279	
Charakterystyczna wartość siły rozciągającej przy 0,1% odkształceniu, $F_{p0,1k}$, kN	246	
Całkowite wydłużenie przy maksymalnej sile rozciągającej A_{gt} , %	≥ 3,5	
Moduł sprężystości E_p , GPa	195 ± 10%	PN-EN ISO 15630-3:2011 [105]
Wytrzymałość na zmęczenie przy górnym poziomie naprężeń $0,7f_{pk}$ i amplitudzie 200 MPa, liczba cykli	≥ 2 · 10 ⁶	
Relaksacja naprężeń po 1000 h przy sile początkowej $0,7f_{pk}$, %	≤ 2,5	
Grubość ścianki osłony antykorozyjnej, mm	≥ 1,0	–
Masa zabezpieczenia antykorozyjnego z osłoną, g/m	> 90	–

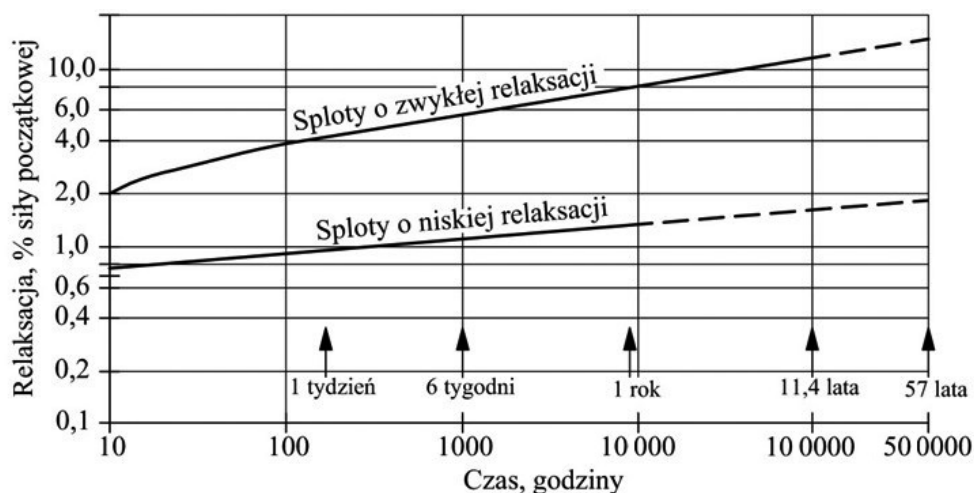
Jedną z ważniejszych cech charakteryzujących przydatność stali do sprężania konstrukcji jest niska relaksacja, czyli zdolność do utrzymania naprężeń w długim



Rys. 2.8. Zależność σ - ϵ różnych stali [63]

okresie czasu przy niezmiennych odkształceniach. Właściwość tę uzyskuje się przez termiczną obróbkę splotów w trakcie ich produkcji. Relaksacja jest określana w testach laboratoryjnych w okresie 1000 godzin (sześć tygodni). Jest to bardzo krótki okres w porównaniu z normalnym czasem żywotności konstrukcji (nie mniejszym niż 50 lat). Na rysunku 2.9 pokazano relaksację splotów o niskiej i normalnej relaksacji przy naprężeniach na poziomie 70% wytrzymałości stali, w temperaturze 20°C wg [63]. Zależność pomiędzy relaksacją a czasem, w skali logarytmicznej obydwu zmiennych jest prawie liniowa. Zgodnie z rysunkiem 2.9, dla splotów o normalnej relaksacji wartość po 500 000 godzin (57 lat) jest 2,6 razy większa niż wartość po 1000 godzinach. Dla splotów o niskiej relaksacji stosunek ten jest mniejszy i wynosi 1,6.

Relaksacja stali mocno wzrasta wraz ze wzrostem temperatury otoczenia. W tabelicy 2.5 zestawiono wartości końcowej relaksacji dla splotów o niskiej relaksacji przy naprężeniach początkowych wynoszących $0,7f_{pk}$, w różnych temperaturach. Przy temperaturze 30°C końcowa relaksacja wynosi 2,3%. Taka temperatura wydaje się być realna w warunkach użytkowania, zwłaszcza w krajach cieplejszych. Wartość relaksacji jest jednak zaledwie o 20% większa od wartości w umownej temperaturze 20°C. Przy normalnych warunkach użytkowania elementów sprężonych w budynkach, wzrost relaksacji w związku z podwyższeniem temperatury otoczenia nie jest więc problematyczny.



Rys. 2.9. Relaksacja spłotów w czasie [63]

Tablica 2.5

Wartość relaksacji końcowej w zależności od temperatury przy naprężeniach początkowych równych $0,7f_{pk}$ [63]

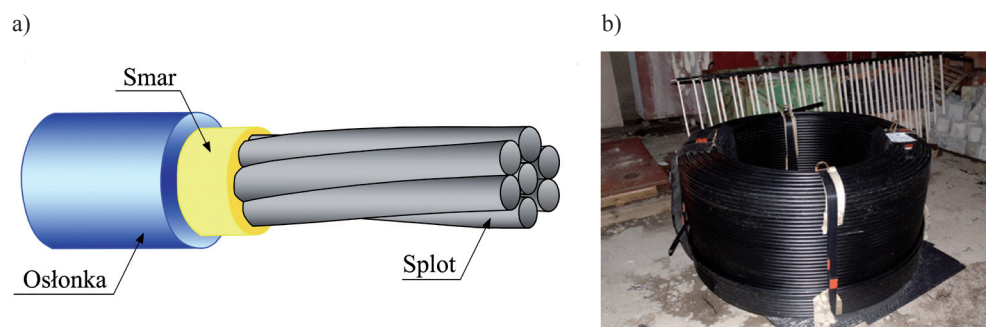
Temperatura	20°C	40°C	60°C	80°C	100°C
Relaksacja	1,8%	3,5%	5,1%	7,5%	10,8%

Obowiązująca norma Eurokod 2 [100] znacznie ostrożniej podchodzi do problemu relaksacji spłotów, w stosunku do wyników badań przedstawionych na rysunku 2.9 i w tablicy 2.5. Norma, dla spłotów o niskiej relaksacji (klasa 2), zaleca przyjmować wartość relaksacji po 1000 godzinach ρ_{1000} równą 2,5%. Wartość końcowa relaksacji, wyznaczona dla 500 000 godzin (57 lat), przy założeniu wartości po 1000 godzinach równej 2,5% oraz naprężeń początkowych $0,7f_{pk}$, wynosi 3,9%. Stanowi to 1,6 wartości definiowanej po 1000 godzinach, czyli tyle samo, ile wynika z badań przedstawionych na rysunku 2.9. W projektowaniu bezpiecznie można więc przyjmować stosunek relaksacji końcowej do relaksacji po 1000 godzinach równy 1,6.

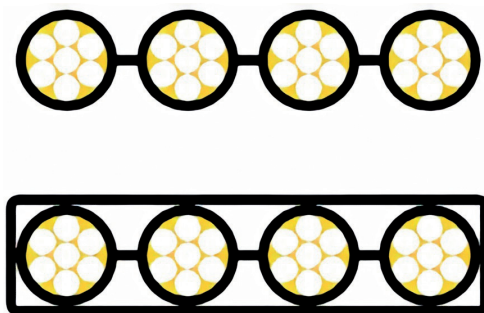
2.2.2. Ciężna bez przyczepności

Cięgno sprężające bez przyczepności zbudowane jest ze stalowego spłotu siedmiodrutowego, o średnicy zróżnicowanej w różnych krajach i u różnych producentów, mieszczącej się przedziale 15,2–15,7 mm, umieszczonego fabrycznie w osłonce

z twardego polietylenu (HDPE), w smarze stanowiącym zabezpieczenie antykorozyjne i redukującym tarcie (rys. 2.10a). Grubość osłonki wynosi zazwyczaj 1,5–2 mm, a jej średnica zewnętrzna około 20 mm. Powierzchnia przekroju splotu wynosi od 139 do 160 mm². Czasami na sploty wykorzystuje się druty o kształcie zbliżonym do czworokąta, uzyskując przez to lepsze wypełnienie przekroju materiałem. Sploty bez przyczepności dostarczane są na budowę w kręgach o masie ok. 2000 kg (rys. 2.10b). Sploty wykorzystywane są jako cięgna pojedyncze (*monostrandy*) bądź są grupowane w płaskie wiązki po kilka sztuk, jak to się dzieje w systemie VT-CMM (rys. 2.11).

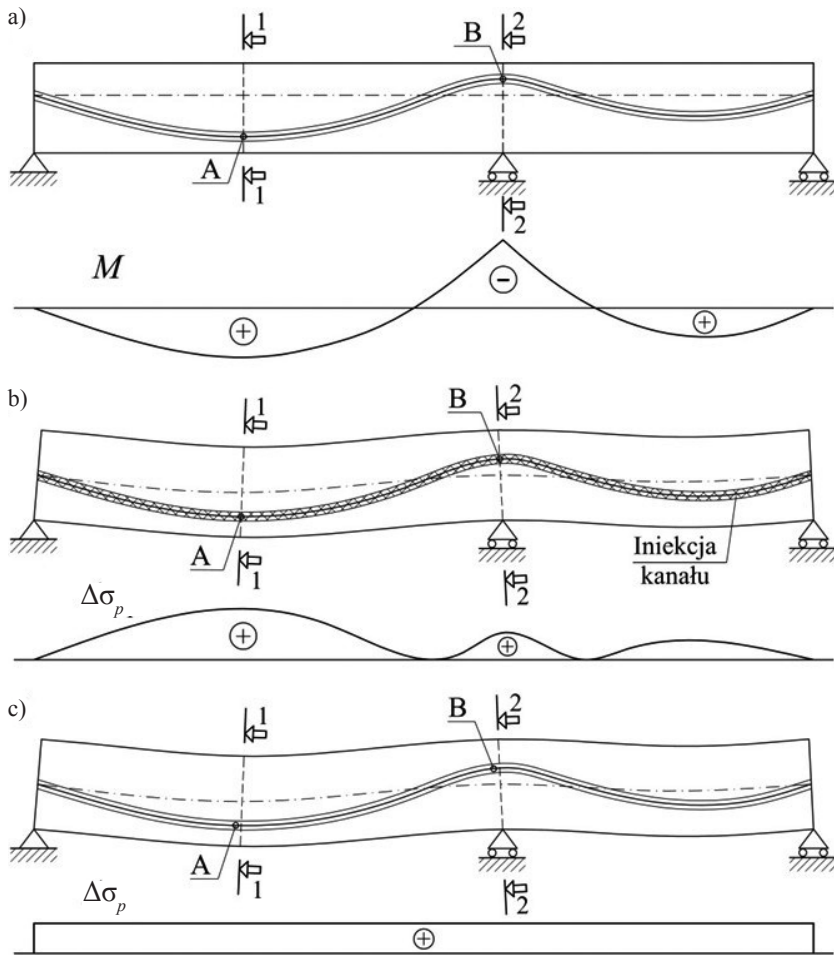


Rys. 2.10. Cięgno bez przyczepności: a) przekrój, b) widok kręgu (fot. aut.)



Rys. 2.11. Cięgna bez przyczepności połączone w płaską wiązkę (VT-CMM-System) [41]

Umieszczenie splotu w smarze i brak jego przyczepności do betonu powoduje brak zgodności odkształceń stali i betonu w otoczeniu cięgna. Na rysunku 2.12 pokazano przemieszczenie cięgna po deformacji dwuprzęsłowego elementu sprężonego. W przypadku związania cięgna z betonem punkty referencyjne A i B, znajdujące

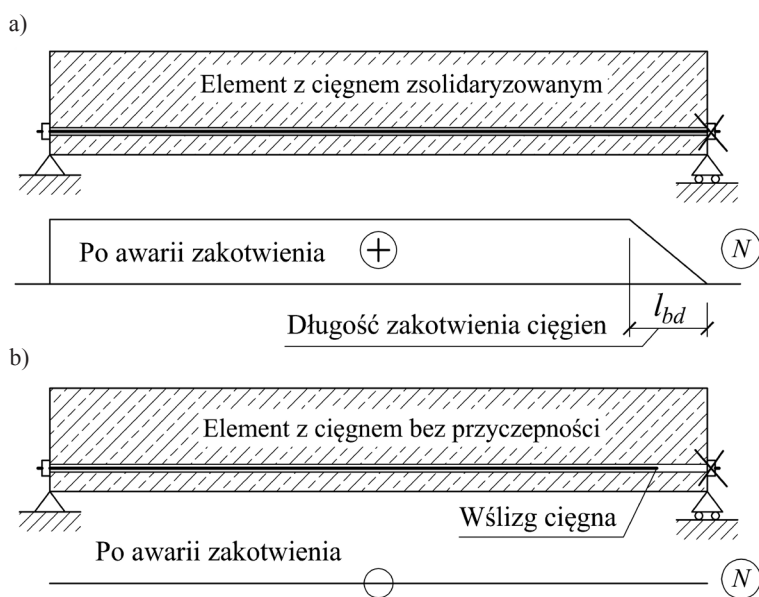


Rys. 2.12. Deformacja oraz przyrost naprężeń w stali sprężającej w belce dwuprzęsłowej (a) w przypadku ciągnięć zsynchronizowanych (b) oraz bez przyczepności (c) (rys. aut.)

się w przekrojach 1-1 i 2-2 przed deformacją (rys. 2.12a), po obciążeniu i deformacji konstrukcji pozostaną w tych samych przekrojach (rys. 2.12b). Przyrost naprężeń w stali sprężającej będzie wówczas proporcjonalny do odkształceń betonu w otoczeniu cięgna. W przypadku braku przyczepności (po deformacji ustroju) punkty A i B znajdą się poza przekrojami 1-1 i 2-2 (rys. 2.12c), a przyrost naprężeń w stali będzie równomiernie rozłożony na długości cięgna. Takie zachowanie powoduje zupełnie odmienną pracę cięgna bez przyczepności w stosunku do cięgna zsynchronizowanego z betonem. Przyrosty naprężeń w stali sprężającej, w przypadku istnienia przyczepności, mają charakter lokalny i zależą od odkształcenia otaczającego betonu w przekroju. Natomiast w sytuacji braku przyczepności przyrosty obejmują całą długość

ciągna. Kabel bez przyczepności doznaje przez to znacznie większego wydłużenia. Powoduje to, że konstrukcje sprężone cięgnami bez przyczepności ulegają większym ugięciom, są mniej sztywne i mają gorsze własności dynamiczne (mniejsze częstotliwości drgań, większe amplitudy) w stosunku do konstrukcji sprężonych tradycyjnymi cięgnami z zainiektowanymi kanałami. Brak przyczepności powoduje również, że cała siła z cięgna (oraz jej przyrost wywołany obciążeniem zewnętrznym) przyłożona jest przez zakotwienie, co ma duże znaczenie w przypadku awarii zakotwienia bądź uszkodzenia cięgna na długości.

W przypadku istnienia przyczepności awaria zakotwienia (bądź uszkodzenie cięgna na długości elementu) powoduje eliminację siły w cięgnie w jego pobliżu oraz jej przekazanie na element przez przyczepność na odcinku równym długości zakotwienia splotu (rys. 2.13a). Brak przyczepności (w razie awarii zakotwienia bądź cięgna), wywołuje swobodny wślizg cięgna do elementu i jego całkowite wyeliminowanie z pracy konstrukcji (rys. 2.13b). Ta niekorzystna cecha i wynikające z niej zagrożenia przyczyniły się do tego, że sprężenie bez przyczepności poza Stanami Zjednoczonymi trudno zdobywało zaufanie projektantów i inwestorów.



Rys. 2.13. Element sprężony cięgnem z (a) i bez (b) przyczepności po uszkodzeniu zakotwienia [139]

Jednym z istotnych parametrów, zazwyczaj nie podawanym przez producentów cięgien, jest współczynnik tarcia splotu o osłonkę. Eurokod 2 [100] zaleca przyjmowanie wartości dla splotów stalowych w osłonkach z twardego PE równą 0,10. CEB-FIP Model Code 2010 [23] dla *monostrandów* zaleca przyjmowanie wartości

$\mu = 0,05-0,07$. Badania nad współczynnikiem tarcia prowadzone w okresie pierwszych zastosowań tego systemu w naszym kraju, w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej [69], oraz badania własne autora (patrz podrozdz. 12.2) wykazały, że współczynnik tarcia współcześnie stosowanych cięgien jest znacznie niższy i nie przekracza wartości 0,02.

2.3. ZAKOTWIENIA

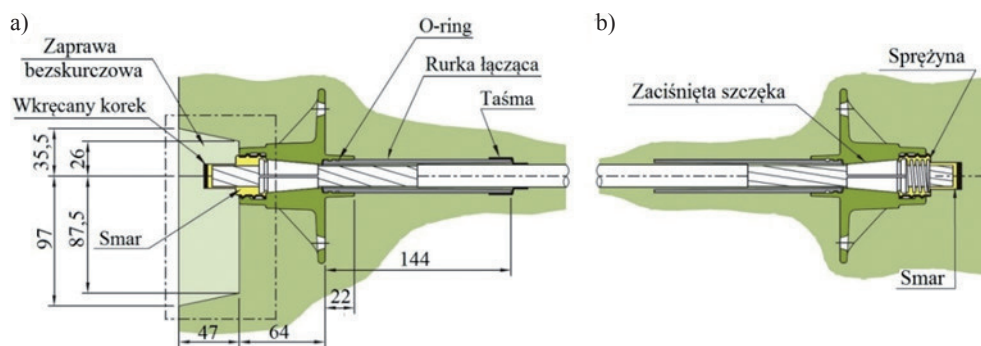
Przez wiele dekad wraz z wdrażaniem różnych typów cięgien do sprężania konstrukcji opracowano i opatentowano wiele typów zakotwień. Zakotwienia ewoluowały od rozprasowanego w formę główki końca drutu (zakotwienie główkowe) czy gwintowanego końca pręta z nakrętką (zakotwienie śrubowe) do obecnie najczęściej stosowanych zakotwień szczękowych. Inne stosowane formy zakotwień to płaska płytką stalowa w formie klina wbijana w zbieżne wycięcie w płycie prostokątnej (zakotwienie Magnela) oraz ścięty stożek wciskany w stożkowy otwór do kotwienia kilku równomiernie rozmieszczonych na obwodzie drutów (zakotwienie Freyssineta). Współcześnie najpopularniejsze zakotwienia to trójdzielne szczęki obejmujące splot i zaciskające się na nim w stożkowym otworze (zakotwienia szczękowe). Poza specjalnymi zastosowaniami sprężenia w szczególnych warunkach, do kotwienia splotów sprężających stosuje się obecnie prawie wyłącznie ostatni wymieniony typ zakotwień, czyli zakotwienia szczękowe. Zakotwienie takie stanowi, betonowany



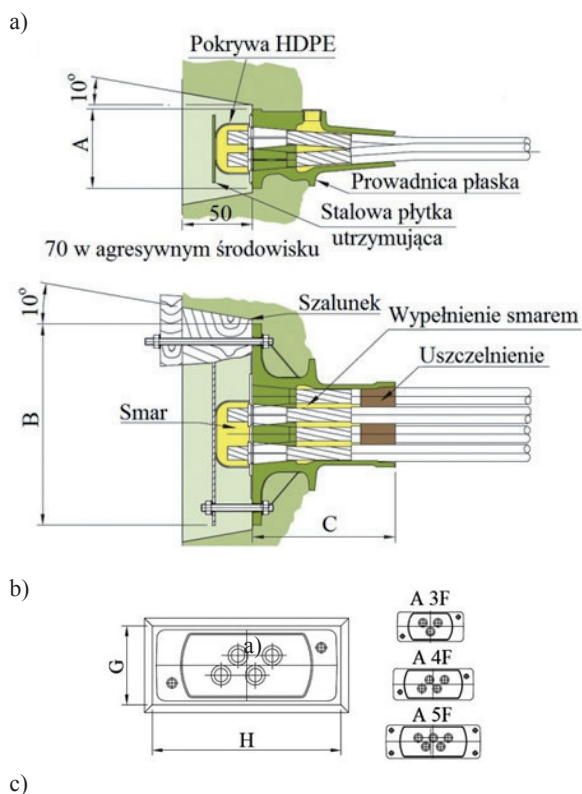
Rys. 2.14. Budowa zakotwienia do pojedynczych splotów bez przyczepności systemu Freyssinet [1*]

wewnątrz płyty, odlew stalowy w formie płytki oporowej (rys. 2.14) z gniazdem w kształcie stożkowego otworu, mieszczącym szczęki kotwiące. Na rysunku 2.15 przedstawiono przekrój przez zakotwienie czynne i bierne. Zakotwienie czynne jest mocowane do deskowania gwintowanym elementem mocującym z nakrętką z tworzywa sztucznego (rys. 2.14). Dzięki zastosowaniu elementu formującego z tworzywa kształtowana jest wnęka kotwiąca, która po naciągu i odcięciu splotu, oraz wkręceniu gwintowanego korka chroniącego splot, wypełniana jest zaprawą niskoskurczową (rys. 2.15a). Rozmiary i kształt wnęki są różne dla różnych systemów.

Może ona mieć kształt okrągły bądź owalny (rys. 2.14). Rysunek 2.15b przedstawia zakotwienie bierne, które stanowi taki sam odlew stalowy, co zakotwienie



Rys. 2.15. Przekrój przez zakotwienie czynne (a) i bierne (b) do pojedynczych spłotów [1*]



Rozmiar	Wymiary, mm				
	A	B	C	G	H
A 3F 15	85	190	163	95	200
A 4F 15	90	230	163	100	240
A 5F 15	95	270	163	105	280

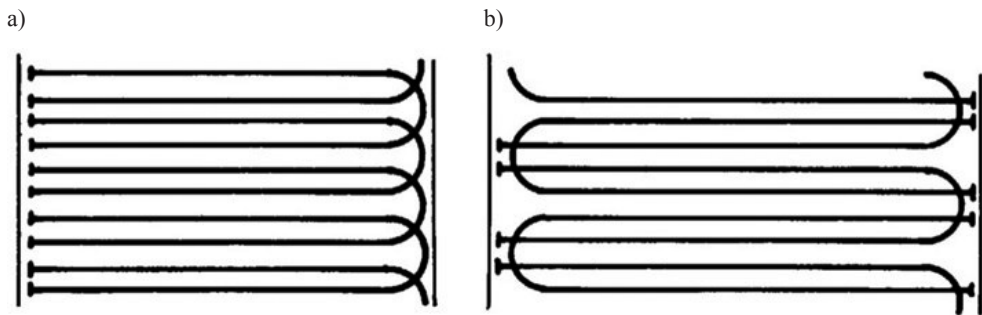
Rys. 2.16. Przekroje (a), widok czouła (b) oraz wymiary (c) zakotwienia płaskiego wielospłotowego systemu Freyssinet [1*]

czynne, jednak nie formuje się wówczas wówki kotwiącej, a pod korek wprowadzana jest sprężyna dociskająca szczęki do gniazda. Sprężyna zapobiega wyślizgnięciu się splotu ze szczęk. Jest to niezmiernie ważne, gdyż zakotwienie jest trwale zamontowane przed zabetonowaniem. Po zabetonowaniu staje się ono niedostępne do inspekcji czy jakichkolwiek korekt splotu i elementów kotwiących.

Przy niewielkim zagęszczeniu cięgien w płytach najczęściej stosuje się zakotwienia pojedyncze, niezależne dla każdego splotu. Dostawcy materiałów do sprężania konstrukcji oferują również zakotwienia do kotwienia kilku splotów, stosowane przy dużym zagęszczeniu splotów, np. w układach płytowo-słupowych w pasach słupowych.

Na rysunku 2.16a przedstawiono przekroje (pionowy i poziomy) zakotwienia czterech splotów. Na rysunku 2.16b pokazano natomiast czoło zakotwienia 3, 4 i 5 splotów. Szczegółowe wymiary zakotwień splotów 15,5 mm systemu Freyssinet wg [1*] przedstawiono na rysunku 2.16c.

Na rysunku 2.17 pokazano sposób kotwienia cięgien przy pomocy pętli. Zakotwienia czynne i naciąg mogą być realizowane tylko z jednej strony (rys. 2.17a) bądź naprzemiennie po obydwu stronach (rys. 2.17b). Niewielka średnica możliwej do wykonania pętli (0,8–1,0 m) pozwala na lokowanie dwóch zakotwień na końcach kabla stosunkowo blisko siebie, przy równoległym prowadzeniu kabla. Rozwiązanie takie znacznie obniża koszty sprężenia z uwagi na zmniejszenie zużycia zakotwień. Koszt zakotwień i ich montażu, zwłaszcza przy krótkich kablach, stanowi znaczącą część całkowitego kosztu sprężenia konstrukcji.



Rys. 2.17. Zakotwienia splotów w postaci pętli: a) z zakotwieniami z jednej strony, b) z zakotwieniami po obydwu stronach [63]

Badnia autora przedstawione w podrozdziale 12.2 pokazują, że przy stosowaniu tego typu kotwienia cięgien zadowalające efekty daje nawet jednostronny naciąg kabla, co pozwala zmniejszyć zaangażowanie sprzętu i ludzi.

3. KSZTAŁTOWANIE PŁYT

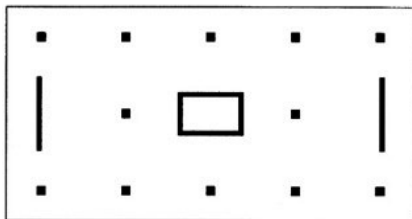
3.1. UKŁAD PODPÓR, ROZPIĘTOŚCI PRZESEŁ

Wieloletnie doświadczenia zagraniczne w konstruowaniu kablobetonowych stropów sprężonych wskazują, iż minimalna rozpiętość, dla której stosowanie takich stropów jest ekonomicznie uzasadnione, to 7 m. Znane są oczywiście realizacje płyt kablobetonowych o znacznie mniejszych rozpiętościach. Jest to jednak podyktowane często potrzebą zmniejszenia grubości płyty bądź względami innymi niż ekonomiczne. Zdecydowanie uzasadnione jest stosowanie sprężenia w celach, w jakich zostało pierwotnie wymyślone – do konstruowania elementów o rozpiętościach i smukłościach znacznie wybiegających poza możliwości tradycyjnego żelbetu. W tabelicy 3.1 podano minimalne grubości oraz maksymalne zalecane rozpiętości dla różnych typów płyt żelbetowych i sprężonych wg zaleceń *fib* [41]. Pojęcie *plyta zwykła* odnosi się do płyt opartych liniowo na ścianach bądź sztywnych belkach. Płyta płaska to strop oparty tylko na słupach. Płyty wsparte na wiotkich belkach wykazują zachowanie pośrednie pomiędzy zwykłymi a płaskimi. Przykładowo, dla dwukierunkowego przęsła wewnętrznego płyty zwykłej, przy obciążeniu ponad ciężar własny równy $1,75 \text{ kN/m}^2$, największa zalecana rozpiętość wynosi 13,6 m. Dla przęsła ciągłej płyty jednokierunkowej wartość ta wynosi natomiast 12,5 m. Należy mieć jednak na uwadze, że obciążenie o wartości $1,75 \text{ kN/m}^2$ odpowiada często ciężarowi warstw na stropie bądź na stropodachu. Jest to więc wartość zbyt mała dla płyt stropowych w budynkach. Przy obciążeniu równym $4,0 \text{ kN/m}^2$ maksymalne rozpiętości wynoszą już odpowiednio 12,0 i 11,4 m. Przy stropach płaskich (płyta o stałej grubości oparta na słupach) wartości te są znacznie niższe.

O kształcie i rozmiarach przeseł stropowych decydują w dużej mierze warunki architektoniczne i funkcjonalne budynku. Konstruktor posiada jednak możliwości kształtowania układu podpór bądź wykorzystując tylko wybrane przegrody pionowe jako podpory konstrukcyjne, bądź konstruując belki, tarcze i inne podpory nie ingerujące w przestrzeń pomieszczeń. Przy rozplanowaniu układu stropu sprężonego obowiązują zasady podobne jak w przypadku stropów żelbetowych. Kształtując rozmieszczenie podpór i stropu należy rozważyć możliwość:

Zalecane grubości oraz maksymalne rozpiętości stropów ze zbrojeniem zwykłym (□) i sprężonych (■) według [41]

Typ płyty		Obciążenie ponad ciężar własny, kN/m ²	Grubość, mm	Maksymalne zalecane rozpiętości, m											
				0	2	4	6	8	10	12	14				
Płyty zwykłe	jednokierunkowe	wolnopodparte	1,75	200	□										
			300	■											
		4,0	200	□											
			300	■											
	płyty ciągłe	1,75	200	□											
			300	■											
		4,0	200	□											
			300	■											
	dwukierunkowe	wolnopodparte, proporcje boków ≈ 1:1	1,75	200	□										
				300	■										
			4,0	200	□										
				300	■										
płyta ciągła, przęsła wewnętrzne, proporcje boków ≈ 1:1		1,75	175	□											
			250	■											
		4,0	175	□											
			250	■											
Płyty płaskie (przęsła wewnętrzne)	proporcje boków ≈ 1:1	1,75	200	□											
			300	■											
		4,0	200	□											
			300	■											
	proporcje boków ≈ 1:1,5 (zalecenia dotyczą przęsła)	1,75	200	□											
			300	■											
		4,0	200	□											
			300	■											

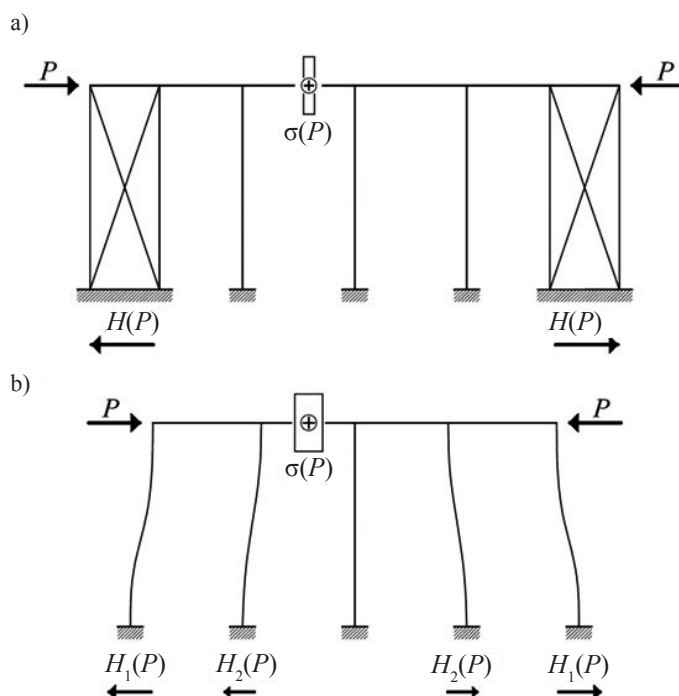


Rys. 3.1. Idealny układ podpór stropu płaskiego [152]

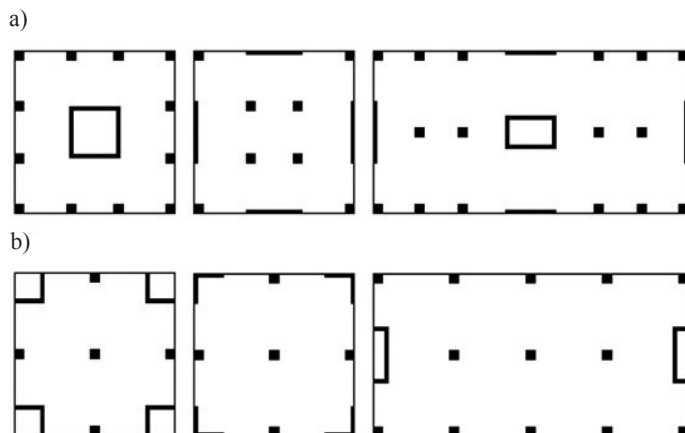
- redukcji rozpiętości przęseł skrajnych bądź wykonanie przewieszzeń na zewnętrznych krawędziach, co pozwoli wyrównać wartości momentów przęsłowych; idealny układ podpór dla płaskiej płyty stropowej przedstawiono na rysunku 3.1,
- redukcję sztywności podpór końcowych, tak, aby umożliwić ich swobodną deformację zarówno w przypadku skurczu płyty jak i sprężenia; należy mieć na uwadze, iż sprężenie cięgnami zakrzywionymi działa na konstrukcję w podwójny sposób, tj. zarówno siłą poziomą przyłożoną na końcach, jak i obciążeniem prostokątnym do trasy cięgna, wynikającym z jego krzywizny (patrz podrozdz. 5.2.2).

O ile działanie obciążenia prostopadłego do cięgna nie zależy od sztywności poziomej podpór, to efekt poziomy w postaci siły normalnej w elemencie sprężanym w dużej mierze jest od niej uzależniony.

Sytuowanie sztywnych podpór na końcach podpieranego elementu sprężonego powoduje, iż przejmują one znaczną część siły wprowadzonej w konstrukcję (rys. 3.2a) kosztem zmniejszenia działania sprężenia na płytę. Wiotkie podpory na końcach pozwalają na lepsze wykorzystanie siły sprężającej w postaci naprężeń w przekroju (rys. 3.2b), bowiem ulegną one deformacji, a większa część siły zostaje przejęta przez płytę w postaci naprężeń normalnych. Prawidłowe oraz nieprawidłowe układy podpór pokazano na rysunku 3.3. Należy mieć na uwadze, iż nie zawsze jest możliwość skonstruowania idealnego układu podpór dla płyty. Efekt nierównych momentów w przęsłach jest wówczas wyrównany przez układ sprężenia (zróżnicowana liczba lub zwis splotów w poszczególnych przęsłach). W przypadku konieczności wykonania sztywnych podpór na końcach rezygnuje się z części naprężeń normalnych zredukowanych sztywnością podpór końcowych, a rekompensuje to obciążeniem pionowym, pochodzącym od krzywizny splotów.



Rys. 3.2. Działanie sprężenia w układach o sztywnych (a) i wiotkich (b) podporach końcowych (rys. aut.)



Rys. 3.3. Prawidłowe (a) oraz nieprawidłowe (b) układy podpór [152]

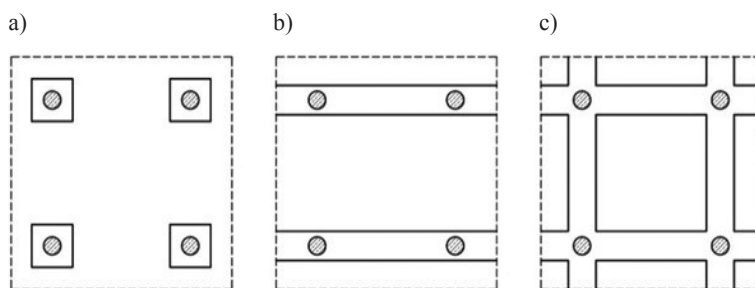
3.2. TYP PŁYTY

Płyty stropowe mogą przyjmować rozmaite formy i kształty. Ogólnie można podzielić następująco płyty stropowe:

- płaskie, z pogrubieniami lub bez pogrubień nad słupami,
- uźebrowane i kasetonowe,
- na belkach lub ścianach.

W przypadku stropów żelbetowych, określenie *plyta płaska* jest używane do płyty z pogrubieniami lub bez pogrubień, podpartej bezpośrednio na słupach (bez belek). Płyta taka pracuje w dwóch kierunkach i jest wsparta na ukrytych pomiędzy słupami belkach o wysokości równej grubości płyty. Płyta może mieć pełny przekrój lub być uźebrowana (plyta kasetonowa). Na etapie projektowania przęsła są dzielone na pasy słupowe i środkowe. Wymiarowanie odbywa się według metod uproszczonych, definiujących rozkład całkowitego momentu w zastępczej ramie na poszczególne pasy bądź na podstawie rozkładu momentu otrzymanego z analizy MES.

W przypadku stropów sprężonych definicja *plyta płaska* odnosi się raczej do stropu o stałej grubości opartego bezpośrednio na słupach. Poprawą efektywności działania sprężenia może być wykonanie lokalnych pogrubień płyty w okolicach słupów (rys. 3.4a) bądź liniowych pomiędzy słupami (rys. 3.4b i c). Wprawdzie pojęcie *plaskiej płyty* zostaje w tym przypadku w pewnym sensie naruszone, lecz pogrubienia liniowe płyty pozwalają na zwiększenie rozpiętości przęsła, a tym samym rozstawu słupów. Ponieważ ciężna zakrzywione w płaskiej płycie doskonale przenoszą obciążenia pionowe z przęsła bezpośrednio na słupy, redukując siły ścinające



Rys. 3.4. Płyty z pogrubieniami nad słupami (a) oraz liniowymi pomiędzy słupami (b i c) [41]

(patrz podrozdz. 7.2), kształtowanie pogrubień tylko w okolicach słupów w płytach kablobetonowych wydaje się być mniej przydatnym rozwiązaniem niż pogrubień liniowych. Pogrubienia liniowe pozwalają na większe zwisy cięgien w mocno obciążonych pasach słupowych, co daje możliwości większych rozstawów słupów niż w płytach płaskich.

3.2.1. Płyta jedno- i dwukierunkowa

Płyta jednokierunkowa wymaga sprężenia biegnącego tylko w jednym kierunku – w kierunku nośnym. W drugim kierunku wystarczające jest zbrojenie zwykłe, zabezpieczające przed rysami skurczowymi oraz umożliwiające rozkład obciążenia skupionego.

Płyty sprężone w jednym kierunku, o ile pozwala na to rozpiętość, są często wybierane ze względu na łatwość wykonania. W przypadku opierania płyty jednokierunkowej na belkach zmniejsza się (w stosunku do stropów dwukierunkowych) liczba uciążliwych w wykonaniu belek. W płytach płaskich unika się znacznego zagęszczenia krzyżujących się nad słupami kabli sprężających, co znacząco ułatwia ich wykonawstwo. Płyty takie są też prostsze w projektowaniu i rozwiązaniu szczegółów konstrukcyjnych.

W przypadku płaskich stropów bezbelkowych, za kierunek nośny należy uznać kierunek większych rozstawów słupów. Ponieważ zakres stosunku rozpiętości do wysokości dla niskich belek żelbetonowych sięga 20, a w przypadku płyt kablobetonowych wynosi około 40, optymalny stosunek wymiarów przęsła dla płaskiej płyty pracującej w jednym kierunku wynosi 2:1 (2 w kierunku pracy płyty, 1 w kierunku poprzecznym). W rzeczywistości, konstruowanie płyt jednokierunkowych można rozważać już przy stosunku boków wynoszącym 1,5:1. W przypadku niższej wartości tego stosunku, ze względu na zbyt mocne obciążenie pasów słupowych w prostopadłym kierunku, płytę taką trudno jest potraktować jako jednokierunkową. Uzasadnione jest wówczas poprowadzenie sprężenia w pasach słupowych w krótszym

kierunku (rys. 5.1c w podrozdz. 5.1). Należy zaznaczyć, iż przedstawione reguły nie obowiązują w przypadku płyt podpartych liniowo (na sztywnych belkach lub ścianach). Oczywiście jest, że kierunkiem nośnym będzie wówczas krótszy kierunek. Kierunek przenoszenia obciążeń można wówczas łatwo wymusić przebiegiem sprężenia, nie jest więc trudną rzeczą utworzenie przęsła pracującego w jednym kierunku nawet przy kwadratowym rzucie płyty.

Płyty pracujące w dwóch kierunkach, jako że obciążenie przenoszone jest częściowo w jednym, częściowo w drugim kierunku, mogą być cieńsze niż płyty jednokierunkowe. Oznacza to jednak mniejsze zwisy cięgien i mimośrodę sprężenia niż w grubszej płycie jednokierunkowej. Z tego względu zużycie sprężenia w płycie dwukierunkowej jest często większe, niż w jednokierunkowej. Płyty sprężane w dwóch kierunkach mają swoje uzasadnienie wtedy, gdy konieczne jest maksymalne zredukowanie ich grubości. Płyty dwukierunkowe stosuje się również w przypadku gdy uzasadnione jest przeniesienie obciążeń w dwóch kierunkach, np. przy słabych podporach bądź niekorzystnych warunkach gruntowych.

W prostokątnych przęsłach płyt opartych na krawędziach na całym obwodzie, obciążenie jest przenoszone w obydwu prostopadłych kierunkach. Stosunek obciążeń przenoszonych w dwóch kierunkach zależy od właściwości sprężystych płyty w poszczególnych kierunkach i odległości pomiędzy podporami. Więcej obciążenia jest przekazane zawsze w krótszym i sztywniejszym kierunku. Przy stosunku rozpiętości 2:1 większość obciążenia jest przekazana w kierunku krótszej rozpiętości i płyta najefektywniej pracuje wówczas jako jednokierunkowa. Dlatego płyty dwukierunkowe są najbardziej efektywne przy stosunkach rozpiętości 1:1 do 1,5:1. Powyżej tej wartości rola dłuższego kierunku w przenoszeniu obciążeń radykalnie maleje. Podobnie, dwukierunkowe sprężenie stropów jest uzasadnione, gdy stosunek boków mieści się w przedziale 1:1 do 1,5:1 przy mocno obciążonych płytach (np. w magazynach) lub przy dużych rozpiętościach w obydwu kierunkach (płyta P1-3 opisana w podrozdz. 12.3).

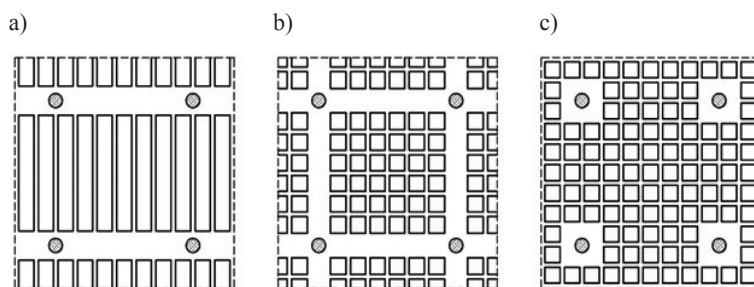
W żelbetowych, pełnych płytach dwukierunkowych o budowie izotropowej proporcje obciążeń przenoszonych w obydwu kierunkach są określone przez stosunek długości przęseł. W kierunku L_1 przekazane zostaje $L_2^4/(L_1^4 + L_2^4)$ całkowitego obciążenia, gdzie L_1 i L_2 są długościami przęseł. Prócz rozważanego czynnika geometrycznego nie ma dużej możliwości sterowania rozdziałem obciążenia na poszczególne kierunki.

W przypadku kablobetonu sterowalność rozdziałem obciążenia na poszczególne kierunki jest znacznie większa. Można to zrealizować odpowiednio kształtując układ sprężenia. Każde cięgno pofalowane w płaszczyźnie pionowej wywołuje obciążenie pionowe na element ze względu na jego krzywiznę, zwykle w kierunku przeciwnym do obciążenia zewnętrznego. Nad podporami cięgna mają odwróconą krzywiznę, dzięki czemu przekazują obciążenie z przęseł na podpory. Z tego względu, profil cięgna w jednym kierunku może być wyższy niż w drugim, tak aby otrzymać krzywiznę pozwalającą na przeniesienie większego obciążenia w jednym kierunku.

Ten sam efekt można osiągnąć prowadząc więcej cięgien w jednym kierunku, niż w drugim. Sprężenie cięgnami zakrzywionymi jest dobrym narzędziem pozwalającym na sterowanie rozdziałem obciążenia na poszczególne kierunki.

3.2.2. Płyta pełna i uźebrowana

Odmianą płyty płaskiej o zwiększonej wysokości, a tym samym i rozpiętości, może być płyta uźebrowana – w jednym kierunku (rys. 3.5a) bądź w dwóch kierunkach, nazywana płytą kasetonową (rys. 3.5b i c).



Rys. 3.5. Płyty uźebrowane: z żebrami w jednym kierunku (a), z żebrami w dwóch kierunkach – kasetonowe (b i c) [41]

Płyta pełna, z teoretycznego punktu widzenia, może być rozumiana jako płyta uźebrowana, gdzie żebra stykają się ze sobą. Przekrój taki jest największym akumulatorem naprężeń ściskających i takie stropy powinny być stosowane tam, gdzie podstawowym kryterium doboru konstrukcji jest ograniczenie jej wysokości, a ciężar stropu ma małe znaczenie. Znaczenie ciężaru własnego rośnie oczywiście wraz ze wzrostem rozpiętości (podrozdz. 2.1.6). Jednak uznaje się, że ze względu na największą zdolność kumulowania naprężeń ściskających, zdecydowanie najmniejszą wysokość konstrukcyjną stropu można osiągnąć stosując płytę o pełnym przekroju. Analizy autora wykazały jednak, że znacznie lepsze rezultaty (w porównaniu z płytą pełną) daje zastosowanie wewnętrznych wkładów odciążających (patrz podrozdz. 3.5 oraz 13.1).

Płyty uźebrowane (kasetonowe) to płyty o rozsuniętych żebrach, z wolnymi przestrzeniami pomiędzy nimi, formowanymi za pomocą skrzynek bądź traconych wkładów układanych na deskowaniu. Zbrojenie zwykle i sprężenie umiejscawiane jest wówczas w wydzielonych żebrach. Z uwagi na złożoną budowę, wykonanie płyty kasetonowej jest znacznie trudniejsze, bardziej czasochłonne i kosztowniejsze niż płyty o pełnym przekroju. Płyty takie są jednak znacznie lżejsze niż płyty pełne, wymagają więc mniejszej liczby cięgien sprężających. Ze względu na mniejszą sztyw-

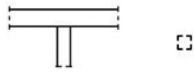
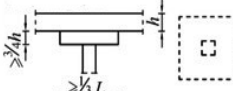
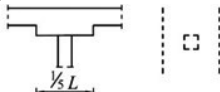
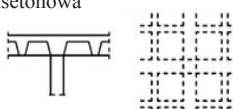
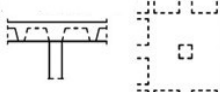
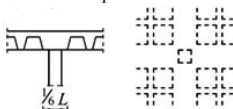
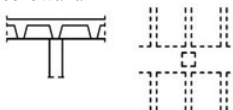
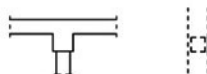
ność przekroju strop musi być niestety wyższy niż w przypadku płyty o pełnym przekroju, ma również mniejszą zdolność magazynowania naprężeń ściskających. Stosowanie płyt uźebrowanych ma sens przy większych rozpiętościach (tj. powyżej 10 m), gdzie ciężar własny nabiera szczególnego znaczenia. Należy liczyć się wówczas ze wzrostem wysokości stropu, toteż kubatura budynku musi na to pozwalać.

Wybór pomiędzy płytą pełną a kasetonową podyktowany jest kilkoma czynnikami. Każdorazowo należy rozważyć zarówno warunki dopuszczalnej wysokości stropu, jak i względy ekonomiczne uwzględniające dostępny czas na realizację stropów, a także zużycie materiałów. Konieczność zastosowania skomplikowanego deskowania w przypadku płyty kasetonowej można zrekompensować większą objętością betonu i liczbą cięgien sprężających, stosując płytę pełną. Również przy większym zużyciu stali i betonu (stosując pełną płytę) można osiągnąć równie dużą rozpiętość jak w przypadku płyty kasetonowej. Autorski projekt stropu kablobetonowego w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koziencach, przedstawiony w podrozdziale 12.3, pokazuje, iż duże rozpiętości (uzyskano 17,65 m) można również pokonać pełną płytą o małej wysokości przekroju (350 mm).

3.3. MINIMALNA GRUBOŚĆ PŁYTY I STOSUNEK ROZPIĘTOŚCI DO GRUBOŚCI

Jednym z podstawowych czynników decydujących o przydatności i warunkach użytkowania stropu jest jego grubość i stosunek rozpiętości do grubości płyty. Minimalna grubość płyty w przypadku zginania pozwala na zmagazynowanie naprężeń ściskających w ilości gwarantującej rysoodporność przekroju we wszystkich stadiach pracy. Wprawdzie zarysowanie przekrojów sprężonych nie jest rzeczą niebezpieczną, jednak radykalnie redukuje sztywność przekroju, co, w przypadku smukłych płyt dużych rozpiętości, prowadzi do wzrostu ugięć. Odpowiedni stosunek rozpiętości do grubości warunkuje prawidłową pracę przy zginaniu i ograniczenie ugięć. Jednym z podstawowych problemów w projektowaniu cienkich płyt stropowych jest zapewnienie wymaganego ugięcia. O ile w prosty sposób można zapewnić ugięcie doraźne (po rozdeskowaniu), regulując położenie płyty sprężeniem, problematyczny jest przyrost ugięć w czasie. Powszechnie wiadomo, że ugięcie trwałe płyt żelbetonowych może osiągnąć cztero-, pięciokrotną wartość ugięcia natychmiastowego po rozdeskowaniu. W przypadku płyt sprężonych stosunek ten jest nieco niższy (patrz podrozdz. 8.5.3), lecz nadal problematyczny (zwłaszcza w przypadku smukłych płyt). W ciągu kilku dekad stosowania w świecie kablobetonowych płyt sprężonych opracowano i opublikowano liczne wytyczne dotyczące doboru grubości oraz smukłości płyt. Tablica 3.2 zawiera zalecane stosunki rozpiętości do grubości płyt dla

Typowe stosunki rozpiętości do wysokości dla różnych typów przekrojów płyt wieloprzęsłowych [152]

Typ przekroju	Obciążenie ponad ciężar własny, kN/m ²	Rozpiętość/grubość $6\text{ m} \leq L \leq 13\text{ m}$		Dodatkowe wymagania dotyczące drgań*
1. Płyta płaska ostalej grubości 	2,50 5,00 10,0	40 36 30		A
2. Płyta płaska z pogrubieniem nad słupami 	2,50 5,00 10,0	44 40 36		A
3. Płyta z płaskimi belkami 	2,50 5,00 10,0	plyta 45 40 35	belka 25 22 18	A
4. Płyta kasetonowa 	2,50 5,00 10,0	25 23 20		B
5. Płyta kasetonowa z pełną strefą nad słupami 	2,50 5,00 10,0	28 26 23		B
6. Płyta kasetonowa z płaskimi belkami 	2,50 5,00 10,0	28 26 30		B
7. Płyta uźebrowana 	2,50 5,00 10,0	30 27 24		B
8. Płyta jednokierunkowa 	2,50 5,00 10,0	plyta 42 38 34	belka 18 16 13	A

* Opis w tekście

różnych typów konstrukcji stropu, zgodnie z [152]. Wartości te podano dla różnego poziomego obciążenia ponad ciężar własny. Łatwo zauważyć, iż największe wartości podane są dla płyt z pogrubieniami nad słupami oraz pogrubieniami w liniach słupów (typy 2 i 3). Należy jednak podkreślić, iż stosunek ten odnosi się do rozstawów słupów i grubości płyty pomiędzy pogrubieniami, która ma już znacznie mniejszą rozpiętość. Całkowita wysokość stropu jest więc znacznie większa niż wyznaczona ze zdefiniowanego stosunku i rozpiętości stropu w świetle podpór i uwarunkowana jest wysokością pogrubień. Największą wartość stosunku rozpiętości do grubości, uwzględniając całkowitą wysokość stropu, uzyskać można dla płaskiej płyty bez pogrubień (typ 1) i wynosi ona 40 (dla obciążenia ponad ciężar własny wynoszącego $2,5 \text{ kN/m}^2$). Dla płyty jednokierunkowej opartej na sztywnych belkach (typ 8) wartość ta wynosi nawet 42. Jest to zasługa liniowego podparcia płyty. Można uznać, iż jeżeli o całkowitej wysokości stropu nie decyduje wysokość belek pomiędzy słupami (mogą to być również ściany), to podparcie płyty na krawędziach pozwala na uzyskanie jej największej smukłości.

Przy cienkich stropach problematyczne stają się drgania. Zalecenia podane w pracy [152], przy korzystaniu z wartości stosunku L/h zgodnie z tablicą 3.2, narzucają dodatkowe warunki dotyczące drgań. Jeśli nie przeprowadza się szczegółowej analizy drgań, dla budynków biurowych należy zapewnić następujące warunki: A – każdy strop powinien mieć min. 4 przęsła i min. 250 mm grubości lub 8 przęseł i min. 200 mm grubości, B – każdy strop powinien mieć min. 4 przęsła i min. 400 mm grubości lub 8 przęseł i min. 300 mm grubości.

Godny zauważenia jest fakt, iż skomentowane wartości maksymalnych stosunków rozpiętości do grubości podano dla obciążenia ponad ciężar własny wynoszącego $2,5 \text{ kN/m}^2$. Jest to niewielka wartość obciążenia i w praktyce w budynkach obciążenie takie może być założone jedynie dla stropodachów. Obciążenia stropów (uwzględniające ciężar warstw wykończeniowych, ścianek działowych i obciążenie użytkowe) są znacznie większe. Sugerowany stosunek rozpiętości do grubości płyty będzie więc odpowiednio niższy. Należy również zauważyć, iż autorzy wytycznych ograniczają zakres ich obowiązywania do rozpiętości 13 m.

Nieco wyższe stosunki rozpiętości do grubości dla płyt kablobetonowych podają Khan i Williams w pracy [63] (tablica 3.3). Podane wartości zostały wyznaczone dla różnych wartości obciążenia ponad ciężar własny płyty. Górna wartość odpowiada obciążeniu $2,5 \text{ kN/m}^2$, natomiast dolna obciążeniu 10 kN/m^2 . Według tych wytycznych (przy obciążeniu równym $2,5 \text{ kN/m}^2$) stosunek rozpiętości do grubości może wynosić 45 dla pełnych płyt płaskich i pełnych płyt jednokierunkowych.

Ogólniej zależność rozpiętość–grubość definiuje praca [41], wg której, dla pełnych płyt ciągłych o dwóch lub więcej przęsłach w każdym kierunku, wartość ta nie powinna przekraczać 42 dla stropów i 48 dla stropodachów.

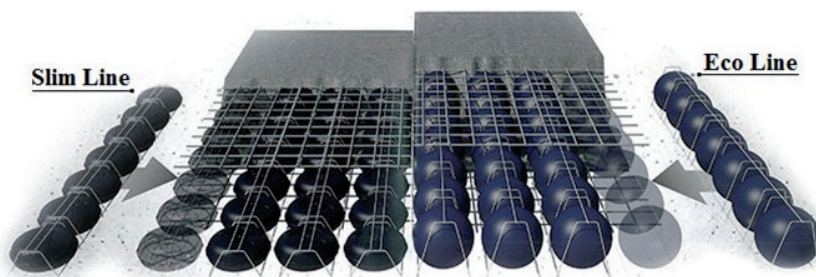
Tablica 3.3

Zalecane stosunki rozpiętości do grubości dla płyt kablobetonowych
wg Khana i Williamsa [63]

Typ płyty	Rozpiętość/grubość
Jednokierunkowa, pełna	30÷45
Uźebrowana	25÷35
Płaska, pełna	35÷45
Strop kasetonowy	20÷30

3.4. WEWNĘTRZNE WKŁADY ODCIĄŻAJĄCE JAKO SPOSÓB POPRAWY EFEKTYWNOŚCI PŁYTY KABLOBETONOWEJ

W projektowaniu nowoczesnych budynków ważne jest konstruowanie płyt o jak największych rozpiętościach przy ograniczonej ich grubości. Ponieważ stosunek rozpiętości do grubości płyty jest wartością stałą ograniczoną od góry (głównie ze względu na konieczność ograniczenia zarysowania i reologicznego przyrostu ugięć), grubość płyty, a tym samym jej ciężar wzrasta proporcjonalnie do jej rozpiętości. Wartość obciążeń stałych od wyposażenia czy też obciążenia użytkowego jest stała i nie zależy od rozpiętości stropu. Wobec tego, udział ciężaru własnego płyty w całym obciążeniu stropu wzrasta wraz ze wzrostem rozpiętości (patrz podrozdz. 2.1.6 – rys. 2.4). Przykładowo, w przypadku płyty Pł-3 stropodachu w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koziencach, opisanej w podrozdziale 12.3, ciężar własny płyty stanowi 84% obciążeń stałych i 77% obciążeń całkowitych. Wobec dużego znaczenia ciężaru własnego płyty, przy dużych rozpiętościach stropów uzasadniona jest jak największa redukcja ciężaru płyty przy jak najmniejszej redukcji sztywności na zginanie. Znane od lat stropy kasetonowe (bądź z żebrami w jednym kierunku) pozwalają na redukcję ciężaru, jednak są dużo mniej sztywne w stosunku do płyty pełnej i mają mniejszą zdolność kumulowania naprężeń, a przez to wymagają większej wysokości. Dobrym rozwiązaniem jest stosowanie wewnętrznych wkładów odcciążających. Wkłady takie, wprawdzie w mniejszym stopniu niż kasetony, redukują ciężar płyty, jednak w bardzo małym stopniu redukują sztywność przy zginaniu, ponieważ nie naruszają zewnętrznych włókien w przekroju. Na rynku polskim rozpowszechniły się wkłady niemieckiego producenta pod nazwą handlową Cobiax. Producent oferuje 2 typy wkładek (rys. 3.6): o kształcie kulistym (Eco-Line) i spłaszczonym (Slim-Line).



Rys. 3.6. Wkłady odciążające do płyt stropowych: Slim-Line (płaskie) oraz Eco-Line (okrągłe) systemu Cobiax [5*]

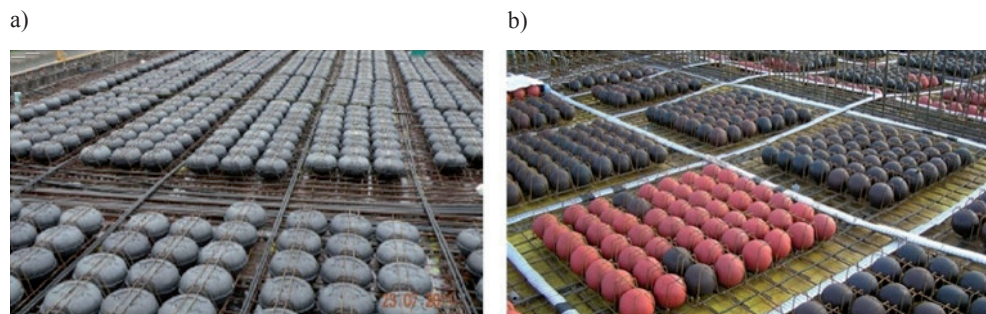
Tablica 3.4

Dane techniczne wkładów odciążających Slim-Line oraz Eco-Line [4*]

Podstawowe informacje	Slim-Line											Eco-Line					
	S100-120C	S120-140C	S140-160C	S160-180C	S180-200C	S200-220C	S220-240C	S240-260C	S260-280C	S260-300C	S260-320C	S260-340C	E-270	E-315	E-360	E-405	E-450
Min. grubość płyty, $h_{d,min}$, mm	200	220	250	280	300	320	350	380	400	420	440	460	400	450	500	550	600
Maks. grubość płyty, $h_{d,max}$, mm	450							560				700					
Redukcja sztywności giętej, f_{El}	0,95	0,93	0,93	0,91	0,90	0,89	0,89	0,89	0,87	0,90	0,91	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,89
Wysokość wkładu, D_{cs} , mm	100	120	140	160	180	200	220	260				270	315	360	405	450	
Średnica wkładu, mm	315							270				315	360	405	450		
Ilość, szt./m ²	8,16							11,11				8,16	6,25	4,94	4,00		
Maks. średnica kruszywa, mm	16							16				32		32			
Redukcja ciężaru, kN/m ²	1,32	1,60	1,88	2,14	2,40	2,64	2,87	3,12	3,37				2,86	3,34	3,82	4,29	4,77

Parametry geometryczne wkładek przedstawiono w tabelicy 3.4. Wkładki Slim-Line mają wysokość od 100 do 260 mm i stałą średnicę 315 mm. Dedykowane są do płyt o grubości od 200 do 560 mm. Kuliste wkłady Eco-Line mają średnice od 270 do 450 mm i są przeznaczone do płyt o grubości od 400 do 700 mm. Redukcja ciężaru płyty wynosi 1,32 do 3,37 kN/m² dla wkładek płaskich i 2,86 do 4,77 kN/m² dla wkładek okrągłych. Tymczasem redukcja sztywności giętej w za-

leżności od konfiguracji wynosi tylko od 5 do 13%. W przypadku płyt kablobetonowych wkłady grupuje się, a pomiędzy grupami tworzy monolityczne żebra, w których lokuje się ciągną sprężające (rys. 3.7).



Rys. 3.7. Przykłady zastosowania wkładów odciążających Slim-Line (a) oraz Eco-Line (b) w płytach kablobetonowych [6*, 7*]

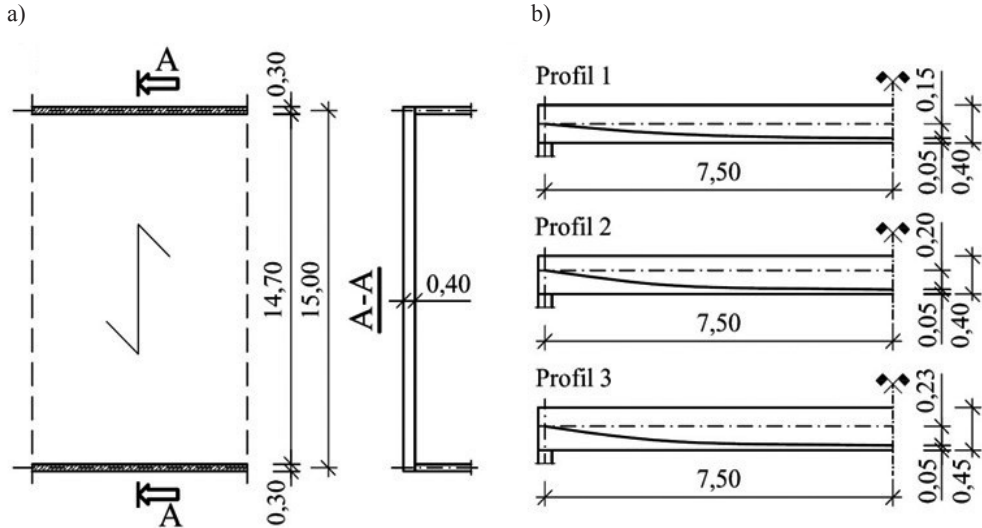
W podrozdziale 3.5 zamieszczono wyniki analizy kablobetonowej, jednokierunkowej płyty wolnopodpartej o rozpiętości 15,0 m. Analizowano 3 typy przekrojów: pełny, uźebrowany i z wkładami odciążającymi. Otrzymane wyniki pokazują zalety wewnętrznych wkładów odciążających w konstruowaniu stropów.

W podrozdziale 13.1 przedstawiono projekt oraz wyniki analizy obliczeniowej kablobetonowej płyty stropodachu w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdoju, w którym autor zastosował wewnętrzne lekkie wkłady kulowe, uzyskując w ten sposób rozpiętość jednokierunkowej płyty w osiach podpór równą 21,26 m, przy grubości wynoszącej 550 mm.

3.5. ANALIZA EFEKTYWNOŚCI RÓŻNYCH TYPÓW PRZEKROJÓW

Wybór typu przekroju podyktowany jest kilkoma czynnikami. Każdorazowo należy rozważyć zarówno warunki dopuszczalnej wysokości stropu, jak i aspekty ekonomiczne uwzględniające dostępny czas na realizację stropów czy zużycie materiałów. Konieczność zastosowania skomplikowanego deskowania w przypadku płyty kasetonowej czy uźebrowanej można zrekompensować większą objętością betonu i liczbą cięgien sprężających, stosując płytę pełną. Podobnie jak w przypadku płyt kasetonowych, duże rozpiętości można pokonać płytą pełną, uzyskując przy

tym mniejszą wysokość stropu. Znacznie większy ciężar płyty może być przeniesiony większą liczbą cięgien sprężających. Dobrym rozwiązaniem jest stosowanie wewnętrznych wkładów odciążających, które redukują w małym stopniu sztywność płyty na zginanie, o czym już wspomiano.



Rys. 3.8. Rzut i przekrój (a) oraz profile sprężenia (b) analizowanego stropu (badania własne)

Poniżej przedstawiono wyniki analizy jednokierunkowej, sprężonej płyty wolnopodpartej o rozpiętości 15,0 m (rys. 3.8a) o trzech typach przekrojów: pełnym, z wewnętrznymi wkładami odciążającymi oraz uźbrowanym. W analizie przyjęto, iż sprężenie przebiega w środku ciężkości nad podporami oraz 50 mm od dolnej krawędzi w środku przęsła. Otrzymano zatem 3 profile cięgna (rys. 3.8b): profil 1 o zwisie 150 mm dla przekrojów nr 1, 2 i 3 (tablica 3.5), profil 2 – 199 mm dla przekrojów nr 4 i 5 oraz profil 3 – 229 mm dla przekroju nr 6. Przyjęto następujące założenia:

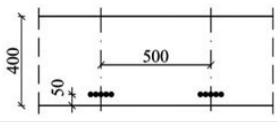
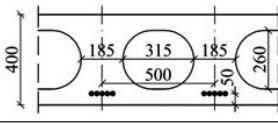
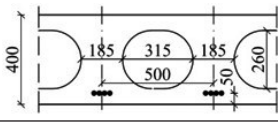
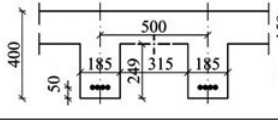
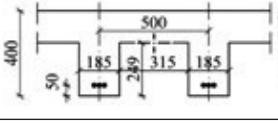
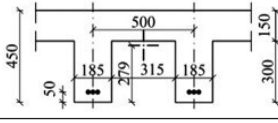
- beton klasy C30/37, sploty sprężające 15,7 mm – $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, siła naciągu $P_0 = 220 \text{ kN}$,
- sytuacja początkowa – siłę sprężającą zmniejszono o straty doraźne założone jako 10% siły początkowej oraz zwiększono o 5% zgodnie z normą [100]; prócz sprężenia założono jedynie obciążenie ciężarem własnym płyty (25 kN/m^3); przyjęto ograniczenie naprężeń ściskających do wartości $0,6f_{ck}(t_0)$ tj. 14,4 MPa ($f_{ck}(t_0)$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie w chwili sprężenia przyjęta jako 80% wytrzymałości 28-dniowej) oraz naprężeń rozciągających do 80% wytrzymałości średniej na rozciąganie, tj. 2,3 MPa,
- sytuacja trwała – siłę sprężającą zmniejszono o straty całkowite przyjęte jako 20% siły początkowej oraz zmniejszono o 5% zgodnie z [100]; oprócz sprężenia zało-

zono obciążenie ciężarem własnym płyty, ciężarem warstw o wartości $1,5 \text{ kN/m}^2$ oraz obciążeniem użytkowym o wartości $3,5 \text{ kN/m}^2$; jako jedyne kryterium przyjęto warunek ugięcia trwałego $L/300 = 50 \text{ mm}$; ugięcie trwałe policzono zgodnie z [152] – jako trzykrotność ugięcia sprężystego od obciążeń stałych i sprężenia oraz $1,5$ ugięcia sprężystego od obciążenia użytkowego (patrz podrozdz. 8.5.3).

Analizowane przekroje wraz z charakterystykami geometrycznymi zastawiono w tablicy 3.5, natomiast uzyskane wyniki, w postaci naprężeń i ugięć, w tablicy 3.6. Jako wyjściową grubość płyty przyjęto 400 mm ($L/h = 37,5$).

Tablica 3.5

Analizowane przekroje wraz z charakterystykami geometrycznymi (badania własne [139])

Przekrój		Profil cięgien	Pole przekroju	Moment bezwładności	Redukcja ciężaru		Redukcja momentu bezwładności
Nr			m^2	m^4	kg/m^2	%	%
1		1	0,400	0,0053	–	–	–
2		1	0,2652	0,0047	226	22,6	11,4
3		1	0,2652	0,0047	226	22,6	11,4
4		2	0,242	0,0031	394	39,4	42,8
5		2	0,242	0,0031	394	39,4	42,8
6		3	0,261	0,0043	348*	34,8*	18,6*

* W stosunku do przekroju nr 1

Wyniki analizy w postaci naprężeń i ugięć (badania własne [139])

Przekrój	Sytuacja początkowa		Sytuacja trwała		Ugięcie sprężyste	Ugięcie trwałe
	naprężenia górne	naprężenia dolne	naprężenia górne	naprężenia dolne		
	MPa		MPa		mm	
1	3,83	6,39	10,2	-1,93	14,9	44,7
2	3,68	11,8	10,4	1,99	7,8	23,4
3	4,69	7,67	11,2	-1,42	14,9	44,7
4	-1,22	19,9	-	-	-	-
5	1,06	11,7	9,14	-4,25	1,26	63,0
6	0,85	10,5	7,13	-1,72	6,1	18,3

Przekrój nr 1 to pełna płyta ze sprężeniem w wiązkach po 5 splotów biegnących co 500 mm. Przy takim sprężeniu udało się spełnić wszystkie wymagane warunki naprężeń i ugięć (ugięcie trwałe 44,7 mm). W przekroju nr 2, pomiędzy wiązkami splotów umieszczono płaskie wkłady odcciążające Slim-Line o wysokości 260 mm i średnicy 315 mm. W kierunku nośnym rozstaw wkładów wynosi 350 mm (zgodnie z zaleceniami producenta). Dzięki zastosowaniu wkładów udało się zmniejszyć trwałe ugięcie z 44,7 mm (dla płyty pełnej) do 23,4 mm. Ten pozytywny efekt przyniosła niewielka redukcja momentu bezwładności wynosząca 11,4% przy redukcji ciężaru płyty o 22,6%. Dokładnie takie samo ugięcie, jak w przypadku płyty pełnej, uzyskano zmniejszając liczbę splotów w wiązce z 5 do 4, czyli o 20% (przekrój 3).

Kolejne trzy przypadki to przekroje uzebrowane. W przekroju nr 4 zastosowano żebra o szerokości 185 mm w rozstawie co 500 mm oraz płytę o grubości 150 mm. Liczba splotów w wiązce wynosi 4. Przekrój ten okazał się za słaby do przeniesienia założonego sprężenia. Naprężenia ściskające w sytuacji początkowej wynoszą aż 19,9 MPa, czyli są większe od założonej wartości dopuszczalnej równej 14,4 MPa. Dzieje się tak za sprawą zbyt dużej redukcji momentu bezwładności w stosunku do przekroju pełnego, wynoszącej 42,8%. W kolejnym przekroju (nr 5) liczba splotów w wiązce została zmniejszona do 3. To sprężenie okazało się zbyt słabe do zapewnienia rysoodporności przekroju. W sytuacji trwałej uzyskano naprężenia rozciągające o wartości -4,25 MPa. Po uwzględnieniu zarysowania przekroju spodziewane ugięcie trwałe wynosi aż 63 mm, czyli przekracza wartość założoną jako graniczna (50 mm). Przy tej liczbie splotów dobre rezultaty uzyskano natomiast zwiększając wysokość przekroju do 450 mm (przekrój nr 6).

Przedstawiona analiza pokazuje, że najkorzystniej wypada przekrój z wkładami odcciążającymi. Uzyskano podobną grubość jak w przypadku płyty pełnej (400 mm),

lecz przy najmniejszej liczbie cięgien na metr szerokości przekroju (8 cięgien w płycie z wkładami, 10 cięgien w płycie pełnej).

W pracy [147] autor zamieścił wyniki obszerniejszej analizy obliczeniowej 12 płyt dwukierunkowych, w tym 6 żelbetowych i 6 kablobetonowych, o rozpiętości od $8,0 \times 8,0$ m do $14,95 \times 14,95$ m. Prezentowane wyniki pokazują, iż znaczenie wewnętrznych wkładów w płytach żelbetowych nie jest duże, a rośnie w płytach kablobetonowych. Oprócz oszczędności w zużyciu sprężenia i ugięciu w stosunku do płyty pełnej (co wykazano również w prezentowanej wcześniej analizie) zastosowanie wkładów pozwoliło zwiększyć rozpiętość płyty kablobetonowej z $14,00 \times 14,0$ m do $14,95 \times 14,95$ m w stosunku do płyty pełnej, utrzymując podobne zużycie sprężenia i ugięcie oraz grubość płyty 350 mm.

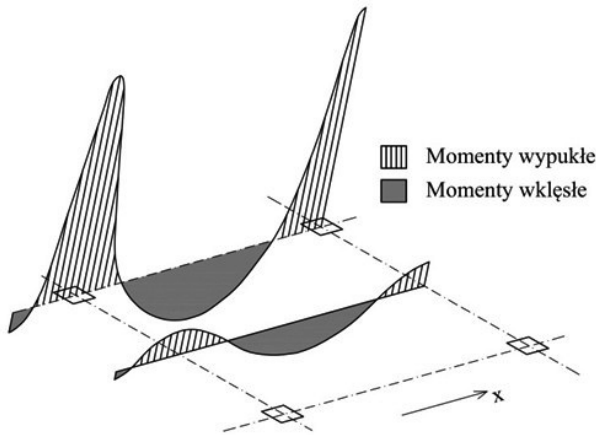
4. PŁYTY PŁASKIE

4.1. PRACA STATYCZNA PŁYT PŁASKICH

Pozbawienie płyty płaskiej belek powoduje, że całe obciążenie musi być przeniesione w jednym i w drugim kierunku, co można łatwo wykazać przeprowadzając analizę statyczną płyty w obu kierunkach. Jest to odmienna sytuacja w porównaniu z płytami opartymi liniowo na krawędziach, na ścianach bądź sztywnych belkach, w których udział obciążenia przekazywanego w każdym kierunku w przypadku płyt żelbetowych zależy jest od stosunku sztywności przekrojów i rozpiętości płyty w obu kierunkach. W płytach płaskich w każdym z dwóch kierunków przenoszone jest pełne obciążenie, a jego rozdział na pasy słupowe i przęsłowe zależy od stosunku sztywności pasów słupowych w obu kierunkach.

Zarówno w przypadku płyt płaskich jak i zwykłych (opartych na krawędziach), w płytach żelbetowych sterowalność rozdziałem obciążenia na dwa prostopadłe kierunki jest mocno ograniczona (patrz podrozdz. 3.2.1). W przypadku płyt sprężonych istnieje pewna swoboda w transferowaniu obciążenia. Przy płytach zwykłych przez różnicowanie sprężenia w rzucie i profilów sprężenia w obydwu kierunkach można regulować rozdziałem obciążenia na poszczególne kierunki. Kierunek nośny można łatwo wymusić sprężeniem, zaniehbując (w pewnym zakresie) stosunek rozpiętości boków. W płytach płaskich sprężenie nie zmienia zasady przenoszenia pełnego obciążenia w obydwu kierunkach, a jedynie może zmienić rozkład obciążenia pomiędzy pasami słupowymi i przęsłowymi. Należy podkreślić również, że konieczność przeniesienia pełnego obciążenia w obydwu kierunkach nie oznacza konieczności stosowania sprężenia dwukierunkowego. Nawet przy układzie podpór narzucającym pracę dwukierunkową, przy rozpiętościach mieszczących się w określonych granicach, możliwe jest wówczas sprężenie tylko w jednym kierunku. W drugim kierunku płyta powinna być analizowana jako żelbetowa (patrz podrozdz. 5.1).

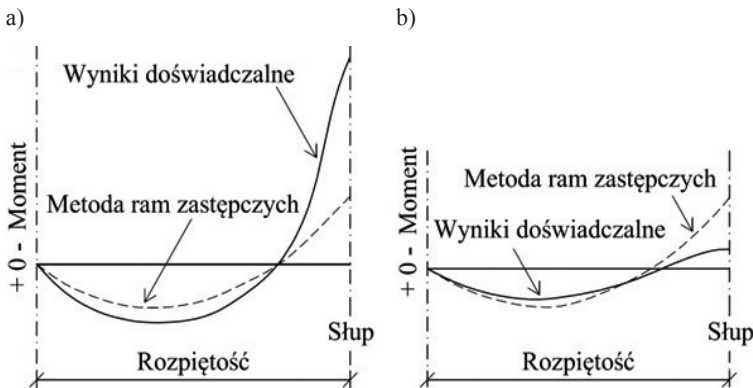
Na rysunku 4.1 przedstawiono rozkład momentów zginających w płycie płaskiej w kierunku x w linii słupów i w linii środkowej przęsła. Momenty w przekroju



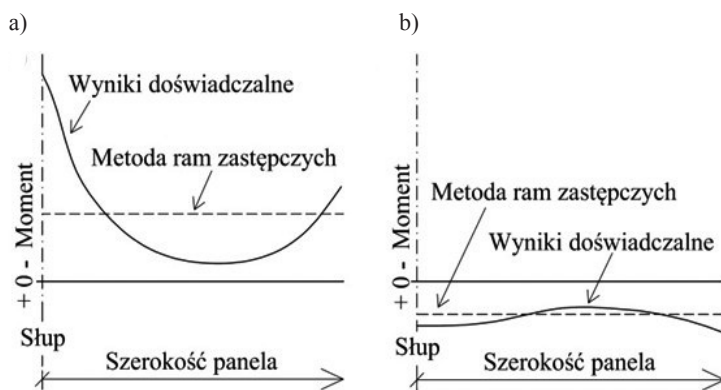
Rys. 4.1. Definicja momentów wypukłych i wklęsłych w płytach płaskich (rys. aut.)

słupowym (poprzecznym do działania momentu zginającego) rozciągają włókna górne i będą dalej nazywane momentami wypukłymi. Momenty w obszarze środkowym przęsła, na całej jego szerokości rozciągają włókna dolne płyty i będą nazywane momentami wklęsłymi.

Rozkład momentów zginających w linii słupów i w linii środkowej przęsła pokazano w przekrojach na rysunku 4.2. Na rysunku 4.3 przedstawiono natomiast rozkład momentu na szerokości przęsła. Można zauważyć, że wypukły moment w linii słupów ma ostro pikujący charakter w bezpośrednim sąsiedztwie słupa. Moment na krawędzi słupa jest kilkakrotnie większy niż moment w środku pomiędzy słupami (linia ciągła na rysunkach 4.2a i 4.2b). Należy tutaj zaznaczyć, iż dopuszczalne naprężenia podane w podrozdziale 8.1.2 są średnimi naprężeniami na szerokości przęsła w analizie metodą ram zastępczych (tablica 8.2) oraz na szerokości odcin-



Rys. 4.2. Momenty zginające w płycie płaskiej: a) w linii słupów, b) w linii środkowej przęsła [152]



Rys. 4.3. Rozkład momentów zginających na szerokości przęsła: a) w linii słupów, b) w przekroju w środku przęsła [152]

ków kontrolnych w MES (talica 8.3). Są one znacznie niższe niż podane dla płyt zwykłych (tablica 8.1), mają bowiem uwzględnić występowanie pików momentów nad słupami.

Momenty wklęsłe w strefie środkowej przęsła są natomiast bardziej jednorodnie rozłożone na szerokości przęsła, co pokazano na rysunku 4.3b.

4.2. KRYTERIA ANALIZY PŁYT PŁASKICH

Dla płyt sprężonych, bez wyróżnienia jednego kierunku nośnego, rozważanych jako płyty płaskie, obowiązują następujące kryteria:

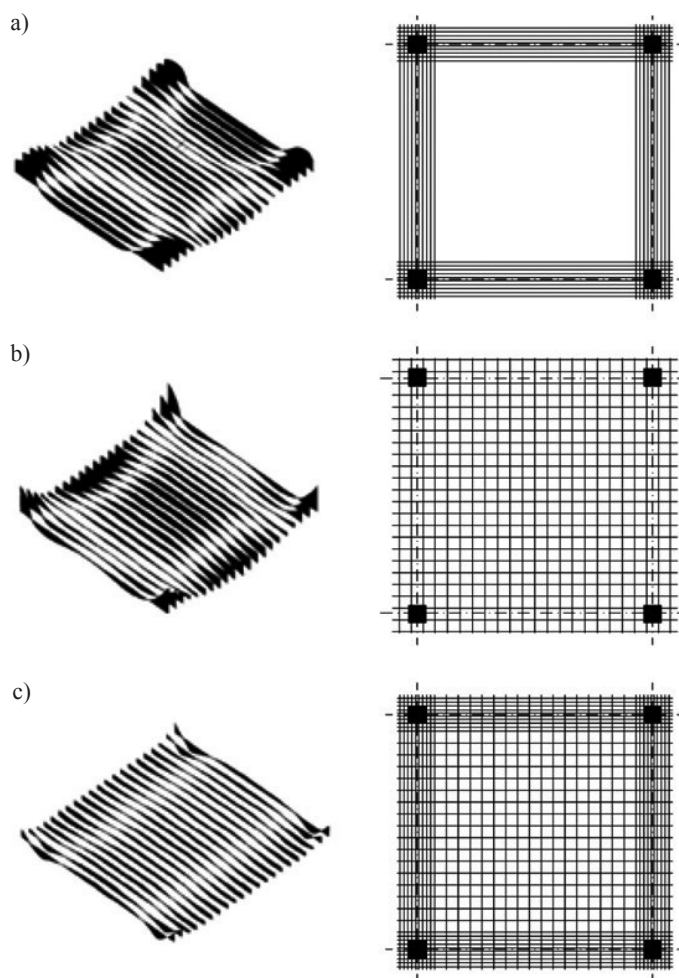
- sprężenie jest zazwyczaj rozważane w dwóch prostopadłych kierunkach; taka płyta, bez rys lub z umiarkowanym układem rys, tworzy jednorodną sprężystą strukturę o zachowaniu charakterystycznym dla pracy płyty dwukierunkowej; rzeczywiste położenie cięgna w danym punkcie nie jest istotne dla jej dwukierunkowego zachowania się, jako że siły normalne w przekrojach, będące istotnym składnikiem sprężenia, są zwykle przyłożone na krawędzi płyty; naprężenia normalne na krawędzi płyty są zwykle skoncentrowane pod zakotwieniami i wyrównują się wewnątrz rzutu płyty wraz ze wzrostem odległości od krawędzi; obowiązuje to zarówno dla płyt o stałej grubości, jak i płyt z belkami w kierunku sprężenia; płyty ze sprężeniem skoncentrowanym w liniach słupów i płyty z szerokimi płytkami belkami traktowane są również jako pracujące dwukierunkowo; wieloletnie doświadczenia wskazują, że sprężenie można traktować jako efektywne już przy wartości naprężeń równomiernych w przekroju 0,7 MPa w każdym kierunku; znamiona płyt płaskich wykazują również płyty ze sprężeniem

przyłożonym tylko w jednym kierunku (podrozdz. 5.1 – rys. 5.1a i b); w takiej sytuacji, w kierunku bez sprężenia płyta powinna być traktowana i wymiarowana jako żelbetowa,

- podobnie jak w przypadku płyt żelbetowych, obowiązuje kryterium stosunku rozpiętości, tj. stosunek dłuższej do krótszej rozpiętości nie powinien przekraczać 2,0; zalecenie to obowiązuje dla pełnych płyt płaskich rozmieszczonych na ortogonalnej siatce słupów; powyżej stosunku 2,0 strefy środkowe przęseł mają tendencję do pracy jednokierunkowej; przenoszenie obciążeń w kierunku krótszego rozstawu słupów (odwrotnie niż w płytach zwykłych) staje się marginalne, co nie dotyczy jednak zastępczej ramy w krótszym kierunku, która musi przenieść pełne obciążenie,
- sztywności w dwóch prostopadłych kierunkach nie powinny się znacząco różnić, co może wystąpić przy odmiennych przekrojach w dwóch kierunkach, np. w przypadku płyty uźebrowanej; przy kwadratowym przęśle stosunek ten nie powinien przekraczać 4, chyba że płyta traktowana jest jako jednokierunkowa,
- jeśli liczba przęseł jest mniejsza niż 3 w którymś kierunku, to metoda oceny rozkładów momentów i sił oparta na współczynnikach empirycznych nie może być stosowana; w takiej sytuacji należy stosować dokładniejsze metody analizy (patrz podrozdz. 6.3).

4.3. ZACHOWANIE SIĘ PŁASKICH PŁYT POD WPLYWEM OBCIĄŻENIA CIĘGNIAMI SPRĘŻAJĄCYMI

Liczne zastosowania i badania wykazały, że płaskie płyty kabl betonowe wykazują tendencje charakterystyczne dla płyt płaskich bez względu na rozkład cięgien sprężających (rys. 4.4). Ponieważ, oprócz sił poziomych, ciągnia wywierają również obciążenie pionowe na powierzchnię płyty znane jako obciążenie zastępcze (ekwiwalentne), układ cięgien ma jednak wpływ na rozkład momentów zginających. Obciążenia te są traktowane jak każde inne obciążenie stałe lub zmienne. Celem takiego obciążenia jest zredukowanie w jak najlepszy sposób efektów pochodzących od obciążeń grawitacyjnych. Chociaż kształt momentu zginającego od obciążenia zastępczego wywołanego sprężeniem nie jest taki sam jak dla obciążenia jednorodnie rozłożonego, jakim jest ciężar własny, rozmieszczenie cięgien powinno w jak najlepszym stopniu zredukować efekty obciążeń grawitacyjnych. Sprężenie powinno wytworzyć zbliżoną powierzchnię momentów zginających, lecz z odwrotnym znakiem. Układ cięgien należy więc tak dobrać, aby równoważył w każdym kierunku obciążenia stałe z płyty. W celu dobrej redukcji momentów w obszarach krytycznych płyty, sprężenie będzie jednak generować niepożądane piki w innych miejscach.



Rys. 4.4. Powierzchnia momentów zginających dla różnych układów sprężenia: a) cięgna skupione w pasach słupowych, b) cięgna równomiernie rozłożone, c) 50% cięgien w pasach słupowych i 50% równomiernie rozłożonych [152]

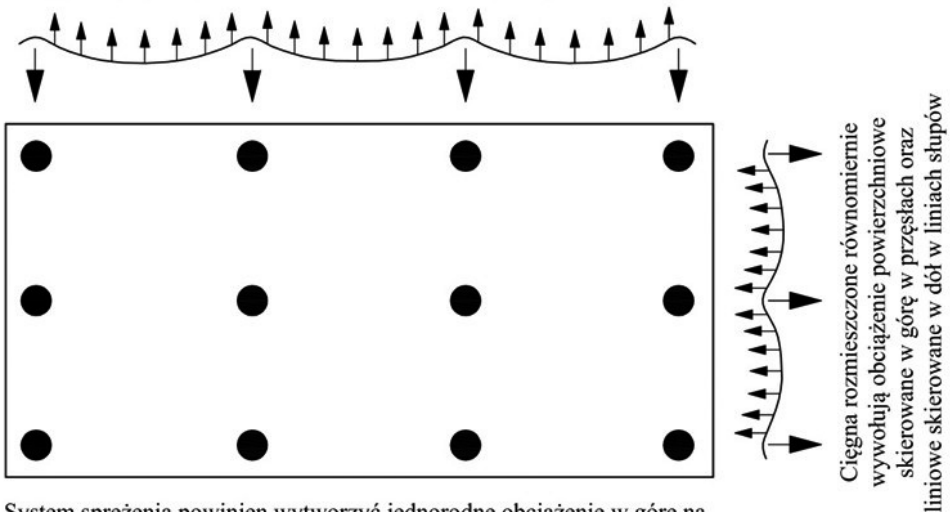
W przypadku kablobetonowych płyt płaskich należy zaniechać założenia o dowolnej szerokości pasów słupowych i przęsłowych oraz stosowania, znanych od dawna projektantom stropów żelbetowych, tablic do rozkładu momentu.

Na rysunku 4.4 pokazano powierzchnie momentów zginających przy różnych układach sprężenia. Można zauważyć, że najlepszą redukcję momentów daje układ pokazany na rysunku 4.4c. Jest to jednak układ najtrudniejszy w praktycznym wykonaniu, bowiem ze względu na dużą koncentrację cięgien nad słupami wymaga ich przeplatania w tych obszarach.

Bardzo dobrym narzędziem do oceny zachowania płyt płaskich pod sprężeniem jest metoda obciążenia zastępczego. Jej zalety i prostota użycia są tutaj cenniejsze niż w przypadku płyt jednokierunkowych. W metodzie tej szczególną uwagę należy zwrócić na obciążenie wywierane przez ciągną na ich długości.

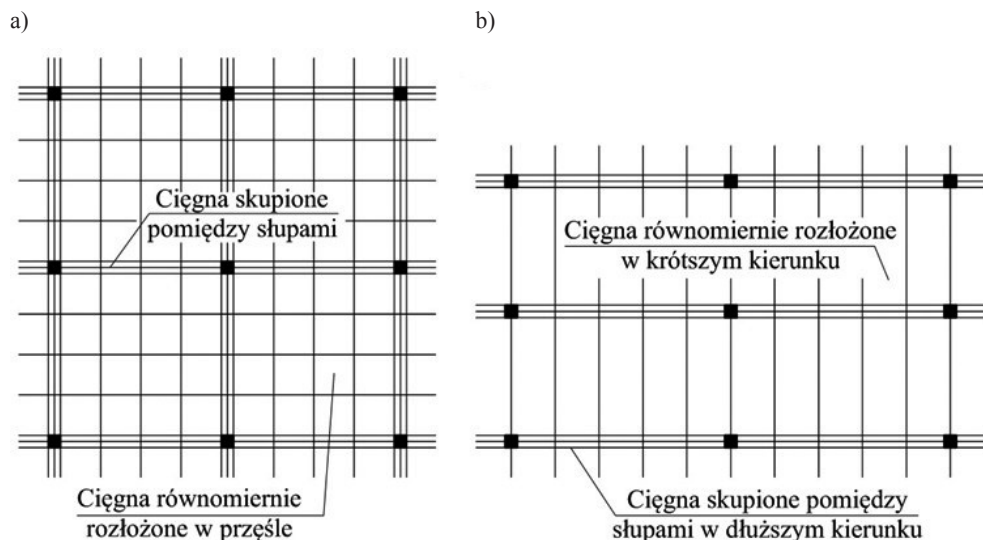
Podobnie jak dla płyt jednokierunkowych oznacza to zwykle obciążenie równomierne zwrócone w górę (na przeważającej długości ciągną w obszarze przęsłowym) i statycznie równoważące obciążenie skierowane w dół, wywierane na krótkim odcinku o odwróconej krzywiznie w okolicach podpór. Aby wywołać sprężeniem obciążenie jednorodne, skierowane w górę na całej powierzchni przęsła, ciągną powinny być równomiernie rozłożone. Równoważące obciążenie w dół, w okolicach podpór powinno napotykać reakcje od innych elementów konstrukcyjnych, którymi mogą być belki lub ściany w płytach opartych liniowo czy słupy w układach płytowo-słupowych. Jednakże, w przypadku płyty płaskiej, podpory w postaci słupów odpowiadają reakcjami tylko na niewielkich obszarach (rys. 4.5). Aby zachować statyczną racjonalność ustroju, należałoby zastosować drugi zestaw ciągn, prostopadły do ciągn równomiernie rozłożonych w przęsle. Powinien on wytworzyć pomiędzy słupami obciążenie skierowane w górę, które zrównoważy obciążenie w dół od pierwszego zestawu. Ponieważ obciążenie skierowane w dół od równomiernie rozłożonych ciągn występuje na względnie małej długości ciągną (na odcinku o odwróconej krzywiznie), a słupy zapewniające reakcje zewnętrzne są relatywnie

Ciągną rozmieszczone w pasach słupowych wywołują obciążenie skierowane w górę pomiędzy słupami oraz skierowane w dół siły skupione nad słupami



System sprężenia powinien wytworzyć jednorodne obciążenie w górę na powierzchni płyty oraz równoważące siły skupione w dół nad słupami

Rys. 4.5. Obciążenie równoważące od sprężenia w płytach płaskich o regularnej siatce słupów [152]



Rys. 4.6. Cięgna geometrycznie skupione w liniach słupów: a) w obu kierunkach, b) tylko w jednym kierunku [152]

wąskie, drugi zestaw cięgien powinien przebiegać w wąskich pasach w liniach słupów (rys. 4.6).

Najlepszym sposobem realizacji takiego dwuczściowego systemu sprężenia, dającego równomierne obciążenie unoszące na powierzchni przęsła, jest więc kombinacja dwóch układów sprężenia, tj. równomiernie rozłożonego na szerokości przęsła i skupionego w liniach słupów, pokazana na rysunku 4.6. Układ (a) to zastosowanie kabli w liniach słupów w obydwu kierunkach (przy dwukierunkowym sprężeniu płyty), a układ (b) tylko w jednym kierunku (przy jednokierunkowym sprężeniu płyty).

Wybór typu rozkładu cięgien nie jest aż tak istotny, jak wynikałoby to z rysunku 4.4. Przeciętna płaska płyta może równie dobrze pracować przy różnych układach sprężenia. Należy jedynie zapewnić odpowiedni przebieg cięgien przez strefę nad słupem, zapewniając wymaganą nośność na przebiecie i zabezpieczenie przed katastrofą postępującą.

5. DOBÓR SPRĘŻENIA

5.1. UKŁAD SPRĘŻENIA W PLANIE

Układ sprężenia w płycie powinien zapewnić wymagane warunki nośności i użytkowości stropu przy jak najmniejszym zużyciu stali. Ciężna w płycie mogą być równomiernie rozłożone na szerokości bądź pogrupowane w wiązki po kilka sztuk; wiązki te są natomiast równomiernie rozłożone na szerokości płyty.

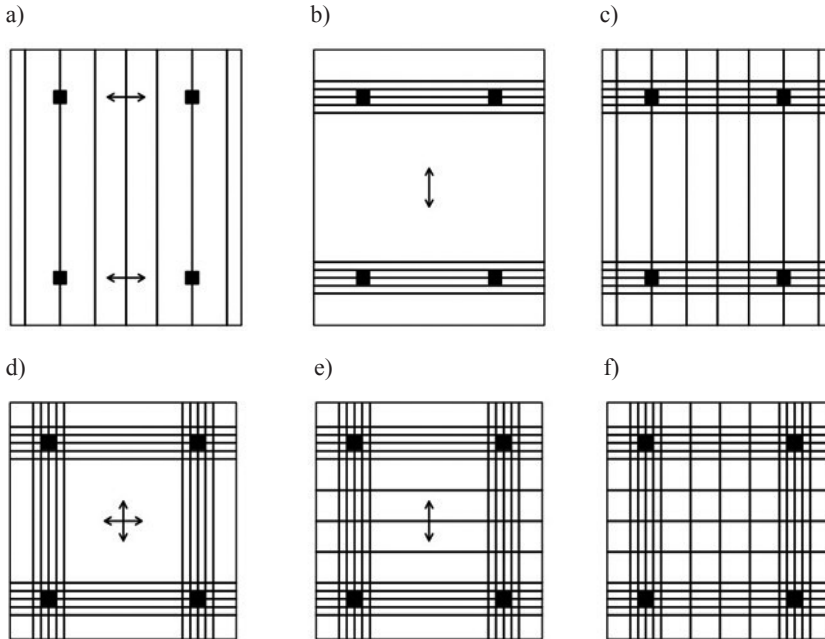
Na rysunku 5.1 pokazano możliwe układy sprężenia w stropach płaskich. W przypadku (a) sprężona jest tylko płyta w jednym kierunku, ciężnami rozmieszczonymi równomiernie. Obciążenie z przęseł na słupy przekazywane jest przez żelbetowe ukryte belki (pasy słupowe). Układ ten jest przydatny przy niewielkim rozstawie słupów w kierunku prostopadłym do sprężenia, najlepiej przy stosunku rozpiętości około 2:1. W przypadku gdy pomiędzy słupami możliwe jest wykonanie wysokich belek, stosunek ten może być dowolny.

Na rysunku 5.1b przedstawiono układ z żelbetową płytą i sprężeniem biegnącym poprzecznie do rozpiętości płyty w liniach słupów. Ten układ jest przydatny, gdy rozpiętość pomiędzy słupami pozostaje zbyt duża, aby można było zrealizować żelbetowe belki w postaci pasów słupowych płyty, a wykonanie wysokich belek czy pogrubień nie jest pożądane. W tym rozwiązaniu niekorzystne jest, że część poziomego składnika sprężenia jest przejmowana przez żelbetową płytę. Na ukryte belki w całości działa jedynie pionowe obciążenie rozłożone wzdłuż ciężna. Aby zredukować straty naprężeń, wynikające ze współpracy płyty, równoległe do pasów słupowych, w ich pobliżu stosuje się często po kilka ciężnami z obu stron o znacznie mniejszym zagęszczeniu. Pozwala to na bardziej równomierne rozłożenie siły poziomej, a ciężna te mają swoje pozytywne znaczenie w redukcji naprężeń skurczowych w żelbetowej płycie.

Układ (c) jest kombinacją układów (a) i (b). Sprężenie prowadzone jest zarówno w płycie, jak i w ukrytych belkach. Również tutaj sprężenie belek może być uzupełnione dodatkowymi ciężnami równoległymi, biegnącymi w płycie żelbetowej (jak w przypadku (b)). Jeśli płyta ma mieć stałą grubość, układ ten może być przydatny

przy stosunku rozpiętości 1:1,5 (1,5 dla rozpiętości płyty). W przypadku gdy możliwe jest pogrubienie płyty w liniach słupów, proporcje boków mogą być zbliżone do kwadratu.

Na rysunku 5.1d widać układ, gdzie płyta pracuje dwukierunkowo jako żelbetowa, wsparta na kablobetonowych ukrytych belekach (sprężonych pasach słupowych). Podobnie jak w poprzednich przypadkach, w których sprężone są tylko pasy słupowe, udział siły poziomej w nośności belek jest znikomy, gdyż rozchodzi się ona na całą szerokość płyt. Nośność belek uzyskuje się głównie dzięki pionowemu obciążeniu od cięgien zakrzywionych. Układ ten jest przydatny przy niewielkich rozstawach słupów (do 8 m), przy których możliwa jest praca płyty jako żelbetowej. Optymalny układ stanowi kwadratowa siatka słupów. Jest to też dobre rozwiązanie dla stropów kasetonowych o pełnych belkach, w których lokowane jest wówczas sprężenie, co pozwala na uzyskanie znacznie większych rozpiętości.



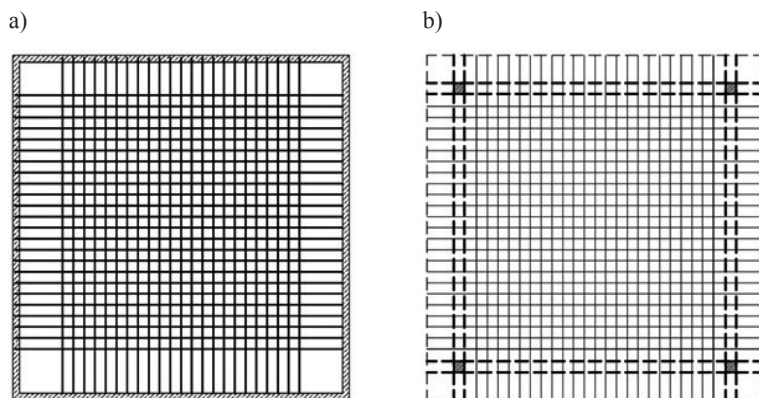
Rys. 5.1. Układ sprężenia w płytach płaskich [63]

Układ (e) przedstawia rozwiązanie z dwukierunkową płytą, pracującą w jednym kierunku jako sprężona, a w drugim jako żelbetowa. Układ ten może być stosowany, gdy jedna z rozpiętości przekracza zakres pracy płyty żelbetowej, a sprężenie jedynie w niewielkim stopniu wspomaga pracę płyty. Płyta może być wówczas potraktowana jako częściowo sprężona i może pracować w stanie zarysowanym. Sprężenie pomaga wówczas w ograniczeniu szerokości rys i ugięcia.

Ostatni z układów (f) zawiera sprężoną w obu kierunkach płytę wspartą na sprężonych ukrytych belkach. Takie rozwiązanie pozwala na osiągnięcie najmniejszej grubości płyty, jest jednak najtrudniejsze i najbardziej kosztowne w realizacji.

Wśród przedstawionych na rysunku 5.1 możliwych układów sprężenia w płaskich płytach, każdy z nich może być najlepszy przy odpowiednich dla niego warunkach geometrycznych stropu. Trudno powiedzieć jednoznacznie, który układ jest najkorzystniejszy. Należy zwrócić uwagę, iż w stropach płaskich podstawowym czynnikiem użytkowym determinującym projektowanie płyty jest konieczność zapewnienia odpowiedniego ugięcia. Ugięcie maksymalne przęsła jest sumą ugięcia płyty oraz belek, na których jest ona wsparta. Czasami wystarczające rozwiązanie, pozwalające na zwiększenie rozpiętości stropu żelbetowego, czy zredukowanie grubości płyty, stanowi wprowadzenie sprężenia tylko w liniach słupów (układy b i d). Jest to rozwiązanie zdecydowanie tańsze niż pełne sprężenie stropu, obejmujące belki i płytę. Rozwiązanie przedstawione na rysunku 5.1f wymaga krzyżowania się cięgien o znacznym zagęszczeniu nad słupami, co nastęrcza trudności z ich prawidłową instalacją, betonowaniem, a także wymaga więcej uwagi na etapie projektowania. Rozwiązanie to może być jednak najlepsze w przypadku potrzeby wykonania możliwie najcieńszej płyty.

Odmienne zasady kształtowania sprężenia w rzucie obowiązują w przypadku dwukierunkowych płyt opartych na ścianach lub belkach. Chociaż układ przedstawiony na rysunku 5.2a nie należy do pożądaných, z uwagi na krępującą odkształcenia płyty rolę ścian, jest często z powodzeniem stosowany. Znacznie lepszym rozwiązaniem byłoby zastosowanie obwodowych słupów o mniejszej sztywności, niż ścian. Wymagania dotyczące ogólnej sztywności i izolacyjności akustycznej budynku są jednak często przeważające. W przypadku obwodowego podparcia płyty dwukierunkowej na ścianach, w pobliżu ścian tracona jest zarówno siła pozioma od sprężenia, jak i pionowy efekt działania cięzna zakrzywionego. Ciężna lokowane



Rys. 5.2. Rozkład sprężenia w płycie dwukierunkowej opartej na ścianach (a) i belkach (b) [139]

w pobliżu ścian są nieefektywnie wykorzystane, w pobliżu ścian należy więc pozostawić pasy wolne od sprężenia. Szerokość tych pasów nie jest jednoznacznie określona i powinna być każdorazowo przedmiotem analizy obliczeniowej.

W przypadku liniowego podparcia płyty na belkach sytuacja jest nieco odmienna. Zarówno pionowy, jak i poziomy efekt sprężenia od ciągnięć w pobliżu belki jest przekazywany na belkę, zwiększając jej nośność. Ciężna w płycie biegnące przy belkach nie są więc „tracone”. Sprężenie może być rozłożone równomiernie na całej szerokości płyty pomiędzy belkami. Warunkiem wykorzystania w pracy konstrukcji ciągnięć położonych blisko belek jest przeprowadzenie analizy obliczeniowej całej konstrukcji (płyty i belek), np. na przestrzennym modelu MES.

5.2. PROFIL CIĘGNA, OBCIĄŻENIE ZASTĘPCZE, WYMAGANA LICZBA CIĘGIEN

5.2.1. Minimalne otulenie cięgna

Warunkiem zarówno racjonalnego projektowania jak i najefektywniejszego wykorzystania sprężenia jest profilowanie ciągnięć z maksymalnymi dopuszczalnymi mimośrodkami i zwisami. Te z kolei uzależnione są od minimalnego otulenia, jakiego wymaga się w związku z odpornością ogniową stropu. W tabelicy 5.1 przedstawiono minimalną odległość osi splotu (lub najbardziej zewnętrznego splotu w wiązce) od zewnętrznej krawędzi przekroju dla płyt sprężonych, zgodnie z normą [101]. W tabelicy 5.2 podano natomiast minimalne odległości dla płyt płaskich. Przedstawione tablice normowe mają charakter ogólny i odnoszą się zarówno do płyt żelbetowych, jak i sprężonych. Dla płyt sprężonych podane wartości, odpowiadające umownej temperaturze krytycznej splotów $\theta_{cr} = 350^{\circ}\text{C}$, należy zwiększyć o 15 mm. Podana korekta odległości osiowej odpowiada wykorzystaniu wytrzymałości stali w warunkach pożaru $\sigma_{p,fi} / f_{p0,1k} = 0,55$. W razie konieczności, przy przeprowadzeniu szczegółowych obliczeń według [101], zwiększenie odległości cięgna od krawędzi może być mniejsze. Można to osiągnąć obniżając początkowe naprężenia w stali sprężającej, a przez to wykorzystanie stali w warunkach pożaru. Zabieg ten wydaje się jednak mało racjonalny w przypadku płyt kablobetonowych, wymaga bowiem zwiększenia ilości stali sprężającej w celu zapewnienia podobnych warunków nośności i użyteczności konstrukcji. Należy zauważyć, iż przy standardowej wymaganej nośności płyt w warunkach pożaru R60, którą należy zapewnić dla stropów w budynkach, odległość osiowa splotu od krawędzi zewnętrznej będzie wynosić 35 mm w płycie jednokierunkowej, 25 mm w płycie dwukierunkowej o stosunkach boków $l_y/l_x \leq 1,5$ oraz 30 mm w płytach płaskich. Zakładając, że średnica splotu w osłonce wyno-

si 20 mm, otrzymuje się wymagane otulenia odpowiednio 25, 15 i 20 mm. Są to wartości mniejsze niż wymagania konstrukcyjne otuliny, wynikające z minimalnego otulenia w stosunku do zbrojenia zwykłego, według [100].

Tablica 5.1

Minimalna odległość osi ciąga od zewnętrznej krawędzi dla wolnopodpartych i ciągłych płyt żelbetowych i sprężonych, wg [101]

Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary [mm]			
	grubość płyty h_s [mm]	odległość osiowa a		
		plyty jednokierunkowe	plyty dwukierunkowe $l_y/l_x \leq 1,5$	plyty dwukierunkowe $1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10	10	1
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Tablica 5.2

Minimalna odległość osi ciąga od krawędzi zewnętrznej oraz minimalna grubość płaskich płyt żelbetowych i sprężonych, wg [101]

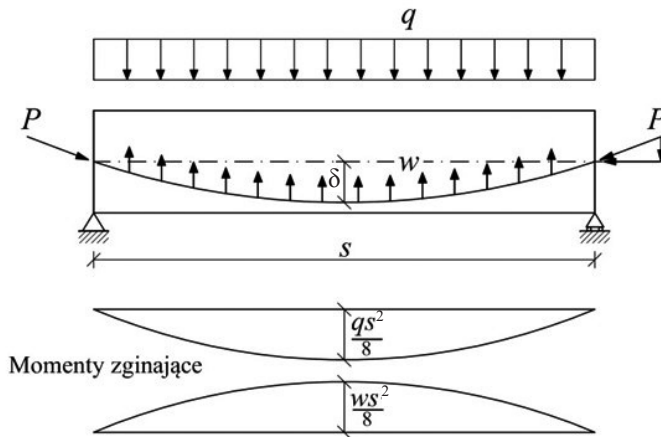
Standardowa odporność ogniowa	Minimalne wymiary [mm]	
	grubość płyty h_s	odległość osiowa a
REI 30	150	10
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

5.2.2. Profil ciąga i obciążenie zastępcze

Idealnie zaprojektowany profil ciąga zapewnia powstanie momentu zginającego o rozkładzie podobnym do powstającego od obciążenia zewnętrznego, lecz o przeciwnym znaku. Chociaż, ze względu na zróżnicowane warunki geometryczne i obciążeniowe, nie zawsze jest to możliwe.

Fundamentalne zasady do prostego inżynierskiego trasowania cięgien podał T. Y. Lin, wygłaszając na pierwszej światowej konferencji poświęconej konstrukcjom z betonu sprężonego, w 1957 r. na Uniwersytecie Kalifornijskim w Berkeley, podstawowe założenia metody obciążenia zastępczego. Założenia te zostały opublikowane później w kilku pracach, m.in. [70, 71]. Metoda obciążenia zastępczego, ze względu na swoją prostotę, stała się przełomem w rozwoju konstrukcji sprężonych.

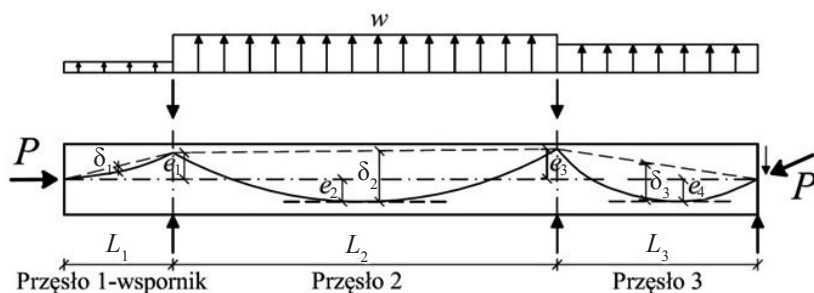
W najprostszym przypadku belki wolnopodpartej, obciążonej równomiernie na długości, wykres momentu zginającego ma kształt paraboli (rys. 5.3). Ciężno sprężające powinno zatem przyjmować również kształt paraboliczny. Jako „zwis” ciężna δ definiuje się największą odległość punktu ciężna od linii łączącej jego punkty zaczepienia (w przypadku ciężna o jednoznakowej krzywiznie), bądź pomiędzy punktami przegięcia (w przypadku ciężna o znakozmiennej krzywiznie). Całkowity zwis ciężna parabolicznego związany jest z jego krzywizną, wysokością elementu oraz minimalnym otuleniem. Nad podporami końcowymi przegubowymi ciężno powinno być zaczepione w środku ciężkości przekroju, aby nie generowało momentu od siły sprężającej przyłożonej na mimośrodkie (rys. 5.3 i 5.4).



Rys. 5.3. Idealny profil ciężna w elemencie wolnopodpartym (rys. aut.)

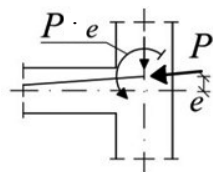
Ciężno może mieć również niesymetryczny kształt w przęśle, co zdarza się w ustrojach wieloprzęsłowych (rys. 5.4 – przęsło 3). Punkt maksymalnego zwisu znajduje się wówczas w środku pomiędzy punktami zaczepienia, lecz może nie odpowiadać najniższemu punktowi paraboli.

Obciążenie unoszące wywierane na betonowy element przez ciężno paraboliczne jest równomiernie rozłożone na jego długości i skierowane prostopadle do stycznej. W analizie inżynierskiej przyjmuje się jednak uproszczenie, że obciążenie działa prostopadle do osi elementu, czyli zazwyczaj pionowo (rys. 5.4). W miejscach zało-



Rys. 5.4. Profil cięgna w elemencie dwuprzęsłowym z przewieszeniem [152]

mu cięgna nad podporami, działają siły skupione skierowane w dół. Oprócz tego na końcach elementu również działają siły skupione skierowane w dół, przyłożone na element betonowy przez zakotwienia. W przypadku zamocowania płyty w podporze skrajnej (co jest częstym rozwiązaniem przy ścianach żelbetowych) korzystne jest podniesienie cięgna na podporze względem środka ciężkości płyty. Generowany w węzle moment sprężenia jest przenoszony częściowo przez podpory, nie wpływa więc niekorzystnie na płytę zwiększając jej ugięcie (jak dzieje się w elemencie wolnopodpartym), a powiększa zwis cięgna i redukuje górne naprężenia w przekroju utwierdzenia. Oprócz poziomego i pionowego działania cięgna na zakotwienie, należy również uwzględnić moment zginający (rys. 5.5). Komplet sił generowanych przez cięgno zakrzywione pozostaje w równowadze, nie wywołując dodatkowego obciążenia zewnętrznego na element. Taki układ sił nazywa się *obciążeniem zastępczym* lub *równoważącym*. Obciążenie równomiernie rozłożone na długości cięgna równoważy stałe obciążenia zewnętrzne działające na element i przenosi je bezpośrednio na podpory, dzięki siłom skierowanym w dół.



Rys. 5.5. Układ sił działających na zakotwienie przy mimośrodowym położeniu cięgna na podporze (rys. aut.)

Przy cięgnie parabolicznym, równomiernie rozłożone obciążenie w działające w górę może być wyznaczone z zależności wynikającej z równości momentów (rys. 5.3):

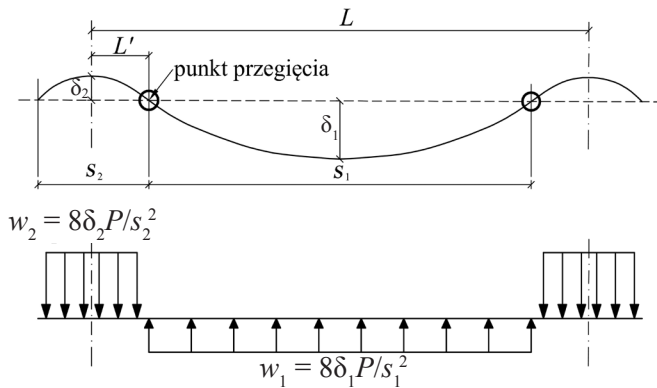
$$\frac{w \cdot s^2}{8} = P \cdot \delta \quad (2)$$

czyli

$$w = \frac{8P \cdot \delta}{s^2} \quad (3)$$

gdzie:

- s – odległość pomiędzy punktami przegięcia lub zaczepienia cięgna,
- δ – zwis cięgna mierzony w środku pomiędzy punktami przegięcia (niekoniecznie w miejscu najniższego punktu cięgna),
- P – średnia siła w cięgni.



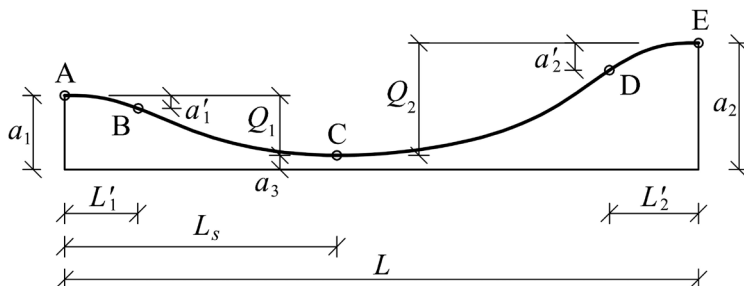
Rys. 5.6. Praktyczny profil cięgna i wywoływane obciążenie zastępcze [152]

W elementach ciągłych najefektywniejsze wykorzystanie cięgna (polegające na wytworzeniu możliwe największego obciążenia unoszącego) otrzymuje się przy maksymalnym obniżeniu cięgna w przęśle oraz maksymalnym podniesieniu nad podporami. Profil cięgna w elemencie dwuprzęsłowym z przewieszeniem pokazano na rysunku 5.4. Podczas gdy przebieg momentów teoretycznie ma załamany charakter nad podporami, praktyczne ukształtowanie cięgna w ten sposób jest niemożliwe. W praktyce cięgna przyjmują łagodny kształt zmieniając krzywiznę nad podporami (rys. 5.6). Stosunek odległości L'/L powinien być możliwie najmniejszy. W wyniku zmiennej krzywizny powstaje wówczas zmiennoznakowe obciążenie zastępcze. Wartości składowych tego obciążenia przyjmują postać:

$$W_1 = w_1 \cdot s_1 = 8P\delta_1 / s_1 \quad \text{dla paraboli w przęśle} \quad (4)$$

$$W_2 = w_2 \cdot s_2 = 8P\delta_2 / s_2 \quad \text{dla paraboli nad podporą} \quad (5)$$

Jeżeli założy się, iż najmniejszy możliwy stosunek L'/L wynosi 0,1, wówczas $s_1 = 4s_2$. Ponieważ obciążenia w górę i w dół muszą się wzajemnie równoważyć, stąd wynika zależność $\delta_1/s_1 = \delta_2/s_2$, z której wynika $\delta_1 = 4\delta_2$.



Rys. 5.7. Geometria cięgna [152]

Znając położenie cięgna nad podporami a_1 i a_2 (rys. 5.7) oraz najniższe położenie cięgna w prześle a_3 , można opisać jego trasę równaniem paraboli drugiego stopnia. Trasa cięgna pomiędzy podporami składa się z 3 parabol AB, BCD i DE. Ich równania przyjmują postać:

$$\text{dla paraboli AB: } y = k_1 \cdot x^2$$

$$\text{dla paraboli BCD: } y = k_2 \cdot x^2 \quad (6)$$

$$\text{dla paraboli DE: } y = k_3 \cdot x^2$$

Uwzględniając różnice wysokości punktów końcowych parabol skrajnych, ich równania przyjmą postać:

$$\text{dla paraboli AB: } -a'_1 = k_1 \cdot (L'_1)^2 \quad (7)$$

$$\text{dla paraboli DE: } -a'_2 = k_3 \cdot (L'_2)^2$$

Wysokości punktów A i E ponad punkt C wynoszą:

$$Q_1 = a_1 - a_3 \quad \text{oraz} \quad Q_2 = a_2 - a_3 \quad (8)$$

Po ich uwzględnieniu w równaniu paraboli BCD (6), przyjmie ono postać:

$$Q_1 - a'_1 = k_2 \cdot (L_s - L'_1)^2 \quad \text{oraz} \quad Q_2 - a'_2 = k_2 \cdot (L - L_s - L'_2)^2 \quad (9)$$

Nachylenie stycznej paraboli w każdym punkcie określone jest pochodną dy/dx , a dwie sąsiednie parabole są styczne w punktach wspólnych B i D.

$$\text{dla paraboli AB (w punkcie B): } \frac{dy}{dx} = 2k_1L'_1 \quad (10)$$

$$\text{dla paraboli DE (w punkcie D): } \frac{dy}{dx} = -2k_3L'_2$$

$$\text{dla paraboli BCD (w punkcie B): } \frac{dy}{dx} = -2k_2(L_s - L'_1)$$

$$\text{dla paraboli BCD (w punkcie D): } \frac{dy}{dx} = -2k_2(L - L_s - L'_2)$$

Jeśli parabole są styczne w punktach B i D, ich kąty nachylenia, a tym samym pochodne w tych punktach muszą być równe. Przyrównując wartości pochodnych schodzących się parabol w punktach B i D otrzymamy:

$$2k_1L'_1 = -2k_2(L_s - L'_1) \quad \text{oraz} \quad -2k_3L'_2 = -2k_2(L - L_s - L'_2) \quad (11)$$

stąd

$$k_1 = -k_2(L_s - L'_1)/L'_1 \quad \text{oraz} \quad k_3 = -k_2(L - L_s - L'_2)/L'_2 \quad (12)$$

Po podstawieniu wartości k_1 i k_3 (12) do równań parabol AB i DE (7) otrzymuje się:

$$a'_1 = k_2L'_1(L_s - L'_1) \quad (13)$$

$$a'_2 = k_2L'_2(L - L_s - L'_2)$$

Podstawiając równania na a'_1 i a'_2 (13) do równania paraboli BCD (9):

$$Q_1 - k_2L'_1(L_s - L'_1) = k_2(L_s - L'_1)^2 \quad (14)$$

$$Q_2 - k_2L'_1(L - L_s - L'_2) = k_2(L - L_s - L'_2)^2$$

A następnie rozwiązując równania (14) ze względu na k_2 otrzymuje się:

$$\frac{1}{k_2} = \left[(L_s - L'_1)^2 + L'_1(L_s - L'_1) \right] / Q_1 \quad (15)$$

$$\frac{1}{k_2} = \left[(L - L_s - L'_2)^2 + L'_2(L - L_s - L'_2) \right] / Q_2$$

Równania (15) sprowadzić można do jednego równania kwadratowego o następującej postaci:

$$jx^2 + mx + n = 0 \quad (16)$$

gdzie:

$$j = a_1 - a_2 \quad (17)$$

$$m = (L'_2 - 2L)(a_1 - a_3) + L'_1(a_2 - a_3) \quad (18)$$

$$n = (a_1 - a_3)(L - L'_2)L \quad (19)$$

z następującym rozwiązaniem:

$$L_s = \left[-m \pm \sqrt{(m^2 - 4jn)} \right] / (2j) \quad (20)$$

Po wyznaczeniu wartości L_s , oznaczającej położenie punktu C, można wyznaczyć wysokości punktów B i D wyrażone jako:

$$a'_1 = [(a_1 - a_3)L'_1] / L_s \quad (21)$$

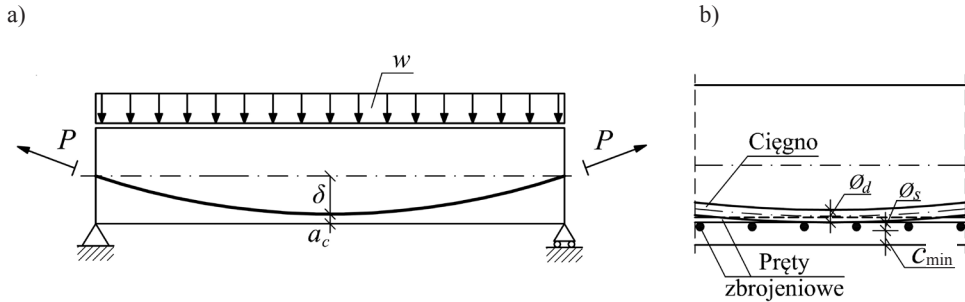
$$a'_2 = [(a_2 - a_3)L'_2] / (L - L_s) \quad (22)$$

L'_1 i L'_2 zaleca się przyjmować jako 10% rozpiętości L , liczonej w osiach podparcia przęsła.

5.2.3. Określenie wymaganego sprężenia

Jednym z pierwszych problemów w trakcie projektowania stropów sprężonych jest oszacowanie liczby i rozkładu cięgien w konstrukcji. Zasady rozmieszczania cięgien na rzucie przedstawiono w podrozdziale 5.1. Sprężenie dobierane jest z warunku konieczności wytworzenia obciążenia potrzebnego do zrównoważenia obciążenia zewnętrznego. W konstrukcjach sprężonych przyjmuje się zasadę, iż sprężenie powinno zrównoważyć jako minimum ciężar własny, a najlepiej ciężar własny i część dodatkowych obciążeń stałych. Liczba cięgien może być wtedy wyznaczona jako niezbędna do wytworzenia takiego obciążenia zastępczego.

Sposób trasowania cięgna w jednoprzęsłowym elemencie wolnopodpartym pokazano na rysunku 5.8. Położenie cięgna w przęśle określa minimalna odległość a_c z uwagi na warunki konstrukcyjne oraz minimalne otulenie zbrojenia zwykłego c_{\min} . Dobrym założeniem jest prowadzenie prętów w kierunku prostopadłym do sprężenia poniżej prętów równoległych do sprężenia (rys. 5.8b). Cięgna mogą wówczas leżeć bezpośrednio na prętach prostopadłych, pomiędzy prętami równoległymi, co zwiększa ich zwis i przez to również obciążenie równoważące.



Rys. 5.8. Trasowanie cięgna w wolnopodpartym elemencie jednoprzęsłowym: a) trasa cięgna, b) określenie odległości cięgna od krawędzi (rys. aut.)

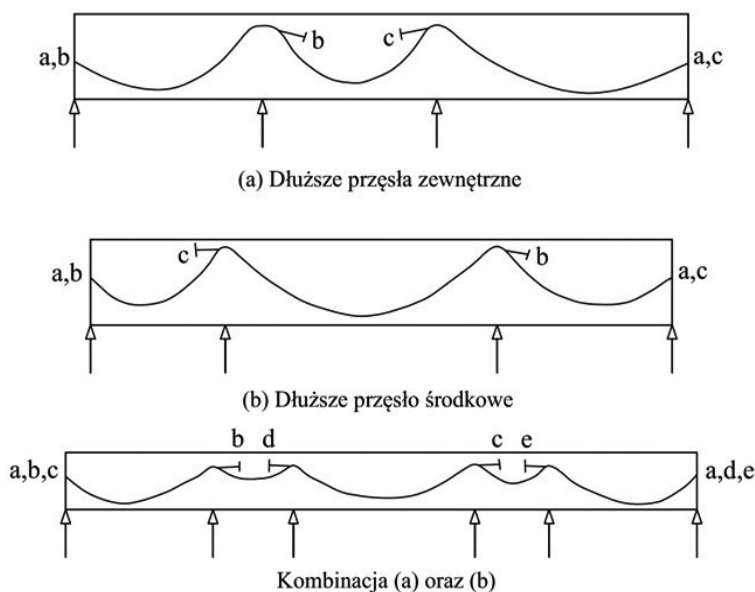
Osiowa odległość cięgna od dolnej krawędzi jest wówczas sumą minimalnego otulenia zbrojenia c_{\min} , średnicy pręta ϕ_s oraz połowy średnicy cięgna ϕ_d .

Brak momentu zginającego na podporach uniemożliwia zbytne wyniesienie cięgna ponad środek ciężkości. Jego podnoszenie ponad środek ciężkości powoduje bowiem wprowadzenie dodatkowego momentu podporowego, który redukuje efekt zwiększonego przez to zwisu cięgna. Wymagana siła w cięgnię może być wyznaczona przez odwrócenie równania (3):

$$P = \frac{w \cdot L^2}{8\delta} \quad (23)$$

gdzie w jest obciążeniem równym zewnętrznemu obciążeniu q , które ma zostać zrównoważone sprężeniem. Zasada rozkładu obciążenia zewnętrznego q na dwa prostopadłe kierunki zostanie omówiona dalej.

W przypadku ustrojów ciągłych największy efekt sprężenia potrzebny jest w przęśle (czy przęsłach) o największych momentach zginających. Mogą to być przęsła skrajne (przy zbliżonych ich rozpiętościach) bądź przęsła wewnętrzne o rozpiętości większej od pozostałych. Na rysunku 5.9 przedstawiono sposoby różnicowania liczby cięgien w poszczególnych przęsłach i ich kotwienie wewnątrz elementu. Obowiązuje tutaj zasada, iż każde cięgno powinno mieć minimum jedno zakotwienie na końcu elementu jako czynne. Przykładowo, w przypadku elementu trójprzęsłowego



Rys. 5.9. Zakończenie ciągów na długości elementu wieloprzęsłowego [63]

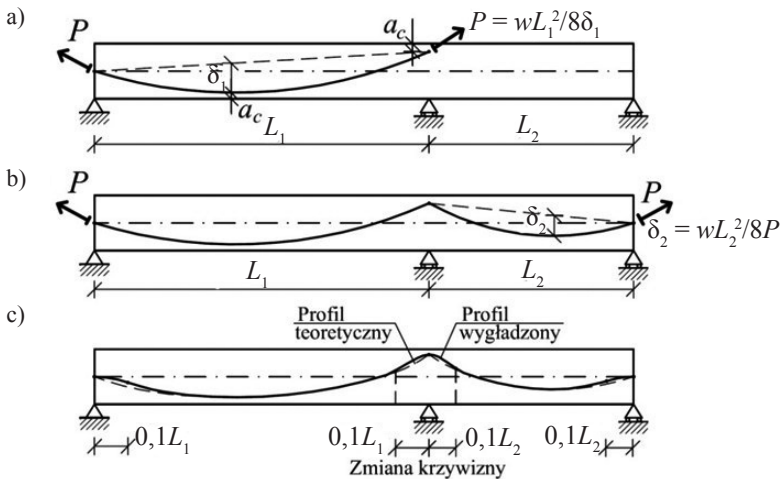
o dłuższych przęsłach skrajnych i krótszym środkowym (rys. 5.9a) zastosowano jedno ciągnie biegnące przez wszystkie przęsła (ciągnie „a”) oraz po jednym dodatkowym ciągnie w przęsłach skrajnych („b” i „c”), kotwionym za podporami w przęsło środkowe. Takie rozwiązanie na pewno redukuje niepotrzebny efekt sprężenia w krótkim przęsle środkowym, ma jednak pewną wadę, w postaci większego zużycia zakotwień oraz nakładów pracy na ich montaż. W takim przypadku korzystniejsze może okazać się poprowadzenie dwóch ciągów przez wszystkie 3 przęsła i zredukowanie działania sprężenia w środkowym przęsle przez zmniejszenie zwisu.

W przypadku pokazanym na rysunku 5.9b korzystniejsze będzie natomiast rozwiązanie z ciągami urwanymi wewnątrz elementu. W najdłuższym przęsle środkowym zastosowano 3 ciągnie, natomiast w przęsłach skrajnych po 2 ciągnie.

Efekt ten uzyskano urywając po jednym ciągnie z każdej strony i kotwiąc w zakotwieniach biernych poza podporą wewnętrzną. Liczba zakotwień jest taka sama jak w przypadku gdyby wszystkie 3 ciągnie biegły przez całą długość elementu, ograniczono natomiast zużycie splotów sprężających i nakładów pracy, związanych z trudniejszym montażem zakotwień na czołach elementów niż w ich wnętrzu.

Na rysunku 5.10 przedstawiono sposób i kolejność trasowania i wyznaczania wymaganego sprężenia w elemencie dwuprzęsłowym przy założeniu, że wszystkie ciągnie będą biegły przez całą długość elementu. Potrzebna liczba ciągów podyktowana jest wówczas momentem zginającym w najdłuższym przęsle. Profil ciągła w tym przęsle powinien zostać określony z założenia maksymalnego wykorzystania zwisu

(rys. 5.10a). Nad skrajną podporą ciężno powinno znajdować się w środku ciężkości przekroju, a nad podporą środkową i w najniższym punkcie wprężśle w odległości od krawędzi odpowiadającej minimalnemu otuleniu konstrukcyjnemu a_c . Potrzebna siła sprężająca P może być wyznaczona ze znanego równania (23). W kolejnym kroku (rys. 5.10b), znając już siłę sprężającą P , odwracając równanie (23) można wyznaczyć potrzebny zwis ciężna δ_2 w krótszym wprężśle. Ostatnim etapem (rys. 5.10c) jest wygładzenie profilu ciężna nad podporą środkową oraz odwrócenie krzywizny przy podporach skrajnych, w celu nadania profilowi praktycznego kształtu. Zasięg odwróconej krzywizny przy podporach powinien być możliwie najmniejszy. Możliwym do uzyskania w praktyce zasięgiem odwróconej krzywizny jest odcinek równy 10% rozpiętości przęsła z każdej strony podpory.



Rys. 5.10. Optymalne trasowanie sprężenia biegnącego przez cały element dwuprzęsłowy (rys. aut.)

Powyżej przedstawiono sposób trasowania i wyznaczania sprężenia potrzebnego do przeniesienia na podpory zewnętrznego obciążenia w . Odmiernym zagadnieniem jest rozdział obciążenia na poszczególne kierunki. W przypadku zastosowania sprężenia jednokierunkowego oczywiste jest, że w kierunku nośnym przeniesione musi zostać całe obciążenie. W przypadku sprężenia dwukierunkowego rozkład obciążenia na poszczególne kierunki zależy od warunków podparcia stropu i stosunku rozpiętości. Zasadę rozdziału obciążenia w płytach płaskich omówiono w podrozdziale 4.1. W płytach bezbelkowych całe obciążenie musi być przeniesione w obydwu kierunkach, bez względu na to, czy płyta jest sprężona w jednym, czy w dwóch kierunkach. Stosunek obciążenia przenoszonego w dwóch prostokątnych kierunkach w dwukierunkowo sprężonych płytach (opartych liniowo na ścianach bądź sztywnych belkach) podobnie jak w płytach żelbetowych zależy od różnicy sztyw-

ności i rozpiętości płyty w obydwu kierunkach. W płytach kablobetonowych może on być jednak w dużym zakresie regulowany przez projektanta doborem sprężenia. Przy izotropowej płycie kwadratowej, o takim samym rozstawie cięgien w obu kierunkach, obciążenie przekazywane w jednym kierunku będzie zawsze mniejsze niż w drugim, ze względu na różnice mimośrodków. Wyrównanie rozkładu obciążenia na obydwu kierunki można jednak uzyskać rozrzedzając cięgna na kierunku, w którym przebiegają one w dolnej warstwie. W przypadku płyty o różnych bokach, efekt wyrównania obciążeń uzyskuje się lokując cięgna w dłuższym kierunku pod cięgnami biegnącymi w krótszym kierunku (przeciwnie do zasady kształtowania zbrojenia dolnego w płytach dwukierunkowych opartych na krawędziach).

6. MODELOWANIE STROPÓW KABLOBETONOWYCH

6.1. MODELOWANIE SPRĘŻENIA

Modelowanie sprężenia ma na celu odwzorowanie jego działania na konstrukcję. W modelu obliczeniowym, najczęściej trójwymiarowym w metodzie elementów skończonych bądź płaskim w metodzie ram zastępczych, sprężenie zastępowane jest układem sił składającym się z obciążenia ciągłego na długości cięgien, sił skupionych przykładanych w miejscach kotwienia i załamania cięgien oraz momentów wynikających z mimośrodowego położenia zakotwień względem środka ciężkości przekrojów. Obciążenie zastępcze w modelu konstrukcji generuje w elemencie układ sił i momentów przekrojowych, który wraz z układem powstającym od obciążeń zewnętrznych jest przedmiotem weryfikacji w ocenie warunków stanów granicznych.

Na rysunku 6.1 przedstawiono trzy metody opisanie działania cięgna w elemencie trójprześlowym. W przypadku (a) zastępcze obciążenie w wyznacza się na podstawie krzywizny cięgna z zależności:

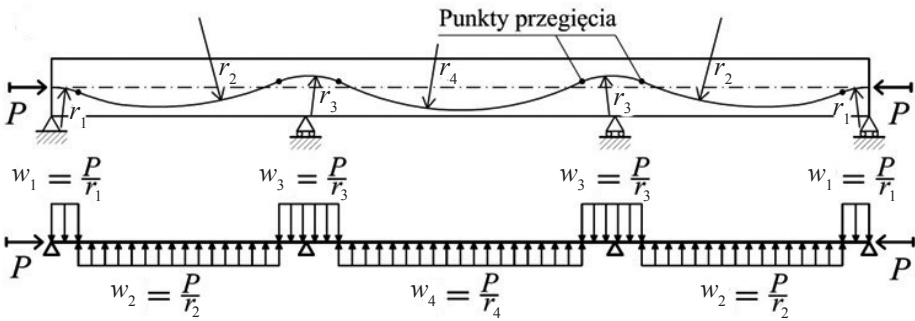
$$w = \frac{P}{r} \quad (24)$$

gdzie r jest promieniem krzywizny cięgna.

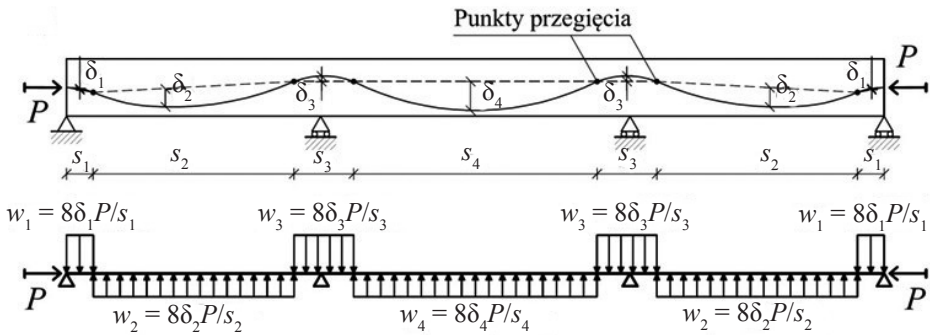
Ponieważ promień krzywizny paraboli zmienia się na jej długości, w praktycznych obliczeniach inżynierskich wyznaczanie obciążenia zastępczego w ten sposób byłoby niezwykle uciążliwe. Z kolei operowanie na uśrednionych promieniach prowadzi do braku równowagi układu obciążenia zastępczego. Taki opis działania cięgna ma więc zastosowanie tylko w obliczeniach komputerowych, korzystających z matematycznego opisu trasy cięgna i metod numerycznych.

W inżynierskim projektowaniu zastosowanie znajduje prezentowane wcześniej równanie (3). Cięgno dzielone jest punktami przegięcia na odcinki o jednoznakowej krzywiznie (rys. 6.1b), a następnie na poszczególnych odcinkach określa się wartość obciążenia ciągłego skierowanego w górę lub w dół (nad podporami).

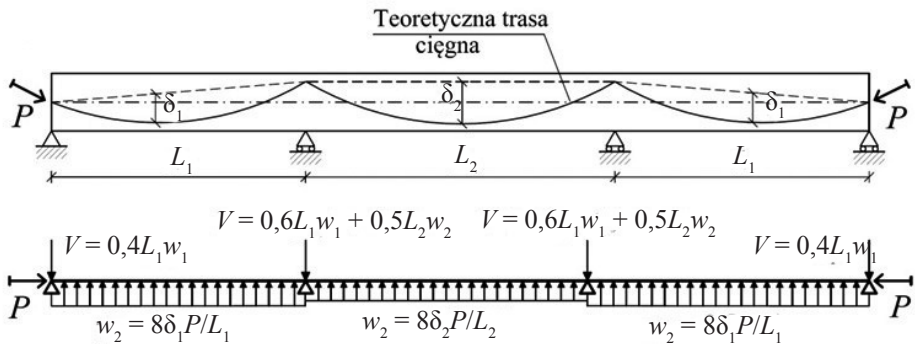
a)



b)



c)



Rys. 6.1. Metody modelowania sprężenia (opis w tekście) (rys. aut.)

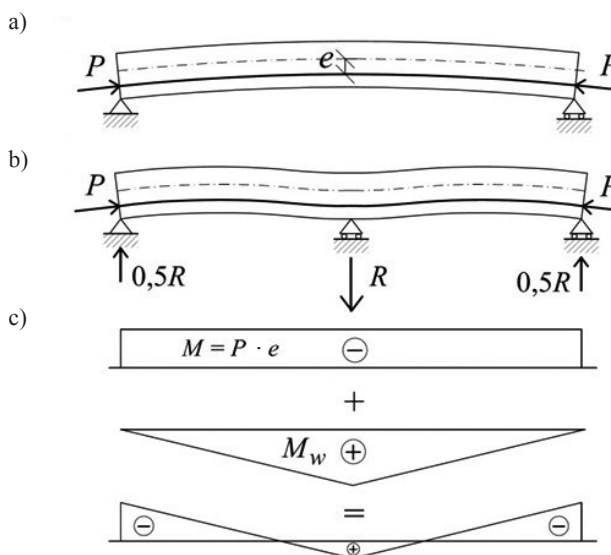
Punkty przegięcia można lokować w odległości 10% rozpiętości z każdej strony podpory. Należy pamiętać o konieczności zapewnienia równowagi obciążeń pionowych. Zakładając, że długość odcinków krzywizny ujemnej nad podporą po każdej stronie przęsła wynosi 10% jego długości ($L'/L = 0,1$ – rys. 5.6), zgodnie z podrozdziałem 5.2.2 równowagę sił można uzyskać zachowując (dla podpór i przęseł wewnętrznych) zależność $\delta_4/\delta_3 = 4$ (rys. 6.1b).

Wystarczająco dobrą dokładność dla celów projektowych daje modelowanie pionowego działania sprężenia w postaci obciążenia ciągłego skierowanego wyłącznie w górę i rozłożonego na całej długości przęsła. Obciążenie to można wyznaczyć wykorzystując teoretyczną trasę ciężna bez zmiany krzywizny nad podporą-

mi (rys. 6.1c). Równowagę sił pionowych uzyskuje się wówczas przykładając nad podporami siły skupione w dół równoważące obciążenia z poszczególnych przęseł (dla przęsła wewnętrznego obciążenie transferowane jest w równych częściach na 2 podpory, dla przęsła skrajnego obciążenie z 60% rozpiętości przechodzi na podporę przedskrajną, a z 40% rozpiętości na podporę skrajną).

6.2. EFEKTY II RZĘDU

Efekty II rzędu, powstające wyłącznie w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych, są często nazywane efektami hiperstatycznymi. Zasadę powstawania reakcji i momentów II rzędu pokazano na rysunku 6.2. W konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych dodatkowe więzy kinematyczne, ponad te potrzebne do zapewnienia statycznej niezmienności, ograniczają deformację od sprężenia. Wywołuje to powstanie momentu II rzędu M_w zwanego również momentem wzbudzonym.



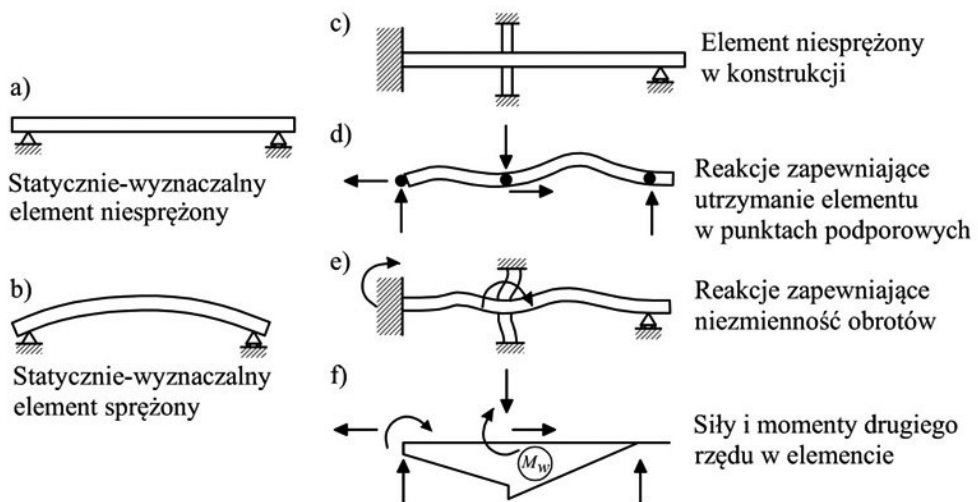
Rys. 6.2. Belka wolnopodparta sprężona ciągnem na mimośrodku (a), belka dwuprzęsłowa sprężona ciągnem na mimośrodku (b) oraz powstające w niej momenty (c) (rys. aut.)

Efekty II rzędu są zwykle uważane przez projektantów za niepożądane i szkodliwe. Ich uciążliwość wynika głównie z trudności obliczeniowej i utrudnionej analizy konstrukcji statycznie niewyznaczalnych, w porównaniu z wyznaczalnymi.

W rzeczywistości nie są one jednak szkodliwe. Dla większości przypadków moment II rzędu będzie momentem wklęsłym i będzie zwiększał momenty powstałe w wyniku działania obciążenia w środku rozpiętości, lecz redukuje momenty nad podporami, dążąc do ich wyrównania. W niektórych przypadkach możliwe jest całkowite zredukowanie efektów II rzędu przez odpowiednie dobranie kształtu profili cięgien (prowadzenie cięgien po trasach współbieżnych). Ze względu na trudności w takim trasowaniu cięgien, zwłaszcza w przypadku płyt sprężonych dwukierunkowo, poszukiwanie tras współbieżnych jest uzasadnione raczej w przypadku belek niż płyt.

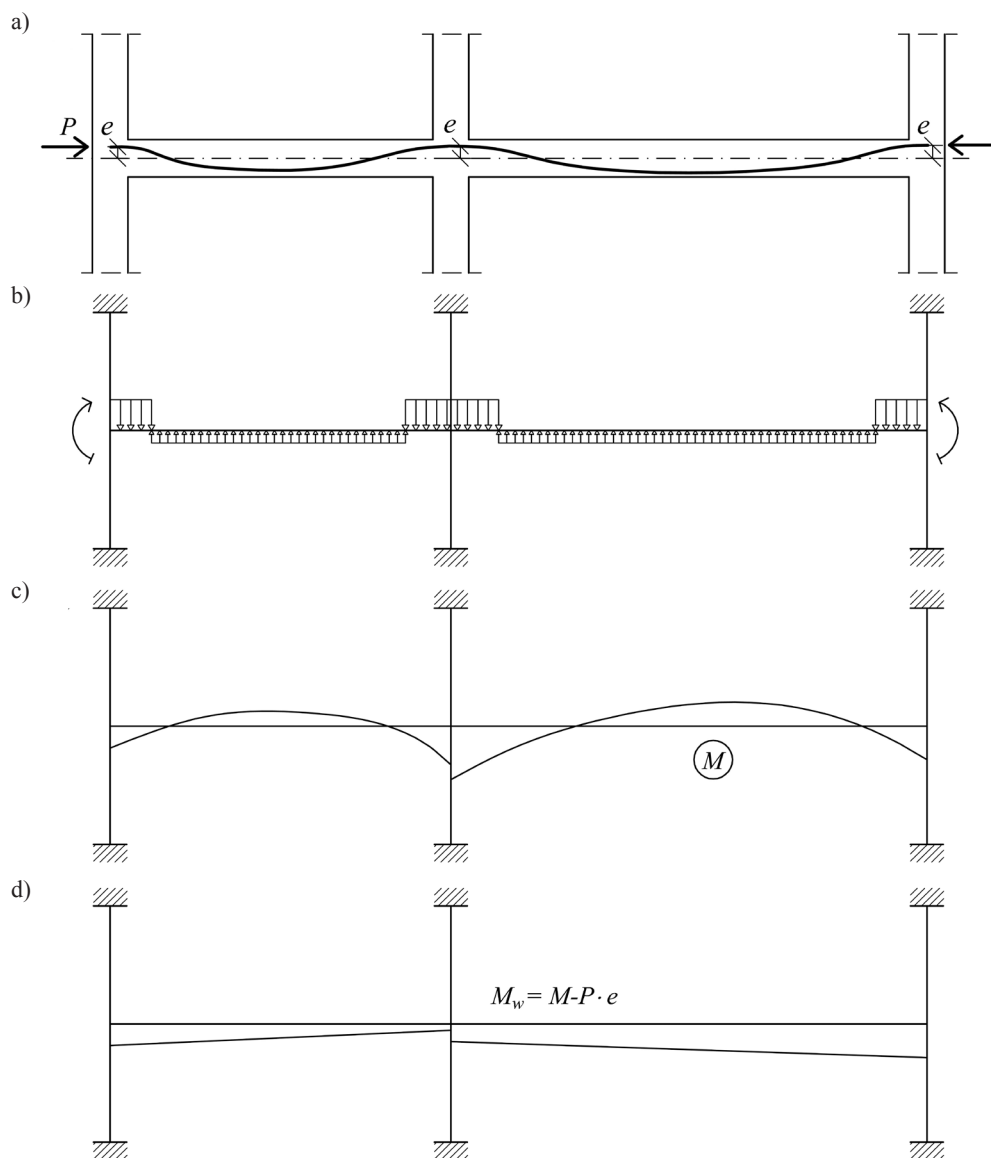
Podstawowe siły i momenty zginające wywołane sprężeniem są bezpośrednim rezultatem siły sprężającej działającej na mimośrodku względem osi ciężkości elementu. Podstawowy moment zginający w przekroju jest iloczynem siły w cięgni i jego mimośrodu. Siły ścinające są sumą sił poprzecznych, a siły osiowe wynikają ze składowej normalnej sił w cięgnach.

Sprężenie elementu wywołuje każdorazowo zmianę jego kształtu, powodując jego skrócenie w wyniku składowej normalnej sprężenia. Dodatkowo, jeśli środek sprężenia nie pokrywa się w każdym przekroju ze środkiem ciężkości elementu, powstaną momenty zginające i deformacja elementu w kierunku prostopadłym do osi podłużnej. Wprawdzie możliwe jest takie wyprofilowanie cięgien, aby uniknąć obrotów elementu na końcach, jednak sprężenie takie nie jest efektywne i takie zabiegi nie są praktykowane. Jeśli element jest częścią konstrukcji statycznie wyznaczalnej (rys. 6.3a), wtedy zmiany w kształcie wywołane sprężeniem nie będą powodowały redystrybucji sił i momentów (rys. 6.3b). Jeżeli jednak element jest częścią konstrukcji statycznie niewyznaczalnej (rys. 6.3c), to zmiany w kształcie wynikające ze sprężenia będą wywoływały dodatkowe reakcje podporowe.



Rys. 6.3. Reakcje w elemencie sprężonym w wyniku efektów II rzędu (rys. aut.)

Reakcje te są konieczne do utrzymania elementu sprężonego w punktach podporowych i mają orientację stosowną do deformacji elementu (rys. 6.3d i e). Są one siłami i momentami II rzędu. Zazwyczaj siły osiowe i poprzeczne II rzędu są stałe na długości przęsła, a momenty zmieniają się liniowo (rys. 6.3f). Obliczenia efektów II rzędu mogą być trudne w przypadku konstrukcji sprężanej etapowo, gdy konieczne jest uwzględnianie wpływów pełzania i skurczu.



Rys. 6.4. Wyznaczanie momentów wzbudzonych: a) profil sprężenia, b) obciążenie zastępcze, c) momenty od obciążenia zastępczego, d) momenty II rzędu (rys. aut.)

Obciążenie zastępcze od sprężenia przyłożone do modelu konstrukcji generuje w nim zarówno siły podstawowe, jak i efekty II rzędu. Weryfikacja stanów granicznych użyteczności nie wymaga ich rozdzielania, dlatego też analiza efektów II rzędu staje się prosta. Jednakże w stanie granicznym nośności efekty podstawowe i II rzędu muszą zostać rozdzielone, ponieważ efekty II rzędu są traktowane jako obciążenie zewnętrzne. Podstawowe siły od sprężenia są natomiast uwzględniane w obliczeniach jako siły przekrojowe przy weryfikacji nośności przekrojów. W celu odseperowania sił II rzędu, efekty podstawowe wywołane sprężeniem należy odjąć od kompletu sił otrzymanego z analizy obciążeń zastępczych (rys. 6.4). Ponieważ momenty II rzędu zmieniają się liniowo na długości przęsła, zabieg ten wystarczy wykonać jedynie nad podporami (rys. 6.4c i d). W celu określenia granicznej nośności elementu, siły i momenty II rzędu uwzględnia się w kombinacji z siłami i momentami od obciążeń stałych i zmiennych. W normalnej analizie, przy założeniu liniowej zależności naprężeń i odkształceń (przekrojów niezarysowanych) dla efektów II rzędu należy przyjmować współczynnik obciążenia równy 1,0. Wartość różną od 1,0 przyjmuje się przy sprawdzaniu warunków ścinania i przebicia.

6.3. ANALIZA STATYCZNA PŁYT

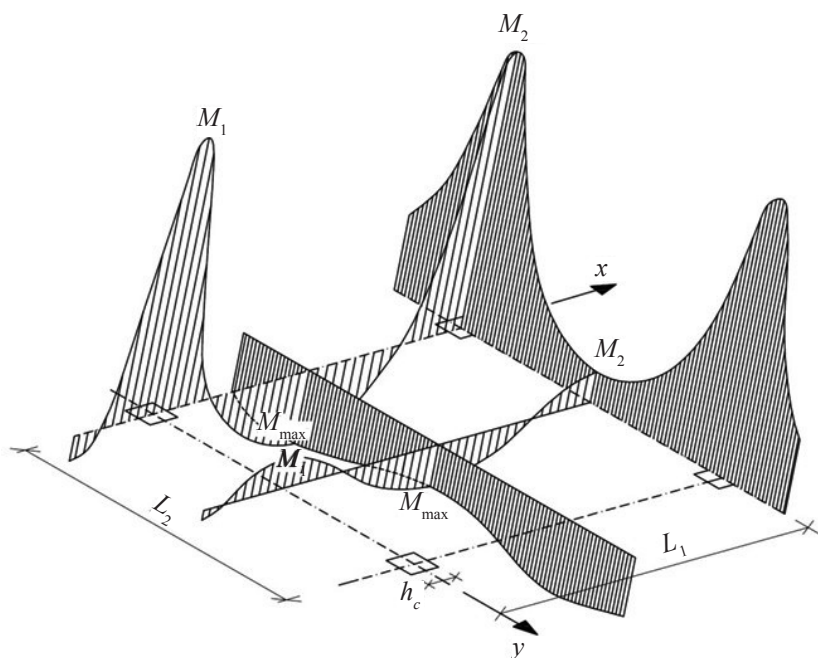
Analiza płyt kablobetonowych, ze względu na występujące w nich dodatkowe obciążenia od sprężenia, jest trudniejsza i bardziej czasochłonna niż w przypadku płyt żelbetowych. W tych drugich zbrojenie zwykle nie podlega naprężeniom, które pojawiają się dopiero pod wpływem deformacji i zarysowania płyty w wyniku przyłożonego obciążenia. W analizie statycznej jest ono więc zakładane jako pasywne (bez oddziaływania na konstrukcję). W płytach kablobetonowych cięgna sprężające są napinane i kotwione na konstrukcji jeszcze przed pojawieniem się innych obciążeń (z wyjątkiem wczesnego skurczu termicznego). Siła w cięgnach jest dobierana tak, aby przenieść obciążenia charakterystyczne. Sprężenie wywołuje więc wstępne obciążenie płyty, które powinno być uwzględnione w analizie statycznej, ze wszystkimi jego składnikami.

Analiza płyt opartych liniowo na krawędziach nie stwarza większych trudności. Płyty jednokierunkowe (jedno- i wielopręsłowe) mogą być analizowane w prostych schematach belkowych. W przypadku płyt dwukierunkowych wpływ stosunku rozpiętości na rozkład momentów oraz oddziaływanie sprężenia w danym kierunku na rozkłady momentów w obydwu kierunkach uwzględnić można w modelach powłokowych wykonanych w systemie MES.

Pewnych trudności nastęrcza analiza i określenie rozkładu momentów zginających w płytach płaskich. W prostych inżynierskich obliczeniach przydatna staje się

tutaj, opisywana w wielu podręcznikach, metoda ram zastępczych. Rozkład momentów na szerokości analizowanego pasa płyty realizowany jest wówczas z wykorzystaniem współczynników. Operując się na tej metodzie zbudowane są algorytmy programów komputerowych analizujących płyty jako przestrzenne ramy.

Do kompleksowej oceny kablobetonowych płyt płaskich znacznie przydatniejsza jest analiza metodą elementów skończonych. Pomaga ona w oszacowaniu rozkładu nie tylko momentów zginających w ramach, ale i naprężeń w przekrojach przy dowolnym rozplanowaniu słupów.



Rys. 6.5. Momenty w płycie płaskiej i oznaczenia przyjęte do kontroli równania (25) (rys. aut.)

Bez względu na to, która z metod jest wykorzystywana do analizy płyty, musi zawsze uwzględniać wszystkie obciążenia stałe i zmienne oraz działanie sprężenia. Bezpiecznym założeniem jest ignorowanie w obliczeniach wysokich wartości (pików) momentów zginających nad słupami, większych niż wartości w odległości $h_c/2$ od linii środkowej słupów. Należy wówczas zapewnić, aby w przypadku momentów w kierunku osi x (rys. 6.5), suma największego momentu przęsłowego M_{\max} i średniej z momentów podporowych M_1 i M_2 w każdym przekroju nie była mniejsza niż:

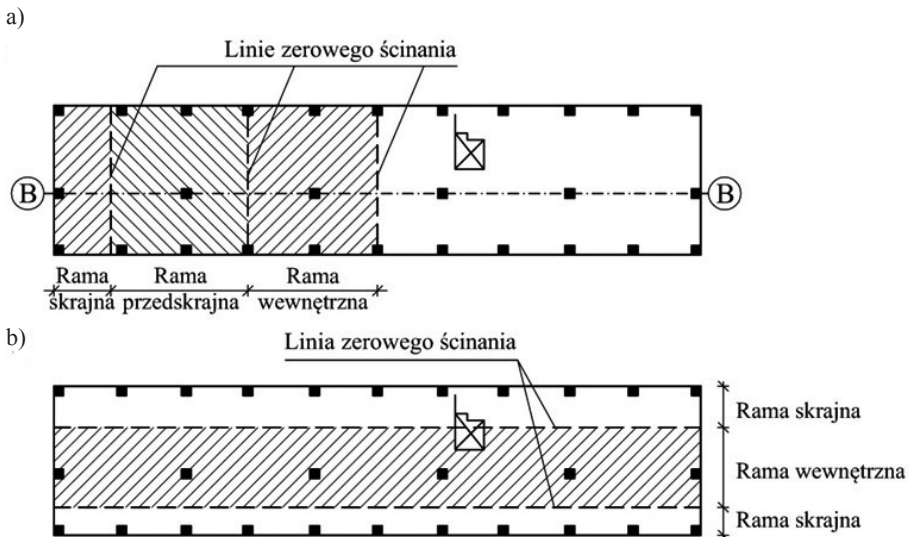
$$q \cdot L_2(L_1 - 2h_c/3)^2/8 \quad (25)$$

gdzie:

- q – obliczeniowe, całkowite obciążenie na szerokości rozważanego przęsła,
- L_1 – rozpiętość przęsła (w kierunku osi x) mierzona w osiach środkowych słupów,
- L_2 – szerokość przęsła (w kierunku osi y) mierzona w osiach środkowych słupów,
- h_c – długość boku bądź średnica słupa lub średnica głowicy słupa.

6.3.1. Metoda ram zastępczych

W analizie płyt płaskich dość powszechną metodą jest dzielenie struktury na reprezentatywne ramy w każdym kierunku. Metoda ta zakłada sprężystą pracę ustroju i izotropowość materiału. Ustrój dzieli się myślowo na układ wzajemnie krzyżujących się ram zastępczych. Każda rama zwykle obejmuje jedną linię słupów i płytę o szerokości zbliżonej do jednego przęsła. Podział na ramy zastępcze przebiega w liniach zerowych sił ścinających (rys. 6.6). Dla przęseł wewnętrznych jest to środek szerokości przęsła w kierunku prostopadłym do ramy. Przęsło skrajne rozdziela się na ramę skrajną i przedskrajną w proporcjach 0,4 i 0,6 szerokości (rys. 6.6).



Rys. 6.6. Zasada tworzenia ram zastępczych w kierunku poprzecznym (a) i podłużnym (b) [152]

Wybrane do analizy ramy powinny obejmować całą strukturę płyty. Metoda ram zastępczych może być stosowana wyłącznie do płyt bez belek. Możliwe jest uwzględnienie jedynie belek krawędziowych.

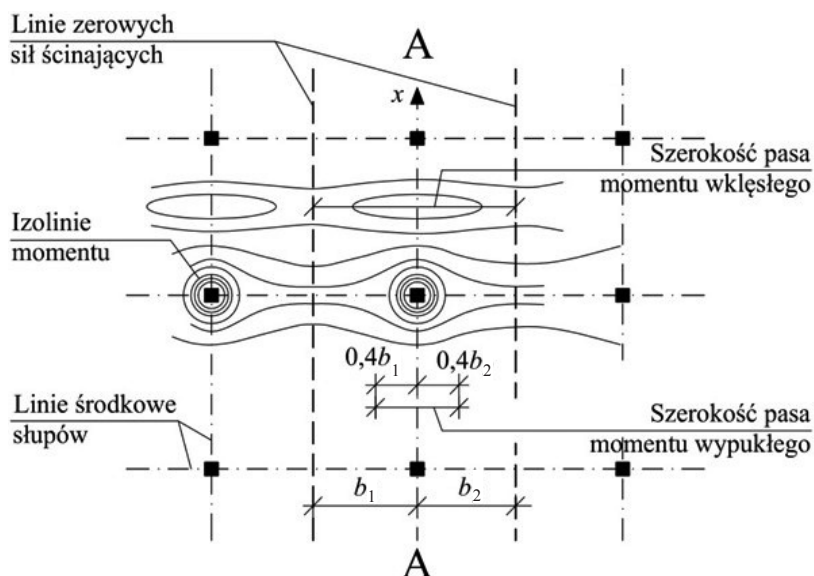
Przeciwnie końce słupów ramy (poza rygłem) mogą być utwierdzone, chyba że konstrukcja połączenia jest wyraźnie przegubowa. Takie założenie nie uwzględnia jednak podatności zamocowania słupa skrajnego w węzłach. Efekt ten można zasympulować przez przyjęcie długości zastępczej słupów skrajnych o wartości $k \cdot l_{\text{słup}}$, gdzie $k = 0,5 \cdot (\text{rozstaw słupów}) / (\text{szerokość słupa} + 6 \text{ grubości płyty})$.

Analiza płyty metodą ram zastępczych nie zapewnia możliwości automatycznego rozkładu sprężystego obciążenia w kierunku poprzecznym. Wobec tego, analiza dwóch prostopadłych do siebie ram da odmienne wartości reakcji w tym samym słupie, chyba, że przyjęte szerokości płyt dokładnie pokryją się z liniami zerowych sił ścinających w obu kierunkach. Bezpiecznym i odpowiednim założeniem jest wówczas przyjęcie (jako miarodajnej) większej reakcji z dwóch analizowanych ram w obu kierunkach. Kiedy jednak rozmiar i układ zewnętrznych słupów różni się od wewnętrznych, szerokość płyty należy szacować dokładniej, co zapewni poprawniejszy dobór liczby i profilu cięgien sprężających w analizowanej ramie.

6.3.2. Analiza płyt metodą elementów skończonych

Szeroko rozpowszechnioną i uniwersalną metodą analizy statycznej płyt jest metoda elementów skończonych. Programy komputerowe analizujące płyty w systemie MES operują zazwyczaj w liniowo-sprężystym zakresie pracy betonu. Z tego powodu, wszelkie podane poniżej zalecenia dotyczą sprężystych rozkładów momentów i naprężeń wynikających z liniowej zależności σ - ϵ .

Weryfikacja naprężeń w przekrojach i wymiarowanie zbrojenia na zginanie może być oparte na izoliniach momentów zginających w dwóch prostopadłych kierunkach. Na rysunku 6.7 pokazano typowy rozkład momentów w kierunku osi x , równoległej do linii słupów A-A, dla równomiernie rozłożonego obciążenia (bez uwzględnienia efektów sprężenia). Uproszczoną (niezwykle przydatną w prostych obliczeniach inżynierskich) metodę analizy momentów zginających podano w pracy [152]. Pasy kontrolne (w obrębie których analizuje się uśrednione wartości momentów, weryfikuje naprężenia i wymiaruje zbrojenie) definiuje się w obszarach momentu wypukłego nad podporą oraz momentu wklęsłego w przekroju zlokalizowanym w połowie rozpiętości przęsła (rys. 6.7). Podane reguły nie obowiązują jednak w przypadku nieregularnej siatki słupów. Ważne jest, aby momenty z przeciwnymi znakami w obrębie jednego zdefiniowanego pasa (dotyczy głównie pasa momentu wypukłego nad słupem) nie były uśredniane.



Rys. 6.7. Typowe izoliny dla momentu zginającego w kierunku osi x oraz pasy kontrolne dla momentu wzdłuż linii A-A [152]

W pierwszej kolejności należy wyznaczyć linie zerowych sił ścinających. Linie te można wyznaczyć dla kombinacji obciążeń SGN. Pasy kontrolne (momentu wklęsłego w środku rozpiętości przęsła oraz momentu wypukłego nad słupem) wyznacza się na podstawie linii środkowych słupów i linii zerowych sił ścinających.

Należy zaznaczyć, iż naprężenia wyznaczone według opisanej metody analizy izoliny momentów zginających powinny być weryfikowane przyjmując naprężenia graniczne podane w tablicach 8.2 i 8.3. Przekroczenie podanych naprężeń granicznych wymaga przeprowadzenia szczegółowej analizy szerokości rys zgodnie z Eurokodem 2 [100] i być może, zwiększenia powierzchni zbrojenia zwykłego w stosunku do powierzchni minimalnej.

Obszar momentu wklęsłego

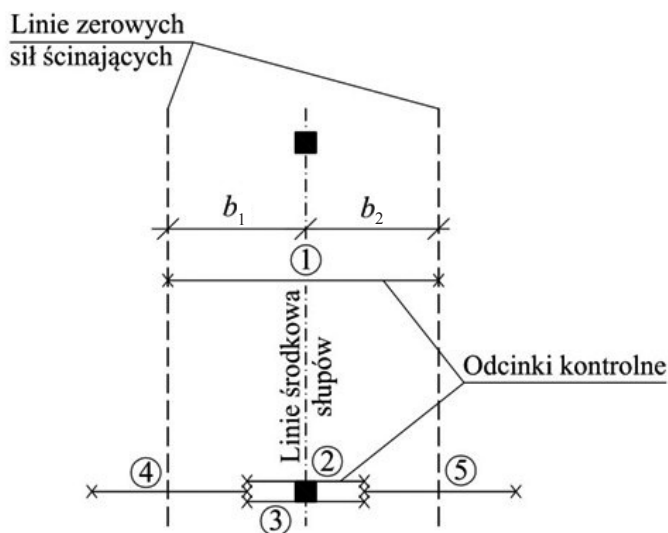
Moment zginający na szerokości pasa momentu wklęsłego (rys. 6.7) nie zmienia się gwałtownie i dla potrzeb projektowych moment i zbrojenie (jeśli jest wymagane) mogą być analizowane jako równomiernie rozłożone na jego szerokości, która jest przyjmowana jako odległość pomiędzy liniami zerowych sił ścinających. W przypadku, gdy zbrojenie (lub zesolidaryzowane ciągną sprężające) nie są równomiernie rozłożone na szerokości pasa, pomimo umownie równomiernego momentu, w celu analizy zarysowania należy go dodatkowo podzielić na pasy o tym samym zbrojeniu. Dotyczy to zarówno kontroli opartej na charakterystykach przekroju brutto

wykorzystując wartości graniczne podane w tablicach 8.2 i 8.3 (gdzie ograniczenia naprężeń uzależniono od obecności zbrojenia przy powierzchni rozciąganej), jak i ogólnej metody kontroli zarysowania, rozważającej powierzchnie zbrojenia wokół rysy.

W przypadku, gdy płyta projektowana jest bez zbrojenia zwykłego (i cięgien zsolidaryzowanych), do ograniczenia naprężeń należy stosować tablicę 8.3. Jeśli płyta ma zbrojenie zwykłe, to należy stosować wartości podane w tablicy 8.3 dla przekrojów zbrojonych, pod warunkiem, że rozstaw prętów (bądź cięgien zsolidaryzowanych) nie przekracza 500 mm. W innym przypadku trzeba stosować wartości podane dla przekrojów niezbrojonych. W przypadku, gdy kontroluje się zarysowanie metodą dokładną, obowiązują warunki podane w Eurokodzie 2 [100] w punkcie 7.3.4.

Obszar momentu wypukłego

Rozkład momentów w umownym pasie momentu wypukłego ma charakter ostropikujący nad słupem. Na rysunku 6.8 w linii poprzecznej słupów zdefiniowano 4 odcinki kontrolne (numery 2 do 5). Dwa odcinki (2 i 3) leżą na pasie momentu wypukłego (rys. 6.7) na dwóch przeciwnych bokach przekroju słupa (lub głowicy słupa). Ich długość wynosi $0,4(b_1 + b_2)$, gdzie b_1 i b_2 są odległościami linii zerowych sił ścinających po każdej stronie od linii środkowej słupów. W przypadku, gdy wartości obciążeń od sprzężenia w_1 i w_2 różnią się od siebie, średnie wartości momentu po obu stronach mogą być różne. Moment na pozostałej długości linii poprzecznej nad słupem może nie być już wypukły, dlatego zdefiniowano dwa dodatkowe odcinki



Rys. 6.8. Odcinki kontrolne w płaskiej płycie dla momentu w kierunku osi x wg [152]

(nr 4 i 5), stanowiące przedłużenie odcinków 1 i 2 i sięgające poza linie zerowych sił ścinających. Na wszystkich czterech odcinkach należy zapewnić nieprzekroczenie naprężeń dopuszczalnych, zarówno po stronie wklęsłej, jak i wypukłej.

6.3.3. Wybór metody

Wybór metody analizy zależy w dużej mierze od możliwości projektanta i dostępności narzędzi obliczeniowych. Metoda ram zastępczych jest prosta i szybka w użyciu, nie wymaga też stosowania zaawansowanego oprogramowania. Analiza statyczna sprowadza się do rozważania płaskich ram prętowych. Metoda elementów skończonych wymaga budowy bardziej zaawansowanych modeli przestrzennych. Stopień czasochłonności uzależniony jest tutaj od użytego oprogramowania.

W przypadku pakietów do projektowania płyt kablobetonowych, modelowanie sprężenia odbywa się dzięki wbudowanym cięgnom sprężającym. Zamiana działania cięgna na obciążenie zastępcze odbywa się automatycznie, po zdefiniowaniu charakterystycznych punktów profilu cięgna. W powszechnie używanych programach do analizy statycznej powłok zamiana sprężenia na obciążenie zastępcze wymaga sporo nakładów czasowych, a uzyskany efekt jest w dużym stopniu zależny od dokładności modelowania sprężenia.

Wybór metody analizy, a przez to i zróżnicowany nakład czasowy, mają duży wpływ na uzyskany efekt w postaci liczby cięgien sprężających. W pracy [136] przedstawiono analizę porównawczą płaskiej płyty kablobetonowej o siatce słupów $8,5 \times 8,5$ m i grubości 200 mm. Płytę analizowano metodą ram zastępczych i metodą elementów skończonych, przyjmując ograniczenia naprężeń podane w tablicach 8.2 i 8.3, stosownie do użytej metody. Wykazano, że ten sam efekt rysoodporności (zdefiniowany nieco inaczej dla obu metod) w metodzie elementów skończonych osiągnięto przy większym zużyciu sprężenia niż przy wykorzystaniu metody ram zastępczych. Otrzymane wyniki mogą wydawać się nielogiczne, jednak prostsza i szybsza metoda obliczeniowa dała większe oszczędności niż dokładniejsza i bardziej czasochłonna MES. Wynika to ze sposobu uśredniania momentów nad słupami. W metodzie ram zastępczych moment zginający nad słupem jest uśredniany na całą szerokość ramy, podczas gdy w metodzie MES tylko na szerokości $0,4b$. Większy moment na jednostkę szerokości w metodzie MES daje więc większe naprężenia. Wykorzystanie oprogramowania analizującego płyty w stanie zarysowanym i uwzględniającego redystrybucję momentów może przynieść zupełnie inne rezultaty.

7. PROJEKTOWANIE Z UWAGI NA STANY GRANICZNE NOŚNOŚCI

7.1. ZGINANIE

Równocześnie ze stanami granicznymi użytkowości (rozdz. 8) należy zapewnić spełnienie warunków stanu granicznego nośności przy zginaniu, zgodnie z Eurokodem 2 [100]. W rozważaniach przyjmuje się obliczeniowe wartości obciążeń stałych i zmiennych oraz efektów II rzędu, wyznaczonych zgodnie z podrozdziałem 6.2. Efekty normalne sprężenia traktowane są jako siły przekrojowe. W celu zapewnienia wymaganej nośności przekroju konieczne może być odpowiednie zbrojenie zwykłe.

Sporych trudności przy wykorzystaniu cięgien bez przyczepności nastęrcza wyznaczenie przyrostu naprężeń w cięgnach sprężających. Zgodnie z [100] wartość tę można przyjmować jako 100 MPa podzielone przez liczbę przeseł. Istnieje jednak cały szereg równań empirycznych opisujących tę wielkość precyzyjniej. Przykładowo, norma brytyjska [17] zaadaptowała równanie zaproponowane przez Pannela [91, 92], który doświadczalnie ocenił wartość naprężeń w cięgnach oraz długość stref uplastycznienia. Zgodnie z wymienionym równaniem wartość całkowitych naprężeń w cięgnach bez przyczepności w stanie granicznym nośności f_{pb} można wyznaczyć następująco:

$$f_{pb} = f_{pe} + \Delta f_{pb} = f_{pe} + 7000d_{ps}(1 - 1,36f_{pk}A_{ps}/(f_{ck}bd_{ps}))/l \quad (26)$$

gdzie:

- f_{pe} – efektywne naprężenia w cięgnach po wszystkich stratach,
- d_{ps} – efektywna wysokość użyteczna przekroju liczona do środka ciężkości sprężenia,
- A_{ps} – powierzchnia stali sprężającej w strefie rozciąganej,
- b – szerokość lub efektywna szerokość przekroju lub półki w strefie ścisanej,

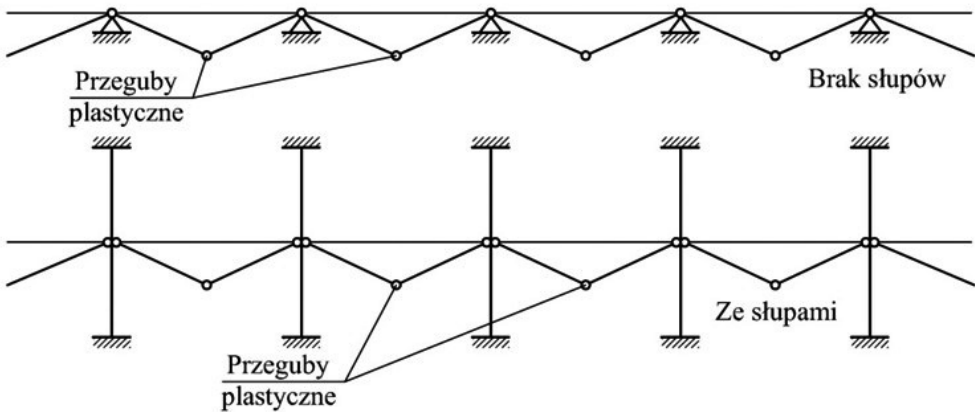
- l – łączna długość stref uplastycznienia betonu na długości cięgna, przyjmowanych jako dziesięć wysokości strefy ściskanej x_{II} (w stanie zarysowanym).

$$x_{II} = 1,98d_{ps}[(f_{pk}A_{ps})/(f_{ck}bd_{ps})](f_{pb}/f_{pk}) \quad (27)$$

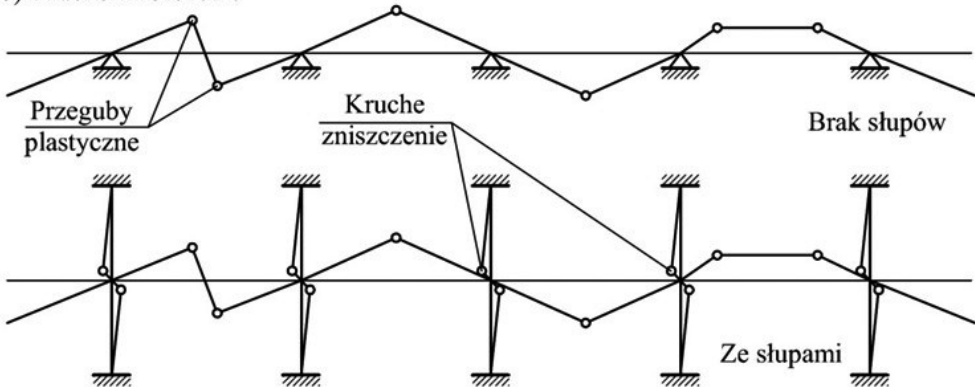
Wydłużenie betonu na poziomie sprężenia założono jako zanedbywalne w strefach sprężystych, a wydłużenie w strefach uplastycznionych założono jako równomierne na długości l . Zagadnienie to omówiono w pracach [91, 92].

Dla płyt wolnopodpartych istnieje jedna strefa uplastycznienia związana ze zniszczeniem. W płytach ciągłych liczba uplastycznionych stref w chwili wyczerpania nośności jest większa (rys. 7.1), co należy uwzględnić w długości l .

a) Ciągliwe zniszczenie



b) Kruche zniszczenie



Rys. 7.1. Strefy uplastycznienia niezbędne do osiągnięcia nośności elementu ciągłego [152]

Długość l można zredukować, jeśli ciągnąco nie obejmuje pełnej długości ciągłej płyty i wszystkich uplastycznionych obszarów w płycie w momencie wyczerpania nośności. W związku z tym, bezpiecznie jest założyć powstanie nie więcej niż jednej strefy uplastycznienia w przęśle oraz nie więcej niż dwóch stref na całej długości.

Nośność w dowolnym przekroju wyznaczać można z metody trzech punktów obrotu zaproponowanej przez K. Dyducha [35]. Równania równowagi sił przekrojowych przyjmują postać:

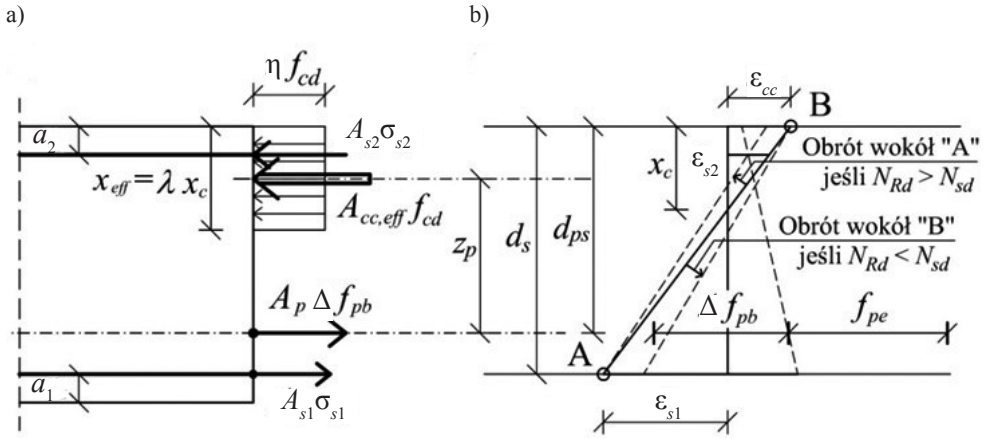
$$N_{sd} = N_{Rd} = A_{cc, eff} f_{cd} - A_p \Delta f_{pb} - A_{s1} \sigma_{s1} + A_{s2} \sigma_{s2} \quad (28)$$

$$M_{sd} \geq M_{Rd} = A_{cc, eff} f_{cd} z + A_{s1} \sigma_{s1} (d_s - d_{ps}) \quad (29)$$

gdzie:

- N_{sd} – obliczeniowa siła podłużna w przekroju wywołana obciążeniem zewnętrznym,
- N_{Rd} – graniczna siła podłużna w przekroju sprężonym,
- $A_{cc, eff}$ – pole powierzchni efektywnej strefy ściskanej w przekroju betonowym,
- A_{s1}, A_{s2} – pola powierzchni zbrojenia rozciąganego i ściskanego,
- x_{eff} – efektywna wysokość strefy ściskanej, równa $\lambda \cdot x_c$,
- λ – współczynnik wysokości efektywnej strefy ściskanej w betonie, przy prostokątnym rozkładzie naprężeń (wg punktu 3.1.7 Eurokodu 2 [100]),
- σ_{s1}, σ_{s2} – naprężenia w zbrojeniu rozciągającym i ściskającym,
- M_{Rd} – graniczny moment przenoszony przez przekrój,
- z_p – ramię wypadkowej siły ściskającej w betonie względem środka ciężkości sprężenia,
- Δf_{pb} – przyrost naprężeń w cięgnach sprężających, przyjmowany wg [100] jako 100 MPa podzielony przez liczbę przęseł, bądź precyzyjniej wg równania (26).

Po określeniu przyrostu naprężeń w cięgnach sprężających Δf_{pb} , który nie jest w żaden sposób związany z deformacją przekroju, równania (28) i (29) zawierają 3 niewiadome: x_{eff} , σ_{s1} , σ_{s2} . Wszystkie 3 niewiadome powiązane są ze sobą warunkiem liniowości odkształceń ϵ_c , ϵ_{s1} i ϵ_{s2} (rys. 7.2b). Rozwiązanie równań polega na doborze takiego stanu odkształceń, przy którym spełniony jest warunek równowagi sił podłużnych (28). Jako siłę N_{sd} przyjmuje się obliczeniową wartość siły sprężającej P_d powiększoną o ewentualną siłę wynikającą z działania obciążeń zewnętrznych. Współczynnik obliczeniowy siły sprężającej w stanie granicznym nośności, zgodnie z [100], można przyjmować równy 1,0, wobec czego $N_{sd} = P_d = P_{mi}$.



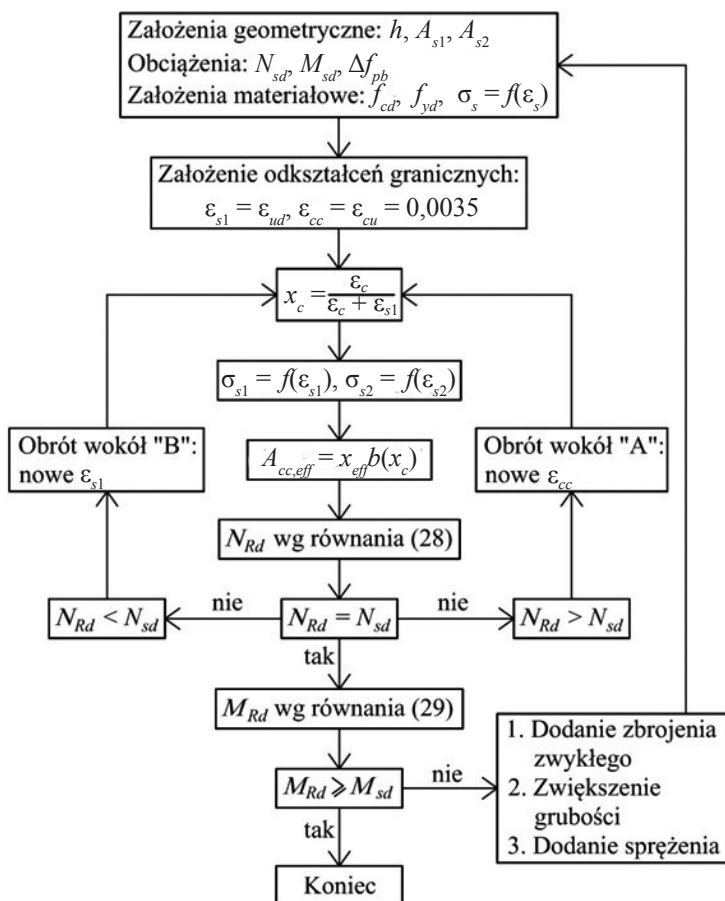
Rys. 7.2. Układ sił wewnętrznych (a) i diagram odkształceń (b) przyjęty przy sprawdzaniu nośności metodą obrotów

Do wyznaczenia naprężeń w stali zwykłej stosuje się zależność σ – ϵ podaną w [100]. Po wyznaczeniu stanu odkształceń, dla którego zachodzi równowaga sił podłużnych (równanie (28)), można ustalić nośność przekroju na podstawie równania równowagi sił wewnętrznych względem środka zbrojenia sprężającego (29).

Procedura wyznaczania nośności ma charakter iteracyjny. Poszukiwanie stanu równowagi sił zaczyna się od założenia granicznych odkształceń w stali i betonie. Graniczne obliczeniowe odkształcenie stali zwykłej Eurokod 2 zaleca przyjmować jako $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$. Charakterystyczne odkształcenie stali przy największym obciążeniu ϵ_{uk} , zależne od klasy ciągliwości stali, zdefiniowano w tabelicy C.1 [100]. Przykładowo, dla stali o najniższej ciągliwości (klasa A) wartość ϵ_{uk} jest nie mniejsza niż 2,5%. Graniczne odkształcenie betonu przy ściskaniu definiuje tablica 3.1 normy [100]. Należy przyjmować wartość $\epsilon_{cu} = 0,0035$.

Po przyjęciu granicznych odkształceń w stali i betonie wyznacza się wysokość strefy ściskanej x_c oraz x_{eff} , a następnie z obliczeniowej zależności σ – ϵ wyznacza się naprężenia w zbrojeniu rozciągającym i ściskanym σ_{s1} , σ_{s2} . Określenie stanu równowagi sił polega na odpowiednich obrotach wykresu odkształceń (rys. 7.2b) względem punktu A (jeśli $N_{Rd} > N_{sd}$) oraz względem punktu B (jeśli $N_{Rd} < N_{sd}$). Po doprowadzeniu do wyrównania wartości N_{sd} i N_{rd} należy wyznaczyć nośność przekroju M_{Rd} zgodnie z równaniem (29). Procedurę wyznaczania nośności pokazano schematycznie na rysunku 7.3.

W przypadku, gdy obliczona nośność przekroju jest niewystarczająca, najprostszym sposobem jej zwiększenia jest dodanie zbrojenia rozciąganego. Jeśli ten zabieg nie pomoże, można rozważyć zwiększenie sprężenia bądź wysokości przekroju.



Rys. 7.3. Schemat do wyznaczania nośności przekrojów przy zginaniu (rys. aut.)

7.2. PRZEBICIE

Problem ścinania w płytach stropowych sprowadza się w zasadzie do przebicia w płytach płaskich. Przy płytach opartych na krawędziach, równomiernie rozłożone obciążenie na szerokości płyty nie generuje problemów ze ścinaniem. Sprawdzenie nośności na przebicie wg Eurokodu 2 [100] sprowadza się do kontroli naprężeń ścinających na krawędzi słupa i na obwodzie kontrolnym oddalonym o $2d_s$ (gdzie d_s jest efektywną wysokością przekroju dla zbrojenia zwykłego) od krawędzi słupa. Jeśli zbrojenie na ścinanie jest wymagane, to niezbędna jest dodatkowa kontrola w celu ustalenia jego zasięgu.

7.2.1. Nośność obszarów niezbrojonych na przebicie

Graniczne naprężenia ścinające w obszarze bez zbrojenia na przebicie wyznacza się z zależności:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad (30)$$

gdzie:

f_{ck} – w MPa,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{100}{d_s}} \leq 2,0 \quad (d_s \text{ w milimetrach}) \quad (31)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (32)$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} – stopień zbrojenia zwykłego (z uwzględnieniem cięgien związanych z betonem) odpowiednio dla kierunku y i z.

Wartości ρ_{ly}, ρ_{lz} należy obliczać jako średnie wartości uwzględniające zbrojenie zawarte na szerokości pasa sięgającego nie dalej niż $3d_s$ z każdej strony poza krawędź słupa. Uwzględniane zbrojenie należy odpowiednio zakotwić poza obwodem kontrolnym.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2 \quad (33)$$

gdzie:

σ_{cy}, σ_{cz} – naprężenia w betonie w przekroju krytycznym w kierunku y i z (w MPa, ściskanie ze znakiem dodatnim).

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{i} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

σ_{cp} jest naprężeniem osiowym w przekroju betonowym, które powoduje wzrost wytrzymałości na ścinanie $V_{Rd,c}$. Podczas gdy naprężenie graniczne $v_{Rd,c}$ jest mnożone przez obwód ścinania i efektywną wysokość przekroju, udział naprężeń σ_{cp} powoduje znaczący wzrost nośności $V_{Rd,c}$ dla obwodów ścinania oddalonych od krawędzi słupa. Na tych obwodach udział naprężeń normalnych w nośności na ścinanie jest większy, niż w bezpośrednim sąsiedztwie słupa. Udział osiowych naprężeń można wytłumaczyć wytworzeniem się nad słupem struktury podobnej do sklepienia i przenoszącej siły poprzeczne bezpośrednio na słupy. Trudno wyobrazić sobie takie sklepienie przenoszące większą część sił poprzecznych w pewnej odległości od słupa.

Im dalej od słupa, tym jest ono bardziej płaskie, w przeciwieństwie do strefy blisko słupa, a tym samym udział w przenoszeniu sił poprzecznych jest mniejszy. Ponieważ rozważania, służące opracowaniu wzoru podanego w Eurokodzie 2, były przeprowadzone na pierwszym obwodzie kontrolnym (w bezpośrednim sąsiedztwie słupa), prawdopodobnie z tego względu przyjęto współczynnik redukujący udział naprężeń normalnych równy 0,10 dla wszystkich obwodów. Przy prostych obliczeniach zaleca się utrzymać założenie o ograniczeniu naprężeń normalnych do wartości $0,1\sigma_{cp}$, również dla kolejnych obwodów. Z tego względu, zgodnie z [100], dla wszystkich obwodów kontrolnych wpływ σ_{cp} na $v_{Rd,c}$ jest zredukowany do wartości $0,1\sigma_{cp}u_1d_s$, gdzie u_1 jest długością obwodu kontrolnego w odległości $2d_s$ od krawędzi słupa. W obliczeniach należy przyjmować obliczeniową wartość siły sprężającej P_d .

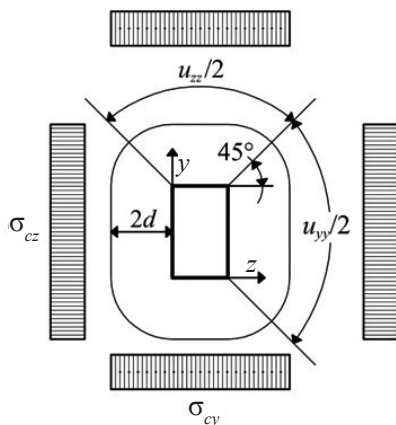
Wartość σ_{cp} jest obliczana jako średnia dla dwóch ortogonalnych kierunków, natomiast długość obwodu ścinania i wartość sprężenia w obydwu kierunkach mogą się znacząco różnić. W takim przypadku właściwszym będzie założenie:

$$\sigma_{cp}u_1 = (\sigma_{cy}u_{zz} + \sigma_{cz}u_{yy}) \quad (34)$$

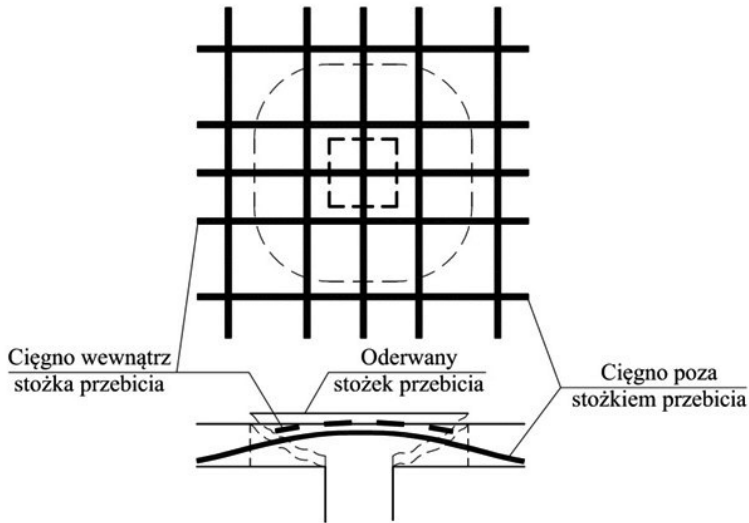
gdzie:

- u_{zz} – całkowita długość części obwodu kontrolnego w kierunku równoległym do osi z (rys. 7.4),
- u_{yy} – całkowita długość części obwodu kontrolnego w kierunku równoległym do osi y ,
- N_{Edy}, N_{Edz} – siły podłużne prostopadłe do części obwodu kontrolnego dla poszczególnych kierunków,
- A_c – powierzchnia przekroju betonowego zgodnie z kierunkiem siły N_{Ed} .

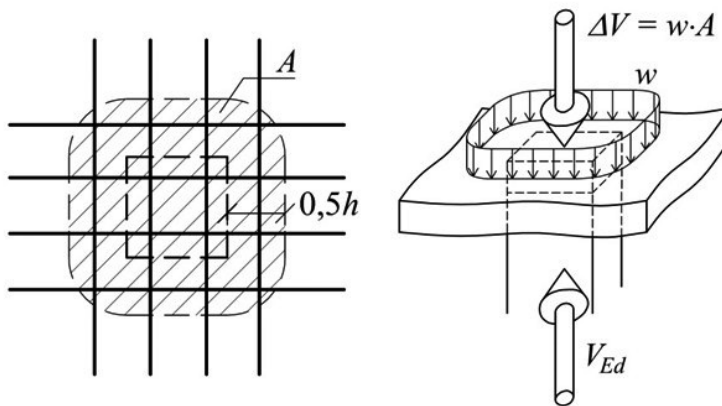
W przypadku, gdy siły podłużne dają znaczący wzrost wytrzymałości na ścinanie, w słupach zlokalizowanych przy krawędziach płyty należy uwzględnić położenie zakotwień. Można przyjmować, iż naprężenia rozchodzą się pod kątem 45° . W wielu przypadkach może to jednak prowadzić do podziału obwodu kontrolnego na odcinki pozbawione naprężeń i takie, o naprężeniach znacznie przekraczających wartości średnie. Rozsądne wydaje się wówczas uśrednianie sił z obwodu objętego ściskaniem na całej jego długości.



Rys. 7.4. Obwód kontrolny przy sprawdzaniu przebiecia [152]



Rys. 7.5. Nośne działanie cięgna nad słupem [152]



Rys. 7.6. Obciążenie pionowe od sprężenia redukujące siły poprzeczne w płycie (rys. aut.)

Znacznie większe znaczenie w przenoszeniu sił poprzecznych, w porównaniu z poziomym, odgrywa pionowy składnik sprężenia. W rozważaniach sił poprzecznych należy przyjmować obliczeniowe wartości siły sprężającej P_d . Ważne jest, aby w redukcji sił ścinających nad słupami uwzględnić tylko te cięgna, które są „zawieszone” na słupie wewnątrz krytycznego obwodu ścinania. Na rysunku 7.5 pokazano cięgna znajdujące się wewnątrz i poza obszarem krytycznym po wydzieleniu się z płyty stożka przebiecia. Cięgna poza tym obszarem straciły punkt zawieszenia i nie

biorą już udziału w przekazywaniu sił na słup. Z tego powodu, tylko cięga przebiegające w obszarze do $0,5h$ od krawędzi słupa mogą być brane pod uwagę. Do obliczeń należy przyjmować kąt nachylenia cięgien wyznaczony w odległości $0,5h$ od krawędzi słupa. Oznacza to, że używając metody obciążeń zastępczych, siłę wywołującą przebiecie można wyznaczyć redukując siłę w słupie jedynie o obciążenie przyłożone do płyty przez cięga wewnątrz obszaru ograniczonego krawędziami odległymi o $0,5h$ od krawędzi słupa (ΔV – rys. 7.6). Taką wartość trzeba założyć dla wszystkich obwodów kontrolnych.

Wyznaczoną wartość naprężeń granicznych $v_{Rd,c}$ należy porównywać z wartością działających naprężeń v_{Ed} wyznaczonych wg wzoru:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d_s} \quad (35)$$

gdzie:

- V_{Ed} – obliczeniowa reakcja w słupie pochodząca od analizowanej płyty, z uwzględnieniem redukcji wynikającej z pionowego działania sprężenia nad słupem,
- β – współczynnik uwzględniający niesymetryczny rozkład naprężeń poprzecznych nad słupem, wyznaczany zgodnie z punktem 6.4.3 Eurokodu 2.

Jeśli v_{Ed} przekracza wartość $v_{Rd,c}$ należy zastosować zbrojenie na przebiecie według podrozdziału 7.2.2. Naprężenia v_{Ed} powinny być wówczas mniejsze od wartości $v_{Rd,cs}$, wyznaczonej zgodnie z równaniem (36). Zasięg potrzebnego zbrojenia można wyznaczyć zgodnie z podrozdziałem 7.2.3.

7.2.2. Nośność obszarów zbrojonych na przebiecie

W przypadku obszarów zbrojonych na przebiecie, nośność wyznacza się z zależności:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5(d_s/s_s)A_{sw} f_{ywd,ef} (1/u_1 d_s) \sin \alpha_s \quad (36)$$

gdzie:

- A_{sw} – powierzchnia zbrojenia na ścinanie w każdym obwodzie,
- s_s – rozstaw radialny obwodów zbrojenia,
- α_s – kąt pomiędzy zbrojeniem na ścinanie, a płaszczyzną płyty,
- $f_{ywd,ef}$ – efektywna wytrzymałość zbrojenia na ścinanie, $250 + 0,25d_s \leq f_{ywd}$ (MPa, d_s w mm).

7.2.3. Zasięg zbrojenia na przebicie

Ponieważ udział sprężenia $\sigma_{cp} u_1$ i udział pionowego składnika sprężenia nie zależą od obwodu, obydwie składniki można wprost wykorzystać przy określeniu zasięgu zbrojenia na przebicie. W ten sposób równanie 6.54 Eurokodu 2 przyjmuje postać:

$$u_{zew,ef} = (\beta V_{Ed} - 0,1 \sigma_{cp} u_1 d_s - \Delta V) / (v_{Rd,c} d_s) \quad (37)$$

Wartość ΔV należy przyjmować zgodnie z rysunkim 7.6.

8. PROJEKTOWANIE Z UWAGI NA STANY GRANICZNE UŻYTKOWALNOŚCI

8.1. NAPRĘŻENIA NORMALNE W PRZEKROJU

Momenty zginające wyznaczone dla charakterystycznej kombinacji obciążeń, uwzględniające efekt działania sprężenia zamodelowanego zgodnie z podrozdziałem 6.1, wwołują naprężenia w przekrojach betonowych, o wartości:

$$\text{włókna górne:} \quad \sigma_g = P_k/A_c + M/W_g \quad (38)$$

$$\text{włókna dolne:} \quad \sigma_d = P_k/A_c - M/W_d \quad (39)$$

gdzie:

- P_k – charakterystyczna wartość siły sprężającej; należy przyjmować wartość zwiększoną lub zredukowaną w stosunku do siły programowanej, zgodnie z punktem 5.10.9 Eurokodu 2 [100], stosownie do rozpatrywanej sytuacji obliczeniowej; w sytuacji początkowej należy przyjmować $P_{k,\text{sup}} = P_{m0} \cdot r_{\text{sup}}$, w sytuacjach użytkowych wartość $P_{k,\text{inf}} = P_{mt} \cdot r_{\text{inf}}$,
- A_c – pole przekroju betonowego brutto (z uwzględnieniem zbrojenia zwykłego),
- $r_{\text{sup}}, r_{\text{inf}}$ – współczynniki zwiększający i zmniejszający charakterystyczną siłę sprężającą wg punktu 5.10.9 Eurokodu 2 [100], przyjmowane odpowiednio 1,05 i 0,95 dla cięgien bez przyczepności,
- P_{m0}, P_{mt} – wartości sił sprężających odpowiednio tuż po sprężeniu (po stratach doraźnych) oraz w czasie t (po stratach opóźnionych),
- W_g, W_d – wskaźnik wytrzymałości przekroju brutto (z uwzględnieniem zbrojenia zwykłego) dla włókien górnych i dolnych,
- M – całkowity moment zginający, równy:

$$M_{g+q} - P \cdot e + M_w \quad (40)$$

- e – mimośród sprężenia w przekroju; jako wartość dodatnią należy przyjmować położenie ciężna poniżej środka ciężkości przekroju,
- M_{g+q} – moment zginający od obciążeń stałych i zmiennych,
- M_w – moment od efektów II rzędu wywołanych sprężeniem.

8.1.1. Płyty zwykle (oparte na krawędziach)

Naprężenia ściskające

Ograniczenie naprężeń ściskających w betonie podyktowane jest dwoma czynnikami, tj. koniecznością uniknięcia rys podłużnych oraz niezbędnością utrzymania pełzania liniowego.

Jeżeli pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń poziom naprężeń przekracza wartość krytyczną, mogą wystąpić wówczas rysy podłużne. Rysy takie wywołane są poprzecznymi naprężeniami rozciągającymi powstałymi przy ściskaniu. Powstanie rys podłużnych w strefach ściskanych może spowodować obniżenie trwałości betonu. Jeśli nie podjęto dodatkowych działań zabezpieczających, takich jak zwiększenie otulenia betonu w strefie ściskanej czy zastosowanie dodatkowego zbrojenia poprzecznego zapewniającego skrępowanie betonu, Eurokod 2 [100] dla klas ekspozycji należących do grup XD, XF i XS zaleca ograniczenie naprężeń ściskających, pod działaniem charakterystycznej kombinacji obciążeń, do wartości $0,6f_{ck}$.

Drugie z ograniczeń podyktowane jest koniecznością utrzymania pełzania liniowego. Pełzanie nieliniowe powoduje wzrost deformacji elementów. Oprócz nadmiernych spadków siły sprężającej w smukłych elementach zginanych, jakimi są kłobetonowe płyty, wzrost pełzania będzie powodował nadmierne przyrosty ugięć. Niedopuszczenie do wystąpienia pełzania nieliniowego, zgodnie z Eurokodem 2 [100], wymaga ograniczenia naprężeń ściskających przy prawie-stałej kombinacji obciążeń do wartości $0,45f_{ck}$.

Naprężenia rozciągające

Eurokod 2, przy sprężeniu cięgnami bez przyczepności, w zasadzie nie ogranicza naprężeń rozciągających w betonie. Wynika to przede wszystkim z doskonałego zabezpieczenia antykorozyjnego tego typu sprężenia. Obowiązują tutaj jedynie reguły dotyczące dopuszczalnej szerokości rys, te same co w przypadku konstrukcji żelbetonowych (tablica 8.4 w podrozdz. 8.3). Zgodnie z tymi ograniczeniami, przy prawie stałej kombinacji obciążeń, możliwe jest dopuszczenie rysy o szerokości 0,4 mm, z zastrzeżeniem, że jeśli nie postawiono dodatkowych wymagań, to przy klasie eks-

pozycji XO i XC1 zalecenie to można złagodzić. Należy mieć jednak na uwadze, że przy dążeniu do przekraczania coraz większych rozpiętości zalecenie to nie może być stosowane. Dopuszczenie rysy 0,4 a nawet 0,3 mm przy smukłych płytach prowadzić będzie do zbyt dużych ugięć. Konstruowanie płyt o rozpiętościach przekraczających 10 m i przy odpowiednio wysokich smukłościach wymaga projektowania wyłącznie przekrojów niezarysowanych.

Jedynego ograniczenia naprężeń rozciągających w normie [100] upatrywać należy w ograniczeniu naprężeń w stali zwykłej i sprężającej. Zgodnie z zapisem punktu 7.2 (5) [100], jeżeli pod wpływem charakterystycznej kombinacji obciążeń, naprężenia rozciągające w zbrojeniu nie przekraczają wartości $0,8f_{yk}$, to można uznać, że nie powstaną niedopuszczalne zarysowania czy niesprężyste deformacje. Średnia wartość naprężeń w cięgnach sprężających nie powinna natomiast przekraczać wartości $0,75f_{pk}$.

Nieco inaczej maksymalne naprężenia rozciągające definiują zalecenia podane w pracy [152]. Utrzymanie dopuszczalnej szerokości rysy w przekroju zarysowanym można osiągnąć ograniczając naprężenia rozciągające w przekroju do wartości $1,35f_{ctm}$ (tablica 8.1). Jeśli warunek zostanie spełniony dzięki zwiększeniu powierzchni zbrojenia zwykłego, bądź nie uda się go dochować, należy wówczas przeprowadzić szczegółową analizę szerokości rysy zgodnie z [100]. W analizie zarysowania przekrojów sprężonych cięgnami bez przyczepności przyjmuje się zasadę, iż siły rozciągające w przekroju przenosi wyłącznie zbrojenie zwykłe. Zbrojenie sprężające, z uwagi na brak zgodności odkształceń stali i betonu, w pracy przekroju nie jest uwzględniane.

Tablica 8.1

Dopuszczalne naprężenia rozciągające
w przekrojach zarysowanych, wg [152]

Grupa	Szerokość rysy, mm	Dopuszczalne naprężenia
Cięgna z przyczepnością	0,1	$1,35f_{ctm}$
	0,2	$1,65f_{ctm}$
Cięgna bez przyczepności	–	$1,35f_{ctm}$

8.1.2. Płyty płaskie

Rozkład momentu zginającego w płycie płaskiej ma charakter mocno „pikujący” w pobliżu słupów, a wartość momentu na krawędzi słupa jest kilkakrotnie większa niż w połowie rozpiętości pomiędzy słupami. Płaskie płyty można analizować z wy-

korzystaniem metody ram zastępczych czy też analizy MES. Eurokod 2 [100] nie definiuje szczególnych wymagań czy warunków kontroli naprężeń w płytach płaskich. Zalecenia dotyczące ograniczenia naprężeń, w zależności od sposobu prowadzenia analizy statycznej płyty, można natomiast znaleźć w wytycznych pracy [152]. W tabelicy 8.2 podano ograniczenia naprężeń uśrednionych na szerokości, uzyskanych z analizy metodą ram zastępczych. Ograniczenia te są znacznie niższe od tych dla płyt zwykłych, co pozwala uwzględnić niejednorodny rozkład momentów na szerokości pasa umownej ramy. Dopuszczalne naprężenia podane w tabelicy 8.3 mają natomiast zastosowanie przy analizie płyty metodą MES.

W przypadku, gdy w strefach nad słupami (dotyczy płyt płaskich ze sprężeniem ciągniami z i bez przyczepności) i w obszarach przeszłowych płyt sprężonych ciągniami bez przyczepności, naprężenia rozciągające przekraczają wartość $0,3f_{ctm}$, wymagane jest projektowanie zbrojenia zwykłego. Zbrojenie to należy projektować zgodnie z zaleceniami podanymi w podrozdziale 8.4.

Kiedy naprężenia przekrojowe uśredniają się na szerokości przęsła (jak to się dzieje w metodzie ram zastępczych), należy uwzględniać istnienie „pików” momentów nad słupami, opisanych w podrozdziale 4.1. Ponieważ analiza ta prowadzi do momentów i naprężeń uśrednionych na szerokości przęsła, obecność „pików” momentów uwzględniana jest przez zniżenie wartości naprężeń granicznych podanych w tabelicy 8.2. W tabelicy tej, strefa podporowa dotyczy części przęsła o zasięgu $0,2L$ od linii środkowej słupów, gdzie L jest efektywną rozpiętością przęsła. Poza tym obszarem znajduje się strefa przęsłowa.

Tabelica 8.2

Dopuszczalne naprężenia uśrednione na szerokości przęsła w płaskich płytach (przy analizie stropu metodą ram zastępczych), wg [152]

Przekrój	Naprężenia ściskające	Naprężenia rozciągające	
		przekroje zbrojone ²	przekroje niezbrojone
Podporowy	$0,3f_{ck}^1$	$0,9f_{ctm}$	$0,3f_{ctm}$
Przęsłowy	$0,4f_{ck}^1$		

¹ Przy sprawdzeniu plastycznej redystrybucji naprężeń, wartości te można zwiększyć.

² Rozstaw prętów (bądź cięgien zainiektowanych) nie powinien przekraczać 500 mm. Inaczej przekrój należy traktować jako niezbrojony.

W przypadku zastosowania w analizie płyty metody MES, szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe modelowanie połączenia słup-płyta i właściwą interpolację wyników. Otrzymane naprężenia rozciągające i ściskające należy porównywać z wartościami dopuszczalnymi podanymi w tabelicy 8.3.

Dopuszczalne naprężenia w płaskich płytach przy zdefiniowaniu odcinków kontrolnych (przy analizie MES), wg [152]

Przekrój	Naprężenia ściskające	Naprężenia rozciągające	
		przekroje zbrojone	przekroje niezbrojone
Podporowy	$0,4f_{ck}^1$	$1,2f_{ctm}$	$0,4f_{ctm}$
Przęsłowy			

¹ Przy sprawdzeniu plastycznej redystrybucji naprężeń, wartości te można zwiększyć.

² Rozstaw prętów (bądź cięgien zainiektowanych) nie powinien przekraczać 500 mm. Inaczej przekrój należy traktować jako niezbrojony.

Jeśli naprężenia na wszystkich odcinkach kontrolnych nie przekraczają wartości dopuszczalnych podanych w tablicach 8.2 i 8.3, stan naprężeń można uznać za prawidłowy i bezpieczny. Jeśli naprężenia dopuszczalne są przekroczone, należy przeprowadzić analizę obliczeniową szerokości rysy, zgodnie z zasadami podanymi w podrozdziale 8.3 i 8.4.

8.2. NAPRĘŻENIA W KIERUNKU POPRZECZNYM

W każdej płycie kontroli powinny podlegać również naprężenia w kierunku poprzecznym do sprężenia. Nabierają one szczególnego znaczenia przy wysokim stosunku obciążeń zmiennych do stałych. Jeśli nie zastosowano zbrojenia zwykłego zdolnego do przeniesienia sił poziomych, wyznaczonego zgodnie ze wskazaniami podrozdz. 8.4.1, należy stosować dopuszczalne naprężenia przy założeniu braku zbrojenia zwykłego według podanych dalej zasad.

8.2.1. Jedno- i dwukierunkowe płyty zwykłe

Naprężenia w najbardziej ściskanych włóknach w kierunku poprzecznym do działania sprężenia nie powinny przekraczać wartości $0,5f_{cc}$ (bądź $0,4f_{cc}$ przy prawie równomiernym rozkładzie naprężeń na grubości płyty), gdzie f_{cc} jest wytrzymałością kostkową betonu na ściskanie, określoną na kostkach o boku 150 mm. Naprężenia rozciągające nie powinny przekraczać wartości $0,72f_{ctm}$. W przeciwnym razie należy zastosować zbrojenie zgodnie z podrozdziałem 8.4.1.

8.2.2. Płyty płaskie

Odcinki kontrolne zdefiniowane na rysunku 6.8 mają swoje zastosowanie również przy kontroli naprężeń w kierunku poprzecznym. Jeśli sprężenie przebiega w dwóch kierunkach, wówczas obydwa kierunki traktowane są jako główne i obowiązują wprost wartości naprężeń dopuszczalnych podane w tablicach 8.2 i 8.3.

Dopuszczalne naprężenia podane w tablicy 8.3 mają również swoje zastosowanie dla kierunku poprzecznego do kierunku sprężenia. Wytrzymałość f_{ck} powinna być wówczas zastąpiona przez f_{cc} . Naprężenia powinny być wtedy wyznaczone dla przekroju netto (bez uwzględnienia zbrojenia zwykłego).

Ogólnie nie zaleca się, aby dopuszczać do przekraczania naprężeń rozciągających podanych jako graniczne w tablicy 8.3. Jednak w przypadkach gdy dochodzi do ich przekroczenia, należy przeprowadzić analizę szerokości rys zgodnie z podrozdziałem 8.3.

8.3. ZARYSOWANIE

W miejscach, gdzie naprężenia rozciągające na odcinku kontrolnym przekraczają wartości dopuszczalne podane w tablicy 8.3, projektant ma do wyboru zmianę grubości płyty, poziomu sprężenia lub przeprowadzenie oceny szerokości rys. Jeśli w analizie tej wykaże się, że szerokość rys mieści się w granicach podanych normą Eurokod 2 [100], przypadek taki można uznać za poprawny.

Przy obliczaniu szerokości rys obowiązują zasady podane w punkcie 7.3.4 normy [100]. Zgodnie z tymi zasadami, szerokość rysy wyznacza się ze wzoru:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (41)$$

gdzie:

- $s_{r,\max}$ – maksymalny rozstaw rys wyznaczany wg równania (7.11) normy [100],
- ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego liczone od stanu kiedy odkształcenie w betonie jest zerowe,
- ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu pomiędzy rysami.

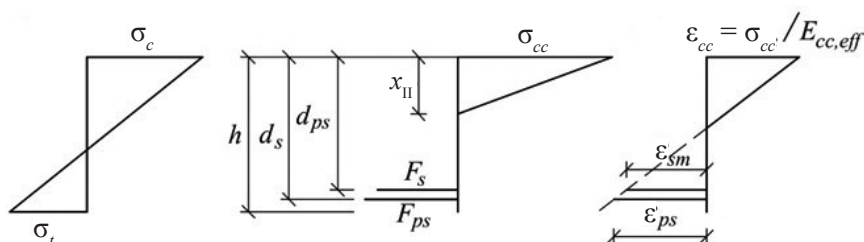
Wartość odkształcenia $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ wyznacza się z zależności:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (42)$$

gdzie:

- σ_s – naprężenie w zbrojeniu rozciągającym (w przekrojach sprężonych przyrost naprężeń liczony od stanu, gdy odkształcenie betonu na poziomie cięgien sprężających było zerowe), obliczone przy założeniu, że przekrój jest zarysowany,
- $f_{ct,eff}$ – efektywna wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili zarysowania,
- α_e – stosunek E_s/E_{cm} ,
- $\rho_{p,eff}$ – efektywny stopień zbrojenia zdefiniowany w punkcie 7.3.4 [100],
- k_t – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia, równy 0,6 dla obciążeń krótkotrwałych i 0,4 dla obciążeń długotrwałych,
- E_s – moduł sprężystości stali zwykłej.

W przypadku przekrojów sprężonych obecność siły normalnej generuje pewne trudności obliczeniowe w stosunku do przekroju obciążonego tylko momentem zginającym. Diagram naprężeń przed zarysowaniem pokazano na rysunku 8.1a. Zastępczy przekrój zarysowany utworzono zapewniając równowagę sił i momentów działających na wydzielonym pasie kontrolnym (rys. 8.1b).



Rys. 8.1. Stan naprężeń i odkształceń w przekroju (opis w tekście) (rys. aut.)

Na rysunku 8.1 przyjęto następujące oznaczenia:

- σ_c – naprężenia ściskające w przekroju betonowym przed zarysowaniem,
- σ_{cc} – naprężenia ściskające w przekroju zarysowanym ($\leq 0,4f_{ck}$ przy liniowym rozkładzie naprężeń),
- σ_t – naprężenia rozciągające w przekroju betonowym przed zarysowaniem,
- d_s – efektywna wysokość przekroju dla zbrojenia zwykłego,
- d_{ps} – efektywna wysokość przekroju dla zbrojenia sprężającego,
- h – wysokość przekroju,
- x_{II} – wysokość strefy ściskanej przekroju zarysowanego,
- F_s – siła przekrojowa w zbrojeniu zwykłym,
- F_{ps} – siła przekrojowa w zbrojeniu sprężającym,

- ε_{cc} – odkształcenia w betonie, w najbardziej ściskanych włóknach,
 $E_{cc,eff}$ – efektywny moduł sprężystości betonu (uwzględniający efekty reologiczne),

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{cc} (d_s - x_{II}) / x_{II} \quad (43)$$

- ε_{ps} – odkształcenia w cięgnach sprężających wyznaczane od stanu zerowych odkształceń w betonie = $\varepsilon_{cc} (d_{ps} - x_{II}) / x_{II}$

Przedstawiony na rysunku 8.1 układ sił i odkształceń dotyczy ogólnego przypadku przekroju sprężonego. W przypadku cięgien bez przyczepności siła w cięgnach jest pomijana ($F_{ps} = 0$).

Odkształcenia w zbrojeniu zwykłym (i cięgnach z iniekcją cementową) mogą być wyznaczone na podstawie znanych odkształceń w betonie i wysokości strefy ściskanej. Równanie równowagi sił zawiera jednak dwie niewiadome x_{II} i σ_{cc} , które można wyznaczyć rozwiązując dwa równania równowagi, tj. równanie równowagi sił podłużnych i momentów zginających. Przy pominięciu siły w cięgnach sprężających w przekroju, równania te przybierają postać:

$$0,5x_{II} \cdot \sigma_{cc} - F_s = N \quad (45)$$

$$0,5x_{II} \cdot \sigma_{cc} \cdot (h - x_{II}/3) = M \quad (46)$$

Po uwzględnieniu w równaniu (45) zależności: $F_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{sm}$, równania (43) oraz $\varepsilon_{cc} = \sigma_{cc} / E_{cc,eff}$ otrzymuje się dwa równania z niewiadomymi x_{II} i σ_{cc} .

Dopuszczalne szerokości rys wg Eurokodu 2 [100] podano w tablicy 8.4. Ze względu na konieczność ograniczenia ugięć autor odradza jednak w kablobetonowych płytach stropowych dopuszczanie zarysowania (patrz podrozdz. 8.1.1). W przypadku dopuszczenia do powstania rys, zarysowanie powinno być uwzględnione w redukcji sztywności przekroju przy obliczaniu ugięć trwałych zgodnie z podrozdziałem 8.5.3.

Jeśli obliczona rysa przekracza wartość dopuszczalną, projektant powinien każdorazowo zweryfikować założenia projektowe (grubość płyty, poziom sprężenia, inne) lub dodać zbrojenie zwykłe i wykonać ponowne obliczenia naprężeń w stali i wynikającej z nich szerokości rys.

Weryfikacja szerokości rys powinna być przeprowadzona we wszystkich obszarach, gdzie przekroczono dopuszczalne naprężenia dla przekrojów niezarysowanych.

Zalecane jako dopuszczalne szerokości rys w_k , zgodnie z [100]

Klasa ekspozycji	Elementy zbrojone i sprężone ciągami bez przyczepności	Elementy sprężone ciągami z przyczepnością
	prawie stała kombinacja obciążeń	częsta kombinacja obciążeń
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		dekompresja

¹⁾ Dla klas ekspozycji X0 i XC1 szerokość rys nie wpływa na trwałość, a ograniczenia nałożono w celu zapewnienia akceptowalnego wyglądu. Jeżeli nie stawia się wymagań dotyczących wyglądu, to ograniczenia te można złagodzić.

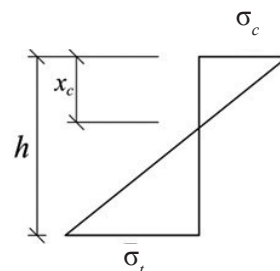
²⁾ Dla tych klas ekspozycji dodatkowo należy sprawdzić warunek dekompresji przy quasi-stałej kombinacji obciążeń.

8.4. ZBROJENIE ZWYKŁE

8.4.1. Zbrojenie z uwagi na równowagę sił przekrojowych

Zgodnie z zaleceniami pracy [152] należy projektować zbrojenie zwykłe zdolne do przeniesienia pełnych sił rozciągających w przekroju, wynikających z bryły naprężeń rozciągających (rys. 8.2). Konieczność projektowania takiego zbrojenia dotyczy następujących przypadków:

- w każdym przekroju w kierunku prostopadłym do sprężenia w płytach sprężonych jednokierunkowo ciągami bez przyczepności, gdy poprzeczne naprężenia rozciągające przekraczają wartość $0,75f_{ctm}$ (gdzie wytrzymałość walcową f_{ck} zastąpiono kostkową f_{cc} – punkt 8.2) i sprężonych ciągami z iniekcją, gdy poprzeczne naprężenia rozciągające przekraczają $1,2f_{ctm}$,
- w przekrojach podporowych we wszystkich płytach płaskich,
- w przekrojach przęsłowych w płytach płaskich z ciągami bez przyczepności, gdy naprężenia rozciągające przekraczają wartość $0,4f_{ctm}$ i z ciągami z przyczepnością, gdy naprężenia rozciągające przekraczają $1,2f_{ctm}$.



Rys. 8.2. Diagram naprężeń przekrojowych przyjęty do wyznaczania zbrojenia na zginanie (rys. aut.)

Zbrojenie należy projektować przy założeniu maksymalnych naprężeń w stali równych $5/8f_{yk}$, zgodnie z zależnością:

$$h - x_c = -\sigma_t h / (\sigma_c - \sigma_t) \quad (47)$$

Wartość σ_t przyjmuje znak ujemny. Wymagana powierzchnia zbrojenia wynosi:

$$A_s = F_t / (5f_{yk}/8) \quad (48)$$

gdzie:

$$F_t = -\sigma_t b(h - x_c)/2 \quad (49)$$

Zbrojenie rozciągane powinno się projektować dla naprężeń w obydwu sytuacjach stanu granicznego użyteczności, tj. sytuacji początkowej i użytkowej. Należy je umieszczać w strefie rozciąganej (odpowiednio do danej sytuacji obliczeniowej), w możliwie małej odległości od powierzchni płyty, zachowując wymagane otulenie podyktowane trwałością i odpornością ogniową konstrukcji. Powstanie naprężeń rozciągających w sytuacji początkowej, po przeciwnej stronie do tych, powstających w sytuacji użytkowej, będzie prowadziło do zbrojenia płyty w dwóch warstwach (przy dolnej i górnej powierzchni).

Należy zaznaczyć, iż podane powyżej warunki dotyczące wymaganego zbrojenia w strefach rozciąganych nie uwzględniają warunków zbrojenia minimalnego. Wyznaczone zbrojenie rozciągane powinno być zatem zweryfikowane zgodnie z zasadami przyjmowania zbrojenia minimalnego, podanymi w podrozdziale 8.4.2. Kolejną weryfikacją założonego zbrojenia powinno być sprawdzenie warunków stanu granicznego nośności (patrz podrozdz. 7.1), które mogą prowadzić do konieczności jego zwiększenia.

8.4.2. Zbrojenie minimalne

Płyty zwykłe

W przypadku płyt zwykłych (jedno- lub dwukierunkowe płyty oparte na krawędziach) wymagane zbrojenie zwykle zapewnić można stosując reguły podane w punkcie 9 Eurokodu 2 [100]. Pole przekroju podłużnego zbrojenia rozciąganego w kierunkach głównych nie powinno być mniejsze niż:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad \text{lecz nie mniej niż } 0,0013bd \quad (50)$$

Płyty sprężone ciągniami bez przyczepności powinny mieć zbrojenie minimalne wyznaczone zgodnie z równaniem (50). Zbrojenie należy rozmieszczać równomiernie na pełnej szerokości płyty w obydwu kierunkach głównych. Rozstaw prętów zbrojenia powinien wynosić nie więcej niż $3h$ i 400 mm, a w obszarach występowania obciążeń skupionych lub w obszarach największych momentów zginających nie więcej niż $2h$ i 250 mm (h jest całkowitą grubością płyty).

W przypadku płyt sprężonych jednokierunkowo, rozstaw prętów zbrojenia poprzecznego nie powinien przekraczać $3,5h$ i 450 mm oraz $3h$ i 400 mm w obszarach występowania obciążeń skupionych i największego momentu zginającego. Powierzchnia zbrojenia w kierunku poprzecznym powinna być nie mniejsza niż 20% zbrojenia w kierunku głównym.

Ponadto, jeśli dopuszcza się do zarysowania przekrojów, szerokość rys można ograniczyć obliczając wymagane zbrojenie minimalne ze względu na zarysowanie. Niezbędną powierzchnię zbrojenia należy wówczas wyznaczać z zależności:

$$A_{s,\min} \sigma_{s,\lim} = k_c k_f f_{ct,eff} A_{ct} \quad (51)$$

gdzie:

- A_{ct} – minimalne pole przekroju strefy rozciąganej betonu, za strefę rozciąganą uważa się tę część przekroju, która wg obliczeń jest rozciągana tuż przed pojawieniem się pierwszej rysy; można przyjmować $A_{ct} = A_{ct,eff} = h_{c,ef} \cdot b$; jako wysokość $h_{c,ef}$ przyjmuje się wartość mniejszą z $2,5(h - d_s)$ i $(h - x_{II})/3$, albo mniejszą z $2,5(h - d_s)$ i $h/2$,
- $\sigma_{s,\lim}$ – maksymalne dozwolone naprężenie w zbrojeniu, zależne od dopuszczalnej szerokości rysy i średnicy prętów; można przyjmować wartości podane w tablicach 7.2N i 7.3N normy [100],
- k – współczynnik zależny od wpływu nierównomiernych, samorównoważących się naprężeń, które prowadzą do zmniejszenia sił od odkształceń wymuszonych; dla płyt należy przyjmować wartość 0,65,
- k_c – współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju w chwili bezpośrednio poprzedzającej zarysowanie oraz od zmian ramienia sił wewnętrznych; przy zginaniu i równoczesnym działaniu siły podłużnej, w przekrojach prostokątnych należy przyjmować wartość:

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_N}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ct,eff}} \right) \quad \text{lecz nie więcej niż } 1,0 \quad (52)$$

gdzie:

- σ_N – średnie naprężenie w przekroju betonowym, równe $N_{Ed}/(bh)$,

- N_{Ed} – siła podłużna w stanie granicznym użyteczności (przy ścisaniu dodatnia), uwzględniająca charakterystyczne wartości siły sprężającej i sił podłużnych od odpowiedniej kombinacji oddziaływań,
- k_1 – współczynnik zależny od wpływu siły podłużnej na rozkład naprężeń, równy 1,5 jeśli N_{Ed} jest siłą ścisającą,
- h^* – przyjmuje wartość h dla $h < 1,0$ m.

Płyty płaskie

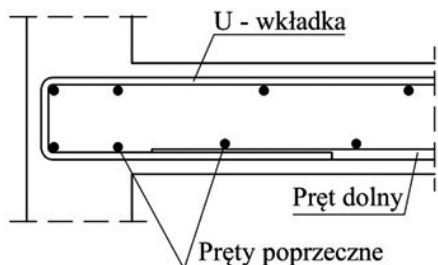
Wszystkie płyty płaskie powinny mieć zbrojenie minimalne nad słupami w celu rozłożenia zarysowań. Przekrój poprzeczny takiego zbrojenia powinien być nie mniejszy niż 0,075% przekroju betonowego brutto ($0,00075bd_s$). Zbrojenie to należy rozmieszczać na szerokości $h_c + 3h$ (gdzie h_c jest szerokością słupa, a h grubością płyty). Zbrojenie trzeba układać możliwie najbliżej górnej powierzchni płyty, z uwzględnieniem wymaganej otuliny betonowej i położenia cięgien. Zbrojenie powinno mieć długość sięgającą min. 20% rozpiętości przęsła w każdym kierunku, lub nie mniejszą niż wynika ze szczegółowych obliczeń. Maksymalny rozstaw prętów nie powinien przekraczać 300 mm.

W środkowych strefach przęsła płyt płaskich sprężonych cięgnami bez przyczepności minimalna powierzchnia zbrojenia dolnego powinna wynikać z podrozdziału 8.41, a zbrojenie obejmować strefę środkową oddaloną o 20% rozpiętości od linii środkowych słupów i być przedłużone o długość zakotwienia prętów z każdej strony. Rozstaw prętów nie powinien przekraczać 3 grubości płyty i 500 mm.

Dodatkowo, we wszystkich obszarach wypukłych momentów płyt płaskich (rys. 4.1 w podrozdz. 4.1), należy stosować zbrojenie górne o minimalnej powierzchni $0,001bd_s$. Rozstaw prętów nie powinien przekraczać 500 mm.

Krawędź płyty

Wzdłuż krawędzi wszystkich płyt należy dodatkowo lokować zbrojenie krawędziowe. Powinno ono obejmować U-kształtne wkładki połączone minimum z dwoma podłużnymi prętami górnymi i dwoma dolnymi (rys. 8.3). Dodatkowo, trzeba zapewnić zbrojenie w niesprężonych obszarach trójkątnych pomiędzy zakotwieniami, zgodnie z podrozdziałem 9.4.



Rys. 8.3. Zbrojenie krawędzi płyty (rys. aut.)

8.5. UGIĘCIA

Ugięcia płyty nie powinny negatywnie wpływać na wygląd bądź jakość konstrukcji stropu. Ich ograniczanie, oprócz wyglądu, wynika przede wszystkim z bezpieczeństwa uszkodzenia innych, przylegających elementów konstrukcyjnych czy elementów wykończenia (np. warstw wykończeniowych, ścianek działowych, elewacji szklanych). Z tego względu konieczne jest ograniczanie zarówno ugięć chwilowych (powstałych po przyłożeniu obciążenia krótkotrwałego), jak i ugięć trwałych. Aktywne zbrojenie w postaci sprężenia w prosty sposób pozwala na regulowanie ugięcia natychmiastowego, powstałego po wykonaniu konstrukcji. Poziomy składnik sprężenia eliminuje zarysowanie przekrojów, powodując wzrost ich sztywności w stosunku do przekrojów zarysowanych. Wzrost ten skutecznie eliminuje problem ugięć chwilowych pod obciążeniem zmiennym, zwłaszcza w budynkach użyteczności publicznej, gdzie obciążenia zmienne nie są duże w stosunku do obciążeń stałych. Problemem, zwłaszcza w cienkich i smukłych płytach, są reologiczne przyrosty ugięć w czasie. Kontroli powinno zatem podlegać trwałe ugięcie płyty uwzględniające efekty reologiczne.

W ogólnym przypadku, zgodnie z Eurokodem 2 [100] – tablica 8.5, całkowite ugięcie płyty pod obciążeniem długotrwałym, uwzględniające składniki reologiczne, nie powinno przekraczać wartości $L/250$, natomiast ugięcie powstałe od chwili ukończenia konstrukcji przekraczać $L/500$. Do problemu nieco mniej rygorystycznie podchodzi obowiązująca równocześnie z Eurokodem 2 norma krajowa [98], ograniczając tylko ugięcia całkowite. Dla rozpiętości $L > 7,5$ m ugięcie nie powinno przekraczać wartości $L/250$.

Jeszcze inaczej dopuszczalne ugięcia definiują norma amerykańska [3] oraz brytyjska [17], które wartość ugięcia dopuszczalnego uzależniają zarówno od przeznaczenia płyty (strop bądź stropodach), jak i od odkształcalności spoczywających na płytach elementów (tablica 8.5).

Poniżej opisano kilka metod wyznaczania ugięć płyt zarówno jedno- jak i dwukierunkowych. Bez względu na to, która metoda zostanie wykorzystana, należy mieć na uwadze, że precyzyjne oszacowanie ugięć płyt kablobetonowych jest trudne. Liczne badania wskazują na duże rozrzuty w ugięciach identycznych płyt wykonywanych w podobnych warunkach [63]. W szacowaniu ugięć niezwykle istotne jest prawidłowe przyjęcie modułu sprężystości betonu. W obliczeniach zazwyczaj przyjmuje się wartość modułu definiowaną przez normę dla programowanej klasy betonu. Silna zależność modułu sprężystości od jakości kruszywa (patrz podrozdz. 2.1.3) powoduje duże rozrzuty tej wartości. Powszechnie akceptuje się wartości odbiegające o 20% w dół lub w górę od wartości normowej dla danej klasy.

Drugim czynnikiem wpływającym niekorzystnie na dokładność przewidywania ugięć jest rozbieżność w wartości modułu sprężystości w naturalnej konstrukcji od

wartości wyznaczonej na próbkach walcowych. W wielu pracach wykazano (np. [133, 148]), że wartość modułu w konstrukcji nie przekracza 80% wartości uzyskanej na próbkach.

Tablica 8.5

Graniczne wartości ugięć [142, 143]

Norma	Typ elementu	Wartość graniczna	Uwagi
PN EN 1992-1-1 [100]	wszystkie	L/250 L/500	ugięcie pod działaniem obciążeń quasi-stałych ugięcie pod działaniem obc. quasi-stałych powstałe po ukończeniu konstrukcji
PN-B- 03264 [98]	plyty stropów i stropodachów	L/200 dla $L \leq 6,0$ m 30 mm dla $6,0 < L \leq 7,5$ m L/250 dla $L > 7,5$ m	ugięcie pod działaniem obciążeń długotrwałych
ACI318 [3]	stropodachy przy braku warstw i elementów wykończenia plyty stropowe przy braku warstw i elementów wykończenia stropy i stropodachy z kruchymi elementami wykończenia stropy i stropodachy z odkształcalnymi elementami wykończenia	L/180 L/360 L/480 L/240	ugięcie krótkotrwałe pod całkowitym obciążeniem ugięcie występujące po instalacji elementów wykończenia
BS8110 [17]	wszelkie widoczne elementy konstrukcyjne stropy i stropodachy z kruchymi elementami wykończenia stropy i stropodachy z odkształcalnymi elementami wykończenia	L/250 mniejsza z wartości L/500 i 20 mm mniejsza z wartości L/350 i 20 mm	ugięcie całkowite ugięcie występujące po instalacji elementów wykończenia

Uwzględniając obydwie wymienione czynniki, zaleca się przyjmować w obliczeniach ugięć sprężystych moduł sprężystości betonu nie większy niż 0,8 wartości definiowanej normą [100] (uwzględniając dodatkowo zniżenie lub wzrost modułu z uwagi na rodzaj zastosowanego kruszywa – patrz podrozdz. 2.1.3) lub wartości uzyskanej z badań próbek walcowych $\phi 150 \times 300$ mm. Takie założenie służyło też szacowaniu ugięć w badaniach i projektach autora, opisanych w podrozdziałach 12 i 13.

8.5.1. Płyty jednokierunkowe

O ile dobrze oszacowane zostaną obciążenia oraz parametry sprężyste betonu i warunki podparcia, przewidzenie ugięcia krótkotrwałego dla płyt jednokierunkowych nie nastęrcza większych trudności. Przy jednoznacznych warunkach brzegowych i elementach jednoprzęsłowych ugięcia takich płyt można wyznaczać z klasycznych wzorów wyprowadzonych z zależności krzywizny i momentu zginającego, które przyjmują postać:

$$\text{dla przęsła wolnopodpartego} \quad u = 5qL^4/(384EI) \quad (53)$$

$$\text{dla przęsła zamocowanego na końcach} \quad u = qL^4/(384EI) \quad (54)$$

$$\text{dla wspornika} \quad u = qL^4/(8EI) \quad (55)$$

W przypadku elementów wieloprzęsłowych i niejednoznacznej sztywności podparcia (częściowe zamocowanie) przydatne może być modelowanie płyt jednowymiarowymi układami belkowymi i ramowymi.

8.5.2. Płyty dwukierunkowe

Z uwagi na trójwymiarową naturę oraz różnice w układach sprężenia w obydwu kierunkach, precyzyjne oszacowanie ugięcia w płytach dwukierunkowych jest znacznie trudniejsze niż w jednokierunkowych. Ponadto, w przypadku oparcia płyt na belkach, całkowite ugięcie płyty jest uzależnione również od ugięcia belek. W takich przypadkach płyty należy każdorazowo rozważać jako dwukierunkowe, zawierające jednokierunkowe belki.

Klasyczna teoria płyt

Ugięcie płyt kwadratowych lub prostokątnych o krawędziach podpartych prze-gubowo lub zamocowanych można wyznaczać z równania klasycznej teorii płyt.

Ugięcie maksymalne płyty prostokątnej o wymiarach rzutu $L_1 \times L_2$ (gdzie $L_2 > L_1$) obciążonej równomiernie wynosi:

$$u = \alpha_1 q L_1^4 / B \quad (56)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &- \text{współczynnik zależny od stosunku rozpiętości,} \\ B &- \text{szywność płyty przy zginaniu} = (Eh^3)/[12(1 - \nu^2)] \end{aligned} \quad (57)$$

Dla obciążenia skupionego Q w środku rozpiętości:

$$u = \alpha_1 Q L_1^3 / B \quad (58)$$

Wartości współczynnika α_1 , dostarczone przez Timoschenkę i Woinowsky'ego-Kriegera [149] dla różnych warunków brzegowych, zamieszczono w tabelicy 8.6. Niestety, najczęstszym przypadkiem w konstrukcjach budynków są bardziej złożone warunki brzegowe (pomiędzy zamocowaniem przegubowym, a sztywnym podparciem). Podane rozwiązania dla prostych warunków podparcia są jednak przydatne w opisaną dalej metodzie ramy i płyty.

Tablica 8.6

Wartości współczynników α_1 i α_2 dla przęseł prostokątnych, wg [149]

L_2/L_1	α_1 Krawędzie zamocowane, obciążenie jednorodne	α_1 Krawędzie wolnopodparte, obciążenie jednorodne	α_2 Krawędzie wolnopodparte, obciążenie skupione w punkcie środkowym	α_2 Przęsło wewnętrzne, obciążenie jednorodne
1,0	0,00126	0,00406	0,01160	0,00581
1,1	0,00150	0,00484	0,01265	0,00713
1,2	0,00172	0,00564	0,01353	0,00888
1,3	0,00191	0,00638	0,01422	0,01105
1,4	0,00207	0,00705	0,01484	0,01375
1,5	0,00220	0,00772	0,01530	0,01706
1,6	0,00230	0,00830	0,01570	0,02150
1,7	0,00238	0,00883	0,01600	0,02664
1,8	0,00245	0,00931	0,01620	0,03254
1,9	0,00249	0,00974	0,01636	0,03623
2,0	0,00254	0,01013	0,01651	0,04672

Timoshenko i Woinowsky-Krieger przeprowadzili również analizę wewnętrznego przęsła płyty płaskiej. Zakładając, że słupy zapewniają wyłącznie podparcie

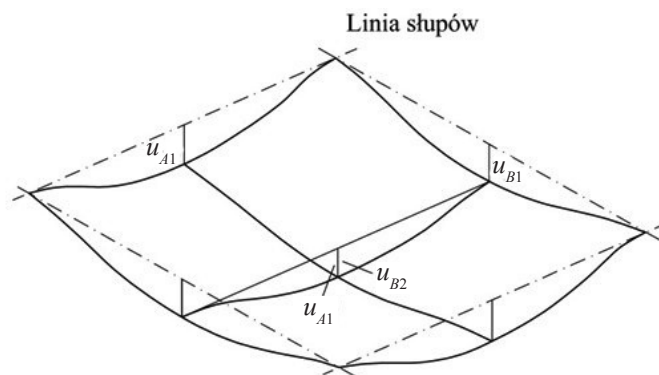
punktowe, ugięcie środka przęsła pod obciążeniem równomiernie rozłożonym wynosi:

$$u = \alpha_2 q L_1^4 / B \quad (59)$$

gdzie α_2 jest współczynnikiem wg tablicy 8.6.

Metoda belek poprzecznych

Istnieje kilka metod obliczeniowych traktujących płytę jako dwa prostopadłe zestawy belek. Najbardziej rozpowszechnioną z nich opisano w pracy [114]. Pasy płyty w każdym kierunku traktowane są jako belki, a ugięcie środka płyty jest sumą ugięcia środka rozpiętości pasa słupowego i środka rozpiętości prostopadłego do niego pasa przęsłowego (rys. 8.4). Belki biegnące wzdłuż linii słupów mogą być potraktowane jako belki o zastępczych własnościach pasów słupowych. Ich ugięcie można w prosty sposób wyliczyć, stosując reguły dla elementów jednokierunkowych podane w podrozdziale 8.5.1.



$$\text{Ugięcie środka rozpiętości: } u = u_{A1} + u_{A2} = u_{B1} + u_{B2}$$

Rys. 8.4. Metoda poprzecznych belek (rys. aut.)

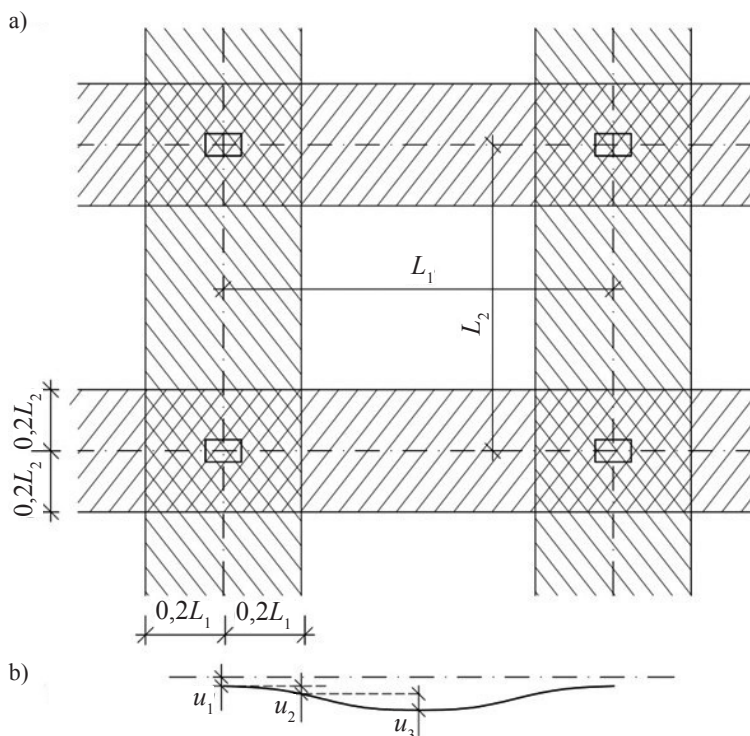
Trudności w obliczeniach może jednak przysporzyć właściwy rozdział obciążenia pomiędzy zastępcze belki. Zwykle pasy (belki) w liniach słupów przenoszą większy moment zginający, niż te w środku przęsła. Jeśli analiza ugięć została poprzedzona analizą momentów zginających, znane wartości momentów można wprost wykorzystać do wyznaczenia ugięcia belek. W przypadku, gdy znane jest jedynie średnie obciążenie na płytę, powinno ono zostać właściwie rozłożone. Dla płyt żelbetowych, norma ACI 318 [3] uznaje, iż pasy słupowe przenoszą 1,2 średniego obciążenia,

natomiast pasy przeszłowe 0,8. Jeśli nie istnieją dokładniejsze informacje, podobny stosunek rozdziału można zastosować do płyt kablobetonowych. Jest to wystarczająca dokładność przy założeniu, że obciążenie rozłożone jest równomiernie na długości każdego pasa, zaniehbując redukcję obciążenia w wyniku jego rozdziału w miejscach krzyżowania się pasów.

Ta uproszczona metoda nie gwarantuje ścisłego rozwiązania, jednak daje dobre oszacowanie ugięcia w płaskich płytach kablobetonowych, co wykazano w pracy [114].

Metoda ramy i płyty

Jest to metoda bardzo podobna do poprzedniej, lecz wymagająca precyzyjniejszego rozeznania dwukierunkowego zachowania środkowego obszaru przeszła. Porównanie z wynikami badań sugeruje, że metoda ta delikatnie niedoszacowuje ugięcia [108]. Podobnie jak w metodzie poprzecznych belek, płyta jest dzielona na pasy wzdłuż linii słupów (rys. 8.5a). Szerokość każdego pasa słupowego przyjmuje się tak, aby linie ograniczające odpowiadały liniom przegięcia przeszł. Prostokąt-



Rys. 8.5. Metoda ramy i płyty: a) podział płyty na pasy słupowe i panel środkowy, b) przekrój przez płytę w środku rozpiętości, pokazujący składniki ugięcia [63]

ne pole płyty ograniczone pasami słupowymi traktowane jest jako sprężysty panel podparty przegubowo na krawędziach. Każdy pas słupowy ma za zadanie przenieść równomiernie rozłożone obciążenie od ciężaru własnego i zalegających na nim obciążeń oraz dodatkowe obciążenia liniowe przyłożone na krawędziach i pochodzące od wspartego na nim panelu środkowego. Całkowite ugięcie środka płyty jest wtedy wyznaczane jako suma trzech składników (rys. 8.5b):

- ugięcia środka linii pomiędzy słupami u_1 , wyznaczonego z teorii sprężystości belek,
- ugięcia krawędzi pasa słupowego względem linii słupów u_2 ,
- ugięcie panelu środkowego pomiędzy pasami słupowymi u_3 , wyznaczonego z równań (56) i (58).

Metoda elementów skończonych

Szeroko dostępne obecnie pakiety oprogramowania, bazujące na metodzie elementów skończonych, czynią generowanie modeli obliczeniowych i analizę statyczną, czy to elementów płytowych czy zastępczych ram i rusztów, względnie prostą i szybką. Trudności w doborze odpowiednich warunków brzegowych poszczególnych przęseł wymagają jednak budowania modeli całych płyt lub odpowiednio dużych ich fragmentów. W celu uzyskania wiarygodnych wyników wymagany model MES musi być więc obszerniejszy, co generuje pewne koszty projektu. Pomimo pewnych wad, uniwersalność oprogramowania opartego na metodzie elementów skończonych uczyniła tę metodę obecnie wiodącą w projektowaniu kablobetonowych stropów.

8.5.3. Ugięcia długotrwałe

O poprawności pracy stropów decydują ugięcia trwałe i one powinny być przedmiotem kontroli. O ile trudne, ale możliwe z dokładnością do 20–30%, jest oszacowanie ugięcia doraźnego płyty kablobetonowej, o tyle niemożliwe jest dokładne oszacowanie ugięcia trwałego (nawet przy pomierzonym ugięciu doraźnym). Dzieje się tak z powodu trudności w oszacowaniu reologicznego zachowania betonu, które uwarunkowane jest wieloma czynnikami zarówno materiałowymi, jak i środowiskowymi. Każdorazowa ocena ugięcia trwałego ma więc charakter mocno szacunkowy.

Spodziewane ugięcie trwałe wyznaczać można redukując w analizie ugięcia wartość doraźnego modułu sprężystości E_{cm} do wartości efektywnej $E_{c,eff}$, zgodnie z zależnością:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (60)$$

gdzie $\phi(t, t_0)$ jest współczynnikiem pełzania określonym dla rozważanego czasu obciążenia i czasu t . Biorąc pod uwagę, że zjawiska reologiczne w betonie zanikają po około 30 latach, w rozważaniach można przyjmować $t = \infty$.

Przybliżoną metodę szacowania ugięcia trwałego dostarcza *U. K. Concrete Society*. Zgodnie z kilkakrotnie uaktualnianymi zaleceniami [151–155], ugięcie trwałe można wyznaczać wykorzystując ugięcie obliczone w analizie sprężystej oraz współczynnik uwzględniający efekty długotrwałe, zgodnie z tablicą 8.7.

Tablica 8.7

Współczynnik ugięcia trwałego szacowanego
bazując na ugięciu sprężystym, wg [152]

Obciążenie	Współczynnik efektów długotrwałych
Stałe	3,0
Sprężenie	3,0
Zmienne	1,5

8.6. DRGANIA

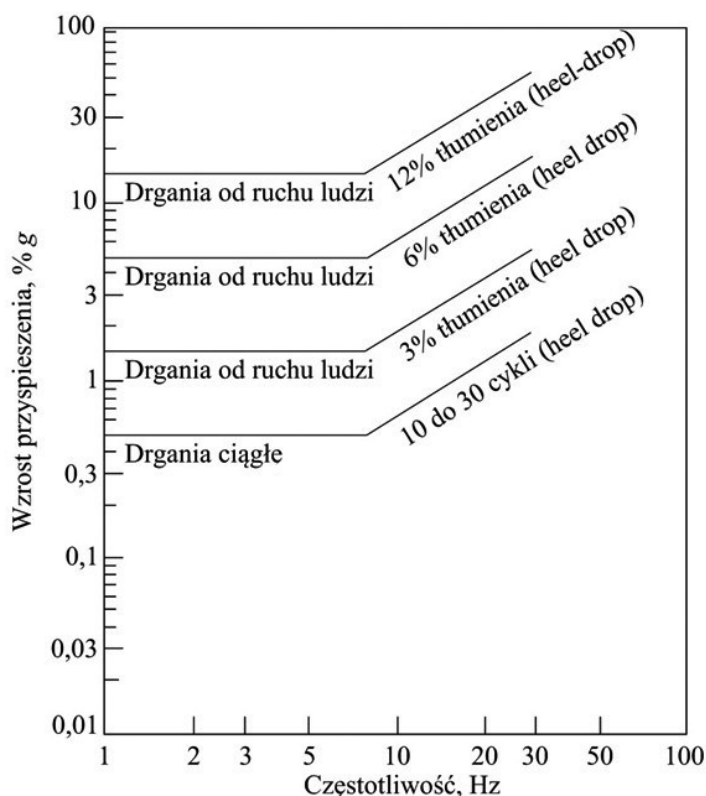
Drgania są znanym od dawna problemem w użytkowaniu stropów o lekkiej konstrukcji, drewnianej czy stalowo-betonowej. Obecnie problem ten coraz częściej nabiera znaczenia również przy cięższych stropach betonowych, szczególnie tych o dużych rozpiętościach i wysokich smukłościach. Geneza problemu tkwi przede wszystkim w drganiach (generowanych przez ruch ludzi) i ich wpływie na komfort użytkownika obiektu.

Przeważająca większość stropów kablobetonowych nie generuje problemów z drganiami, a ich właściwości dynamiczne są znacznie lepsze w porównaniu z innymi konstrukcjami. Problem dotyczy głównie cienkich płyt o dużych rozpiętościach i smukłościach. W przypadku takich stropów, każdorazowo należy przeprowadzać uproszczone oszacowania pokazujące rząd wielkości drgań. Jeśli takie obliczenia wykażą niepokojące rezultaty, należy przeprowadzić dokładniejsze analizy.

W ocenie dynamicznych własności stropów istotne są zarówno częstość jak i amplituda drgań. Amplituda jest zwykle wyrażana jako wzrost przyspieszenia, chociaż czasami używane są inne miary, takie jak prędkość czy przemieszczenie. Ponieważ bardziej uciążliwe dla ludzi są niskie częstości drgań, dlatego większe przyspieszenia przy wyższych częstościach są akceptowalne.

Powszechnym sposobem oceny drgań stropu w większości budynków jest wykorzystanie skali odczuwalności. Skale te są przydatne przy najbardziej konwencjonalnych formach użytkowania budynków (biura, apartamenty, itd.). Jednakże, dla pomieszczeń o szczególnym przeznaczeniu, w których nie dopuszcza się drgań, konieczne może okazać się spełnienie ostrzejszych wymagań.

Jedną z najbardziej przydatnych skali odczuwalności (rys. 8.6) podaje norma kanadyjska CAN3-S16.1-M89 [20]. Prezentowany na rysunku 8.6 nomogram zawiera zestaw krzywych odczuwalności odpowiadających różnym typom wzbudzenia i poziomom tłumienia. Wartości pośrednie tłumienia można uzyskać za pomocą interpolacji. Powyżej 8 Hz linie wznoszą się ku górze, wskazując na większą tolerancję człowieka na drgania o wyższych częstotliwościach. Dla danego stropu należy wyznaczyć punkt na wykresie odpowiadający częstości drgań własnych oraz przyspieszeniu szczytowemu. Jeśli wyznaczony punkt leży powyżej stosownej krzywej, oznacza to, iż drgania są zbyt duże. Wykres opisany jako *drgania ciągle* służy ocenie drgań trwałych dla minimum 10 cykli, podczas gdy krzywa oznaczona jako *drgania*



Rys. 8.6. Skala odczuwalności drgań CSA (*heel-drop* – opis w tekście) [63]

od ruchu ludzi służy ocenie akceptowalności drgań opartej na wartości szczytowego przyspieszenia wywołanego w *heel-drop test* (wzbudzenie polegające na cyklicznym opadaniu pięt do podłogi ze stania na palcach, przeprowadzane przez człowieka o średniej wadze [10]).

Prezentowane na rysunku 8.6 krzywe odczuwalności utworzono dla stosunkowo łagodnych warunków użytkowania (np. biura), gdzie przebywający ludzie mogą zauważać niewielkie drgania. Przy bardziej dynamicznych obciążeniach, do jakich dochodzi np. na parkingach czy w centrach handlowych, Pernica i Allen [96] zalecają zwiększenie wartości przyspieszenia szczytowego 3-krotnie.

W celu dynamicznej oceny stropu przy użyciu prezentowanej skali, niezbędne jest oszacowanie częstości drgań własnych i charakterystyk tłumienia stropu oraz jego odpowiedzi na ruch ludzi lub wzbudzenie *heel-drop*. Podczas gdy wszystkie te parametry są łatwe do określenia doświadczalnego, bywają trudne do precyzyjnego określenia na etapie projektowania. Kilka dostępnych metod ich określania przedstawiono w dalszej części tego punktu.

Relacja pomiędzy częstością drgań własnych, a amplitudą drgań jest dosyć złożona. Płyty o wysokim stosunku masy do sztywności mają niskie częstości drgań własnych, dlatego w ich przypadku wysoce prawdopodobny jest rezonans z częstością poruszających się ludzi. Jednak takie płyty mają zazwyczaj wysokie wartości przekrojowych momentów bezwładności, co oznacza, iż dane obciążenie będzie wywoływało mniejszą odpowiedź stropu niż w sztywniejszej, lecz lżejszej konstrukcji. Z tego względu oszacowanie częstości drgań własnych jest niezbędnym elementem każdej oceny dynamicznej stropu, lecz samo nie jest wystarczające. Przykładowo Wyatt [162] wyróżnia dwie kategorie płyt stropowych w zależności od tego, czy częstość drgań własnych jest poniżej, czy powyżej trzeciej harmonicznej częstości chodu ludzkiego (przyjmowanej około 2 Hz). Dla płyt o częstościach drgań własnych powyżej tej wartości, problem drgań jest ciągle aktualny, jednak mogą one wystąpić raczej przez nagłe przyłożenie obciążenia, a nie przez rezonans, co jest mniej niebezpiecznym zjawiskiem.

8.6.1. Określenie częstości drgań własnych

Istnieje kilka uproszczonych metod szacowania częstości drgań własnych płyt, jednak porównania z wynikami pomiarów pokazują, że większość z nich niedoszacowuje wartości. Niedoszacowanie częstości drgań własnych, w przeciwieństwie do przeszacowania, jest jednak bezpieczne. Dopuszczalne jest więc, w pierwszej ocenie własności dynamicznych, stosowanie metod uproszczonych. Bardziej wyrafinowane analizy, oparte na metodzie elementów skończonych, mogą być konieczne dopiero wtedy, gdy wyniki uzyskane z metody uproszczonej będą oscylować blisko wartości niebezpiecznych.

Podobnie jak w przypadku ugięcia, zachowanie się płyt opartych na belkach jest zupełnie odmienne, niż płyt opartych na niepodatnych podporach. Ponieważ belki w płytach kablobetonowych są zwykle bardzo szerokie i niskie, nie zapewniają wystarczającej sztywności, żeby mogły być traktowane jako podpory. Dlatego rozważa się alternatywne formy drgań: lokalne zginanie płyty w krótszym kierunku (prostopadłym do belek) oraz zginanie całej płyty razem z belkami w dłuższym kierunku (w kierunku belek) [94]. Bez przeprowadzenia obliczeń, jednoznaczne określenie, który typ drgań wystąpi, jest trudne. Dlatego przy sprawdzaniu częstości drgań własnych dla obu form drgań niezbędne jest za każdym razem rozważanie układu płyto-belkowego, przy założeniu jednokierunkowej pracy stropu w każdym kierunku, analizując:

- pas płyty o szerokości jednego metra rozpięty pomiędzy belkami, przy założeniu niezmiennego położenia belki,
- przekrój teowy wraz ze współpracującym pasem płyty, rozpięty pomiędzy słupami; szerokość współpracującej płyty należy dobrać zgodnie z [100].

Podstawowym i dominującym typem drgań będzie ten o niższej częstości drgań własnych.

Metoda ram zastępczych

Metoda ram zastępczych jest szeroko stosowana do stropów zespolonych i może być wykorzystywana do płyt o działaniu jednokierunkowym. Fragment płyty traktowany jest jako wolnopodparta belka o długości L , poddana działaniu obciążenia stałego na jednostkę długości q . Częstość drgań f_0 jest wówczas wyznaczana z zależności:

$$f_0 = (\pi/2)[(E_c I_c g)/(gL^4)]^{0,5} = 0,18(g/u)^{0,5} \quad (61)$$

gdzie:

- g – przyspieszenie ziemskie (9,81 m/s²),
- u – ugięcie w wyniku obciążeń stałych i zmiennych (bez sprzężenia).

W wyniku założenia przegubowego podparcia na końcach elementów, w płytach zawierających kilka ciągłych przęseł równanie (61) będzie niedoszacowywać częstości drgań. Aby uwzględnić efekt ciągłości zaleca się zredukowanie o 10% długości przęsła L , podstawianej do równania (61), co daje zwiększenie częstości drgań o 24%. Chociaż efekt uciąglenia przęseł odgrywa znaczną rolę w częstości drgań własnych [22], jego uwzględnienie przez redukcję rozpiętości przęsła może czasami być niewystarczające do prawidłowego oszacowania częstości drgań, która będzie dalej niedoszacowana.

Płyty dwukierunkowe

The U. K. Concrete Society [153] proponuje procedurę oceny drgań płyt dwukierunkowych, która zakłada, że płyta drga w dwóch różnych formach niezależnie w dwóch kierunkach. Częstość drgań własnych niższego rzędu w każdym kierunku jest obliczana z wykorzystaniem procedury dla belek zmodyfikowanej do dwukierunkowej, ciągłej na krawędziach przęsła płyty. Z tego względu podano poniżej równania dla płyt uźebrowanych, pomimo że takie płyty są zwykle uważane za elementy jednokierunkowe. Wobec tego, płyty takie mogą być analizowane zarówno z wykorzystaniem procedury dla zastępczej belki, jak i podanej poniżej zmodyfikowanej wersji dla płyty dwukierunkowej.

Podane równania mają zastosowanie do dwukierunkowych płyt ciągłych. Równania (62) do (65) i (68) dotyczą drgań płyty w kierunku x . Charakterystyki dla kierunku y można wyznaczyć zamieniając w równaniach indeksy x i y .

Efektywny współczynnik proporcji przęsła płyty określono jako:

$$\lambda_x = (n_x L_x / L_y) [I_y / I_x]^{0,25} \quad (62)$$

gdzie:

- I_x, I_y – momenty bezwładności odpowiednio w kierunku x i y ,
- L_x, L_y – rozpiętości przęsła w odpowiednich kierunkach,
- n_x, n_y – liczba przęsła w poszczególnych kierunkach.

Równania (63) i (64) służą do obliczenia współczynnika korekcyjnego k_x :

$$\text{dla płyt pełnych lub kasetonowych:} \quad k_x = 1 + (1/\lambda_x^2) \quad (63)$$

$$\text{dla płyt uźebrowanych:} \quad k_x = 1 + [(1/\lambda_x^4)]^{0,5} \quad (64)$$

Dla płyt z belkami w liniach słupów częstość drgań własnych wynosi wówczas:

$$f'_x = (k_x \pi / 2) \left[(E_c I_y g) / (q L_y^4) \right]^{0,5} = 0,18 k_x (g / u_y)^{0,5} \quad (65)$$

gdzie:

- q – całkowite obciążenie równomierne na jednostkę powierzchni płyty,
- u_y – ugięcie pasa o szerokości 1 m biegnącego w kierunku y .

W płytach bez belek częstość wyznaczoną z równania (65) należy zmodyfikować, wyznaczając częstość f_y . W płytach pełnych lub kasetonowych:

$$f_b = \frac{(\pi/2) \left[(E_c I_y g) / (q L_y^4) \right]^{0,5}}{\left[1 + (I_x L_y^4) / (I_y L_x^4) \right]^{0,5}} = \frac{0,18 (g / u_x)^{0,5}}{\left(1 + \frac{u_y}{u_x} \right)^{0,5}} \quad (66)$$

gdzie:

u_x – ugięcie pasa w kierunku x , o szerokości 1 m.

Dla płyt uźebrowanych:

$$f_b = \frac{(\pi/2) \left[(E_c I_x g) / (q L_y^4) \right]^{0,5}}{\left\{ 1 + \left[(I_x L_y^4) / (I_y L_x^4) \right]^{2/3} \right\}^{3/4}} = \frac{0,18 (g / u_x)^{0,5}}{\left(1 + \left(\frac{u_y}{u_x} \right)^{2/3} \right)^{0,75}} \quad (67)$$

Ostateczna wartość częstotności drgań własnych jest równa:

$$f_x = f'_x - (f'_x - f_b) \left[1 / n_x + 1 / n_y \right] / 2 \quad (68)$$

Porównanie wyników z wartościami pomiarów sugeruje, iż opisana metoda niedoszacowuje częstotności drgań, czasami nawet o 50% [158]. Niemniej jednak, jest to bardzo przydatna i prosta metoda oszacowania rzędu wielkości częstotności drgań własnych. Podobnie jak w przypadku ugięcia, dokładniejsze rezultaty można osiągnąć wykonując model MES większego fragmentu stropu.

8.6.2. Tłumienie

Tłumienie jest zbiorowym określeniem używanym do opisanego kompletu mechanizmów rozpraszania energii w drgającej konstrukcji. Pewna część tłumienia jest wrodzoną właściwością materiału, z którego zbudowano konstrukcję. Znaczący udział w tłumieniu drgań mają również elementy niekonstrukcyjne, takie jak warstwy wykończeniowe, umeblowanie, a nawet sami użytkownicy budynku. W ten sposób niemożliwe jest obliczeniowe określenie tłumienia, które może wystąpić na stropie. Zamiast tego, zaleca się przyjmowanie wartości, które są średnimi z licznych pomiarów.

Tłumienie jest zwykle wyrażane jako procent nominalnej wartości krytycznej, która spowoduje całkowite ustanie drgań w jednej połowie cyklu. Dla płyt kablobetonowych zaleca się przyjmowanie następujących wartości:

- w przypadku gołej płyty: 2–3%,
- w przypadku płyty ze ślepą podłogą, sufitem, urządzeniami, umeblowaniem: 4–6%,
- w przypadku płyty obciążonej ściankami działowymi o wysokości pełnej kondygnacji: 5–8%.

Podane wartości są typowe dla wielu powszechnie stosowanych stropów. Czasami stropy mogą wykazywać mniejsze tłumienie, jednak projektowanie na niższe wartości byłoby nadmiernie bezpieczne dla zdecydowanej większości stropów i prowadziłyby do problemów z obliczeniowym zapewnieniem komfortu użytkownika pomieszczeń na stropie.

8.6.3. Przewidywanie odpowiedzi stropu na drgania wywołane ich użytkowaniem

Przewidzenie przyspieszenia szczytowego stropu jest jeszcze bardziej problematyczne, niż ocena częstości drgań własnych. Dla płyt jednokierunkowych możliwe jest zastosowanie założeń zalecanych przez *Canadian Standards Association (CSA)* dla płyt zespolonych, w których, w połączeniu ze skalą odczuwalności pokazaną na rysunku 8.6, używa się wyznaczonego w *heel-drop test* przyspieszenia szczytowego. Dla płyt dwukierunkowych obliczenie przyspieszenia jest zbyt podatne na błędy. Dlatego też zakres odpowiedzi wyznacza się wykorzystując empiryczny współczynnik odpowiedzi.

Metoda CSA

CSA jest przybliżoną metodą obliczania odpowiedzi jednokierunkowych płyt na obciążenie *heel-drop*. Zakłada ona, że test *heel-drop* dostarcza nagłego impulsu H , który prowadzi do przyspieszenia a_0 określonego równaniem:

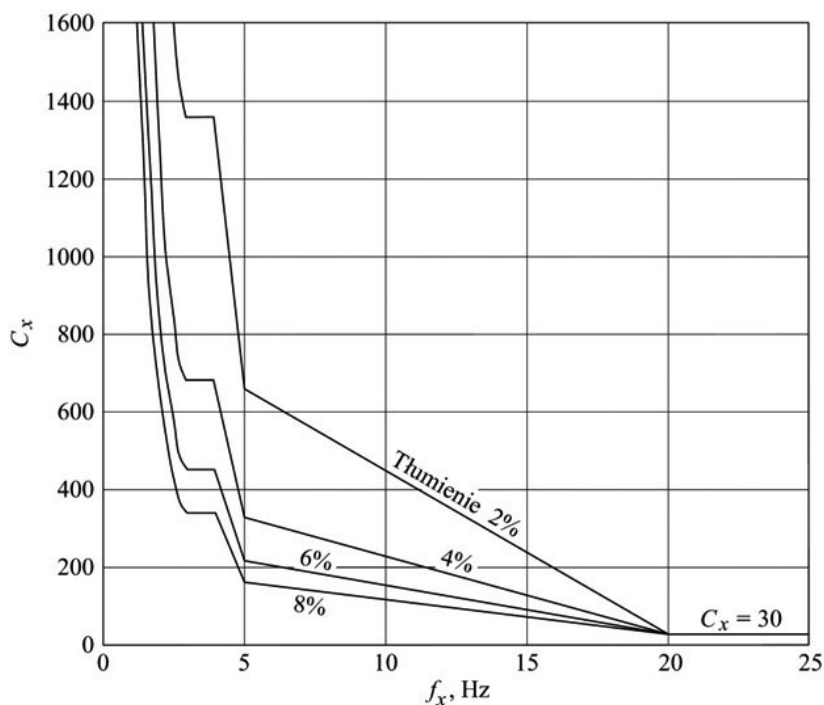
$$a_0 = 2\pi f_0 Hg/W_0 \quad (69)$$

gdzie W_0 jest wagą prostego oscylatora, mającego podobne charakterystyki dynamiczne jak płyta. Wartość ta zależy od szerokości płyty, która bierze udział w odpowiedzi oraz od postaci drgań. Zwykle zakłada się, że szerokość płyty równa się około 40 grubościom, a postać drgań ma kształt sinusoidalny. Można wtedy wykazać, że waga oscylatora wynosi około 0,4 całkowitego obciążenia działającego na strop. Po uwzględnieniu podanych wartości, równanie (69) przyjmuje postać:

$$a_0 = \pi f_0 Hg/8qLh \quad (70)$$

gdzie h oznacza grubość płyty. Dla płyt uźebrowanych lub kasetonowych należy przyjmować h jako grubość płyty o pełnym przekroju, o tym samym momencie bezwładności co przekrój uźebrowany. Wartość impulsu *heel-drop* należy przyjmować jako równą 70 Ns.

Znając wartość przyspieszenia szczytowego oraz częstość drgań i tłumienie można ocenić odczuwalność drgań, z rysunku 8.6. Najpierw oblicza się dwa bezwymiarowe współczynniki odpowiedzi N_x i C_x .



Rys. 8.7. Zmiana współczynnika odpowiedzi C_x w zależności od częstości drgań własnych f_x (równanie (73) [63])

Dla płyt pełnych i kasetonowych:

$$N_x = 1 + (0,5 + 0,1 \log_e \zeta) \lambda_x \quad (71)$$

dla płyt uźebrowanych:

$$N_x = 1 + (0,65 + 0,1 \log_e \zeta) \lambda_x \quad (72)$$

gdzie ζ jest ułamkiem tłumienia krytycznego, omówionym w podrozdziale 8.6.2.

$$\begin{aligned}
\text{Dla } f_x < 3 \text{ Hz:} & C_x = 244,8/(f_x^2 \zeta) \\
f_x \text{ pomiędzy 3, a 4 Hz:} & C_x = 27,2/\zeta \\
f_x \text{ pomiędzy 4, a 5 Hz:} & C_x = (83,2 - 14f_x)/\zeta \\
f_x \text{ pomiędzy 5, a 20 Hz:} & C_x = 0,88(20 - f_x)/\zeta + 2(f_x - 5) \\
f_x \text{ większe niż 20 Hz:} & C_x = 30
\end{aligned} \tag{73}$$

Równanie (73) przedstawiono graficznie na rysunku 8.7 dla zakresów częstości i tłumienia podobnych do spotykanych w praktyce. Wskaźnik odpowiedzi w kierunku x wynosi wówczas:

$$R_x = 1000 C_x N_x g / (q n_x n_y L_x L_y) \tag{74}$$

Po powtórzeniu obliczeń częstości drgań i odpowiedzi dla płyty w kierunku y , można wyznaczyć wskaźnik globalny:

$$R = R_x + R_y \tag{75}$$

Dla zapewnienia akceptowalnych drgań stropów R nie powinno przekraczać 8 w normalnych warunkach pracy biurowej, lub 12 w biurach o intensywnym ruchu, gdzie występują częste zakłócenia dźwiękowe i wizualne. Tam, gdzie wykonywane są zadania techniczne, wymagające wydłużonej koncentracji, wartość R powinna być ograniczona do 4.

Porównanie wyników pomiarów w próbie *heel-drop* wskazuje, że wskaźnik odpowiedzi jest rozsądną wytyczną akceptowalności stropu, nawet jeśli metoda obliczeniowa oparta jest na dość konserwatywnych przewidywaniach częstości drgań własnych [158].

9. WYBRANE SZCZEGÓŁY KONSTRUKCYJNE

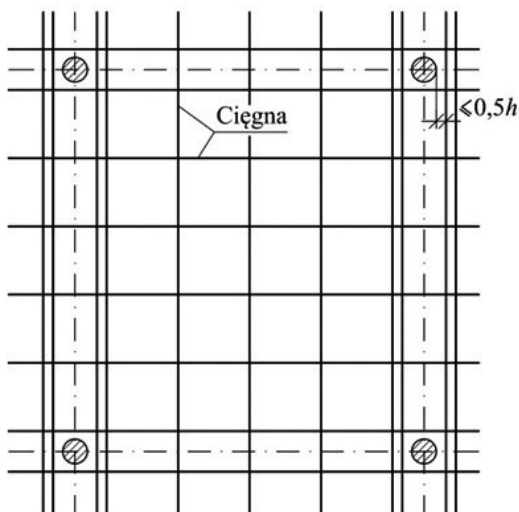
9.1. UKŁAD CIĘGIEN

W płytach kablobetonowych wykorzystuje się różne układy cięgien, omówione w podrozdziale 5.1. Bez względu na to, który układ w płytach płaskich zostanie wybrany, należy zapewnić szczególne wymagania dotyczące kształtowania sprzężenia i zbrojenia zwykłego nad słupami. W okolicy słupa, gdzie nie stosuje się zbrojenia na przebiecie, zaleca się, aby dla słupów wewnętrznych minimum dwa cięgna przebiegały wewnątrz obszaru ograniczonego odległością $0,5h$ od krawędzi słupa (rys. 9.1).

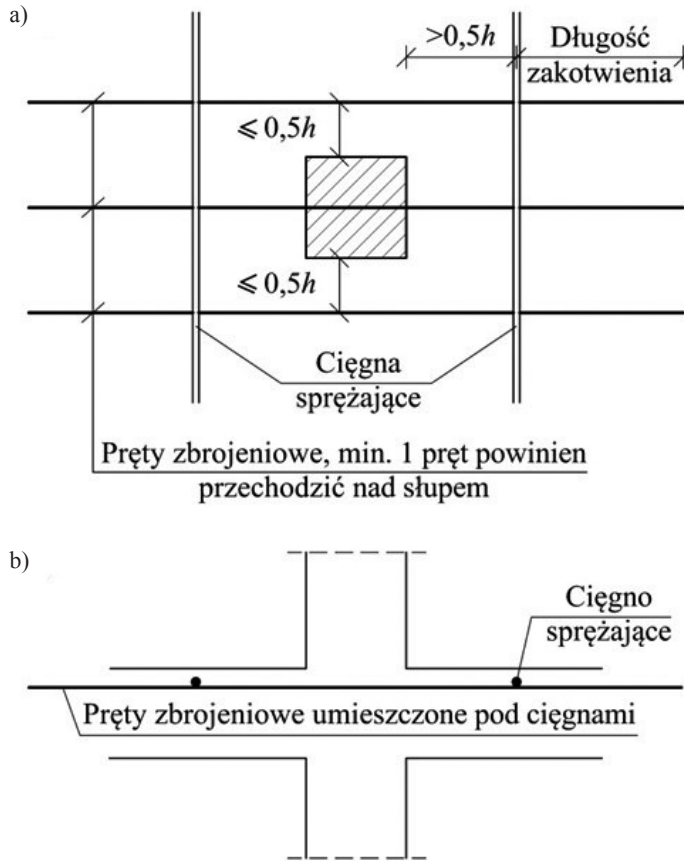
Dla słupów skrajnych wymaganie to dotyczy jednego cięgna równoległego do krawędzi zewnętrznej. Tylko cięgna znajdujące się w tym obszarze biorą udział przy przenoszeniu sił pionowych na słupy (patrz podrozdz. 7.2.1). W przypadku gdy stosuje się zbrojenie na przebiecie, obszar ten można rozszerzyć do h od krawędzi słupa.

W płytach uźebrowanych rozkład cięgien jest uwarunkowany rozstawem żeber. Przebieg cięgien nad słupami powinien również spełniać podany powyżej warunek.

W sytuacji, gdy nie jest możliwe spełnienie powyższego warunku, należy zastosować zbrojenie zwykle przenoszące siły pionowe od przyległych cięgien na słupy, pokazane na rysunku 9.2. Zbrojenie to powinno:



Rys. 9.1. Lokalizacja cięgien sprężających względem słupów [152]



Rys. 9.2. Dodatkowe zbrojenie w obszarze, gdzie cięgna są w odległości dalej niż $0,5h$ od krawędzi słupa: a) rzut, b) przekrój [152]

- znajdować się pod cięgnami sprężającymi,
- mieć wystarczającą powierzchnię, aby przenieść pionowe składowe sprężenia na słupy,
- być przedłużone poza cięgno o pełną długość zakotwienia,
- znajdować się w obszarze nie dalej niż $0,5h$ od krawędzi słupa.

9.2. ROZSTAWY CIĘGIEN

Dla zakrzywionych układów sprężenia największy rozstaw równomiernie rozłożonych cięgien bez przyczepności nie powinien przekraczać 6 grubości płyty.

Cięgna bez przyczepności układać można w grupach, jedno obok drugiego. Zaleca się wówczas, aby liczba cięgien w takiej grupie nie przekraczała 4. Odległość pomiędzy pojedynczymi cięgnami bądź grupami cięgien nie powinna być mniejsza niż 75 mm.

Jeśli konieczne jest sytuowanie cięgien w warstwach (w belkach, żebrach bądź grubych płytach), zaleca się, aby pomiędzy warstwami pozostawić pionową przestrzeń o wysokości minimum średnicy cięgna.

W ogólnych przypadkach, gdy nie definiuje się szczególnych warunków dotyczących tolerancji ułożenia cięgien, wystarczające jest przyjmowanie wartości podanych w tablicy 9.1.

Tablica 9.1

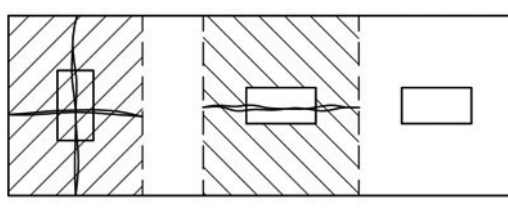
Tolerancje w ułożeniu cięgien, wg [152]

Grubość płyty	Tolerancja	
	pionowa	pozioma
$h \leq 200$ mm	$\pm h/40$	± 100 mm
$h > 200$ mm	± 5 mm	± 100 mm

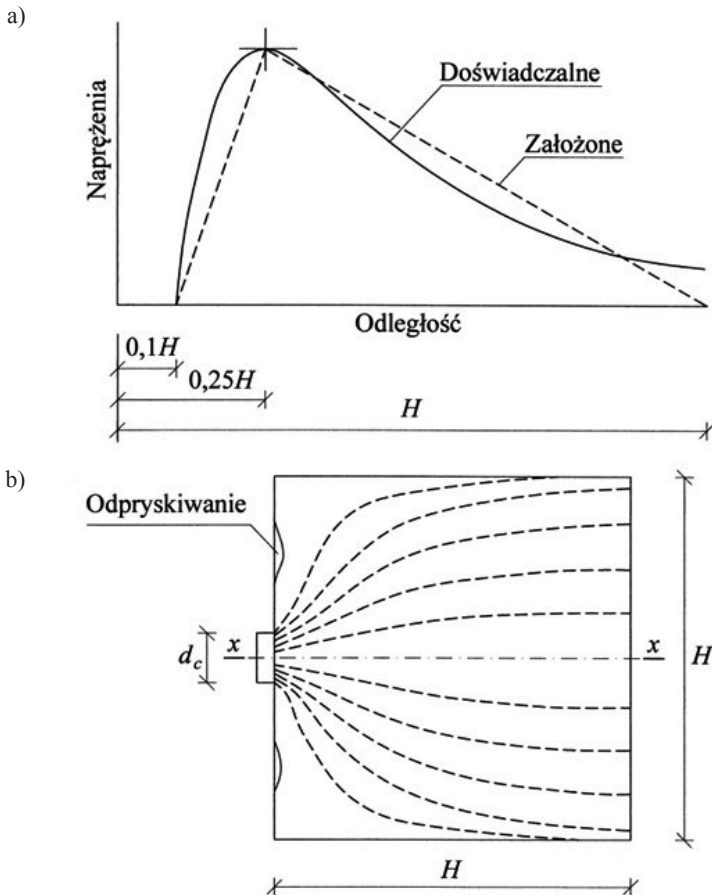
9.3. ZBROJENIE NA SIŁY ROZRYWAJĄCE POD ZAKOTWIENIAMI

Sprężenie jest zwykle przyłożone do elementu betonowego przez grupę zakotwień, które stanowią stalowe odlewy (podrozdz. 2.3). Czasami używa się płaskich płytek stalowych. Powierzchnia przekazania obciążenia jest znacznie mniejsza niż powierzchnia przekroju betonowego, w którym przyłożono siłę. Siła sprężająca skoncentrowana na małym obszarze rozchodzi się w betonie i osiąga równomierny rozkład na pewnej odległości od punktu jej przyłożenia. Pomiędzy linią przyłożenia sił a linią gdzie naprężenia są już jednorodne, mają one rozkład zakrzywiony i generują rozciągania w obydwu prostopadłych do działania siły kierunkach. W przypadku skupiania zakotwień w grupach bądź blisko siebie, należy spodziewać się sił rozrywających pod poszczególnymi zakotwieniami bądź grupami zakotwień. W ocenie naprężeń rozrywających zakłada się, że siła z zakotwienia rozchodzi się wewnątrz betonowej pryzmy mającej największą możliwą powierzchnię betonu, zlokalizowanej symetrycznie względem osi zakotwienia (rys. 9.3). Efekt grupy zakotwień jest

analizowany przez zastąpienie jej pojedynczym zakotwieniem zastępczym o powierzchni i całkowitej sile odpowiadającym grupie zakotwień. Analizowany jest wówczas blok betonowy odpowiadający całej grupie zakotwień.



Rys. 9.3. Lokalizacja obliczeniowych bloków betonowych i ich uszkodzeń [63]



Rys. 9.4. Napężenia w strefie zakotwień: a) rozkład naprężeń rozciągających wzdłuż osi x , b) rozchodzenie się skoncentrowanego obciążenia w bloku betonowym [63]

Na rysunku 9.4 pokazano rozchodzenie się siły ściskającej przyłożonej do małego obszaru na powierzchni bloku betonowego. Jako głębokość umownego bloku betonowego przyjmuje się jego maksymalny rozmiar w kierunku poprzecznym. Wzdłuż osi siły naprężenia są ściskające i gwałtownie spadają wraz ze wzrostem odległości od powierzchni obciążenia. W odległości równej głębokości symetrycznego bloku betonowego naprężenia są już jednorodne w przekroju, a ich intensywność wynosi P/A_c . W wyniku takiej propagacji sił, w kierunku poprzecznym powstają naprężenia rozciągające. Rozciąganie zaczyna się w odległości około 1/10 głębokości bloku od powierzchni i osiąga wartość największą w około 1/4 głębokości bloku (rys. 9.4a).

Siła rozciągająca powstająca w osi zakotwienia nazywana jest siłą rozrywającą. Rozkład naprężeń rozciągających wzdłuż osi bloku jest zwykle upraszczany do rozkładu trójkątnego (rys. 9.4a). Rozciąganie również rozwija się na powierzchni przyłożenia siły w pobliżu płytki czołowej (rys. 9.4b). Te naprężenia mają tendencje do powodowania odpryskiwania powierzchni betonu w mocno obciążonych elementach. Jednakże w normalnie obciążonych płytach kablobetonowych efekt ten jest zanedbywalny.

Liczne przeprowadzone badania eksperymentalne różnią się od rzeczywistej sytuacji w elemencie kablobetonowym kilkoma czynnikami. Po pierwsze, odlew stalowy ma zwykle kształt stożkowy ze sztywnym kołnierzem na jednym końcu. Siła przekazywana jest na beton zarówno w sposób bezpośredni, na powierzchni kołnierza, jak i pośrednio, poprzez działanie stożka. Proporcja obciążeń przenoszonych tymi dwoma sposobami zależy m.in. od geometrii odlewu. Działanie krawędziowe odlewu stożkowego zwykle potęguje siłę rozrywającą i efekt piku siły rozrywającej na głębokości 1/4 bloku. Dalszym odstępstwem jest to, że zakotwienia nigdy nie są umieszczone na powierzchni betonu. W rzeczywistości są one umieszczone w oddzielnych lub wspólnych wnękach, mających głębokość od 75 do 150 mm.

Prowadzone badania numeryczne były często ograniczone do modeli dwuwymiarowych, natomiast problem jest trójwymiarowy. Pomimo tych ograniczeń, uzyskano wyniki, na podstawie których stworzono wiele metod obliczeniowych.

Siła rozrywająca jest zwykle przenoszona przez zbrojenie skonstruowane w postaci prętów, jako zestaw zamkniętych strzemion bądź spirale umieszczone za zakotwieniem. Dwa ostatnie typy działają najefektywniej. Rozciąganie powodujące odpryskiwanie może być przeniesione przez siatkę zbrojenia blisko powierzchni. Naprężenia te mają zazwyczaj niewielkie znaczenie w przeciętnie obciążonych płytach kablobetonowych i nie wymagają zbrojenia.

Zakotwienia dobiera się tak, aby przeniosły około 95% siły zrywającej ciężno, chociaż większość norm ogranicza siłę przyłożoną do ciężna w trakcie naciągu do 80% jego wytrzymałości na zerwanie. W projektowaniu zbrojenia strefy zakotwień można przyjmować, jako obciążenie zakotwienia, projektowaną siłę naciągu. Dobrym rozwiązaniem jest jednak przyjmowanie siły wynoszącej 90–100% nośności

ciągna. Istnieje wówczas pewna rezerwa nośności w razie celowego bądź nieumyślnego przeciągnięcia ciągu. Z uwagi na ograniczenie rys, naprężenia w zbrojeniu zwykłym powinno ograniczać się do 200 MPa.

W projektowaniu strefy zakotwień należy rozważać zarówno pionowe, jak i poziome przekroje dla poszczególnych zakotwień oraz dla grup zakotwień. Do każdego zakotwienia czy grupy zakotwień konieczne jest dobranie odpowiedniego bloku betonowego. W płycie kablobetonowej zarysowanie pionowe pod zakotwieniem, powstałe w wyniku działania siły rozrywającej, jest mało prawdopodobne, dlatego analizę wystarczy sprowadzić do zarysowań poziomych. Kontrola zarysowań pionowych konieczna jest natomiast przy zakotwieniu znajdującym się przy narożu płyty (rys. 9.3). Charakterystyczne dla płyty ułożenie zakotwień i związane z nimi bloki betonowe zilustrowano na rysunku 9.3.

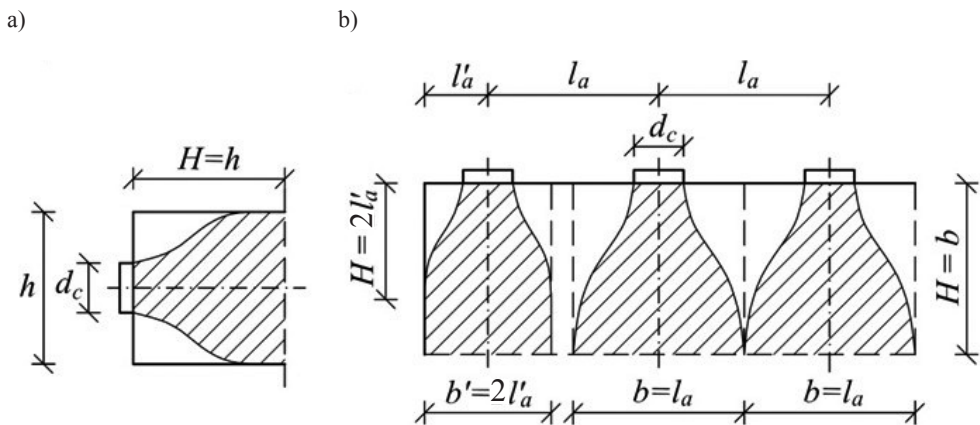
Wartość siły rozrywającej wyznaczać można według metody ST zamieszczonej w Eurokodzie 2, dla prętów T . W przekrojach poziomych, przy ograniczonej szerokości bloku, zastosowanie znajduje równanie (6.58) [100]:

$$T = \frac{1}{4} \frac{h - d_c}{h} F \quad (76)$$

gdzie:

- d_c i h – wymiary bloku kotwiącego i bloku betonowego, zgodnie z rysunkiem 9.5a,
- F – siła działająca na zakotwienie lub grupę zakotwień.

W przekrojach pionowych można wykorzystać równanie dla pełnego pręta złożonego z obszarów niejednorodnych ((6.59) wg [100]):



Rys. 9.5. Wymiary bloków betonowych przy wyznaczaniu siły rozrywającej w strefie zakotwień wg metody ST: a) w przekroju pionowym, b) w przekroju poziomym (rys. aut.)

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{d_c}{b} \right) F \quad (77)$$

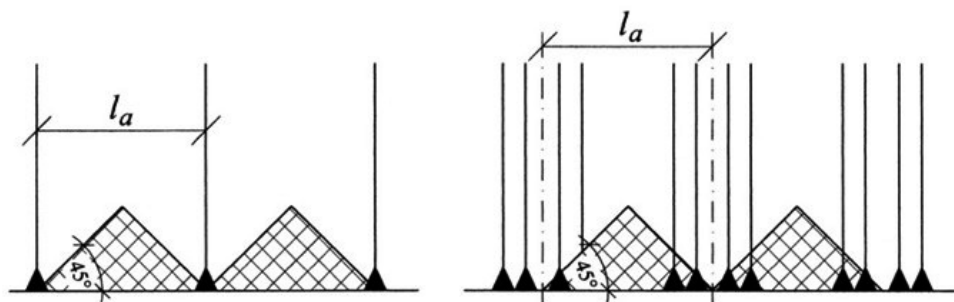
gdzie d_c i b to wymiary bloku kotwiącego i bloku betonowego (rys. 9.5a).

W przekroju pionowym pod zakotwieniem końcowym należy stosować równanie (76), przyjmując jako h szerokość b' (rys. 9.5b).

Obliczone wg wzorów (76) i (77) zbrojenie należy lokalizować na głębokości od $0,1H$ do H (rys. 9.4a).

9.4. ZBROJENIE STREF POMIĘDZY ZAKOTWIENIAMI

Oprócz zbrojenia na siły rozrywające pod zakotwieniami należy stosować zbrojenie w obszarach trójkątnych pozbawionych naprężeń ściskających (rys. 9.6). Zbrojenie rozciągane równoległe do krawędzi płyty powinno przenosić momenty zginające od obciążenia pionowego przyłożonego do ciągłej belki (strefa krawędziowa płyty) o rozpiętości przęsła l_a . Zbrojenie to powinno być równomiernie rozłożone na szerokości równej $0,7l_a$ i pozostawać ciągle wzdłuż krawędzi.

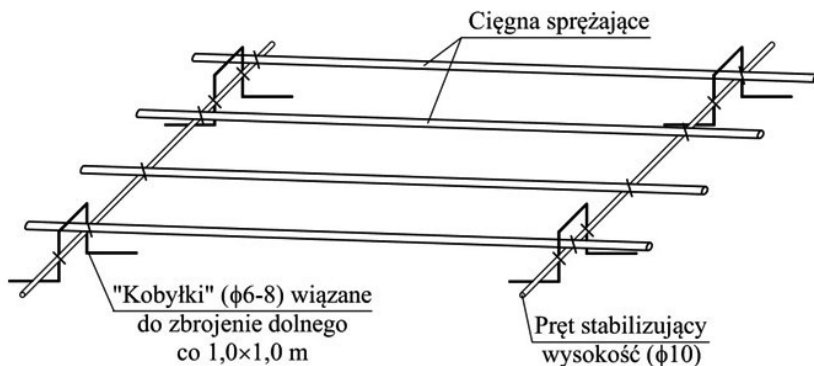


Rys. 9.6. Zbrojenie pomiędzy strefami kotwienia cięgien [152]

Powierzchnia zbrojenie prostopadłego do krawędzi płyty powinna być nie mniejsza niż $0,0013bh$ lub 25% zbrojenia biegnącego równoległe do krawędzi. Powinno ono być rozmieszczone równomiernie pomiędzy zakotwieniami i sięgać w głąb płyty minimum l_a lub $0,7l_a$ plus pełną długość zakotwienia.

9.5. STABILIZACJA CIĘGIEN

Cięgna bez przyczepności stabilizuje się w rozstawach nie większych niż 1,0 m. Montaż cięgien, oprócz odpowiedniego wykształtowania profilu, powinien zapewniać niezmienność ich położenia podczas betonowania. Dobrym rozwiązaniem jest stosowanie „kobyłek” (podobnych do stosowanych jako stabilizatory górnych siatek zbrojeniowych w płytach) z pręta żebrowanego $\phi 6-8$ mm (rys. 9.7). Kobyłki (wszystkie o stałej wysokości zapewniającej ich otulenie betonem od góry) montuje się do siatki zbrojenia dolnego. Rozstaw kobyłek w obydwu kierunkach nie powinien przekraczać 1,0 m. Do nich montowany jest podłużny pręt ($\phi 10$ mm) stabilizujący cięgna na wymaganym poziomie. Górna krawędź pręta odpowiada wówczas wysokości spodu osłonek na pręcie. Cięgna mocowane są do pręta stabilizującego. Cały układ stabilizujący cięgna łączony jest zazwyczaj drutem wiązałkowym. Nie zaleca się stosowania spawania czy zgrzewania.

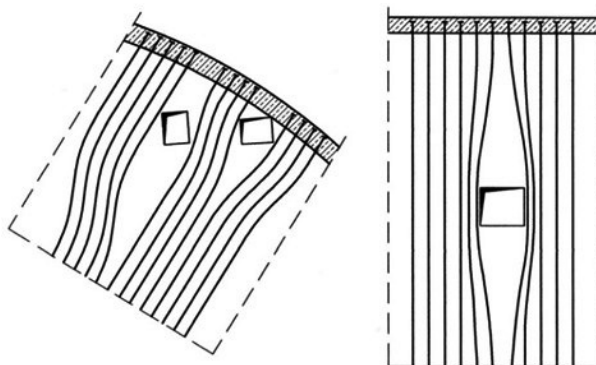


Rys. 9.7. Sposób stabilizacji cięgien (rys. aut.)

W przypadku, gdy cięgna rozmieszcza się w większych rozstawach (powyżej 0,8–1,0 m) bądź w grupach, lepszym rozwiązaniem jest montowanie ich bezpośrednio na kobyłkach. Kobyłki muszą mieć wówczas zróżnicowaną wysokość.

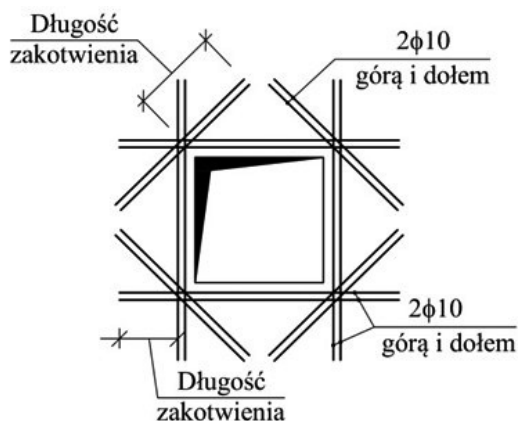
9.6. OTWORY W PŁYTACH

Często zachodzi konieczność lokalizowania mniejszych bądź większych otworów w płytach w strefach przebiegu cięgien sprężających. Niewielkie otwory omija się cięgnami, zagęszczając je po obydwu stronach (rys. 9.8). Należy pamiętać,

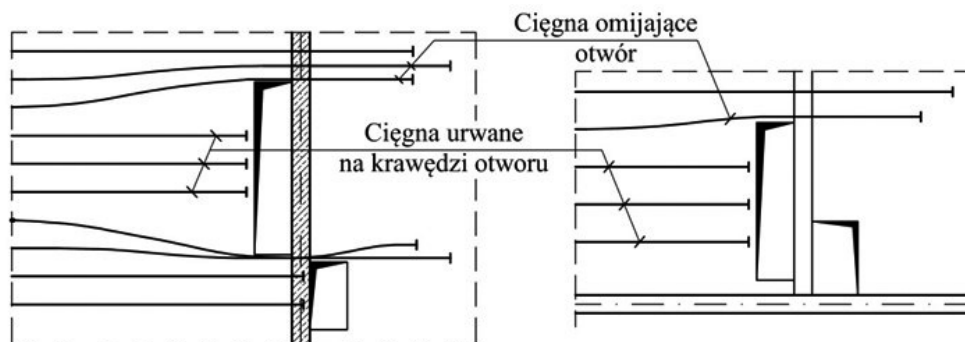


Rys. 9.8. Omijanie otworów cięgnami (rys. aut.)

aby długość „rozwidlenia” wiązki cięgien była odpowiednio duża, co zapewni odpowiednio duże krzywizny. Unika się w ten sposób nadmiernych obciążeń poziomych na wypukłej stronie profilu, które mogą prowadzić do rozrywania płyty w tej okolicy, dodatkowo osłabionej otworem. Otwory należy wówczas zbroić w klasyczny sposób stosowany w płytach żelbetowych. Przykładowe dozbrojenie otworów przy omijaniu ich cięgnami, przy płytach o grubości nieprzekraczającej 250 mm, pokazano na rysunku 9.9.



Rys. 9.9. Zbrojenie zwykle wokół otworów (rys. aut.)

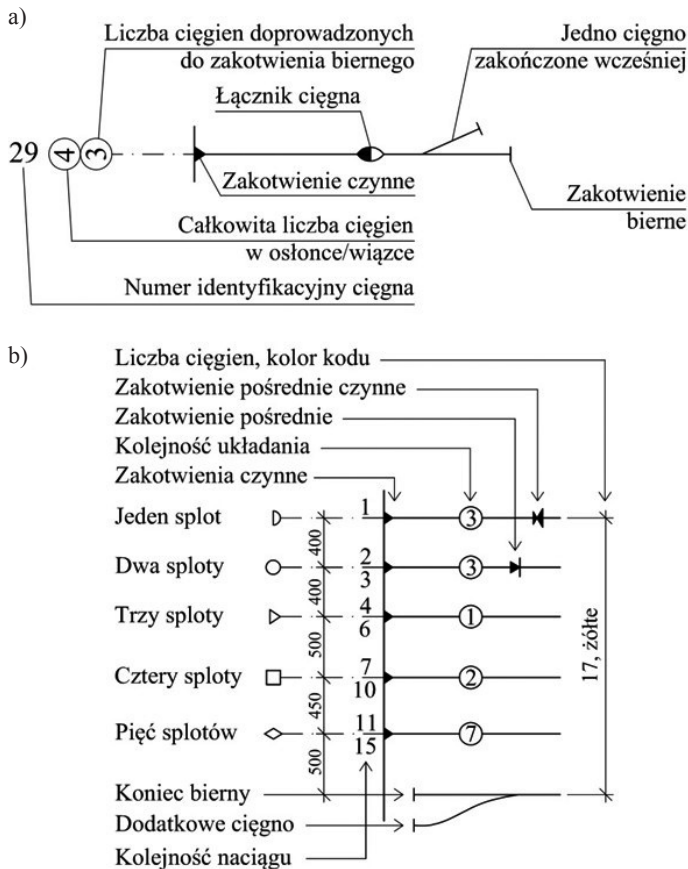


Rys. 9.10. Kotwienie cięgien na krawędzi otworów (rys. aut.)

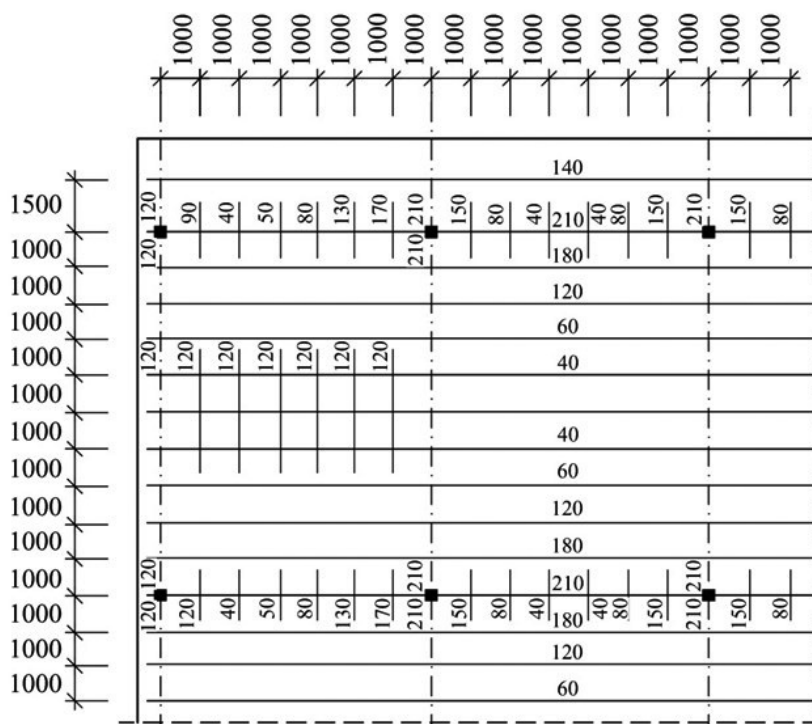
Przy większych otworach i ograniczonym miejscu na ich omińnięcie konieczne może okazać się urwanie cięgien na krawędzi otworu (rys. 9.10). Otwory takie mogą wymagać mocniejszego zbrojenia zwykłego koniecznego dla przeniesienia powstających naprężeń rozciągających oraz zbrojenia na zginanie w kierunku poprzecznym. Zarówno otwory jak i kotwione na ich krawędziach cięgna powinny być każdorazowo uwzględniane w modelach obliczeniowych, a zbrojenie (bądź inne techniki wzmocnień) dobierane na podstawie wyznaczonych w analizie MES sił rozciągających i momentów zginających.

9.7. OZNACZENIA NA RYSUNKACH

Oznaczenia cięgien i zakotwień stosowane na rysunkach sprężenia zaprezentowano na rysunku 9.11. Zaleca się, aby podaną nomenklaturę oznaczeń zawrzeć na wszystkich rysunkach sprężenia w projekcie.



Rys. 9.11. Typowe oznaczenia stosowane na rzutach sprężenia: a) oznaczenia i opisy stosowane na rzutach sprężenia, b) oznaczenia stosowane dla cięgien bez przyczepności [152]



Rys. 9.12. Typowy układ i wysokości cięgien [152]

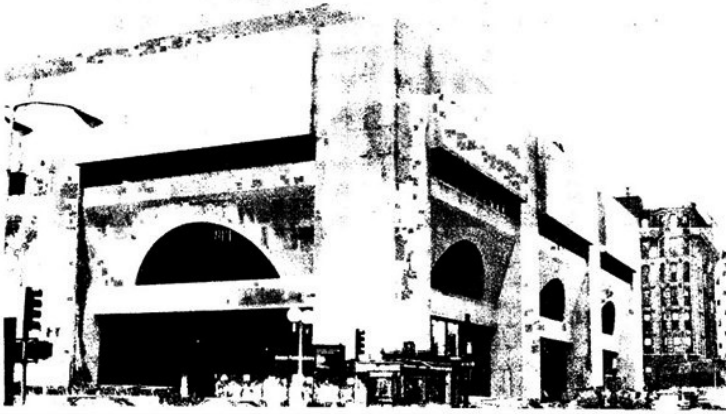
Na rysunku 9.12 przedstawiono układ cięgien wraz z wysokościami. Podawane wartości dotyczą wysokości spodu osłonki od dolnej powierzchni płyty. Tyczenie wysokości zazwyczaj obejmuje montaż prętów stabilizujących na wymaganej wysokości. Ze względu na konieczność dość precyzyjnego trasowania profilu cięgien, wysokości należy podawać nie rzadziej niż co 1,0 m. Wysokości podaje się prostopadłe do cięgien. Linia poprzeczna w sąsiedztwie rzędnej, przecinająca cięgna, oznacza zasięg podanej wartości.

10. ZAGRANICZNE REALIZACJE A WYTYCZNE KSZTAŁTOWANIA PŁYT

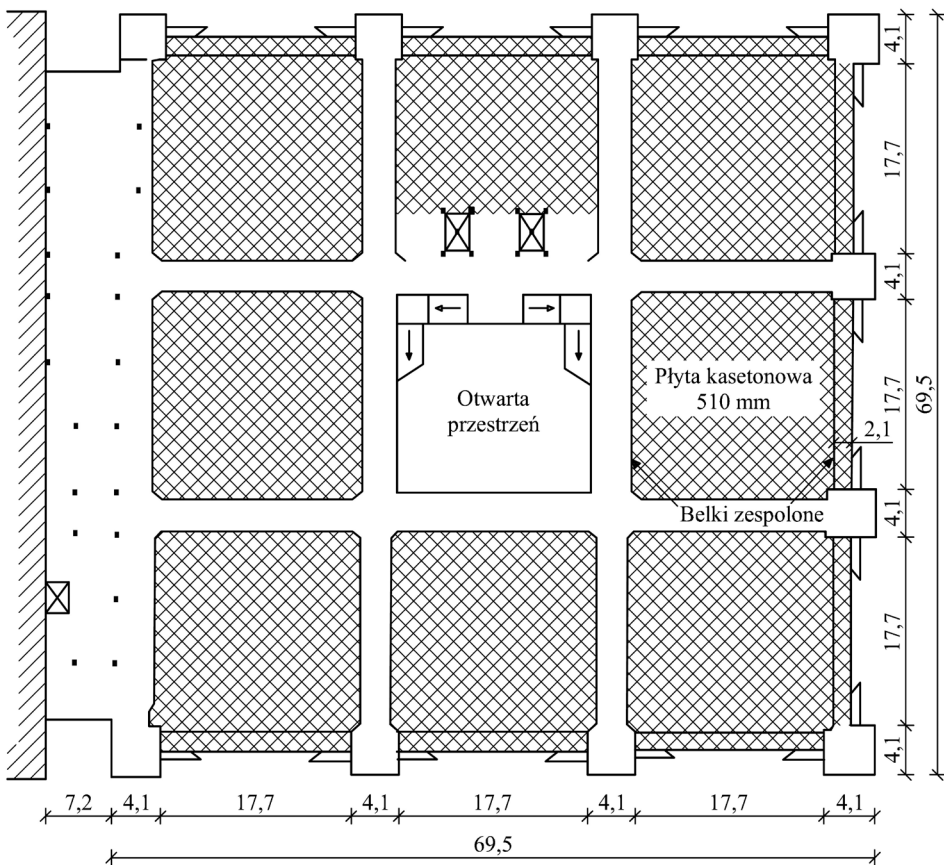
W poprzednich rozdziałach przedstawiono dostępne w zagranicznej literaturze naukowo-technicznej wytyczne, dotyczące rozpiętości, grubości i stosunku obydwu tych wielkości w kablobetonowych płytach stropowych. Zasadniczo, prócz maksymalnych zalecanych rozpiętości przęseł (np. tablica 3.1), dostępne zalecenia dotyczące stosunku rozpiętości do grubości obarczone są często pewnymi ograniczeniami co do maksymalnej rozpiętości. Fakt ten spowodował, że praktycznie nigdzie na świecie nie wykonuje się płyt pełnych o rozpiętości większej niż 12–13 m. Stropy kablobetonowe o większych rozpiętościach wykonywane są wyłącznie jako uźebrowane bądź kasetonowe, mają one już jednak większe wysokości (patrz podrozdz. 3.3 i 3.5). Stropy płaskie wykonywane są zazwyczaj do rozpiętości 10 m, a w wersji z pogrubieniami do 12 m. Dużym osiągnięciem w zakresie wykonywania kablobetonowych płyt jest strop zrealizowany w 1972 roku w budynku Biblioteki Publicznej w Bostonie (podrozdz. 10.1) o rozpiętości 18,3 m i stosunku rozpiętości do wysokości równym 35,9. W przypadku płyt o pełnym przekroju, największym odnalezionym przez autora w literaturze przęsłem płyty jest fragment płaskiego stropu w budynku Hotel VidaMar Resort Madeira w Funchal (podrozdz. 10.3) o rozpiętości 13,14×13,29 m i grubości 250 mm. Osiągnięto tam stosunek rozpiętości do grubości równy 52,6. Prócz danych o wynikach wygięcia od sprężenia w przypadku pierwszego stropu, brak jest informacji o długotrwałym zachowaniu się obydwu zrealizowanych płyt.

10.1. STROP KASETONOWY W BIBLIOTECE PUBLICZNEJ W BOSTONIE

Dokonując przeglądu światowych osiągnięć w dziedzinie realizacji stropów kablobetonowych nie sposób pominąć stropu kasetonowego zrealizowanego w 1972 roku w nowym skrzydle Biblioteki Publicznej w Bostonie. Realizację tę opisano

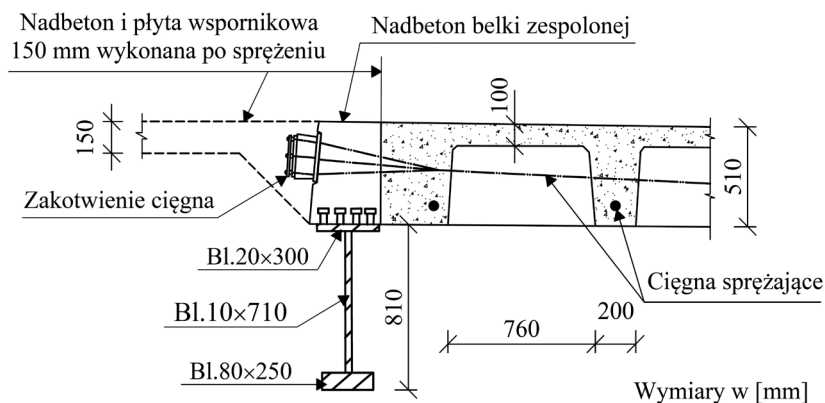


Rys. 10.1. Nowe skrzydło budynku Biblioteki Publicznej w Bostonie [111]



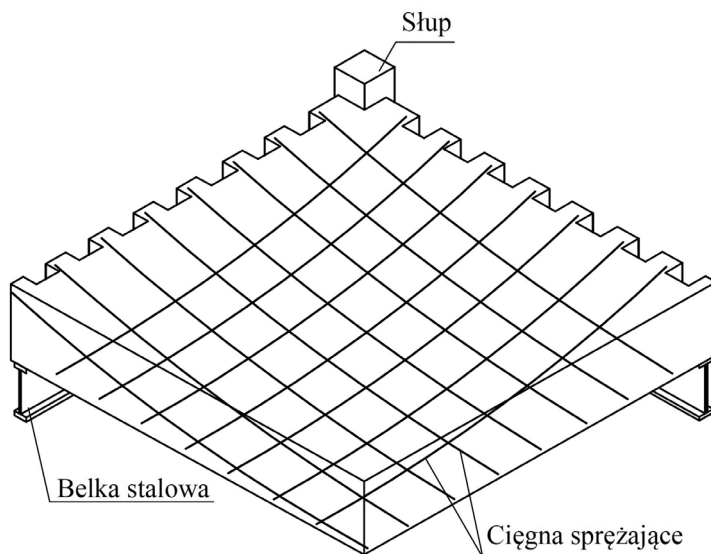
Rys. 10.2. Układ konstrukcyjny drugiej kondygnacji [111]

w szczegółach w pracy [111]. Budynek zaprojektowano jako siedmiokondygnacyjną konstrukcję stalową z betonowymi stropami monolitycznymi (rys. 10.1). Słupy kondygnacji podziemnej rozmieszczono co 5,9 m. Słupy stalowe podpierające stropy nad pierwszą i drugą kondygnacją rozmieszczono co 17,7 m (rys. 10.2), tworząc w ten sposób duże przestrzenie czytelni zlokalizowanych na pierwszej i drugiej kondygnacji. Stropy trzeciej i wyższych kondygnacji podwieszono stalowymi wieszakami do kratownic dachowych wspartych na słupach. Wysokość konstrukcyjną stropu nad drugą kondygnacją ograniczono względami użytkowymi do 510 mm. Wykonano 8 kwadratowych przęseł stropu kasetonowego o rozpiętości 18,3 m. Przęsła wsparto na dwuteowych blachownicach stalowych o wysokości 810 mm (rys. 10.3). W celu ograniczenia ich wysokości belki zostały zespolone z płytą betonową. Kasetony o wysokości 410 mm i boku 760 mm uformowano z wkładów z włókien szklanych. Utworzono płytę górną liczącą 100 mm wysokości i zbieżne żebra o najmniejszej szerokości 200 mm. Belkom stalowym oraz płycie nadano wstępną strzałkę wygięcia o wartości 38 mm. Deskowanie płyty ukształtowano zatem w formie sklepienia krzyżowego o wyniesieniu punktu środkowego w względem narożników równym 38 mm.



Rys. 10.3. Przekrój przez krawędziową belkę zespoloną [111]

Do sprężenia użyto splotów stalowych o średnicy 41 mm, wykonanych z 28 drutów o średnicy 6,35 mm. Użyto stali o wytrzymałości na rozciąganie 1655 MPa. Cięgno takie zaprojektowano na efektywną siłę równą 31,45 kN na jeden drut, czyli 880,6 kN na cały splot (siła zrywająca wynosiła 1468 kN). Sploty zostały przed instalacją pokryte smarem oraz owinięte papierem. W każdym żebrze zastosowano po jednym splotcie (rys. 10.4). Dodatkowo żebra zazbrojono dołem prętami ze stali zwykłej o średnicy 16 mm. W dziewięciu żebrach środkowych zastosowano po 3 pręty, natomiast w żebrach skrajnych po 2 pręty.



Rys. 10.4. Fragment przęsła narożnego z układem sprężenia w żebrach [111]

Do zabetonowania stropu użyto mieszanki wykonanej na kruszywie żwirowym o uziarnieniu do 19 mm; zastosowano 380 kg cementu na metr sześcienny betonu. Wskaźnik w/c wynosił 0,38. Uzyskano średnią wytrzymałość na walcach $\phi 150 \times 300$ mm równą 27,6 MPa po 3 dniach, 29,6 MPa po 6 dniach i 37,2 MPa po 28 dniach. W wyniku sprężenia (nie podano informacji po jakim czasie) uzyskano wygięcia (odrotne ugięcie) przęsła od 19 do 25 mm.

Opisany strop kasetonowy jest największą pod względem rozpiętości zrealizowaną płytą kablobetonową opisaną w zagranicznej literaturze technicznej. Należy zwrócić uwagę na imponujący stosunek rozpiętości do grubości, wynoszący 35,9. Jest to wartość znacznie wyższa niż zalecana jako maksymalna dla stropów kasetonowych (patrz podrozdz. 3.3).

10.2. STROPY W BUDYNKU CENTRUM HANDLOWEGO FUENLABRADA W MADRYCIE

Na rysunku 10.5 przedstawiono ogólny widok budynku centrum handlowego Fuenlabrada w Madrycie, w którym wykonano kablobetonowe stropy płytowo-słupowe o rozpiętości przęsła 12,0 m. Realizację tę opisywano w kilku pracach, m.in. [27, 41].

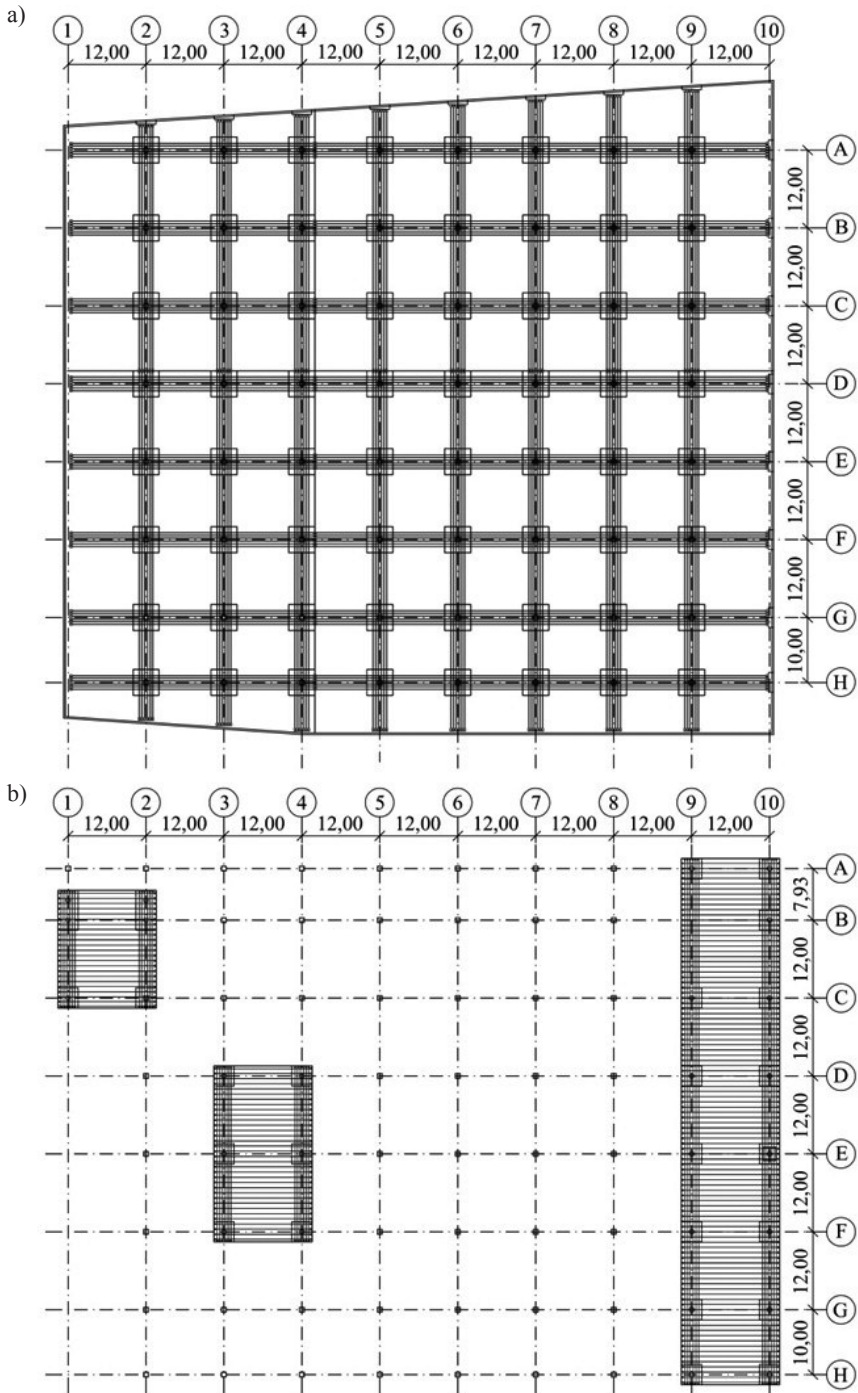


Rys. 10.5. Ogólny widok budynku centrum handlowego Fuenlabrada w Madrycie [41]



Rys. 10.6. Widok głowic słupów w budynku centrum handlowego Fuenlabrada w Madrycie [41]

Budynek składa się z 5 kondygnacji, 2 podziemnych i 3 nadziemnych. Stropy betonowe wsparto na słupach rozmieszczonych na siatce $12,0 \times 12,0$ m. Podstawowa grubość płyty wynosi 320 mm czyli $1/38$ rozpiętości. W okolicach słupów płytę pogrubiono o dodatkowe 230 mm tworząc odwrócone ostrosłupy (rys. 10.6). Do sprężenia zastosowano ciężna z przyczepnością złożone z 4 splotów pogrupowanych w płaskie kable o szerokości 80 mm i wysokości 25 mm. W stropie nad pierwszą kondygnacją nadziemną (rys. 10.7a) zastosowano sprężenie tylko w liniach słupów w obydwu kierunkach, w postaci 7 kabli czterosplotowych. Ostatnia kondygnacja (rys. 10.7b) została zredukowana do 3 wydzielonych fragmentów rzutu o szerokości

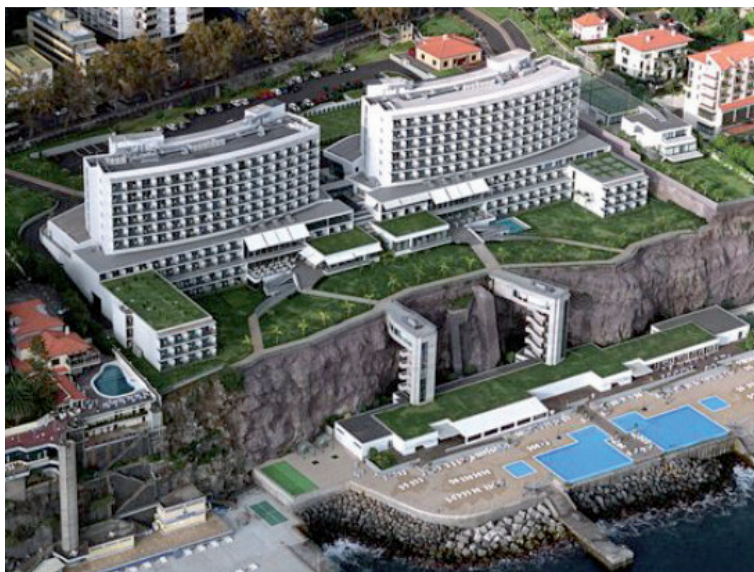


Rys. 10.7. Rzut stropu nad kondygnacją parteru (a) oraz najwyższą kondygnacją (b) budynku centrum handlowego Fuenlabrada w Madrycie [41]

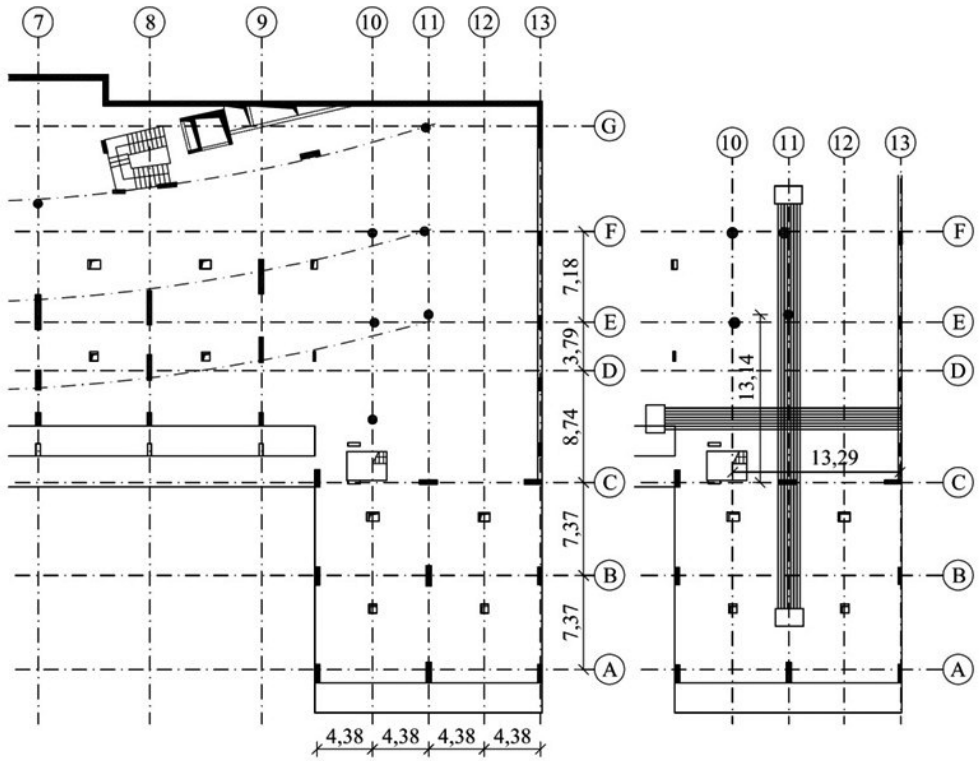
jednego przęsła, tj. 12,0 m każda. Sprężenie stropu zrealizowano tymi samymi kablami, rozmieszczając je w liniach słupów w kierunku podłużnym oraz w stałym rozstawie na całej szerokości w drugim kierunku. Warto zwrócić uwagę, że budynek o rzucie 108×80 m wykonano bez dylatacji, tylko z przerwami konstrukcyjnymi. Było to możliwe dzięki zastosowaniu stropów sprężonych.

10.3. STROP W BUDYNKU HOTELU VIDAMAR RESORT MADEIRA W FUNCHAL

Znacznie śmielsze zastosowanie kablobetonu zrealizowano w 1999 roku w budynku hotelu VidaMar Resort Madeira w Funchal (Portugalia, rys. 10.8). W przeważającej części rzutu zrealizowano żelbetowe płyty o rozpiętości nieprzekraczającej 7 m, natomiast w celu zwiększenia rozpiętości przęsła w osiach 10 do 13 i C do E (rys. 10.9) zastosowano krzyżowe sprężenie kablami bez przyczepności. Zastosowano po 16 cięgien bez przyczepności w każdym kierunku w strefie środkowej przęsła. Dzięki zastosowaniu sprężenia uzyskano rozpiętość $13,14 \times 13,29$ m przy grubości płyty 250 mm. Stosunek krótszej rozpiętości do grubości wynosi w tym przypadku 52,5. Jest to wartość bardzo wysoka, niestety brak informacji w literaturze o zachowaniu się płyty w czasie.



Rys. 10.8. Widok budynku hotelu VidaMar Resort Madeira [41]



Rys. 10.9. Rzut stropu i układ cięgien w największym przęśle rzutu stropu nad parterem hotelu VidaMar Resort Madeira [41]

11. BADANIA PŁYT KABLOBETONOWYCH

Badania płyt kablobetonowych, sprężonych cięgnami zarówno z, jak i bez przyczepności, prowadzono od samego początku ich zainicjowania w budownictwie betonowym, czyli od połowy lat 50. ubiegłego wieku. Prace badawcze podejmowano w wielu laboratoriach, a sporadycznie również w miejscach realizacji stropów kablobetonowych.

Badania podejmowano w obszarach wielu zagadnień związanych z pracą i zachowaniem się kablobetonowych płyt stropowych. Ogólnie, obszary badań płyt można podzielić na:

- badania przy zginaniu kablobetonowych płyt sprężonych cięgnami z i bez przyczepności – prace [24, 36, 39, 52, 75, 85, 119],
- badanie przebicia w płytach – prace [21, 30, 49, 58, 72, 113, 118],
- badania zachowania się płyt w warunkach pożaru – prace [6, 11, 123],
- badania stropów w skali naturalnej – prace [124, 127],
- badania i analizy teoretyczne stropów – prace [8, 62, 55, 161],
- badania kablobetonowych płyt z betonu lekkiego – prace [163, 164].

Odmienną i szeroką dziedzinę badawczą stanowi stan naprężeń w cięgnach bez przyczepności w stanie granicznym nośności. W tym obszarze w ciągu kilku dekad wykonano wiele badań i opublikowano wiele prac, m.in. [68, 86–88, 107].

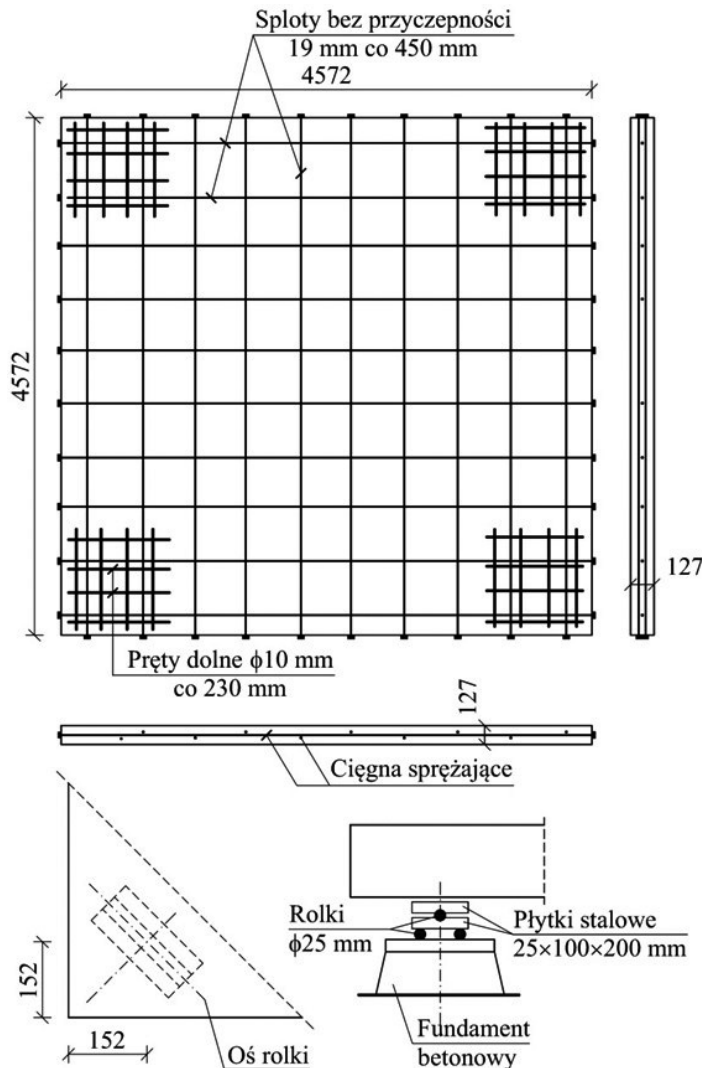
Należy podkreślić, że przeważająca większość wykonanych w świecie badań prowadzona była w laboratoriach, na wycinkach stropów bądź płytach w zmniejszonej skali. Badania stropów w skali naturalnej w rzeczywistych warunkach pracy należą do rzadkości. Charakter unikalny mają badania wieloletnie, które są prawie wyłącznie domeną autora tej pracy. Przykłady takich badań opisano w rozdziale 12.

11.1. BADANIA PŁYT PRZY ZGINANIU

Wyniki jednych z pierwszych badań kablobetonowych płyt sprężonych cięgnami bez przyczepności opublikowali Scordelis, Pister i Lin w 1956 roku [119]. Badaniu

poddano dwukierunkową płytę o wymiarach rzutu $4,57 \times 4,57$ m i grubości 127 mm (rys. 11.1). Celem badań była ocena zachowania się płyty w obszarze sprężystej i pozasprężystej pracy betonu, a w szczególności uzyskanie odpowiedzi na pytania:

- Czy teoria sprężystości znajduje odzwierciedlenie w takich płytach, aż do momentu pojawienia się rys?
- Czy obciążenie rysujące może być wyznaczone z zasad teorii sprężystości na podstawie wytrzymałości na zginanie określonej na próbkach betonowych?

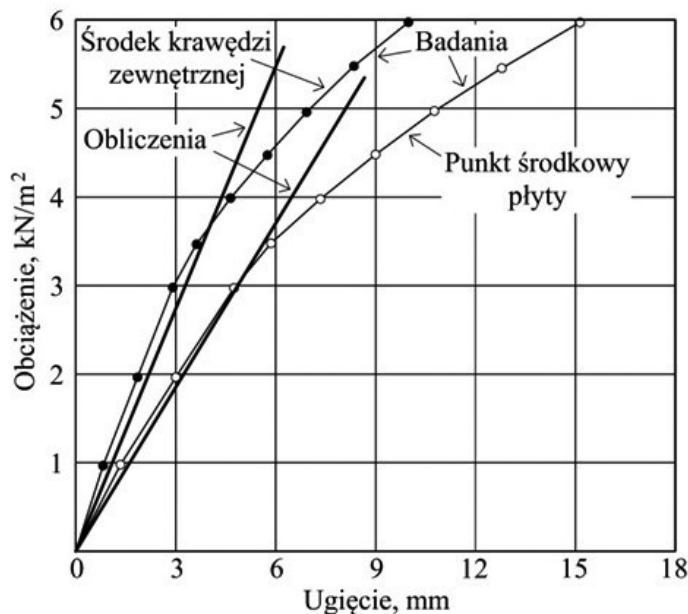


Rys. 11.1. Geometria płyty badanej przez Scordelisa, Pistera i Lina [119] wraz ze sprężeniem i zbrojeniem zwykłym

- Jak wygląda fizyczne zachowanie takiej płyty do uplastycznienia i po osiągnięciu nośności granicznej? Czy ugina się nadmiernie?
- Jak wygląda porównanie pomiędzy rzeczywistą nośnością graniczną uzyskaną z teorii linii załomu i graniczną nośnością belek sprężonych ciągnami bez przyrzeczności?

Płytę sprężono dwukierunkowo ciągnami rozstawionymi co 450 mm (rys. 11.1). Zastosowano sploty sześciodrutowe o średnicy drutów 6,3 mm. Średnica splotu wynosiła 19,0 mm. Sploty pokryto smarem, a następnie owinięto papierem. Sprężenie wykonano prostymi ciągnami, rozmieszczonymi osiowo w obydwu kierunkach. Ciężna napięto do naprężeń 1034 MPa. Na podstawie przeprowadzonych wcześniej obserwacji laboratoryjnych oszacowano straty sprężenia na 15%, efektywne naprężenia w ciągnach wynosiły zatem 882 MPa, natomiast w betonie 2,8 MPa. Po sprężeniu płytę dźwignięto i oparto w 4 narożnikach na podporach przegubowych z możliwością przesuwu w kierunku do środka płyty. Rozstaw podpór wynosił 4,27 m.

Płytę obciążono równomiernie na całej powierzchni. Zastosowano dość oryginalny system obciążenia poduszkami powietrznymi, umieszczonymi pomiędzy płytą a stalową ramą. Przeprowadzono szereg prób obciążenia. Zależność obciążenia i ugięcia uzyskaną w jednej z prób, zestawioną z wynikami analiz teoretycznych, pokazano na rysunku 11.2.



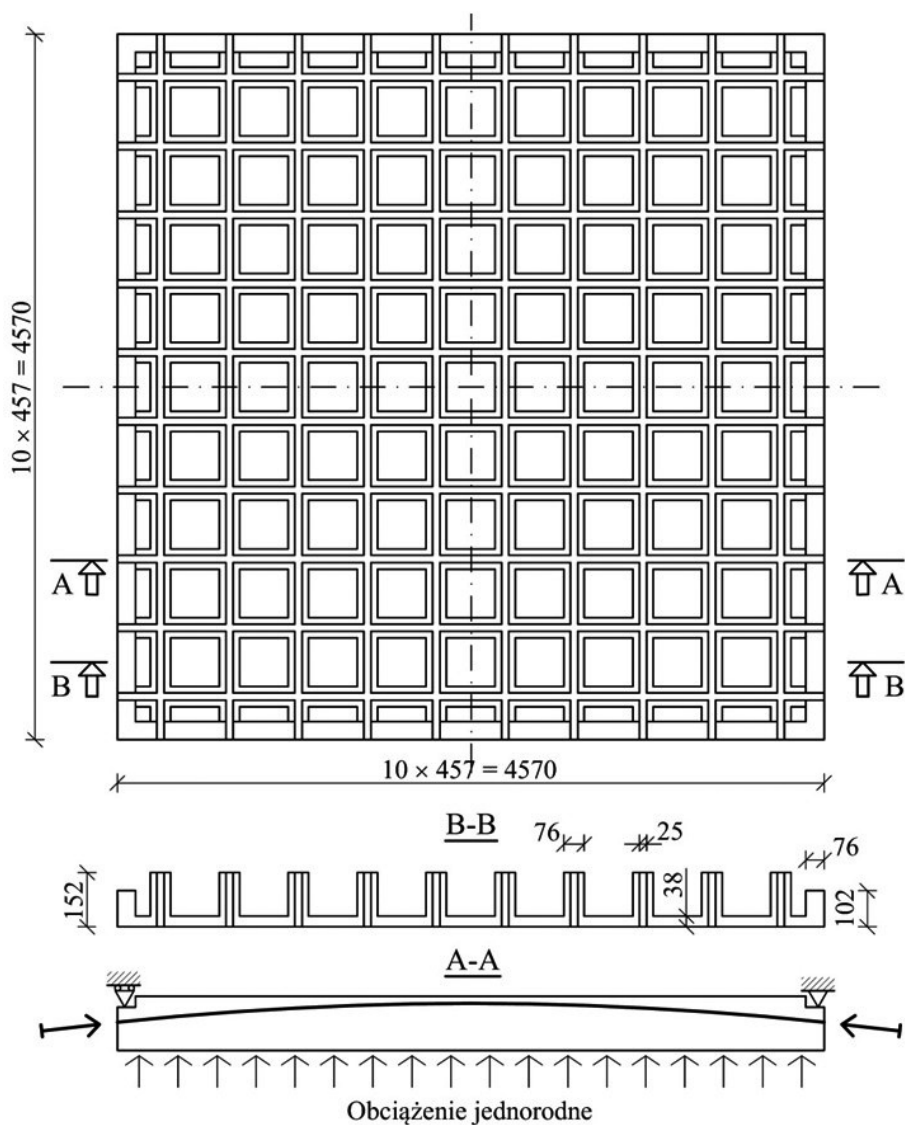
Rys. 11.2. Zależność obciążenie-ugięcie dla jednej z prób obciążania [119]

Na podstawie przeprowadzonych badań wyciągnięto następujące wnioski:

- Przed zarysowaniem, do oszacowania ugięć i rozkładu momentów zginających w płycie, podobnie jak naprężeń i odkształceń w betonie, można stosować klasyczną teorię sprężystości; do oszacowania ugięć i odkształceń konieczna jest znajomość modułu sprężystości wyznaczonego na próbkach walcowych.
- Wykorzystanie teorii sprężystości do oszacowania obciążenia rysującego pozwala uzyskać wyniki z dokładnością do 10%, pod warunkiem wykorzystania wytrzymałości na zginanie otrzymanej z badania próbek oraz zapewnienia jednoosiowego stanu naprężeń w punkcie krytycznym płyty. Odczyty ugięć i odkształceń wskazują powstanie zarysowań znacznie szybciej, niż mogą one być zauważone szkłem powiększającym, graniczna nośność płyty została osiągnięta przy naprężeniach w ciągnach równych około 1448 MPa. Wskazuje to, że ciągnia skonstruowane jako bez przyczepności nie były w pełni wolne od sił tarcia; tarcie pomiędzy splotami a betonem wyraźnie ograniczyło możliwość poślizgu ciągien i pomogło osiągnąć wyższe wartości naprężeń w stali sprężającej.
- Badana płyta dobrze zniosła obciążenie wynoszące około 3,8 kN/m², które wywołało naprężenia rozciągające w betonie około 3,5 MPa. Przyjmując zasadę, że taka wartość naprężeń rozciągających nie powinna być kryterium projektowym w sprężonych płytach betonowych, autorzy doszli do wniosku, że kryterium braku naprężeń rozciągających powinno zostać w tym przypadku zaniechane.

Muspratt w pracy [85] przedstawił wyniki badań kwadratowej płyty kasetonowej o boku 4,57 m i wysokości 152 mm (rys. 11.3). W żebrach rozstawionych co 457 mm w obydwu kierunkach poprowadzono paraboliczne ciągnia sprężające bez przyczepności. Ciągnia wykonano z pojedynczych drutów $\phi 5$ mm, po jednym w każdym żebrze, umieszczonych w osłonkach z PE. Płytę podparto liniowo na krawędziach w sposób przegubowy, a równomiernie rozłożone obciążenie w górę przyłożone było od dołu systemem pneumatycznych poduszek (rys. 11.3 – przekrój A-A). Przed próbą zniszczenia płytę utrzymywano pod sprężeniem i obciążeniem odpowiadającym normalnemu obciążeniu użytkowemu przez 1000 godzin, obserwując straty sił w ciągnach i reologiczny przyrost ugięcia.

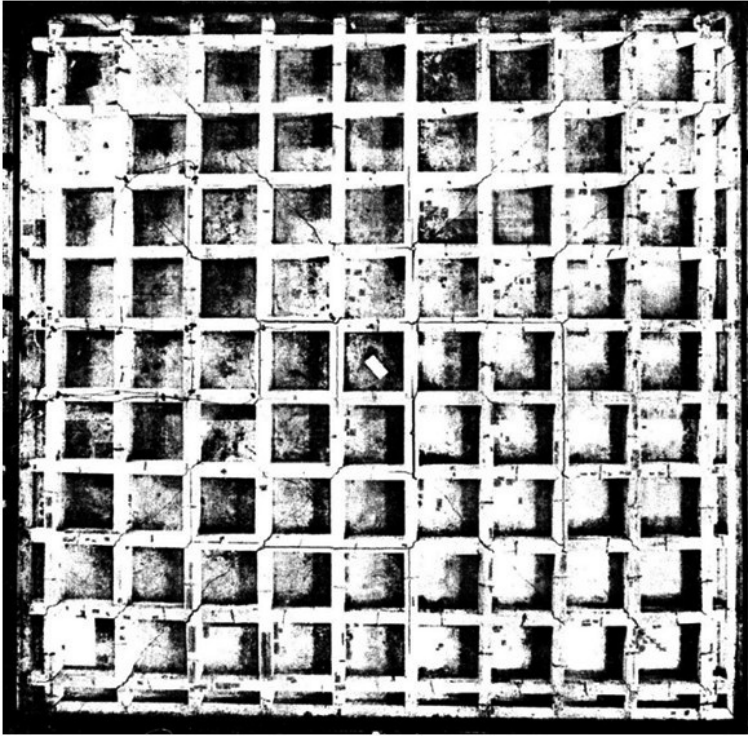
Po próbie długotrwałego obciążenia płytę badano do zniszczenia. Układ powstałych rys pokazano na rysunku 11.4. Prócz rys równoległych do żeber rozwinęły się rysy diagonalne. Badania pokazały, że problematyczna w stropie kasetonowym o tej geometrii jest nośność na skręcanie żeber. Maksymalna osiągnięta nośność stropu wynosiła 80% nośności granicznej obliczonej z uwagi na zginanie. Pokazało to, że przy projektowaniu stropów kasetonowych szczególną uwagę należy zwrócić na zapewnienie nośności skrętnej żeber, zwłaszcza tych w pobliżu przekątnych. Badania wykazały również, że w wyniku przecięcia, płyta dwukierunkowa nie traci właściwości nośnych w tak dużym stopniu jak jednokierunkowa



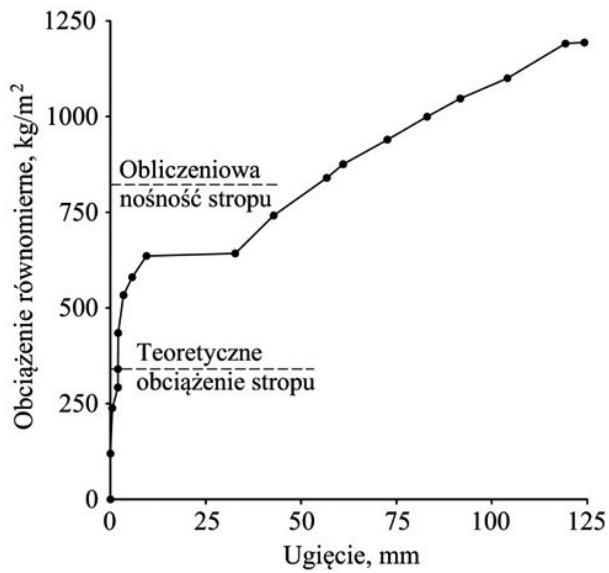
Rys. 11.3. Rzut i przekrój stropu kasetonowego badanego przez Muspratta [85]

(znacznie mniejsze załamanie krzywej obciążenie-ugięcie w wyniku zarysowania – rys. 11.5).

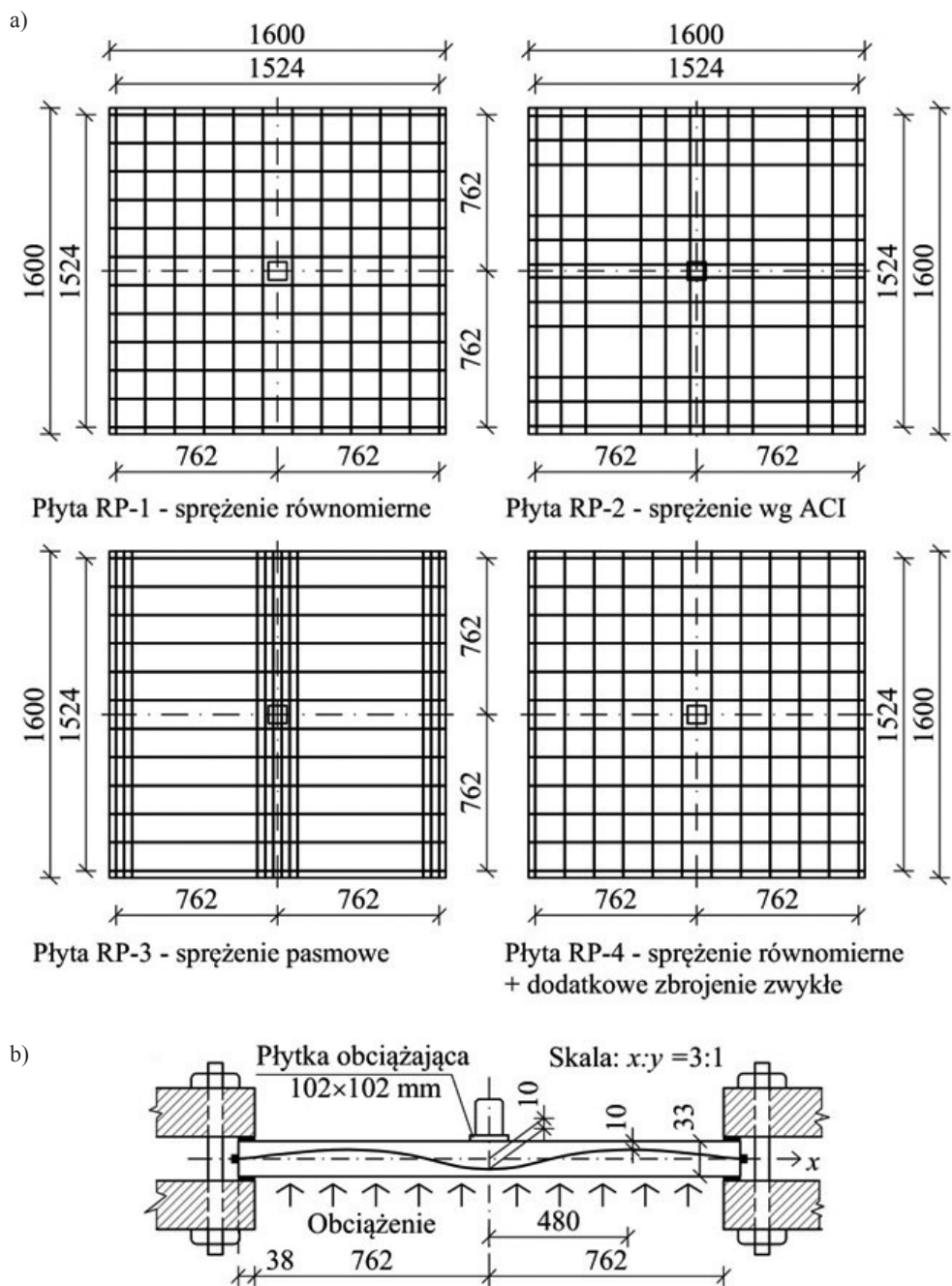
W pracy [24] Chakrabarti przedstawił wyniki badań czterech płyt kwadratowych o wymiarach rzutu $1,60 \times 1,60$ m i grubości 33 mm (rys. 11.6). Wykonano 4 płyty (rys. 11.6a) o trzech różnych układach sprężenia: RP-1 o sprężeniu równomiernie rozłożonym w obu kierunkach, RP-2 o sprężeniu zgodnie z zaleceniami ACI



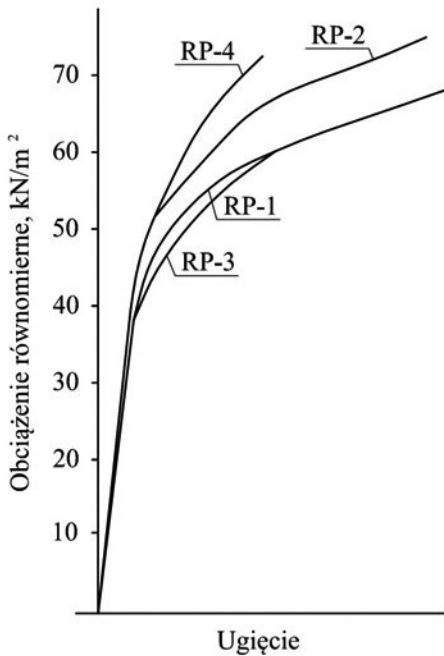
Rys. 11.4. Układ rys w badanym stropie kasetonowym [85]



Rys. 11.5. Zależność obciążenie-ugięcie w badanej płycie kasetonowej [85]



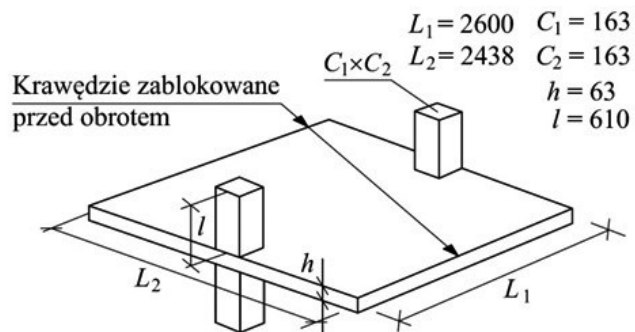
Rys. 11.6. Plan sprężenia (a) oraz profil cięgna (b) w badanych płytach (Chakrabarti [24])



Rys. 11.7. Zależność obciążenie-ugięcie uzyskana w badaniach Chakrabartiego [24]

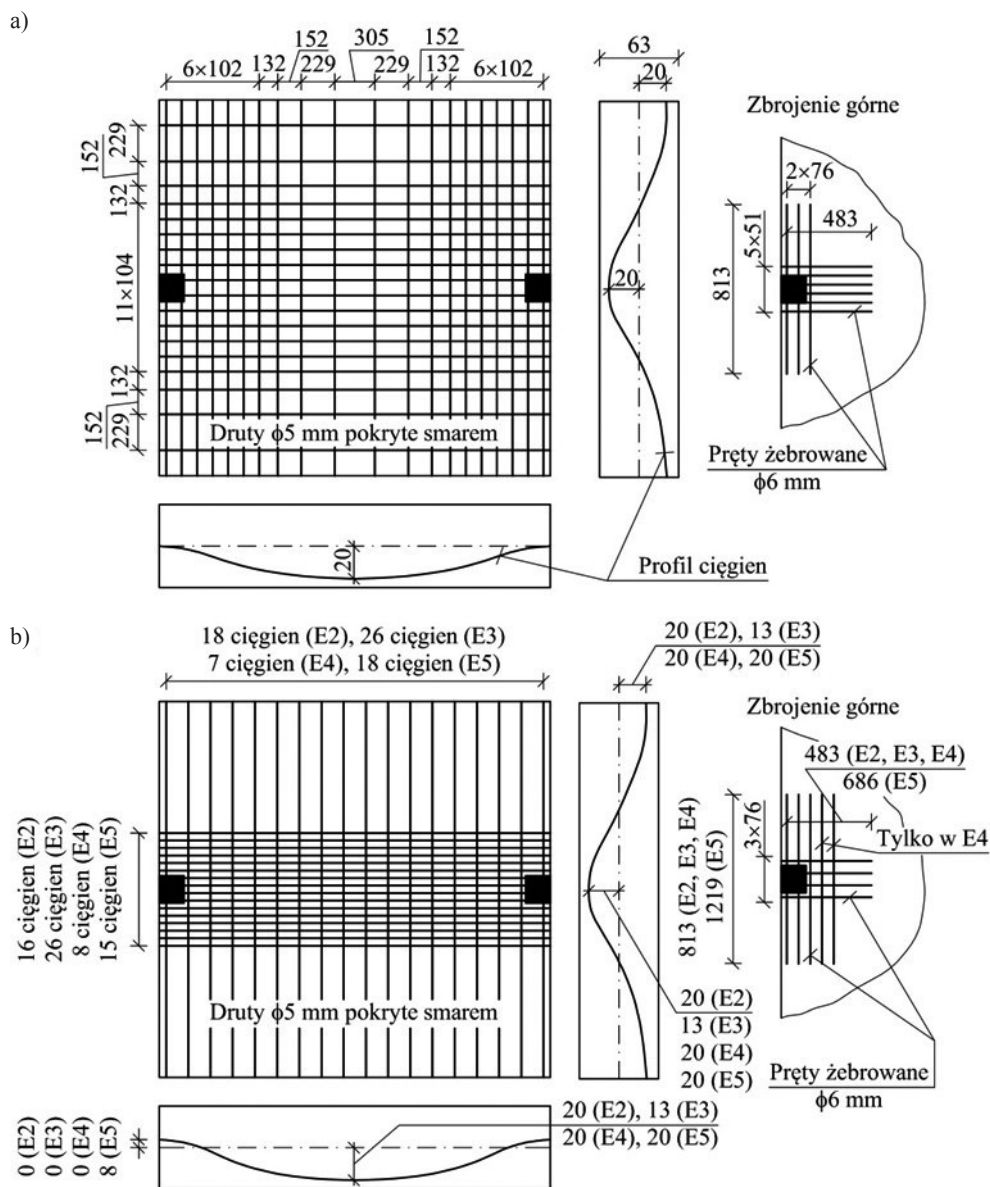
poziomie naprężeń ściskających, na ugięcie (rys. 11.7), układ rys i nośność płyty. Ugięcie płyty RP-4 (ze zbrojeniem zwykłym) po zarysowaniu było dużo mniejsze w stosunku do pozostałych płyt. Prezentowane badania pokazały mocno nieliniowe zachowanie się płyt po pojawieniu się pierwszych rys w strefach środkowych przęseł. Podsumowując otrzymane wyniki autor prezentowanych badań zaleca, aby przy stosowaniu sprężenia ciągniami bez przyczepności, $1/3$ wymaganej nośności na zginanie była zapewniona zbrojeniem zwykłym.

W pracy [75] (będącej kontynuacją i rozszerzeniem pracy [52]) Long i Cleland przedstawili wyniki badań kablobetonowego przęsła płyty płaskiej o geometrii pokazanej na rysunku 11.8.



Rys. 11.8. Kablobetonowe przęsło płyty płaskiej badane przez Longa i Clelanda [75]

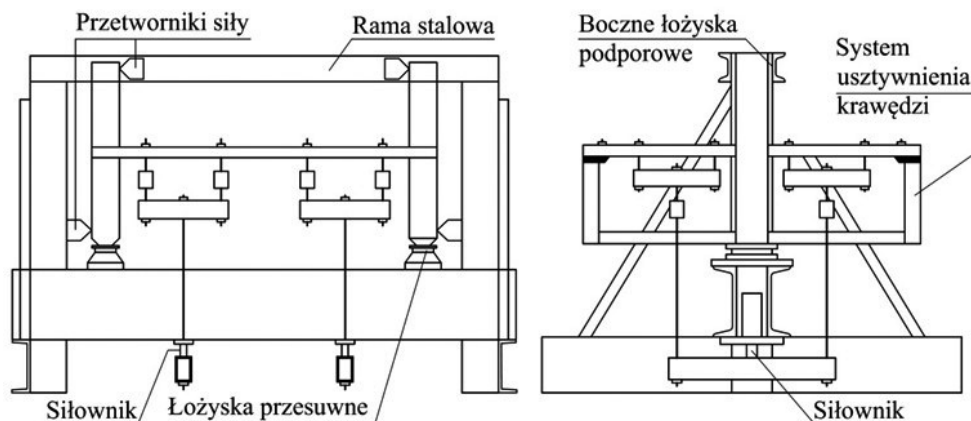
(67% ciągnięć w pasach słupowych), RP-3 o sprężeniu równomiernie rozłożonym w jednym kierunku i skupionych w liniach słupów w drugim kierunku. Układ sprężenia płyty RP-4 był podobny do układu sprężenia płyty RP-1, a ponadto zastosowano w niej zbrojenie zwykłe przy górnej powierzchni z prętów o średnicy 2,62 mm rozmieszczonych co 133 mm. Wszystkie płyty zazbrojono dodatkowo dołem w strefie środkowej (pod słupem) podobnymi prętami w rozstawie 50 mm. Do sprężenia użyto splotów stalowych o średnicy 3,0 mm o profilu pokazanym na rysunku 11.6b. Płyty w czasie badań zamocowano na krawędziach zewnętrznych, a w punkcie środkowym ich deformacje ograniczał od góry słupek z kwadratową głowicą o wymiarach 102×102 mm. Obciążenie równomierne rozłożone przykładano od dołu. Autor stwierdza, że płyty RP-1 do RP-3 zachowywały się bardzo podobnie. Wykazał mały wpływ rozkładu sprężenia, przy podobnym



Rys. 11.9. Rzut i profil sprężenia oraz zbrojenie górne nad słupem w elemencie analizowanym w pracy [75] (opis w tekście)

Badania obejmowały wycinek stropu o rozpiętości przęsła 9,14 m i grubości płyty 210 mm. Badano 5 elementów w skali 1:4, o różnych układach sprężenia pokazanych na rysunku 11.9. Płyta E1 (rys. 11.9a) była sprężona na całej szerokości w obydwu kierunkach, a płyty E2 do E5 (rys. 11.9b) były sprężone cięgnami skupionymi

w pasie słupowym i równomiernie rozłożonymi w kierunku poprzecznym, o różnej intensywności. Zróżnicowano również profile cięgna w poszczególnych elementach. Do odwzorowania siedmiodrutowego splotu o średnicy 0,6 cala, w elemencie badawczym zastosowano pojedynczy drut o średnicy 5 mm, umieszczony w osłonce PE wypchniętej smarem.

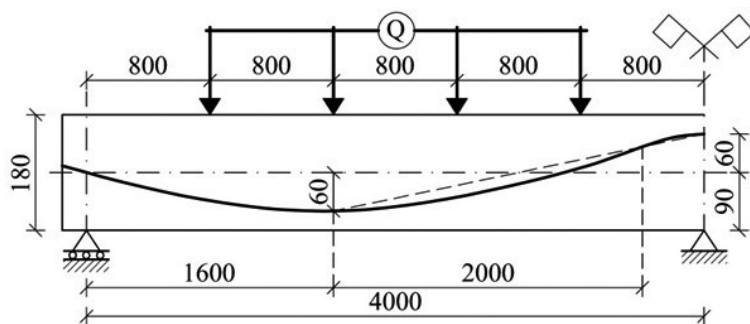


Rys. 11.10. Stanowisko do badań opisanych w pracy [75]

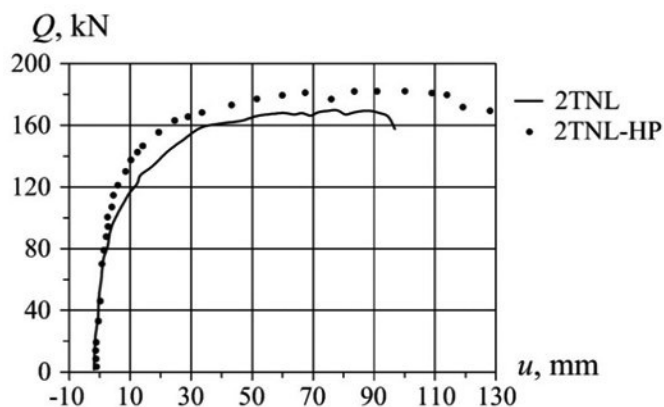
Schemat stanowiska badawczego pokazano na rysunku 11.10. Obciążenie przykładano w 16 punktach. Na podstawie otrzymanych rezultatów autorzy wyciągnęli następujące wnioski:

- metoda ram zastępczych w bezpieczny sposób szacuje ugięcia płyt płaskich dając większe wartości ugięć,
- płyty kablobetonowe powinny posiadać zbrojenie zwykłe w obszarach kumulacji momentów zginających (nad słupami) w celu kontroli rys i zapewnienia odpowiedniej ciągliwości płyty przy zginaniu,
- skupienie cięgien w pasach, szczególnie przy zewnętrznej krawędzi, powoduje niewielki wzrost nośności połączenia płyty z słupem zewnętrznym,
- wzrost naprężeń w cięgnach bez przyczepności w momencie awarii płyty wynosi od 5 do 10%.

W pracy [39] Espion i Halleux przedstawili wyniki badań dwóch dwuprzęsłowych, jednokierunkowych płyt o rozpiętości przęsła 4,0 m i przekroju 700×180 mm. Każdą z płyt sprężono dwoma cięgnami bez przyczepności 15,7 mm, o profilu pokazanym na rysunku 11.11. Płyty wykonano z dwóch różnych betonów. Pierwszą z nich wykonano z betonu o 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie (próbki $\phi 150 \times 300$ mm) 40,2 MPa (oznaczoną jako 2TNL na rysunku 11.12), a drugą z betonu o wytrzymałości 75,8 MPa (2TNL-HP). Badania wykazały znaczący wpływ wytrzymałości betonu



Rys. 11.11. Profil cięgna i schemat obciążenia dwuprzęsłowej płyty [39]



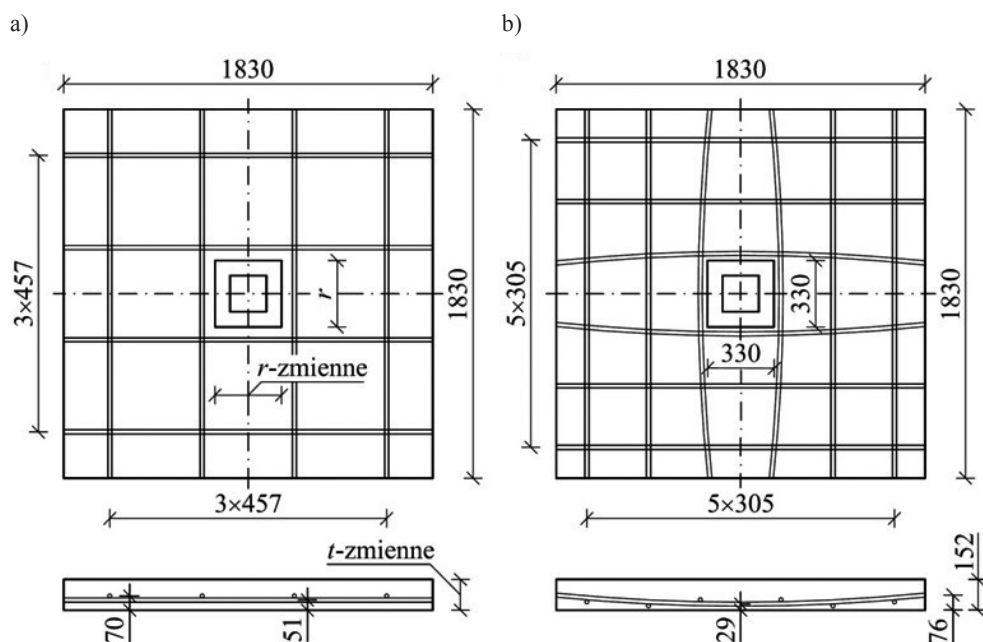
Rys. 11.12. Zależność obciążenie-ugięcie dla płyty z betonu zwykłego (2TNL) i betonu wysokiej wytrzymałości (2TNL-HP) [39]

na nośność płyty i zależność obciążenie-ugięcie (rys. 11.12). Płyta z betonu o wyższej wytrzymałości wykazała znacznie większą ciągliwość przy zniszczeniu.

Przedstawione w tym punkcie badania kablabetonowych płyt z cięgami bez przyczepności zostały wybrane przez autora niniejszej książki z zagranicznej literatury naukowo-technicznej, jako te, które wniosły największy wkład w wiedzę o zachowaniu się tego typu konstrukcji. Autorzy prezentowanych badań, prócz zalet cięgów bez przyczepności, jako taniego i wygodnego sposobu sprężania płyt (brak iniekcji), podkreślili między innymi możliwość stosowania klasycznej teorii sprężystości do określania ugięć i nośności oraz obciążenia rysującego płyt, brak znaczącego wpływu rozmieszczenia cięgów na nośność płyt przy zachowaniu podobnego poziomu naprężeń normalnych, potrzebę stosowania zbrojenia zwykłego w obszarach koncentracji momentów zginających (nad słupami) czy też konieczność zapewnienia nośności na skręcanie żeber w płytach kasetonowych.

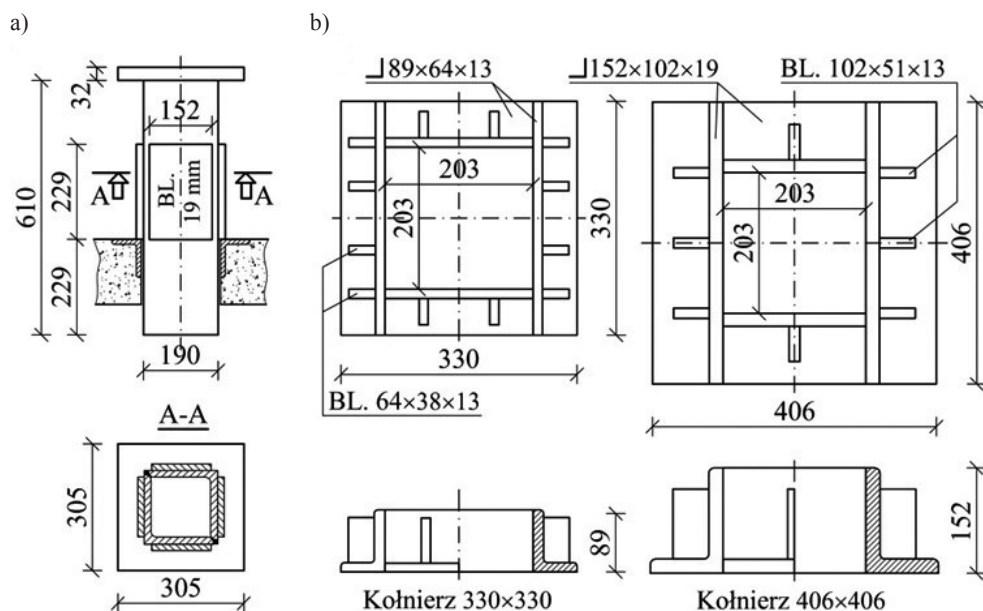
11.2. BADANIA PRZEBICIA PŁYT

Badania przebicia płaskich płyt sprężonych cięgami zarówno z, jak i bez przyczepności, podobnie jak zginania, prowadzono od samego początku stosowania tego typu konstrukcji. W pracy opublikowanej w 1958 roku [118] autorzy przebadali 12 przysłupowych fragmentów kablobetonowych płyt o rzucie 1830×1830 mm (rys. 11.13). Płyty oparto liniowo na krawędziach, a obciążenie przykładano od góry



Rys. 11.13. Rzut oraz układ i profil sprężenia w płytach S-4, S-6, S-8 do S-15 (a) oraz S-5 i S-7 (b), których badania przedstawiono w pracy [118]

w środku płyty, słupem obciążającym do osadzonego w płycie stalowego kołnierza (rys. 11.14a). Zastosowano dwa rodzaje kołnierza o szerokości całkowitej 330 i 406 mm (rys. 11.14b). Parametry poszczególnych płyt, oznaczonych jako S-4 do S-15 (płyty S-1 do S-3 wykonano jako żelbetowe) zestawiono w tablicy 11.1. Grupa II obejmowała 5 płyt (S-4 do S-8) o grubości 152 mm z kołnierzem o szerokości 330 mm. Różniły się wytrzymałością betonu, liczbą i układem kabli sprężających (rys. 11.13). Z wyjątkiem kołnierza w S-4, który zagłębiono o 25 mm, wszystkie pozostałe były zlicowane z powierzchnią płyty. Płyty z grupy III oznaczone jako S-9 i S-10 były podobne do płyt z grupy II lecz różniły się kołnierzem, który miał



Rys. 11.14. Słup obciążający (a) oraz kołnierze stalowe wykorzystane w badaniach (b) [118]

szerokość 406 mm zamiast 330 mm. Układ sprężenia był podobny jak w płytach S-4, S-6 i S-8. Płyty z grupy IV, tj. S-11, S-12 i S-13 miały grubość 254 mm i kołnierz o szerokości 330 mm, zagłębiony odpowiednio o 51 i 102 mm. Układ sprężenia był podobny jak w grupie III (rys. 11.13a). Płyty S-14 i S-15 z grupy V miały grubość 203 mm i kołnierz o szerokości 330 mm. Układ sprężenia był podobny jak w płytach z grupy III (rys. 11.13a).

Wszystkie płyty obciążano do zniszczenia, które nastąpiło przez przebicie płyty stalowym kołnierzem. Zniszczenie we wszystkich przypadkach wystąpiło nagle i często towarzyszyło mu odspojenie od dolnej powierzchni dużych płatów betonu. Zniszczenie przebiegało jako sekwencja następujących zdarzeń:

- powstanie pierwszych widocznych rys od zginania, które pojawiały się przy obciążeniu pomiędzy 0,4 a 0,6 obciążenia niszczonego dla kołnierzy zlicowanych z płytą i przy wyższych wartościach tego stosunku w przypadku kołnierzy zagłębionych,
- podniesienie narożników płyty w wyniku powstania pionowych rys na krawędziach na niewielkich odcinkach przy narożnikach,
- propagacja rys od zginania na dolnej powierzchni płyty aż do jej narożników; liczba i układ rys od zginania tuż przed awarią uległa dużej zmianie,
- przebicie płyty stalowym kołnierzem z odspojeniem płatów betonu od płyty; powstały stożek przebiccia był bardzo płaski i w niektórych przypadkach sięgał poza krawędzie płyty.

Parametry płyt analizowanych w pracy [118]

Grupa	Oznaczenie płyty	Wymiar kołnierza, mm	Grubość płyty, mm	Zagłębienie kołnierza, mm	Średnie d_p , mm	Procent zbrojenia sprężającego	Efektywne naprężenia w stali, MPa	Średnie naprężenia w betonie, MPa	Średnia wytrzymałość walcowa betonu, MPa
II	S-4	330	152	25	92	0,45	1138	3,10	27,28
	S-5	330	152	–	76	0,55	633	1,72	20,24
	S-6	330	152	–	92	0,45	633	1,72	32,41
	S-7	330	152	–	111	0,56	862	3,45	19,93
	S-8	330	152	–	92	0,45	1266	3,45	29,98
III	S-9	406	152	–	92	0,45	633	1,72	30,17
	S-10	406	152	–	92	0,45	1266	3,45	32,18
IV	S-11	330	254	–	194	0,22	1266	2,07	35,34
	S-12	330	254	51	194	0,22	1266	2,07	33,92
	S-13	330	254	102	194	0,22	1266	2,07	36,05
V	S-14	330	203	–	143	0,29	1266	2,59	33,09
	S-15	330	203	51	143	0,29	1266	2,59	35,31

Autorzy porównali otrzymane wyniki badań z rezultatami uzyskanymi z dostępnych w literaturze równań i modeli szacujących nośność na przebicie. Stwierdzili między innymi, iż dostępna w normie amerykańskiej z 1956 roku (ACI 318-56) procedura określa nośność na przebicie sprężonych płyt z wysokim współczynnikiem bezpieczeństwa, wynoszącym w przypadku badanych płyt od 3,5 do 5,6. Zgodnie z zapisami wymienionej normy, obliczeniową nośność na przebicie wyznaczać można było z zależności:

$$P_{Rd} = \frac{7}{8} v_{Rd,c} u_1 d_s \quad (78)$$

Graniczne naprężenia ścinające $v_{Rd,c}$ w równaniu (78) należało przyjmować jako 0,025 wytrzymałości betonu na ściskanie wyznaczonej na walcach $\phi 150 \times 300$ mm, lecz nie więcej niż 0,586 MPa (85 psi).

Otrzymane rezultaty wykazały dobrą zgodność w szacowaniu nośności na przebicie płaskich płyt kablobetonowych według równań zaproponowanych przez Elstnera i Honestada [38, 59] oraz Whitneya [157]. Otrzymano stosunek nośności pomierzonej do teoretycznej od 0,94 do 1,20 (wartość średnia: 1,06) dla równania Elstnera

i Honestada oraz 0,70 do 1,32 (wartość średnia: 1,11) dla równania Whitneya. Autorzy zaproponowali również własne równanie, wykalibrowane na podstawie wyników badań dwunastu płyt kablobetonowych, o następującej postaci:

$$\frac{P_{Rd}}{bd_p f_{ck}} = \left(0,175 - 0,0000242 f_{ck} + 0,000020 \frac{F_c}{s_c} \right) \quad (79)$$

gdzie:

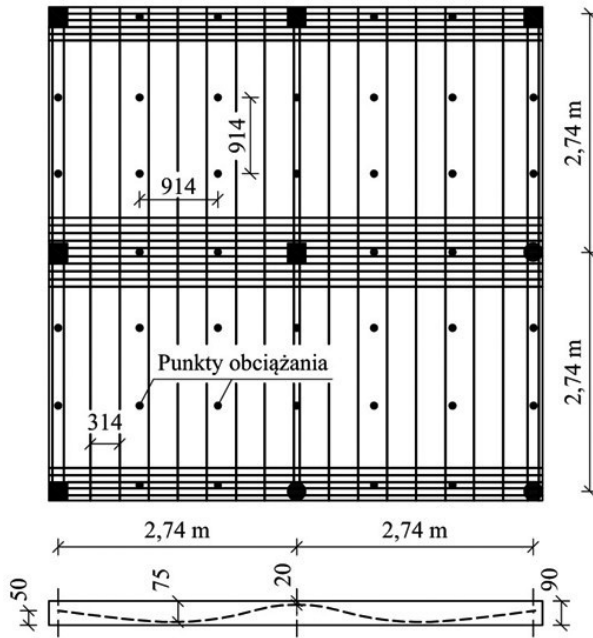
- P_{Rd} – graniczna nośność na przebicie,
- b – długość obwodu pionowej powierzchni ścinania w przekroju krytycznym (w badanym przypadku długość obwodu kołnierza),
- F_c – efektywna siła w ciągnięciu sprężającym,
- s_c – rozstaw cięgien.

Opierając współczynniki równania (78) na wynikach badań uzyskanych z dwunastu kablobetonowych płyt, autorzy wykazali, że stosunek nośności z badań do wartości teoretycznej otrzymanej z równania wynosi 0,89 do 1,12, wartość średnia wynosi 1,02, a odchylenie standardowe jest równe 0,075.

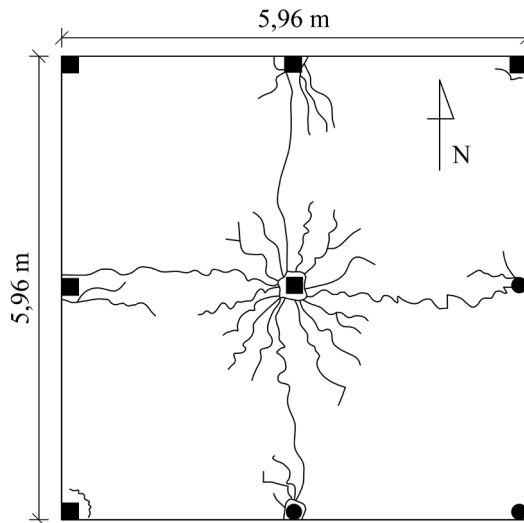
W pracy [49], opublikowanej w 1998 roku, Gardner i Kallage przedstawili wyniki badań czteropolowej płyty o całkowitych wymiarach 5,96×5,96 m i grubości 90 mm. Geometrię i układ cięgien sprężających pokazano na rysunku 11.15. Płytę oparto na słupie środkowym, 4 słupach krawędziowych i 4 narożnych. Słupy krawędziowe i narożne zróżnicowano na kwadratowe i okrągłe. Do sprężenia użyto siedmiodrutowych splotów o średnicy 13 mm, umieszczonych w osłonce z tworzywa sztucznego wypełnionej smarem. Do płyty przykładano obciążenie w 40 punktach rozmieszczonych na siatce o boku 914 mm.

W badaniach prowadzonych do zniszczenia pierwsze rysy od zginania zauważono nad słupem środkowym przy obciążeniu wynoszącym 8,7 kN/m². Były to rysy styczne do obwodu słupa w bezpośrednim jego sąsiedztwie (rys. 11.16). Przy dalszym wzroście obciążenia rozwinęły się niewielkie promieniowe rysy od narożników słupa oraz rysy w kierunku N-S nad słupem okrągłym przy krawędzi S. Przy obciążeniu 18,8 kN/m² rozwinęły się pierwsze rysy na dolnej powierzchni i kolejne rysy górne wokół słupów. Dwie rysy na w kierunku N-S i W-E wzdłuż słupowych kabli sprężających rozwinęły się od słupa środkowego i połączyły z rysami biegnącymi od słupów krawędziowych. Przy obciążeniu 19,6 kN/m² powstały rysy od skręcania od wewnętrznych narożników słupów krawędziowych do krawędzi zewnętrznej, biegnące do niej pod kątem 45°. Płyta uległa zniszczeniu przez przebicie słupa przy południowej krawędzi, przy obciążeniu 30,8 kN/m² (rys. 11.17).

Wyniki badań porównywano z rezultatami teoretycznymi uzyskanymi z wytycznych norm ACI 318-95 oraz BS 8110-85. Stwierdzono ostatecznie, że zaniedbanie w obliczeniach nośności na przebicie według ACI 318-95 składnika pionowego



Rys. 11.15. Geometria i sprzężenie płyty [49]



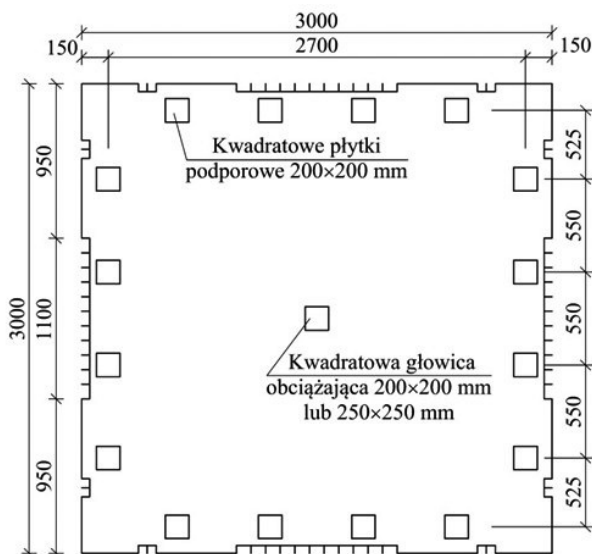
Rys. 11.16. Układ rys na górnej powierzchni płyty tuż przed uszkodzeniem połączenia ze słupem krawędziowym [49]



Rys. 11.17. Uszkodzenie przez przebicie płyty nad słupem skrajnym i środkowym [49]

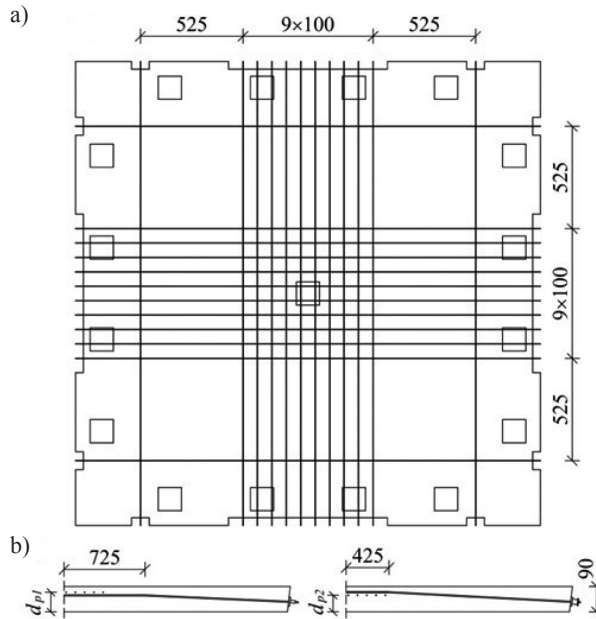
sprężenia czy dekompresji naprężeń ścinających w BS 8110-85 jest założeniem mocno zachowawczym. Uwzględnienie sił dekompresji daje o 25% większą nośność na przebicie.

Odmienną, lecz skromną, grupę badań przebicia stanowią prace obejmujące kablobetonowe płyty ze zbrojeniem poprzecznym. Przykładowo, w pracy [21] autorzy przedstawili wyniki badań 17 płyt kablobetonowych, w tym 15 ze zbrojeniem poprzecznym i 2 bez zbrojenia. Płyty miały kształt kwadratowy o boku 3,0 m i grubości 200 mm (rys. 11.18). Płyty oparte były na słupach (płytkach) przy krawędziach zewnętrznych oraz obciążane w punkcie środkowym płytką stalową o wymiarach



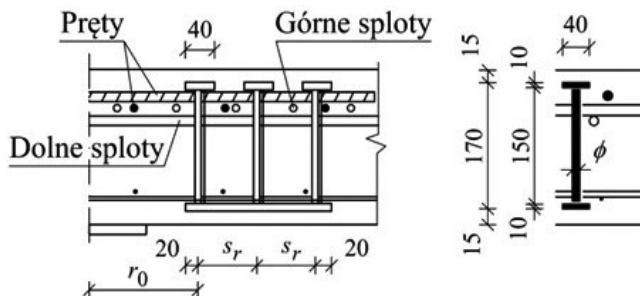
Rys. 11.18. Rzut płyty badanej w pracy [21]

200×200 mm lub 250×250 mm. Sprężenie w płytach zrealizowano 12 cięgnami bez przyczepności o średnicy 12,7 mm w każdym kierunku, wprowadzając średnie naprężenia ściskające w betonie około 2,3 MPa. Układ sprężenia pokazano na rysunku 11.19.



Rys. 11.19. Układ (a) oraz profile sprężenia w dwóch kierunkach (b), w badanej płycie [21]

Wszystkie płyty zazbrojono górną 16 prętami o średnicy $\phi 16$ mm w każdym kierunku, rozmieszczonymi co 160 mm na odcinku środkowym (5×160 mm) oraz rzadziej na pozostałej szerokości. Zbrojenie dolne stanowiły pręty $\phi 8$ mm co 150 mm na całej szerokości płyty, w obydwu kierunkach.

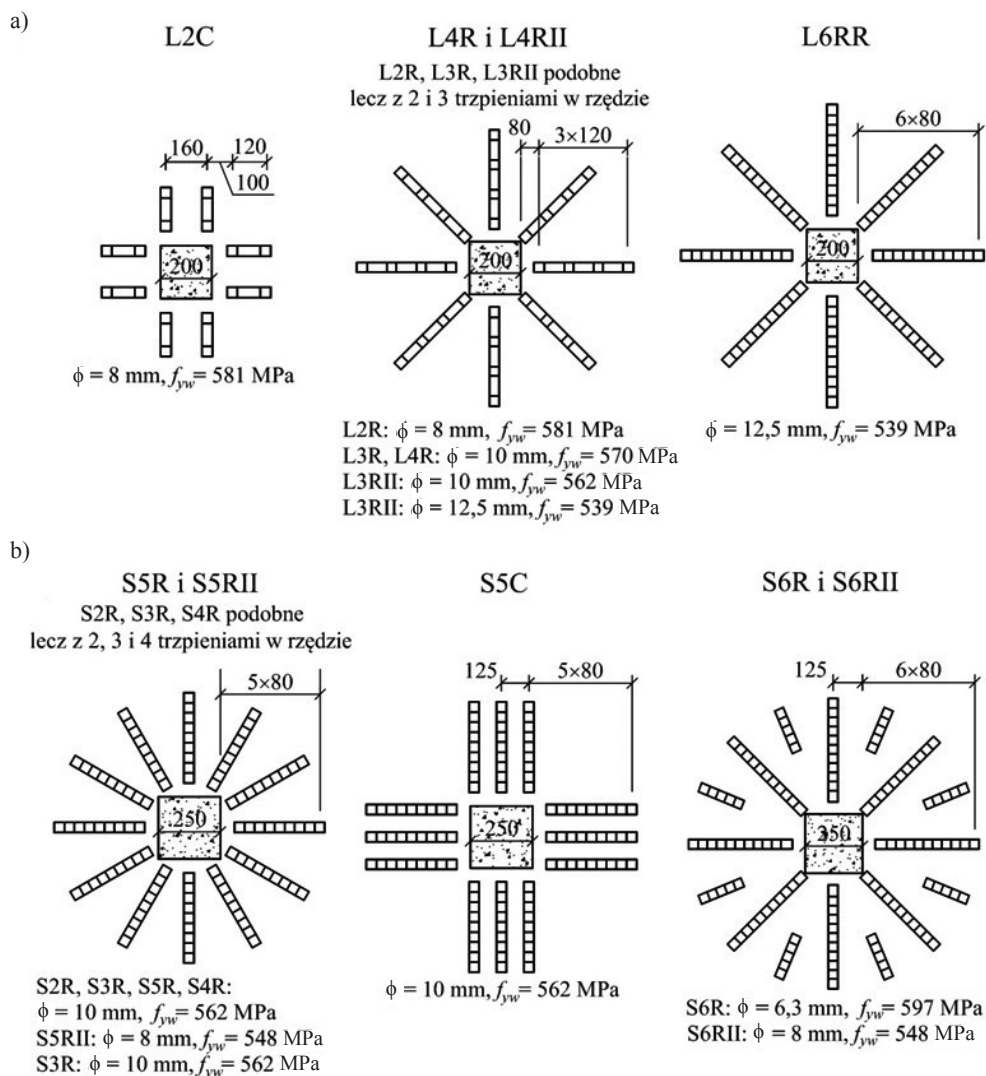


Rys. 11.20. Geometria trzpieni użytych w badaniach [21] na przebiecie

Zbrojenie poprzeczne w płytach wykonano z trzpieni rozmieszczonych w promienistych szykach (rys. 11.20). Zastosowano 4 średnice trzpieni: 6,3, 8, 10 i 12,5 mm; dwa rozstawy trzpieni w szynie s_r : 80 i 120 mm oraz cztery liczby trzpieni w szynie: 2, 3, 4, 5 i 6. Płyty zbrojone na ścinanie podzielono na 2 grupy:

- 1) L2C, L2R, L3R, L3RII, L4R, L6TT,
- 2) S2R, S3R, S4R, S5R, S5RII, S5C, S6R, S6RII.

W grupie L użyto płytek obciążających 200×200 mm, 8 szyn trzpieni, a rozstaw trzpieni w szyku wynosił 120 mm (rys. 11.21a). W grupie S użyto płytek



Rys. 11.21. Układy, średnice i wytrzymałość charakterystyczna trzpieni na przecięcie:
 a) grupa L, b) grupa S [21]

250×250 mm, 12 szyn, a rozstaw trzpieni w szyku wynosił 80 mm (rys. 11.21b). Szczegółowy układ trzpieni, ich średnicę oraz wytrzymałość charakterystyczną stali pokazano na rysunku 11.21.

Przeprowadzone badania pokazały znaczący wpływ zbrojenia na nośność na ścinanie, sięgający 60%. Obecność zbrojenia poprzecznego zwiększyła ciągliwość płyt przy zginaniu nawet o 194%. Autorzy zaobserwowali dwa typy wyczerpania nośności, tj. przez zniszczenie na zewnątrz strefy zbrojonej oraz w jej wnętrzu. W drugim przypadku powierzchnia uszkodzenia inicjowała się zawsze na krawędzi płytki obciążającej, a jej nachylenie wzrastało wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia na ścinanie. Na podstawie otrzymanych wyników autorzy stwierdzili, że największe znaczenie dla nośności na ścinanie ma długość zewnętrznego obwodu oraz stopień zbrojenia. Układ trzpieni jest mniej istotny. Stwierdzili również, iż rozstaw trzpieni w rzędzie nie powinien przekraczać $0,75d$, a na zewnętrznym obwodzie $2d$.

Powyżej przedstawiono badania dotyczące przebicia w kablobetonowych płytach z ciągniami bez przyczepności, wybrane z zagranicznej literatury branżowej. Otrzymane na przestrzeni kilku dekad wyniki badań przebicia, wykazały duże zapasy nośności w przepisach normowych, wynikające głównie z niedoszacowania udziału siły podłużnej i zaniechania wstępnych naprężeń ściskających, w przenoszeniu sił poprzecznych. W przypadku normy ACI 318-56, współczynnik bezpieczeństwa wynosił aż 3,5 [118].

11.3. BADANIA PŁYT W WARUNKACH POŻARU

Stosunkowo młodą dziedziną badań jest zachowanie się płyt w warunkach pożaru. Badania prowadzone na szerszą skalę rozpoczęto dopiero po 2000 roku. W tym okresie opublikowano wiele prac, obejmujących badania w wysokich temperaturach zarówno kablobetonowych płyt [6, 11, 123] jak i samych ciągnię bez przyczepności [45, 47, 48, 78, 79] stosowanych w płytach kablobetonowych.

W pracy [11] Bailey i Ellebody przedstawili wyniki badań w warunkach pożaru czterech jednokierunkowych płyt sprężonych ciągniami bez przyczepności oraz dodatkowo dwóch identycznych płyt badanych do zniszczenia, w temperaturze otoczenia. Badania płyt w wysokiej temperaturze miały na celu wykazać wpływ rodzaju kruszywa oraz więzów podłużnych na odkształcalność termiczną płyt. Płyty T1 i T2 (tablica 11.2) badano w temperaturze otoczenia w celu określenia ich nośności w normalnych warunkach użytkowania. Płyty T3 do T6 podgrzewano piecem gazowym. Część płyt miała swobodną, a część ograniczoną zdolność odkształceń podłużnych. W części użyto kruszywa wapiennego, a w części kruszywa rzecznoego z Tamizy. Wymiary płyt wynosiły $4,3 \times 1,6 \times 0,16$ m przy rozpiętości w osiach podpór 4,0 m. Każda z płyt zawierała 3 ciągną bez przyczepności 15,7 mm, ze stali

o średniej pomierzonej wytrzymałości 1846 MPa, o profilu i układzie pokazanym na rysunku 11.22. Przewidziano beton o 28-dniowej wytrzymałości kostkowej równej 40 MPa. Przeprowadzone badania wytrzymałości po 28 dniach dały wyniki od 38,1 MPa dla płyty T6 do 45,8 MPa dla płyty T2.

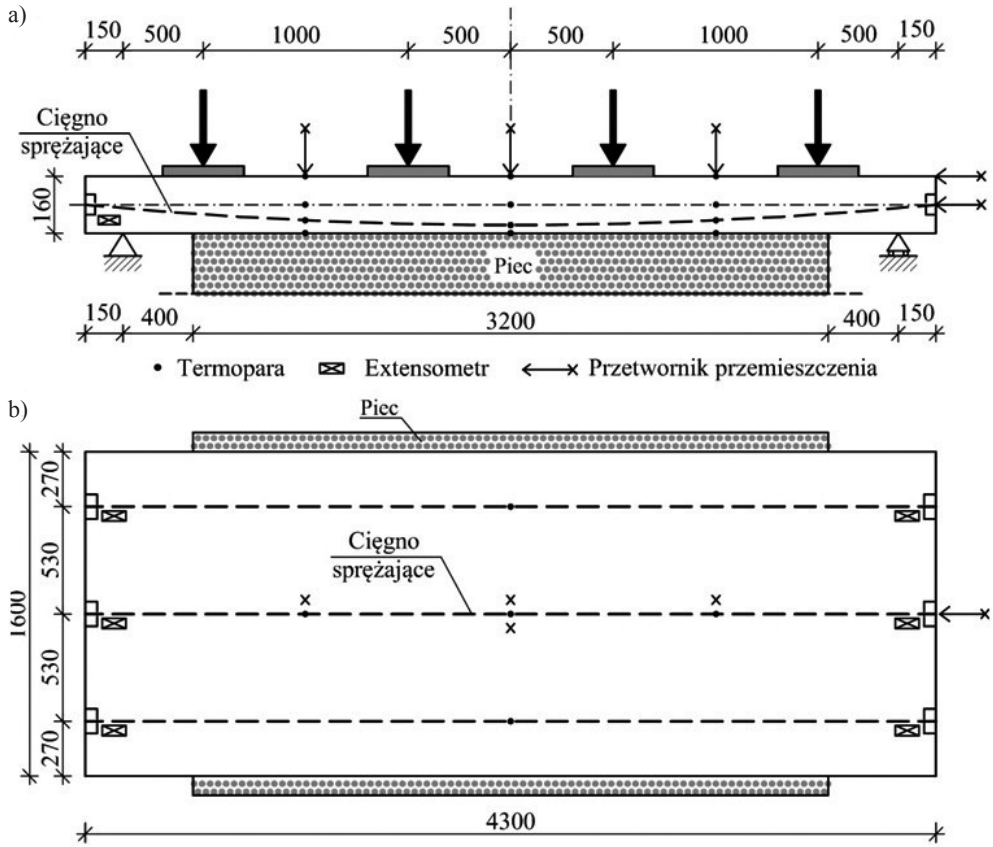
Tablica 11.2

Parametry płyt badanych w pracy [11]

Oznaczenie płyty	Wysoka temperatura	Rozszerzalność termiczna		Kruszywo grube	
		wolna	ograniczona	wapień	Tamiza
T1		x		x	
T2		x			x
T3	x	x		x	
T4	x		x	x	
T5	x	x			x
T6	x		x		x

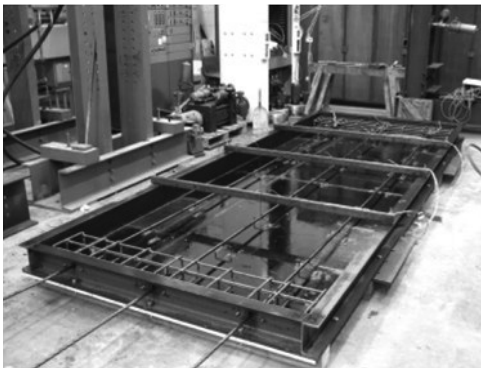
Na rysunku 11.23a pokazano przygotowaną formę przed zabetonowaniem, natomiast na rysunku 11.23b płytę na stanowisku badawczym po zniszczeniu. Na rysunku 11.24 zamieszczono natomiast zależność przemieszczenia środka rozpiętości płyty (pionowego lub poziomego) od temperatury ciągnien, dla płyt poddanych działaniu wysokiej temperatury. Płyty T3 i T4 wykonano z betonu na kruszywie wapiennym, lecz różniły się one ograniczeniem odkształceń podłużnych. Płyta T3 miała swobodną, a T4 ograniczoną odkształcalność. Można zauważyć większe przemieszczenie pionowe (63 mm) płyty T3 w porównaniu z T4 (37 mm). Pomimo, że płyta T4 nie miała ograniczonej możliwości obrotu na końcach, powstająca siła podłużna w wyniku ograniczenia odkształceń podłużnych zredukowała ugięcie płyty w porównaniu z płytą T3. Tą samą zależność zarejestrowano dla płyt T5 i T6. Porównanie rezultatów pomiędzy nieskrępowanymi płytami T3 i T5 oraz skrępowanymi T4 i T6 pokazało, że płyty z kruszywem rzeczonym z Tamizy wykazały większą skłonność do ugięć niż pozostałe, z kruszywem wapiennym. Prezentowane badania uwidoczniły silny wpływ rodzaju kruszywa na zachowanie się sprężonych płyt w warunkach pożaru, co jest związane z różnym współczynnikiem rozszerzalności cieplnej kruszyw.

W swojej pracy Aimin, Yuli i Litang [6] opublikowali wyniki badań czterech ciągłych płyt trójprzęsłowych o całkowitych wymiarach 1,6×1,5×0,12 m (rys. 11.25). Badania zaprogramowano w celu wykazania wpływu długości zbrojenia zwykłego w strefach momentów górnych oraz kolejności wystąpienia pożaru



Rys. 11.22. Stanowisko badawcze wraz układem przetworników i obciążenia:
a) widok z boku, b) rzut [11]

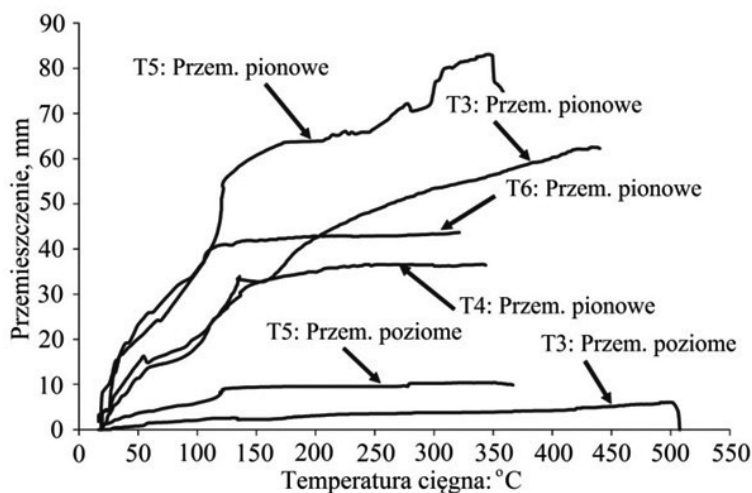
a)



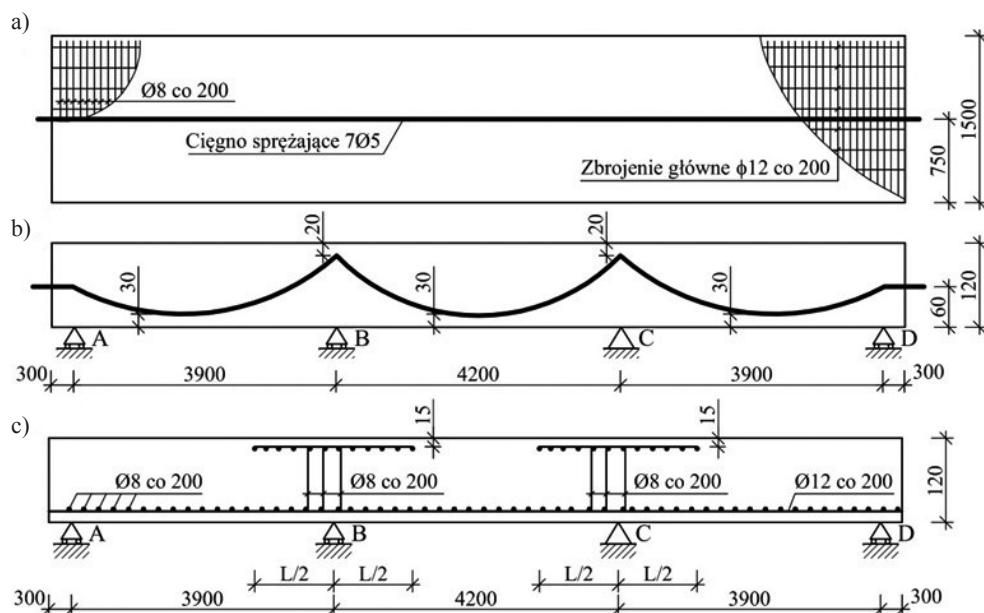
b)



Rys. 11.23. Widok zbrojenia stref końcowych i sprężenia w formie (a) oraz zniszczonej płyty na stanowisku badawczym (b) [11]



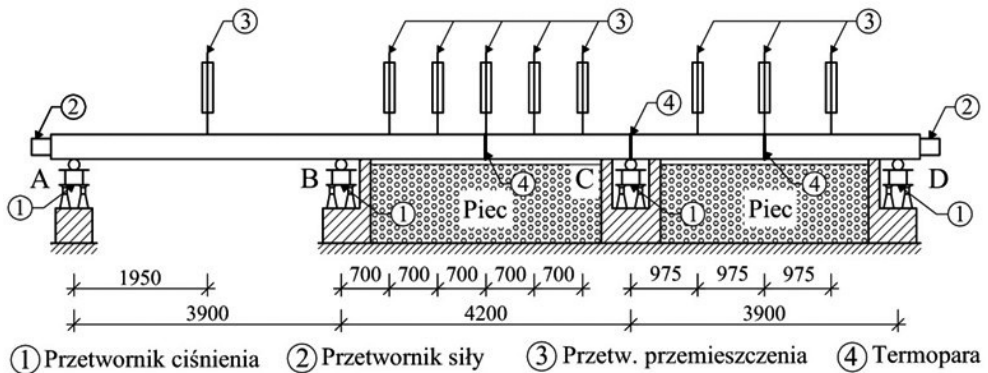
Rys. 11.24. Zależność przemieszczenia od temperatury ciągną dla płyt T3 do T6 [11]



Rys. 11.25. Rzut (a), profil ciągną (b) oraz zbrojenie zwykłe (c) płyty badanej w pracy [6]

w poszczególnych przęsłach na zachowanie się płyt. Do sprężenia użyto po jednym ciężnie bez przyczepności o średnicy 15,2 mm (140 mm^2 , 1860 MPa) w każdej płycie, o profilu pokazanym na rysunku 11.25b. Zbrojenie podłużne (dolne i górne nad

podporami B i C) stanowiło 8 prętów podłużnych $\phi 12$ mm co 200 mm oraz pręty poprzeczne $\phi 8$ mm co 200 mm. Użyto betonu o 28-dniowej wytrzymałości kostkowej nie mniejszej niż 40 MPa. Na rysunku 11.26 pokazano schemat stanowiska badawczego wraz z użytymi przetwornikami pomiarowymi, natomiast w tabelicy 11.3 zestawiono zmienne parametry w badaniach (kolejność powstawania pożaru i długość zbrojenia górnego) oraz średnią kostkową wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach.



Rys. 11.26. Stanowisko badawcze wraz z przetwornikami pomiarowymi [6]

Tablica 11.3

Parametry badań [6]

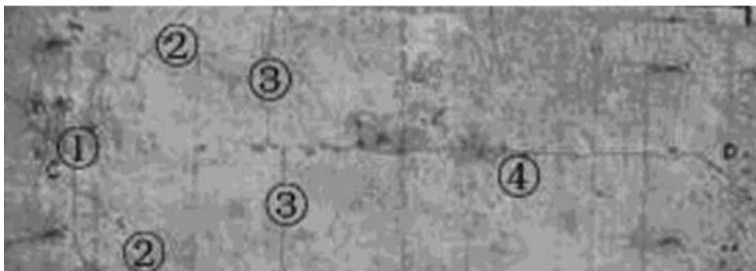
Przypadek	Kolejność podgrzewania przęseł	Długość zbrojenia górnego, m	Średnia wytrzymałość kostkowa betonu, MPa
1	środkowe, skrajne	2,2	48,6
2	środkowe, skrajne	3,9	58,0
3	skrajne, środkowe	2,2	51,6
4	skrajne, środkowe	3,9	55,8

Na rysunku 11.27 zilustrowano układ rys na górnej powierzchni w przęśle środkowym (a) oraz skrajnym (b), dla płyty 1. W wyniku podgrzewania pojawiły się cztery typowe rysy oznaczone od 1 do 4. Obecność rys 1 i 2 można wytłumaczyć przyrostem momentu zginającego na podporze środkowej. Charakterystyczna rysa 3

a)

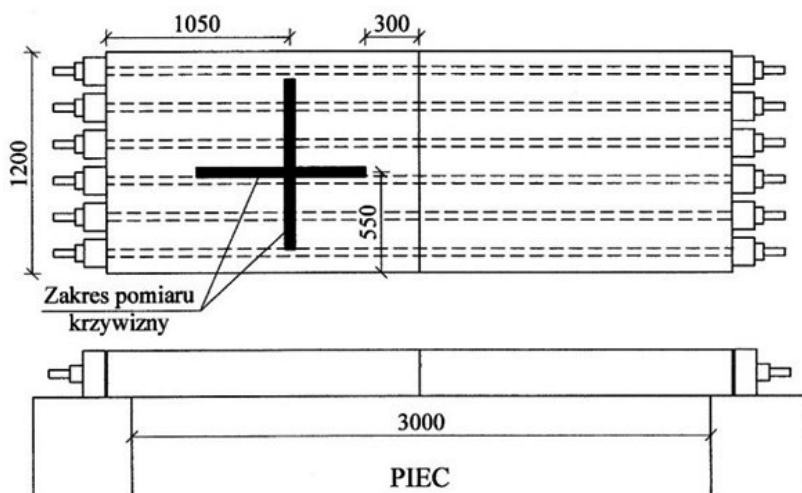


b)



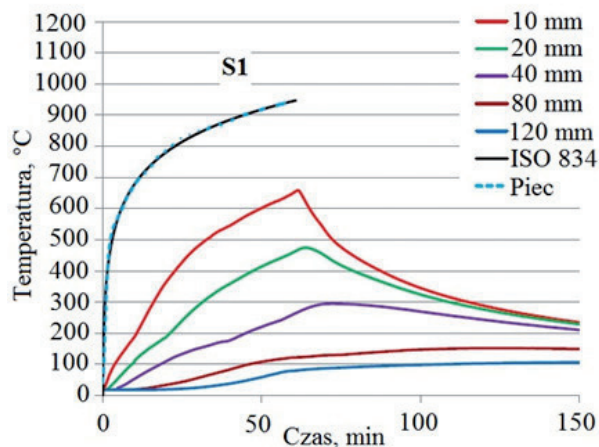
Rys. 11.27. Układ rys w prześle środkowym (a) oraz skrajnym (b) w płycie 1 [6]

zawsze pojawiała się na końcach zbrojenia górnego, wskazując, że długość zbrojenia górnego ma duży wpływ na formę wtórnych ram powstających po utworzeniu przegubów plastycznych.



Rys. 11.28. Schemat stanowiska badawczego [123]

Badania wykazały, że na deformację płyty i tryb awarii duży wpływ ma zarówno długość zbrojenia zwykłego, jak również kolejność podgrzewania pręseł. Wprawdzie położenie powstających przegubów plastycznych nie zależy od kolejności podgrzewania pręseł, a jedynie od długości zbrojenia górnego, jednak kolejność ich powstawania już zależy od kolejności podgrzewania pręseł. Autorzy badań podają, iż po 80 minutach podgrzewania, przy temperaturze w piecu wynoszącej 900°C, i temperaturze ciągnięć pomiędzy 150 a 270°C, ciągną ulegały nagłemu zrywaniu. Istotne jest również spostrzeżenie wyniesione z badań, iż temperatura ciągnięć nigdy nie przekroczyła 350°C, pomimo znacznie wyższej temperatury otaczającego betonu.

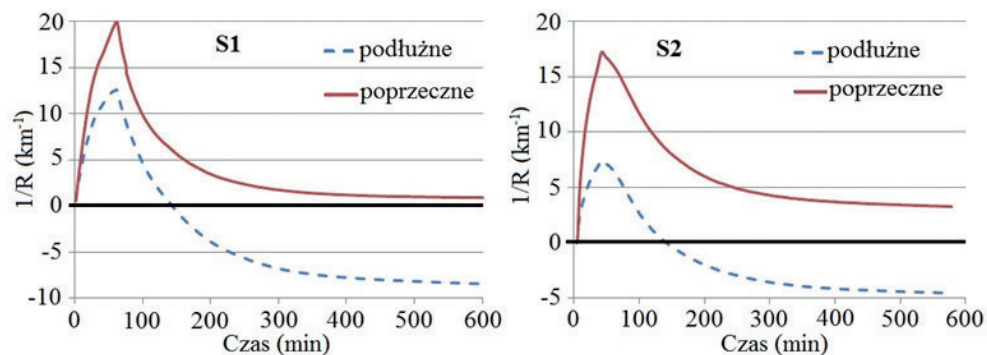


Rys. 11.29. Przebieg temperatury w piecu i w płycie, w próbie podgrzewania [123]

w próbie podgrzewania. Maksymalna temperatura w piecu osiągnęła wartość 950°C, a przy dolnej powierzchni płyty 660°C.

Wyniki stosunkowo nowych badań opublikowano w 2017 roku w pracy [123]. Badano dwie płyty o wymiarach 1,7×1,2×0,2 mm (w próbie S1) oraz 1,7×1,2×0,25 mm w próbie S2, połączone w styku (rys. 11.28). W płyty wprowadzono początkowe naprężenia ściskające o wartości 7 MPa w próbie S1 i 4,5 MPa w próbie S2.

Na rysunku 11.29 zilustrowano przebieg temperatury w piecu oraz na różnych głębokościach płyty



Rys. 11.30. Krzywizna płyt zarejestrowana w próbach S1 i S2 [123]

Na rysunku 11.30 pokazano zmianę krzywizny płyty w kierunku podłużnym i poprzecznym, wyznaczoną na bazach pomiarowych zaprezentowanych na rysunku 11.28, w obu próbach podgrzewania S1 i S2. Krzywizna w kierunku podłużnym zarejestrowana w próbie S1 jest zdecydowanie większa niż w próbie S2. Jest to spowodowane większą grubością płyty w próbie S2 niż w S1.

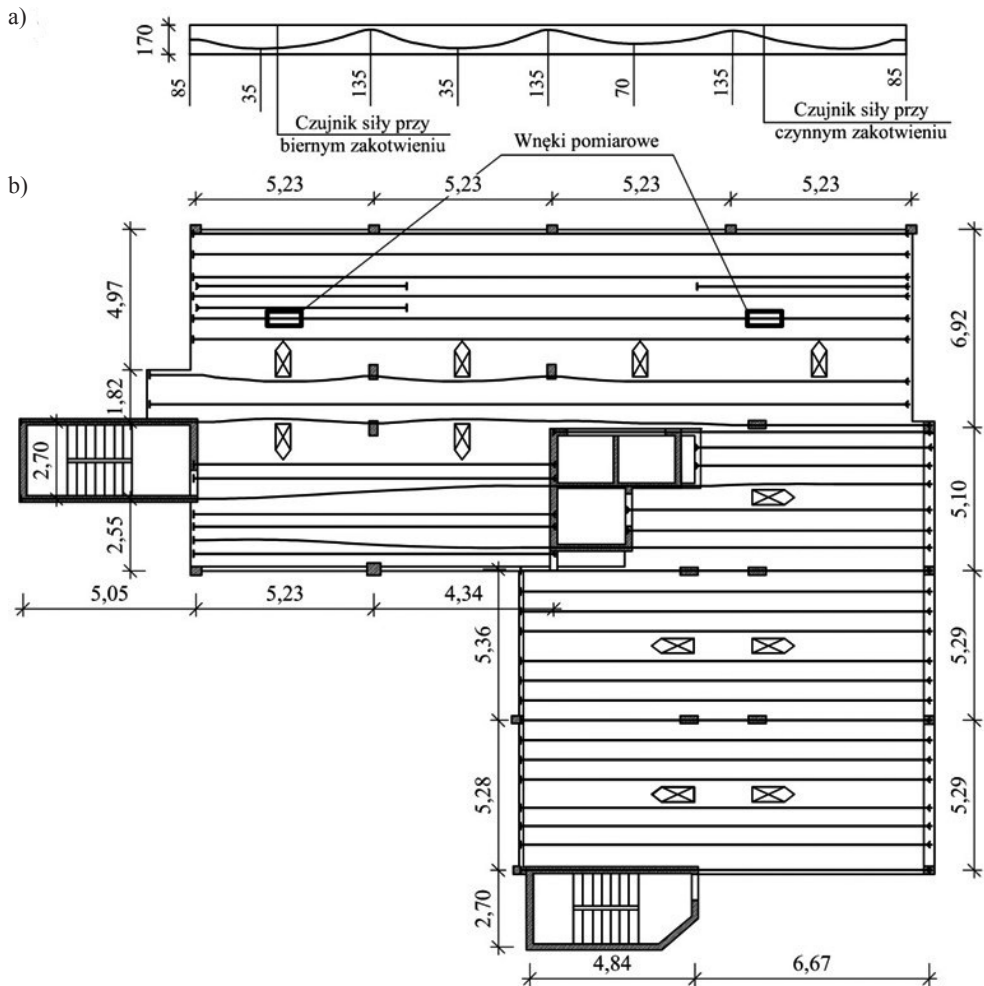
Opierając się na wynikach badań i dodatkowych analizach numerycznych stwierdzono, iż sprężenie znacząco redukuje krzywiznę płyt w kierunku podłużnym. Nie ma jednak wpływu na krzywiznę w kierunku poprzecznym.

Badania płyt kablobetonowych w warunkach pożaru są stosunkowo nową dziedziną badawczą konstrukcji z betonu. W niniejszym podrozdziale przytoczono 3 przykłady przeprowadzonych w tym zakresie badań, opublikowane w przeciągu ostatniej dekady. Każda z prac analizowała zupełnie inne zagadnienia, badane na zupełnie innych elementach. Każda z nich dała pewien obraz badanego zjawiska, którego jednak ze względu na niewielką liczbę badań nie powinno się uogólniać. Spostrzeżeniem, powtarzającym się w prezentowanych pracach, jest jednak pozytywny wpływ siły podłużnej, zarówno od sprężenia jak i powstającej w wyniku ograniczenia odkształceń termicznych, na redukcję ugięć. Istotną praktyczną informacją, wynikającą z badań, jest również wartość maksymalnej temperatury cięgien wewnątrz płyty. Zarówno w pracy [6] jak i [11] wykazano, że wartość ta nie przekroczyła 350°C, nawet pomimo znacznie wyższej temperatury otaczającego betonu. Autorzy tłumaczą to wypalaniem się osłonki PE, co absorbuje znaczną ilość ciepła. Można zatem uznać, że taka wartość powinna być przyjmowana w projektowaniu jako temperatura krytyczna dla wewnętrznych cięgien bez przyczepności.

11.4. BADANIA STROPÓW W SKALI NATURALNEJ

Dość wąską dziedzinę badań stropów kablobetonowych stanowią badania wykonywane na konstrukcjach w skali naturalnej. W ciągu kilku dekad opublikowano niewiele prac prezentujących wyniki takich badań, m.in. [124, 127].

W pracy [124] zamieszczono wyniki badań siły sprężającej w kablu bez przyczepności w jednym ze stropów 16-kondygnacyjnego budynku (rys. 11.31). Autorzy w pozostawionych wnękach w stropie (rys. 11.32) zainstalowali ekstensometry na splecie sprężającym. Pomiaru dokonywali więc w sposób pośredni, mierząc zmianę odkształcenia splotu. Wyniki pomiarów zaprezentowano na rysunku 11.33. Zmierzone wartości straty od poślizgu cięgna w zakotwieniu, która wyniosła 5,17% oraz wartości strat opóźnionych po 170 dniach, które wyniosły 14% siły początkowej. Uzyskane wyniki pozwoliły autorom oszacować wartość współczynnika tarcia dla cięgna bez przyczepności. Uzyskano wartość 0,0528.



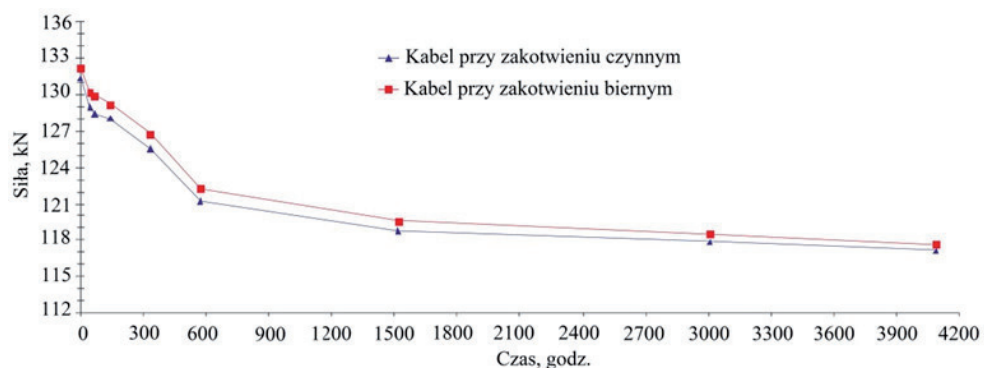
Rys. 11.31. Profil cięna (a) oraz jego usytuowania na rzucie (b) monitorowanego w pracy [124]

Znacznie obszerniejsze badania stropu o naturalnych wymiarach były przedmiotem pracy doktorskiej T. Steinara wykonanej w 2001 roku w Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet w Trondheim (Norwegia) [127]. Badano 4-polową płytę płaską o rozpiętości przęseł 9,0 m w jednym kierunku i 7,5 m w drugim. Grubość płyty wynosiła 230 mm. Rozkład cięgien bez przyczepności pokazano na rysunku 11.34. Użyto cięgien o przekroju 100 mm² i wytrzymałości 1860 MPa. Siła naciągu wynosiła 142 kN. Na rysunku 11.34 zaznaczono również punkty pomiaru ugięć w jednym z przęseł (I, II i III).

Strop obciążano aż do awarii, za którą uznano uplastycznienie zbrojenia zwykłego nad słupem środkowym i powstanie nadmiernych rys nad słupem.



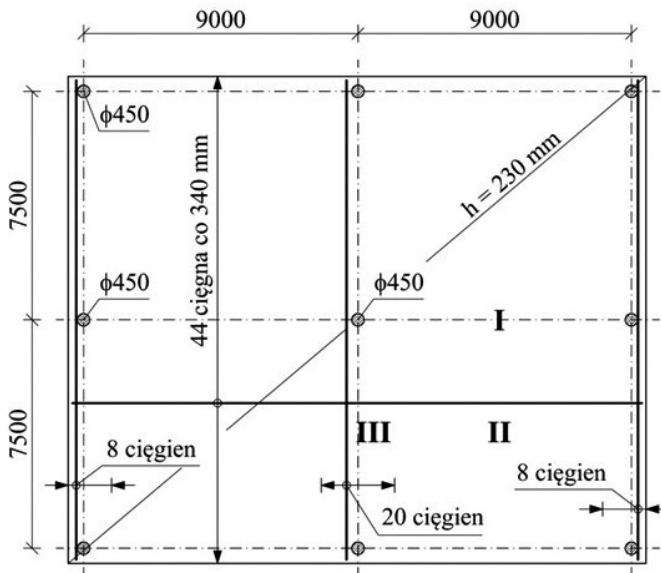
Rys. 11.32. Widok ekstensometru zainstalowanego na płycie sprężającym we wnęce pomiarowej [124]



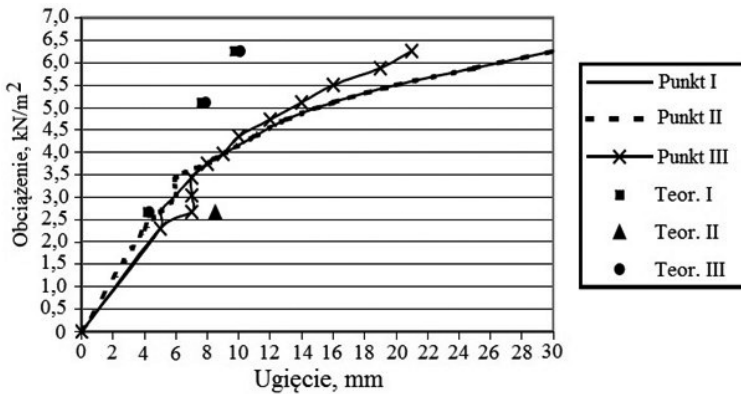
Rys. 11.33. Wykres sił sprężających w monitorowanych kablach [124]

Sytuację taką osiągnięto przy obciążeniu wynoszącym $6,5 \text{ kN/m}^2$. Na rysunku 11.35 pokazano rozwój ugięć w trzech punktach jednego z przęseł (I, II i III). Można zauważyć mniejsze wartości ugięć pomierzonych niż obliczonych w analizie teoretycznej. Wy tłumaczenia tej niezgodności można upatrywać w braku uwzględnienia w obliczeniach wzrostu naprężeń w cięgnach, którego efekt, na przykładzie wykonanych badań, wykazał autor niniejszej monografii w podrozdziale 12.3.4.

Badania stropów w skali naturalnej należą do rzadkości, toteż liczba publikacji prezentujących takie wyniki jest mocno ograniczona. Wynika to przede wszystkim



Rys. 11.34. Rzut stropu wraz z rozmieszczeniem cięgien i punktów pomiarowych (I, II, III) [127]

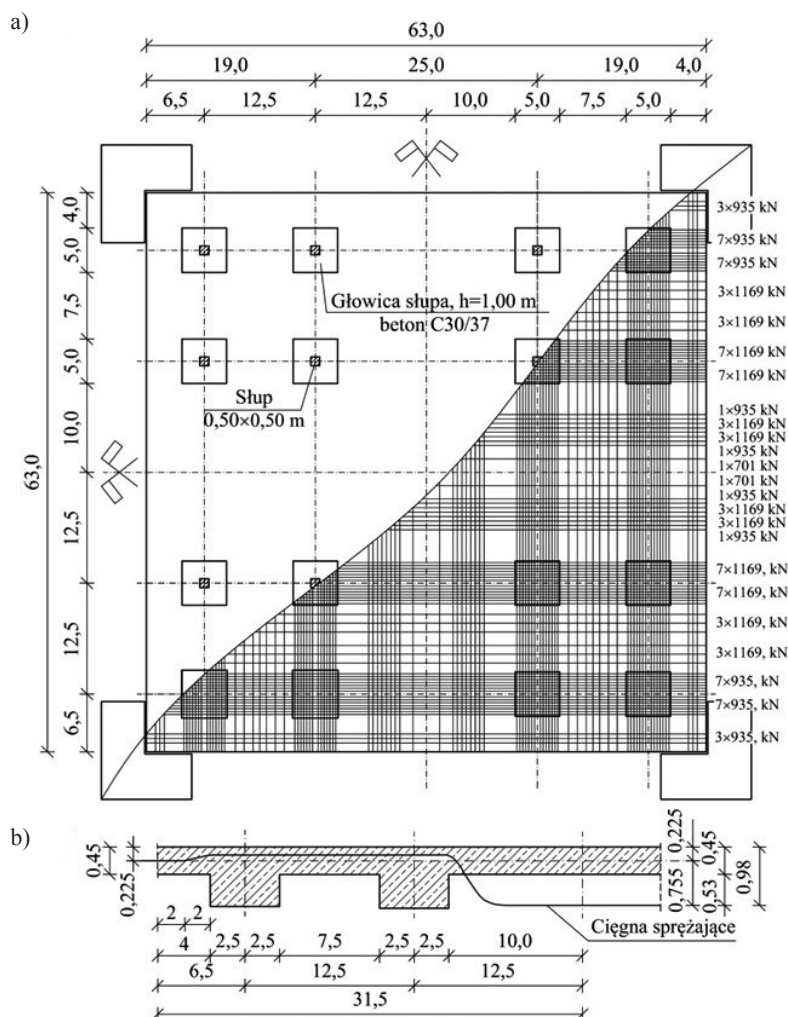


Rys. 11.35. Ugięcia stropu [127]

z trudności wykonywania takich badań. Trudności wynikają głównie z konieczności prowadzenia badań w realiach budowy, przystosowania harmonogramu i terminów do nieprzewidywalnego harmonogramu budowy oraz niezbędnego wymogu zyskania przychylności wykonawców i inwestorów. Z drugiej strony, wykonywanie stropów o rzeczywistych rozmiarach tylko na potrzeby badawcze jest przedsięwzięciem niezwykle kosztownym, a tym samym nieopłacalnym.

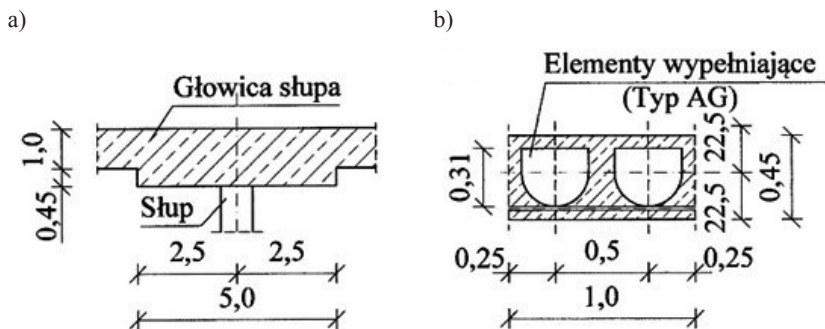
11.5. ANALIZY TEORETYCZNE STROPÓW

Analizy obliczeniowe stropów kablobetonowych towarzyszyły większości publikowanych wyników badań tych konstrukcji. Pewną grupę publikacji stanowią jednak wyłącznie teoretyczne rozważania. W tej grupie można wyróżnić również krajowe analizy [8, 55, 161]. W jednej z takich analiz ciekawą propozycję kablobetonowego stropu płytowo-słupowego przedstawili A. Ajdukiewicz i K. Golonka w pracach [8, 55]. Autorzy zaproponowali strop rozplanowany na siatce słupów $25,0 \times 25,0$ m (rys. 11.36). Podstawowa przyjęta grubość płyty wynosi 450 mm. Nad słupami na



Rys. 11.36. Rzut stropu AG-25 (a), przekrój poprzeczny w linii słupów (b) [8]

obszarze $5,0 \times 5,0$ m płytę pogrubiono do 1,0 m. Zastosowano sprężenie wiązkami 5 i 7 splotów L15,5. Dodatkową poprawę efektywności płyty uzyskano dzięki wyprowadzeniu kabli sprężających w liniach słupów poza obrys płyty (rys. 11.36b) oraz zastosowaniu wewnętrznych wkładów odciążających (rys. 11.37b).



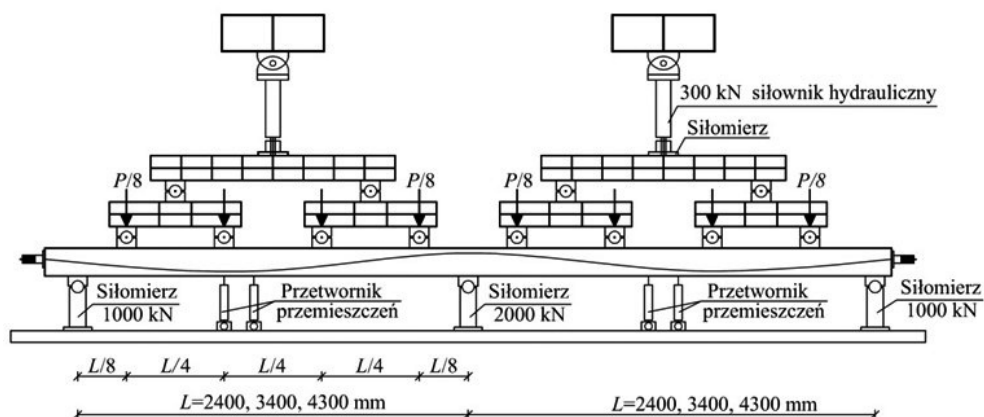
Rys. 11.37. Przekrój poprzeczny strefy przysłupowej (a) oraz środkowej (b) stropu AG-25 (rys. aut.)

W przeprowadzonych analizach obliczeniowych autorzy wykazali dochowanie wszystkich niezbędnych warunków stanów granicznych nośności i użyteczności. Na uwagę zasługuje w tym przypadku imponująca rozpiętość stropu wynosząca 25,0 m; należy zauważyć, że stropu kablobetonowego o pełnej płycie betonowej i takiej rozpiętości nie wykonano jeszcze do tej pory na świecie. Stosunek rozpiętości do grubości wynosi $25/0,45 = 55,5$. Jest to wartość daleko wybiegająca poza podaną w tabelicy 3.2 wartość graniczną 40 dla obciążenia ponad ciężar własny $5,0 \text{ kN/m}^2$.

11.6. BADANIA PŁYT Z BETONU LEKKIEGO

Przedmiotem nielicznych badań były również płyty kablobetonowe z lekkiego betonu kruszywowego. Wyniki takich badań opublikowano m.in. w pracach [163, 164].

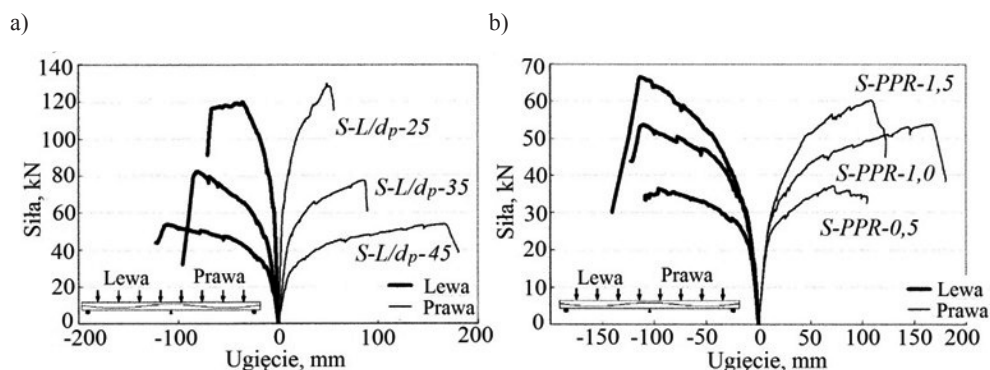
Przykładowo, w publikacji [163] zaprezentowano wyniki badań sześciu dwuprzęsłowych, jednokierunkowych płyt kablobetonowych (rys. 11.38). Wszystkie płyty miały przekrój 600×125 mm. Płyty podzielono na dwie grupy, po trzy płyty. W pierwszej grupie zróżnicowano stosunek rozpiętości do wysokości użytecznej (25, 35 i 45); w drugiej grupie zróżnicowano stopień zbrojenia zwykłego (0,00123, 0,00247 i 0,00370).



Rys. 11.38. Schemat stanowiska badawczego [163]

Zastosowano beton wykonany na sztucznym kruszywie glinoporytowym o uziarnieniu 5 do 20 mm. Po 28 dniach uzyskano następujące średnie wartości własności mechanicznych betonu: wytrzymałość na ściskanie 33,7 MPa, moduł sprężystości 12,1 GPa, wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu 2,78 MPa. We wszystkich płytach użyto po 3 cięgna sprężające $7\phi 6$ mm ze stali o wytrzymałości 2050 MPa.

Na rysunku 12.39 przedstawiono schemat stanowiska badawczego. Obciążenie przykładano w 8 punktach (po 4 na każdym przęśle). Na rysunku 12.40 przedstawiono zależność obciążenia od ugięcia dla obu badanych grup. Dla grupy 1 zauważono, że przy wzroście stosunku L/d_p od 25 do 45, obciążenie maksymalne zostało zredukowane o 44%, podczas gdy ugięcie przy maksymalnym obciążeniu wzrosło od 48,8 do 165,8 mm. W grupie 2 zauważono, że płyta o stopniu zbrojenia



Rys. 11.39. Zależność obciążenie-ugięcie dla grupy 1 (a) i 2 (b) [163]

zwykłego 0,001 (S-PPR-1,0) wykazuje doskonałą ciągliwość, podczas gdy płyta S-PPR-0,5 o najuboższym zbrojeniu w grupie 2, zniszczyła się przez wykruszenie zbrojenia w strefie ściskanej tuż po uplastycznieniu prętów zbrojenia zwykłego. Płyta S-PPR-1,5 o najwyższym stopniu zbrojenia wykazała się mniejszą ciągliwością niż S-PPR-1,0 przy obciążeniu granicznym większym o 17%.

12. BADANIA WŁASNE

W rozdziale 10 zamieszczono trzy przykłady zagranicznych realizacji kablobetonowych stropów, odnosząc ich geometrię do dostępnych wytycznych kształtowania stropów zawartych w rozdziale 3. W tym rozdziale oraz w rozdziale 13, autor przedstawił własne osiągnięcia w dziedzinie konstruowania i badań stropów sprężonych cięgnami bez przyczepności. Wśród omówionych przykładów na szczególną uwagę zasługuje prawdopodobnie największe zrealizowane w świecie przeszło płyty kablobetonowej o pełnym przekroju, w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach (podrozdz. 12.3). W przypadku wszystkich realizacji o rozmiarach odbiegających od obowiązujących standardów wykonywania płyt autor prowadzi długotrwałe obserwacje (pomiaru ugięć i sił w cięgnach). Wybrane wyniki monitoringu prezentowanych stropów przedstawiono i omówiono w kolejnych podrozdziałach.

Realizacje typowych płyt kablobetonowych, bazujących na wypracowanych przez kilka dziesięcioleci doświadczeniach zagranicznych, nie wymagają w zasadzie wykonywania jakichkolwiek pomiarów czy monitorowania płyt. Trwające jednak w architekturze trendy, zmierzające do tworzenia budynków bardziej atrakcyjnych przez kreowanie dużych, wolnych od podpór przestrzeni, wymagają konstruowania stropów o coraz większych rozpiętościach i smukłościach. Było to fundamentalną ideą przyświecającą twórcom konstrukcji sprężonych O. Freysinietowi i G. Magnelowi, która stanowiła odpowiedź na artystyczną wizję architektoniczną Le Corbusiera [14, 15]. Udoskonalanie stropów kablobetonowych wymaga obserwacji kluczowych (dla prawidłowej pracy płyty) wielkości, takich jak: ugięcia, odkształcenia betonu w przekrojach, siły w cięgnach sprężających. Pomiaru mają charakter zarówno doraźny (przy sprężaniu, próbnym obciążeniu ... itd.), w określonych odstępach czasu, jak i ciągły w czasie.

12.1. METODYKA BADAŃ

12.1.1. Technologia pomiarów bazująca na drgającej strunie

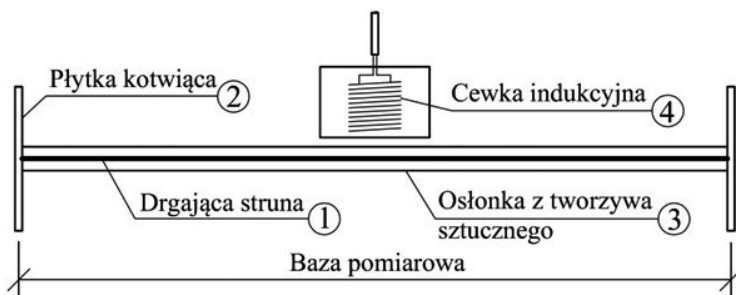
Zaawansowaną i bardzo praktyczną do zastosowania w warunkach budowy metodę pomiaru, nie tylko ugięć, ale również odkształceń betonu i sił wciągach, dostarcza technologia oparta na drgającej strunie [13, 132, 141]. Technologia ta jest wykorzystywana w świecie od kilkudziesięciu lat w różnych dziedzinach budownictwa. W Polsce swoje zastosowanie znalazła kilka dekad temu, głównie w mostownictwie i geotechnice. Do monitorowania kablobetonowych stropów została wprowadzona przez autora kilka lat temu (po raz pierwszy w 2013 roku).

Zgodnie z drugą zasadą dynamiki Newtona częstotliwość drgań napiętej struny jest wprost proporcjonalna do jej odkształcenia. Podstawą kontroli wszelkich wielkości fizycznych jest więc tutaj pomiar częstotliwości drgającej struny. Ponieważ wielkością mierzoną jest częstotliwość drgań struny, a nie, jak w przypadku metody tensometrycznej czy indukcyjnej, bardzo małe zmiany napięcia elektrycznego, system pomiarowy wykorzystujący tę technologię jest mniej podatny na zakłócenia wywołane działaniem czynników zewnętrznych, takich jak pola elektryczne, magnetyczne czy zmiany temperatury. Technologia pomiaru oparta na drgającej strunie, w porównaniu z techniką tensometryczną czy indukcyjną, znacznie lepiej nadaje się do prowadzenia pomiarów (dystrybucyjnych i ciągłych) w warunkach budowy. Charakter transmitowanego sygnału pozwala na jego przesył kablami na odległość do 2 km. Budowa przetworników i technologia pomiaru gwarantuje niezmienność sygnału otrzymywanego z przetwornika przez okres 30 lat.

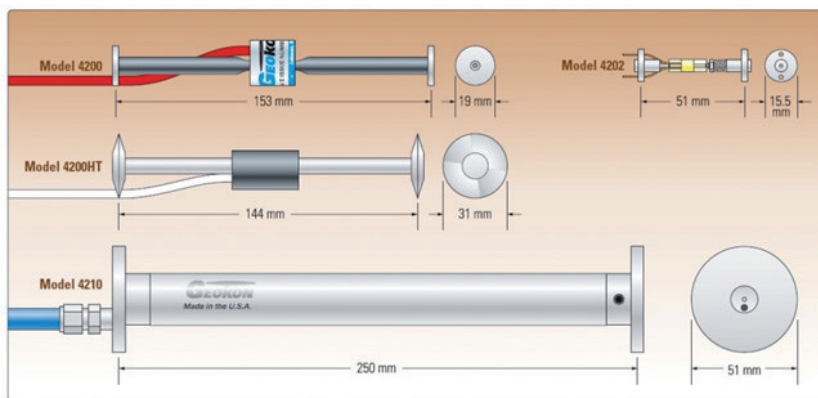
W dalszej części podrozdziału 12.1 omówiono używane przez autora przetworniki pomiarowe, a w 12.2 i 12.3 pokazano przykłady ich wykorzystania. Uzyskane wyniki pomiarów kablobetonowych stropów w skali naturalnej pozwalają autorowi zweryfikować przyjęte założenia projektowe, sposób modelowania stropów oraz lepiej zrozumieć pracę i zagadnienia nimi rządzące. Pozytywne rezultaty nadają pewności co do inżynierskiego wycucia pracy tych konstrukcji i są przyczynkiem do wykonywania kolejnych, czasami jeszcze śmielszych projektów.

12.1.2. Pomiar odkształceń betonu

Na rysunku 12.1 zaprezentowano budowę strunowego przetwornika odkształceń zatapianego w betonie. Zasadniczym elementem jest tutaj stalowa struna (1) rozpięta pomiędzy elementami kotwiącymi (2) i umieszczona w elastycznej osłonce (3).



Rys. 12.1. Budowa strunowego przetwornika odkształceń (rys. aut.)



Rys. 12.2. Wgłębne przetworniki odkształceń do betonu, produkcji GEOKON [2*]

Napiętej strunie towarzyszy cewka indukcyjna (4) wprawiająca strunę w drgania, a następnie rejestrująca jej częstotliwość drgań. Każdy z przetworników wyposażony jest dodatkowo w termistor do pomiaru temperatury.

Na rysunku 12.2 pokazano popularne przetworniki firmy Geokon, stosowane do pomiarów odkształceń w betonie. Najpopularniejsza wersja do zastosowań w warunkach budowy to model 4200 o bazie pomiarowej 153 mm. Czasami stosuje się również krótszy o bazie 51 mm – model 4202. Przy kruszywce w betonie o ziarnie nie większym niż 16 mm jest to wystarczająca długość bazy (min. 3 grubości ziarna), jednak jest to przetwornik bardzo delikatny i łatwy do uszkodzenia w trakcie betonowania. Znacznie lepiej nadaje się do zastosowań laboratoryjnych.

Zakres pomiarowy standardowego przetwornika 4200 wynosi $3000 \mu\epsilon$, a deklarowany przez producenta błąd bezwzględny pomiaru to $\pm 0,1\%$ zakresu pomiarowego czyli $\pm 3 \mu\epsilon$. Jeśli założy się, że wartość mierzonych odkształceń jest nie mniejsza niż $100 \mu\epsilon$, błąd względny pomiaru wyniesie wówczas nie więcej niż 3%.

12.1.3. Pomiar ugięć

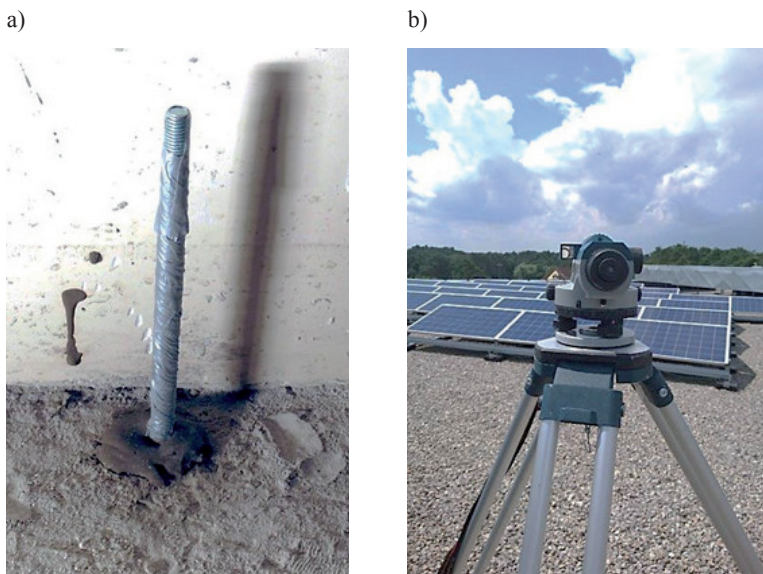
Długotrwałe ugięcie stropu jest najważniejszą wielkością decydującą o prawidłowym działaniu konstrukcji. Do dyskretnych pomiarów ugięć stosuje się prostą i ciągle niezawodną metodę geodezyjną. Pomiary geodezyjne prowadzi się na 3 reperach, dwóch przy podporach skrajnych i jednym w środku rozpiętości przęsła. Przyrost ugięcia to zmiana w czasie wartości z , wyznaczonej z zależności:

$$z = 0,5(z_1 + z_3) - z_2 \quad (80)$$

gdzie:

- z_1 i z_3 – odczyty z reperów skrajnych (przy podporach),
- z_2 – odczyt z reperu środkowego.

Jako reperów autor używa prętów gwintowanych (najczęściej M12) wklejanych do płyty zaprawą montażową bądź żywicą epoksydową (rys. 12.3a). Solidność reperów zabezpiecza je przed świadomym bądź przypadkowym uszkodzeniem. Długość prętów wystających ponad płytę jest tak dobierana, aby po wykonaniu warstw wystawały ponad nie. Po wykonaniu warstw są docinane do odpowiedniej długości.

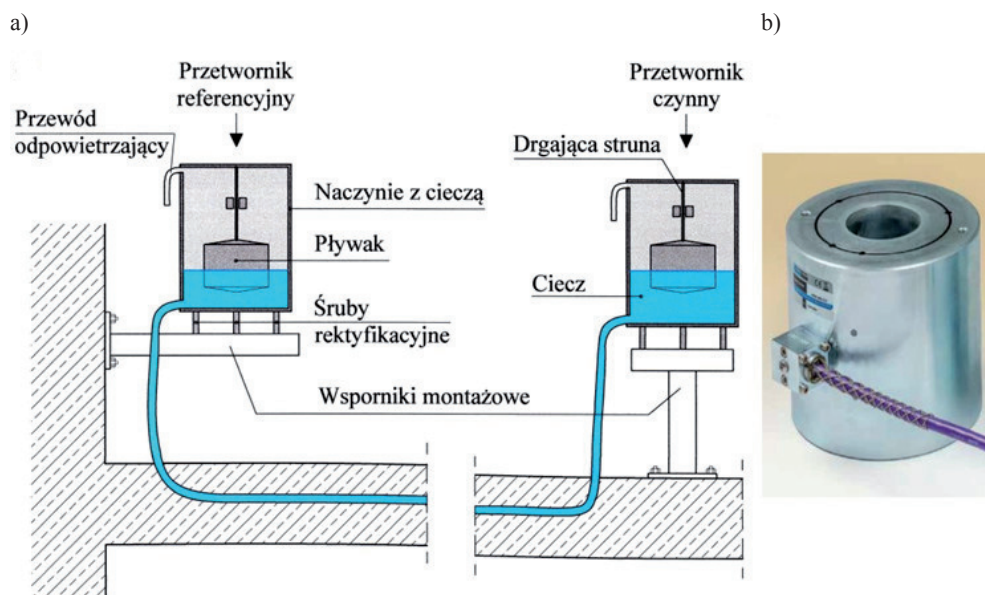


Rys. 12.3. Reper do pomiarów geodezyjnych (a), niwelator optyczny (b) (fot. aut.)

Wszystkie prezentowane w pracy wyniki ugięć zostały wyliczone z rezultatów pomiarów wykonanych niwelatorem optycznym BOSCH GOL Professional 26D

o dokładności 1,6 mm/30 m. Przy założeniu, że odległość przyrządu od łąty nigdy nie przekracza 15 m, można uznać, iż ich dokładność wynosi 0,8 mm. Na dokładność otrzymanych wyników wywiera również wpływ precyzja odczytów na łącie geodezyznej. Zakładając, że odczyty na podziałce milimetrowej wykonywane są w pełnych milimetrach (czyli z błędem $\pm 0,5$ mm) uznać można, iż wynik końcowy ugięcia uzyskano z dokładnością ± 1 mm. Przy odległości niwelatora od najdalszego reperu nieprzekraczającej 10 m możliwy jest odczyt na łącie z rozdzielczością 0,5 mm (dokładność odczytu $\pm 0,25$ mm). Dokładność całego pomiaru wynosi wówczas $\pm 0,5$ mm.

Do ciągłych i długotrwałych pomiarów ugięć służy system oparty na drgającej strunie. Na rysunku 12.4a pokazano schemat takiego systemu używanego do monitorowania ugięć stropów. System złożony jest z dwóch naczyń ze stali nierdzewnej, wypełnionych częściowo cieczą (najczęściej glikolem) i tworzących system naczyń połączonych. Wewnątrz każdego z naczyń znajduje się pływak, podwieszony na drgającej strunie. Jedno z naczyń instalowane jest na podporze (przetwornik referencyjny), drugie natomiast w punkcie pomiaru ugięcia (przetwornik czynny). Ugięcie stropu wywołuje wzajemną zmianę położenia obu naczyń oraz zmianę poziomu cieczy w ich wnętrzu. Zmieniają się zatem wysokości położenia pływaków w obu naczyniach, a tym samym napięcie strun, które przez pomiar zmiany ich częstości drgań jest przetwarzane na zmianę ugięcia.



Rys. 12.4. Zasada działania systemu do monitorowania ugięcia (a), strunowy przetwornik siły (b) [141, 3*]

12.1.4. Pomiar siły w cięgnach

Na rysunku 12.4b przedstawiono widok siłomierza strunowego używanego do pomiaru siły w cięgnach sprężających. Siłomierz taki posiada wbudowane 3 struny na obwodzie, co 120° . Jego obsługa wymaga użycia 3 kanałów pomiarowych. Trwała instalacja siłomierzy na kablach sprężających pozwala na monitorowanie zmiany sił w cięgnach zarówno w trakcie realizacji obiektu, jak i w czasie jego użytkowania.

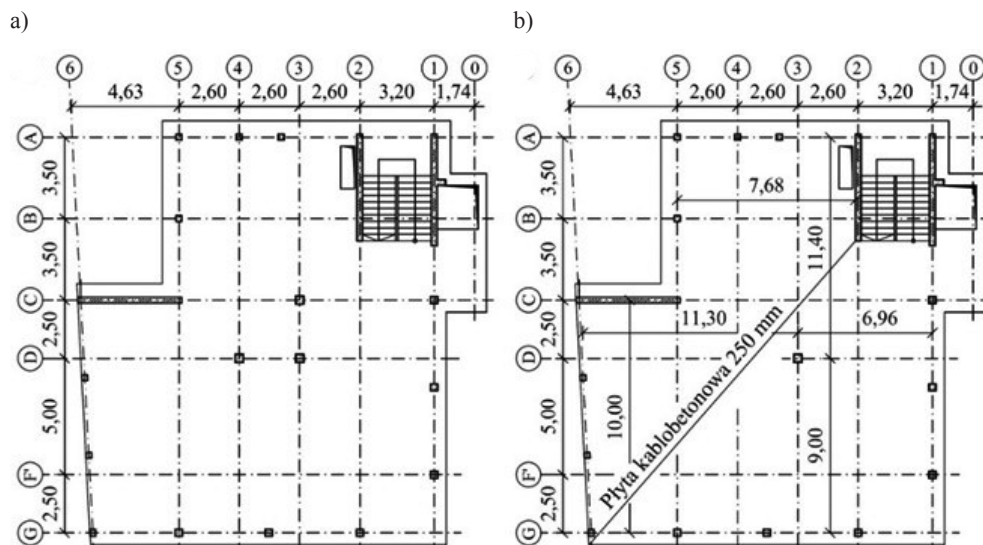
Pomiaru sił w cięgnach sprężających można również dokonywać w sposób pośredni, mierząc odkształcenia drutów splotu tensometrami oporowymi bądź innymi przetwornikami odkształceń (strunowymi, indukcyjnymi czy mechanicznymi) instalowanymi na splot. Z uwagi jednak na znaczne przesunięcia splotu w trakcie naciągu, technika ta nie nadaje się do pomiaru siły sprężającej od stanu zerowego. Znajduje ona zastosowanie jedynie przy pomiarach przyrostów sił od obciążenia w napiętych już cięgnach. Przykład zastosowania tensometrów oporowych w takich pomiarach przedstawiono w punkcie 12.3.4.

12.2. PŁASKA PŁYTA W BUDYNKU MAŁOPOLSKIEGO CENTRUM BUDOWNICTWA ENERGOOSZCZĘDNEGO



Rys. 12.5. Budynek Małopolskiego Centrum Budownictwa Energooszczędne (fot. aut.)

Prace nad projektem budynku Małopolskiego Centrum Budownictwa Energooszczędne (rys. 12.5), wzniesionego na terenie kampusu Politechniki Krakowskiej przy ul. Warszawskiej 24 w Krakowie, rozpoczęto w 2011 roku. Budynek ten z założenia miał być obiektem eksperymentalnym, zarówno w znaczeniu wykorzystanych rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych, jak i pełnionej funkcji. Jednym z nowatorskich rozwiązań konstrukcyjnych było posadowienie 5-kondygnacyjnego budynku o konstrukcji żelbetowej, w całości na ekstrudowanym polistyrenie XPS700 krajowej produkcji. Rozwiązanie to, wraz z wynikami przeprowadzonych badań, opisano w artykule [134].

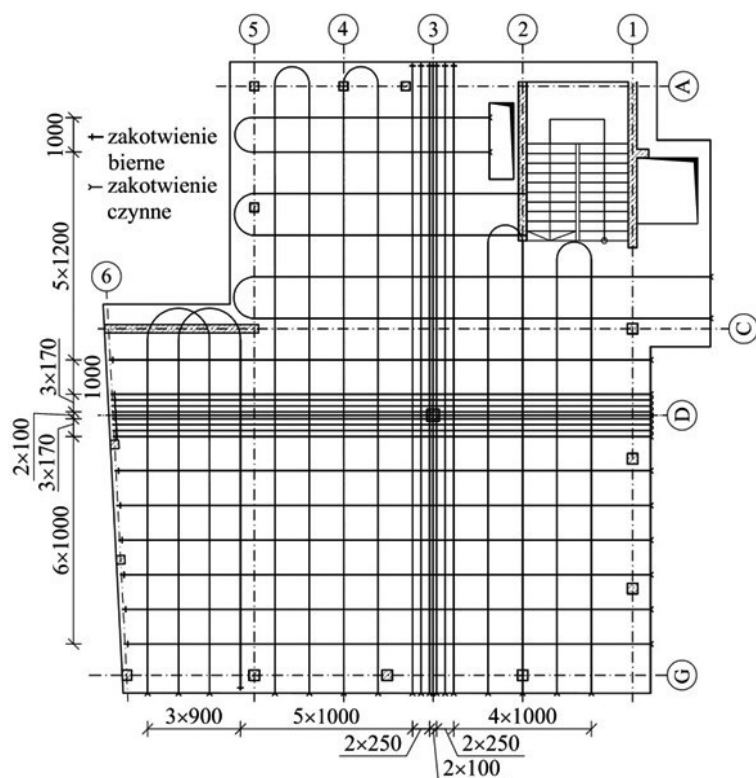


Rys. 12.6. Rzut niższych (a) oraz najwyższej kondygnacji (b) (badania własne [130, 139])

Budynek rozplanowano na rzucie nieregularnego, powycinanego prostokąta o całkowitych wymiarach (dotyczy konstrukcji żelbetowej) $17,77 \times 18,13$ m. Posadowienie stanowi płyta fundamentowa o grubości 0,50 m, z pogrubieniem w strefie środkowej pod słupami do 0,70 m. Wszystkie stropy zaprojektowano jako układy płytowo-słupowe o grubości 250 mm i wsparto je na 3 słupach (rys. 12.6a). Na najwyższej kondygnacji, ze względu na odmienną funkcję pomieszczeń, zrezygnowano z dwóch słupów wewnętrznych, pozostawiając tylko jeden w osiach 3/D (rys. 12.6b). Zwiększono przez to rozpiętości dwóch przęseł, w tym największego pomiędzy osiami 3 i 6 oraz C i G, do wymiarów $11,3 \times 10,0$ m.

Stropodach zaprojektowano jako płaską płytę kablobetonową o grubości 250 mm. Do sprężenia użyto popularnych cięgien bez przyczepności $7\phi 5$ mm (15,7 mm) ze stali o wytrzymałości charakterystycznej na zerwanie 1860 MPa. Układ cięgien pokazano na rysunku 12.7. Dwie wiązki cięgien (7 w kierunku osi liczbowych i 9 w kierunku osi literowych) skupiono w pasach przebiegających ponad słupem wewnętrznym o szerokości 1200 mm. Pozostałe cięgna na szerokości przęseł rozmieszczono co 900 do 1200 mm. Cięgna napinano siłą 200 kN po 14 dniach od zabetonowania.

Do wykonania płyty stropodachu użyto niespotykane słabego i rzadko używanego w konstrukcjach kablobetonowych betonu. Zastosowano beton klasy C30/37 wykonany na naturalnym kruszywie żwirowym o uziarnieniu do 16 mm, na cemencie CEM II/B-V 32,5R, przy wskaźniku wodno-cementowym równym 0,47.

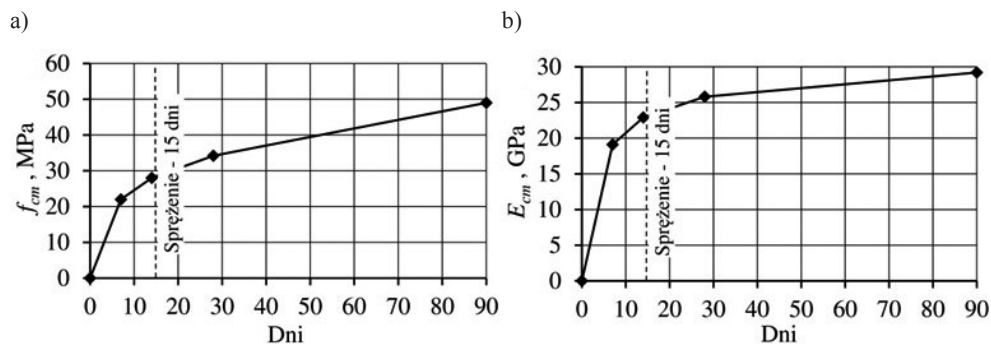


Rys. 12.7. Układ sprężenia w stropie (badania własne [130, 139])

Ponieważ zaprojektowany budynek miał charakter eksperymentalny, przyzwolenie na zastosowanie kruszywa otoczkowego wydano świadomie. Miało ono potwierdzić (bądź podważyć) tezę, że w przypadku kablobetonowych płyt o standardowych wymiarach (stosunek rozpiętości do grubości dla największego przęsła wynosi $10,0/0,25 = 40$), niewykraczających poza zalecenia podane w podrozdz. 3.3, do wykonywania płyt zupełnie dobrze nadaje się beton na kruszywach otoczkowych. Możliwość stosowania zwykłych betonów towarowych (tych samych co do konstrukcji żelbetowych) ma duże znaczenie w popularyzacji kablobetonowych płyt stropowych w Polsce, które miały utrudnioną drogę rozwoju i są w naszym kraju stosowane od niespełna dwóch dekad.

Zastosowanie cementu o wydłużonym przyroście wytrzymałości, pomimo chłodnego okresu w którym wykonywano strop (listopad), odbyło się poza kontrolą projektanta i było działaniem niezamierzonym.

Obydwa wymienione wyżej czynniki (użycie kruszywa żwirowego i cementu o wydłużonym przyroście wytrzymałości) spowodowały niskie wartości wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonu w początkowym okresie



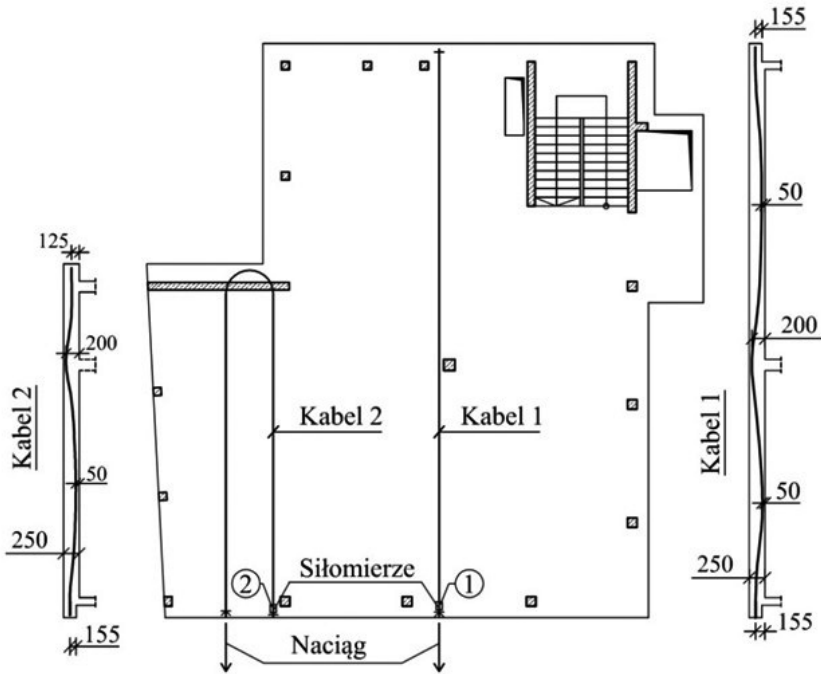
Rys. 12.8. Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie (a) oraz modułu sprężystości (b) betonu (badania własne [130, 139])

dojrzewania (rys. 12.8). Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie po 14 dniach (dzień przed wykonaniem sprężenia) wynosiła 28,8 MPa, a moduł sprężystości 23,1 GPa (określone na walcach $\phi 150 \times 300$ mm). Z tego powodu sprężenie, zaplanowane na 10 dzień po zabetonowaniu (z uwagi na niską wartość modułu w tym czasie wynoszącą 21,8 GPa) przesunięto na 15 dzień. Po 28 dniach dojrzewania, średnia wytrzymałość betonu na ściskanie wynosiła 34,2 MPa, natomiast moduł sprężystości 25,8 GPa. Wartość modułu sprężystości stanowiła więc zaledwie 80,6% wartości 28-dniowej definiowanej normą dla betonu klasy C30/37 (32 GPa).

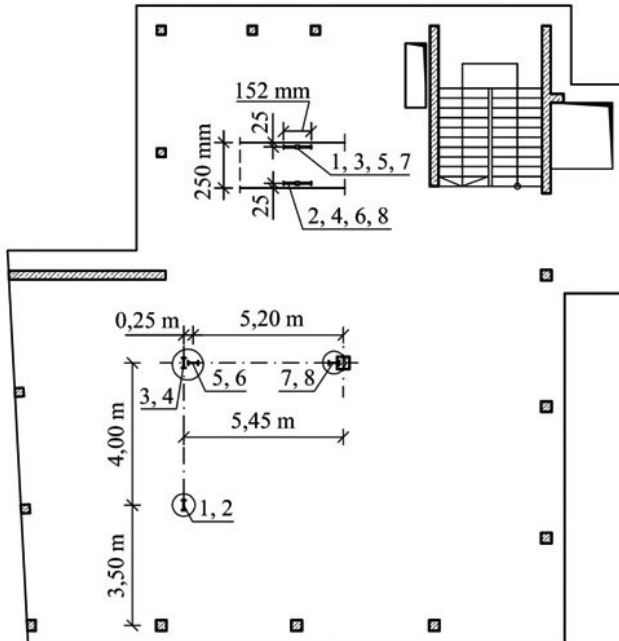
Na rysunku 12.9 pokazano rzut sprężenia i profile dwóch wybranych cięgien sprężających, na których zainstalowano siłomierze do monitorowania wartości sił. Kabel 1 to ciągnąco biegnące w więźce słupowej; siłomierz zainstalowano pod zakotwieniem czynnym. Kabel 2 to jedno z cięgien zapętlnionych, które napięto tylko z jednej strony, a siłomierz zainstalowano pod zakotwieniem biernym. Użyto przetworników GEOKON 4900 opisanych w punkcie 12.1. Widok siłomierza we wnęce kotwiącej (na kablu 1) pokazano na rysunku 12.11b. Przed zabetonowaniem wnęki siłomierz (wraz z blachą czołową) owinięto folią oraz zabezpieczono elastyczną taśmą, aby odizolować go od betonu i umożliwić nieskrępowane odkształcenia.

Na rysunku 12.10 pokazano rozmieszczenie przetworników odkształceń betonu. Użyto czujników GEOKON 4200 o bazie pomiarowej 153 mm. Zainstalowano 8 przetworników w 4 charakterystycznych przekrojach, w odległości 25 mm od górnej i dolnej powierzchni betonu. Widok czujnika w warstwie górnej pokazano na rysunku 12.11a.

Na rysunku 12.12 zaprezentowano przebieg siły w cięgnach w okresie ponad 3 lat od wykonania stropu. Wartość siły naciągu wynosiła 200 kN. Kontrola siły naciągu odbywała się jednak wyłącznie na manometrze agregatu pompowego, a dokładność jej wprowadzania szacuje się na ± 2 kN. Podane dalej wyniki rozważań oparto więc na szacunkowej wartości wprowadzonej siły i mogą być obarczone pewnym błędem



Rys. 12.9. Lokalizacja siłomierzy oraz profile monitorowanych ciągów (badania własne [130, 139])



Rys. 12.10. Lokalizacja wgłębnych przetworników odkształceń w stropie (badania własne)

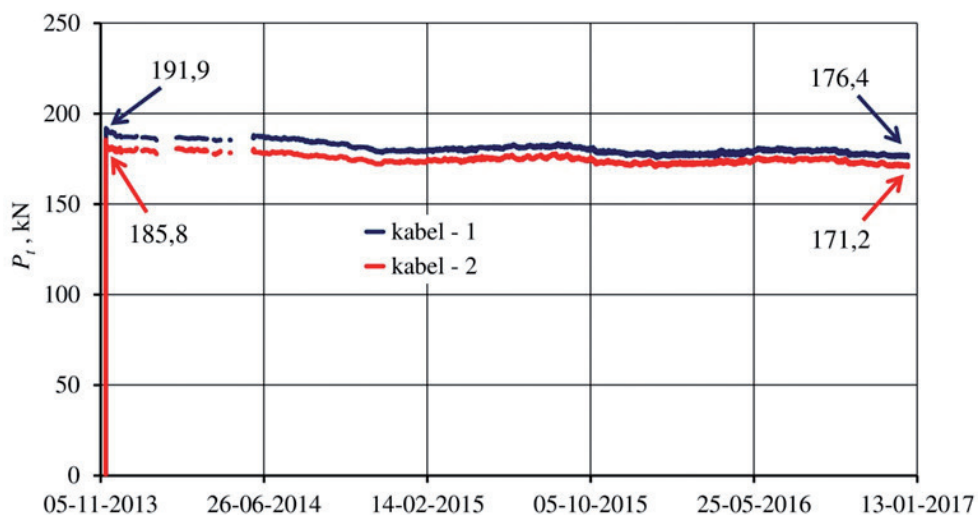
a)



b)



Rys. 12.11. Widok wgłębny przetwornika odkształceń (a) oraz siłomierza na cięgnię sprężającym (b) (fot. aut.)



Rys. 12.12. Siła sprężająca w dwóch monitorowanych kablach w okresie pierwszych 3 lat po naciągu (badania własne [130])

ilościowym. Po zakotwieniu siłomierz na kablu 1 zarejestrował wartość 191,9 kN, natomiast na kablu 2 wartość 185,8 kN. Siła zarejestrowana na kablu 2 była nieco niższa w wyniku tarcia. Zakładając, iż wprowadzono siłę 200 kN, wartość strat doraźnych zarejestrowana na siłomierzach wynosiła odpowiednio 4,1% dla kabla 1

oraz 7,1% dla kabla 2. Pomimo zastosowania kabla zapętlonego i naciągu tylko z jednej strony, spadek siły na zakotwieniu biernym był tylko o 3% większy niż w prostym kablu słupowym (kabel nr 1). Świadczy to o bardzo niskim współczynniku tarcia użytych cięgien.

W celu oceny pomierzonych wartości strat sprężenia przeprowadzono pewną analizę obliczeniową. Straty doraźne siły sprężającej w elementach płytowych o niskim poziomie sprężenia (co zdarza się w stropach kablobetonowych) składają się ze strat od tarcia ΔP_{μ} oraz strat od poślizgu cięgna w zakotwieniach ΔP_{sl} . W przypadku cięgien bez przyczepności, o niskim współczynniku tarcia (co zostanie dalej wykazane) tarcie ma znikomy wpływ na redukcję strat od poślizgu i ich rozkład jest niemal równomierny na długości cięgna. Wartość tej straty można więc oszacować analogicznie jak dla konstrukcji strunobetonowych, tj.:

$$\Delta P_{sl} = \frac{a_p}{L_c} \cdot E_p \cdot A_p \quad (81)$$

gdzie:

- a_p – wartość poślizgu cięgna w zakotwieniu; w używanych przez autora zakotwieniach PAUL wartość ta wynosi około 5 mm,
- L_c – długość cięgna pomiędzy zakotwieniami,
- E_p – moduł sprężystości stali sprężającej, przyjmowany dla splotów jako 195 GPa,
- A_p – powierzchnia przekroju splotu; w użytych splotach o średnicy 15,7 mm – $A_p = 150 \text{ mm}^2$.

Podstawiając do zależności (81) podane powyżej wartości oraz długość cięgna nr 1 wynoszącą 17,90 m, uzyskuje się wartość straty od poślizgu równą 8,2 kN. Zakładając początkową wartość siły równą 200 kN, wartość siły po zakotwieniu wynosi 191,8 kN. Koresponduje ona doskonale z wartością pomierzoną, równą 191,9 kN.

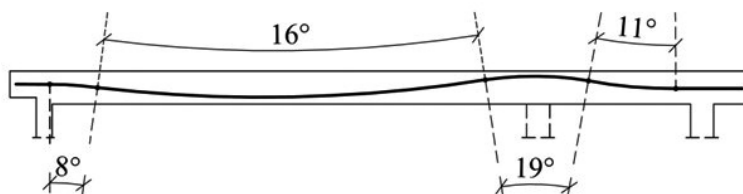
Podobne rozważania przeprowadzono następnie dla kabla nr 2, lecz straty doraźne są teraz większe o straty od tarcia, wyznaczone z zależności:

$$\Delta P_u = P_0 \left(1 - e^{-\mu(\theta + k \cdot x)} \right) \quad (82)$$

gdzie:

- μ – współczynnik tarcia pomiędzy cięgnem a jego kanałem,
- k – suma kątów niezamierzonych zakrzywień trasy cięgna na jednostkę długości, zalecana do przyjmowania przez normę [100] z przedziału $0,005 \leq k \leq 0,01$ na metr długości,
- x – odległość rozpatrywanego przekroju od punktu przyłożenia siły, mierzona wzdłuż długości cięgna,

- θ – suma kątów zakrzywienia trasy ciągną na długości x ; wartość θ , będąca całkowitą sumą zakrzywienia trasy kabla nr 2 w dwóch płaszczyznach, wynosi $\theta = \pi \times 288 / 180^\circ = 1,6\pi$ (rys. 12.13).



Rys. 12.13. Wyznaczenie całkowitego kąta opasania kabla nr 2 (badania własne)

Po podstawieniu do równania (82) wartości $x = 23,0$ m (całkowita długość ciągną pomiędzy zakotwieniami), $k = 0,005$ (najmniejsza możliwa wartość zalecana normą [100]) oraz $\theta = 1,6\pi$ otrzymano straty, dla różnej wartości współczynnika tarcia podane w tabelcy 12.1. W stratach sprężenia uwzględniono również stratę od poślizgu ciągną w zakotwienieniach, wyznaczoną z zależności (81) dla poślizgu $a_p = 5$ mm i całkowitej długości ciągną $L_c = 23,0$ m.

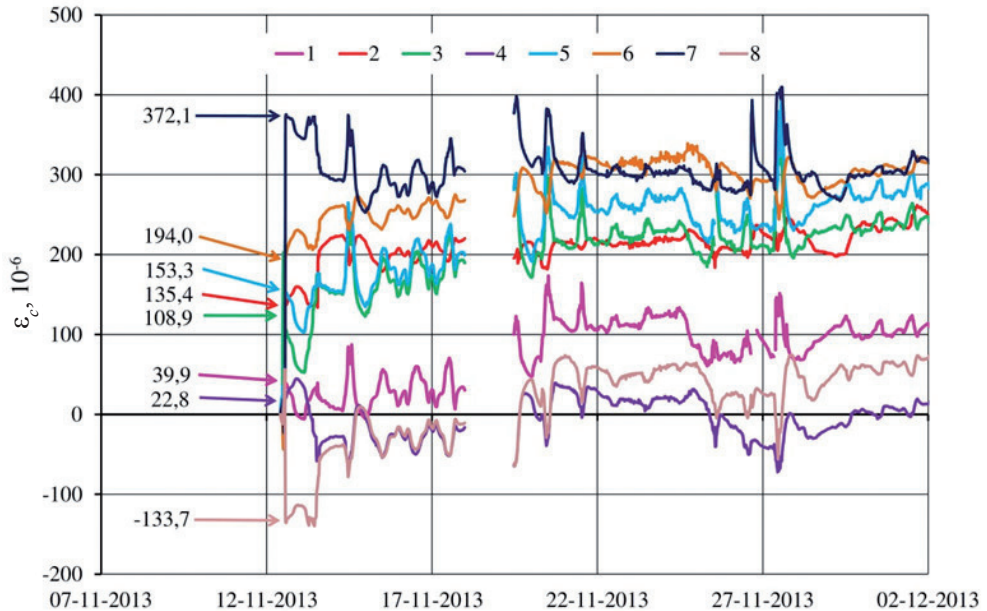
Tablica 12.1

Analiza siły sprężającej w kablu nr 2 (badania własne)

Siła naciągu P_0 , kN	Współczynnik tarcia μ	Strata od tarcia ΔP_{μ} , kN	Strata od poślizgu ΔP_{sl} , kN	Siła po zakotwieniu P_{m0} , kN
200	0,01	10,0	6,4	183,6
	0,02	19,5		174,1
	0,03	28,6		165,0
	0,04	37,2		156,4
	0,05	45,3		148,3

Analizując końcowe wartości sił podane w tabelcy 12.1 łatwo zauważyć, że wartość najbardziej zbliżoną do wartości pomierzonej (185,3 kN) uzyskano dla współczynnika tarcia $\mu = 0,01$ i wyniosła ona 183,6 kN. Jest to bardzo niska wartość współczynnika tarcia, w odniesieniu do zalecanej do przyjmowania dla ciągnien bez przyczepności przez CEB-FIP Model Code 2010 [23] wartości $\mu = 0,05$ – $0,07$ czy $0,10$ – zalecanej przez Eurocod 2 [100].

Należy mieć na uwadze, że przeprowadzona analiza bazuje na wartości wprowadzonej siły pomierzonej na manometrze agregatu pompowego. Dokładność takiego pomiaru, oparta na wieloletnim użytkowaniu w laboratorium badawczym wykorzystanego zestawu naciągowego, autor szacuje na 1% (± 2 kN). Nawet uwzględniając błąd pomiarowy, można wnioskować, iż wartość współczynnika jest z pewnością niższa niż 0,02 i daleko jej do wartości zalecanych do przyjmowania przez normy.



Rys. 12.14. Wyniki pomiaru odkształceń betonu w stropie w budynku MLBE przetwornikami rozmieszczonymi wg rysunku 12.10 (badania własne)

Na rysunku 12.14 przedstawiono odkształcenia betonu w wyniku sprężenia (oraz ich rozwój przez pierwsze 3 tygodnie po sprężeniu), zarejestrowane na przetwornikach rozmieszczonych zgodnie z rysunkiem 12.10. Można zauważyć, że z wyjątkiem przetwornika nr 8, wszystkie pozostałe wykazały skrócenie betonu, co oznacza wprowadzenie naprężeń ściskających. Jedynie przetwornik nr 8 wykazał wydłużenie o wartości $133,7 \cdot 10^{-6}$, co wskazuje na naprężenia rozciągające w tym miejscu. Jest to przetwornik zainstalowany na krawędzi słupa, przy dolnej powierzchni płyty. Zakładając wartość modułu sprężystości w chwili sprężenia jako 80% wartości uzyskanych z badania próbek [148], tj. $0,8 \cdot 23,3 = 18,6$ GPa, wartość naprężeń rozciągających oszacowano na $133,7 \cdot 10^{-6} \cdot 18600 = 2,5$ MPa. Największe odkształcenia przy skróceniu, zarejestrowane na przetworniku nr 7 i wyniosły $372,1 \cdot 10^{-6}$. Oszacowane na ich podstawie naprężenia ściskające wynoszą 6,9 MPa. Prezentowane odkształ-

cenia i naprężenia zawierają efekt wywołany sprężeniem oraz ciężarem własnym. Udział ciężaru własnego w tych wartościach został potwierdzony odciążeniem podpór szalunkowych w wyniku sprężenia. Zostanie to również przedstawione dalej, na podstawie pomierzonych ugięć. Uzyskany rozkład naprężeń nad słupem wewnętrznym po sprężeniu pokazuje, że sprężenie zaprojektowano bardzo zachowawczo, bowiem mogłoby być ono mniejsze. Efekt zbyt mocnego sprężenia zarejestrowano również w reologicznych przyrostach ugięć, co zostanie omówione dalej.

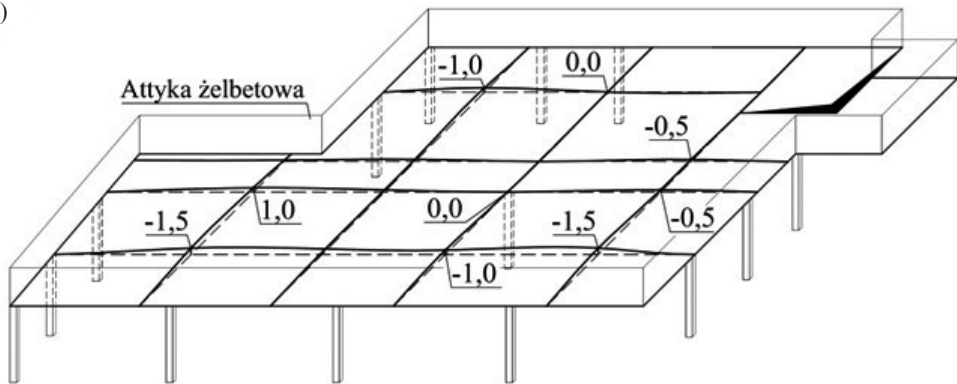
Powyżej omówiono uzyskane wartości odkształceń betonu zarejestrowane w procesie sprężania oraz oszacowanych na ich podstawie naprężeń. O ile wartość pomierzonych odkształceń cechuje wysoka dokładność (patrz podrozdz. 12.1.2), to dokładność szacowania naprężeń uwarunkowana jest odpowiednim przyjęciem modułu sprężystości betonu. Znając rozbieżności w wartościach modułu sprężystości wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych, i tych w rzeczywistej konstrukcji, podane wartości naprężeń należy traktować jako przybliżone.

Niska jakość użytego betonu, przy rozpiętości przęsła 10,0 m i stosunku rozpiętości do grubości płyty $L/h = 40$, mogłaby sugerować nadmierne spadki sił sprężających i ugięcia. Na rysunku 12.12 przedstawiono przebieg sił sprężających w dwóch monitorowanych kablach w okresie od sprężenia (tj. 12 listopada 2013) do dnia 31 grudnia 2016, czyli w okresie około 3 lat. W tym czasie siły spadły zaledwie o 8,1% i 7,9% (kabel 1 i 2). Powszechnie uznaje się, iż reologiczne spadki sprężenia nie przekraczają 10%. Biorąc pod uwagę, że po 3 latach w płytach stropowych zachodzi około 80% całkowitego pełzania (patrz podrozdz. 2.1.5), można uznać, iż wartości strat pozostają na zadowalającym poziomie.

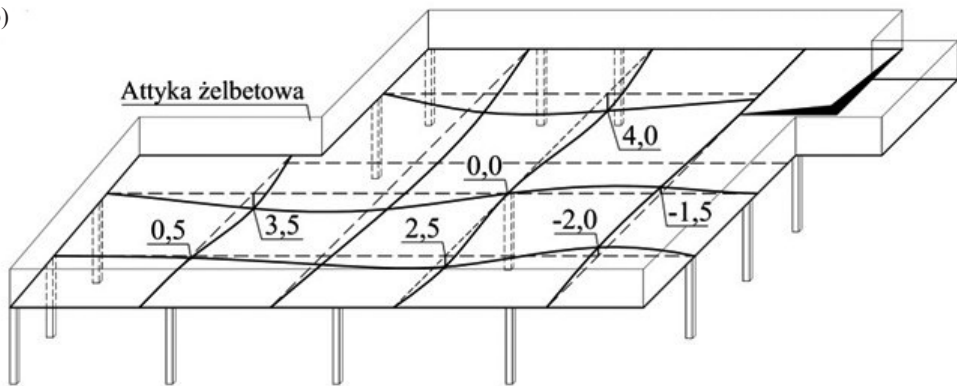
Na rysunku 12.15 pokazano rozwój, pomierzonych w sposób geodezyjny, ugięć stropu. Rysunek pokazuje kolejno ugięcia (wygięcia) po sprężeniu (a), po 10 miesiącach od wykonania (b) oraz po 4 latach od wykonania (c). Największe przęsło po 4 latach od wykonania jest ugięte o 5,5 mm w stosunku do poziomu szalunków oraz 6,5 mm licząc od chwili po sprężeniu. Przyrost ugięć w okresie 4 lat wynosi zatem 1/1538 rozpiętości przęsła. Na płycie tuż po sprężeniu zainstalowano warstwy dachu oraz urządzenia i instalacje o łącznym obciążeniu szacowanym na ok. 2,5 kN/m².

Analizując rysunek 12.15 można zauważyć interesującą zmianę ugięcia niewielkiego przęsła ograniczonego osiami 1 i 3 oraz D i G (rys. 12.7) w dolnym prawym narożniku rzutu stropu. Przęsło to w wyniku sprężenia uniosło się w górę o 1,5 mm, rok po wykonaniu było wygięte o 2,0 mm, natomiast 4 lata po wykonaniu jest wygięte już o 5,0 mm. W przęsle tym przebiegają wszystkie ciężna z największego przęsła ograniczonego osiami 3 i 6 oraz D i G. W celu zredukowania ich działania w środku przęsła zostały one jednak uniesione w górę tak, aby zmniejszyć ich zwis, a tym samym oddziaływanie na płytę. Reologiczny przyrost wygięcia w górę sugeruje jednak, że sprężenie w tym przęsle jest za mocne i przez to jest obciążeniem dominującym.

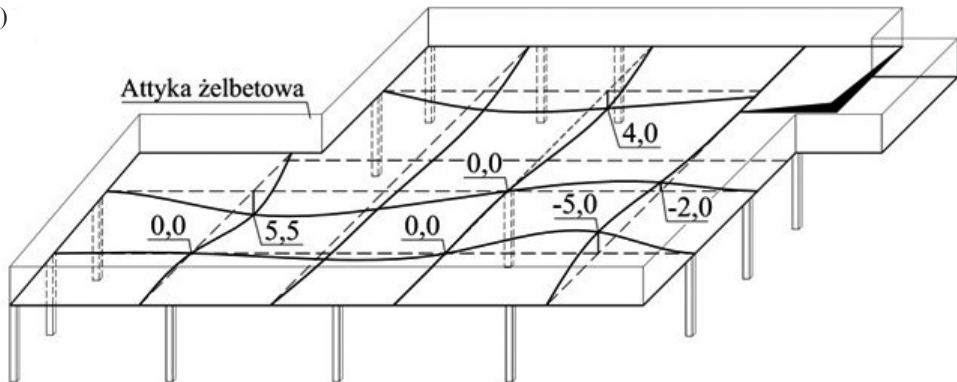
a)



b)



c)



Rys. 12.15. Deformacja rozważanego stropu w milimetrach: po sprężeniu (a), po 10 miesiącach (b), po 4 latach od wykonania (c) (badania własne)

Prezentowane wyniki przebiegu sił w kablach oraz ugięć pokazują, iż możliwe jest konstruowanie płyt kablobetonowych (bez znaczących spadków sił i nadmiernych ugięć) z betonu towarowego wykonanego nawet na tanich kruszywach otocza-

kowych. Przy odpowiednim ukształtowaniu sprężenia i niewielkich obciążeniach ponad ciężar własny, niska wartość modułu sprężystości nie wpływa negatywnie na zachowanie stropu w czasie. Jest to spowodowane tym, iż ugięciem płyty można łatwo sterować za pomocą sprężenia.

Prezentowane wyniki badań w dużym stopniu przemawiają za zasadnością i możliwością konstruowania płyt kablobetonowych dużych rozpiętości z lekkiego betonu kruszywowego. Podstawowym mankamentem takiego betonu jest niższy (do 30%) moduł sprężystości w stosunku do betonu na kruszywach skalnych o podobnej klasie wytrzymałości (patrz podrozdz. 2.1.6). Przeprowadzone przez autora analizy obliczeniowe (przedstawione w podrozdz. 2.1.6) wskazują, iż przy odpowiednim kształtowaniu sprężenia wpływ obniżonego modułu sprężystości jest niewielki (co zostało wykazane przedstawionymi powyżej wynikami badań płyty z betonu zwykłego), a redukcja ciężaru betonu o 25–30% spowoduje mniejsze ugięcia płyty przy tej samej liczbie cięgien sprężających, bądź pozwoli na redukcję tej liczby przy zachowaniu podobnych ugięć.

12.3. PŁYTY DUŻYCH ROZPIĘTOŚCI W BUDYNKU CENTRUM KULTURALNO-ARTYSTYCZNEGO W KOZIENICACH

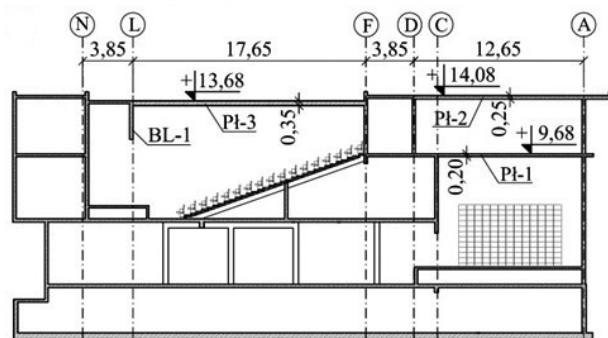
12.3.1. Charakterystyka budynku

W roku 2013 rozpoczęto budowę, a w 2015 oddano do użytkowania, budynek Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach (rys. 12.16), w którym autor był pomysłodawcą i projektantem konstrukcji. Budynek o całkowitych wymiarach rzutu 54,1×47,5 m podzielono na dwa oddylatowane segmenty. W jednym z segmenów zastosowano żelbetowe stropy płytowo-słupowe o grubości 250 mm i rozstawie słupów nieprzekraczającym 7 m. W segmencie drugim, w którym zlokalizowano salę sceniczną oraz salę kinowo-widowiskową (rys. 12.16b i c), z uwagi na ograniczoną wysokość zabudowy i konieczność uzyskania jak największej wysokości użytkowej pomieszczeń, szukano możliwości skonstruowania możliwie cienkich stropów dużej rozpiętości. Opis konstrukcji stropów, wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych oraz pomiarów ugięć w trakcie realizacji budynku i w pierwszym roku użytkowania opublikowano w pracach [142, 143].

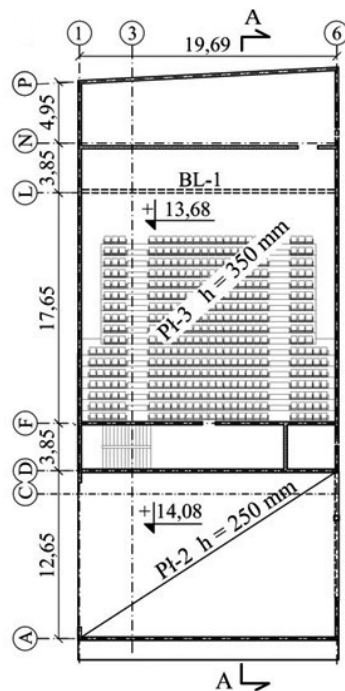
a)



b)



c)



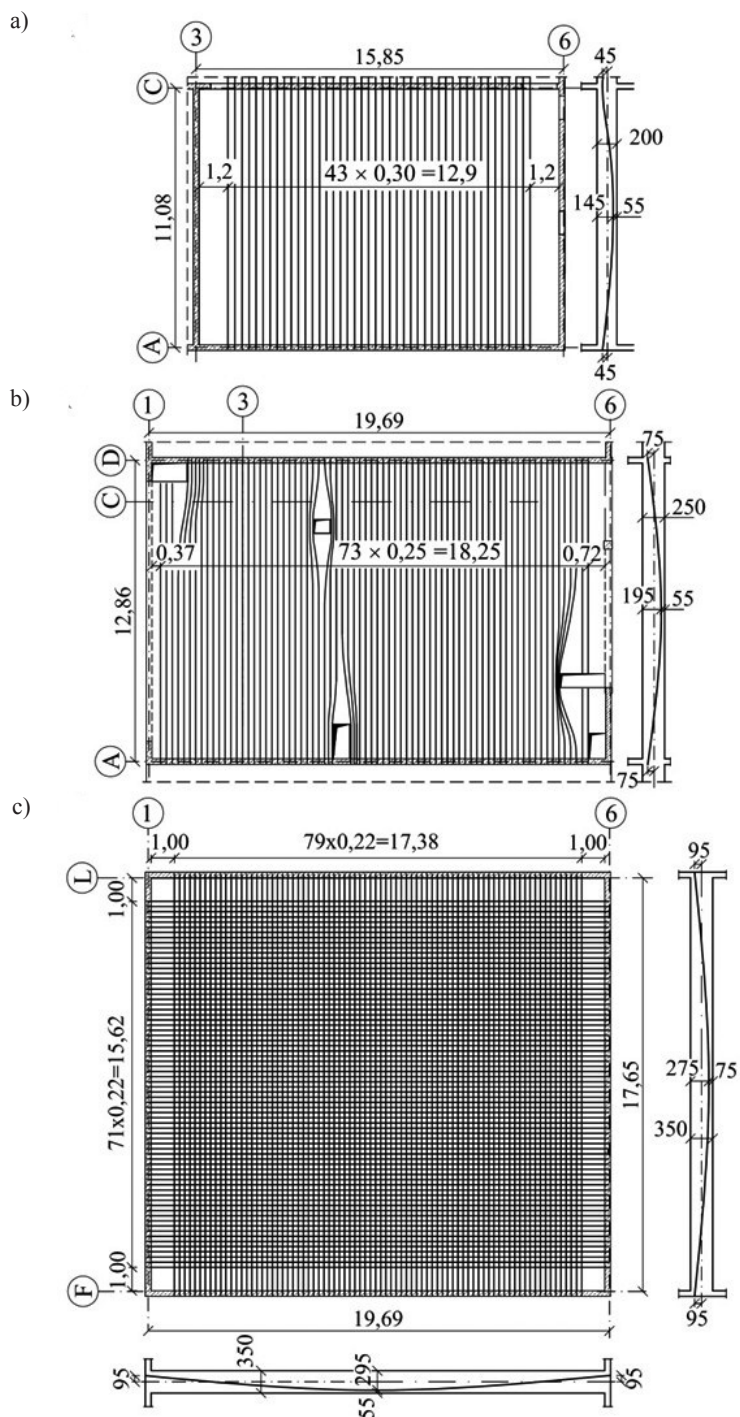
Rys. 12.16. Budynek Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach: a) widok ogólny, b) przekrój poprzeczny, c) rzut segmentu z salami: sceniczną oraz kinowo-widowiskową (badania własne [130, 131, 140])

12.3.2. Charakterystyka stropów kablobetonowych

Wychodząc poza przedstawione w punkcie 3 zasady kształtowania płyt i zalecenia, zaprojektowano trzy kablobetonowe płyty pełne o następującej geometrii:

- płytę Pł-1 nad salą sceniczną w poziomie +9,68 m (rys. 12.16), o rozpiętości 11,15 m i grubości 200 mm; jest to płyta pracująca jednokierunkowo, o stosunku rozpiętości do grubości równym 55,8,
- płytę Pł-2 w poziomie +14,08 m, jako przęsło stropodachu nad salą sceniczną, o rozpiętości 12,65 m i grubości 250 mm; jest to również płyta jednokierunkowa, o stosunku rozpiętości do grubości 51,4,
- płytę Pł-3 nad salą kinowo-widowiskową w poziomie +13,68 m, o wymiarach rzutu 17,65×19,6 m i grubości 350 mm; płyta ta pracuje dwukierunkowo, a stosunek rozpiętości do grubości wynosi 50,4.

Sprężenie opisanych płyt przedstawiono na rysunku 12.17. Wszystkie płyty sprężono cięgnami bez przyczepności 7φ5 mm (15,7 mm) ze stali o wytrzymałości



1860 MPa. Rozstaw cięgien wynosił 0,30 m dla płyty Pł-1, 0,25 m dla płyty Pł-2 oraz 0,22 m w obydwu kierunkach dla płyty Pł-3. Sprężenie wprowadzono po 14 ± 1 dniach od zabetonowania. Wszystkie płyty zabrojoano dołem i górą w obydwu kierunkach prętami $\phi 10$ mm co 150 mm.

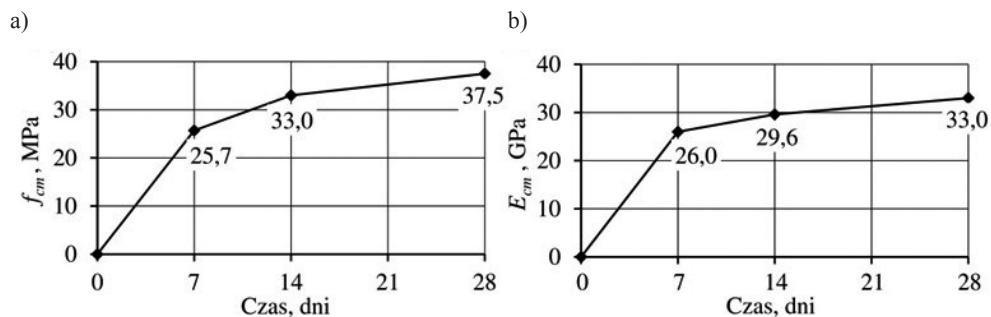
Do zabetonowania płyt użyto betonu klasy C35/45 sporządzonego na cemencie portlandzkim CEM I 52,5. Jako kruszywa grubego użyto gysu dolomitowego o uziarnieniu 2–16 mm. W tablicy 12.2 przedstawiono wyniki badań cech mechanicznych betonu pobranego podczas betonowania stropu płyty Pł-3. Na rysunkach 12.18 i 12.19 przedstawiono z kolei rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości betonów pobranych przy betonowaniu płyty Pł-2 (rys. 12.18) i Pł-3 (rys. 12.19). Wszystkie cechy określono na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm. Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach wynosiła 37,5 MPa dla płyty Pł-2 oraz 33,8 MPa dla płyty Pł-3. W przypadku modułu sprężystości, po 28 dniach uzyskano jednakową wartość 33,0 GPa. W chwili sprężania (14 dni od zabetonowania) wytrzymałość wynosiła 33,0 i 29,7 MPa, odpowiednio dla płyt Pł-2 i Pł-3, a moduł sprężystości 29,6 oraz 30,2 GPa.

Tablica 12.2

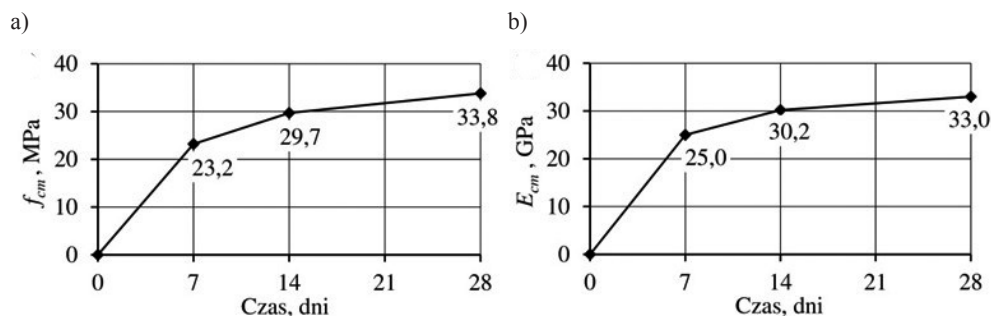
Cechy mechaniczne betonu pobranego przy betonowaniu płyty Pł-3
(badania własne [142, 143])

Cecha	Nr próbki			Wartość średnia
	1	2	3	
Po 14 dniach (sprężanie)				
Wytrzymałość na ściskanie, MPa	27,40	30,10	31,70	29,70
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, MPa	2,57	2,88	2,66	2,70
Moduł sprężystości, GPa	29,20	30,80	30,50	30,20
Po 28 dniach				
Wytrzymałość na ściskanie, MPa	34,40	33,30	33,60	33,80
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu, MPa	2,71	2,69	2,96	2,79
Moduł sprężystości, GPa	33,40	35,20	30,30	33,00

Na rysunkach 12.20 i 12.21 pokazano warstwy wykończenia i urządzenia za-
instalowane na kablobetonowych płytach. Na rysunku 12.20a przedstawiono

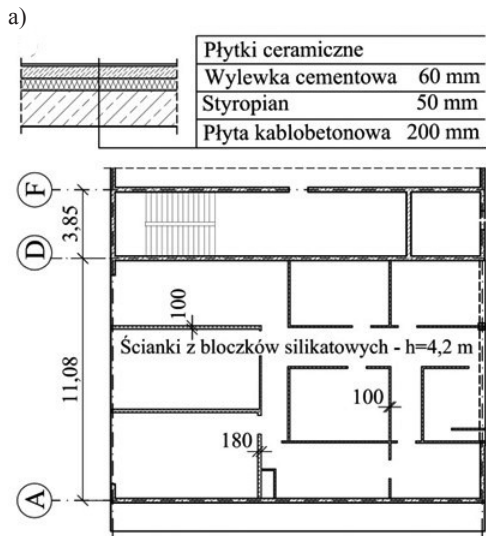


Rys. 12.18. Rozwój średniej wytrzymałości betonu na ściskanie (a) oraz modułu sprężystości (b) w pierwszych 28 dniach dojrzewania betonu użytego do płyty P1-2 (badania własne [130])

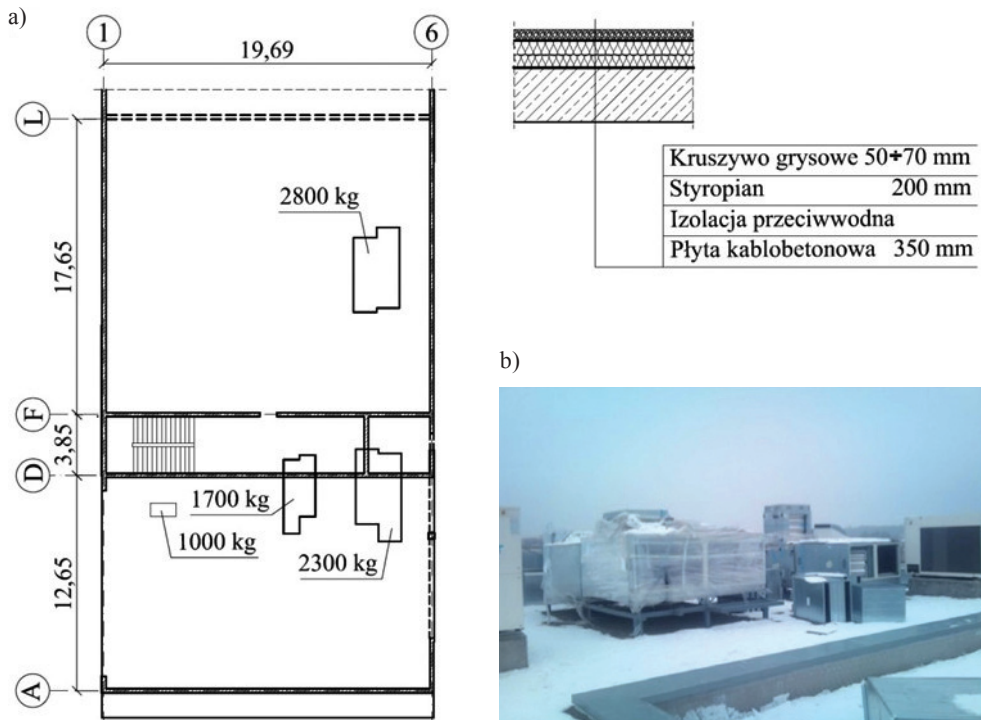


Rys. 12.19. Rozwój średniej wytrzymałości betonu na ściskanie (a) oraz modułu sprężystości (b) w pierwszych 28 dniach dojrzewania betonu użytego do płyty P1-3 (badania własne)

układ warstw na płycie P1-1 oraz rozmieszczenie ciężkich ścian działowych wykonanych z bloczków silikatowych grubości 100 mm. Ciężar ścian oszacowano na $2,6 \text{ kN/m}^2$ powierzchni stropu. Na rysunku 12.21 widoczny jest rozkład ciężkich urządzeń oraz układ warstw pokrycia dachowego zainstalowanych na płytach stropodachu P1-2 i P1-3. Obciążenia stałe od warstw i elementów wyposażenia dla poszczególnych płyt zestawiono w tabelicy 12.3. Warto zwrócić uwagę na płytę P1-1, gdzie wartość dodatkowych obciążeń stałych ponad ciężar płyty wynosi aż $3,9 \text{ kN/m}^2$, przy obciążeniu ciężarem własnym $4,8 \text{ kN/m}^2$. Jest to znaczące obciążenie stałe dodatkowe, uwzględniając stosunek rozpiętości do grubości płyty wynoszący 55,8.



Rys. 12.20. Obciążenia stałe na płycie stropowej Pł-2: układ warstw i ścian działowych (a), widok ścian na stropie (b), (badania własne [142, 143])



Rys. 12.21. Obciążenia kablobetonowych przęseł stropodachu: układ warstw i obciążeń skupionych (a), widok instalacji na dachu (b) (badania własne [142, 143])

Tablica 12.3

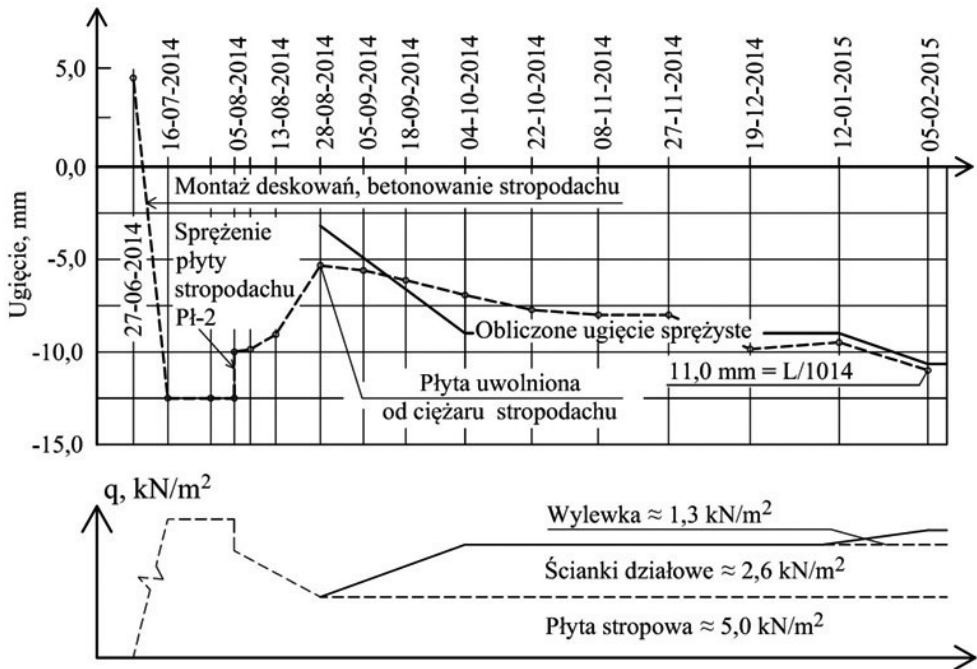
Wartości obciążeń działających na płyty kablobetonowe

Płyta	Rodzaj obciążenia	Wartość, kN/m ²
Pł-1	ciężar własny płyty	4,8
	ścianki działowe	2,6
	warstwy podłogi	1,3
Pł-2	ciężar własny płyty	6,25
	warstwy dachu	1,1
	urządzenia na dachu	1,0
Pł-3	ciężar własny płyty	8,5
	warstwy dachu	1,1
	urządzenia na dachu	0,5

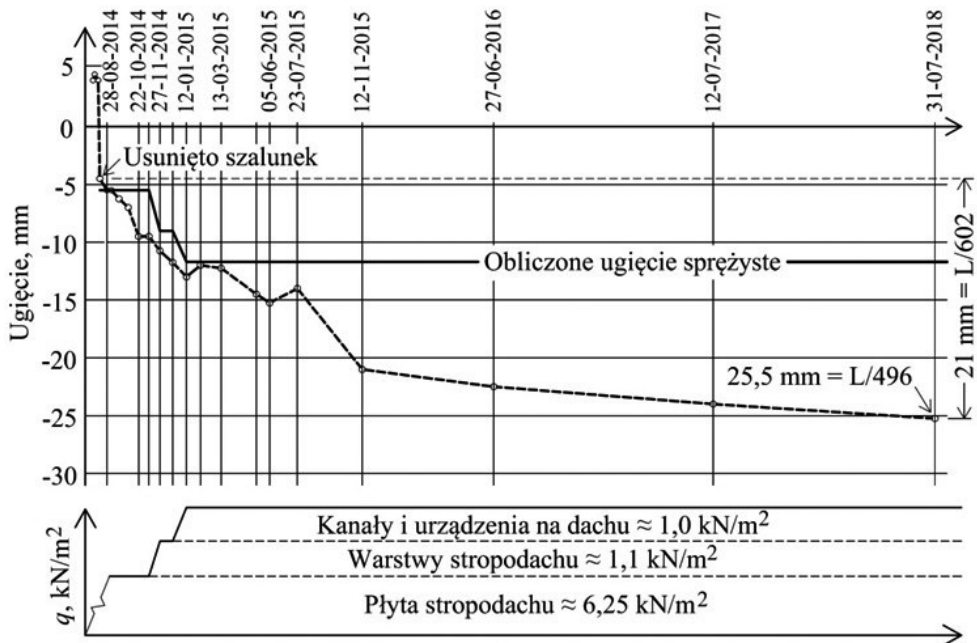
12.3.3. Ugięcia stropów

Duże smukłości płyt, powyżej 55 dla płyty pracującej jednokierunkowo, sugerują duże spodziewane ugięcia. Z tego względu, przez okres 4 lat od wykonania, z wyjątkiem płyty Pł-1 (uszkodzono repery podczas prac wykończeniowych), autor monitoruje ugięcia stropów.

Na rysunku 12.22 przedstawiono przebieg pomierzonych ugięć dla płyty Pł-1 do dnia 5 lutego 2015 r., kiedy w pomieszczeniach brakowało jedynie płytek podłogowych. Zarejestrowane wówczas ugięcie, licząc od pozycji płyty spoczywającej na szalunkach, wynosiło 11 mm, czyli 1/1014 rozpiętości. Niestety niemożliwe jest określenie przyrostów ugięcia od momentu rozdeskowania, jako że płyta została niewystarczająco sztywno podparta na czas betonowania położonej powyżej płyty stropodachu i pod jej ciężarem doznała ugięcia o wartości 12,5 mm. Po demontażu wsparych na niej szalunków stropodachu płyta powróciła do ugięcia 5,0 mm (28 sierpnia 2014). Prowadzone pomiary obejmują okres tylko około 7 miesięcy od wykonania płyty i ugięcie po tym okresie dalekie jest od wartości końcowej, uwzględniającej przyrost reologiczny. Jednak końcowa wartość z prowadzonych pomiarów zawiera już znaczący składnik przyrostu reologicznego. Ponieważ jest to wartość bardzo mała (1/1014 rozpiętości), sugeruje to, iż końcowe ugięcie będzie dalekie od wartości dopuszczalnych. O prawidłowej pracy płyty świadczy również brak pęknięć wymurowanych na niej kruchych ścian działowych po 3 latach od jej wykonania.



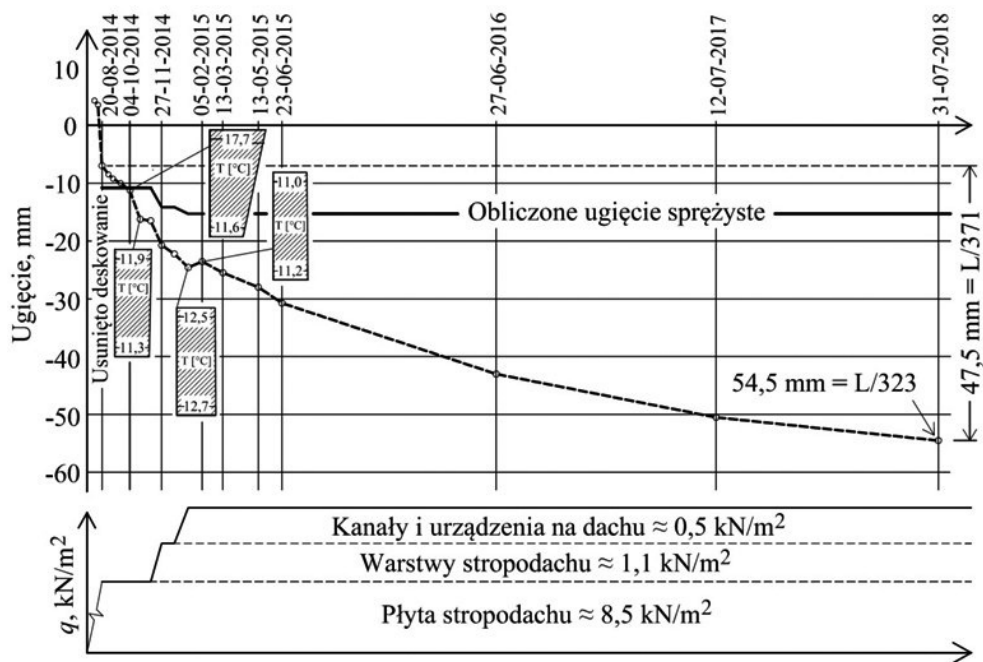
Rys. 12.22. Ugięcia płyty Pł-1 w okresie 7 miesięcy od wykonania (badania własne)



Rys. 12.23. Ugięcia płyty Pł-2 w okresie 4 lat od wykonania (badania własne)

Na rysunku 12.23 przedstawiono rozwój ugięć jednokierunkowej płyty stropodachu Pł-2 o rozpiętości 12,65 m i grubości 250 mm. Sprężenie podniosło płytę o 4,5 mm, natomiast po rozdeskowaniu płyta była ugięta o 4,5 mm. Świadczy to o podatności podpór, na których została ona wylana. Sprężenie nie spowodowało uniesienia płyty względem szalunków, a jedynie odciążenie sprężystych podpór. Zostało to potwierdzone powrotem ugięcia niżej położonej płyty Pł-1 o 2,5 mm w wyniku sprężenia płyty Pł-2 (rys. 12.22 – 05.08.2014) oraz o kolejne 5 mm w wyniku usunięcia szalunków płyty Pł-2 (rys. 12.22 – 5–28.08.2014). Całkowite ugięcie płyty po 4 latach od wykonania, liczone od pozycji zabetonowania, wynosi 25,5 mm, czyli 1/496 rozpiętości. Przyrost ugięcia od momentu rozdeskowania, który jest istotniejszy z uwagi na zainstalowane na oraz pod płytą wyposażenie, wynosi natomiast 21 mm, czyli 1/602 rozpiętości.

W przypadku sprężonej dwukierunkowo płyty Pł-3 nad salą kinowo-widowiskową, o mniejszej rozpiętości 17,6 m i grubości 350 mm, po usunięciu deskowania płyta była ugięta o 7 mm (rys. 12.24). Po 4 latach od wykonania płyta jest ugięta (względem położenia przyjętego przy betonowaniu) o 54,5 mm, czyli o 1/323 rozpiętości. Przyrost ugięcia od momentu rozdeskowania wynosi natomiast 47,5 mm, czyli 1/371 rozpiętości.



Rys. 12.24. Ugięcia płyty Pł-3 w okresie 4 lat od wykonania (badania własne)

Na rysunkach 12.22 do 12.24 zamieszczono również rozwój obliczonych ugięć sprężystych. Wartości te otrzymano uwzględniając historię działających obciążeń stałych oszacowanych w miarę wykonywania kolejnych warstw i elementów wykończenia. Porównanie wartości pomierzonych i obliczonych warto odnieść do współczynnika metody szacowania ugięć długotrwałych, przedstawionej w podrozdziale 8.5.3. W przypadku płyty stropowej Pł-1 (rys. 12.22) obliczona wartość ugięcia sprężystego przy działających po 7 miesiącach obciążeniach wynosi 10,7 mm, podczas gdy wartość pomierzona wynosi 11,0 mm.

Uwzględniając reologiczny przyrost ugięcia w okresie 7 miesięcy, oczywiste jest, że pomierzone ugięcie powinno być znacznie większe niż obliczone ugięcie sprężyste. Niewielka różnica w tych wartościach jest trudna do wytłumaczenia. Dla płyty Pł-2 (rys. 12.23) wartość pomierzona po 4 latach wynosi 25,5 mm, podczas gdy wartość obliczona 11,7 mm. Ugięcie rzeczywiste to 2,18 ugięcia sprężystego. Dla płyty Pł-3 (rys. 12.24) wartości wynoszą odpowiednio 54,5 i 15,3, a stosunek ugięć to 3,56. Łatwo zauważyć, iż sugerowany stosunek ugięć trwałych do sprężystych równy 3,0 dla obciążeń stałych nie został osiągnięty (i biorąc pod uwagę spadek tempa przyrostu ugięć nie zostanie osiągnięty) w płycie Pł-2, jednak został już przekroczony w płycie Pł-3.

Na podstawie przeprowadzonych 4-letnich pomiarów ugięć stropów wyciągnięto następujące wnioski:

- Możliwe jest projektowanie, z dobrym skutkiem, płyt kablobetonowych o rozpiętościach i smukłościach znacznie przekraczających wartości podane w zaleceniach.
- Jednokierunkowa płyta Pł-2, przy grubości 250 mm, wg [152] (tablica 3.1) nie powinna mieć większej rozpiętości niż 10,5 m. Tymczasem jej rozpiętość wynosi 12,65 m; przebieg ugięć na rysunku 12.23 pokazuje spadek tempa jego przyrostu; biorąc pod uwagę, iż po 3 latach zachodzi już około 80% całkowitego pełzania w betonie (tablica 2.2 w podrozdz. 2.1.6), można uznać, iż pomierzony przyrost ugięć 21 mm (L/602) jest już bliski wartości końcowej.
- W przypadku sprężonej dwukierunkowo płyty nad salą kinowo-widowiskową Pł-3, o mniejszej rozpiętości 17,6 m i grubości 350 mm, zarejestrowano dość znaczne ugięcie oraz jego przyrost od wykonania płyty – ugięcie wynosi 54,5 mm (L/323) a jego przyrost 47,5 mm (L/371). Biorąc pod uwagę, iż jest to płyta stropodachu pozbawiona kruchych elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych, jako wartość dopuszczalnego ugięcia można przyjąć L/250, a spełnienie dodatkowych warunków ugięć nie jest wymagane. Istnieje jeszcze pewien zapas przyrostu ugięcia, który z dużym prawdopodobieństwem nie zostanie wypełniony. Należy podkreślić, iż jest to prawdopodobnie największe w świecie przeszło kablobetonowego stropu płytowego o pełnym przekroju, o rozpiętości i stosunku rozpiętości do grubości znacznie przekraczających wartości zalecane jako maksymalne (patrz punkt 3), a mimo to, udało się spełnić warunek dopuszczalnego ugięcia.

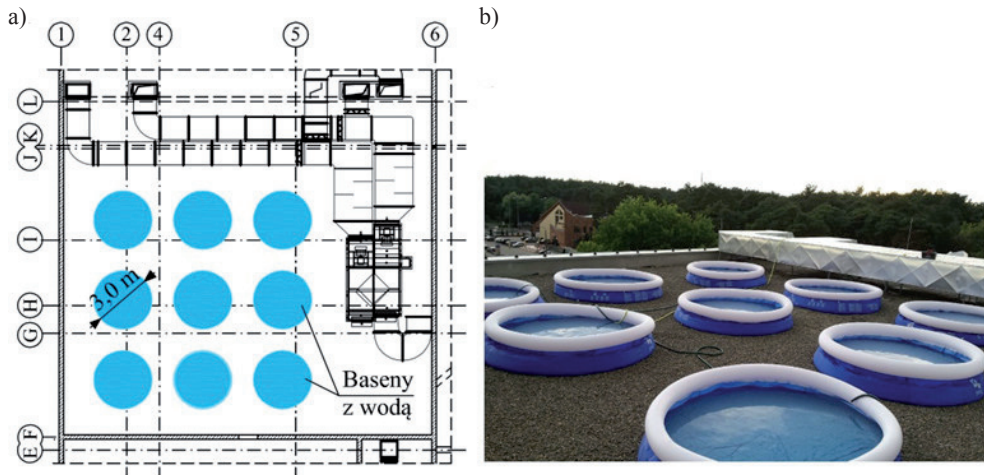
- Ugięcie płyty P1-1 o największej smukłości, wynoszącej 55,8, było monitorowane jedynie przez pół roku od jej wykonania; jest to zbyt krótki okres, by dać obraz reologicznego zachowania stropu i informację o wartości końcowej ugięcia. Jednak zarejestrowana ostatnia wartość ugięcia, wynosząca 11 mm przy rozpiętości jednokierunkowej płyty 11,15 m, pozwala wnioskować optymistycznie; wartość ugięcia stanowi zaledwie 1/1014 rozpiętości. Należy podkreślić, iż strop ten w największym stopniu przekroczył zalecany stosunek rozpiętości do grubości (42 wg [41] i 45 wg [63]).
- Ważne jest, że tak duże rozpiętości i smukłości płyt zostały osiągnięte przy użyciu betonu przeciętnej jakości. Był to beton klasy C35/45 wykonany na grysie dolomitowym. Beton ten nie osiągnął wymaganej normą średniej wytrzymałości na ściskanie (37,5 i 33,0 MPa w stosunku do oczekiwanej wartości 43 MPa). Wartość modułu sprężystości była jednak na zadowalającym poziomie i wynosiła 33,0 GPa.
- W budynkach wielokondygnacyjnych jednoznaczne określenie wygięcia płyty od sprężenia oraz ugięcia doraźnego po rozdeskowaniu jest trudne. Spowodowane jest to podatnością podpór, ponieważ stropy zazwyczaj podpierane są na istniejących poniżej płytach. Sprężenie wywołuje wówczas ruchy zarówno płyty sprężanej, jak i stropów ją podpierających.

12.3.4. Próbné obciążenie płyty P1-3

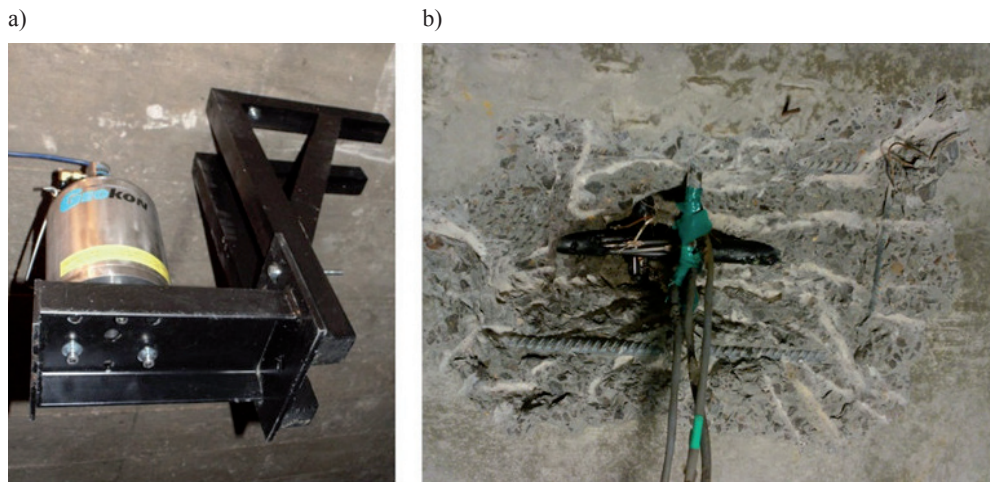
Z uwagi na niespotykane dotąd rozmiary płyty P1-3 nad salą kinowo-widowiskową, oprócz długotrwałych obserwacji ugięć strop ten poddano licznym badaniom doraźnym, zarówno statycznym, jak i dynamicznym. W dalszej części opisano badania próbnego obciążenia stropu, zrealizowanego z wykorzystaniem basenów ogrodowych.

Do obciążenia stropu użyto 9 basenów ogrodowych o średnicy 3,0 m (rys. 12.25). Pojemność każdego basenu wynosiła 3,6 m³. Baseny napełniano wodą z sieci wodociągowej. Z uwagi na zbyt małą wydajność sieci kilka basenów usytuowanych na sąsiednich płytach o mniejszych rozpiętościach napełniono wodą znacznie wcześniej, a w czasie monitorowanej próby napełniania (6 godzin) przepompowywano z nich wodę do basenów docelowych. Rozmieszczenie basenów na stropie pokazano na rysunku 12.25a, a ich widok w trakcie napełniania na rysunku 12.25b.

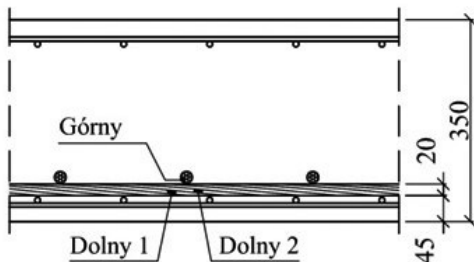
W trakcie próby napełniania monitorowano ugięcie płyty i przyrost odkształceń splotów sprężających (oraz pośrednio naprężeń). Ugięcie płyty monitorowano z wykorzystaniem systemu przetworników GEOKON 4675LV, opisanych w podrozdziale 12.1. Z uwagi na obecność wszystkich warstw wykończeniowych na dachu obydwa przetworniki zainstalowano pod stropem (rys. 12.26a).



Rys. 12.25. Rozmieszczenie (a) oraz widok (b) basenów na dachu (badania własne [131])



Rys. 12.26. Przetwornik ugięć zainstalowany pod płytą (a), tensometry przyklejone na splotach sprężających (b) (badania własne [131])

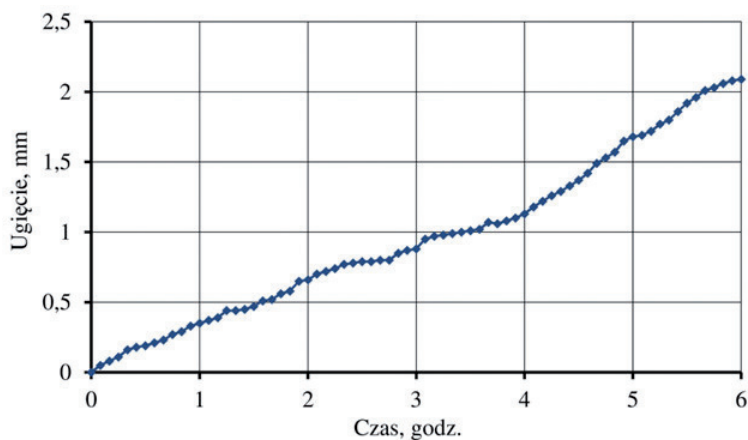


Rys. 12.27. Oznaczenie tensometrów zainstalowanych na splotach (badania własne [131])

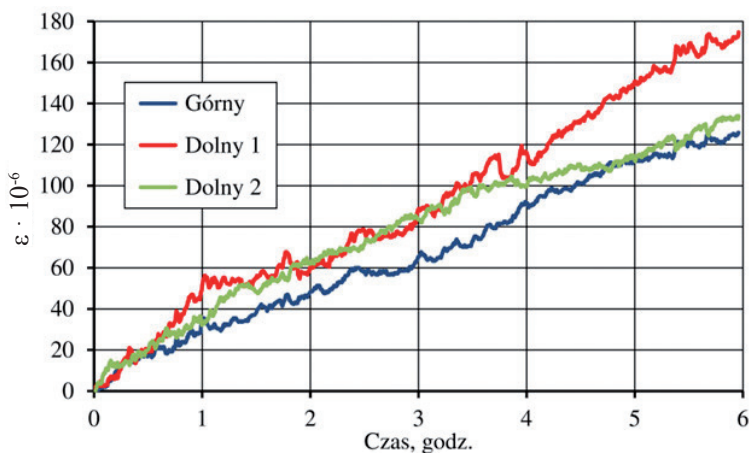
Na rysunku 12.26b pokazano widok, a na rysunku 12.27 rozmieszczenie tensometrów zainstalowanych na splotach sprężających. W tym celu, w środku rozpiętości stropu, wykonano odkuwkę do splotów i usunięto z nich fragment osłonki. Przyklejono 3 tensometry foliowe o bazie 5 mm, jeden na splocie górnym (Górny) oraz dwa na splocie dolnym (Dolny 1 i Dolny 2).

Rejestrację pomiarów uruchomiono wraz ze startem napełniania basenów. Ugięcia szczytywano z częstotliwością co 5 minut, natomiast odczyt pomiaru odkształceń prowadzono w sposób ciągły, aż do całkowitego napełnienia basenów.

W trakcie 6 godzin napełniania basenów udało się osiągnąć głębokość wody ok. 400 mm, co odpowiada obciążeniu równomiernemu (na powierzchni stropu)



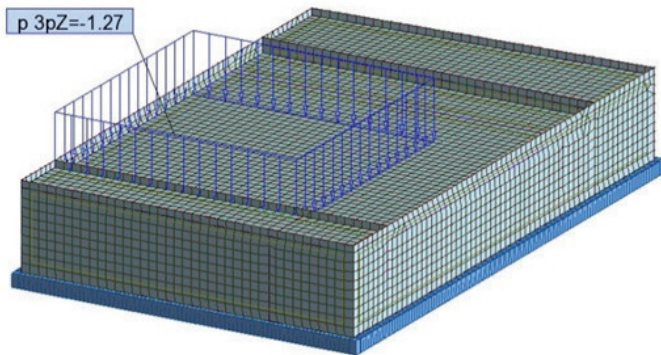
Rys. 12.28. Rozwój ugięć płyty w próbie obciążania (badania własne [131])



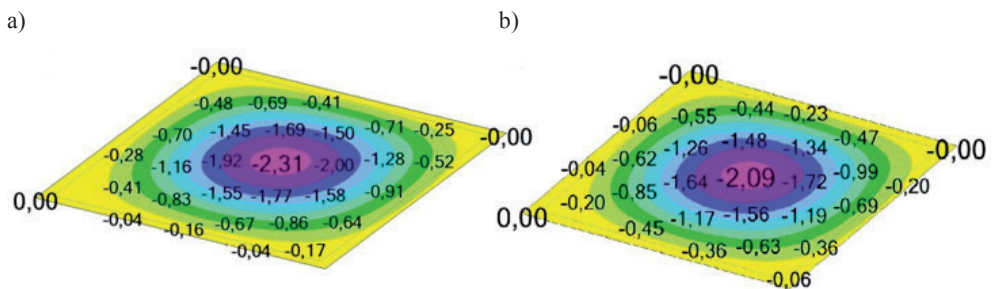
Rys. 12.29. Rozwój odkształceń splotów w próbie obciążania (badania własne [131])

o wartości $1,27 \text{ kN/m}^2$. W tym czasie osiągnięto ugięcie płyty równe $2,09 \text{ mm}$ (rys. 12.28) oraz odkształcenia stali sprężającej wynoszące $126, 134$ i $175 \cdot 10^{-6}$, odpowiednio dla tensometrów „Górny”, „Dolny 2” i „Dolny 1” (rys. 12.29). Średnia wartość odkształcenia stali sprężającej wyniosła $145 \cdot 10^{-6}$.

W celu weryfikacji uzyskanych wyników zbudowano model obliczeniowy w systemie MES, do którego przyłożono równoważne obciążenie równomiernie rozłożone na obszarze, na którym ustawiono baseny (rys. 12.30). Na rysunku 12.31 przedstawiono mapy ugięcia płyty pod obciążeniem wywołanym napełnionymi wodą basenami. Rysunek 12.31a przedstawia ugięcie otrzymane przy założeniu modułu sprężystości uzyskanego z badań próbek po 28 dniach ($33,0 \text{ GPa}$). Wartość ugięcia wyniosła $2,31 \text{ mm}$, a więc jest o $10,5\%$ wyższa, niż uzyskano z pomiarów.



Rys. 12.30. Model MES obciążeniem zastępczym od sprężenia (badania własne [131])



Rys. 12.31. Ugięcie płyty dla modułu sprężystości uzyskanego z badań ($33,0 \text{ GPa}$) (a) oraz dla modułu sprężystości $37,8 \text{ GPa}$ (b) (badania własne[131])

Powszechnie wiadomo, iż wartość modułu sprężystości w konstrukcji jest znacznie niższa niż zbadana na małowymiarowych próbkach i zazwyczaj nie przekracza 80% tej wartości. Przy takim założeniu obliczone ugięcie byłoby jeszcze większe.

W kolejnym modelu zwiększono moduł sprężystości betonu, tak aby uzyskać zbliżone ugięcie do wartości obliczonej. Wartość ugięcia pomierzonego (2,09 mm) uzyskano przy założeniu modułu sprężystości 37,8 GPa, czyli o 14,5% większej niż wartość uzyskana z badania próbek.

Prezentowane wyniki pokazują, że sztywność badanej płyty kablobetonowej jest znacznie większa, niż wynika to ze sztywności przekroju. Nie jest to z pewnością spowodowane udziałem uboższego zbrojenia zwykłego (zbrojenie $\phi 10$ mm co 150 mm góra i dołem), czy też stali sprężającej w przekroju (ciągną bez przyczepności). Taką samą wartość ugięć pomierzonych i obliczonych uzyskano zwiększając sztywność stropu o 14,5%, w stosunku do wyznaczonej dla modułu sprężystości zbadanego na próbkach walcowych. Jeśli założyć, że moduł sprężystości betonu w konstrukcji nie przekracza 80% wartości uzyskanej z badań laboratoryjnych próbek, wzrost sztywności płyty wyniósł aż 43%.

Przyczyn należy z pewnością upatrywać w sprężystym działaniu zakrzywionego układu sprężenia. Wzrost ugięcia płyty wywołuje dodatkową deformację cięgien sprężających oraz wzrost efektu ich działania pionowego na strop wzdłuż długości cięgna. Deformacja ta wywołuje również przyrosty siły w cięgnach. Wszystkie projektowane przez autora stropy pracują w stanie niezarysowanym, więc siłę podłużnej (i jej przyrostowi) przypisać można jedynie zapewnienie rysoodporności płyty. Istotniejszy dla ograniczenia ugięć jest jednak przyrost pionowego składnika sprężenia. Zakładając, że średni pomierzony w cięgnach przyrost odkształceń wynosi $175 \cdot 10^{-6}$, a moduł sprężystości stali dla splotów sprężających to 195 GPa, przyrost naprężeń w stali sprężającej wyniósł 28,2 MPa, a przyrost siły w splocie 4,2 kN. Zgodnie z równaniem (3), przy założeniach, że:

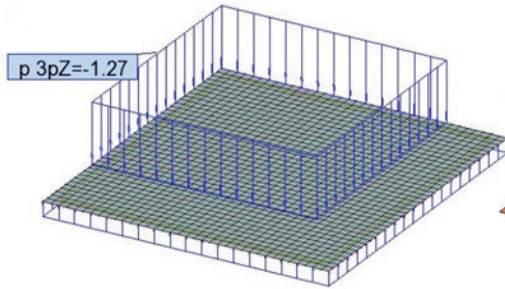
- średnia rozpiętość płyty wynosi 18,63 m,
- średni zwis splotu wynosi 205 mm,
- siła w splocie wynosi 176 kN (80% wartości początkowej) ($0,63f_{pk}$),

obliczono, że wzrost siły w splocie o 4,2 kN oraz dodatkowa deformacja splotów o 2,09 mm wywołała wzrost obciążenia radialnego na długości splotu o 0,032 kN/m, co przy rozstawie splotów wynoszącym 220 mm w obydwu kierunkach, skutkuje wzrostem obciążenia powierzchniowego od sprężenia o wartość 0,295 kN/m².

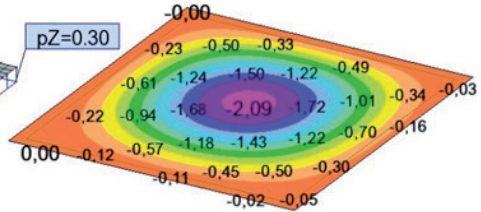
W kolejnych rozważaniach obliczeniowych uwzględniono powstałe w wyniku ugięcia płyty dodatkowe obciążenie pionowe od sprężenia, o wartości 0,30 kN/m² (rys. 12.32a) oraz zmniejszono moduł sprężystości betonu tak, aby uzyskać wartość ugięcia pomierzonego. Wartość ugięcia 2,09 mm (rys. 12.32b) uzyskano przy module sprężystości betonu równym 23,2 GPa (rys. 12.32b). Przyjęta wartość modułu sprężystości stanowi 70,3% wartości modułu uzyskanego z badania próbek walcowych po 28 dniach, a to jest już realna wartość modułu w konstrukcji.

Przeprowadzona analiza obliczeniowa pokazała, iż istotne w szacowaniu ugięć jest uwzględnienie przyrostu obciążenia radialnego od sprężenia wywołanego deformacją stropu oraz wzrostem sił w cięgnach. Efekt ten zazwyczaj nie jest uwzględniany w inżynierskim projektowaniu. Wykazanie jego pozytywnego wpływu może

a)

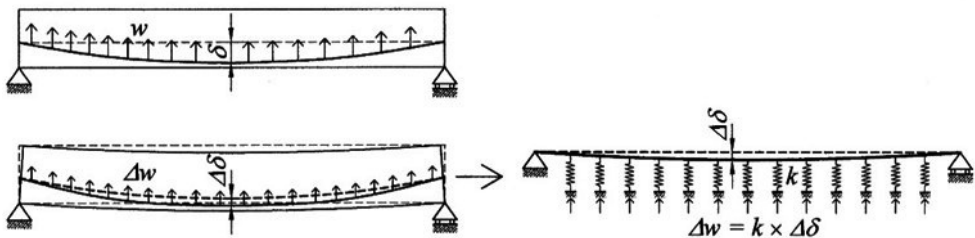


b)



Rys. 12.32. Model obliczeniowy z obciążeniem uwzględniającym przyrost działania radialnego w cięgnach (a) oraz ugięcie wyliczone dla modułu sprężystości 23,2 GPa (b) (badania własne [131])

być jednak odpowiedzią, dlaczego udało się skonstruować aż tak duże płyty kablo-betonowe, pomimo obowiązywania znacznie ostrzejszych wytycznych dotyczących maksymalnych rozpiętości i smukłości. Rozwiązania może dostarczyć modelowanie zmiany tego obciążenia za pomocą systemu sprężystych podpór (rys. 12.33). W takim założeniu, intensywność obciążenia jest wprost proporcjonalna do ugięcia płyty, co dobrze opisuje działanie sprężenia w trakcie deformacji stropu. Pewien problem może jednak wywołać nierównomierna intensywność działania sprężyn w modelu, wywołana zróżnicowanym przesunięciem pionowym punktów płyty. Problem ten można jednak rozwiązać wyznaczając zastępczą podatność podpór.



Rys. 12.33. Przyrost obciążenia radialnego w wyniku deformacji elementu i propozycja jego modelowania przy użyciu sprężystych podpór (badania własne [131])

Odmiernym zagadnieniem jest właściwe oszacowanie modułu sprężystości betonu w konstrukcji. Wiadomo, iż wartość ta jest niższa niż wynika z badań małowymiarowych próbek. Powszechnie w projektowaniu jest przyjmowanie normowej wartości modułu sprężystości betonu, co w pewnym stopniu rekompensuje zaniechanie efektu wzrostu obciążenia od sprężenia w wyniku ugięcia płyty, lecz w ostatecznym wyniku prowadzić może do przeszacowania ugięć (co pokazano w opisa-

nych powyżej teście próbnego obciążenia). Dokładniejsza analiza, z uwzględnieniem efektu zwiększenia obciążenia od sprężenia, może prowadzić do projektowania ekonomiczniejszych przekrojów. Niezbędne jest wówczas właściwe przyjęcie modułu sprężystości betonu w konstrukcji. Wyliczonej w przedstawionych powyżej badaniach wartości 70,3% w żaden sposób nie można uogólniać. Autor zaleca przyjmowanie wartości nie większej niż 0,8 modułu normowego, bądź wyznaczonego na próbkach walcowych.

12.4. BADANIA LEKKIEGO BETONU KRUSZYWOWEGO PRZEZNACZONEGO DO KONSTRUOWANIA KABLOBETONOWYCH PŁYT DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI

W podrozdziale 2.1.6 wykazano zasadność stosowania lekkiego betonu kruszywowego do konstruowania kablobetonowych płyt dużych rozpiętości. Po zaprzestaniu kilka lat temu w Polsce produkcji dobrej jakości kruszywa popiołoporytowego Pollytag, w 2015 roku, w miejscowości Sowłany koło Białegostoku uruchomiono produkcję nowego kruszywa popiołoporytowego o nazwie Certyd. Kruszywo to produkowane jest przez spiekanie popiołów powęglowych. Zgromadzone na hałdach popioły, pochodzące z Elektrociepłowni EC-2 w Białymstoku, są pozostałością ze spalania węgla kamiennego w paleniskach pyłowych. Są to popioły lotne z elektrofiltrów oraz mieszanki popiołowo-żużłowe z mokrego odprowadzania odpadów paleniskowych z procesu spalania węgla kamiennego w kotłach. Wstępne badania cech mechanicznych, podjęte w Politechnice Krakowskiej [34], wykazały, iż Certyd jest bardzo dobrej jakości kruszywem, pozwalającym przy przeciętnej ilości cementu (ok. 350–400 kg/m³) uzyskać wytrzymałość na ściskanie rzędu 45–55 MPa. Analogiczne składy mieszanek betonowych, przy zastosowaniu wcześniej produkowanego kruszywa Pollytag, gwarantowały wytrzymałości o ok. 5–10 MPa niższe [32]. Uzyskane wyniki są dobrym prognostykiem zastosowania tego kruszywa w betonach konstrukcyjnych.

Wobec dobrych cech mechanicznych betonu wykonanego na kruszywie Certyd, autor podjął próbę zbadania skurczu i pełzania opracowanego betonu, z zamiarem jego przyszłego zastosowania do konstruowania płyt kablobetonowych dużej rozpiętości. Podwyższone znaczenie skurczu i pełzania betonu, w cienkich płytach kablobetonowych, w porównaniu z płytami żelbetowymi, podkreślono już w podrozdziale 2.1.4 i 2.1.5. Dodatkowym argumentem, przemawiającym za zainicjowaniem prac badawczych skurczu i pełzania, było zaniechanie podjętych niegdyś w Polsce prób zastosowania betonu lekkiego do konstrukcji mostowych [53, 54], czego główną przyczyną były niewystarczające właściwości reologiczne ówczesnych betonów (wysoki skurcz i pełzanie).

Po uzyskaniu obiecujących wyników cech mechanicznych betonu wykonanego na kruszywie Certyd, w maju 2017 roku rozpoczęto badania skurczu i pełzania [83]. W ramach zrealizowanego programu badawczego zaprojektowano dwie mieszanki betonowe oznaczone numerami C-1 i C-2 (tablica 12.4). Składy mieszanek zostały opracowane na podstawie zaleceń firmy LSA (producenta kruszywa). Z obydwu mieszanek wykonano po 27 próbek cylindrycznych $\phi 150 \times 300$ mm, 12 próbek sześciennych o boku 150 mm i 12 belek $150 \times 150 \times 600$ mm, potrzebnych do określenia cech mechanicznych zaprojektowanych betonów. Na potrzeby badania skurczu i pełzania z każdej mieszanki wykonano po 5 belek o wymiarach $250 \times 150 \times 1500$ mm.

Tablica 12.4

Składy użytych do badań mieszanek betonowych
(badania własne [83])

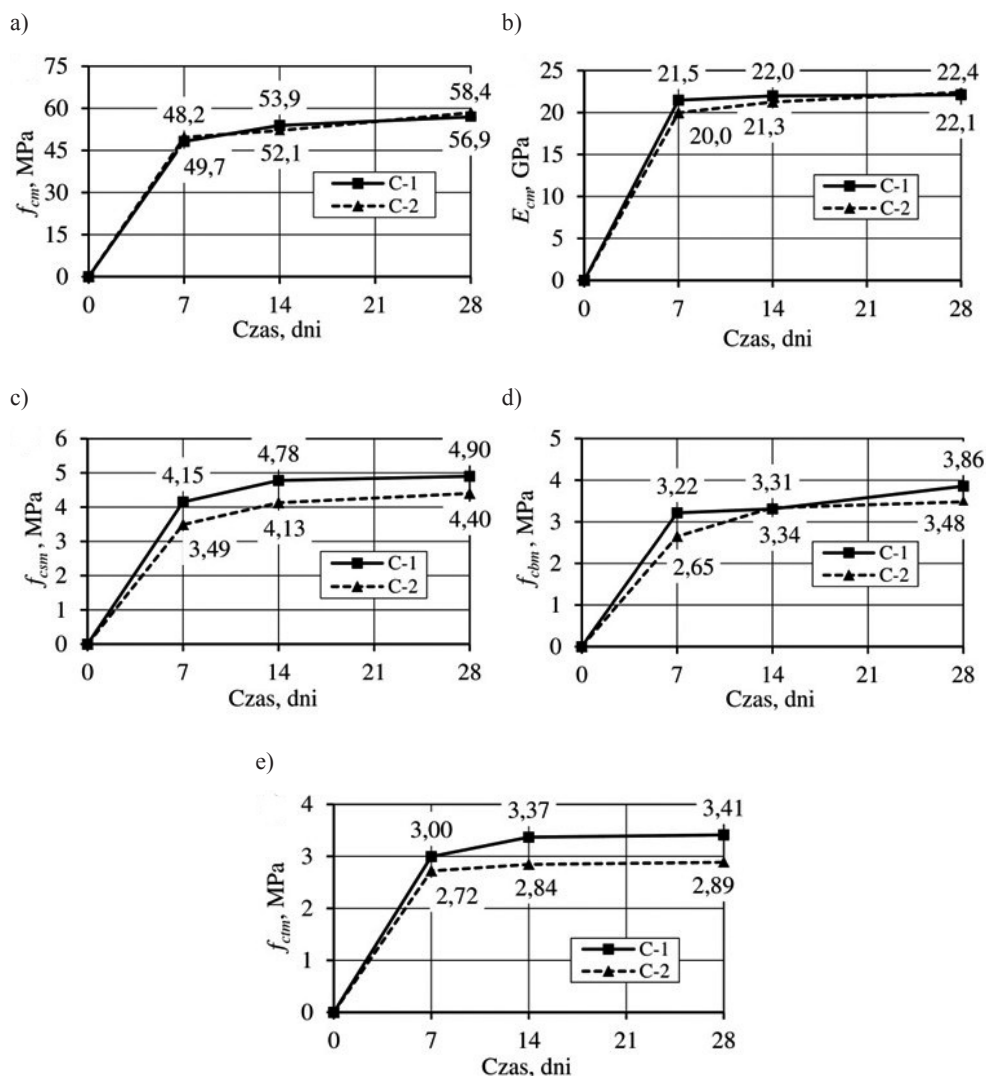
Składnik		C-1, kg/m ³	C-2 kg/m ³
Cement CEM I 42,5 N		409	419
Kruszywo Certyd (4–12 mm)		775	802
Piasek		682	703
Woda		164	209
Domieszki	BV 18	3,7	3,8
	SKY 686	3,7	3,8
Gęstość mieszanki		2040	2140
Gęstość betonu w stanie suchym		1810	1820

Rozpoczęcie badań skurczu i pełzania poprzedzone zostało określeniem cech mechanicznych obydwu zaprojektowanych betonów. Badano następujące cechy:

- wytrzymałość na ściskanie (zgodnie z normą [103], moduł sprężystości (metodą B zgodnie z normą [102]) i wytrzymałość na osiowe rozciąganie (na walcach $\phi 150 \times 300$ mm),
- wytrzymałość na rozłupywanie (na kostkach sześciennych 150 mm, zgodnie z normą [104]),
- wytrzymałość na zginanie (na belkach $150 \times 150 \times 600$ mm).

Wszystkie cechy określono po 7, 14 i 28 dniach od zabetonowania. Każdorazowo badano 3 próbki betonowe. Próbki do badań przechowywane były w wodzie i wyjmowane tuż przed badaniem.

Otrzymano betony o gęstości w stanie suchym odpowiednio 1810 kg/m³ i 1820 kg/m³. Wyniki badań cech wytrzymałościowych przedstawiono na rysunku 12.34. Wytrzymałość na ściskanie (rys. 12.34a) po 28 dniach wyniosła odpowied-

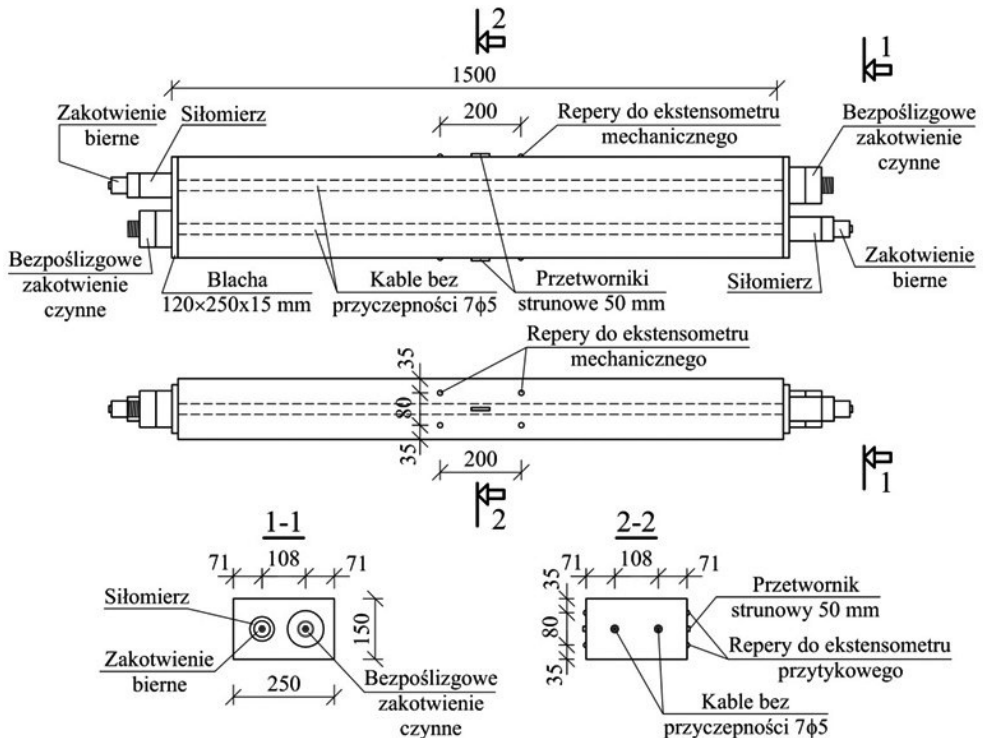


Rys. 12.34. Rozwój cech wytrzymałościowych badanych betonów: a) wytrzymałość na ściskanie, b) moduł sprężystości, c) wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, d) wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupaniu, e) wytrzymałość na rozciąganie osiowe (rys. aut.)

nio 56,9 MPa i 58,4 MPa. Można uznać, iż beton C-1 spełnił wymagania stawiane klasie LC50/55, natomiast beton C-2 klasie LC45/50, chociaż do klasy LC50/55 zabrakło zaledwie 1,1 MPa ($f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa, otrzymano wartość f_{ck} równą 48,9 MPa dla betonu C-1 i 50,4 MPa dla betonu C-2). Na rysunku 12.34b przedstawiono rozwój modułu sprężystości. Po 28 dniach uzyskano wartości 22,1 i 22,4 GPa, co daje wartość 2–3 GPa niższą niż oszacowana wartość normowa (24,4 GPa dla

klasy LC45/50 i 25,3 GPa dla klasy LC50/55). Na rysunku 12.34c przedstawiono wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu; otrzymano wartości odpowiednio 4,90 i 4,40 MPa. Na rysunku 12.34d zaprezentowano wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu. Wartości te wynoszą odpowiednio 3,86 i 3,48 MPa. Przy rozciąganiu osiowym (rys. 12.34e) uzyskano wartości 3,41 i 2,89 MPa. W przypadku betonu C-2 jest to wartość niższa niż wyliczona wg normy [100] (3,41 MPa dla klasy LC45/50 i 3,68 MPa dla klasy LC50/55).

Analizując uzyskane wyniki cech wytrzymałościowych badanych betonów można stwierdzić, że uzyskano beton o dobrych cechach wytrzymałościowych. Oba wy może budzić jedynie niska wartość modułu sprężystości. Obydwie otrzymane wartości, 22,1 oraz 22,4 GPa, są o 39% niższe od wartości dla betonów zwykłych o podobnych klasach wytrzymałości. Niskie wartości modułu sprężystości można wytłumaczyć problemami technologicznymi, do jakich doszło przy zagęszczaniu mieszanki. W innych badaniach betonu na kruszywie Certyd [34] uzyskiwano wyższe wartości modułu sprężystości.



Rys. 12.35. Belki do badania skurczu i pelzania (badania własne [83])

Badania skurczu i pęcznienia przeprowadzono na elementach belkowych o wymiarach $250 \times 150 \times 1500$ mm (rys. 12.35). Wykonano łącznie 9 belek, 4 z mieszanki C-1 i 5 z mieszanki C-2. Do 2 belek z każdej mieszanki wprowadzono naprężenia ściskające, przy pomocy sprężenia. Sprężenie to pełniło funkcję zewnętrznego obciążenia, powodującego ściskanie przekroju belki.

Geometrię i szczegóły konstrukcyjne belek zilustrowano na rysunku 12.35. Naprężenia ściskające zostały zrealizowane przez napięcie i zakotwienie na czołach 2 stalowych splotów.

Tablica 12.5

Naprężenia początkowe w przekroju belek
(badania własne [83])

Beton	Symbol	Naprężenia początkowe, MPa
C-1	B-1	9,7
	B-2	11,0
	B-3	–
	B-4	–
C-2	B-5	9,0
	B-6	9,9
	B-7	–
	B-8	–
	B-9	–

Po stronie naciągu zastosowano bezpośrednie zakotwienie czynne (śrubowe). Pod zakotwieniem biernym zainstalowano strunowe przetworniki sił GEOKON 4900. W połowie długości belki, na każdej powierzchni bocznej zainstalowano strunowy przetwornik odkształceń o bazie 50 mm oraz po 2 bazy pomiarowe o długości 200 mm do mechanicznego pomiaru odkształceń. Sprężenie wprowadzono 16 dni po zabetonowaniu. Wprowadzono naprężenia o wartości około 10 MPa. Jest to poziomy naprężenie nieprzekraczalny w płytach kablobetonowych. Szczegółowe wartości początkowych naprężeń w poszczególnych belkach zamieszczono w tablicy 12.5. Trzy dni po zabetonowaniu belki zostały ułożone piętrowo na stojakach stalowych ograniczających tarcie (rys. 12.36) oraz umieszczone w klimatyzowanej komorze (rys. 12.37). W komorze utrzymywana była stała temperatura 20°C oraz wilgotność powietrza około 50%.

Na rysunkach 12.38–12.42 przedstawiono wyniki uzyskane z badań odkształceń belek-próbek ekstensometrem mechanicznym Demec, przez pierwsze 410 dni od ich zabetonowania i 394 dni od obciążenia. Wynik dla każdej belki jest średnią z wartości uzyskanych na 4 bazach o długości 200 mm, wyznaczonych reperami pokazanymi na rysunku 12.35. Kolorem niebieskim oznaczono krzywe dotyczące betonu C-1, kolorem czerwonym betonu C-2. Na rysunku 12.38 przedstawiono przebieg



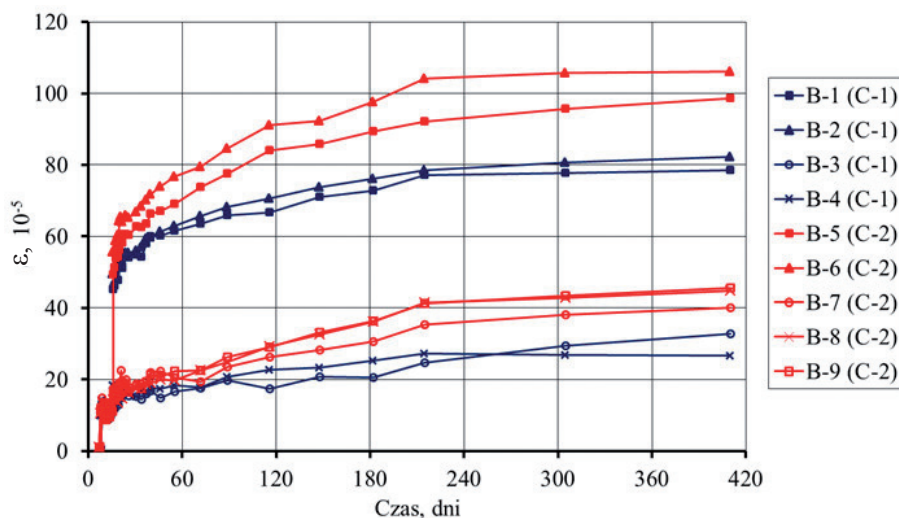
Rys. 12.36. Belki do badania skurczu i pęcznienia ułożone w przyrządach (badania własne [83])



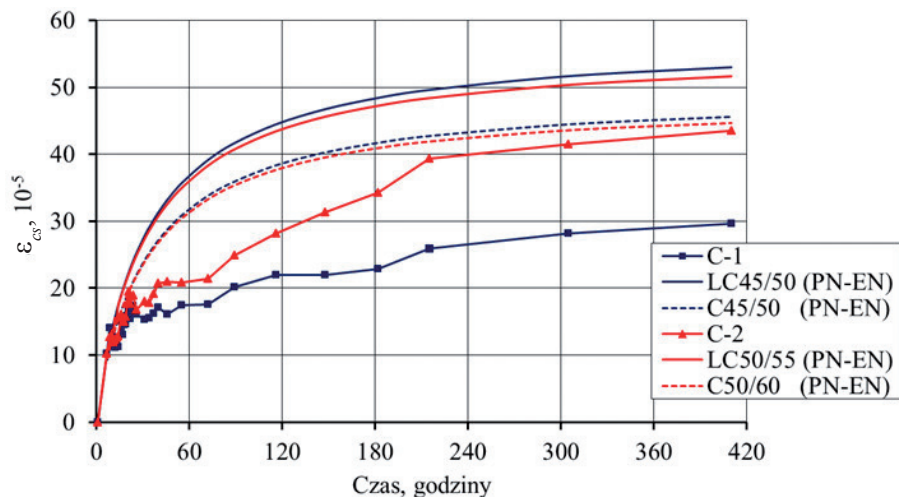
Rys. 12.37. Widok komory klimatyzacyjnej (badania własne [83])

odkształceń we wszystkich 9 belkach. Cztery z nich (B-1, B-2, B-5 i B-6) zostały sprężone do naprężeń o wartościach zamieszczonych w tabelicy 12.5. Pięć pozostałych belek pozostawało nieobciążonych, w celu zbadania samego skurczu betonu.

Na rysunku 12.39 oraz w tabelicy 12.6 przedstawiono wyniki pomiaru skurczu betonu belek nieobciążonych (referencyjnych) jako średnie wartości z belek B-3 i B-4 dla betonu C-1 oraz belek B-7, B-8 i B-9 dla betonu C-2. W 410 dniu od zabetonowania war-



Rys. 12.38. Rozwój odkształceń w belkach do badania skurczu i pelzania (badania własne)



Rys. 12.39. Odkształcenia skurczowe (badania własne)

tość odkształcenia skurczowego wyniosła odpowiednio $29,65 \cdot 10^{-5}$ oraz $43,49 \cdot 10^{-5}$. Wyższy skurcz betonu C-2 uzasadniony jest większą zawartością wody w mieszance (tablica 12.4). Wartości uzyskane z pomiarów zestawiono z krzywymi obrazującymi normy rozwój skurczu dla obydwu uzyskanych klas betonów (linie ciągłe). W obliczeniach zgodnie z normą PN-EN 1992 [100] otrzymano odkształcenia skurczowe 53,0 i $51,64 \cdot 10^{-5}$ odpowiednio dla klas LC45/50 i LC50/55. Wartości uzyskane

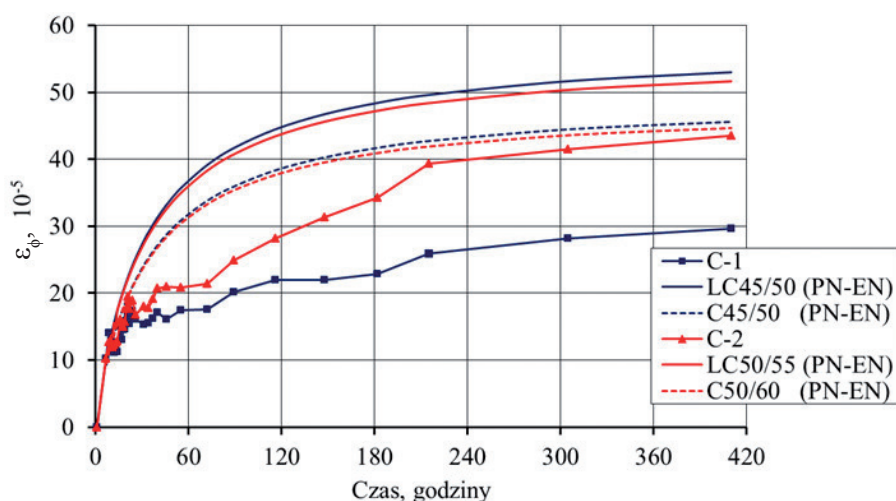
z pomiarów stanowią więc odpowiednio 55,9 i 84,2% przewidywanej wartości normowej. Na rysunku 12.39 przedstawiono też przewidywany skurcz betonu zwykłego o tej samej wytrzymałości charakterystycznej (linie przerywane), dla których używano wartości $45,59$ i $44,67 \cdot 10^{-5}$, odpowiednio dla klas C45/50 i C50/60. Dla rozważanych klas, przewidywany normą skurcz betonu lekkiego jest o 16% większy niż dla betonu zwykłego o tej samej wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie.

Tablica 12.6

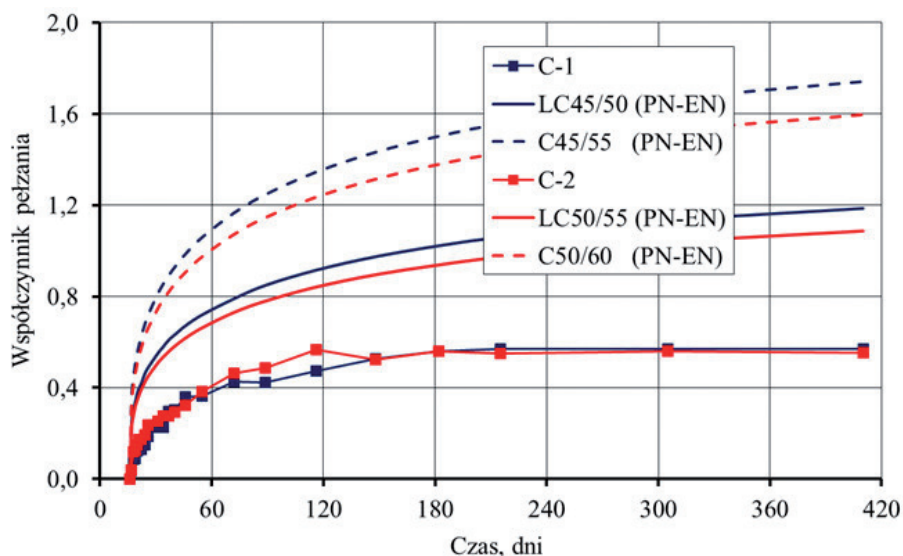
Odształcenia skurczowe badanych betonów (badania własne)

Mieszanka	Osiągnięta średnia wytrzymałość na ściskanie, MPa	Uzyskana klasa betonu	Skurcz, $\varepsilon_{cs} \cdot 10^5$		
			pomierzony	obliczony	obliczony dla betonu zwykłego
C1	56,9	LC45/50	29,65	53,00	45,59
C2	58,4	LC50/55	43,49	51,64	44,67

Na rysunku 12.40 przedstawiono rozwój odształceń pełzania dla obydwu badanych betonów. Krzywe te otrzymano odejmując dla każdego z betonów średnią wartość odształceń z belek nieobciążonych od wartości średniej z belek obciążonych. W ten sposób z odształceń mierzonych na belkach obciążonych wyeliminowano skurcz betonu. Na podstawie pomierzonych odształceń doraźnych oraz odształceń od pełzania wyznaczono wartości współczynnika pełzania. Rozwój współczynnika



Rys. 12.40. Odształcenia od pełzania (badania własne)



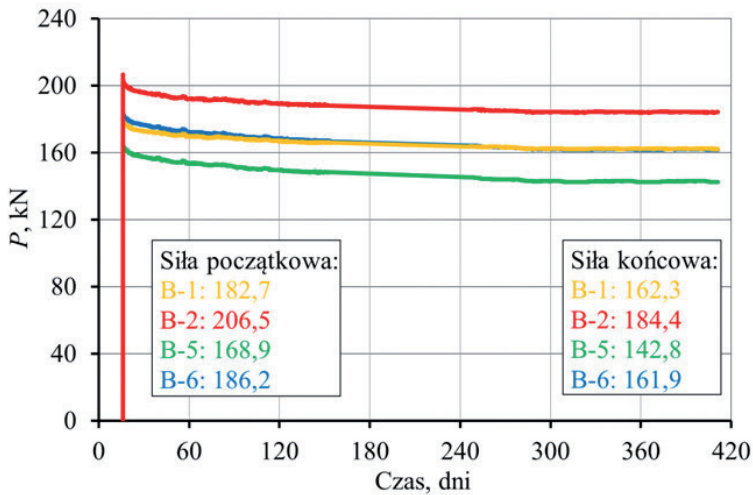
Rys. 12.41. Współczynnik pełzania (badania własne)

pełzania zilustrowano na rysunku 12.41 oraz w tabelicy 12.7. Pomierzone wartości po 394 dniach działania obciążenia wynoszą odpowiednio 0,57 i 0,55 (dla betonów C-1 i C-2). Na rysunku 12.41 przedstawiono również przewidywany normą [100] rozwój współczynnika pełzania wyznaczonego dla uzyskanych klas betonu lekkiego (otrzymano wartości 1,19 i 1,09) oraz, dla porównania, dla betonu zwykłego o tej samej klasie wytrzymałości (otrzymano wartości 1,74 i 1,60). Łatwo zauważyć, iż pomierzone wartości współczynnika pełzania są znacznie niższe, niż wartości przewidywane normą. Wartości pomierzone stanowią 47,9% i 50,5% wartości obliczonej dla betonu lekkiego oraz 32,8% i 34,4% wartości wyznaczonej dla betonu zwykłego. Tak niski współczynnik pełzania jest obiecującą informacją i dobrze wróży zastosowaniu badanych betonów w kablabetonowych płytach dużych rozpiętości.

Tabela 12.7

Uzyskane w badaniach wartości współczynnika pełzania (badania własne)

Mieszanka	Osiągnięta średnia wytrzymałość na ściskanie, MPa	Uzyskana klasa betonu	Współczynnik pełzania		
			pomierzony	obliczony	obliczony dla betonu zwykłego
C1	56,9	LC45/50	0,57	1,19	1,74
C2	58,4	LC50/55	0,55	1,09	1,60



Rys. 12.42. Siła w kablach sprężających (badania własne)

Należy mieć jednak na uwadze, iż określony w badaniach współczynnik pełzania otrzymano przy zmieniających się naprężeniach ściskających. Na rysunku 12.42 pokazano zmianę sił w ciągach sprężających w okresie badania. Poszczególne krzywe obrazują średnią z dwóch kablów w belce. Wartości sił w kablach ustabilizowały się po około 270 dniach od ich wprowadzenia. Po 395 dniach działania sprężenia spadki sił wyniosły od 10,7% dla belki B-2 do 15,5% dla belki B-3.

Powszechnie uważa się, że reologiczne straty sprężenia nie przekraczają 10% siły początkowej. Przy wysokim poziomie trwałych naprężeń ściskających straty mogą być większe o 2–3%. Tymczasem w badaniach autora nad lekkim betonem kruszywowym straty siły po 395 dniach przekroczyły już 15%. Należy w związku z tym zwrócić uwagę na dwa czynniki:

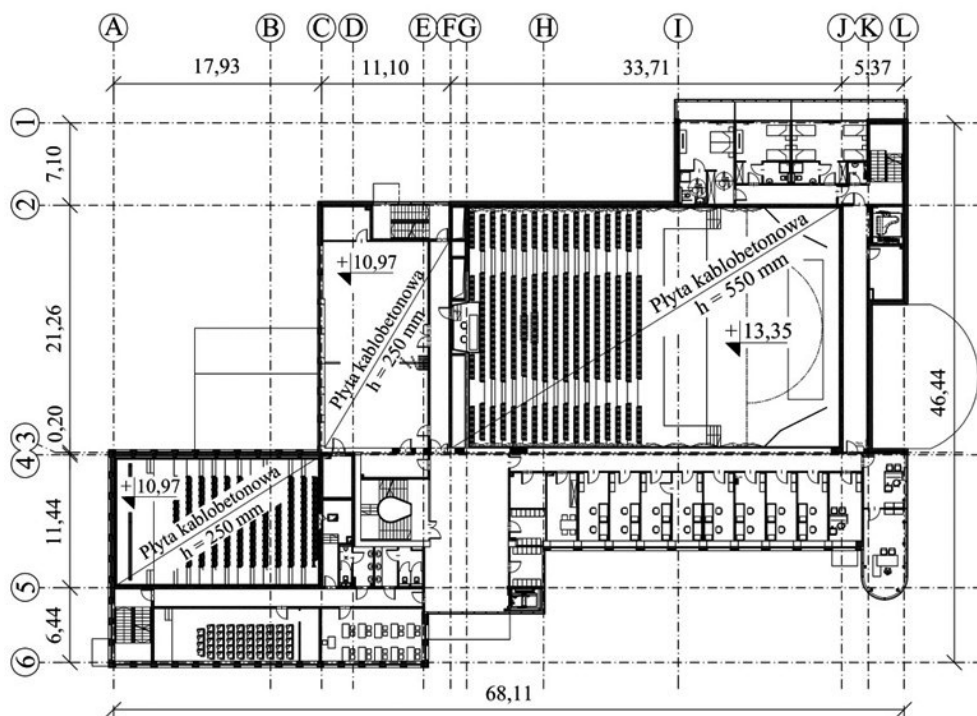
- Reologiczne straty sprężenia nawet na poziomie 15–20% nie dyskryminują betonu do zastosowań w konstrukcjach kablobetonowych, bowiem nadmierny spadek siły można zrekompensować większą liczbą ciągów sprężających. Nawet bez tego będzie on z nawiązką zrekompensowany zmniejszeniem ciężaru własnego konstrukcji (patrz praca [146], w której, w badaniach dwóch podobnych płyt strunobetonowych, jednej z betonu lekkiego i drugiej z betonu zwykłego, uzyskano stosunek nośności do ciężaru równy 3,13 dla betonu lekkiego i 2,79 dla betonu zwykłego).
- Przedstawione badania wykonane były na elementach w małej skali, w warunkach laboratoryjnych. Straty sprężenia w elementach w skali naturalnej mogą się różnić od tych pomierzonych przez autora. Na Politechnice Krakowskiej zapoczątkowano już kolejne badania kablobetonowych belek z betonu lekkiego przy obciążeniu długotrwałym, planowane są również badania kablobetonowych płyt w skali naturalnej.

13. INNE NIETYPOWE, AUTORSKIE ZASTOSOWANIA PŁYT SPRĘŻONYCH CIĘGNIAMI BEZ PRZYCZEPNOŚCI W BUDYNKACH

13.1. STROP Z WKŁADAMI ODCIĄŻAJĄCYMI W BUDYNKU SAMORZĄDOWEGO CENTRUM KULTURY W BUSKU-ZDROJU

Jednym z unikatowych rozwiązań w dziedzinie konstruowania płyt kablobetonowych jest jednokierunkowa płyta stropodachu nad salą widowiskowo-sceniczną w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju. Budynek w swojej historii był wielokrotnie przebudowywany, a swój aktualny wygląd (w chwili projektowania kolejnej modernizacji w latach 2016–2017) zawdzięczał ostatniej przebudowie zrealizowanej w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia. Budynek jest obiektem czterokondygnacyjnym, podpiwniczonym. Wykonany projekt zakłada znaczne zmiany funkcjonalne, głównie bazujące na powiększeniu powierzchni użytkowych, ograniczając tym samym liczbę elementów podpierających. Założenia te doprowadziły do zaprojektowania w obiekcie siedmiu kablobetonowych stropów sprężonych o rozpiętościach od 11,1 do 21,26 m i grubościach od 180 do 550 mm. Wszystkie płyty sprężone są cięgnami bez przyczepności $7\phi 5$ mm (15,7 mm).

Największą z płyt zaprojektowano nad salą widowiskowo-sceniczną o rzucie $32,30 \times 21,26$ m (rys. 13.1 – osie G-J/2-3). Pod płytą stropodachu przewidziano instalację licznych urządzeń nagłośnieniowych i oświetleniowych. Potrzebują one natomiast pomostów obsługowych, na których wymagana warunkami technicznymi (zawartymi w ustawie Prawo Budowlane) wysokość przejścia nie może być mniejsza niż 2,2 m. Tradycyjne rozwiązanie w postaci płyty na belkach żelbetonowych bądź sprężonych, czy też dźwigarów kratowych, nie było akceptowalne. Szukano możliwości skonstruowania stropu o jak najmniejszej wysokości konstrukcyjnej, pozbawionego belek. Zaprojektowano płytę o jednolitej grubości wynoszącej 550 mm, sprężoną jednokierunkowo. Stosunek rozpiętości do grubości wynoszący 38,7, w świetle wytycznych zamieszczonych w podrozdziale 3.3, nie jest wartością imponującą.



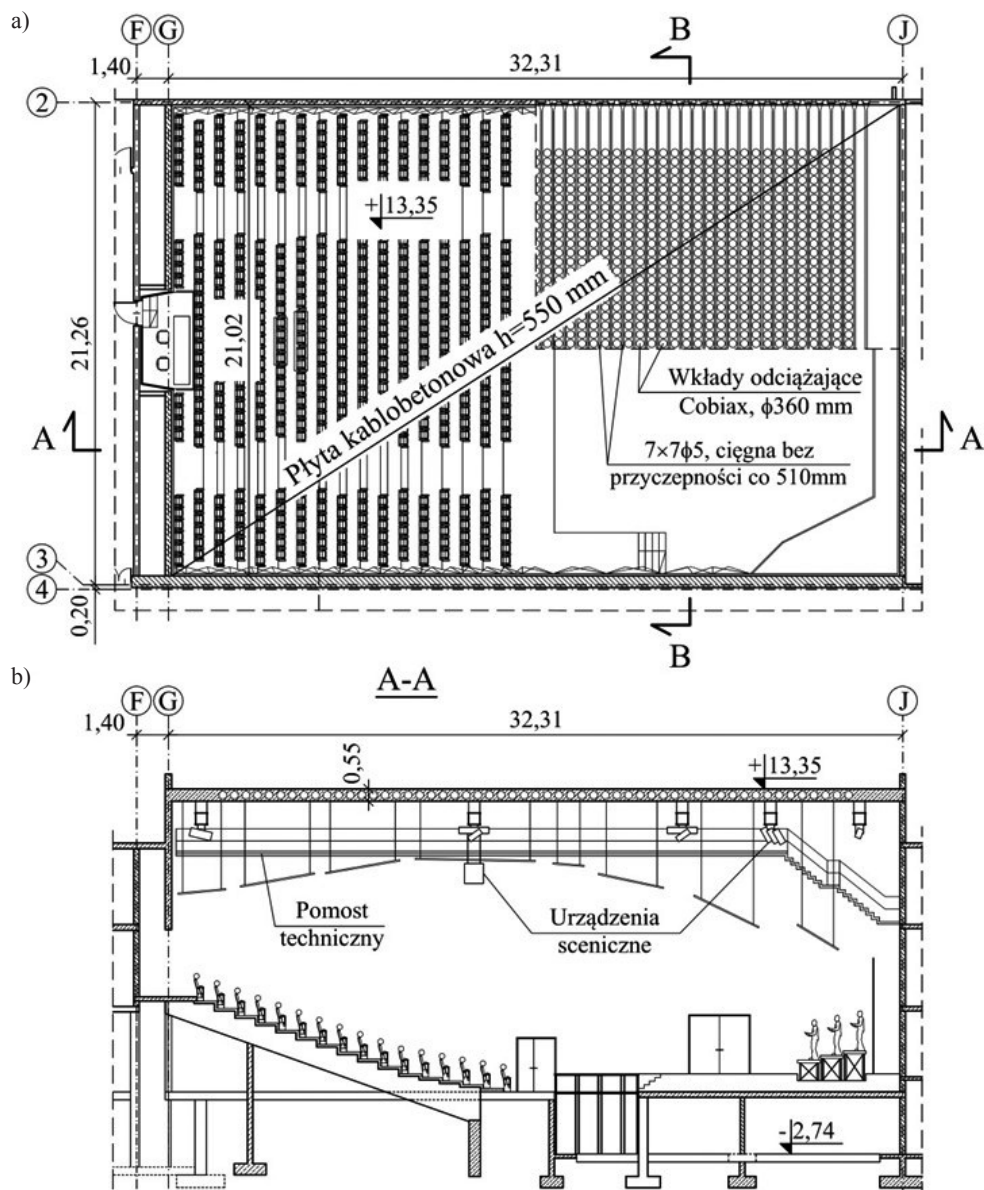
Rys. 13.1. Rzut budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju po rozbudowie (projekty własne)

Należy jednak zaznaczyć, iż płyta stropodachu jest jednokierunkowa i wolnopodparta. Na uwagę zasługuje jej rozpiętość (21,26 m), wybiegająca poza maksymalne zalecane wartości podane w podrozdziale 3.1. Z pomocą przyszły tutaj wewnętrzne wkłady odciążające, omówione w podrozdziale 3.4.

Zastosowano lekkie wkłady w postaci kul o średnicy 360 mm. Kule rozmieszczono w rzędach biegnących w kierunku nośnym. Rozstaw kul w rzędzie wynosi 400 mm (minimalna wartość zgodnie z zaleceniami producenta). Rozstaw rzędów wynosi 510 mm (rys. 13.3b). Pomiędzy rzędami kul utworzono żeberka o najmniejszej grubości wynoszącej 150 mm. W żeberkach rozlokowano wiązki 7 cięgien bez przyczepności (4 w dolnej warstwie i 3 w górnej) ze stali Y1860S7. Programowana siła naciągu splotu wynosi 220 kN ($0,79f_{pk}$).

Przy konstruowaniu płyty, z uwagi na jej unikatową i niespotykaną dotąd rozpiętość, autor oszczędził od założenia wykonywania płyt kablobetonowych z gorszej jakości kruszyw łamanych czy kruszyw otoczkowych. Zaprojektowano beton klasy C40/45 wykonany na kruszywie bazaltowym o uziarnieniu do 16 mm.

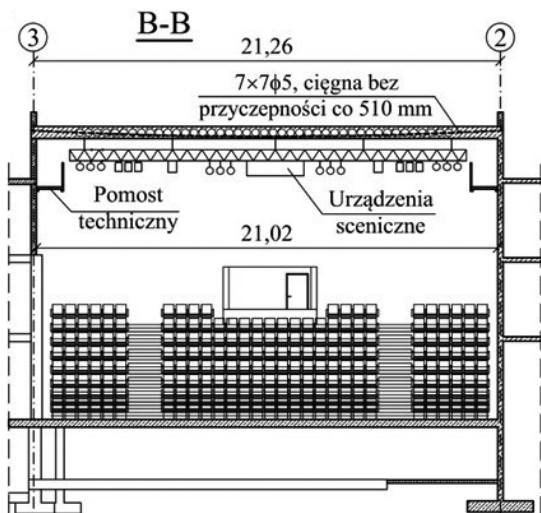
Oprócz cięgien sprężających zastosowano dolne i górne zbrojenie w postaci siatki z prętów $\phi 12$ mm co 150 mm ($0,0015bd$).



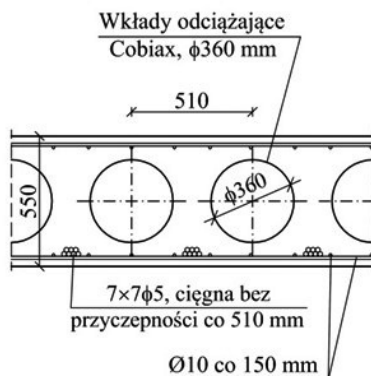
Rys. 13.2. Autorski strop kablobetonowy z wkładami odciążającymi w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju: a) rzut sali/stropu, b) przekrój podłużny

Przyjęte rozwiązanie w postaci wkładów odciążających pozwoliło zredukować masę płyty o 335 kg, czyli o 22% (założono gęstość betonu na kruszywie bazaltowym 2800 kg/m^3). Sztywność przekroju na zginanie spadła o 11,7%, a pole powierzchni przekroju o 36,3%.

a)

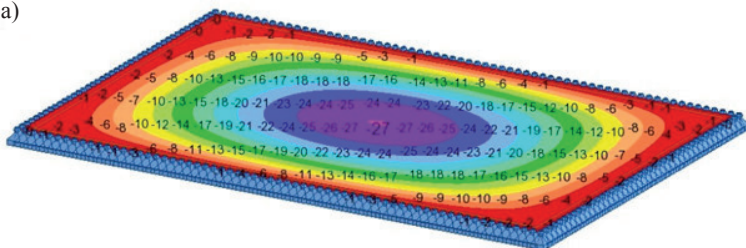


b)

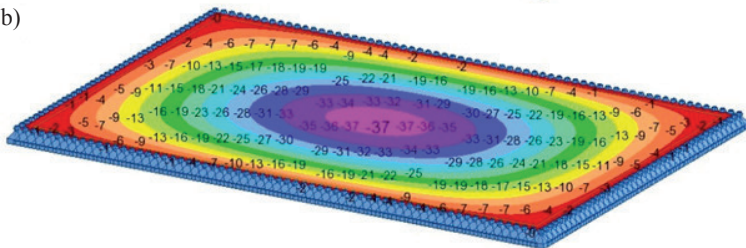


Rys. 13.3. Przekrój poprzeczny sali/stropu (a) oraz konstrukcja stropu (b) (projekty własne)

a)



b)



Rys. 13.4. Ugięcie sprężyste płyty (w milimetrach) w wersji z wkładami odciążającymi (a) oraz płyty o pełnym przekroju (b) (badania własne)

W analizie stropu przyjęto następujące obciążenia:

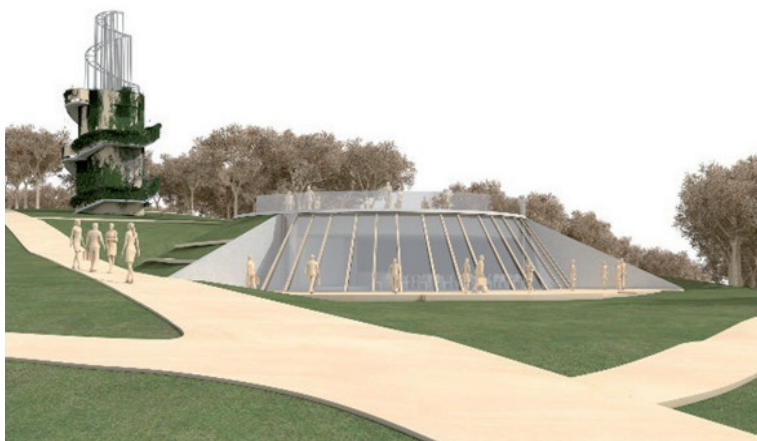
- ciężar własny płyty: $12,1 \text{ kN/m}^2$,
- obciążenie ciężarem warstw na dachu: $1,5 \text{ kN/m}^2$,

- obciążenie urządzeniami na i pod stropem: $3,0 \text{ kN/m}^2$,
- obciążenie śniegiem: $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Na rysunku 13.4a pokazano ugięcia sprężyste stropu wyznaczone dla pełnej wartości podanych powyżej obciążeń stałych oraz 50% obciążenia śniegiem. Otrzymało wartość 27 mm . Zgodnie z założeniami współczynnika metody szacowania ugięć trwałych, opisaną w podrozdziale 8.5.3, wartość spodziewanego ugięcia trwałego wynosi 81 mm . Jeśli założymy, że wartość dopuszczalna ugięcia liczy $L/250$ czyli 85 mm , to spodziewane ugięcie jest mniejsze niż wartość dopuszczalna. Na rysunku 13.4b pokazano ugięcie wyznaczone przy założeniu pełnej płyty, bez wkładów odciążających. Wartość ugięcia sprężystego wynosi wówczas 37 mm , a ugięcia trwałego 111 mm . Prezentowane wyniki pokazują pozytywny wpływ wkładów odciążających.

13.2. PŁYTA KABLOBETONOWA W PAWILONIE MUZYCZNYM W MUSZYNIE

Nietypowe formy architektoniczne wymuszają na konstruktorach poszukiwania nowatorskich i jednocześnie coraz bardziej śmiałych rozwiązań. Przykładem zastosowania takich rozwiązań jest projekt Pawilonu Muzycznego w Muszynie. Wizja architektoniczna oraz chęć niezachwiania charakteru miejsca, spowodowały, że zaprojektowano budynek wpisany w istniejący teren, a całość obiektu wraz z jego otoczeniem przypomina pieczarę (rys. 13.5). Zamierzony efekt jedności z naturą

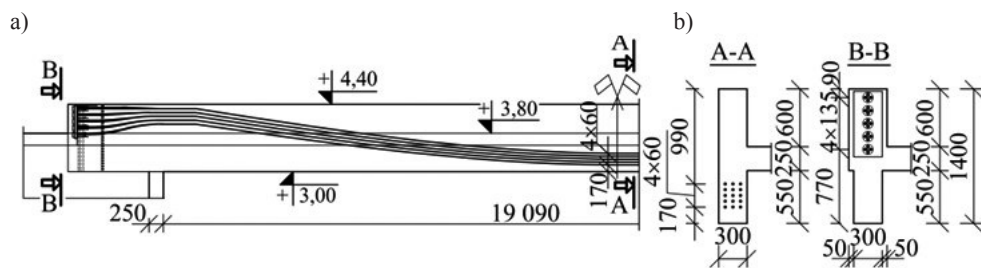


Rys. 13.5. Wizualizacja Pawilonu Muzycznego w Muszynie (źródło: Pracownia Projektowa f-11)

Z uwagi na znaczne rozpiętości oraz ubogi układ ścian wewnątrz kołowego rzutu budynku zaproponowano dość niezwykłą kablobetonową płytę stropodachu o rzucie kołowym. Nietypowy i nieregularny układ podpór wymagał odpowiedniego doboru układu sprężenia. W płycie o grubości 250 mm rozplanowano cztery pasy cięgien bez przyczepności (pokazane szczegółowo na rysunku 13.7). Zastosowano łącznie 44 cięgna $7\phi 5$ mm ze stali Y1860S7. Założona siła naciągu splotu wynosi 220 kN. Pasy 1, 2 i 3 (rys. 13.7b) biegną od obwodu płyty i kończą się na ścianach wewnętrznych, natomiast pas 4 (rys. 13.7a) przebiega środkiem przez całą płytę. Rozstaw cięgien wynosi 200 mm w pasach 1, 3 i 4 oraz 300 mm w pasie 2. Ze względu na duże zagęszczenie krzyżujących się cięgien w strefie środkowej płyty zaproponowano, aby pasy nr 1, 2 i 3 przebiegały nad ścianami wewnętrznymi na jednej wysokości (spód cięgien 175 mm od dolnej powierzchni płyty), natomiast cięgna z pasa 4 powyżej nich (195 mm od dolnej powierzchni płyty). W celu ograniczenia liczby zakotwień w środkowym obszarze płyty, 7 cięgien z pasa 1 przechodzi w pas 3, załamując się pod kątem bliskim kątowni prostemu. Słuszność i skuteczność takiego rozwiązania, nawet przy naciągu jednostronnym, wykazano w badaniach autora przedstawionych w podrozdziale 12.2.

Płytę zaprojektowano z betonu C30/37 sporządzonego na łamanym kruszywie dolomitowym. Płytę zazbrojono dołem ortogonalną siatką z prętów $\phi 10$ mm co 150 mm ($A_s = 523 \text{ mm}^2/\text{m} = 0,0022bd$) a górą, nad ścianami wewnętrznymi, obwodowymi oraz nad belką, prętami $\phi 12$ mm co 150 mm.

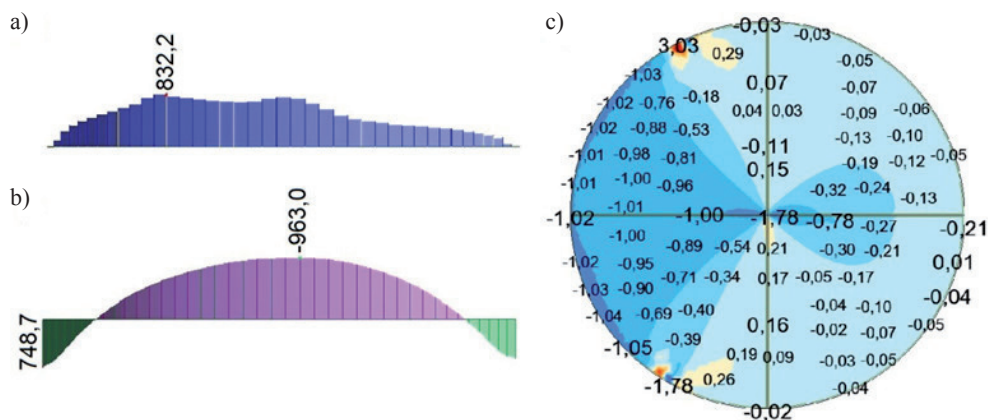
Wprowadzenie przeszklenia na niemal 1/3 obwodu budynku doprowadziło do konieczności zaprojektowania belki obwodowej o kącie opasania 140° i długości w świetle krawędzi podpór (mierzonej wzdłuż osi belki) 19,09 m. Ze względu na znaczną rozpiętość i łukowy kształt belki zastosowano w niej również sprężenie cięgnami bez przyczepności. Przyjęto 15 cięgien identycznych jak w płycie, rozmieszczonych po 3 w 5 warstwach (rys. 13.8).



Rys. 13.8. Przekrój podłużny (a) oraz poprzeczny (b) kablobetonowej belki obwodowej (projekty własne [77, 139])

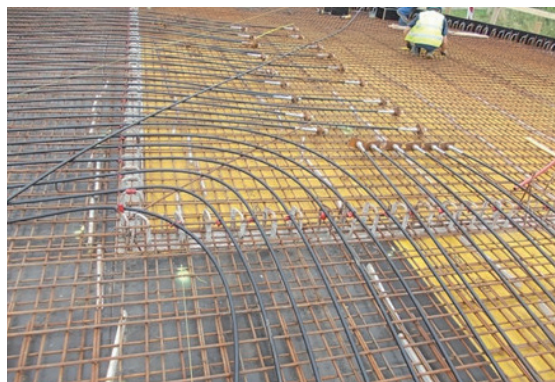
Na rysunku 13.9 pokazano wykonany model obliczeniowy w systemie MES, a na rysunku 13.10 wyniki analizy ugięć płyty. Podobnie jak w przypadku wszystkich

Jako wynik przyłożonych obciążeń stałych uzyskano ugięcie sprężyste belki o wartości 52,2 mm (rys. 13.10a). Sprężenie po wszystkich stratach daje w tym miejscu wygięcie o wartości 63,5 mm (rys. 13.10b). Ostatecznie, po uwzględnieniu wszystkich obciążeń stałych oraz połowy obciążeń zmiennych (śnieg i użytkowe), otrzymano wygięcie sprężyste belki w górę równe 0,7 mm (rys. 13.10c). Ugięcie belki zostało więc niemal całkowicie zredukowane. Dla tej samej kombinacji obciążeń maksymalne ugięcie sprężyste płyty wynosi 6,4 mm. Uwzględniając wytyczne pracy [152], pozwalające szacować ugięcie długotrwałe płyt jako trzykrotność ugięcia sprężystego wyznaczonego dla kombinacji obciążeń długotrwałych, spodziewane ugięcie płyty wynosi 19,2 mm. Jeśli jako rozpiętość przyjmie się najmniejszą odległość pomiędzy podporami w miejscu maksymalnego ugięcia, równą 8,80 m, to stosunek końcowego ugięcia do rozpiętości wynosi 1/458. Jest to wartość bezpieczna, jako że zawiera już ciężar własny płyty. Sam przyrost ugięcia w czasie od momentu wykonania płyty będzie znacznie mniejszy.



Rys. 13.11. Siły normalne w belce od sprężenia po wszystkich stratach (a) oraz momenty zginające (b), naprężenia radialne w płycie w wyniku sprężenia belki (c) (badania własne)

Na rysunku 13.11 przedstawiono wykresy siły normalnej (a) oraz momentu zginającego (b) w belce obwodowej, powstałych w wyniku jej sprężenia (po wszystkich stratach). Można zauważyć stosunkowo małą wartość siły normalnej (832,2 kN) w stosunku do siły przyłożonej do zakotwień na końcach. Zastosowano 15 splotów; efektywna obliczeniowa siła w splocie wynosiła 186,1 kN. Siła przyłożona na końcach belki wynosiła zatem $15 \cdot 186,1 = 2791,5$ kN. Niska wartość uzyskanej w analizie statycznej siły jest wynikiem skrępowania odkształceń belki przez płytę. Objawiło się to pewnym stanem naprężeń w płycie. Na rysunku 13.11c przedstawiono naprężenia normalne w kierunku promieniowym. Osiągnięto wartość około 1 MPa.



Rys. 13.12. Rozmieszczenie cięgien sprężających i zakotwień w płycie (fot. aut.)



Rys. 13.13. Lokalizacja zakotwień cięgien sprężających z płyty w pobliżu belki oraz rozmieszczenie zakotwień w czole belki po jej zabetonowaniu (fot. aut.)



Rys. 13.14. Widok konstrukcji stropu po rozdeskowaniu (fot. aut.)

Efekt przejmowania sił z belki przez płytę można było rozwiązać stosując przerwę technologiczną w betonowaniu płyty w pasie o niewielkiej szerokości wzdłuż belki, zabetonowaną dopiero po sprężeniu belki. Z takiego zabiegu jednak zrezygnowano. Rysoodporność przekrojów belki zapewniono momentem sprężenia (rys. 13.11b), a strata naprężeń w belce w wyniku skrępowania jej odkształceń płytą wpłynęła korzystnie na rysoodporność płyty.

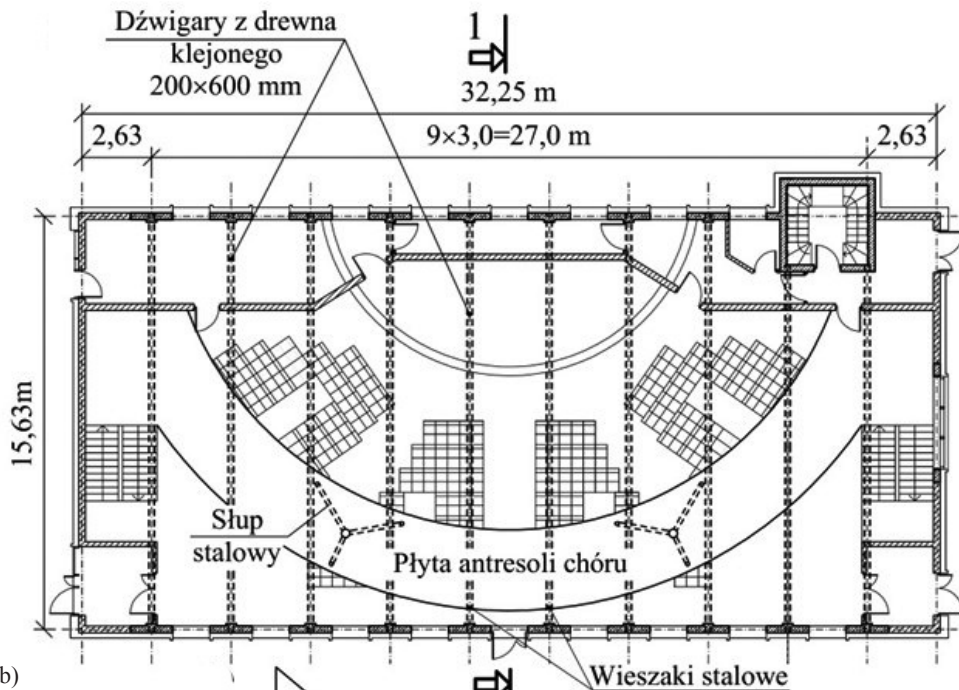
Na rysunku 13.12 przedstawiono rozmieszczenie cięgien sprężających w płycie, a na rysunku 13.13 zbrojenie belki, stabilizację zakotwień cięgien sprężających w płycie i układ zakotwień w czole belki po jej zabetonowaniu. Na rysunku 13.14 pokazano natomiast widok konstrukcji po rozdeskowaniu. Geodezyjne pomiary ugięcia belki (pomiar wykonano przed sprężeniem i po rozdeskowaniu) wykazały, że ugięcie po rozdeskowaniu było zerowe.

13.3. PŁYTA ANTRESOLI DLA CHÓRU W KOŚCIELE ŚW. JACKA W KRAKOWIE

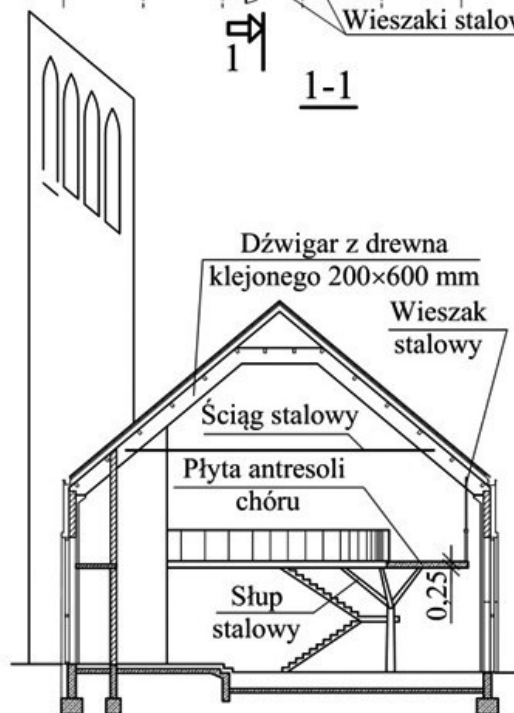
Dość nietypową w kształcie płytę sprężoną cięgnami bez przyczepności zastosowano w zaprojektowanym kościele pw. św. Jacka w Krakowie [77, 138–140]. Kościół zaprojektowano jako nowoczesną bryłę na planie prostokąta o wymiarach 32,3×15,5 m (rys. 13.15), z wyniesioną wieżą dzwonnicy o wysokości 25,0 m od poziomu terenu. Konstrukcję budynku stanowią poprzeczne ramy zbudowane z żelbetowych ścian pomiędzy oknami i usztywniających słupów o przekroju 350×380 mm oraz wspartych na nich przegubowo dźwigarów z drewna klejonego o przekroju 200×600 mm ze ściągiem stalowym (rys. 13.15b). Rozstaw ram wynosi 3,0 m. Pomiędzy ramami znajdują się okna, a ponad nimi wypełnienie murewe. Konstrukcja posadowiona jest na ruszcie z ław fundamentowych. Wewnątrz budynku zaprojektowano antresolę dla chóru. Zadaniem postawionym przed projektantem było skonstruowanie smukłej płyty bez belek, przy ograniczonej liczbie punktów podparcia, tak aby uzyskać delikatną formę architektoniczną wnętrza świątyni.

Zaprojektowana płyta antresoli ma kształt fragmentu pierścienia o szerokości 3,06 m (rys. 13.16). Płyta oparta jest na końcowych krawędziach na ścianach murych grubości 250 mm oraz na dwóch podporach pośrednich w postaci smukłych słupów stalowych. Słup wykonano z rury stalowej $\phi 159 \times 16$ mm, która w dwóch trzecich wysokości rozdziela się na trzy gałęzie z rur $\phi 114,3 \times 10$ mm, przypominając kształtem rozwidłone drzewo. W celu zmniejszenia ugięć środkowego przęsła obciążonego organami płyta jest dodatkowo podwieszona do więźby dachowej dwoma ściągami stalowymi $\phi 30$ mm. Maksymalna rozpiętość przęsła w osiach podpór

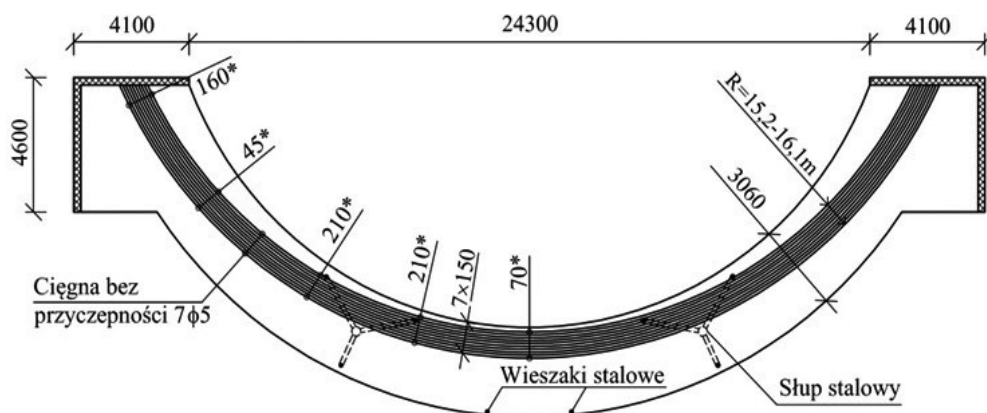
a)



b)



Rys. 13.15. Rzut (a) oraz przekrój poprzeczny (b) kościoła (projekty własne [77, 138–140])



* odległość środka ciężkości cięgna sprężającego od spodu płyty

Rys. 13.16. Rzut projektowanej antresoli wraz z układem cięgien sprężających (projekty własne [77, 138–140])

wynosi 12,2 m. Tak duże rozpiętości sugerowały wykonanie dodatkowych żelbetonowych belek krawędziowych. Wizja architektoniczna zakładała jednak smukłą konstrukcję płyty i delikatne szklane wypełnienie przestrzeni pomiędzy płytą, a barierą. Szukano zatem efektywniejszego rozwiązania konstrukcyjnego. Przeprowadzona analiza wykazała, iż w przypadku płyty żelbetonowej o grubości 250 mm ugięcie sprężyste od obciążeń długotrwałych wynosi 14 mm, co pozwala oczekiwać ugięć trwałych na poziomie 60–70 mm. Ewentualne pogrubienie płyty czyniło konstrukcję mniej atrakcyjną oraz powodowało dodatkowy wzrost masywności podpór stalowych. Zdecydowano się na zastosowanie płyty o grubości 250 mm, sprężonej cięgnami bez przyczepności. Po kilku próbach przyjęto ostateczny układ i profil podłużny cięgien sprężających, przedstawiony na rysunku 13.16. Wykorzystano 10 cięgien bez przyczepności 15,7 mm ze stali Y1860S7, biegnących po łuku kołowym o średnim promieniu 15,65 m. Maksymalny zwis cięgien wynosi 165 mm (dla przęsła skrajnego). Siła naciągu każdego splotu wynosi 220 kN.

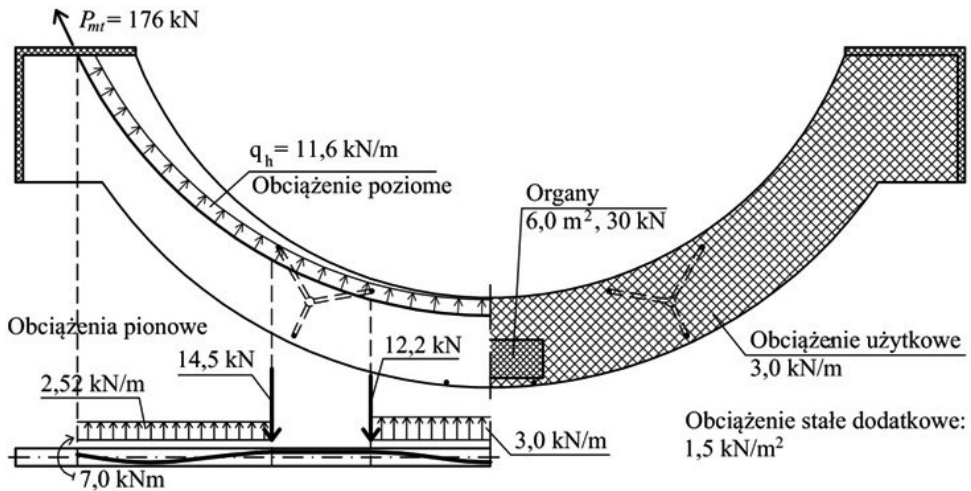
Na potrzeby projektu wykonano model płyty oraz stalowych podpór, w systemie MES (rys. 13.17). Płytę zbudowano z trój- i czterowzłowych elementów skończonych o boku nieprzekraczającym 300 mm. Do analizy przyjęto parametry betonu klasy C30/37. Obliczenia przeprowadzono w zakresie liniowo-sprężystej pracy betonu.

Na rysunku 13.18 przedstawiono przyjęte obciążenia. W analizie założono średnią wartość siły sprężającej po stratach całkowitych wynoszącą 176 kN.

Sprężenie modelowano obciążeniem zastępczym. Uwzględniono poziome działanie cięgna o wartości 11,6 kN/m oraz pionowe wynikające z krzywizny cięgna na odcinkach pomiędzy podporami (rys. 13.18). W miejscach zakotwień przyłożono momenty skupione wynikające z mimośrodu sprężenia, równe 7,0 kN/m dla każde-



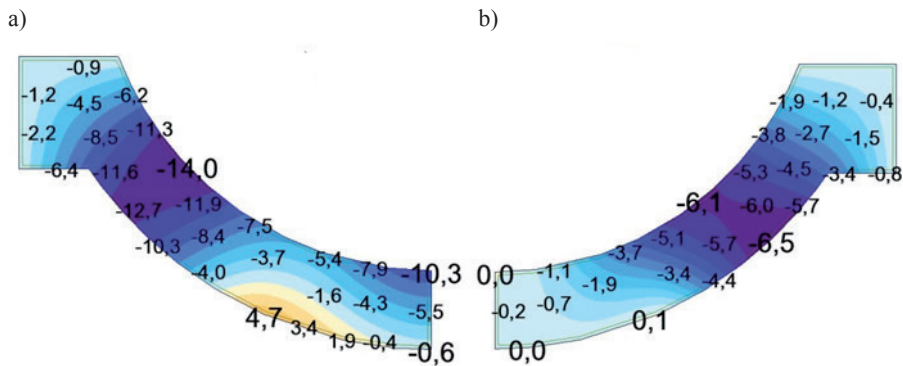
Rys. 13.17. Model antresoli w systemie MES (projekty własne [138, 140])



Rys. 13.18. Założone obciążenie zastępcze od sprężenia (z lewej) oraz obciążenia zewnętrzne (z prawej) (projekty własne [138, 140])

go cięgna. Oprócz ciężaru własnego płyty uwzględniono ciężar warstw wykończeniowych o wartości $1,5 \text{ kN/m}^2$, ciężar organów wynoszący 30 kN oraz obciążenie użytkowe $3,0 \text{ kN/m}^2$ (prawa strona rysunku 13.18).

Na rysunku 13.19a przedstawiono wartości momentów zginających od ciężaru własnego płyty w kierunku obwodowym, natomiast na rysunku 13.19b momenty zginające wywołane sprężeniem. Moment od ciężaru własnego ($40,8 \text{ kNm/m}$) został w całości zredukowany momentem od sprężenia wynoszącym $49,9 \text{ kNm/m}$. W sytuacji użytkowej, przy założeniu wszystkich działających obciążeń oraz sprężenia po stratach całkowitych maksymalny moment zginający w przęśle skrajnym wynosi



Rys. 13.21. Mapy ugięć sprężystych od obciążeń długotrwałych bez sprężenia (a), oraz ze sprężeniem (b) (projekty własne)

z wytycznymi zawartymi w [152] (patrz podrozdz. 8.5.3) wartość spodziewanego trwałego ugięcia płyty sprężonej wyniesie 19,5 mm. Rozpiętość płyty w tym miejscu wynosi 8,3 m. Szacowane ugięcie stanowi zatem $1/395$ rozpiętości, a taka wartość jest już akceptowalna.

W chwili ukończenia niniejszej pracy realizacja kościoła jest na etapie wykonywania fundamentów. Z uwagi na ograniczenia finansowe, prawdopodobnie zostanie rozłożona na kilka lat.

14. PODSUMOWANIE

Kalobetonowe stropy płytowe zaczęto stosować głównie w USA, a później również w innych krajach, w latach 50. ubiegłego stulecia, czyli na samym początku rozwoju konstrukcji z betonu sprężonego w świecie. Bodźcem do rozwoju tego typu poziomych przegród w budynkach było opracowanie technologii sprężenia cięgnami bez przyczepności. Wiotkie, lekkie cięgna o niewielkiej średnicy umożliwiały wykonywanie cienkich płyt o dużych rozpiętościach. Małe promienie krzywizny oraz niski współczynnik tarcia pozwalały kształtować długie trasy cięgien o wielokrotnie zmiennej krzywiznie, a brak kosztownej iniekcji uczynił ten typ sprężenia tanim i wygodnym w aplikacji. Wszystkie wymienione wyżej cechy sprawiły, że kalobetonowe stropy z cięgnami bez przyczepności dobrze odnalazły się w budynkach wysokich (zwłaszcza tych powyżej 100 m), dając bezpośrednie oszczędności w czasie realizacji budynku, zużyciu materiałów (stal i beton) oraz w kubaturze budynku, a pośrednio również w przegrodach pionowych, instalacjach pionowych oraz fundamentach. Kolejnych korzyści upatrywać należy w aspektach ekologicznych związanych z mniejszym oddziaływaniem budynku na otaczające ekosystemy (mniejsze objętości wykopów, mniejsze wysokości budynków) oraz z mniejszym nakładem energii na transport pionowy.

W trakcie blisko siedmiu dekad, podczas których na świecie rozwijano i z powodzeniem stosowano stropy płytowe sprężone cięgnami bez przyczepności, w Polsce rozwój konstrukcji z betonu sprężonego odbywał się w zupełnie innych kierunkach. Od początku lat pięćdziesiątych rozwijano i udoskonalano technologię sprężenia stosując ją w konstrukcjach mostowych, dźwigarach dachowych dużej rozpiętości w halach przemysłowych, hangarach i obiektach sportowych oraz do wznoszenia cylindrycznych zbiorników na ciecze.

Technologię sprężenia cięgnami bez przyczepności opracowano i po raz pierwszy zastosowano w Instytucie Materiałów Budowlanych Politechniki Krakowskiej w 1995 roku do wzmocnienia, porysowanego w wyniku niedoszacowania powierzchni zbrojenia, zbiornika na ścieki w cukrowni w Tucznie. Od tej pory technologię tę rozwijano i udoskonalano w kilku ośrodkach naukowych w Polsce

(Kraków, Gliwice, Wrocław), głównie jako ciężna zewnętrzna, w zastosowaniu do wzmacniania i projektowania zbiorników na ciecze, silosów oraz dźwigarów dachowych.

Pierwszej krajowej realizacji kablobetonowej płyty stropowej w budynku dokonano w 2002 roku. Do sprężenia użyto płaskich kabli z iniekcją według systemu BBR Cona Flat. Pierwsze zastosowanie ciężien bez przyczepności w stropach nastąpiło natomiast w 2008 roku. Sprężenia tego typu użyto w realizacji płaskich stropów w budynku Platinum Towers w Warszawie.

Przyczyn tak dużego opóźnienia w stosowaniu w Polsce kablobetonowych stropów płytowych w budynkach upatrywać należy w kilku czynnikach. Najważniejszym z nich jest z pewnością brak w Polsce opracowanej technologii sprężenia ciężnami bez przyczepności. Pierwsze stropy zostały w Polsce wykonane (również zaprojektowane) przez przedstawicielstwa dużych zagranicznych koncernów zajmujących się sprężaniem konstrukcji na całym świecie z wykorzystaniem ich wieloletnich doświadczeń, oprogramowania i odpowiednio wykształconej kadry inżynierskiej. Obecnie w Polsce swoje przedstawicielstwa mają prawie wszystkie duże firmy zagraniczne, zaangażowane w realizację konstrukcji sprężonych. Sytuacja polityczna i gospodarcza w kraju przed 1989 rokiem nie sprzyjała jednak międzynarodowej wymianie doświadczeń, wiedzy i środków, co skutecznie opóźniło rozwój w dziedzinie projektowania i wykonawstwa stropów kablobetonowych w Polsce. Kolejne czynniki mające wpływ na taki stan rzeczy to ograniczony dostęp do specjalistycznego oprogramowania i specjalistycznej fachowej literatury w tym zakresie oraz ostrożność i przyzwyczajenie projektantów i inwestorów do wypróbowanych rozwiązań. Kilka niewielkich artykułów opublikowanych w ciągu ostatniej dekady, bazujących głównie na doświadczeniach i wytycznych zagranicznych, nie było w stanie utorować drogi kablobetonowym stropom w budynkach.

Monografia niniejsza stanowi obecnie jedyne kompleksowe krajowe opracowanie poświęcone kablobetonowym stropom w budynkach. Oprócz zebrania i usystematyzowania rozwijanych przez wiele lat wytycznych, dotyczących projektowania stropów oraz obowiązujących przepisów normowych, praca zawiera wyniki wielu przeprowadzonych przez autora analiz i symulacji, które mogą być pomocne w projektowaniu stropów. Cenny element pracy stanowią doraźne i ciągłe czteroletnie badania kablobetonowych stropów w budynkach. Porównując tutaj przytoczone w pracy badania obce, nietrudno zauważyć, że przeprowadzone przez autora badania mają charakter unikalny. Badania te pokazały, iż możliwe jest projektowanie z dobrym skutkiem płyt większych i smuklejszych niż dotąd uważano.

Analiza niniejszej pracy przez czytelnika (nawet powierzchowna) pozwoli zauważyć, że pomimo, iż pierwsze kablobetonowe stropy w budynkach zostały w Polsce zaprojektowane i wykonane przez firmy zagraniczne, wykorzystujące swoje

wieloletnie doświadczenia w tej dziedzinie oraz rozwijane przez dekady zalecenia i przepisy projektowe, to największe w kraju stropy (w budynku centrum Kulturalno-Artystycznego w Koziencach) zostały opracowane przez autora i wykonane pod jego opieką i nadzorem, czyli z wykorzystaniem krajowej, a nie zagranicznej myśli technicznej. Informacja ta nie jest jednoznacznie potwierdzona, lecz kilkuletnie poszukiwania i analizy zagranicznych publikacji i raportów technicznych wskazują z dużym prawdopodobieństwem, że dwukierunkowa płyta stropodachu nad salą kinową, o rozpiętości $19,6 \times 17,65$ m i grubości 350 mm jest największym wykonanym na świecie kablobetonowym przęsłem stropu o pełnym przekroju.

Literatura

- [1] Aalami B. O., *Design of Post-Tensioned Floor Slabs*, Concrete International, Vol. 11, Issue 6, June 1989, 59–67.
- [2] ACI-ASCE Committee 423, *Recommendations for Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons*, ACI Structural Journal, May–June 1989, 301–318.
- [3] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary (ACI318RM-02), Farmington Hills, September 2002.
- [4] ACI Committee 435, *Deflection of Two-Way Reinforced Concrete Floor Systems: State-of-the-Art Report*, Report No. ACI 435.6R-74, American Concrete Institute, Detroit 1974 (Reapproved 1989).
- [5] ACI Committee 435, *State-of-the-Art Report on Control of Two-Way Slab Deflections*, Report No. ACI 435.9R-91, American Concrete Institute, Detroit 1991.
- [6] Aimin Y., Yuli D., Litang G., *Behaviour of unbounded prestressed continuous concrete slabs with the middle and edge span subjected to fire in sequence*, Fire Safety Journal, 56, 2013, 20–29.
- [7] Ajdukiewicz A., Golonka K., *Płaskie stropy sprężone kablami bez przyczepności – specyfika projektowania*, Inżynieria i Budownictwo, 6/2007, 300–309.
- [8] Ajdukiewicz A., Golonka K., *Sprężone stropy płaskie dużej rozpiętości – środki techniczne, ograniczenia i metody projektowania*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2015, Kraków, 16–17 kwietnia 2015.
- [9] American Institute of Steel Construction, *Floor vibrations due to human activity*, Steel Design Guide Series No. 11, AISC, Chicago, 1997.
- [10] Azam N. A. M., Ghafar N. H. A., Azar A. F., Fauzi A. A., Ismail H. A., Idrus S. S. S., Mokhjar S. S., Hamid F. F. A., *Investigation of Concrete Floor Vibration Using Heel-Drop Test*, IOP Conference Series: Journal of Physics, 995 (2018) 012027, 2018.
- [11] Bailey C. G., Ellobody E., *Fire tests on unbounded post-tensioned one-way concrete slabs*, Magazine of Concrete Research, 61, No. 1, 2009, February 2008, 67–76.

- [12] Barth F. G., Aalami B. O., *Controlled demolition of an unbonded post-tensioned slab*, Post Tensioning Institute, USA, 1989.
- [13] Bednarski Ł., Sieńko R., *Pomiary odkształceń konstrukcji czujnikami strunowymi*, Inżynieria i Budownictwo, 11/2013, 615–619.
- [14] Billington D. P., *Historical perspective on prestressed concrete*, PCI Journal, September–October 1976, 48–71.
- [15] Billington D. P., *Historical perspective on prestressed concrete*, PCI Journal 49 (1), January 2004, 14–30.
- [16] Brotchie J. F., Beresford F. D., *Experimental Study of a Prestressed Concrete Flat Plate Structure*, Civil Engineering Transactions (Sydney), Vol. CE9, No. 2, October 1967, 276–282.
- [17] BS8110, Structural use of concrete, part 1, Code of practice for design and construction, part 2, Code of practice for special circumstances, London 1997 and 1985, BSI.
- [18] Budzyński W., Góra J., Piasta W., Turkiewicz T., *Moduł sprężystości betonów z kruszywami łamanymi z polskich i ukraińskich skał magmowych*, Budownictwo i Architektura, 13 (2), 2014, 65–72.
- [19] Burns N. H., Charnet F. A., Vines W. R., *Test of one-way post-tensioned slabs with unbonded tendons*, PCI Journal, September–October 1978, 66–83.
- [20] CAN3-S16.1-M89, Steel structures for building (limit states design) – Appendix G: Guide for floor vibrations, Canadian Standards Association, Toronto.
- [21] Carvalho A. L., Melo G. S., Gomes R. B., Regan P. E., *Punching Shear in Post-Tensioned Flat Slabs with Stud Rail Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, September–October 2011, 523–531.
- [22] Caverson R. G., Waldron P., Williams M. S., *Review of vibration guidelines for suspended concrete slabs*, Canadian Journal of Civil Engineering, 21, No. 6, 1994.
- [23] CEB-FIP Model Code 2010, First draft, Paris, September 1990.
- [24] Chakrabarti P. R., *Ultimate Strength of Corner Panels of Post-Tensioned Flat Plates*, ACI Structural Journal, January–February 1987, 54–60.
- [25] Clelend D. J., *An Experimental and Analytical Study of the Behaviour of Post-Tensioned Unbonded Concrete Flat Slabs at Edge Columns*, Ph. D Thesis, The Queen's University of Belfast, 1979.
- [26] Cooke N., Park R., Young P., *Flexural strength of prestressed concrete members with unbonded tendons*, PCI Journal, December 1981.
- [27] Corres H., Romo J., Torrico J., *Shopping Centre at Las Provincias Avenue. Fuenlabrada (Madrid). Posttensioned slabs with bonded tendons oval sheath*, Hormigón y Acero, n° 213, 55–61.
- [28] CTBUH, 2017, *Skyscraper History's Tallest, Highest-Volume, and Most Geographically Diverse Year*, CTBUH Journal, Issue 1, 2018, 45–51.

- [29] Derkowski W., *Monolityczny, lekki strop żebrowy, sprężony cięgnami bez przyczepności*, Materiały Budowlane, 5/2012, 6, 8, 10.
- [30] Dilger W. H., Shatila M., *Shear Strength of Prestressed Concrete Edge Slab-Column Connections with and without Shear Stud Reinforcement*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 16, No. 2, 1989, 807–819.
- [31] Dinges T., *The history of prestressed concrete: 1888 to 1963*, A report submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree master of science, Department of Architectural Engineering and Construction Science College of Engineering, Kansas State University, Manhattan, Kansas, 2009.
- [32] Domagała L., *Konstrukcyjne lekkie betony kruszywowe*, Monografia 462, Politechnika Krakowska, Kraków 2014, 253.
- [33] Domagała L., *Wpływ rodzaju kruszywa grubego na właściwości mechaniczne betonów konstrukcyjnych*, Magazyn Autostrady, 11/2011, 94–98.
- [34] Domagała L., Kurzyniec K., *Modern manufactured lightweight aggregates based on industrial wastes for insulating and structural applications*, w Energy efficient, sustainable building materials and products, pod red. Izabela Hager, Politechnika Krakowska, Kraków 2017, 303–318.
- [35] Dyduch K., *Konstrukcje sprężone*, rozdział w *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych wg Eurokodu 2*, Praca zbiorowa (koordynator: M. Knauff), Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006, 649–702.
- [36] Ellobody E., Bailey C. G., *Behaviour of Unbonded Post-Tensioned One-way Concrete Slabs*, Advances in Structural Engineering, Vol. 11, No. 1, 2008, 107–120.
- [37] Ellobody E., Bailey C. G., *Testing and Modelling of Bonded and Unbonded Post-Tensioned Concrete Slabs in Fire*, Proceedings of 5th International Conference on Structural in Fire SIF-08, Nanyang Technological University at Singapore, May 28–30, 2008, 392–405
- [38] Elstner R. C., Hognestad E., *Shoring strength of reinforced concrete slabs*, ACI Journal, July 1956, V. 53, 29–58.
- [39] Espion B., Halleux P., *HSC Slabs Post-Tensioned with Unbonded Tendons*, Special Publication SP 167-14, Volume 167, 1997, 291–309.
- [40] Faustmann D., *Wpływ iniekcji rys na pracę zginanych zarysowanych belek żelbetowych wzmocnionych stalowymi zewnętrznymi cięgnami bez przyczepności*, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2017, 345.
- [41] FIB, *Post-tensioning in building*, FIB-Bulletin No. 31, Lozanna 2005.
- [42] FIP, *Design of post-tensioned slabs and foundations*, FIP Recommendations 1998. SETO, London 1999.
- [43] FIP, *Recommendations for the Design of Flat Slabs in Post-tensioned Concrete*, Cement & Concrete Association, Wexham Springs, 1980.

- [44] Freyssinet Polska, *Płyty sprężone wieżowca Warsaw Spire – nowa iglica Warszawy*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, maj–czerwiec 2015, 106–107.
- [45] Gales J., *Transient high-temperature prestress relaxation of unbonded prestressing tendons for use in concrete slabs*, A thesis submitted to the Department of Civil Engineering in conformity with the requirements for the degree of Master of Science (Engineering), Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, September 2009, 177.
- [46] Gales J., Bisby L. A., Gille M., *Unbonded post tensioned concrete in fire: A review of data from furnace tests and real fires*, Fire Safety Journal, 46, 2011, 151–163.
- [47] Gales J., Bisby L. A., Gille M., *Unbonded Post Tensioned Concrete Slabs in Fire – Part 1 – Experimental Response of Unbonded Tendons under Transient Localized Heating*, Journal of Structural Fire Engineering, 2(3), 2011, 139–153.
- [48] Gales J., Bisby L. A., Gille M., *Unbonded Post Tensioned Concrete Slabs in Fire – Part 2 – Modelling Tendon Response and Consequence of Localized Heating*, Journal of Structural Fire Engineering, 2(3), 2011, 155–171.
- [49] Gardner N. J., Kallage M. R., *Punching Shear Strength of Continuous Post-Tensioned Concrete Flat Plates*, ACI Materials Journal, May–June 1998, 272–282.
- [50] Gerber L. L., Burns N. H., *Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates*, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 16, No. 6, November–December 1971, 40–58.
- [51] Gilbert S. G., *The Local Strength of Flat Slabs at Edge Columns*, Ph. D Thesis, The Queen's University of Belfast, 1979.
- [52] Gilbert S. G., Cleland D. J., Long A. E., *A study of Service Load Deflections and Ultimate Load Deflections of Flat Slab Structures*, Special Publication, Volume 86, 1985, 295–322.
- [53] Głomb J., Jendrzajek S., *Kształtowanie ciągłych konstrukcji mostowych z betonów o różnych cechach*, Archiwum Inżynierii Lądowej, Tom XXIX, z. 3/1983, 233–241.
- [54] Głomb J., Mames J., Mentel S., *The first prestressed lightweight concrete bridge in Poland*, Contribution of the Polish Member Group of the FIP, Warszawa 1974.
- [55] Golonka K., *Studium płaskich stropów sprężonych kablami bez przyczepności*, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2014.
- [56] Góra J., *Odkształcalność doraźna betonów wysokowartościowych z kruszywami łamanymi*, Budownictwo i Architektura, 9 (2), 2011, 77–85.
- [57] Górski K., Piętka M., Ślusarczyk J., *Systemy sprężenia monolitycznego i analiza ich efektywności na przykładzie stropu budynku biurowego*, Materiały Budowlane, 5/2012, 2–5, 10.

- [58] Hassan A., Kawakami M., Yoshioka T., Niitani K., *Influence of Limited Prestress and High-Strength Concrete on Punching Shear Strength*, ACI Structural Journal, December 2002, 764–771.
- [59] Hognestad E., *Shearing strength of reinforced concrete column footings*, ACI Journal, November 1953, V. 50, 189–208.
- [60] Institution of Structural Engineers and The Concrete Society, *Guide to the structural use of lightweight aggregate concrete*, London 1987.
- [61] Jinsheng X., Chunzhe L., Waner H., *Study on Structural Behavior of Waffle Slab Floor with Unbonded Prestressed Tendons and Nonprestressed Steel*, Journal of Building Structures, 1/1995.
- [62] Kang T. H. K., Huang Y., Shin M., Lee J. D., Cho A. S., *Experimental and Numerical assessment of Bonded and Unbonded Post-Tensioned Concrete Members*, ACI Structural Journal, November–December 2015, 735–748.
- [63] Khan S., Williams M., *Post-tensioned Concrete Floors*, Butterworth-Heinemann, Bodmin, UK, 1994.
- [64] Khatib T. M., *Lightweight aggregate in prestressed concrete*, Submitted to the faculty of the Graduate School of the Oklahoma State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, Beirut, Liban, 1958, 43.
- [65] Khosa N., *Why Unbonded Post-Tensioned Concrete? CTBUH Journal*, Issue 1, 2018, 58–58.
- [66] Kim U., Huang Y., Chakrabarti P. R., Kang T. H. K., *Modeling of post-tensioned one-way and two-way slabs with unbonded tendons*, Computers and Concrete 13 (5), May 2014, 587–601.
- [67] Kluz T., *Materiały do produkcji betonów sprężonych*, Inżynieria i Budownictwo, 2/1964, 42–47.
- [68] Lee L. H., Moon J. H., Lim J. H., *Proposed Methodology for Computing of Unbonded Tendon Stress at Flexural Failure*, ACI Structural Journal, November–December 1999, 1040–1048.
- [69] Libura S., *Sprężanie konstrukcji kołowo-symetrycznych cięgnami bezpryczepnościowymi*, materiały X Konferencji Naukowo-Technicznej Żelbetowe i Sprężone Zbiorniki na Materiały Sypkie i Ciecze, Kraków 23–25 listopada 1995, 341–349.
- [70] Lin T., *Load-Balancing Methods for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures*, ACI Journal, Proceedings Vol. 60, No. 6, June 1963, 719–182.
- [71] Lin T., *Load-Balancing Methods for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures*, Concrete International, October 2004, 69–101.
- [72] Lin T. Y., Scordelis A. C., May H. R., *Shearing strength of reinforced and prestressed concrete lift slabs*, Structural and Materials Research, Series 100, Issue No. 4, Division of Civil Engineering, University of California, Berkeley, October 1957.

- [73] Litang G., Yuli Y., Aimin Y., *Experimental Investigation of the Behaviors of Unbonded Prestressed Concrete Continous Slabs for the Middle Span Upon Fire*, Building Structure, 2004-08.
- [74] Liu Z., Zhou Ch., Yang T., *3-D Finite Element Numerical Simulation for Waffle Slab Floor with Unbonded Prestressed Tendons and Nonprestresses Steel*, Natural Science Journal of Xiangtan University, 4/2008.
- [75] Long A. E., Cleland D. J., *Post-Tensioned Concrete Flat Slabs at Edge Columns*, ACI Materials Journal, May–June 1993, 207–213.
- [76] Lopez M., Khan L. F., *Prestress losses in high performance lightweight concrete pretensioned bridge girders*, PCI Journal, September 2005, 84–94.
- [77] Łabuzek B., Szydłowski R., *Wybrane projekty i realizacje z betonu sprężonego powstałe w ostatnich latach w Polsce*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2018, Kraków 18–20 kwietnia 2018.
- [78] MacLean K. J. N., *Post-fire assessment of unbonded post-tensioned concrete slabs: strand deterioration and prestress loss*, A thesis submitted to the Department of Civil Engineering in conformity with the requirements for the degree of Master of Science in Engineering, Queen's University Kingston, Ontario, Canada, December 2007.
- [79] MacLean K. J. N., Bisby L. A., MacDougall C. C., *Post-Fire Deterioration and Preseress Loss on Steel Tendons used in Post-Tensioned Slabs*, Special Publication, Vol. 255, SP-255-7, 2008, 147–174.
- [80] Mark P., *Prestressing of flat concrete slabs subjected to concentrated loads*, Proceedings of Fifth International Congress on Advances in Civil Engineering, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey, 25–27 September 2002, 281–289.
- [81] Mattacchione A., *Unbonded P-T Slabs: An Economical Alernative*, Concrete International, Vol. 14, Issue 2, February 1992, 41–45.
- [82] Mieszczak M., Domagała L., *Lightweight aggregate concrete as an alternative for dense concrete in post-tensioned concrete slab*, 2nd International Symposium on Advanced Material Research (ISAMR 2018), Jeju Island, Republic of Korea, March 16–18, 2018.
- [83] Mieszczak M., Szydłowski R., *Badania lekkiego betonu kruszywowego z przeznaczeniem do konstruowania stropów dużej rozpiętości*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2018, Kraków, 18–20 kwietnia 2018.
- [84] Mieszczak M., Szydłowski R., *Betony lekkie w konstrukcjach sprężonych*, Builder, 7/2017, 90–93.
- [85] Muspratt M. A., *Bahavior of a Prestressed Concrete Waffle Slab with Unbonded Tendons*, ACI Journal, December 1969, 1001–1004.
- [86] Naaman A. E., Alkhairi F. M., *Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensionung Tendons: Part 1 – Evaluation of the State-of-the-Art*, ACI Structural Journal, September–October 1991, 641–651.

- [87] Naaman A. E., Alkhairi F. M., *Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 – Proposed methodology*, ACI Structural Journal, November–December 1991, 683–692.
- [88] Naaman A. E., Burns N., French C., Gamble W. L., Mattock A. H., *Stress in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendations*, ACI Structural Journal, July–August 2002, 518–529.
- [89] Nawy E. G., Chakrabarti P., *Deflection of Prestressed Concrete Flat Plates*, Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 21, No. 2, March–April 1976, 86–102.
- [90] Nilson A. H., Walters D. B., *Deflection of two-way floor systems by the equivalent frame method*, Journal of the American Concrete Institute, 72, 1975, 210–218.
- [91] Pannel F. N., *The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams*, Magazine of Concrete Research, Vol. 21, No. 66, March 1969, 43–54.
- [92] Pannel F. N., Tam A., *The ultimate moment of resistance of unbonded partially prestressed reinforced concrete beams*, Magazine of Concrete Research, Vol. 28, No. 97, December 1976, 203–208.
- [93] Pavic A., Reynolds P., Waldron P., Bennett K. J., *Critical review of design guidelines for checking vibration serviceability of post-tensioned concrete floors*, Cement and Concrete Composites, Vol. 23, No. 1, 2001, 21–31.
- [94] Pavic A., Williams M. S., Waldron P., *Dynamic FE model for post-tensioned concrete floors calibrated against field test results*, Proceedings of 2nd International Conference on Engineering Integrity Assessment, Glasgow, 1994, 357–366.
- [95] Pawłowski A. Z., Cała I., *Monolityczne stropy kablobetonowe*, Materiały Budowlane, 11/2008, 22–24.
- [96] Pernica G., Allen D. E., *Floor vibration measurements in a shopping centre*, Canadian Journal of Civil Engineering, 9, 149–155.
- [97] Piekarski J., *1994–2004. 10 konstruktywnych lat BBR Polska*, Inżynieria i Budownictwo, 4/2004, 175–176.
- [98] PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, grudzień 2002.
- [99] PN EN 1990 Eurocod: Podstawy projektowania konstrukcji, październik 2004.
- [100] PN EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008.
- [101] PN EN 1992-1-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [102] PN-EN 12390-13:2014-02 Badania betonu. Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu (wersja angielska).

- [103] PN-EN 12390-3:2011 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
- [104] PN-EN 12390-6:2011 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.
- [105] PN-EN ISO 15630-3:2011: Stal do zbrojenia i sprężania betonu – Metody badań. Część 3: Stal do sprężania.
- [106] PN-EN ISO 6892-1:2016-09 (wersja angielska): Metale – Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.
- [107] Politalski W., *Przyrost naprężeń w wewnętrznych cięgnach bez przyczepności w betonowych, sprężonych elementach zginanych*, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2015, 314.
- [108] Post-Tensioning Institute, *Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors* (PTI DC20.6-99), Michigan 1999.
- [109] Post-Tensioning Institute, *Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons* (PTI DC20.8-04), Michigan 2004, 82.
- [110] Post-Tensioning Institute: *Post-Tensioned Commercial and Industrial Floors* (PTI DC10.7-83), Michigan 1983.
- [111] Pretzer A., *Unusual Application of Prestressed Waffle Slabs and Composite Beams*, ACI Journal, December 1972, 765–769.
- [112] Raithby K. D., Lydon F. D., *Lightweight concrete in highway bridges*, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 3, 1981, 133–146.
- [113] Regan P. E., *The Punching Resistance of Prestressed Concrete Slabs*, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 79, London, UK, December 1985, 657–680.
- [114] Rice E. K., Kulka F., *Design of prestressed lift-slabs for deflection control*, Journal of the American Concrete Institute, 57, 1960, 681–693.
- [115] Schupack M., *Evaluating buildings with unbonded tendons*, Concrete International, 13, No. 10, 1991, 52–57.
- [116] Scordelis A. C., *Study of One-Way Continuous Slabs with Unbonded Post-tensioning Tendons and Various Amounts of Prestressing and Mild Steel*, Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 30, No. 1, January–February 1985, 173–182.
- [117] Scordelis A. C., Lin T. Y., Itaya R., *Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 31, No. 6, December 1959, 441–458.
- [118] Scordelis A. C., Lin T. Y., May H. R., *Shearing strength of prestressed lift slabs*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 30, No. 4, October 1958, 485–506.
- [119] Scordelis A. C., Pister K. S., Lin T. Y., *Strength of a Concrete Slab Prestressed in Two Directions*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 28, No. 3, September 1956, 241–256.

- [120] Seruga A., Kańka S., Lisowicz T., *Moduł sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych*, Czasopismo Techniczne, 4-B/2012, 103–117.
- [121] Seruga A., *Sprężone betonowe zbiorniki na ciecze o ścianie z prefabrykowanych elementów*, Kraków, 2015, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 439.
- [122] Siwowski T., Kaleta D., Kulpa M., *Projekt pierwszego polskiego mostu drogowego z kompozytów FRP*, Inżynieria i Budownictwo, 9/2015, 465–70.
- [123] Sjöström J., Lange D., McNamee R. J., Boström L., *Anisotropic Curvature and Damage of Unbonded Post-tensioned Concrete Slabs During Fire Testing*, Fire Technology, 53, 2017, 1333–1351.
- [124] Soares S. J., Calixto J. M., Chumbinho H., *In situ measurement of Stress Losses in Unbonded Tendons of Post Tensioned Flat Slabs*, Ibracon Structures and Materials Journal, Vol. 1, No. 3, September 2008, 237–260.
- [125] Sokal P., *Wytrzymałość na docisk w betonach wysokiej wytrzymałości wzmocnionych stalowym zbrojeniem spiralnym*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2016, 281.
- [126] Solecki A., Andrzejewski J., Kandybowicz A., *Platinum Towers w Warszawie. Pierwszy w Polsce budynek z płytowymi stropami sprężonymi*, Inżynieria i Budownictwo, 4/2008, 186–187.
- [127] Steinar T., *Structural Behaviour of Post Tensioned Concrete Structures: Flat Slab. Slabs on Ground*, Doctoral thesis, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, Trondheim, Norwegia, 2001, 289.
- [128] Stevenson A. M., *Post-tensioned concrete floors in multi-storey buildings*, British Cement Association, Camberley, 1994, 20.
- [129] Suarez M. G., Poston R. W., *Evaluation of the Condition of a Post-Tensioned Concrete Parking Structure after 15 Years of Service*, PTI Report, Post-Tensioning Institute, Phoenix 1990.
- [130] Szydłowski R., *Concrete properties for long-span post-tensioned slabs*, 2nd International Symposium on Advanced Material Research (ISAMR 2018), Jeju Island, Republic of Korea, March 16th-18th, 2018 oraz Materials Science Forum, Vol. 296, 2018, 122–127.
- [131] Szydłowski R., *Próbné obciążenie stropu kablobetonowego dużej rozpiętości*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2018, Kraków 18–20 kwietnia 2018.
- [132] Szydłowski R., *Przetworniki z drgającą struną w badaniach konstrukcji żelbetowych i sprężonych*, Materiały Budowlane, 3/2013, 49–51.
- [133] Szydłowski R., *Zastosowanie stalowych cięgien bez przyczepności przeciw powstawaniu rys w młodym betonie*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2009, 156.
- [134] Szydłowski R., Kalisz W., *Analysis of the foundations of a five-storey building on extruded polystyrene*, Technical Transactions, 6-B/2014, 105–116.

- [135] Szydłowski R., Kurzyniec K., *Wpływ klasy gęstości lekkiego betonu kruszywowego w ujęciu EN 1992-1-1 na wielkości statyczne i wartości użytkowe stropu płytowo-belkowego*, Inżynieria i Budownictwo, 3/2018, 94–98.
- [136] Szydłowski R., Łabuzek B., *Impact of the method of analyzing post-tensioned flat slabs on amount of prestressing*, 5th International Conference on Advanced Materials, Mechanics and Structural Engineering (5th AMMSE 2018), Seoul, Korea, October 19–21, 2018.
- [137] Szydłowski R., Łabuzek B., *Post-Tensioned Concrete Long-Span Slabs in Projects of Modern Building Construction*, IOP Conference Series: Material Science and Engineering, 245 (2017) 022065.
- [138] Szydłowski R., Łabuzek B., *Prestressed concrete usage in church building construction in Poland*, Technical Transactions, 2-B/2016, 185–195.
- [139] Szydłowski R., Łabuzek B., *Współczesne rozwiązania kablobetonowych konstrukcji sprężonych*, wykład na XXXIII Ogólnopolskich Warsztatach Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 6–9 marca 2018, tom II – wykłady, 317–388.
- [140] Szydłowski R., Łabuzek B., *Zastosowanie betonu sprężonego w projektach kościołów w Polsce*, Przegląd Budowlany, 2/2017, 24–30.
- [141] Szydłowski R., Maślak M., Pazdanowski M., *Monitoring of the prestressed concrete slabs with unbonded tendons during erection and in use*, International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering, Conference Segment on Reliability, Safety and Value, 22–24 August 2016, Technical University of Denmark, Longby, Denmark.
- [142] Szydłowski R., Mieszczak M., *Gdzie jest granica smukłości sprężonych płyt stropowych? O projekcie i badaniach stropów sprężonych w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone KS2015, Kraków, 16–17 kwietnia 2015.
- [143] Szydłowski R., Mieszczak M., *Gdzie jest granica smukłości sprężonych płyt stropowych? O projekcie i badaniach stropów sprężonych w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach*, w monografii: *Aktualne kierunki rozwoju teorii i praktyki konstrukcji sprężonych w Polsce*, seria: Inżynieria Lądowa, pod redakcją Andrzeja Serugi, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2015, 49–66.
- [144] Szydłowski R., Mieszczak M., *O możliwości zastosowania betonu lekkiego w stropach sprężonych dużych rozpiętości*, Inżynieria i Budownictwo, 2/2018, 68–72.
- [145] Szydłowski R., Mieszczak M., *Study of application of lightweight aggregate concrete to construct post-tensioned long-span slabs*, Procedia Engineering, Elsevier, Vol. 172 (2017), 1077–1085.
- [146] Szydłowski R., Seruga A., Rodacka M., Łabuzek B., *Badania prototypowych strunobetonowych płyt kanałowych z betonu lekkiego i zwykłego*, Sprawozda-

- nie z badań wykonanych na zlecenie firmy TOMBUD Tomasz Brol, 26-332 Sławno, Kozenin 53C, umowa nr L-1/82/2016/P.
- [147] Szydłowski R., Szreniawa M., *The rule of lightweight relieving inserts in the construction of reinforced and post-tensioned concrete slabs*, 5th International Conference on Advanced Materials, Mechanics and Structural Engineering (AMMSE 2018), Seoul, South Korea, October 19–1, 2018.
- [148] Tanabe T., *Measurement of Thermal Stresses in Situ*, Chapter 8 in *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, RILEM Report 15, edited by R. Springenschmid, London and New York 1998, E&FN Spon, 231–254.
- [149] Timoshenko S. P., Woynowsky-Krieger S., *Theory of Plates and Shells*, 2nd edn, McGraw-Hill, New York 1959.
- [150] U. K. Cares, *Model specification for bonded and unbonded post-tensioned flat slab*, U. K. Cares, Sevenoaks, Kent 2004.
- [151] U. K. Concrete Society: *Flat slabs in post-tensioned concrete with particular regard to the use of unbonded tendons – design recommendations*, Technical Report 17, Camberley 1979, 16.
- [152] U. K. Concrete Society, *Post-tensioned concrete floors – Design Handbook*, Technical Report No. 43, Cromwell Press, Wiltshire, UK, 2005, 110.
- [153] U. K. Concrete Society, *Post-tensioned concrete floors – Design Handbook*, Technical Report 43, Camberley 1994, 157.
- [154] U. K. Concrete Society, *Post-tensioned flat slab design handbook*, Technical report 25, Camberley 1984, 44.
- [155] U. K. Concrete Society, *The design of post-tensioned concrete flat slabs in buildings*, Technical Report 8, Camberley 1974, 27.
- [156] Wenzhong Z., Xiaomeng H., Mingxin X., *Experimental and analysis on fire resistance of two-span unbonded prestressed concrete continuous slabs*, Journal of Building Structures, 5/2007.
- [157] Whitney Ch. S., *Ultimate shear strength of reinforced concrete flat slabs, footings, beams, and frame members without shear reinforcement*, ACI Journal, October 1957, V. 54, 265–298.
- [158] Williams M. S., Waldron P., *Dynamic characteristics of post-tensioned and reinforced concrete floors*, The Structural Engineer, 72, No. 20, 1994, 334–340.
- [159] Williams M. S., Waldron P., *Longitudinal stress wave propagation in an unbounded prestressing tendon after release of load*, Computers and Structures, 34, 1990, 151–160.
- [160] Williams M. S., Waldron P., *Movement of unbonded post-tensioning tendons during demolition*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, 87, 1989, 225–253.
- [161] Woliński Sz., Pytlowany T., *Ocena ryzyka i odporności poawaryjnej płaskich stropów płytowych sprężonych cięgnami bez przyczepności*, Materiały

- LXI Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB, Tom: Konstrukcje betonowe i metalowe, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 2015, 137–144.
- [162] Wyatt T. A., *Design guide on the vibration of floors*, Publication 076, The Steel Construction Institute, Ascot, 1989.
- [163] Yang K. H., Lee Y., Joo D. B., *Flexural Behavior of Post-tensioned Lightweight Concrete Continuous One-Way Slabs*, International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 10, No. 4, December 2016, 425–434.
- [164] Yang K. H., Mun J. H., Kim G. H., *Flexural behavior of post-tensioned normal-strength lightweight concrete one-way slabs*, Engineering Structures, 56, 2013, 1295–1307.
- [165] Young P., *Improved floor vibration prediction methodologies*, Seminar: *Engineering for structural vibration – Current developments in research and practice*, Institution of Mechanical Engineers, London 2001.

Materiały pomocnicze

- [1*] Freyssinet Polska: *Stropy sprężone*, Materiały instruktażowe.
- [2*] Geokon Geotechnical Instrumentation: *Concrete Embedment Starin Gages 4200 Series*, Technical Specifications.
- [3*] Geokon: *Geotechnical Instrumentation*, Lebanon, USA, 2006.
- [4*] Heinze Cobiax Deutschland GmbH: *Cobiax. Lightweight concrete slabs. Quick Guide*, February, 2007.
- [5*] <http://palcotek.com/cobiax/en/cobiaxTechnology.php>.
- [6*] <https://www.linkedin.com/pulse/perch%C3%A9-utilizzare-il-solaio-lleggerito-cobiax-lopini-one-italia>.
- [7*] www.cobiaxusa.com

Streszczenie

W monografii przedstawiono zagadnienia, stan wiedzy, dorobek światowy oraz dorobek autora w zakresie projektowania i konstruowania stropów płytowych sprężonych cięgnami bez przyczepności. Kablobetonowe stropy płytowe znalazły zastosowanie w budynkach biurowych, hotelowych, garażach wielokondygnacyjnych, w wielu krajach już w latach 50. ubiegłego stulecia. Rozwój tego typu stropów był ściśle uwarunkowany rozwojem technologii sprężania cięgnami bez przyczepności. W Polsce pierwszy kablobetonowy strop w budynku, sprężony płaskimi kablami iniektowanymi, wykonano w 2002 roku, a płaski strop sprężony cięgnami bez przyczepności w 2008 roku. Tak duże opóźnienie w krajowych realizacjach, w stosunku do zastosowań zagranicznych, wynika z braku odpowiedniej wiedzy i umiejętności projektowania stropów kablobetonowych wśród krajowej kadry inżynierskiej, braku dostępu przez wiele lat do specjalistycznego oprogramowania oraz późnym wprowadzeniem w Polsce technologii sprężania cięgnami bez przyczepności.

W pierwszym rozdziale (wstępie) przedstawiono krótką historię stosowania w świecie kablobetonowych stropów oraz systemu sprężania cięgnami bez przyczepności. Wstęp zawiera również uzasadnienie potrzeby stosowania i rozwijania tego typu stropów w budynkach, wraz z wybranymi danymi ilościowymi oraz liczbowymi.

W kolejnych rozdziałach scharakteryzowano materiały stosowane do konstruowania kablobetonowych stropów płytowych, tj. beton, stal i armaturę do sprężania. Scharakteryzowano również ważne dla pracy stropów sprężonych cechy betonu, takie jak skurcz, pełzanie i moduł sprężystości oraz ich zależności od czynników materiałowych i technologicznych. Przedstawiono również system sprężania cięgnami bez przyczepności wraz z podkreśleniem jego zalet i wad. Oryginalnym wkładem autora są tutaj wyniki analiz pokazujących udział ciężaru płyty w całkowitym obciążeniu stropu, potrzebę redukcji ciężaru płyt oraz zasadność stosowania do konstruowania stropów dużej rozpiętości lekkiego betonu kruszywowego.

Kolejne rozdziały zawierają dostępne w literaturze i wytycznych zagranicznych kryteria doboru geometrii stropu (układu podpór, typu stropu, dopuszczalnych rozpiętości oraz stosunku rozpiętości do grubości płyty). Ta część została wzbogacona przez autorską analizę efektywności różnych typów przekrojów (pełny, uźebrowany, z wkładami odcciążającymi) w zastosowaniu do kablobetonowych stropów dużej rozpiętości, wraz ze stosownymi wnioskami.

Specyficzną i trudną w analizie formą stropu kablobetonowego jest płyta płaska. W monografii zawarto niewielki rozdział opisujący zasadę pracy, rozkład momentów zginających oraz zasadę doboru sprężenia w takich stropach.

W dalszej części, usystematyzowano informacje dotyczące doboru sprężenia (określenie wymaganej liczby cięgien sprężających, rozplanowanie cięgien w rzucie oraz określenie profilu cięgna), modelowania sprężenia, analizy statycznej stropów

w metodzie ram zastępczych oraz w MES, weryfikacji warunków stanów granicznych nośności (zginanie, przebicie, strefa zakotwień) oraz użyteczności (naprężenia przekrojowe, ugięcia, drgania, zbrojenie minimalne). Pokazano również najważniejsze szczegóły konstrukcyjne oraz stosowany system wykonywania rysunków konstrukcyjnych.

W kolejnych rozdziałach opisano trzy wybrane przez autora (w jego uznaniu najbardziej spektakularne) zagraniczne realizacje kablobetonowych stropów płytowych oraz scharaktyzowano dorobek światowy w zakresie badania zagadnień ważnych dla konstruowania tego typu stropów.

Dwa ostatnie rozdziały (nie licząc podsumowania) zawierają informacje będące dorobkiem badawczej i inżynierskiej działalności autora w dziedzinie kablobetonowych stropów płytowych sprężonych cięgnami bez przyczepności. Rozdział 12 zawiera opis zastosowanych rozwiązań oraz wyniki doraźnych i czteroletnich badań stropów, tj. stropu płaskiego w budynku Małopolskiego Laboratorium Budownictwa Energooszczędnego w Krakowie oraz trzech stropów w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koźlicach. W drugim z wymienionych budynków zaprojektowano i wykonano stropy o niespotykanych dotąd rozpiętościach i smukłościach, tj. dwukierunkową płytę stropodachu nad salą kinową o rozpiętości $19,6 \times 17,65$ m i grubości 350 mm (jest to prawdopodobnie największa wykonana w świecie kablobetonowa płyta stropowa o pełnym przekroju) oraz jednokierunkową płytę stropową o stosunku rozpiętości do grubości wynoszącym 55,8 ($L = 11,15$ m, $h = 200$ mm). W rozdziale tym zawarto również wyniki badań autora nad własnościami lekkiego betonu kruszywowego, wszczętych z zamiarem wykorzystania ich do konstruowania kablobetonowych płyt stropowych. W okresie 420 dni badano skurcz, pełzanie betonu oraz straty sprężenia.

W rozdziale 13 autor zamieścił trzy przykłady własnych projektów kablobetonowych płyt z cięgnami bez przyczepności, o nietypowych formach: w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju, w Pawilonie Muzycznym w Muszynie oraz w kościele pw. św. Jacka w Krakowie. W przypadku każdej z nich podano podstawowe założenia projektowe oraz uzasadnienie obliczeniowe.

Monografia, oprócz syntezy dostępnych w literaturze wytycznych i zasad obliczania i projektowania stropów, zawiera szereg analiz, uwag i komentarzy autora, które wynikają z jego wieloletniej pracy nad poruszonym zagadnieniem. Pokazuje również na przykładzie wykonanych stropów, że możliwe jest realizowanie stropów o znacznie większych rozpiętościach i smukłościach niż dotychczas wykonywano.

FLOOR SLABS POST-TENSIONED WITH UNBONDED TENDONS. THEORY, DESIGN AND TESTS

S u m m a r y

The monograph presents topics, state of knowledge, global output as well as the author's achievements in the scope of designing and constructing slab floors post-tensioned with unbonded tendons. Post tensioned slabs have become applicable in offices, hotels and multi-story garages in many countries as early as in the 1950s. The development of these types of floors was conditioned by the development of unbonded post-tensioning. In Poland, the first post-tensioned concrete slab in a building, prestressed with injected cables, was made in 2002, whereas a flat slab prestressed with unbonded tendons was made in 2008. Such a long delay in domestic projects, in relation to foreign uses, results from the lack of adequate knowledge and skills in designing post tensioned concrete ceilings among the national engineering staff, lack of access to specialist software for many years as well as late introduction of the adhesion free prestressing technology in Poland.

The first chapter (introduction) presents a short history of the use of post-tensioned concrete slabs in the world as well as the adhesion unbonded tendons system. The introduction also includes a justification for the need to use and develop such slabs in buildings, along with selected quantitative and qualitative data.

The following chapters contain a characteristic of materials used for the construction of post-tensioned concrete slabs, i.e., concrete, steel and fittings for prestressing. The characteristic features important for the operation of prestressed slabs were described; these include concrete shrinkage, creep and modulus of elasticity as well as their dependence on material and technological factors. The unbonded post-tensioning system is also presented along with an emphasis of its advantages and disadvantages. The author's original contribution are the results of analyzes, which present the contribution of the slab's weight in the total ceiling load, the need to reduce the slabs' weight as well as a justification for using large spans of lightweight aggregate concrete to construct slabs.

The following chapters contain criteria available in the literature and foreign guidelines for the selection of slab geometry (support system, slab type, permissible spans and the ratio of span to depth). This section has been completed with a proprietary analysis of the effectiveness of various types of cross-sections (solid, ribbed, with relieving inserts) in application to large span post-tensioned slabs, together with appropriate conclusions.

The flat slab is a specific and difficult to analyze form of post-tensioned concrete floor. The monograph contains a brief chapter describing the principle of the work, the distribution of bending moments and the principle of selecting prestressing in such slabs.

The further part contains information regarding selection of the prestressing ratio (determination of the required amount of tension, layout of tendons in the projection and determination of tendon profile), prestressing modeling, static analysis of slabs in the equivalent frame method and in FEM, systematic verification of conditions of ultimate limit states (bending, punching, anchorage zone) and serviceability limit states (cross-sectional stress, deflections, vibrations, minimum reinforcement). The most important construction details as well as the system used to prepare construction drawings are also shown.

The following chapters describe three foreign realizations of post tensioned concrete slabs selected by the author (the most spectacular in his opinion) and characterize the world achievements in the study of topics important for the construction of this type of slabs.

The last two chapters (excluding the summary) contain information constituting the output of the author's research and engineering activity in the field of post-tensioned slabs with unbonded tendons. Chapter 12 contains a description of solutions applied and the results of ad hoc and four-year testing of ceilings, i.e., a flat slab in the Małopolska Laboratory of Energy Efficient Building in Krakow, and three slabs in the Artistic and Cultural Centre building in Koźienice. The second of the above-mentioned buildings contains slabs designed with unprecedented spans and slenderness, i.e., a two-way slab above a cinema room with a span of 19.6×17.65 m and a thickness of 350 mm (it is probably the largest post-tensioned slab in the world with a solid cross-section) and a unidirectional slab with a span to depth ratio of 55.8 ($L = 11.15$ m, $h = 200$ mm). This chapter also contains the results of the author's research regarding the properties of lightweight aggregate concrete, initiated with the intention of being used for the construction of post-tensioned concrete slabs. Creep and shrinkage of concrete as well as compressing losses were measured for 420 days.

In chapter 13, the author published three examples of post-tensioned concrete slabs with untypical shapes, designed in the Self-Government Cultural Centre in Busko-Zdrój building, in the Musical Pavilion in Muszyna and in the St. Jack church in Krakow. The basic design assumptions and computational justification were given for each.

The monograph, in addition to synthesis of guidelines and rules for calculating and designing ceilings available in the literature, contains a number of analysis, comments and notes of the author, which result from his many years of work on the discussed topic. It also shows, on the example of the constructed slabs, that it is possible to create slabs with much larger spans and slenderness than made so far.

Cena 29,40 z VAT

ISBN: 978-83-65991-56-0

