



**Rafał
SZYDŁOWSKI***



**Barbara
ŁABUZEK****

WSPÓŁCZESNE ROZWIĄZANIA KABLOBETONOWYCH KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH

1. Wstęp

Beton, pomimo swojej odporności na korozję, łatwości w kształtowaniu skomplikowanych form geometrycznych elementów i zadowalającej odporności na ściskanie, jest materiałem kruchym i mało elastycznym. W 1867 r. francuski ogrodnik Joseph Monier zauważył, iż wytwarzane przez niego doniczki z betonu nie pękają na mrozie po zabrojeniu siatką, tym samym dał początki wzmocnienia betonu wkładkami stalowymi. Pomysł stosowania betonu zbrojonego w budownictwie opatentował w 1892 r. i upowszechnił również francuz, inżynier Francis Hennebique. W 1894 r. powstał w oparciu o jego teorię i projekt pierwszy żelbetonowy most w Viggen w Szwajcarii.

Konieczność stosowania wkładek zbrojeniowych (zazwyczaj stalowych) do wzmocnienia betonu podyktowana jest jego niską wytrzymałością na rozciąganie, wynoszącą około 10% wytrzymałości na ściskanie. Problem ten rozwiązano stosując w strefach rozciąganych wkładki zbrojeniowe. Jednak podstawową wadą stali, ograniczającą jej pełne wykorzystanie w elementach zginanych i rozciąganych, jest jej duża wydłużalność w stosunku do betonu. Zakładając graniczne odkształcenie betonu przy

* dr inż., Politechnika Krakowska, rszydowski@pk.edu.pl

** mgr inż., TCE Structural Design & Consulting, słuchaczka studiów doktoranckich na Politechnice Krakowskiej, blabuzek@tce-building.com

zarysowaniu równe $\varepsilon_{cr} = 0,00010$ oraz moduł sprężystości stali $E_s = 200$ GPa, z prawa Hooke'a można oszacować, iż w momencie zarysowania naprężenia w stali wynoszą zaledwie 20 MPa. Tymczasem stosowane powszechnie stale zbrojeniowe pracują sprężysto w zakresie naprężeń do 500 MPa. Chcąc zatem wykorzystać wytrzymałość stali zbrojeniowej w znaczącym zakresie, koniecznym jest dopuszczanie do zarysowania betonu w strefach rozciąganych. Stal zbrojeniowa zaczyna pracować dopiero w momencie zarysowania, przed zarysowaniem siły rozciągające przenosi beton. Porysowany beton w konstrukcjach żelbetowych jest zjawiskiem normalnym i powszechnie akceptowalnym. Zarysowanie w strefach rozciąganych powoduje jednak radykalny spadek sztywności przekroju i wzrost ugięcia elementów zginanych. Skłonność zarysowanych elementów zginanych do nadmiernych ugięć ogranicza ich rozpiętości w konstrukcjach żelbetowych.

Aby wyeliminować problemy związane z zarysowaniem i nadmiernym uginaniem elementów żelbetowych, co pozwala kształtować konstrukcje o znacznie większych smukłościach i rozpiętościach, wymyślono sprężanie konstrukcji. Sprężenie, przy pomocy napinanych i kotwionych na końcach elementu cięgien, wprowadza w element betonowy początkowy stan naprężeń przeciwny do tego wywołanego obciążeniami zewnętrznymi. Wobec czego rozciągane strefy przekroju zostają wstępnie ściśnięte. Późniejsze obciążenie użytkowe powoduje tylko redukcję wstępnego ściskania. Możliwe jest takie zaprogramowanie sprężenia, aby w żadnej sytuacji nie doszło do powstania rozciągań w przekroju, co jest fundamentalnym założeniem przyświecającym twórcom betonu sprężonego.

2. Historia konstrukcji sprężonych

Idea betonu sprężonego pojawiła się w 1888 roku w Kalifornii kiedy to P.H. Jackson uzyskał pierwszy patent dotyczący sprężania betonu stalowymi prętami. Pomysł P.H. Jacksona już wówczas określono jako innowacyjny, jednak względy technologiczne, a dokładnie dotychczasowy brak stali wysokiej wytrzymałości o niskiej relaksacji, uniemożliwiły praktyczne zastosowanie sprężenia. Próbę rozwiązania tego problemu podjął francuski inżynier Eugene Freyssinet określając wymagania stawiane materiałom stosowanym w konstrukcjach z betonu sprężonego. Rozpoznał wpływ zjawisk reologicznych (skurczu i pęcznienia) na trwałość siły sprężającej. Równoczesny postęp technologiczny doprowadził do opracowania stali o niskiej relaksacji, zdolnej utrzymać naprężenia rozciągające w długim okresie na zadowalającym poziomie. Pomimo niezwyklej kreatywności i wiedzy o pracy konstrukcji, Freyssinet nie posiadał, jak się okazało, istotnych umiejętności komunikacji w obcych językach, co znacznie ograniczyło grono odbiorców jego nowatorskich rozwiązań. W efekcie pierwszy podręcznik do projektowania konstrukcji sprężonych napisał i przedstawił w świecie konstruktorów belgijski inżynier Gustaw Magnel, autor projektu legendarnego mostu Walnut Lane Bridge w Filadelfii (oddany do użytkowania w 1951 r. zrewolucjonizował myślenie o betonie sprężonym w Stanach Zjednoczonych).

Pierwsze udane zastosowania sprężenia w konstrukcjach budowlanych miały miejsce już w okresie międzywojennym, jednak ich prawdziwy rozkwit nastąpił w latach powojennych. Równoległe z działalnością Freyssineta i Magnela, niemiecki konstruktor mostowy Ulrich Finsterwalder zapoczątkował nowoczesne metody wznoszenia konstrukcji mostowych, opracowując metodę wspornikową. Odkrycie to przyczyniło się do lepszego postrzegania konstrukcji sprężonych za naszą zachodnią granicą. Osiągnięcia te były pionierskie, aż do czasu kiedy, to Paul Abeles oraz H. I. von Emperger nie rozpoczęli badań nad

zagadnieniem częściowego sprężania konstrukcji. Początkowo Freyssinet i Magnel byli nieugięci co do teorii, że w przypadku sprężenia nie można dopuszczać do naprężeń rozciągających w betonie pod działaniem obciążeń trwałych. Ostatecznie jednak konstrukcje częściowo sprężone znalazły praktyczne zastosowanie.

Kolejnym punktem zwrotnym w historii konstrukcji sprężonych była Pierwsza Światowa Konferencja Betonu Sprężonego zorganizowana przez T.Y. Lina w 1957 roku, po której opublikował zasady metody obciążenia równoważnego, pozwalającej na szybkie projektowanie konstrukcji sprężonych.

Pierwsze zastosowanie sprężenia na ziemiach polskich miało miejsce przy modernizacji twierdzy wojennej Wilczy Szaniec na Mazurach [1]. W 1941 roku przy wzmacnianiu budynków murowanych zastosowano przywożone z Kolonii strunobetonowe belki stropowe tworząc stropy zespolone, natomiast początki sprężania konstrukcji z betonu w Polsce datuje się na 1951 rok, kiedy to zaczęto produkować strunobetonowe dźwigary dachowe, belki stropowe czy podkłady kolejowe. Pierwszy projekt kablobetonowego mostu powstał już 1948 roku w ramach konkursu na projekt mostu Dębnickiego w Krakowie [W1]. Nie został jednak zrealizowany głównie z powodu braku odpowiedniej stali na ciągła sprężające. Dodatkowymi przeszkodami były dość zrozumiałe obawy przed budowaniem tak dużego obiektu bez wcześniejszego doświadczenia w kraju. 5 lat później, w 1953 roku zbudowano kablobetonowy most płytowy o rozpiętości 12,6 m w Końskich. Zaprojektowany został pod kierunkiem T. Kluza i jest on uważany za pierwszy most sprężony w Polsce. Rok później, w 1954 roku, wykonywano już mosty kablobetonowe na masową skalę o rozpiętości do 35 m [2].

W roku 1954 przy budowie trybun sztucznego lodowiska w Warszawie (tzw. Torwaru) za stosowano po raz pierwszy w Polsce kablobetonowe dźwigary do konstrukcji zadaszenia obiektu sportowego. Dźwigary miały długość 21 m i wysięg wspornika 12 m [3, 4]. W latach 1956-57 rozpoczęto produkcje popularnych w kolejnych dziesięcioleciach dźwigarów dachowych KBO i KBOS.

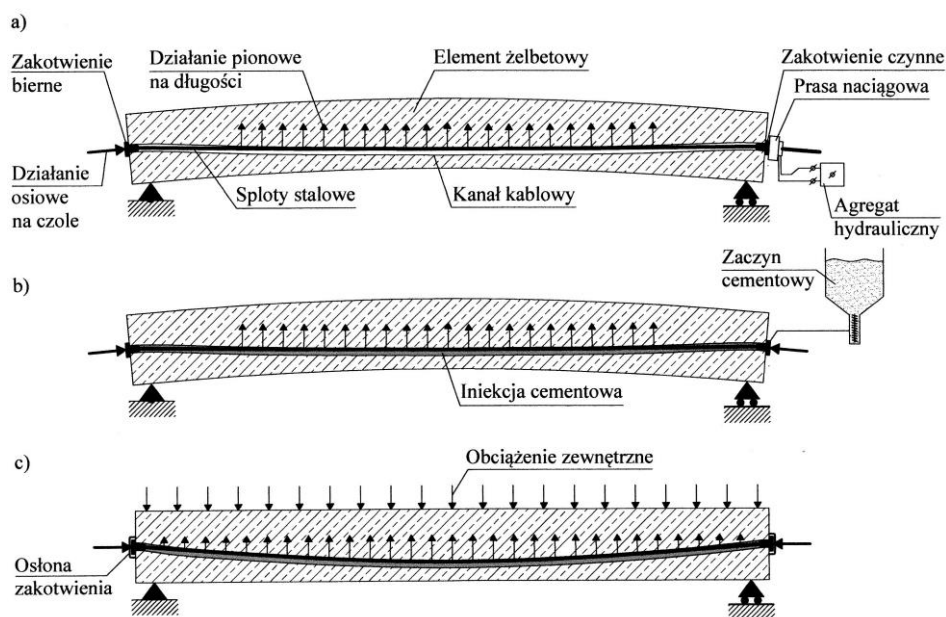
W roku 1958 wykonano w Polsce pierwsze kablobetonowe zbiorniki sprężone na wodę pitną. Były to dwa zbiorniki o średnicy wewnętrznej 16,5 m i wysokości 4,7 m sprężone metodą Michajłowa (pręty stalowe napinane przy pomocy nakrętek) na Dolnym Śląsku [5]. W tym samym roku wykonano w Krakowie dwa zbiorniki wodociągu miejskiego o średnicy wewnętrznej 18,0 m i wysokości ściany 4,25 m. Zbiorniki sprężono wiązkami drutów 2φ5 mm kotwionymi w zakotwieniach klinowych Magnela [6].

Historię, ideę i przykłady konstrukcji kablobetonowych przedstawiono w pracy przygotowanej [7], zaprezentowanej przez R. Sieńko na XXV Ogólnopolskich Warsztatach Pracy Projektanta Konstrukcji w 2010 roku. Niniejsza praca stanowi rozwinięcie i uaktualnienie wyżej wymienionej, czego konieczność stwarza 8 letni okres realizacji i rozwoju konstrukcji kablobetonowych jaki upłynął od tego czasu.

3. Idea konstrukcji kablobetonowych

Element kablobetonowy to element żelbetowy, w który po jego zabetonowaniu i uzyskaniu wymaganej wytrzymałości, wprowadzono dodatkowy układ sił wywołujący wstępny stan naprężeń. Zgodnie z ideą konstrukcji sprężonych jest to stan naprężeń przeciwstawny do tego, jaki pojawi się pod wpływem obciążeń zewnętrznych. Jako element kablobetonowy uznaje się zarówno elementy z cięgnami biegnącymi wewnątrz (z i bez przyczepności), jak i te, gdzie cięgna przebiegają na zewnątrz konstrukcji.

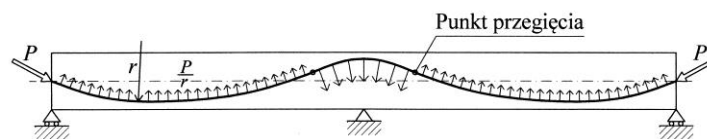
Na rysunku 1 przedstawiono schemat konstruowania elementu kablobetonowego z cię-



Rys. 1 Kształtowanie elementu kablobetonowego (opis w tekście).

gnem zakrzywionym, zesolidaryzowanym z betonem. Do pozostawionych w elemencie kanałów (utworzonych przez zabetonowanie gufrowanych, najczęściej stalowych, osłonek) wprowadzane są stalowe ciągnia sprężające (rys. 1a), po czym są one napinane prasą hydrauliczną zasilaną agregatem pompowym. Przy kablach o niewielkiej długości i krzywiznie stosuje się naciąg jednostronny. Na jednym końcu elementu montowane jest wówczas zakotwienie biernie (kotwione przed naciągiem lub kotwiące się samoczynnie w trakcie naciągu – patrz punkt 5.2). Na przeciwnym końcu na zakotwieniu czynnym montowana jest prasa hydrauliczna, która po naciągu kabla dodatkowymi tłoczkami cylindrycznymi wciska klinowe szczęki kotwiące powodując zakotwienie kabla. Napięcie i zakotwienie kabla zakrzywionego wywołuje zarówno jego działanie w postaci sił skupionych (i momentów w przypadku mimośrodowego usytuowania sprężenia nad podporą) na końcach belki jak i unoszące obciążenie na długości ciągnia skierowane w górę. W wyniku sprężenia element doznał wygięcia w górę. W następnym etapie, po odcięciu nadmiaru splotów, wykonywana jest iniekcja kanałów kablowych. Do kanałów, pod ciśnieniem nie większym niż 4 MPa, wtlaczany jest zaczyn cementowy. Zaczyn do iniekcji sporządza się na cemencie portlandzkim (najlepsza ochrona antykorozyjna stali) z dodatkiem superplastyfikatorów. Po zainiektowaniu kanałów na zakotwienia nakładane są kaptury ochronne a ich wnętrze wypełniane jest smarem bądź zaprawą cementową (rys. 1c).

Obciążenie zewnętrzne działające na sprężony element będzie powodowało redukcję wywołanego sprężeniem ugięcia w górę oraz naprężeń ściskających w przekroju. Przekrój sprężony zaprojektowany zgodnie z fundamentalnym założeniem konstrukcji sprężonych powinien być pozbawiony rozciągań pod wpływem obciążeń długotrwałych we wszystkich stadiach użytkowania. Dzięki wykonaniu iniekcji cementowej, prócz ochrony antykorozyjnej stali, uzyskuje się pełną przyczepność stali sprężającej do otaczającego betonu, przez co ciągnio pełni teraz również funkcję zbrojenia (zgodność odkształceń betonu i stali w przekroju). Obciążenie zewnętrzne wywołuje przyrosty naprężeń w stali sprężającej.



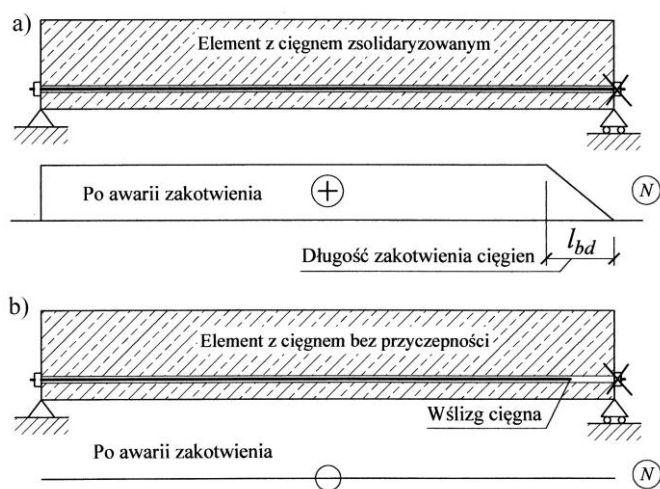
Rys. 2 Zasada kształtowania i działania cięgna w elemencie dwuprzęsłowym. przekroju).

Korzyści jakie płyną z cięgna zakrzywionego, i jego działania na długości elementu, znajdują duże znaczenie w elementach wieloprzęsłowych. Krzywizna cięgna pozwala kształtować trasę sprężenia zgodnie z przebiegiem momentów zginających (rys. 2), o zmiennoznakowej krzywiznie. W ten sposób obciążenie z przęseł, poprzez znakozmienne obciążenie pionowe, jest transferowane z przęseł bezpośrednio na słupy dzięki sprężeniu.

Nieco odmienne zachowanie wykazują konstrukcje sprężone cięgami bez przyczepności. Budowę cięgna bez przyczepności opisano w punkcie (5.2). Cięgno takie ma możliwość swobodnego przesuwania się w konstrukcji po swojej osi. W przeciwieństwie do konstrukcji z cięgami zainiektowanymi, gdzie wzrost naprężeń w stali sprężającej ma charakter lokalny i jest ściśle związany z odkształceniem przekroju betonowego, w przypadku cięgna bez przyczepności przyrost naprężeń i odkształceń dotyczy całej długości cięgna. Cięgna takie ulegają przez to większym wydłużeniom a konstrukcje ze sprężeniem bez przyczepności większym ugięciom. Możliwość przesuwu cięgna w kanale, a przez to odejście od zasady płaskich przekrojów Bernoulliego powoduje, że stan naprężeń w przekroju sprężonym zależy jest od deformacji całego ustroju, nie tylko rozważanego przekroju. Powoduje to, iż analiza konstrukcji sprężonych cięgami bez przyczepności jest niezwykle trudna. Trudności nastęcza określenie wartości przyrostu naprężeń w stali sprężającej, zwłaszcza w ustrojach wieloprzęsłowych.

Charakter pracy sprężenia bez przyczepności (brak współpracy z betonem) powoduje, iż konstrukcje w ten sposób sprężone, są bardziej podatne na uszkodzenia zakotwień czy cięgien. Uszkodzenie zakotwienia, czy uszkodzenie cięgna na długości, w przypadku tradycyjnego sprężenia powoduje utratę pochodzącej od niego siły tylko w okolicy uszkodzonego przekroju. Przy istnieniu przyczepności cięgna do betonu siła zostanie przekazana na beton na odcinku odpowiadającym długości zakotwienia cięgna. W przypadku uszkodzenia zakotwienia utrata siły obejmuje jedynie odcinek przypodporowy, gdzie przy braku momentu podporowego jest ona najmniej potrzebna (rys. 3a). Po uszkodzeniu zakotwienia cięgna bez przyczepności, możliwość przesuwu powoduje, iż „ucieka” ono do elementu i jego działanie jest tracone na całej długości elementu (rys. 3b). Konstrukcje sprężone bez przyczepności są zatem bardziej wrażliwe na uszkodzenia, wymagają większej kultury użytkowania i ochrony zakotwień.

Wymienione wyżej mankamenty sprawiły, iż sprężenie cięgami bez przyczepności w krajach europejskich miało utrudnioną drogę adaptacji. W krajach pozaeuropejskich (Głównie USA, Singapurze, Hongkongu czy Australii) droga siła robocza sprawiła, że za sprawą lekkości i szybkości montażu (brak iniekcji i konieczności używania ciężkiego sprzętu) ten typ sprężenia szeroko rozpowszechnił się już w latach 60-tych ubiegłego stulecia. W krajach europejskich sprężenie to rozpowszechniło się (choć na dużo mniejszą skalę) kilka dekad później. W Polsce pierwszy raz sprężenia bez przyczepności użyto w 1991 roku jako sprężenia zewnętrznego przy wzmacnianiu zbiornika na ścieki w Oczyszczalni Ścieków w Tucznie. W budynkach sprężenie takie zaczęto stosować dopiero na początku obecnego stulecia.



Rys. 3 Element sprężony cięgnem z i bez przyczepności po uszkodzeniu zakotwienia.

Odmienną grupę konstrukcji kablobetonowych stanowią konstrukcje sprężone cięgnami zewnętrznymi. Zazwyczaj sprężenie takie stosowane jest do wzmacniania konstrukcji istniejących np. podnoszenia nośności belek czy zwiększania ich rozpiętości po usunięciu podpór, wzmacniania ciekących cylindrycznych zbiorników na ciecze bądź podnoszenia klasy mostów. W nowo wznoszonych konstrukcjach czasami stosowane jest przy dużych rozpiętościach stropów w przypadku braku możliwości realizacji wymaganego zwisu w wysokości elementu [8]. Konstrukcje takie w analizie traktuje się jak konstrukcje żelbetowe z dodatkowym obciążeniem zewnętrznym generowanym przez sprężenie.

4. Beton do konstrukcji kablobetonowych

Betony stosowane do konstrukcji sprężonych nie różnią się w zasadzie od tych używanych do konstrukcji żelbetowych. Nieco inne są jednak wymagania co do poszczególnych cech betonu. W konstrukcjach żelbetowych istotnymi parametrami są wytrzymałość i trwałość betonu. Cechy takie jak wytrzymałość wczesna, moduł sprężystości, skurcz i pełzanie są drugorzędne. W konstrukcjach sprężonych najbardziej pożądana będzie wczesna wytrzymałość, wysoki moduł sprężystości oraz dobre cechy reologiczne czyli niski skurcz i pełzanie.

Szybki rozwój wytrzymałości umożliwia wczesne wprowadzenie sprężenia oraz uwolnienie konstrukcji z podpór, co poprawia ekonomiczną atrakcyjność konstrukcji z betonu sprężonego. Wysoki moduł sprężystości zmniejsza straty przy sprężaniu oraz doraźne ugięcia elementów. Niski skurcz i pełzanie obniżają straty opóźnione oraz reologiczne przyrosty ugięć.

Jako minimalną do konstrukcji kablobetonowych uznaje się klasę C30/37. Im wyższa klasa betonu tym mniejszy skurcz i pełzanie, wyższy moduł sprężystości oraz trwałość konstrukcji. Uzasadnione jest zatem stosowanie wyższych klas betonu. Problematycznym w betonie jest jednak przyrost modułu sprężystości wraz ze wzrostem klasy, a tym samym wytrzymałości betonu. W pracach [9, 10] wykazano, że przy wzroście normowej wytrzymałości betonu na rozciąganie o 72% przyrost modułu sprężystości wynosi jedynie 38%. Nie nadąża on więc za wzrostem wytrzymałości betonu. Powoduje to, że podnoszenie

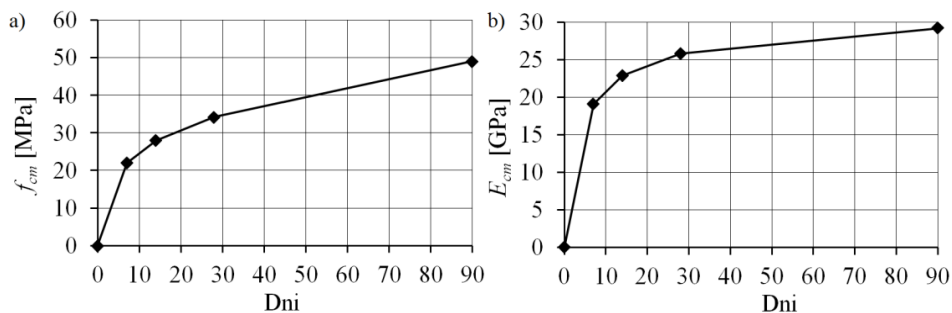
klasy betonu w kablobetonowych elementach zginanych nie będzie prowadziło do redukcji wysokości przekrojów ze względu na nadmierne ugięcia. Wraz ze wzrostem klasy betonu wzrasta znacząco jego koszt. Wymienione czynniki sprawiają, że zakres stosowanych do kablobetonu klas betonów kończy się w zasadzie na klasie C50/55 (bardzo rzadko C55/67).

O ile wytrzymałość betonu uzależniona jest w większym stopniu od cech matrycy cementowej, istotniejszy dla konstrukcji sprężonych moduł sprężystości zależy przede wszystkim od jakości użytego kruszywa. Podane jako oczekiwane wartości normowe modułu sprężystości (N1) dla poszczególnych klas betonu zostały określone dla kruszyw kwarcytowych. Dla kruszyw wapiennych podane wartości należy zmniejszyć o 10%, natomiast dla kruszyw bazaltowych zwiększyć o 20%. Rozsądnym byłoby więc używanie do konstrukcji kablobetonowych wyłącznie betonów z kruszywem bazaltowym. Należy mieć jednak na uwadze, że to bardzo dobrej jakości kruszywo, używane powszechnie w betonach mostowych, jest trudniej dostępne w porównaniu z kruszywami kwarcytowymi, a przez to znacząco podnosi koszt betonu.

Od czasów pierwszych polskich realizacji konstrukcji z betonu sprężonego (1951-strunobeton, 1953-kablobeton) do betonów zaczęto używać zasadniczo łamanych kruszyw bazaltowych i granitowych. Kruszywo to w prosty sposób pozwoliło wówczas uzyskiwać wysokie wytrzymałości $400\div 600 \text{ kG/cm}^2$. W późniejszym okresie, z uwagi na trudności w otrzymaniu tłuczni, zaczęto stosować kruszywo mieszane, złożone z bazaltu lub granitu oraz kruszywa rzeczno lub kopalnego. W ten sposób zmniejszono nieco zapotrzebowanie na tłuź bazaltowy czy granitowy. Tymczasem w innych krajach od samego początku do betonów sprężonych stosowano to samo kruszywo rzeczne i kopalne (kwarcytowe ... itp) jakie używa się do konstrukcji żelbetowych. Kruszywa te różnią się jednak od polskich kruszyw rzecznych i kopalnych tym, że posiadają chropowatą powierzchnię oraz dosyć nieregularny kształt. Kształt tych kruszyw jest krępy, przypominający kruszywo łamane (tłuź). Kruszywo jest dostarczone zawsze we frakcjach i myte, jeśli nie zostało wydobyte w stanie zupełnie czystym. Brak pyłów w stosie okruchowym, 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 lub bardzo gładkich powierzchniach. Kształtem zbliżone są do kul lub elipsoid bardziej lub mniej spłaszczonych. Kształt ten, a przede wszystkim gładka powierzchnia ziarn, stwarzają niekorzystne warunki współpracy zaczynu cementowego z kruszywem.

Potrzebę zastąpienia w Polsce, w betonach używanych do konstrukcji sprężonych, droższych kruszyw łamanych kruszywami rzeczno lub kopalnymi podkreślał już T. Kluz w latach 60-tych ubiegłego stulecia [11]. Niemniej jednak, od początków stosowania betonu sprężonego w Polsce, aż do chwili obecnej, zakorzeniło się przekonanie, że właściwy dla konstrukcji sprężonych beton można uzyskać z łamanego kruszywa bazaltowego. Beton taki bezdyskusyjnie wskazany jest do mocno obciążonych konstrukcji dużych rozpiętości czy przy wysokim poziomie naprężeń wstępnych. W opinii autorów, przy standardowych konstrukcjach o przeciętnych wymiarach, zupełnie dobre efekty można uzyskać stosując tańsze betony na niższej jakości kruszywach, nawet na kruszywach rzecznych czy kopalnych.

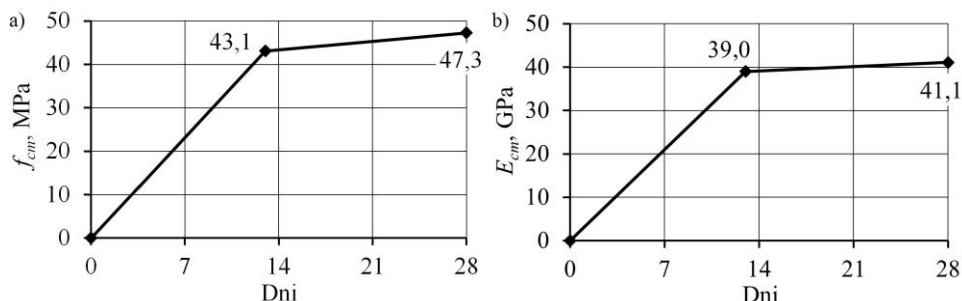
W punkcie 8.1.10 opisano kablobetonową płaską płytę stropową zrealizowaną jako konstrukcję stropodachu budynku Małopolskiego Laboratorium Budownictwa Energooszczędnego. Do wykonania płyty użyto betonu klasy C30/37, wykonanego na naturalnym kruszywie żwirowym o uziarnieniu do 16 mm, cemencie CEM II/B-V 32,5R



Rys. 4 Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie (a) oraz modułu sprężystości (b) betonu zastosowanego do stropu przedstawionego w punkcie 8.1.10 (rys. 34).

i wskaźniku wodno-cementowym równym 0,47. Niskiej jakości kruszywo spowodowało niską wartość modułu sprężystości betonu a cement o wydłużonym tempie hydratacji spowodował wydłużony przyrost wytrzymałości. Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości badanych na walcach $\phi 150 \times 300$ mm przedstawiono na rysunku 4. Po 28 dniach dojrzewania, średnia wytrzymałość na ściskanie wynosiła 34,2 MPa, natomiast moduł sprężystości 25,8 GPa. Wartość modułu sprężystości stanowiła więc zaledwie 80,6% wartości 28-dniowej definiowanej dla betonu klasy C30/37 (32 GPa). W chwili sprężenia (15 dni po zabetonowaniu) średnia wytrzymałość walcząca wynosiła 28,8 MPa a moduł sprężystości 23,1 GPa. Na rysunku 35 (w punkcie 8.1.10) pokazano natomiast deformację stropu tuż po sprężeniu (a) i w dniu 5 lipca 2017 (b). Największe przeszło (o rozpiętości 10,0 i grubości 0,25 mm), po blisko 4 latach od wykonania, jest ugięte o 5,5 mm w stosunku do poziomu szalunków a 6,5 mm licząc od chwili po sprężeniu. Przyrost ugięć w czasie w okresie niecałych 4 lat wynosi zatem 1/1539 rozpiętości przeszła. Jest to wartość bardzo mała biorąc pod uwagę stosunek rozpiętości do grubości równy 40 (patrz: wartości maksymalne podane w punkcie 8.1.2). Na płycie tuż po sprężeniu zainstalowano warstwy dachu oraz urządzenia i instalacje o łącznym ciężarze szacowanym na ok. 250 kg/m². Prezentowane wyniki ugięć pokazują, iż możliwe jest konstruowanie płyt kablobetonowych, bez znaczących spadków sił i nadmiernych ugięć, z betonu towarowego wykonanego nawet na tanich kruszywach otoczkowych. 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 w łatwy sposób regulować sprężeniem.

Zupełnie odmienną sytuację prezentuje konstrukcja stropu transferowego w budynku biurowo-handlowym na Warszawskim Starym Mieście, przedstawiona w punkcie 8.3.2. Na kablobetonowe belki o przekroju $1,8 \times 1,6$ m, niosące ciężar 5 kondygnacji budynku, narzucono warunek maksymalnego ugięcia trwałego o wartości 30 mm. Przy rozpiętości najdłuższej belki wynoszącej 28,3 mm, stanowi to zaledwie 1/943 rozpiętości. Tak małe ugięcie podyktowane było umiejscowieniem wrażliwych na ugięcia szklanych konstrukcji fasad na stropie. Do wykonania stropu użyto betonu klasy C35/45 wykonanego na cemencie CEM I 42.5 i kruszywie bazaltowym. Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie oraz modułu sprężystości, określonych na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm, przedstawiono na rysunku 5. Po 28 dniach uzyskano wartości 47,3 MPa oraz 41,1 GPa. Tymczasem w 13 dniu, dzień przed sprężeniem, wartości wynosiły 43,1 MPa i 39,0 GPa. Na szczególną uwagę zasługuje tutaj wysoka wartość modułu sprężystości, uzyskana dzięki zastosowaniu kruszywa bazaltowego. Było to konieczne dla zapewnienia małych ugięć konstrukcji.



Rys. 5 Rozwój średniej wytrzymałości na ściskanie (a) oraz modułu sprężystości (b) betonu zastosowanego do stropu transferowego przedstawionego w punkcie 8.3.2.

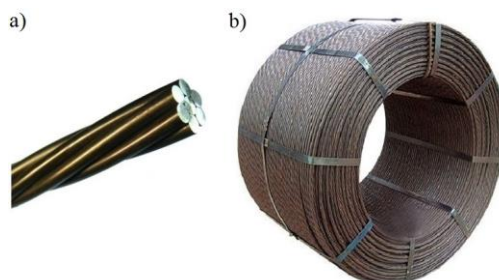
Podsumowując powyższe rozważania można stwierdzić, iż najlepszym betonem do konstrukcji kablobetonowych będzie wysokiej klasy beton wykonany na kruszywie bazaltowym. Stosowanie każdorazowo takiego betonu znacznie podniesie jednak koszt realizacji konstrukcji kablobetonowych. Właściwości stosowanych betonów należy zatem dobrać stosownie do potrzeb. Przy mocno obciążonych konstrukcjach, ponadnormatywnych rozpiętościach czy smukłościach, przy restrykcyjnych ograniczeniach ugięć i wysokim poziomie wstępnych naprężeń ściskających od sprężenia uzasadnionym i zalecanym będzie stosowanie betonów o wysokim module sprężystości z kruszywem bazaltowym. W konstrukcjach słabiej obciążonych, stropach sprężonych o standardowych rozpiętościach, od których nie wymaga się surowych warunków ugięcia, wysokich i niezbyt obciążonych belkach, zbiornikach na ciecze, przy niewysokim poziomie naprężeń wstępnych, zupełnie dobrze sprawdzi się beton na słabszym kruszywie łamanym (kwarcytowym czy dolomitowym) a nawet naturalnym kruszywie żwirowym.

5. Stal i armatura do sprężania

5.1. Stal i sploty sprężające

Wprowadzeniu siły sprężającej w element kablobetonowy służą cięgna sprężające. Chociaż w świecie cały czas są testowane i stosowane różne rodzaje cięgien niemetalicznych (z włókien węglowych, aramidowych, szklanych ...itp.) dominującym typem cięgna jest siedmiodrutowy splot stalowy (rys. 6). Sploty takie złożone są zazwyczaj z siedmiu drutów okrągłych (choćby występują również sploty z drutami o kształcie kwadratu czy wieloboku dającego lepsze wypełnienie przekroju materiałem) i mają różne średnice ($7\phi 2,5$, $7\phi 4$, $7\phi 5$, $7\phi 6$ mm). W zastosowaniu do kablobetonu dominują sploty $7\phi 5$ mm o średnicy zewnętrznej 15,2 do 15,7 mm. Splot taki zbudowany jest z drutu centralnego (king wire) oraz sześciu oplecionych na nim drutów zewnętrznych. Druty zewnętrzne mają z reguły średnicę nieco mniejszą niż drut wewnętrzny. Sploty sprężające dostarczane są na miejsce wbudowania w kręgach (rys. 6b) o masie około 2 ton.

Do sprężania wykorzystuje się stale wysokich wytrzymałości o wysokiej 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 wysokiej wytrzymałości lecz powoduje wzrost jej kruchości. Do sprężania używa się stali o wytrzymałościach 1600 ± 2200 MPa, a



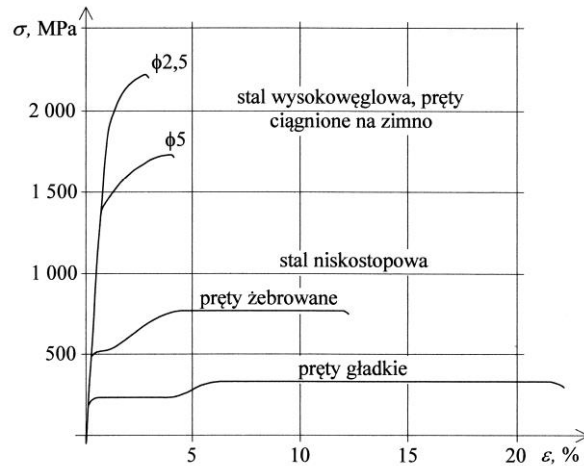
Rys. 6 Sploty sprężające: przekrój (a), splot w szpuli (b).

niedawno pojawiły się już stale o wytrzymałości 3000 MPa. Najpopularniejsze wytrzymałości to 1770 i 1860 MPa. Domieszki metali szlachetnych (manganu, krzemu, niklu, miedzi, chromu, molibdenu, wanadu) 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 tabelicy 1.

Drugą istotną różnicą, w stosunku do niskostopowych stali zwykłych, jest sposób otrzymywania prętów. Pręty zbrojeniowe ze stali niskostopowych są odlewane z płynnej stali a następnie utwardzane w wieloetapowym procesie schładzania. Druty do sprężania, produkt do produkcji splotów, otrzymuje się w obróbce stali na zimno. Pręt stalowy o kilkukrotnie większej powierzchni przekroju jest przeciągany w kolejnych ciągniadłach, zmniejszających pole przekroju każdorazowo o 15-20%, łącznie najwyżej o 85%, do uzyskania wymaganej średnicy. Im większa liczba operacji przeciągania tym wyższa wytrzymałość ale mniejsze odkształcenie graniczne przy zerwaniu.

Tabela 1 Właściwości splotu do sprężania YS1860S7-15,7.

Właściwość	Wartość	Metoda badania
Skład chemiczny, %		
- węgiel C	0,70÷0,90	PN-EN ISO 15630-3: 2011
- krzem Si	0,15÷0,30	
- mangan Mn	0,60÷0,90	
- chrom Cr	≤ 0,30	
- fosfor P	≤ 0,035	
- siarka S	≤ 0,035	
Powierzchnia przekroju splotu, mm ²	150±2%	
Długość skretu (skok spirali)	14d÷18d	
Masa splotu, g/m	1180±2%	
Nominalna wytrzymałość na rozciąganie f_{pk} , MPa	1860	PN-EN ISO 6892- 1:2010
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_{gr} , %	≥ 3,5	
Moduł sprężystości E_p , GPa	195±10%	PN-EN ISO 15630- 3:2011
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	



Rys. 7 Zależność $\sigma - \epsilon$ różnych stali.

Zarówno odmienny skład chemiczny, jak i technologia otrzymywania wyrobów stalowych do sprężania konstrukcji, czyni stal do sprężania zupełnie inną zarówno w budowie strukturalnej jak i we właściwościach. Wysoka zawartość węgla nadaje stali wysokiej wytrzymałości i twardości, powoduje jednak, że jest ona krucha i mało odporna na korozję. Zupełnie odmiennie, w stosunku do stali zwykłych, wygląda zależność $\sigma - \epsilon$ (rys. 7). Stal sprężająca pracuje sprężycie w wyższym zakresie wytrzymałości niż stale zwykłe, powyżej 80% wytrzymałości zrywającej. Na wykresie $\sigma - \epsilon$ 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.

Zgodnie z normą [N1] stal sprężająca podczas naciągu powinna być napinana do naprężeń nie większych niż:

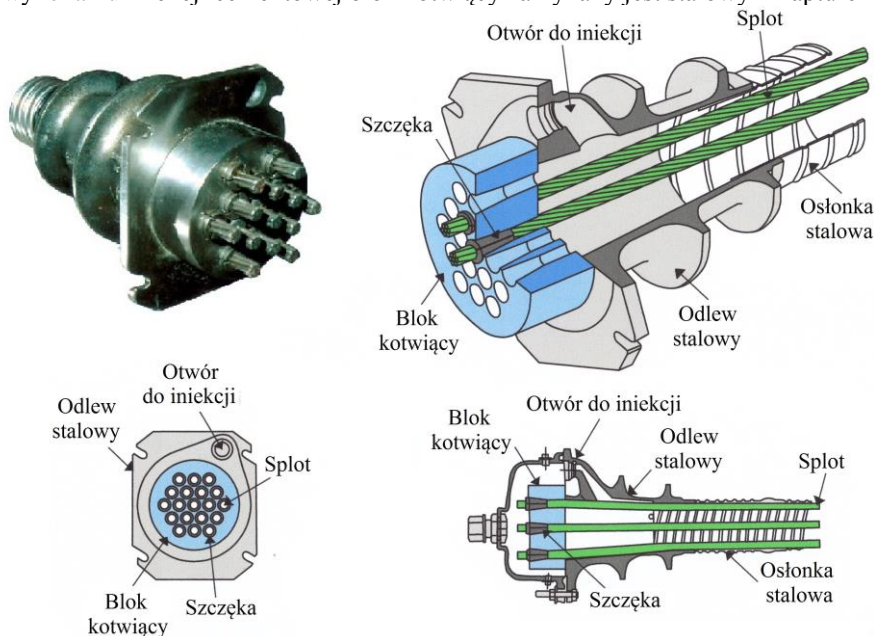
$$\sigma_{o,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}) \quad (1)$$

gdzie f_{pk} jest charakterystyczną wytrzymałością stali natomiast $f_{p0,1k}$ umowną granicą plastyczności stali. Ponieważ stal sprężająca nie posiada jednoznacznie ustalonej granicy plastyczności (brak półki plastycznej na wykresie $\sigma - \epsilon$) założono umowną wartość dla tej cechy. Jest to naprężenie, po ustaniu którego pozostaje trwałe odkształcenie o wartości 0,1%. W przypadku braku tych informacji od producenta stali norma zaleca przyjmować wartość $0,9f_{pk}$.

5.2. Systemy kabli sprężających

Sploty sprężające w konstrukcji formowane są zazwyczaj w wiązki czyli kable sprężające (system *Multistrand*). Widok i budowę zakotwienia do kabla wielosplotowego systemu Freyssineta pokazano na rysunku 8. Zakotwienie takie tworzy odlew stalowy w kształcie uźbrowanego kołnierza, mocowany do deskowania i zabetonowywany w elemencie, przechodzący głębiej w osłonkę kablową. Kołnierz zaopatrzony jest w otwór do wykonania iniekcji cementowej. Na nim opiera się blok kotwiący, w którym

w trójdzielnych szczękach kotwione są sploty sprężające. Po napięciu i odcięciu splotów oraz wykonaniu iniekcji cementowej blok kotwiący zamykany jest stalowym kapturem



Rys. 8 System kabli wielosplotowych (Multistrand) firmy Freyssinet [M1].

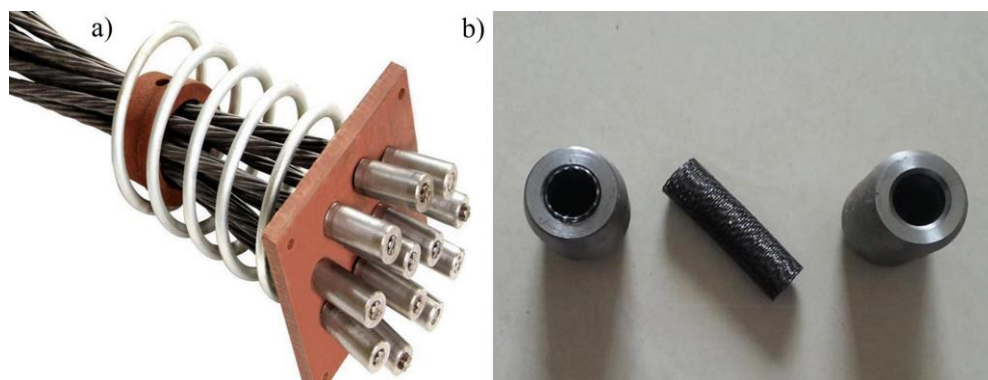
stalowym kapturem wypełnionym smarem bądź zaczynem cementowym. Liczba splotów w kablu waha się od kilku do kilkudziesięciu w zależności od dostawcy armatury. Przykładowo, dla przedstawionego na rysunku 8 systemu Freyssineta wynosi od 3 do 55.

Dobrym rozwiązaniem do sprężania płyt kablobetonowych jest system płaskich kabli z przyczepnością (rys. 9). W systemie tym zgrupowane są 3-5 splotów obok siebie. Grubość zewnętrzna osłonki wynosi zaledwie 20 mm. Dzięki temu możliwe jest kształtowanie większych zwisów i mimośrodów sprężenia czy też krzyżowanie kabli nad słupami z niewielką różnicą mimośrodów w obu kierunkach.

Do kotwienia splotów sprężających współcześnie stosuje się głównie zakotwienia szczękowe. Splot jest klinowany w trójdzielnej szczęce kotwiącej w stożkowym otworze bloku kotwiącego (rys. 8 i 9). Prócz zakotwień czynnych, kotwionych po naciągu,



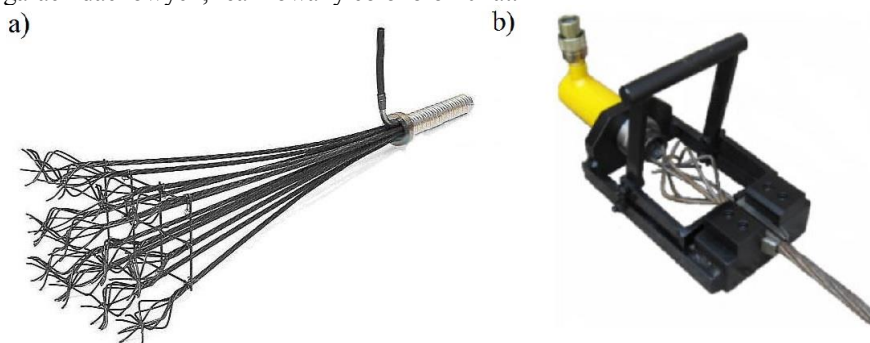
Rys. 9 System płaskich kabli sprężających z przyczepnością [W2, W3].



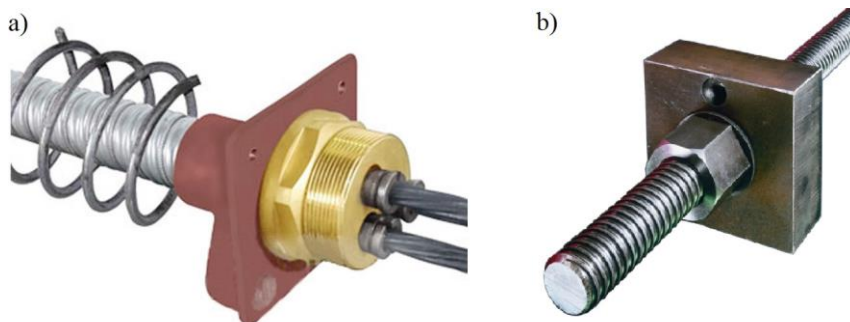
Rys. 10 Zakotwienia bierne (a) z wykorzystaniem zacisków plastycznych (b) [W4].

stosowane są zakotwienia bierne (w których sploty kotwione są przed naciągiem). Te mają zazwyczaj znacznie prostszą budowę. Mogą być wykonywane bądź w postaci tulejek zaciskanych na splotach (zacisków plastycznych) i dodatkowych blach oporowych (rys. 10) - stosowane zarówno jako zakotwienia wgłębne (betonowane w elemencie) jak i zewnętrzne, bądź jako rozplecione końcówki splotów (rys. 11) – wyłącznie zakotwienia wgłębne. W przypadku zacisku plastycznego stalowa tulejka jest nakładana na splot i zaciskana prasą hydrauliczną. Pomiedzy splot a tulejkę umieszcza się sprężynę zwiększającą przyczepność tulei do splotu. Rozplecenie splotów na końcach uzyskuje się przy pomocy hydraulicznego urządzenia działającego tłokiem czołowo na splot (rys. 11 b).

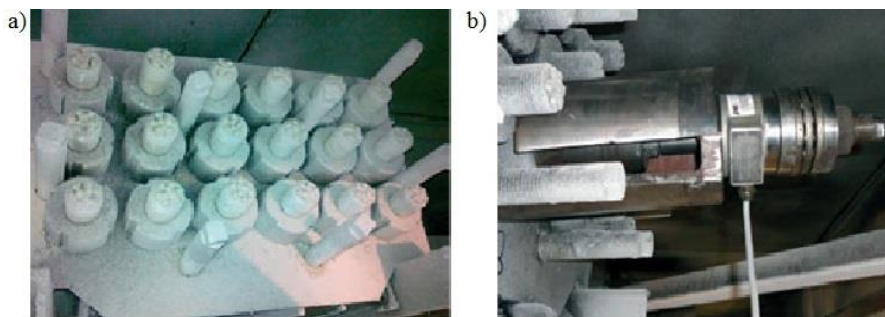
Należy nadmienić, że prócz zakotwień wykorzystywanych wyłącznie jako biernych, rolę zakotwienia biernego może zawsze pełnić zakotwienie szczękowe używane jako czynne. Do sprężania krótkich elementów stosuje się bezpoślizgowe (brak strat od poślizgu – patrz punkt 6) zakotwienia gwintowane (rys. 12a). Naciąg ciągnien odbywa się wówczas przy użyciu dodatkowej śruby naciągowej nakręcanej na gwintowany blok kotwiący a kotwienie i regulacja siły poprzez dokręcenie nakrętki na bloku. Zakotwienie takie umożliwia dodatkowo regulację siły w czasie oraz jej pomiar. Tego typu zakotwienia (dla drutów sprężających $\phi 5$ mm) zastosowano w podwieszonym dachu Hali Widowiskowo-Sportowej „Spodek” w Katowicach [12]. Zastosowane rozwiązanie (rys. 13) umożliwia pomiar siły w dźwigarach dachowych, realizowany co około 10 lat.



Rys. 11 Zakotwienia bierne z wykorzystaniem rozwidlonych splotów [W5, W6].



Rys. 12 Zakotwienie gwintowane do kabli (a) [W7] oraz prętów sprężających (b) [W8].



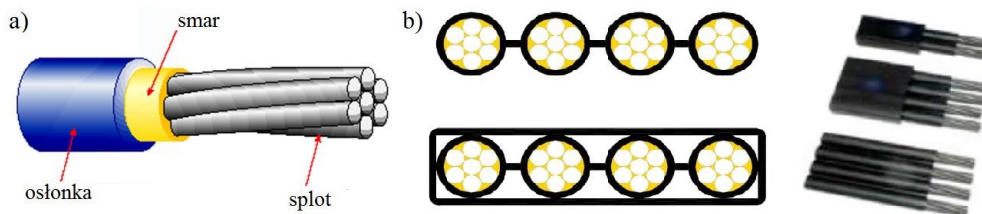
Rys. 13 Zakotwienia kabli sprężających (a) oraz pomiar siły w kablach (b) Hali Widowiskowo-Sportowej „Spodek” w Katowicach [12].

Nieco prostszym zakotwieniem gwintowanym jest zwykła nakrętka (rys. 12b) stosowana do napinania prętów sprężających Macalloy. Naciąg prętów odbywa się tutaj przy użyciu wycechowanego klucza dynamometrycznego.

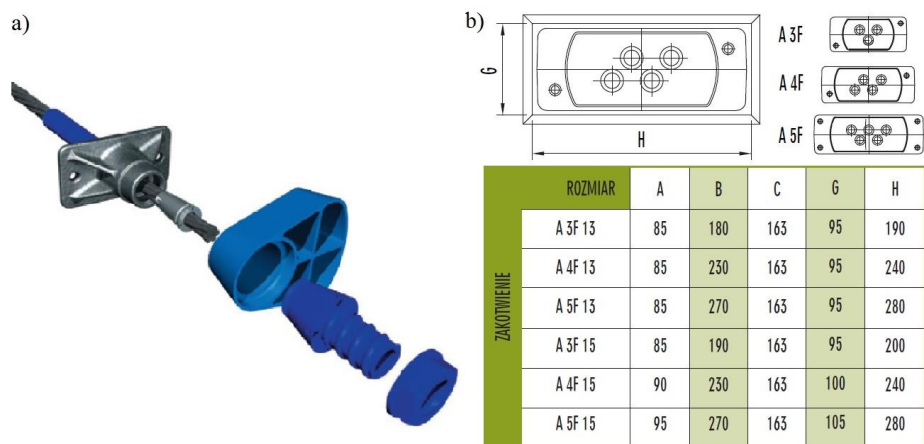
Nieco odmienną budowę posiada sprężenie bez przyczepności. Pojedyncze cięgno bez przyczepności tworzy stalowy splot $15,2 \div 15,7$ mm umieszczony w osłonce z twardego polietylenu (rys. 14a). Grubość osłonki wynosi zazwyczaj $1,5 \div 2,0$ mm a zewnętrzna średnica cięgna 20 mm. Sploty bez przyczepności mogą występować jako pojedyncze cięgna (*Monostrandy*) lub zgrupowane po kilka sztuk w płaski kabel (rys. 14b).

Do kotwienia kabli bez przyczepności używa się innych zakotwień, niż tych stosowanych w przypadku sprężenia z iniekcją. Budowę pojedynczego (a) oraz grupowego zakotwienia systemu Freyssineta pokazano na rysunku 15.

Sprężenie bez przyczepności wykorzystywane jest również jako sprężenie zewnętrzne (najczęściej do wzmacniania istniejących konstrukcji). Splot bez przyczepności

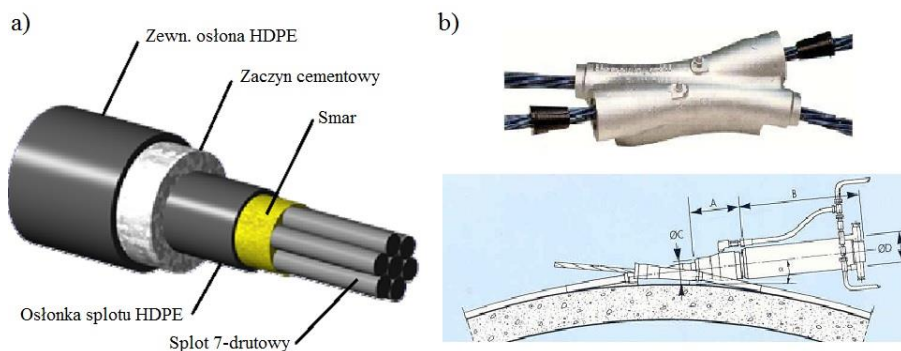


Rys. 14 Sprężenie bez przyczepności: budowa cięgna (a), płaskie cięgno wielosplotowe (b).



Rys. 15 Zakotwienia do wewnętrznych ciągów bez przyczepności systemu Freyssineta: pojedyncze (a), dla kilku splotów (b), [M1].

umieszczony jest wówczas w dodatkowej zewnętrznej osłonie z twardego polietyleniu a przestrzeń pomiędzy osłonkami wypełnia się zaczynem cementowym (rys. 16a). Zewnętrzna osłona wypełniona zaczynem pełni dodatkową ochronę antykorozyjną. Jej najistotniejszą rolą jest jednak ochrona przed uszkodzeniami mechanicznymi z uwagi na narażenie kabli na takie niebezpieczeństwo. Do kotwienia kabli zewnętrznych używa się specjalnych zakotwień, zabezpieczonych antykorozyjnie przez producenta. Systemowe zakotwienie Freyssineta typu X, stosowane do kotwienia kabli zewnętrznych, pokazano na rysunku 16b.

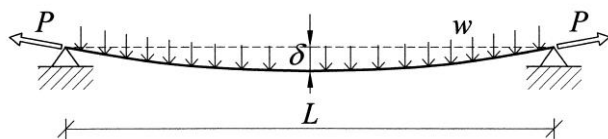


Rys. 16 Kabel zewnętrzny (a), zakotwienie typu X systemu Freyssineta (b) [M2].

6. Dobór sprężenia

Sprężenie w konstrukcjach kablobetonowych dobierane jest na podstawie założonego do przeniesienia przez nie obciążenia. Powszechnie przyjmuje się, iż sprężenia powinny przenieść ciężar własny konstrukcji oraz część dodatkowych obciążeń stałych. Ewentualne rozciągania w przekrojach mogą być wywołane jedynie obciążeniem zmiennym. W uproszczeniu uznaje się, iż ciężar konstrukcji przenoszony jest „za darmo” (przez sprężenie). Po określeniu wartości obciążenia jaką powinien przejąć na siebie układ

sprężenia, jego kształt i wartość wprowadzonej siły wyznacza się na podstawie równania swobodnego zwisu cięzna (rys. 17).



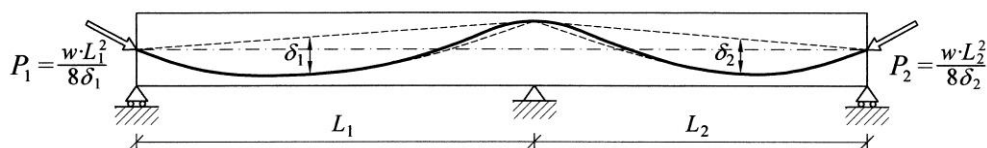
Rys. 17 Ciężno w swobodnym zwisie.

Ciężno rozpięte i unieruchomione na dwóch końcach w podporach rozstawionych w odległości L , pod wpływem działającego obciążenia w dozna „zwisu” o wartości δ . Wszystkie 3 podane wielkości pozostają w następującej zależności:

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

zwanej równaniem trasy swobodnego zwisu cięzna. Znając geometrię cięzna w elemencie (wartość δ), po obróceniu równania (1) można wyznaczyć siłę w cięgnię P potrzebną do wytworzenia obciążenia przeciwnego do w .

W elemencie wieloprzęślowym (rys. 18), przy różnych rozpiętościach przęseł oraz maksymalnym wykorzystaniu sprężenia we wszystkich przęśłach (trasa cięzna wyznaczona przy założeniu minimalnego otulenia kabli w przęśłach i nad podporami środkowymi) wymagana siła P będzie różna dla różnych przęseł. Sprężenie w poszczególnych przęśłach powinno więc być zróżnicowane. W przypadku prowadzenia tych samych cięgien przez całą długość elementu o stałej wysokości, w pierwszej kolejności należy wyznaczyć wartość siły P dla najdłuższego przęsła a następnie dla tej wartości z równania (2) wyznaczyć wymagany zwis d w pozostałych przęśłach. Sprężenie będzie więc w pełni wykorzystane tylko w najdłuższym przęśle.



Rys. 18 Określenie potrzebnej siły sprężającej w elemencie dwuprzęsłowym.

7. Straty sprężenia

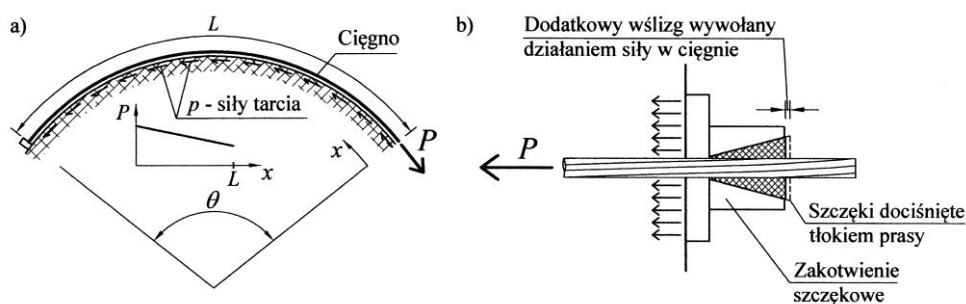
Siła sprężająca w elemencie nie jest stała, ulega zmianom zarówno na długości elementu jak i w czasie. Straty siły dzielą się na 2 grupy:

- straty doraźne – powstają w trakcie operacji sprężenia w wyniku zjawisk mechanicznych zachodzących zarówno w urządzeniach naciągowych, kotwiących jak i przy współpracy cięzna z elementem,
- straty opóźnione (reologiczne) – powstają w wyniku zmiany objętości elementu wywołanej zjawiskami reologicznymi betonu takimi jak skurcz i pęcznienie oraz w wyniku relaksacji stali sprężającej.

7.1. Straty doraźne

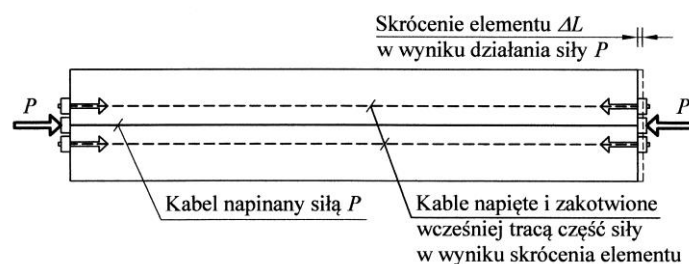
Do strat doraźnych w kablobetonie należą:

- **Straty od tarcia kabla o osłonkę** - napinane cięgno rozpięte na wypukłej powierzchni musi pokonać siły tarcia pomiędzy nim a powierzchnią (rys. 19a), wskutek czego wraz ze wzrostem odległości od punktu przyłożenia siły jej wartość w cięgnie maleje. Wartość strat zależna jest od krzywizny powierzchni, odległości od punktu przyłożenia siły oraz współczynnika tarcia. Podobny problem dotyczy cięgien sprężających umieszczonych w osłonkach kablowych ukształtowanych po nieprostolinijnych trasach. Cięgna takie muszą pokonywać opory tarcia tracąc przez to część siły. Wartość strat zależy przede wszystkim od krzywizny trasy cięgna (sumy kątów zakrzywienia θ), odległości przekroju od punktu przyłożenia siły x oraz współczynnika tarcia μ . Straty wyznacza się na podstawie wzoru Eulera ([N1] – p. 5.10.5.2).
- **Straty od poślizgu cięgna w zakotwieniu** - współcześnie wykorzystywane zakotwienia szczękowe zbudowane są z tulei z otworem stożkowym, w którym umieszczone są szczęki kotwiące obejmujące splot. Zakotwienie odbywa się w wyniku zakleszczenia szczęk w zbieżnym otworze i jest realizowane przez ich wciśnięcie cylindrycznym tłoczkiem prasy (rys. 19b). Budowa i charakterystyka zakotwienia uniemożliwia jednak trwałe jego zakotwienie z zewnątrz. Ostateczne ułożenie splotu w zakotwieniu można uzyskać działając na szczęki kotwionym w nich splotem. Siła w splotcie wywołuje dodatkowy wślizg szczęk do tulei i zajęcie ich ostatecznej pozycji a przez to ucieczkę wydłużonego w procesie naciągu cięgna i spadek siły naciągu. Wartość wślizgu dla stosowanych obecnie zakotwień wynosi około 5÷6 mm. Ma niewielkie znaczenie przy długich kablach (gdzie wydłużenia przy naciągu sięgają kilkudziesięciu centymetrów) a duże przy sprężaniu krótkich elementów (gdzie całkowite wydłużenie nie przekracza 10÷15 mm). Strata od poślizgu jest największa tuż przy zakotwieniu i maleje na długości w wyniku tarcia. Wartość strat oraz jej zasięg można wyznaczyć wg punktu 7.1.5.2 normy [N2].
- **Straty od odkształcenia sprężystego beton** - w przypadku większej liczby naciąganych grup cięgien, skrócenie elementu w wyniku naciągu danej grupy, powoduje skrócenie i redukcję wydłużenia w cięgnach napiętych i zakotwionych wcześniej (rys. 20). Strata ta nie wystąpi w cięgnach napinanych w ostatnim etapie bądź przy napinaniu wszystkich cięgien jednocześnie. Wartość straty od odkształcenia sprężystego betonu wyznacza się na podstawie przewidywanego skrócenia elementu, uwzględniając liczbę etapów naciągu ([N1] – p. 5.10.5.1).



Rys. 19 Zasada powstawania strat od tarcia (a) i poślizgu cięgna w zakotwieniu.

Straty doraźne siły sprężającej powinny być każdorazowo analizowane na etapie projektowania i weryfikacji stanów granicznych konstrukcji istniejących. W normalnych warunkach, przy standardowych rozwiązaniach wartość tych strat nie przekracza 10÷15%.



Rys. 20 Spadek siły w wyniku odkształcenia sprężystego betonu.

7.2. Straty opóźnione

Straty opóźnione (reologiczne) sprężenia pojawiają się w czasie, z uwagi na reologiczne właściwości betonu i stali sprężającej. Straty w wyniku reologicznej zmiany objętości betonu wywołane są jego skurczem i pełzaniem.

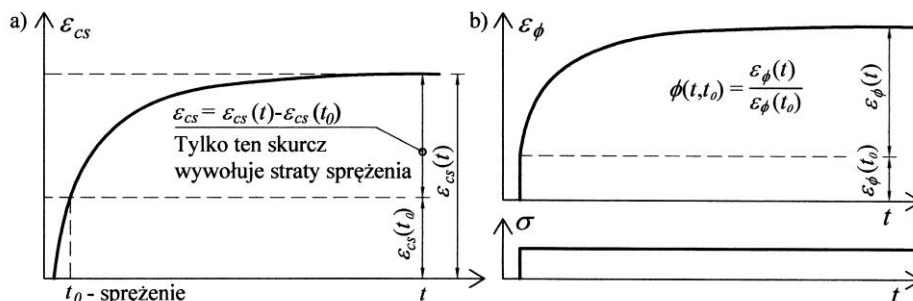
Skurcz betonu (zjawisko zachodzące samoistnie w wyniku odparowywania wody) niezależnie od obciążeń występuje bardzo intensywnie na samym początku i jego intensywność zanika z czasem (rys. 21a). W konstrukcjach kablobetonowych, na wartość strat wpływa jedynie odkształcenie występujące od chwili sprężenia t_0 do rozważanej chwili t . Ze względu na trwałą wartość siły korzystne jest zatem jak najpóźniejsze wprowadzenie sprężenia.

Pełzanie betonu (zmiana odkształceń w czasie przy stałych obciążeniach) jest natomiast zjawiskiem wywołanym obciążeniem i ściśle od niego zależnym. Podobnie jak skurcz, przebiega intensywnie na początku i zanika z czasem (rys. 21b). Istotna są zarówno poziom naprężeń w betonie jak i czas ich wprowadzenia. Betony obciążone wcześniej pełzają intensywniej. Zarówno skurcz jak i pełzanie zanikają całkowicie po około 30 latach.

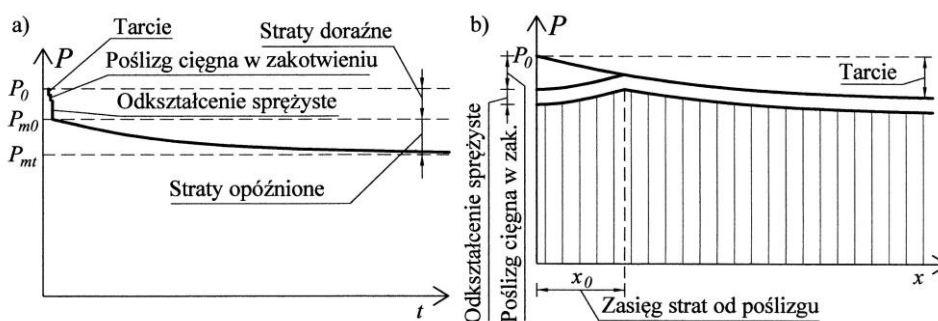
Relaksacja stali sprężającej (utrata naprężeń przy stałych odkształceniach) zależna jest od właściwości stali, poziomu naprężeń i temperatury. Obecnie do sprężania stosuje się głównie sploty (czasami druty i pręty) o niskiej relaksacji, których relaksacja po 1000 godzinach nie przekracza 2,5%. Uznaje się, iż jest to już połowa całkowitej relaksacji stali.

Szczegółowe wytyczne do wyznaczenia zarówno odkształceń betonu od pełzania i skurczu jak i relaksacji stali podaje norma [N1]. Straty reologiczne sprężenia wywołane każdym z podanych czynników są od siebie ściśle uzależnione, toteż definiowane są jednym równaniem ([N1] – równanie 5.46). Na rysunku 5.22a pokazano przebieg siły sprężającej w czasie w elemencie kablobetonowym (z uwzględnieniem wszystkich strat siły) natomiast na rysunku 6.22b przebieg siły na długości elementu.

Trwała siła sprężająca w elemencie, uwzględniając straty podczas naciągu oraz opóźnione (reologiczne) zazwyczaj nie jest mniejsza niż 75-80% początkowej siły przyłożonej do elementu.



Rys. 21 Rozwój skurczu (a) i pełzania betonu w czasie.



Rys. 22 Przebieg siły w czasie (a) i na długości (b) w elemencie kablobetonowym.

8. Przegląd, charakterystyka, kształtowanie wybranych konstrukcji kablobetonowych

8.1. Kablobetonowe stropy płytowe

Kablobetonowe stropy w budynkach rozwijano i stosowano z powodzeniem w świecie od pięciu dekad, początkowo w USA, Australii, Singapurze, Hong Kongu, a w późniejszych czasach również w Europie. W tym czasie opracowano i wydano wiele wytycznych wspomagających projektowanie w doborze typu i geometrii stropu, wyznaczaniu i kształtowaniu wymaganego sprężenia oraz sposobów weryfikacji obliczeniowej stropów. W Europie opublikowano m. in. prace [N3], [N4], [N5], [N6] oraz [13]. Pierwszą krajową pracę przedstawiającą wytyczne projektowania płaskich stropów sprężonych cięgnami bez przyczepności opublikowali A. Ajdukiewicz i K. Golonka w 2007 roku [14]. Utrudniony dostęp do specjalistycznego oprogramowania inżynierskiego oraz ogólna nieufność i mentalność projektantów sprawiły, że kablobetonowe stropy płytowe miały w Polsce utrudnioną drogę rozwoju. Pierwsze kablobetonowe stropy płytowe sprężone cięgnami bez przyczepności zrealizowano w 2008 roku w budynku Platinum Towers w Warszawie [15]. Obecnie, do sprężania betonowych płyt stropowych, zarówno w świecie jak i w naszym kraju, stosowane są głównie sploty bez przyczepności. Lekkość, łatwość i szybkość montażu oraz niewielka średnica, umożliwiająca realizację dużych mimośrodków sprężenia i zwisów cięgien w cienkich płytach, wygrała z wadami tego typu sprężenia i niemal całkowicie wyparła tradycyjny system cięgien zsolidaryzowanych z betonem.

8.1.1. Typy stropów

Płyty stropowe mogą przyjmować rozmaite formy i kształty. Ogólnie stropy można podzielić na 3 następujące grupy:

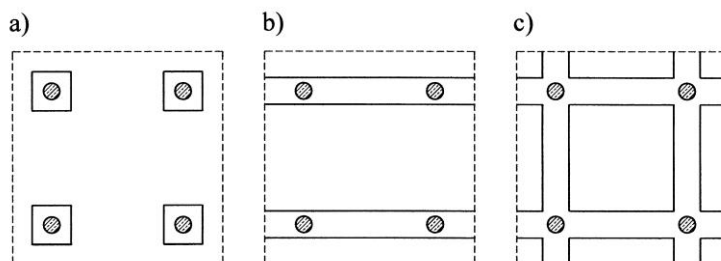
- płyty płaskie, z lub bez pogrubień nad słupami,
- płyty uźebrowane i kasetonowe,
- płyty na belkach lub ścianach.

Najczystsza i najbardziej porządana, ze względów zarówno technologicznych jak i użytkowych, formą stropu jest płyta płaska. Pojęcie płyta płaska odnosi się do płyty o stałej grubości opartej bezpośrednio na słupach. Jako płytę płaską (choć nie w czystej formie) traktuje się również płytę o pogrubieniach miejscowych nad słupami (rys. 23a). Ponieważ zakrzywione ciągną sprężające przenoszą obciążenia z przęseł bezpośrednio na słupy, w kablobetonowych płytach płaskich problem przebiecia jest w prosty sposób niwelowany. Efektywniejszym rozwiązaniem wydaje się wykonywanie liniowych pogrubień pomiędzy słupami (rys. 23b i c). Pozwala to wówczas na realizację większych zwisów cięgien biegnących w liniach słupów. Są one przez to sztywniejsze i pozwalają realizować stropy o większych rozpiętościach niż bez pogrubień lub z pogrubieniami tylko w okolicach słupów. Pojęcie *płyta płaska* zostaje jednak wówczas mocno naruszone.

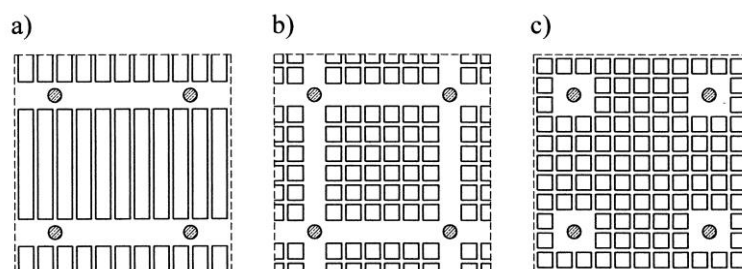
Odmianą płyty płaskiej są płyty uźebrowane (rys. 24a) i kasetonowe (rys. 24b i c). Płyty takie to struktury, w których myślowo ułożone koło siebie żebra płyty pełnej rozsunęto, uzyskując pomiędzy nimi wolne przestrzenie a przez to redukując ciężar stropu. Zabieg taki powoduje jednak spadek sztywności przekroju przez co jest ona mniejszym akumulatorem naprężeń ściskających. Pozwala to na oszczędności w ciężarze stropu i ilości sprężenia w stosunku do płyty pełnej, jednak ze względu na mniejszą sztywność jej wysokość musi być większa niż płyty pełnej (patrz punkty 8.1.2 i 8.1.5).

Zupełnie odmienną grupę stanowią płyty oparte na ścianach czy sztywnych belkach. Płyty te pracują inaczej niż płyty płaskie. Ze względu na brak ugięć linii podparcia ich rozpiętości i smukłości mogą być większe niż w przypadku płyt płaskich.

Ze względu na pracę płyt możemy je podzielić na jedno i dwukierunkowe. Płyta jednokierunkowa wymaga sprężenia biegnącego tylko w jednym kierunku nośnym. W drugim kierunku wystarczające jest zbrojenie zwykle 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 płyt na belkach, zmniejsza się wówczas liczba uciążliwych w wykonaniu belek. W płytach płaskich unika się wówczas zagęszczenia krzyżujących się nad słupami kabli sprężających, co znacząco ułatwia ich wykonawstwo. Płyty takie są prostsze w projektowaniu i rozwiązaniu szczegółów konstrukcyjnych.



Rys. 23 Płyty z pogrubieniami nad słupami (a) oraz liniowymi pomiędzy słupami (b i c).



Rys. 24 Płyty uźebrowane: z żebrami w jednym kierunku (a), z żebrami w dwóch kierunkach – kasetonowe (b i c).

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 są stosowane również w przypadku gdy uzasadnionym jest przeniesienie obciążeń w dwóch kierunkach, np. przy zbyt ubogich podporach.

W przypadku płaskich stropów bezbelkowych, za kierunek nośny należy rozumieć kierunek większych rozstawów słupów. Ponieważ zakres stosunku rozpiętości do wysokości dla wiotkich belek żelbetonowych sięga 20, a w przypadku płyt kablobetonowych wynosi około 40, optymalny stosunek wymiarów przęseł dla płaskiej płyty pracującej w jednym kierunku wynosi 2:1. W rzeczywistości, konstruowanie płyt jednokierunkowych można rozważać już przy stosunku boków wynoszącym 1,5:1. W przypadku niższej wartości, ze względu na zbyt mocne obciążenie pasów słupowych w prostopadłym kierunku, płytę taką trudno jest potraktować jako jednokierunkową. Uzasadnionym jest wówczas poprowadzenie sprężenia w pasach słupowych w krótszym kierunku (rys. 28c). Należy zaznaczyć, iż przedstawione reguły nie obowiązują w przypadku płyt podpartych liniowo (na belkach lub ścianach). Oczywistym 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 jego kwadratowym rzucie.

W prostokątnych przęsłach płyt opartych na krawędziach na całym obwodzie obciążenie jest przenoszone w obydwu prostopadłych kierunkach. Stosunek obciążeń przeniesionych w poszczególnych 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 obu kierunkach.

W żelbetonowych, pełnych płytach dwukierunkowych proporcja obciążeń przenoszonych w obu kierunkach jest określona przez stosunek długości przęseł. W kierunku L_1 przekazane

zostaje $L_2^4/(L_1^4+L_2^4)$ całkowitego obciążenia. 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.

8.1.2. Rozpiętości, grubości płyt, stosunek rozpiętości do grubości

Wieloletnie doświadczenia w konstruowaniu kablobetonowych stropów sprężonych wskazują, iż 7 m to minimalna rozpiętość, dla której stosowanie stropów sprężonych jest ekonomicznie uzasadnione. Znane są realizacje płyt kablobetonowych o znacznie mniejszych rozpiętościach, niemniej jednak często jest to podyktowane koniecznością zredukowania grubości płyty czy względami innymi niż ekonomiczne.

W tablicy 1 podano minimalne grubości oraz maksymalne zalecane rozpiętości dla różnych warunków podparcia pełnych płyt żelbetowych i sprężonych wg zaleceń *fib* [N6].

Pojęcie płyta 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 opartej na podporach liniowych, przy obciążeniu ponad ciężar własny równym $1,75 \text{ kN/m}^2$, największa zalecana rozpiętość wynosi 13,6 m. Dla wewnętrznego przęsła ciągłej płyty jednokierunkowej natomiast wartość ta wynosi 12,5 m. Przy obciążeniu wynoszącym $4,0 \text{ kN/m}^2$ maksymalne rozpiętości wynoszą odpowiednio 12,0 i 11,4 m. Przy stropach płaskich (opartych na słupach) wartości te są znacznie niższe.

Biorąc pod uwagę, iż obciążenie ponad ciężar własny o wartości $1,75 \text{ kN/m}^2$ jest to wartość zbyt niska dla stropów w budynkach (nawet dla stropodachów) można stwierdzić, że zakres zastosowania pełnych płyt kablobetonowych kończy się w zasadzie na rozpiętości 12-12,5 m. Również wytyczne dotyczące maksymalnych stosunków grubości do rozpiętości podane w tablicy 2 ograniczają stosowalność tych zaleceń do rozpiętości 13 m.

Tablica 2 przedstawia zalecenia dotyczące maksymalnego stosunku rozpiętości do grubości stropu wg [N5]. Podane wartości uzależniono od typu przekroju oraz obciążenia ponad ciężar własny. Przykładowo, dla płyty płaskiej i obciążenia $2,5 \text{ kN/m}^2$ wartość ta wynosi 40. Największą wartość równą 42 można osiągnąć dla płyty jednokierunkowej opartej na sztywnych belkach lub ścianach. Przy obciążeniu równym $5,0 \text{ kN/m}^2$ wartości te spadają już do 36 i 38.

Nieco ogólniej wytyczne dotyczące stosunku rozpiętości do grubości płyty podaje praca [N6]. Wg podanych zaleceń, przy stropie dwukierunkowym o minimum dwóch przęsłach w każdym kierunku, stosunek ten nie powinien przekraczać 42 dla stropów i 48 dla stropodachów.

Przedstawione wytyczne dotyczące doboru rozpiętości i stosunku rozpiętości do grubości kablobetonowych płyt stropowych sprawiają, że w świecie płyt pełnych o rozpiętości przekraczającej 12-12,5 praktycznie się nie wykonuje. W punkcie 8.1.10, na przykładzie zrealizowanych projektów autorów pokazano, że możliwe jest jednak konstruowanie stropów o znacznie większych rozpiętościach i stosunku rozpiętości do grubości, niż te podane w przytoczonych zaleceniach. Dobrym rozwiązaniem w poprawie efektywności pracy płyt są również wewnętrzne wkłady odciążające, opisane w punkcie 8.1.4.

Tablica 1. Zalecane grubości oraz maksymalne rozpiętości stropów ze zbrojeniem zwykłym (□) i sprężonych (■) według [N6].

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, przęsło 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 dot. dłuższego przęsła)	1,75	200	□								
			300	■								
4,0		200	□									
		300	■									

8.1.3. Kształtowanie stropów w planie

Sytuowanie sztywnych podpór na końcach podpieranego elementu sprężonego powoduje, iż przejmują one znaczną część siły wprowadzonej w konstrukcję kosztem zmniejszenia działania sprężenia na płytę. Wiotkie podpory na końcach pozwalają na lepsze wykorzystanie siły sprężającej w postaci naprężeń w przekroju. Ulegną one deformacji a większa część siły zostanie przejęta przez płytę w postaci naprężeń normalnych.

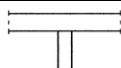
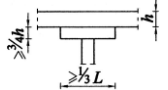
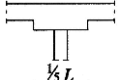
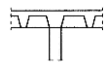

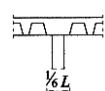
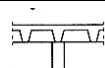
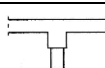
Prócz sztywności podpór, istotnym jest również odpowiednie kształtowanie długości przęseł. Analogicznie jak w przypadku stropów żelbetowych, pożądanym jest aby przęsła skrajne były krótsze w stosunku do wewnętrznych bądź należy kształtować na końcach przewieszenia. Spowoduje to wyrównanie momentów w przęsłach, wyrównanie ugięć, a przez to pozwoli na zredukowanie grubości płyty. Idealny układ podpór pokazano na rysunku 25.

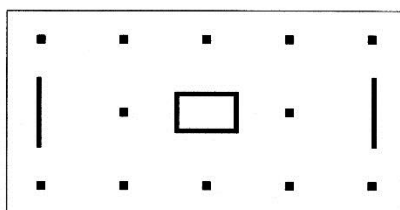
Należy mieć na uwadze, iż nie zawsze jest możliwość skonstruowania idealnego układu podpór. Efekt nierównych momentów w przęsłach jest wówczas regulowany przez układ sprężenia (zróżnicowaną liczbę lub zwis cięgien w poszczególnych przęsłach).

Podane powyżej warunki kształtowania układu podpór, doboru ich sztywności oraz kształtowania długości przęseł omówiono wprawdzie dla płyt kablobetonowych, znajdują

one również zastosowanie w przypadku kablobetonowych belek omówionych w punkcie 8.2.

Tablica 2 Zalecane stosunki rozpiętości do grubości płyty zgodnie z [N3].

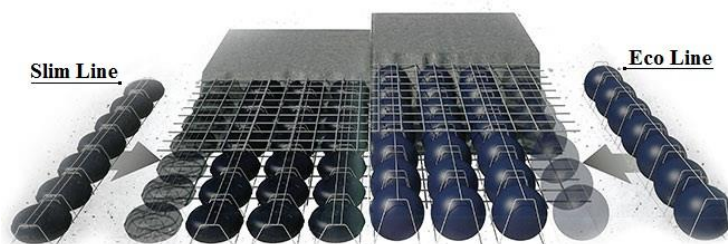
Typ przekroju	Obciążenie ponad ciężar własny, kN/m ²	Rozpiętość /grubość $6\text{ m} \leq L \leq 13\text{ m}$
1	2	3
1. Płyta płaska 	2,50 5,00 10,0	40 36 30
2. Płyta płaska z pogrubieniem nad słupami 	2,50 5,00 10,0	44 40 36
3. Płyta z płaskimi belkami 	2,50 5,00 10,0	plyta belka 45 25 40 22 35 18
4.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



Rys. 25 Idealny układ podpór stropu płaskiego.

8.1.4. Wewnętrzne wkłady odciążające jako sposób poprawy efektywności stropu

W projektowaniu nowoczesnych budynków ważnym jest konstruowanie płyt o jak największych rozpiętościach przy ograniczonej ich grubości. Stosunek rozpiętości do grubości płyty jest wartością stałą, ograniczoną od góry (głównie ze względu na konieczność ograniczenia reologicznego przyrostu ugięć), stąd grubość płyty a tym samym jej ciężar wzrasta proporcjonalnie do jej rozpiętości. Biorąc pod uwagę, że wartość obciążeń stałych wyposażenia czy też obciążenia użytkowego jest stała i nie zależy od rozpiętości stropu znaczenia nabiera zwiększający się wraz ze wzrostem rozpiętości ciężar własny płyty. W pracy [10] zamieszczono zależności obrazujące udział ciężaru własnego w całkowitym obciążeniu płyty. Przykładowo, przy dodatkowym obciążeniu stałym równym $1,5 \text{ kN/m}^2$, obciążeniu użytkowemu $2,5 \text{ kN/m}^2$ (nieprzekraczanym 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%. W przypadku płyty Pł-3 stropodachu w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koźienicach (opisanej w pkt. 8.1.10) 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



Rys. 26 Wkłady odciążające do płyt stropowych: Slim-Line (płaskie) oraz Eco-Line (okrągłe) systemu Cobiax [W9].

redukcji sztywności na zginanie. Znane od lat stropy kasetonowe (czy z żebrami w jednym kierunku) wprawdzie pozwalają na redukcję ciężaru, jednak są dużo mniej sztywne w stosunku do płyty litej, mają mniejszą zdolność kumulowania naprężeń a przez to potrzebują większej wysokości. Dobrym rozwiązaniem jest stosowanie wewnętrznych wkładów odciążających. Wkłady takie, wprawdzie w mniejszym stopniu niż kasetony redukują ciężar płyty, jednak w bardzo małym stopniu redukują sztywność giętną, ponieważ nie osłabiają zewnętrznych włókien przekroju. Na rynku polskim rozpowszechniły się wkłady niemieckiego producenta pod nazwą handlową Cobiax. Producent oferuje 2 typy wkładek (rys. 26): o kształcie kulistym (Eco Line) i spłaszczonym (Slim Line).

Wkładowki Slim Line mają wysokość od 100 do 260 mm i stałą średnicę 315 mm. Przeznaczone 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 $3,37 \text{ kN/m}^2$ dla wkładek płaskich i $2,86$ do $4,77 \text{ kN/m}^2$ dla wkładek okrągłych. Tymczasem redukcja sztywności giętną w zależności od konfiguracji wynosi 5 do 13%. Szczegółowe parametry wkładów podano w materiałach [M3]. W przypadku płyt kablobetonowych wkłady grupuje się a pomiędzy grupami tworzy monolityczne żebra, w których lokuje się cięgna sprzężające (rys. 27).

Prekursorem stosowania wkładów odciążających w konstruowaniu kabl betonowych stropów płytowych w Polsce był W. Derkowski [16]. Skonstruowany i zrealizowany strop pokazano w punkcie 8.1.10 (rys. 39). W tym samym punkcie przedstawiono strop o rozpiętości 21,3 m w Samorządowym Centrum Kultury w Busku-Zdroju skonstruowany przez autorów (rys. 40). W kolejnym punkcie natomiast zamieszczono obliczeniowe uzasadnienie zastosowania wkładów odciążających w płycie kabl betonowej.



Rys. 27 Przykłady zastosowania wkładów odciążających Slim Line (a) oraz Eco Line (b) w płytach kabl betonowych [W10, W11].

8.1.5. Przekrój pełny, uźebrowany czy z wkładami odciążającymi ?

Wybór pomiędzy typem przekroju podyktowany jest kilkoma czynnikami. Należy rozważyć każdorazowo zarówno warunki dopuszczalnej wysokości stropu jak i względy ekonomiczne uwzględniające dostępny czas na realizację stropów jak i zużycie materiałów. Konieczność zastosowania skomplikowanego deskowania w przypadku płyty kasetonowej czy uźebrowanej można zrekomensować większą ilością betonu i sprężenia stosując płytę pełną. Podobnie jak w przypadku płyt kasetonowych, duże rozpiętości można pokonać płytą pełną uzyskując przy tym niższą wysokość stropu. Znacznie większy ciężar płyty może być natomiast przeniesiony większą ilością sprężenia. Dobrym rozwiązaniem jest stosowanie wewnętrznych wkładów odciążających redukujących w małym stopniu sztywność płyty na zginanie.

Poniżej przedstawiono analizę jednokierunkowej, sprężonej płyty wolnopodpartej o rozpiętości 15,0 m o trzech typach przekrojów: pełnym, z wewnętrznymi wkładami odciążającymi oraz uźebrowanym, zamieszczoną w pracy [10]. W analizie przyjęto, iż sprężenie przebiega w środku ciężkości nad podporami oraz 50 mm od dolnej krawędzi w środku przęsła. Otrzymano zatem 3 profile ciągłe: profil 1 o zwisie 150 mm dla przekrojów nr 1, 2 i 3 (tablica 3), 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 przyjęte jako 10% siły początkowej oraz zwiększono o 5% zgodnie z [N1], prócz sprężenia założono jedynie obciążenie ciężarem własnym płyty (25 kN/m^3), przyjęto ograniczenie naprężeń ściskających do $0,6f_{ck}(t_0)$ tj. 14,4 MPa ($f_{ck}(t_0)$ – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie w chwili sprężenia przyjęta jako 80% wytrzymałość 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 [N1], prócz sprężenia założono

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 [N5] – jako 3 krotność ugięcia sprężystego od obciążeń stałych i sprężenia oraz $1,5$ ugięcia sprężystego od obciążenia użytkowego.

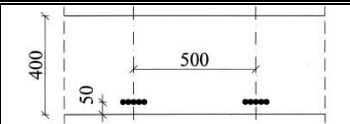
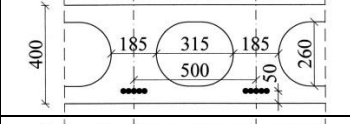
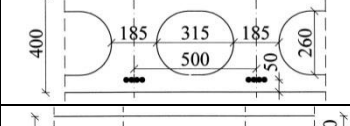
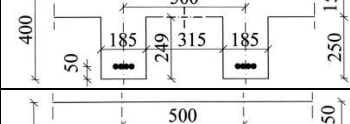
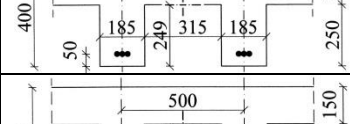
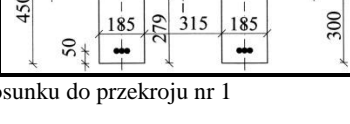
Analizowane przekroje wraz z charakterystykami geometrycznymi zastawiono w tablicy 3, natomiast uzyskane wyniki w postaci naprężeń i ugięć w tablicy 4. Jako wyjściową grubość płyty przyjęto 400 mm ($L/h = 37,5$). Przekrój nr 1 to pełna płyta o wiązkach po 5 splotów biegnących co 500 mm . Przy takim sprężeniu udało się dotrzymać wszystkich wymaganych warunków. W przekroju nr 2 pomiędzy wiązkami splotów umieszczono płaskie wkłady odciażające *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 $44,7 \text{ mm}$ (dla płyty pełnej) do $23,4 \text{ mm}$. Ten pozytywny efekt przyniosła niewielka redukcja momentu bezwładności wynosząca $11,4\%$ przy redukcji ciężaru płyty o $22,6\%$. Dokładnie takie same ugięcie jak w przypadku płyty pełnej uzyskano zmniejszając liczbę splotów w wiązce z 5 do 4 czyli o 20% (przekrój 3).

Kolejne 3 przypadki to przekroje uźebrowane. 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 $19,9 \text{ MPa}$, czyli są większe od założonej wartości dopuszczalnej równej $14,4 \text{ MPa}$. 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 $4,25 \text{ MPa}$. Po uwzględnieniu zarysowania przekroju spodziewane ugięcie trwałe wynosi aż 63 mm czyli przekracza wartość założoną jako graniczną (50 mm). Przy tej liczbie splotów dobre rezultaty uzyskano natomiast zwiększając wysokość przekroju do 450 mm (przekrój nr 5).

Przedstawiona analiza pokazuje pozytywną rolę wewnętrznych wkładów odciażających w kształtowaniu przekrojów płyt kablobetonowych. Powszechnie uznaje się, że najmniejszą grubość płyty można uzyskać stosując płytę o pełnym przekroju jako największym akumulatorze naprężeń ściskających. Zastosowanie wkładów odciażających przy podobnym sprężeniu znacznie jednak redukuje ugięcie, co pozwala na zwiększenie rozpiętości płyty bądź redukcję ilości sprężenia. Mają więc duże znaczenie w kształtowaniu płyt dużych rozpiętości.

Płyty uźebrowane natomiast, ze względu na dużą redukcję powierzchni przekroju, pozwalają na największą redukcję ilości betonu oraz sprężenia kosztem jednak zwiększenia wysokości stropu. W analizowanym przypadku, przy zwiększeniu wysokości z 400 do 450 mm , uzyskano redukcję ilości betonu o $34,8\%$ oraz sprężenia o 40% .

Tablica 3 Analizowane przekroje wraz z charakterystykami geometrycznymi [10].

Nr	Przekrój	Profil ciegien	Pole przekroju	Moment bezwładności przekroju	Redukcja ciężaru		Redukcja momentu bezwładności
			m ²	m ⁴	kg/m ²	%	%
1		1	0,400	0,00533	-	-	-
2		1	0,2652	0,00472	226	22,6	11,4
3		1	0,2652	0,00472	226	22,6	11,4
4		2	0,242	0,00305	394	39,4	42,8
5		2	0,242	0,00305	394	39,4	42,8
6		3	0,261	0,00434	348*	34,8*	18,6*

* w stosunku do przekroju nr 1

Tablica 4 Wyniki analizy w postaci naprężeń i ugięć [10].

Przekrój	Sytuacja początkowa		Sytuacja trwała		Ugięcie sprężyste	Ugięcie trwałe
	Naprężenia górne	Naprężenia dolne	Naprężenia górne	Naprężenia dolne		
	MPa		MPa		mm	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

8.1.6. Kształtowanie sprężenia w planie

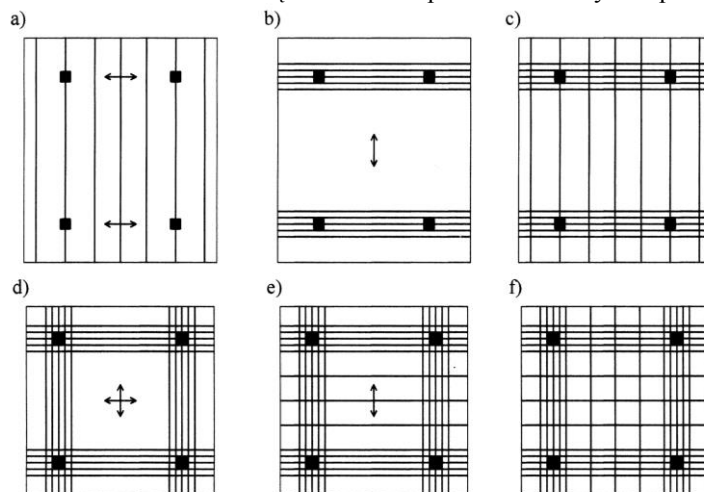
Układ sprężenia w płycie powinien zapewnić wymagane warunki nośności i użyteczności stropu przy jak najmniejszym zużyciu sprężenia. Ciężna w płycie mogą być równomiernie rozłożone na szerokości bądź pogrupowane w wiązki po kilka sztuk, grupy te są natomiast równomiernie rozłożone na szerokości płyty.

Rysunek 28 pokazuje możliwe układy sprężenia w stropach płaskich. W przypadku (a) sprężona jest tylko płyta w jednym kierunku cięganami rozmieszczonymi równomiernie. Obciążenie z przęseł na słupy przekazywane jest przez żelbetowe ukryte belki (pasy słupowe). Ten układ jest przydatny przy niewielkim rozstawie słupów w kierunku prostopadłym do sprężenia, najlepiej przy stosunku rozpiętości około 2:1.

Rysunek 28b przedstawia układ z żelbetową płytą i sprężeniem biegnącym poprzecznie do rozpiętości płyty w liniach słupów. Ten układ jest przydatny gdy rozpiętość pomiędzy słupami jest zbyt duża aby można było zrealizować żelbetowe belki ukryte w płycie a pogrubienia nie są pożądane.

Układ (c) jest kombinacją układów (a) i (b). Sprężenie prowadzone jest zarówno w płycie jak i w ukrytych belkach. 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.

Rysunek 28d przedstawia układ, gdzie płyta pracuje dwukierunkowo jako żelbetowa, wsparta na kablobetonowych ukrytych belkach (sprężonych pasach słupowych). Podobnie jak w poprzednich przypadkach, w których sprężone są tylko pasy słupowe, udział siły poziomej w nośności belek jest znikomy, gdyż rozplywa 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 którym możliwa jest praca płyty jako żelbetowej. Optymalnym rozstawem jest kwadratowa siatka słupów. Jest to też dobre rozwiązanie dla stropów kasetonowych o pełnych belkach,



Rys. 28 Układ sprężenia w płytach płaskich.

w których lokowane jest wówczas sprężenie. Pozwala to uzyskać znaczne większe

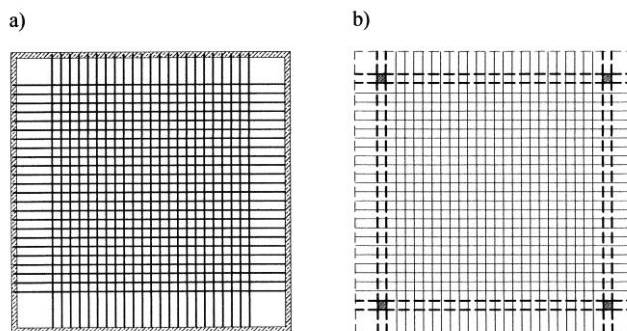
rozpiętości.

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 potartkowana jako częściowo sprężona i 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 osiągnąć najmniejszą grubość płyty, jest jednak najtrudniejsze i najbardziej kosztowne w realizacji.

Wśród przedstawionych na rysunku 28 możliwych układów sprężenia w płaskich płytach każde z nich może być najlepsze w odpowiednich dla niego warunkach geometrycznych stropu. Trudno powiedzieć jednoznacznie, iż jakieś rozwiązanie jest gorsze lub lepsze. Należy zwrócić uwagę, iż w stropach płaskich podstawowym czynnikiem użytkowym determinującym projektowanie stropu jest konieczność zapewnienia odpowiedniego ugięcia. Ugięcie maksymalne przeszła jest sumą ugięcia płyty oraz belek, na których jest ona wsparta. Czasami wystarczającym rozwiązaniem pozwalającym zwiększyć rozpiętość stropu żelbetowego, czy zredukować grubość płyty, jest wprowadzenie sprężenia tylko w liniach słupów (b, d). Jest to rozwiązanie zdecydowanie tańsze niż pełne sprężenie stropu obejmujące belki i płytę. Rozwiązanie przedstawione na rysunku 28f jest natomiast najtrudniejsze i najdroższe w realizacji. Krzyżowanie nad słupami cięgien o znacznym zagęszczeniu 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.

W płytach płaskich, w przypadku sprężenia na całej szerokości płyty różnicowanego na pasy słupowe i część środkową (rys. 28e, f) 55÷75% całego sprężenia powinno być lokowane w pasach słupowych. Rozstaw kabli w pasach słupowych nie powinien przekraczać 3÷4 natomiast w strefach przęsłowych 6 grubości płyty. Wyłączając układ pierwszy (rys. 28a) przynajmniej 2 cięgna powinny przebiegać przez obrys słupa lub nie



Rys. 29 Rozkład sprężenia w płytach opartych na ścianach (a) i belkach (b).

dalej niż 0,5 grubości płyty poza przekrojem słupa.

Odmienne zasady kształtowania sprężenia w rzucie obowiązują w przypadku dwukierunkowych płyt opartych na ścianach lub belkach. Chociaż układ przedstawiony na rysunku 29a nie jest pożądany z uwagi na krępującą odkształcenia płyty rolę ścian, jest często z powodzeniem stosowany. Znacznie lepszym rozwiązaniem byłoby zastosowanie obwodowych słupów o mniejszej sztywności poziomej. Wymagania dotyczące ogólnej

sztynności 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 cięgna zakrzywionego. Cięgna lokowane w pobliżu ścian są więc nieefektywnie wykorzystane. Jednoznaczne określenie szerokości pasa wzdłuż ściany, gdzie cięgna działają nieefektywnie jest trudne, zależy od grubości i rozpiętości płyty w obu kierunkach, sztywności ścian. Zasięg ten można każdorazowo określić w modelu MES.

W przypadku płyty podpartej na belkach (rys. 29b) sytuacja jest nieco odmienna. Zarówno pionowy jak i poziomy efekt sprężenia od cięgien w pobliżu belki jest przekazywany na belkę zwiększając jej nośność. Cięgna w płycie biegnące przy belkach nie są więc „tracone”. Sprężenie może być więc rozłożone równomiernie na całej szerokości płyty pomiędzy belkami. Warunkiem wykorzystania w pracy konstrukcji cięgien położonych blisko belek jest przeprowadzenie analizy obliczeniowej całej konstrukcji (płyty i belek), np. na przestrzennym modelu MES.

8.1.7. Profil sprężenia

W praktyce cięgna przyjmują łagodny kształt, zmieniając krzywiznę nad podporami. Stosunek odległości L'/L powinien być możliwie najmniejszy. W wyniku zmiennej krzywizny powstaje wówczas znakozmienne obciążenie zastępcze (rys. 30). Wartości obciążeń przyjmują postać:

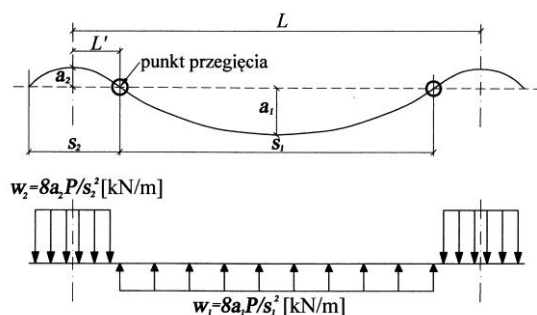
$$W_1 = w_1 \cdot s_1 = 8Pa_1 / s_1 \quad \text{dla paraboli nad podporą} \quad (3)$$

$$W_2 = w_2 \cdot s_2 = 8Pa_2 / s_2 \quad \text{dla paraboli w przęśle} \quad (4)$$

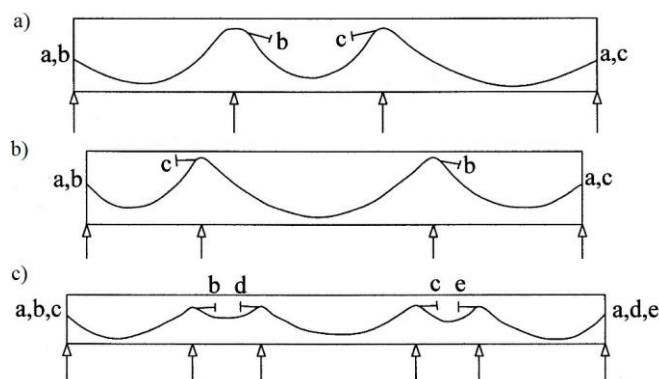
Jeżeli założy się, iż najmniejszy praktyczny stosunek L'/L wynosi 0,1, wówczas $s_1 = 4s_2$. Ponieważ odbciążenia w górę i w dół muszą się wzajemnie równoważyć, stąd wynika zależność $a_1/s_1 = a_2/s_2$, z której $a_1 = 4a_2$.

Najwyższe położenie cięgien nad podporą i najniższe w przęsłach należy ustalać z warunków konstrukcyjnych. Przy niewielkich średnicach kabli w płytach decydujące znaczenie ma tutaj warunek otulenia zbrojenia zwykłego zgodnie z [N1].

Na rysunku 31 pokazano sposób kształtowania sprężenia w elementach wieloprzęsłowych przy różnym wymaganym sprężeniu w poszczególnych przęsłach. Część cięgien obejmuje wówczas wybrane przęsła i kotwiona jest w zakotwieniach wglębnych wewnątrz płyty.



Rys. 30 Praktyczny profil cięgna i wywoływane obciążenie zastępcze.



Rys. 31 Zakończenie cięgien na długości elementu wieloprzęsłowego: a) dłuższe przęsła zewnętrzne, b) dłuższe przęsło środkowe, c) kombinacja a) oraz b).

8.1.8. Zbrojenie zwykłe

Kalobetonowe płyty w zasadzie powinny być projektowane jako niezarysowane, chociaż przy niewielkich rozpiętościach i odpowiednio niskim stosunku rozpiętości do wysokości możliwe jest projektowanie w stanie zarysowanym. Należy mieć jednak na uwadze, że zarysowanie ma często charakter przypadkowy i może wystąpić jako nieprzewidziane. Z tego względu należy stosować zawsze zbrojenie dolne o powierzchni minimalnej $0,0013bd$. W przypadku gdy konstrukcja z założenia projektowana jest jako zarysowana niezbędna jest analiza szerokości rys i wymaganego z tego względu zbrojenia zwykłego.

Dla płyt sprężonych tylko w jednym kierunku, pracujących w drugim kierunku jako żelbetowe, zbrojenie należy wymiarować z warunków stanów granicznych nośności i użytkowości.

8.1.9. Stany graniczne płyt

Po wyznaczeniu wymaganego sprężenia należy przeprowadzić analizę stanów granicznych płyty. W przypadku braku dostępności do specjalistycznego oprogramowania do analizy konstrukcji sprężonych, sprężenie zamienia się na obciążenie zastępcze i przykładem do modeli obliczeniowych. Lepsze efekty, jeśli chodzi o wykorzystanie sprężenia, uzyskać można stosując przestrzenne modele w systemie MES. Dobrym rozwiązaniem jest również analiza reprezentatywnych ram w obu kierunkach (metoda ram zastępczych). W ustrojach ciągłych czy statycznie niewyznaczalnych należy każdorazowo uwzględniać momenty II rzędu.

Prócz weryfikacji naprężeń przekrojowych i wymiarowania zbrojenia zwykłego w przypadku zarysowania czy w płytach pracujących częściowo jako żelbetowe, należy kontrolować ugięcie trwałe. Zgodnie z [N5] ugięcie to można wyznaczać jako 3 krotność ugięcia wyliczonego w analizie sprężystej dla obciążeń stałych i sprężenia oraz 1,5 krotność ugięcia od obciążeń zmiennych. W przypadku płyt projektowanych jako zarysowane spadek sztywności w wyniku zarysowania należy uwzględnić w obliczeniach ugięcia sprężystego.

Wprawdzie płyty mogą być projektowane w stanie zarysowanym, należy mieć na uwadze, iż takie założenie prowadzi do radykalnego wzrostu ugięć w wyniku spadku

szywności przekroju. Czynnikiem determinującym geometrię płyty i jej sprężenie jest trwałe ugięcie. Wobec tego płyty o wysokich stosunkach grubości do rozpiętości i płyty dużych rozpiętości można osiągnąć projektując jedynie w stanie niezarysowanym (pkt. 8.1.2). Autorzy pracy sugerują nawet niedopuszczanie do powstawania naprężeń rozciągających pod kombinacją obciążeń długotrwałych, a w przypadku konstruowania płyt o ponadprzeciętnych rozpiętościach i smukłościach, przy wszystkich działających obciążeniach. Założenie takie uniknie wpływu na ugięcie spadków szywności przekrojów zarysowanych w sposób niekontrolowanych (skurcz, odkształcenia termiczne), jako że pozostaną one ściskane w całym okresie ich pracy.

W płytach płaskich dodatkowo niezbędna jest weryfikacja nośności płyty na przebiecie. Szczegółowe wytyczne dotyczące modelowania sprężenia w metodzie obciążenia zastępczego, modelowania płyt oraz weryfikacji warunków stanów granicznych podano w wielu pracach, np. [N5, N6, 10,13].

8.1.10. Przykłady realizacji stropów

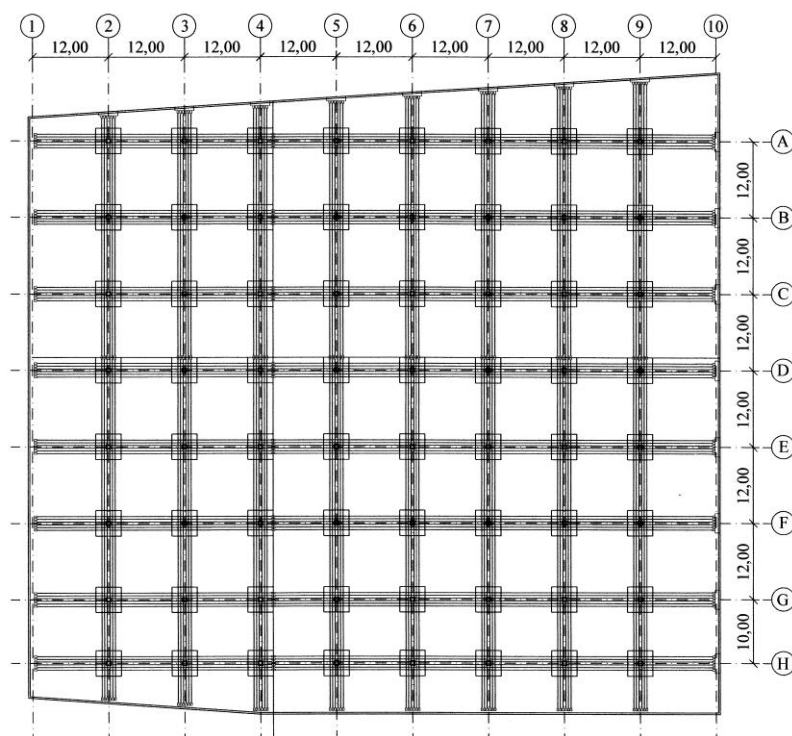
Strop płytowo-słupowy w Fuenlabrada Shopping Center w Madrycie

Budynek jest obiektem pięciokondygnacyjnym, o dwóch kondygnacjach podziemnych. Konstrukcję nośną obiektu stanowią słupy żelbetowe rozmieszone w siatce $12,0 \times 12,0$ m, na



Rys. 32 Widok głowic słupów [N6].

których wsparto kablobetonowe stropy. Podstawowa grubość płyt wynosi 0,32 m czyli $1/38$ rozpiętości. W okolicach słupów płytę pogrubiono o dodatkowe 0,23 m tworząc odwrócone ostrosłupy pokazane na rysunku 32. Do sprężenia zastosowano kable zesolidaryzowane złożone z 4 splotów 0,6'' pogrupowanych w płaskie kable o szerokości 80 mm i wysokości 25 mm. W stropie nad pierwszą kondygnacją nadziemną (rys. 33) zastosowano sprężenie tylko w liniach słupów w obu kierunkach, w postaci 7 kabli czterosplotowych. Godnym uwagi jest fakt, iż budynek o rzucie 108×80 m wykonano bez dylatacji, tylko z przerwami konstrukcyjnymi. Było to możliwe z pewnością dzięki zastosowaniu sprężenia stropów.

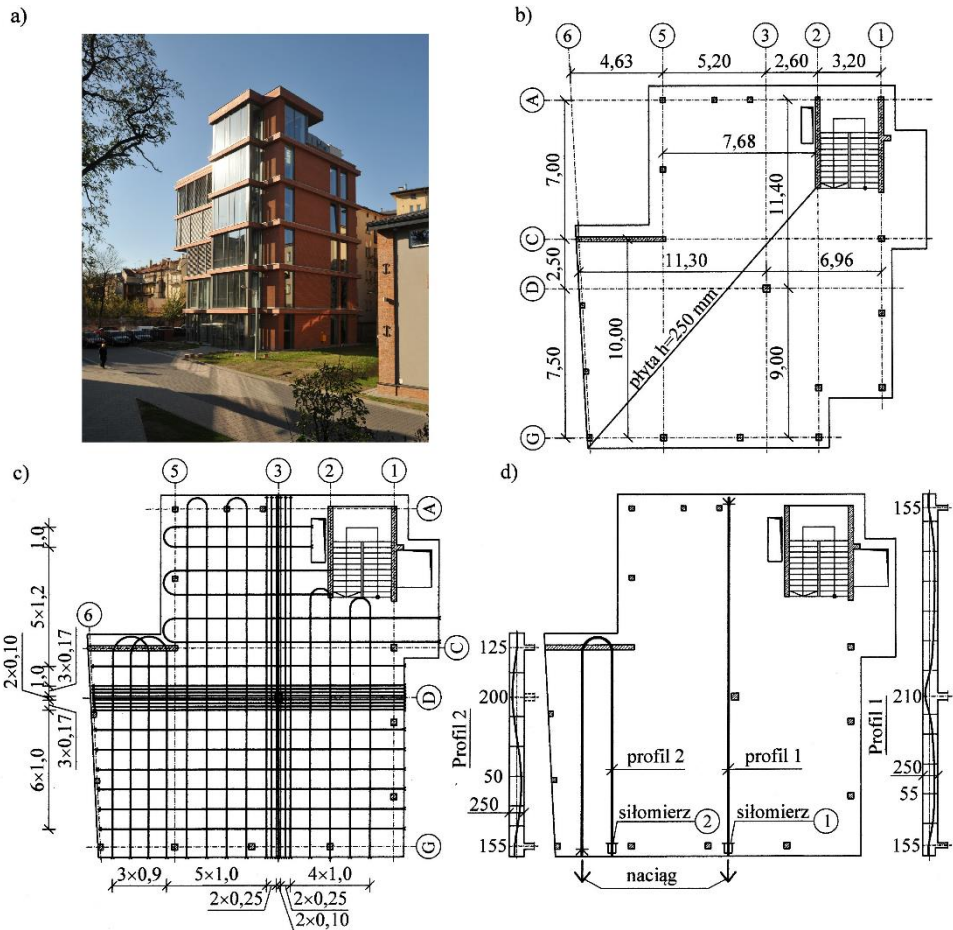


Rys. 33 Rzut stropu nad kondygnacją parteru [N6].

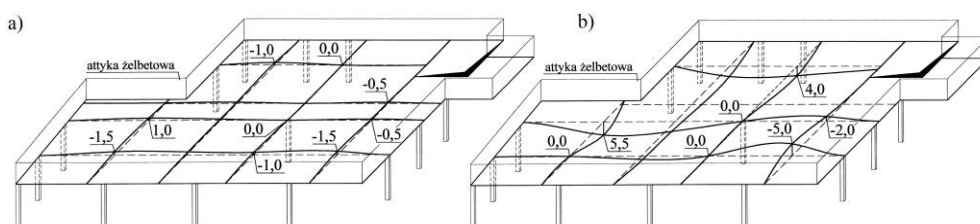
Płyta płaska stropodachu w budynku Małopolskiego Laboratorium Budownictwa Energooszczędnego w Krakowie (projekt własny)

Pięciokondygnacyjny budynek o konstrukcji szkieletowej (rys. 34) zaprojektowano na planie prostokąta o wymiarach $16,1 \times 18,2$ m. Ze względów funkcjonalnych zredukowano liczbę słupów na ostatniej kondygnacji zwiększając rozpiętość największego przęsła do $11,3 \times 10,0$ m. Płytę stropodachu zaprojektowano jako płaską, kablobetonową o grubości 250 mm. Rysunek 34a przedstawia widok budynku, 34b rzut stropu z wymiarami a 34c układ kabli sprężających. W płycie zastosowano kotwienie cięgien przęsłowych w postaci pętli. W celach określenia wpływu zastosowanego rozwiązania kotwienia na wartość strat siły sprężającej na dwóch splotach zainstalowano siłomierze strunowe pod zakotwieniami. Siłomierz 1 (rys. 34d) zainstalowano na kablu słupowym bezpośrednio pod zakotwieniem czynnym. Zakotwienie kabla 2 było zrealizowane w postaci pętli, jego naciąg zrealizowano tylko z jednej strony, a siłomierz umieszczono pod zakotwieniem biernym. Pomierzone wartości sił przedstawiono i omówiono w pracy [10].

Kablobetonową płytę płaską wykonano, o stosunku rozpiętości do grubości największego przęsła równym 40, wykonano z betonu na kruszywie żwirowym o cechach mechanicznych przedstawionych w punkcie 4 (rys. 4). Pomimo niskiej wartości modułu sprężystości uzyskano niewielkie wartości ugięć. Maksymalne ugięcie po 4 latach od wykonania (rys. 35b) wynosi 5,5 mm, a przyrost ugięć w czasie (uwzględniający wygięcie od sprężenia) 6,5 mm. Stanowi to zaledwie $1/1539$ rozpiętości (10,0 m).



Rys. 34 Kablobetonowa płaska wg projektu autorów: widok budynku (a), rzut stropu (b), układ splotów (c), profil cięgien oraz lokalizacja siłomierzy na dwóch splotach (d) [10].

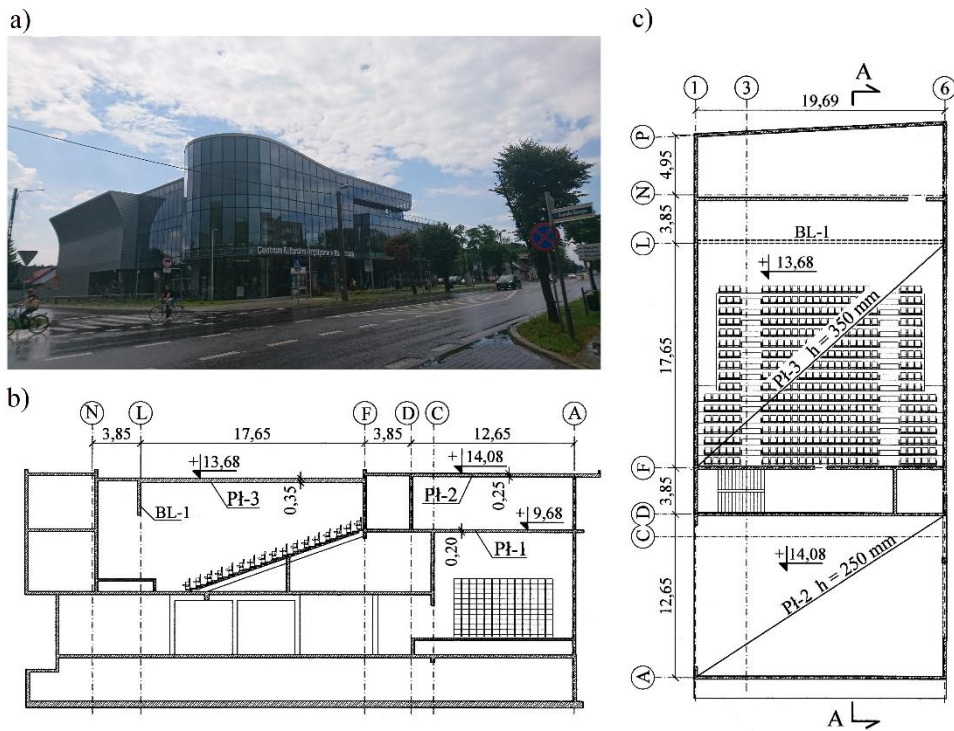


Rys. 35 Deformacja rozważanego stropu w milimetrach: po sprężeniu (a), po blisko 4 latach od wykonania (b).

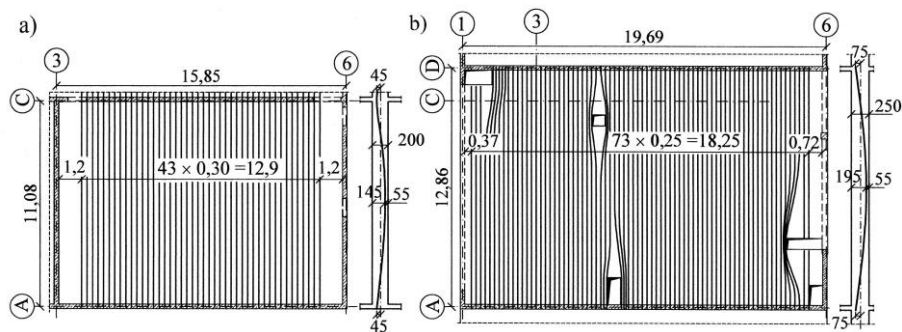
Stropy sprężone w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koźienicach (projekt autorów)

Budynek oddany do użytkowania w 2015 roku (rys. 36a), zaprojektowano na rzucie prostokąta o wymiarach $61,5 \times 42,5$ m. Obiekt podzielony jest na dwa oddzielone segmenty, różniące się układem konstrukcyjnym. W jednym z segmentów zastosowano żelbetowe stropy płytowo-słupowe o grubości 0,25 m i rozstawach słupów nieprzekraczających 7 m. W segmencie drugim (rys. 36b i c), w którym zlokalizowano salę sceniczną oraz salę kinowo-widowiskową, zaprojektowano trzy kablobetonowe płyty pełne o charakterystykach:

- płytę sprężoną jednokierunkowo P1-1 nad salą sceniczną w poziomie $+9,68$ m, o rozpiętości 11,15 m i grubości 200 mm, o stosunku rozpiętości do grubości równym 55,8;
- płytę sprężoną jednokierunkowo P1-2 w poziomie $+14,08$ m, jako przęsło stropodachu nad salą sceniczną, o rozpiętości 12,65 m i grubości 250 mm, o stosunku rozpiętości do grubości 51,4;



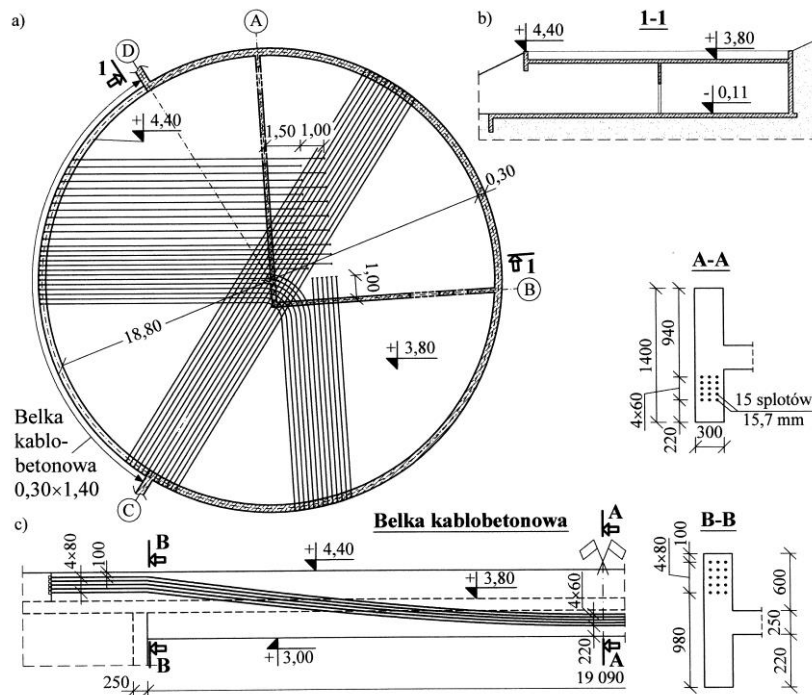
Rys. 36 Budynek Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koźienicach wg projektu konstrukcji autorów: widok ogólny (a), przekrój poprzeczny (b), rzut jednego segmentu (c).



Rys. 37 Geometria i sprężenie płyt.

- płytę sprężoną dwukierunkowo Pł-3 nad salą kinowo-widowiskową w poziomie +13,68 m o wymiarach rzutu 17,65×19,6 m i grubości 350 mm, o stosunku rozpiętości do grubości 50,4.

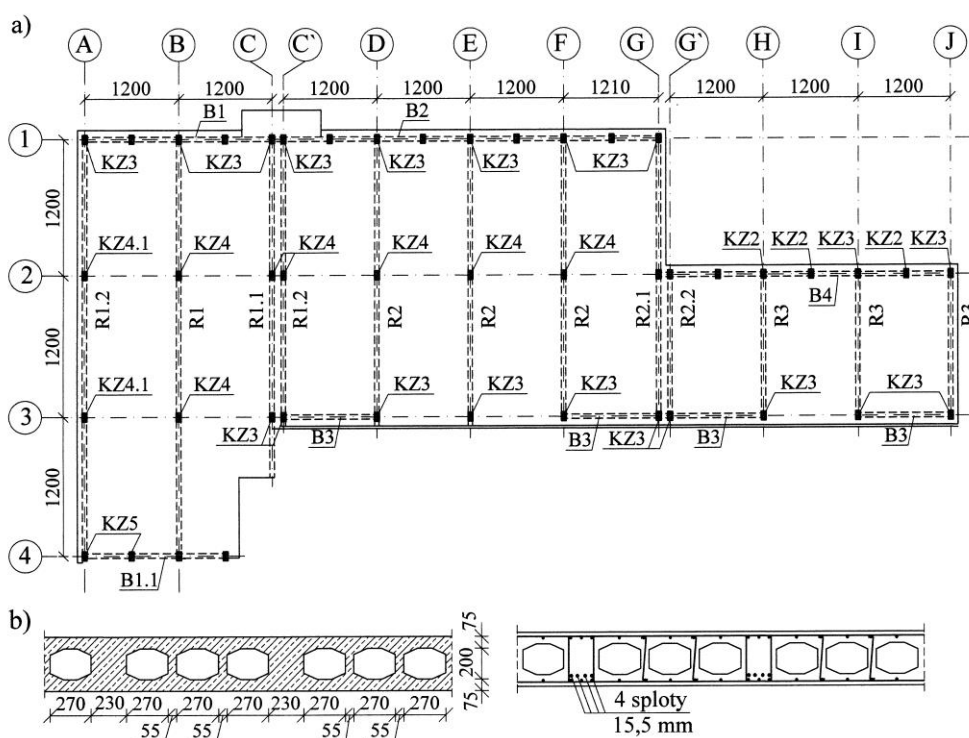
Sprężenie opisanych płyt przedstawiono na rysunku 37. Wszystkie płyty sprężono po 14±1 dniach od zabetonowania cięgnami bez przyczepności 0,6'' ze stali Y1860S7, napinając je siłą 220 kN. Cięgna rozmieszczono co 300 mm w płycie Pł-1 (rys. 37a), co 250 mm w płycie Pł-2 (rys. 37b) oraz co 220 mm w obu kierunkach w płycie Pł-3. Wyniki pomiarów ugięć wszystkich trzech płyt podczas realizacji budynku oraz w okresie 3 lat od ich wykonania zamieszczono w pracach [9, 10, 17].



Rys. 38 Kablobetonowa płyta stropodachu Pawilonu Muzycznego w Muszynie: rzut stropu i sprężenia (a), przekrój budynku (b), belka kablobetonowa (c – patrz punkt 8.2.4).

Kablobetonowy stropodach Pawilonu Muzycznego w Muszynie (projekt własny)

Wizja architektoniczna oraz chęć niezachwiania charakteru miejsca spowodowała, że zaprojektowano budynek wpisany w istniejący teren poprzez jego częściowe przysypanie gruntem a częściowe przeszklenie. Bryła ostatecznie wraz z otoczeniem przypomina pieczarę. Obiekt zaprojektowano na planie koła o średnicy 19,40 m a zaproponowany przez architekta układ podpór oraz obciążenie gruntem zasugerowało zaprojektowanie stropodachu w technologii kablobetonu. Ostatecznie przyjęto płytę grubości 250 mm sprężoną pojedynczymi cięgnami bez przyczepności 15,7 mm rozplanowanymi jak na rysunku 38a.



Rys. 39 Pierwszy polski strop z wewnętrznymi wkładami odciążającymi wg projektu W. Derkowskiego [16].

Strop z wkładami odciążającymi w budynku hotelowo-konferencyjnym w Krakowie

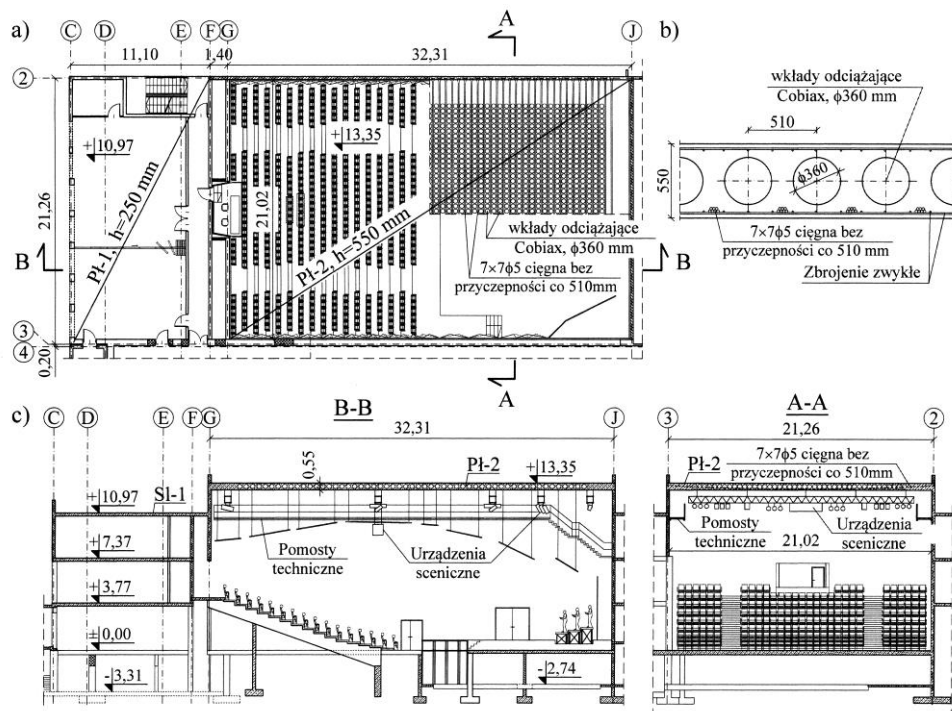
Pierwszy w Polsce kablobetonowy strop z wewnętrznymi wkładami odciążającymi zrealizowano w budynku hotelowo-konferencyjnym w Krakowie wg projektu W. Derkowskiego [16]. Strop znajduje się nad parterem dwukondygnacyjnej części konferencyjnej o powierzchni każdej kondygnacji ok. 2600 m². Strop w swoim rzucie ma długość 109,1 m i skokowo zmienną szerokość od 14,2 do 36,1 m (rys. 39a). Żelbetowe słupy monolityczne tworzą siatkę podpór o rozstawie 12,0 × 12,0 m. Strop został dwukrotnie zdylatowany poprzecznie w miejscach zmiany jego szerokości, tworząc trzy

wielopręślowe płyty o wymiarach 24,0 × 36,1 m, 48,0 × 25,9 m, 36,0 × 14,2 m. Płyty stropowe oparto na żelbetowych, monolitycznych ryglach poprzecznych i miejscami na obwodowych belkach podłużnych.

Płyta stropowa ma grubość 350 mm. Zastosowano styropianowe wkłady odciążające (zabezpieczone folią przed zawilgoceniem) o wysokości 200 mm. Dolna i górna płyta ma więc grubość 75 mm. Zastosowano sprężenie jednokierunkowe zlokalizowane w żeberkach rozmieszczonych co 1150 mm (rys. 39b), powstałych przez rozsunięcie, zgrupowanych w 3 pomiędzy żebrami, wkładów odciążających. W każdym żebrze zlokalizowano 4 cięgna bez przyczepności 15,5 mm napinane siłą 200 kN każde.

Płyta stropodachu z wewnętrznymi wkładami odciążającymi w Samorządowym Centrum Kultury w Busku-Zdroju (projekt własny)

Pewnym osiągnięciem konstrukcyjnym autorów pracy w dziedzinie projektowania stropów kablobetonowych jest płyta stropodachu Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju. W budynku tym, w sali widowiskowo-scenicznej, z uwagi na dużą ilość sprzętu nagłośnieniowego i oświetleniowego oraz konieczność zapewnienia przestrzeni do jego obsługi (rys. 40c), szukano możliwości skonstruowania stropu o jak najmniejszej grubości konstrukcyjnej. Zaprojektowano jednokierunkową płytę kablobetonową o rozpiętości w osiach podpór 21,26 m i grubości 550 mm (rys. 40). Ze względu na dużą rozpiętość, w płycie zastosowano okrągłe wkłady odciążające o średnicy 360 mm. Kule rozmieszczono w rzędach w rozstawie osiowym 510 mm. Rozstaw kul w rzędzie



Rys. 40 Kablobetonowa płyta z wkładami odciążającymi Cobiax w budynku Samorządowego Centrum Kultury w Busku-Zdroju, [11, 14].

w kierunku nośnym wynosi 400 mm. Zastosowane rozwiązanie zredukowało ciężar płyty o 300 kg czyli o 22%. Szywność przekroju na zginanie spadła natomiast o 12%. Pomiędzy rzędami kul rozmieszczono wiązki sprężenia złożone z 7 cięgien bez przyczepności 15,7 mm, umieszczone w dwóch warstwach: 4 w warstwie dolnej i 3 w warstwie górnej. Siła naciągu jednego splotu wynosi 220 kN. Zastosowanie wewnętrznych wkładów pozwoliło zredukować spodziewane ugięcia płyty i utrzymać je na zadowalającym poziomie.

8.2. Belki kablobetonowe w budynkach

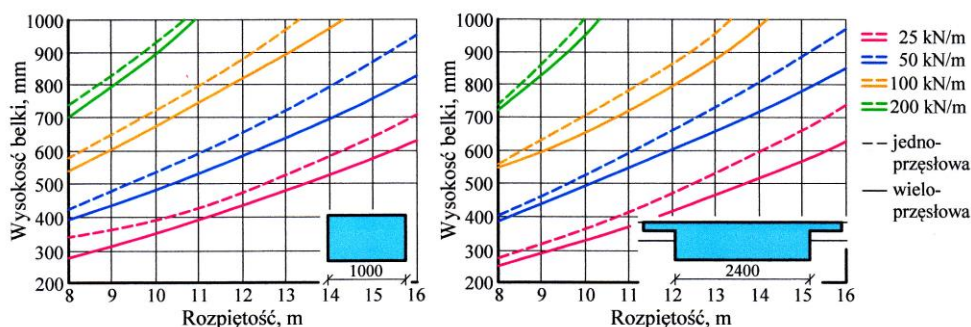
8.2.1. Kształtowanie geometrii

Prócz szerokiego zastosowania w mostownictwie (co nie jest przedmiotem tej pracy) belki kablobetonowe w budynkach są stosowane znacznie rzadziej niż kablobetonowe płyty. Ich zastosowanie sprowadza się zazwyczaj do płaskich i szerokich przekrojów pozwalających na redukcję całkowitej grubości stropu bądź jako belki transferowe przy braku ciągłości podpór (punkt 8.3) czy w przypadku ich nietypowej geometrii. W regularnych i typowych układach są często zastępowane prefabrykowanymi belkami strunobetonowymi zespolonymi z monolityczną czy wykonaną z elementów prefabrykowanych płytą.

W ogólnym przypadku zakłada się, że stosunek rozpiętości do wysokości dla kablobetonowych belek nie powinien przekraczać wartości $22 \div 25$. Na rysunku 41 zamieszczono zależność wysokości do rozpiętości zgodnie z [18], dla kablobetonowych

belek - prostokątnej o szerokości 1,0 i teowej o szerokości 2,4 m. Zastosowanie szerokich belek pozwala w największym stopniu zredukować całkowitą wysokość konstrukcyjną stropu. Zastosowanie takich belek w stropie pozwala na znaczne zwiększenie rozpiętości stropu. Ich ekonomiczne uzasadnienie mieści się w przedziale rozpiętości od 10 do 16. Podane zależności wyznaczono dla następujących założeń:

- odporność ogniowa – 1 godzina, grubość otulenia – 30 mm, w belce teowej grubość płyty wynosi min. 100 mm, 60% obciążenia ponad ciężar własny jest obciążeniem długotrwałym,
- sprężenie wprowadzono po 3-4 dniach od zabetonowania, oparcie belek na słupach, brak



Rys. 41 Zależność wysokości do rozpiętości belek kablobetonowych wg [18].

więzów krępujących odkształcenia poziome, dopuszczalna szerokość rysy – $w_k = 0,2$ mm, dopuszczalne naprężenia od sprężenia (P/A) ograniczono do 4 MPa,

- sprężenie w postaci splotów o powierzchni 150 mm^2 ze stali o $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, sprężenie maksimum w 3 warstwach, naciąg jednostronny, maksimum 10 cięgien w warstwie dla belki prostokątnej i 16 dla belki teowej,
- beton C32/40, ciężar 25 kN/m^3 , kruszywo o uziarnieniu do 20 mm, wytrzymałość charakterystyczna w chwili sprężania $f_{ck}(t_0) = 20,8 \text{ MPa}$.

Przykładowo, wieloprzęsłowa belka teowa o szerokości 2400 mm i rozpiętości 16 m, może mieć grubość 630 mm przy obciążeniu ponad ciężar własny równym 25 kN/m , 850 mm przy obciążeniu 50 kN/m . Przy obciążeniu 200 kN/m i wysokości belki 1000 mm jej rozpiętość nie powinna przekraczać 10,3 m.

Przy kształtowaniu układu podpór obowiązuje zasada omówiona w punkcie 8.1.3 dotyczące lokowania podatnych podpór na końcach belek a podpór sztywnych jako podpory wewnętrzne.

8.2.2. Kształtowanie sprężenia

Zasady obliczania i kształtowania profili sprężenia nie różnią się od tych podanych w punkcie 8.1.7 dla kablobetonowych płyt. Przy kształtowaniu sprężenia należy wziąć pod uwagę warunki dotyczące minimalnych otuleń i rozstawów kabli podane w punktach 4.4.1.2 i 8.10.1.3 [N1].

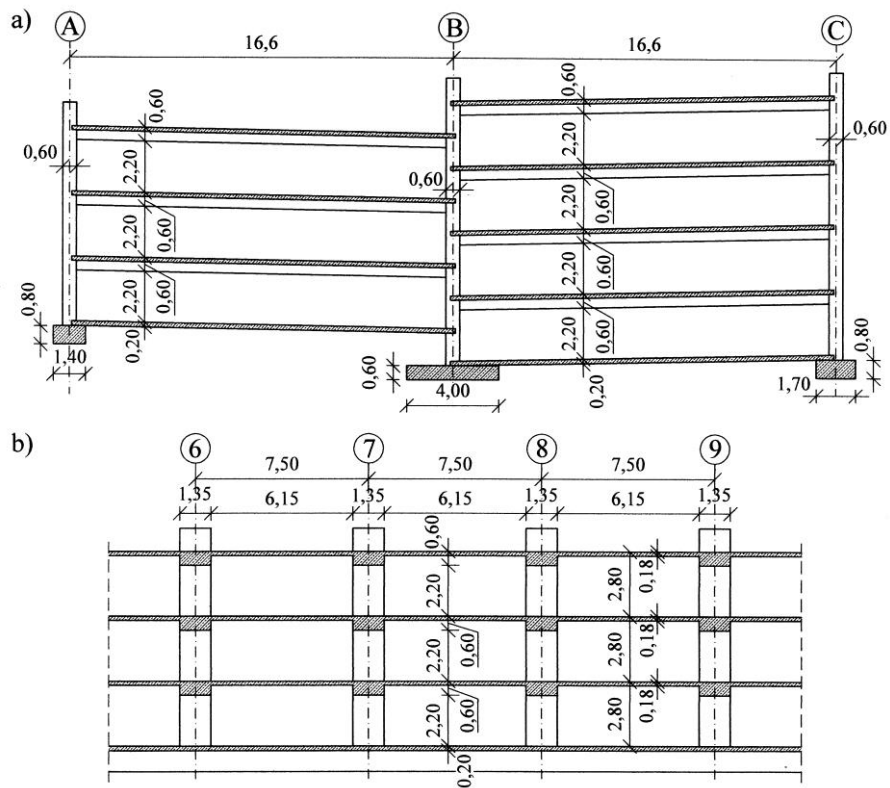
8.2.3. Zbrojenie zwykłe

Wprawdzie podstawową funkcję nośną w kablobetonowych belkach pełni sprężenie jednak istotną rolę odgrywa również zbrojenie zwykłe. Ze względu na często znakozmienny moment zginający w belkach kablobetonowych (wywołany dużym sprężeniem) minimalną powierzchnię zbrojenia na zginanie wyznaczoną na podstawie równania (7.1) normy [N1] należy umieścić zarówno przy dolnej jak i przy górnej powierzchni belki. W przypadku projektowania belek w stanie zarysowanym) niezalecane przez autorów lecz dopuszczalne normą) zbrojenie powinno być dobrane w analizie obliczeniowej z warunku dopuszczalnych rys.

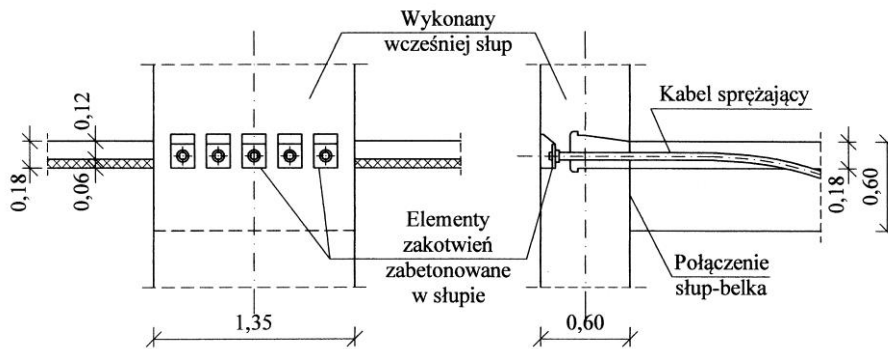
8.2.4. Przykłady realizacji belek kablobetonowych w budynkach

Płaskie belki w stropie parkingu wielopoziomowego w budynku w GAD Monsten w Niemczech

Czterokondygnacyjny budynek parkingu dla pracowników dużej firmy komputerowej zaprojektowano na 800 miejsc parkingowych. Całkowite wymiary budynku wynoszą $120 \times 33,8 \text{ m}$. Szerokość przestrzeni ograniczonej słupami wynosi 16,0 m i wynika z sumy szerokości drogi przejazdowej (6,0 m) oraz dwóch pasów parkingowych (5,0 m). Wykonano stropy zbudowane z kablobetonowych belek o przekroju $1,35 \times 0,60 \text{ m}$ w rozstawie 7,5 m (rys. 18) i opartych na nich płyt ze strunobetonowych prefabrykatów Filligran. Belki opierają się na słupach o podobnym przekroju $1,35 \times 0,60 \text{ m}$. Ze względu na mocne obciążenie słupów siłą normalną są one w stanie przenosić wysokie momenty zginające. Zastosowanie kablobetonowych belek oraz sztywnych na zginanie słupów udało się



Rys. 41 Przekroje poprzeczny i podłużny budynku [N4].



Rys. 42 Szczegół połączenia belki z słupem [N4].

ograniczyć całkowitą wysokość stropu (belek) do niewielkiej wysokości. Stosunek rozpiętości do wysokości wyniósł aż 28.

Słupy wykonano w trzech etapach przed belkami, montując w nich wcześniej, pręty łącznikowe do belek oraz pozostawiając kanały kablowe (rys. 42). Belki betonowano po wykonaniu słupów betonując je razem z nadbetonem płyt stropowych.

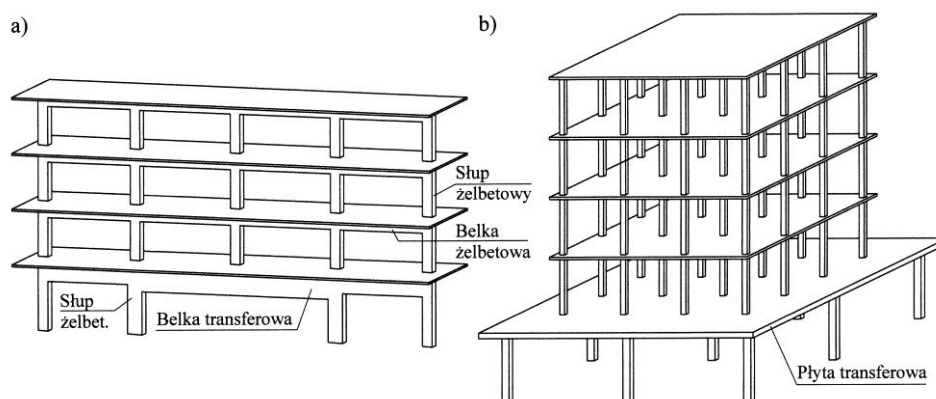
Kablobetonowa belka lukowa stropodachu Pawilonu Muzycznego w Muszynie

Nietypowe rozwiązanie zastosowania belki kablobetonowej w budynku zaproponowano przez autorów w budynku Pawilonu Muzycznego w Muszynie opisanym w punkcie 8.1.10 (rys. 38). Zaprojektowano belkę o przekroju 300×1400 mm, rozplanowaną na rzucie kołowym, o promieniu wewnętrznym 9,4 m i kącie opasania 115° . Rzępność belki wynosi 19,1 m. Konieczność skonstruowania takiej belki podyktowana była brakiem podparcia stropodachu na fragmencie kołowego obwodu budynku. W tym obszarze ściany zlokalizowano przeszklenie. Sprężenie belki stanowi 15 cięgien bez przyczepności 15,7 mm usytuowanych w pięciu warstwach (rys. 38b). Siła naciągu splotu wynosi 220 kN.

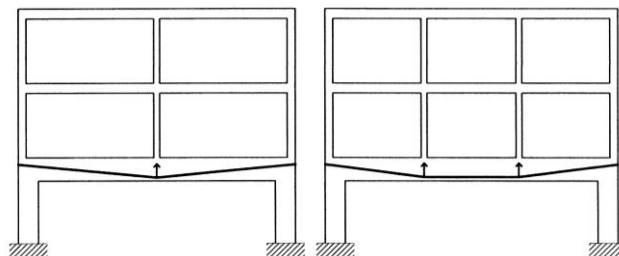
8.3. Stropy transferowe

Obecne trendy architektoniczne w projektowaniu obiektów użyteczności publicznej, wymuszają projektowanie w niektórych (najczęściej najniższej położonych) kondygnacjach dużych, wolnych od podpór przestrzeni przy jednoczesnej gęstej zabudowie konstrukcyjnej wyższych kondygnacji. Pełnią one zazwyczaj funkcję parkingów, pomieszczeń usługowych i reprezentacyjnych (sale konferencyjne, kinowe, przestrzenie wejściowo-recepcyjne), podczas gdy wyższe piętra służą jako część mieszkalna bądź biurowa. Przy tak zróżnicowanej funkcji, a przez to różnych układach konstrukcyjnych poszczególnych kondygnacji występuje konieczność przeniesienia obciążeń pionowych z wyższych kondygnacji na niższe, bez kontynuacji wszystkich podpór do fundamentu. Stosuje się w tym wypadku płyty, belki bądź ruszty transferowe. Dzięki stosowaniu konstrukcji transferowych możliwe jest ekonomiczne projektowanie budynków, w których układ nośny wyższych kondygnacji pełni gęste siatki ścian bądź słupów o niewielkich przekrojach oraz stropy o niewielkich rozpiętościach, podczas gdy, mocnej konstrukcji o masywniejszych przekrojach i elementów poziomych wymaga jedynie kondygnacja o większej otwartej przestrzeni.

Przekazywanie dużych obciążeń od ścian czy słupów nieposiadających kontynuacji do fundamentów wymaga stosowania elementów konstrukcyjnych o odpowiednio wysokiej sztywności i wytrzymałości. Charakterystyka projektowanych elementów konstrukcyjnych determinowana jest układem konstrukcyjnym wyższych kondygnacji. Ogólnie, w równym stopniu istotna jest wysoka wytrzymałość zarówno na zginanie, ścinanie czy przebiecie.



Rys. 43 Belka (a) oraz płyta (b) transferowa.



Rys. 44 Ciężna załamane dopasowane do obciążeń skupionych.

W przypadku układów słupowych wyższych kondygnacji przy regularnej siatce słupów zasadnym może być kształtowanie belek i ram transferowych (rys. 43a), natomiast w przypadku gęstej siatki słupów, słupów o nieuporządkowanym położeniu czy układów ścianowych lepszym rozwiązaniem będą transferowe płyty (rys. 43b).

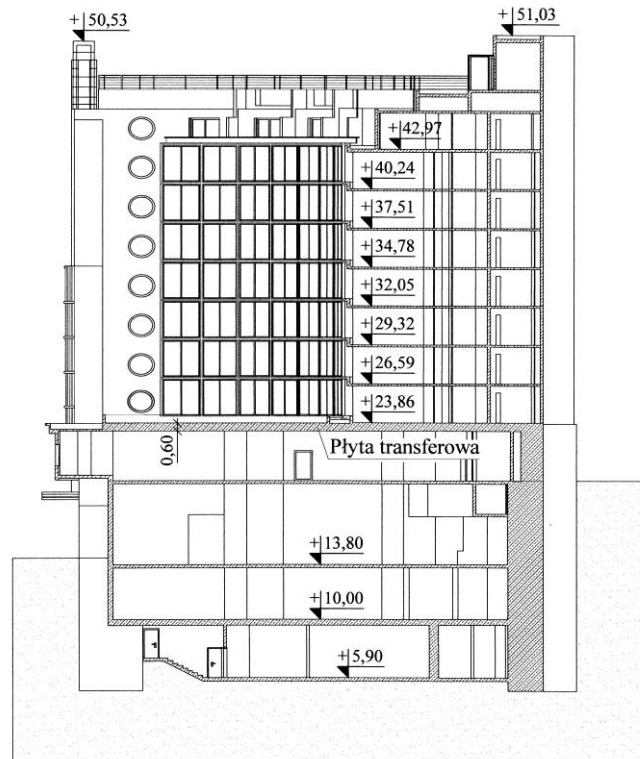
Znaczne obciążenia pionowe przekazywane na elementy transferowe wymagają odpowiednio dużych grubości płyt czy przekrojów belek, a także sporych ilości zbrojenia. Dzięki zastosowaniu sprężenia możliwe jest znaczne zredukowanie przekrojów elementów i ilości stali zbrojeniowej. Sprężenie może być realizowane kablami prostymi usytuowanymi dołem pomiędzy podporami bądź górą nad podporami. Znacznie lepsze efekty można jednak osiągnąć, wykorzystując ważną zaletę kablobetonu jaką jest kształtowanie zakrzywionych tras ciężeni prowadzonych po liniach momentów zginających (rys. 44).

W przypadku kablobetonu, dodatkowe oszczędności w przekrojach elementów można osiągnąć stosując etapowe wprowadzanie sprężenia. Wprowadzenie mocnego sprężenia w jednym etapie, potrzebnego do przeniesienia dużych obciążeń docelowych, często nie jest możliwe w elementach o niewielkiej wysokości. Brak obciążenia docelowego (przeciwko któremu projektowane jest sprężenie) może doprowadzić do zniszczenia elementu sprężeniem i często na tą sytuację wymagane są odpowiednio duże sztywności elementów. Etapowanie sprężania pozwala na bieżąco kontrolować poziom naprężeń w konstrukcji, dopasowując poziom przeciwnastawnych naprężeń od sprężenia do powstałych od aktualnie działających obciążeń.

8.3.1. Strop w budynku Lisbon Eden Hotel

Jednym z zagranicznych przykładów zastosowania płyty transferowej jest obecny budynek Lisbon Eden Hotel zlokalizowany w centrum Lizbony. Budynek znany był z kina i teatru, jednak jego wewnętrzna konstrukcja została zniszczona, a w jej miejscu powstał hotel wraz z częścią usługową. Zaprojektowano żelbetową konstrukcję budynku, tak aby zachować główną część fasady oraz stare klatki schodowe biegnące od głównego wejścia do drugiego piętra. Nad II piętrem, zaprojektowano kablobetonową płytę transferową o grubości 0,60 m (rys. 45), na której posadowiono 8 nowych kondygnacji. Rzut kondygnacji II piętra oraz kondygnacji wyższych przedstawiono na rysunku 46.

W zasadniczej części kondygnacji II piętra (prócz obszaru istniejących klatek pomiędzy osiami 5 i 6) rozstaw słupów żelbetowych wynosi od 6,5 do 8,5m (rys. 46a). Pomiedzy osiami 5 i 6 pozostawiono natomiast wolną od podpór przestrzeń ograniczoną ścianami w rozstawie 13 m. Tymczasem kondygnacje powyżej II piętra mają kształt półkolisty (rys. 46b). W obszarze osi 5 i 6 zaistniała zatem konieczność przeniesienia obciążeń od 8 kondygnacji przez płytę o rozpiętości przęsła 13 m i grubości 0,6 m. Na całym obszarze



Rys. 45 Przekrój przez budynek.

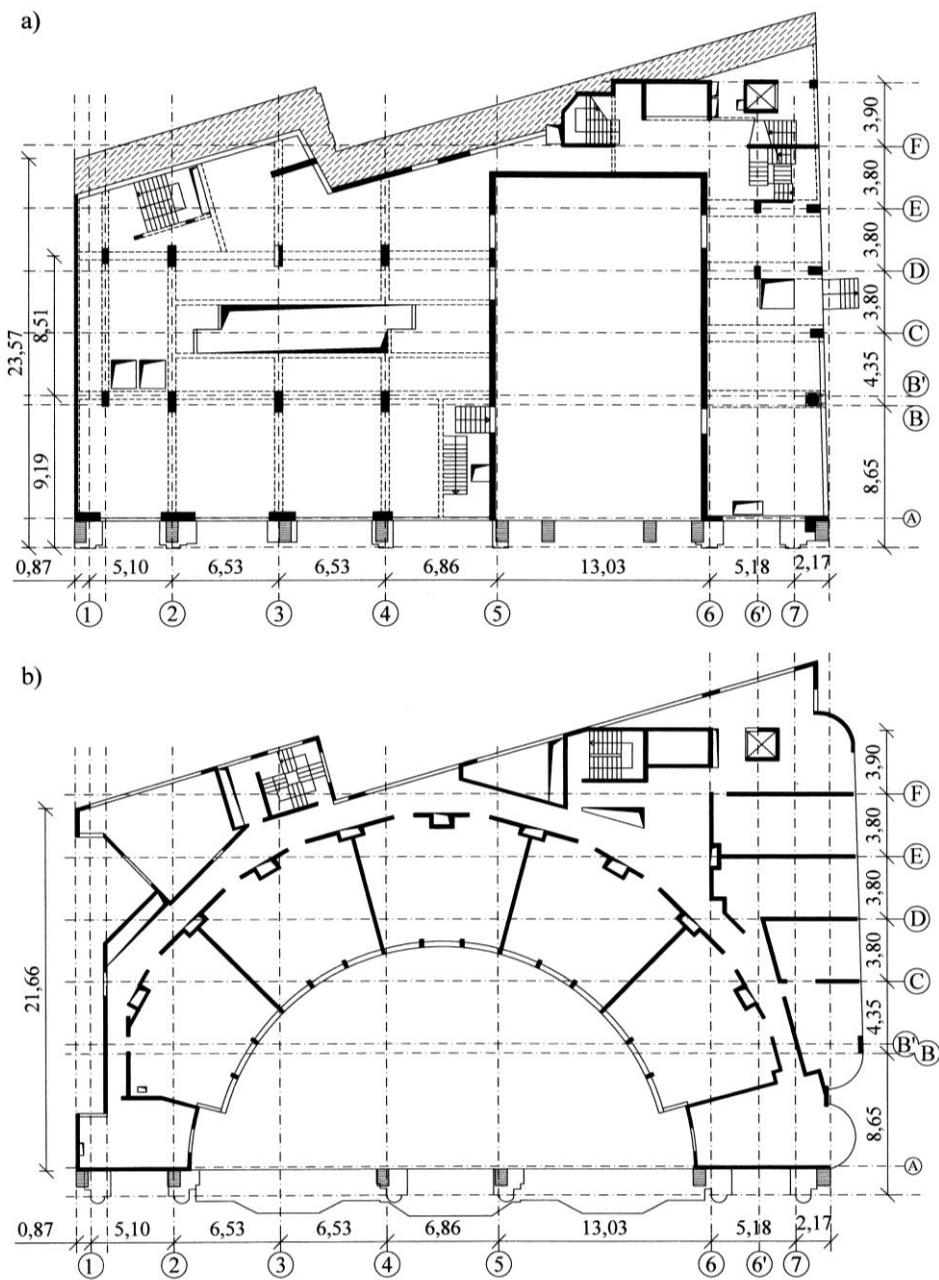
płyty zastosowano sprężenie w obu kierunkach kablami złożonymi z 3 splotów 15,5 mm.

Największa intensywność sprężenia była w przęśle o rozpiętości 13 m, gdzie kable przebiegały w jednym kierunku co 0,50 m. Sprężenie wprowadzono w dwóch etapach. Pierwszy etap zrealizowano po zabetonowaniu płyty transferowej, drugi po ukończeniu piątego piętra, czyli trzech kondygnacji na stropie transferowym.

8.3.2. Strop transferowy w budynku nad tunelem trasy W-Z na Warszawskiej Starówce (projekt własny)

Krajowym przykładem zastosowania stropu transferowego jest budynek na terenie Warszawskiej Starówki przy skrzyżowaniu ulic Miodowej i Senatorskiej (rys. 47a). W rejonie budynku, pod fragmentem Starego Miasta ograniczonym ulicami Miodową i Krakowskim przedmieściem zlokalizowano podziemny tunel drogowy trasy W-Z, którym przebiega Aleja Solidarności (rys. 47b). Obecność tunelu pod budynkiem zrodziła trudność w jego posadowieniu. Problem rozwiązano przez skonstruowanie kablobetonowego stropu transferowego.

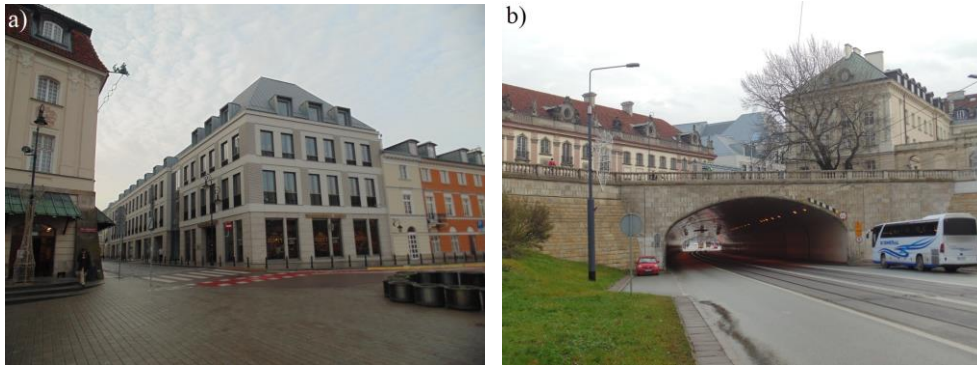
Budynek zaprojektowano w kształcie nieregularnego, powycinanego prostokąta o wymiarach ok. 82 × 27,5 m. Budynek stanowią 2 kondygnacje podziemne (przerwane tunelem) oraz 3 kondygnacje nadziemne (rys. 48). Dodatkowo, w dachu ukryto 2 kondygnacje poddasza. Budynek został podzielony na 3 segmenty – najdłuższy segment środkowy oraz krótsze segmenty skrajne. Konstrukcję każdego segmentu tworzą płytowo-słupowe ustroje stropowe wsparte, prócz wewnętrznych słupów, na zewnętrznych



Rys. 46 Rzut konstrukcyjny 2-giego piętra(a) i podpór 3-ciego (b).

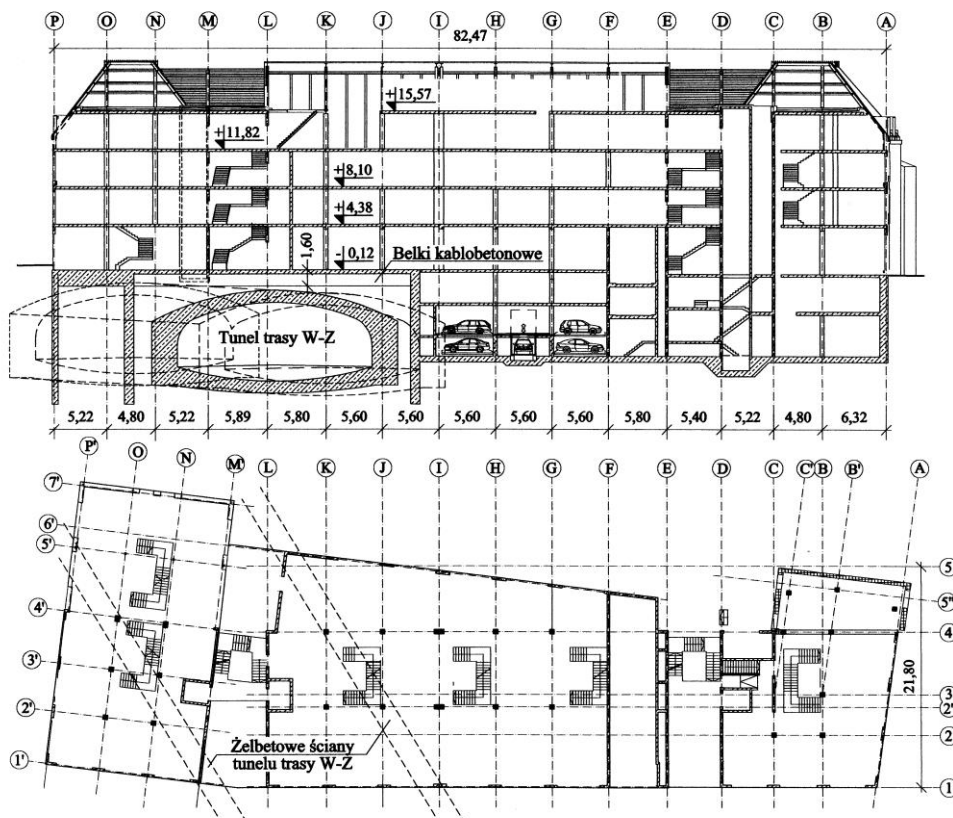
ścianach żelbetowych. Segmenty połączone są między sobą przewiązkami. Przewiązkę tworzą żelbetowe stropy płytowe oparte na ścianach segmentów. Ściany zewnętrzne w tym miejscu zastąpiono elewacjami szklanymi. Rzut i przekrój budynku pokazano na rysunku 25.

Konstrukcja stropu transferowego wynika z warunków obciążenia, podparcia

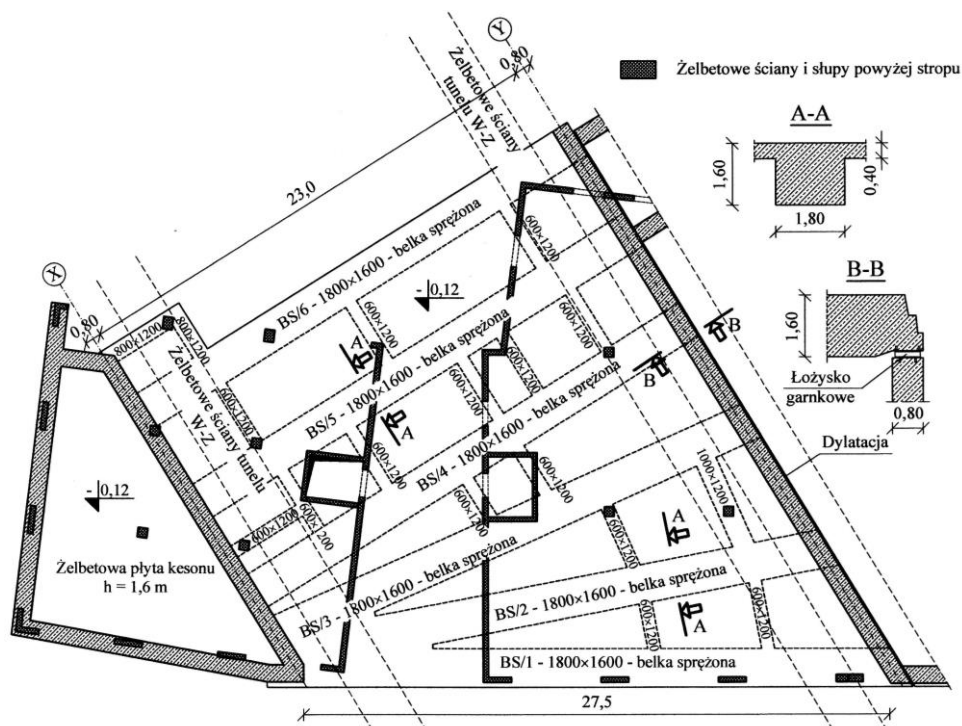


Rys. 47 Widok budynku od Placu Zamkowego (a), widok wjazdu do tunelu od strony ulicy Miodowej (b).

i konstrukcji budynku zalegającego powyżej tunelu. Strop wsparto na dwóch ścianach żelbetowych (rys. 49 – osie X i Y). Przy jednej ze ścian zlokalizowano dylatację budynku, dlatego w miejscu tym strop należało podeprzeć w sposób przesuwny. Na stropie oprócz ukośnie biegnących ścian wsparto liczne, mocno obciążone słupy ustrojów płytowo-słupowych. Uwzględniając charakter obciążenia i podparcia, zaproponowano



Rys. 48 Przekrój podłużny i rzut budynku.

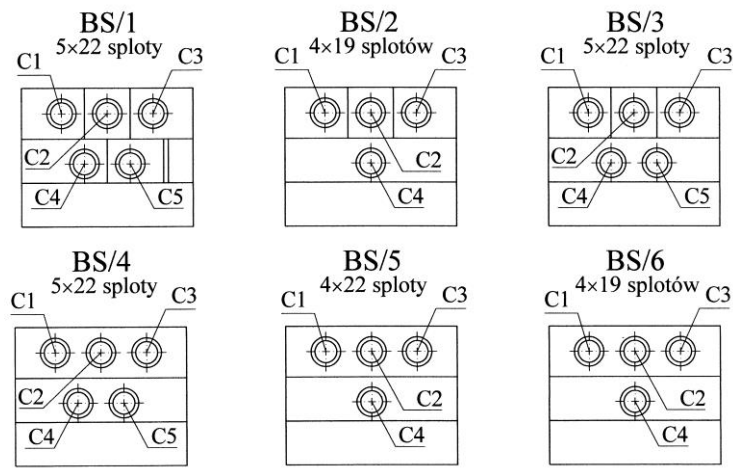


Rys. 49 Plan konstrukcyjny stropu transferowego nad tunelem.

6 kablobetonowych belek o przekroju 1800×1600 mm. Trzy z nich biegną równolegle do siebie i prostopadle do ścian podpierających, natomiast trzy pozostałe rozchodzą się promieniście od wspólnego węzła. Układ belek przedstawiono na rysunku 49. W osi X belki zamocowano w żelbetowej płycie o grubości 1,60 m, w osi Y natomiast podparto na mostowych łożyskach garkowych. Podparcie takie wymagało ich podcięcia, co miało swoje konsekwencje w koncentracji zbrojenia w tej niebezpiecznej i mocno obciążonej strefie. Liczne słupy żelbetowe na stropie wymusiły układ belek poprzecznych pomiędzy belkami głównymi o zróżnicowanych przekrojach. Belki połączono żelbetową płytą o grubości 400 mm.

Z uwagi na wrażliwość zalegającej na stropie konstrukcji na deformację podłoża, na strop nałożono rygorystyczny warunek dotyczący całkowitej amplitudy ugięć (od wygięcia w górę od sprężenia do ugięcia trwałego). Wartość tą ograniczono do 30 mm, co przy rozpiętości w osiach podpór najdłuższej belki 28,3 mm stanowi $1/943$ rozpiętości. Zapewnienia tak małego ugięcia było czynnikiem decydującym o doborze sprężenia. W belkach zastosowano zróżnicowane sprężenie od 4 kabli 19-splotowych do 5 kabli 22-splotowych (rys. 50). Sploty 15,5 mm ze stali o wytrzymałości 1860 MPa napinano siłą 200 kN każdy. Maksymalna siła sprężająca dla belek BS/1, BS/3 i BS/4 wyniosła 22,0 MN.

Na rysunku 51 pokazano profil i rzut kabli sprężających dla belki BS/4 zawierającej 5 kabli 22 splotowych. Po stronie osi X kable kotwiono w zakotwieniach biernych w monolitycznej płycie grubości 1,6 m. W celu uniknięcia mimośrodowego przyłożenia sił w płycie oraz ich nadmiernej koncentracji (siła w kablu 22-splotowym to 4,4 MN), zakotwienia obniżono do połowy wysokości płyty oraz przesunięto co drugi o 700 mm. Prócz obciążenia od sprężenia przyłożonego na czole belki, sprężenie generuje

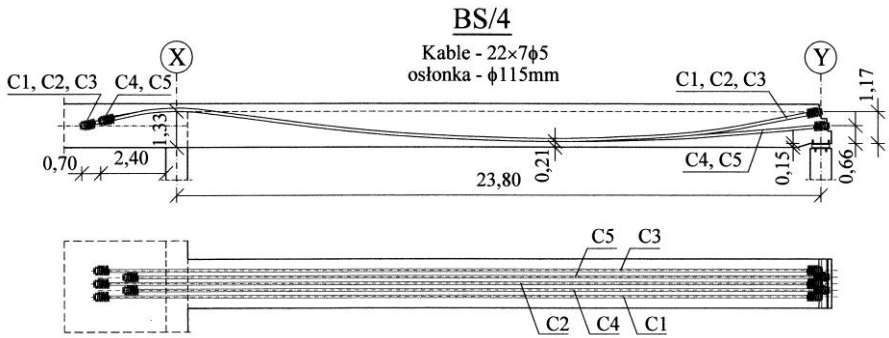


Rys. 50 Sprężenie belek.

obciążenie unoszące na długości elementu (patrz punkt 3). Wartość tego obciążenie dla belki BS/4, wyznaczona dla siły po stratach doraźnych, wynosi 25,7 kN/m.

Przy realizacji stropu zastosowano kilka dyskusyjnych i niestosowanych powszechnie rozwiązań technologicznych. Ze względu na dużą moc sprężenia, było ono wprowadzane w 4 etapach. W pierwszym etapie napięto po jednym kablu w każdej belce, zabetonowanej uprzednio bez płyty (do wysokości 1,2 m). Miało to uczynić belki nośnymi dla betonowanej w późniejszym czasie płyty o grubości 400 mm i uniknąć obciążania nią tunelu. Płytę zabetonowano na prefabrykacjach Filligran o grubości 70 mm, ułożonych na belkach. Drugi kabel w każdej belce napięto tuż po zabetonowaniu płyty, przed rozpoczęciem wiązania betonu. Taka operacja pozwoliła zredukować ugięcia belek o wartości dochodzącej do 12 mm, powstałe w wyniku oparcia mokrej płyt na wiotkich belkach. Kolejny trzeci kabel napięto po wykonaniu części konstrukcji budynku (3 kondygnacje segmentu końcowego o 1 kondygnacja segmentu środkowego) a ostatnie kable po wykonaniu kompletnej konstrukcji budynku.

Szczegóły dotyczące obliczonych przewidywań, technologii wykonania, szczegółów konstrukcyjnych oraz wyniki ugięć omówionego powyżej stropu transferowego zamieszczono w pracach [19-21]. Dzięki zastosowaniu takich zabiegów jak 4 etapowe wprowadzanie sprężenia, część sprężenia wprowadzona w niepełny przekrój bez płyty



Rys. 51 Profil i rzut kabli sprężających belki BS/4.



Rys. 52 Widok belek sprężonych w trakcie montażu zbrojenia i osłonek kablowych.



Rys. 53 Widok zakotwień biernych oraz zazbrojonego czoła jednej z belek sprężonych.

czy naciąg cięgien pod ciężarem mokrej płyty, udało się skonstruować belki o maksymalnym stosunku rozpiętości do wysokości wynoszącym 17,7, niosące ciężar 5 kondygnacji. Są to bardzo niskie belki na tle innych, podobnych realizacji. Przykładowo, w raportowanej w pracy [N6] realizacji budynku Funchal Crown Plaza Hotel w Portugalii, 6 kondygnacji budynku wsparto na trójprzęsłowych belkach o wysokości 2,5 m i najdłuższym prześle środkowym o rozpiętości 18,0 m.

8.4. Zbiorniki na ciecze i silosy

8.4.1. Mechanizm zarysowania i warunek szczelności zbiorników

W cylindrycznych zbiornikach na ciecze, przy braku zaburzeń sztywności powłoki na obwodzie czy znaczących różnic temperatur na obu powierzchniach ściany, parcie hydrostatyczne wywołuje siłę rozciągającą w przekroju. Udział momentu zginającego jest znikomy. Taki układ sił przekrojowych ma swoje skutki w charakterze zarysowania. Przekrój taki rysuje się na wskroś. Rysa przelotowa stwarza z kolei możliwość wystąpienia przecieków. Zapewnienie szczelności porysowanej na wskroś ściany uwarunkowane jest maksymalną szerokością rysy. Wieloletnie doświadczenia wskazują, iż szczelność gwarantuje rysa przelotowa o szerokości nie większej niż $0,10 \div 0,12$ mm. Takie założenie wymaga natomiast nieprzekroczenia naprężeń w stali ponad wartość $120 \div 150$ MPa. Podane

powyżej warunki dotyczące zapewnienia szczelności żelbetowych ścian zbiorników cylindrycznych powodują, iż pojemność zbiorników wykonanych jako żelbetowe jest ograniczona. Powszechnie uznaje się, iż zbiorniki o pojemności powyżej 5 000 m³ powinny być wykonywane z betonu sprężonego.

Nieświadomość projektantów odnośnie problemów szczelności zbiorników, jaka istniała w poprzednich dekadach, doprowadziła do powstania wielu projektów dużych zbiorników zrealizowanych jako żelbetowe. Przykładowo, w pracy [22] relacjonowano realizację czterech żelbetowych zbiorników w oczyszczalni ścieków o pojemności 10 000 m³, średnicy wewnętrznej 22,0 m i wysokości całkowitej 38,0 m. Zbiorniki takie najczęściej nie przeszły pozytywnie próby szczelności i zostały naprawione (głównie przez sprężenie zewnętrzne [23]) przed oddaniem do eksploatacji bądź były użytkowane i naprawiane po ujawnieniu się przecieków w trakcie użytkowania. Obecnie duże zbiorniki na ciecze projektowane są prawie wyłącznie z betonu sprężonego.

8.4.2. Klasyfikacja i kryteria zapewnienia szczelności zbiorników

Norma [N7] klasyfikuje zbiorniki żelbetowe wg klas wodoszczelności. I tak:

- klasa 0 – dopuszcza pewien poziom przecieków lub przecieki są przypadkowe. Można stosować przepisy projektowe zawarte w normie [N1].
- Klasa 1 – szczelność globalna. Przecieki są ograniczone do minimum. Dopuszcza rysy o rozwarości 0,2 mm, przechodzące przez całą grubość przekroju (rysy przelotowe), jeśli przewiduje się ich uszczelnienie w wyniku samoregeneracji. W przeciwnym przypadku dopuszcza się rysy o szerokości do 0,1 mm.
- Klasa 2 – szczelność lokalna. Przecieki są niedopuszczalne. Należy unikać rys przechodzących przez całą grubość przekroju, jeśli nie przewiduje się zastosowania specjalnych środków uszczelniających, takich jak wykładziny powierzchniowe lub taśmy zabezpieczające przed występowaniem przecieków.

Sprężenie pozwala projektować zbiorniki w klasie 2 i w tej też powinny być zawsze projektowane. Kryterium zarysowania dla klasy 1 i 2 pokazano na rysunku 55. Aby nie dopuścić do całkowitego zarysowania przekroju należy zapewnić obliczeniowo strefę ściskaną o wysokości co najmniej 50 mm dla najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń, przy uwzględnieniu działania skurczu i temperatury (rys. 54b).

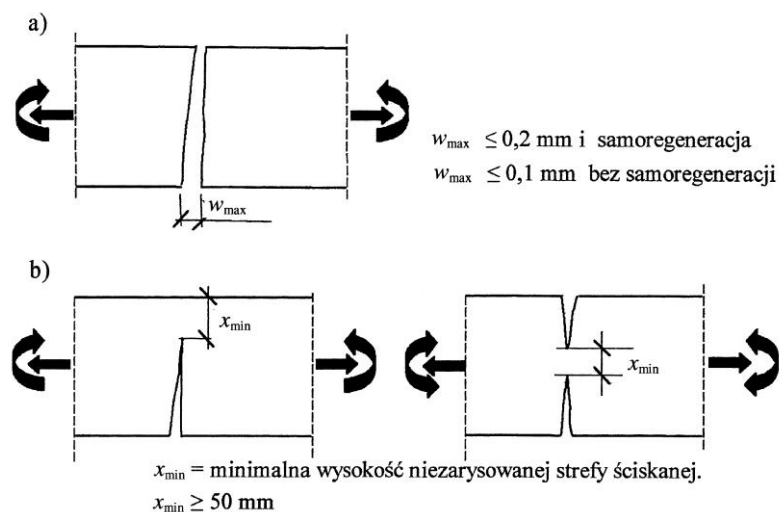
W przypadku, gdy rysa może powstać po jednej stronie elementu dla danego schematu obciążenia, a po przeciwnej stronie przy innym schemacie obciążenia, rysy należy rozpatrywać jako przechodzące przez całą grubość przekroju, chyba że w przekroju występuje strefa betonu ściskanego o wysokości 50 mm, określona z uwzględnieniem zarysowania dla obu przeciwnych kombinacji obciążeń.

Zgodnie z pracą [N8], wystarczająco dokładne jest obliczanie naprężeń przy założeniu, że beton pozostaje sprężysty, a wpływ pełzania można uwzględnić, stosując efektywny moduł sprężystości betonu.

8.4.3. Grubość powłoki oraz sposób połączenia ściany z dnem

Zgodnie z [N6] grubość ścian zbiorników z betonu sprężonego nie powinna być mniejsza niż 0,12 m w obiektach klasy 0 i 0,15 m w obiektach klasy 1 i 2. Grubość ścian wykonywanych w ślizgu nie powinna być mniejsza niż 0,15 m bez względu na klasę obiektu, a otwory pozostawione przez pręty prowadzące ślizg powinny być wypełnione iniekcją cementową.

Średnica kanału kablowego prowadzonego wewnątrz ściany nie powinna przekraczać



Rys. 54 Kryteria wodoszczelności zbiorników [N7] dla 1 klasy wodoszczelności (a) oraz 2 (b).

1/5 grubości ściany.

Wg ACI Committee 344 [N9] w zbiornikach monolitycznych grubość ściany nie powinna być mniejsza niż:

- 0,23 m (9 cali) w przypadku ściany sprężonej kablami wewnętrznymi w kierunku obwodowym i w kierunku pionowym, ze zbrojeniem zwykłym usytuowanym w osi lub w pobliżu osi ściany,
- 0,25 m (10 cali) w przypadku ściany sprężonej cięgnami wewnętrznymi w kierunku obwodowym, z cięgnami pionowymi lub bez, ze zbrojeniem zwykłym przy wewnętrznej lub zewnętrznej powierzchni ściany.

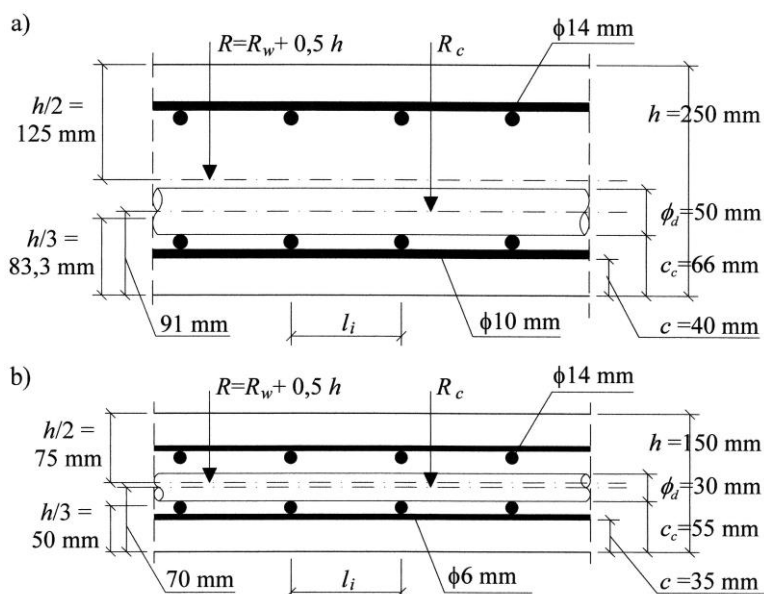
Minimalna grubość prefabrykowanych elementów ściennych powinna natomiast wynosić:

- 0,125 m (5 cali) w przypadku stosowania prefabrykatów strunobetonowych sprężonych zewnętrznymi cięgnami w kierunku obwodowym,
- 0,18 m (7 cali) w przypadku stosowania prefabrykatów strunobetonowych sprężonych wewnętrznymi cięgnami w kierunku obwodowym, oraz wewnętrznymi cięgnami w kierunku pionowym, ze zbrojeniem usytuowanym w osi lub w pobliżu osi ściany,
- 0,20 m (8 cali) w przypadku stosowania prefabrykatów sprężonych wewnętrznymi cięgnami w kierunku obwodowym oraz wewnętrznymi cięgnami w kierunku pionowym, ze zbrojeniem usytuowanym w osi lub w pobliżu osi ściany.

Uwzględniając podane wytyczne dotyczące konstruowania powłok sprężonych oraz wymagania normowe w zakresie minimalnej grubości otulenia zbrojenia zwykłego i cięgien sprężających, określono minimalną grubość elementów prefabrykowanych, sprężonych cięgnami zewnętrznymi 15,5 mm oraz minimalną grubość powłoki walcowej, wykonanej w wersji monolitycznej i sprężonej cięgnami wewnętrznymi $3 \times 15,5 \text{ mm}$. W przypadku kabli $5 \times 15,5$ czy $7 \times 15,5 \text{ mm}$ należy przyjąć osłonki kanałów o średnicy 60 mm, gdyż tylko w tym przypadku można uzyskać zalecany w normie współczynnik tarcia $\mu = 0,19$. Zmiana średnicy osłonki kanału wymaga zwiększenia grubości powłoki do 0,30 m. Rozmieszczenie

zbrojenia i osłonek kanałów w przekroju monolitycznej i prefabrykowanej powłoki przedstawiono odpowiednio na rysunku 55.

Podane w przekrojach średnice zbrojenia pionowego należy wyliczyć z warunku utrzymania wymaganej szerokości poziomej rysy w stanie granicznym użyteczności betonowej powłoki walcowej lub z warunku równowagi sił w stanie granicznym nośności, jeśli powłoka pracuje w stanie sprężystym. W przypadku powłok wykonanych z elementów prefabrykowanych maksymalna średnica prętów pionowych nie może przekroczyć 14 mm. Jeśli wartość ta nie wynika z obliczeń statycznych to należy ją zmniejszyć do 10 mm, zwiększając jednocześnie otulenie do wartości $C = 40$ mm.



Rys. 55 Minimalna grubość powłoki monolitycznej z ciągniami wewnętrznymi $3 \times 15,5$ mm (a) oraz powłoki prefabrykowanej z ciągniami wewnętrznymi $15,5$ mm (b), spełniających wymagania norm [N7, N9].

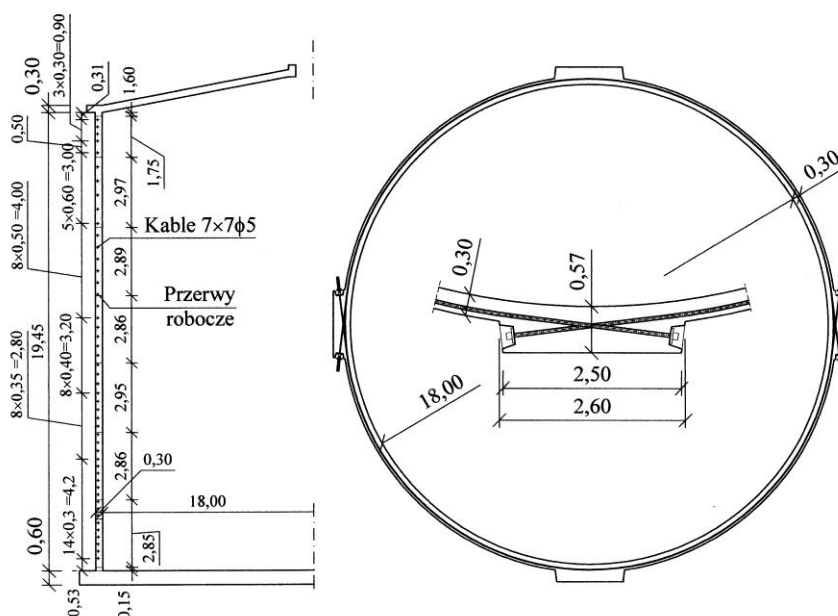
Odmiernym problemem jest kształtowanie połączenia ściany z dnem zbiornika. Do dyspozycji projektanta pozostaje wybór pomiędzy połączeniem sztywnym, przegubowym i przesuwym. Każde z nich może być najbardziej uzasadnione w odpowiednich dla siebie warunkach. Przyjęcie schematu połączenia ma wpływ na rozkład sił równoleżnikowych i momentów pionowych w ścianie zbiornika a tym samym na rozkład zbrojenia. Problem doboru połączenia i jego wpływ na stan odkształceń powłoki zbiorników omówiono szczegółowo w pracy [24].

Nieco odmienne problemy napotkać można przy projektowaniu silosów. Wprawdzie wymagania dotyczące szczelności tracą tutaj ważność, niezbędne jest jednak utrzymanie odpowiednio niskiej szerokości rysy ze względu na trwałość konstrukcji. Znacznie trudniejsza jest również analiza działających obciążeń. Należy uwzględnić lokalne i globalne wzrosty parcia materiału podczas napełniania i opróżniania silosu.

8.4.4. Przykłady kablobetonowych zbiorników na ciecze (projekty własne)

Zbiornik wewnętrznej komory fermentacyjnej w oczyszczalni ścieków w Żywcu

Zbiornik wewnętrznej komory fermentacyjnej w oczyszczalni ścieków w Żywcu zaprojektowano jako monolityczną powłokę cylindryczną o średnicy wewnętrznej 18,0 m i wysokości ściany 19,45 m (rys. 56). Grubość ściany wynosi 0,30 m. Ścianę sprężono 40 wewnętrznymi kablami siedmiosplotowymi ($7 \times 7\phi 5$). Kable o długości $\frac{1}{2}$ obwodu zakotwiono w przeciwległych pilastrach. W uśrednienia siły na wysokości w poszczególnych przekrojach pionowych kotwienie co drugiego kabla przesunięto o $\frac{1}{2}$ obwodu. Skonstruowano ostatecznie 4 pilastry rozmieszczone co 90° . Widok ukończonego zbiornika przedstawiono na rysunku 57.



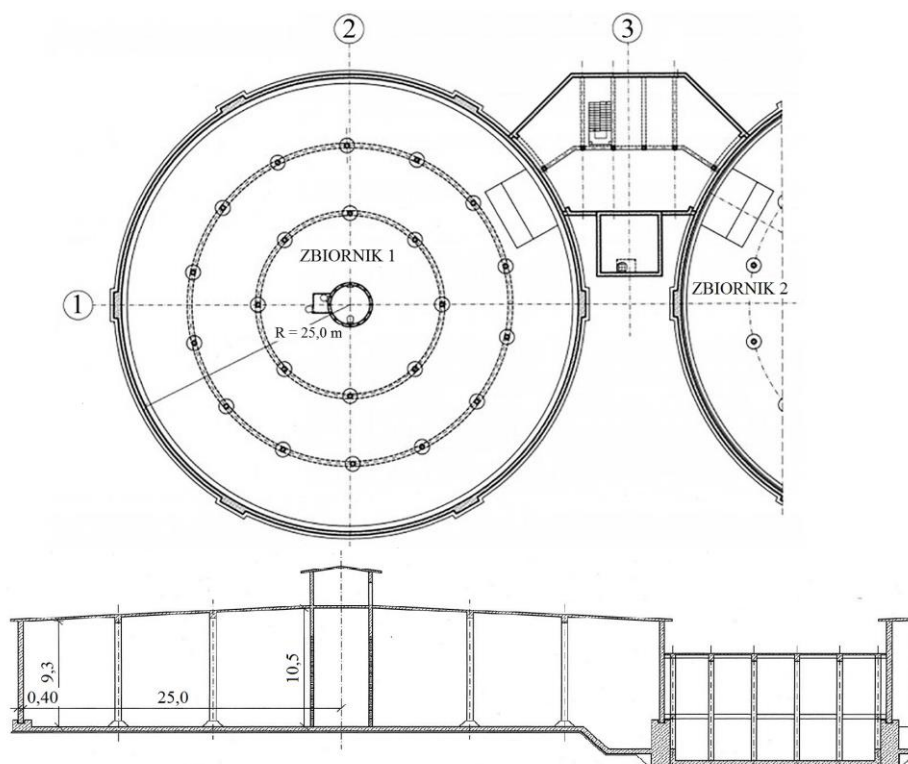
Rys. 56 Ukończona konstrukcja zbiornika ZKF w oczyszczalni ścieków w Żywcu.



Rys. 57 Ukończona konstrukcja zbiornika ZKF w oczyszczalni ścieków w Żywcu.

Zbiorniki o pojemności 10 000m³ na wodę pitną Górka-Narodowa Wschód w Krakowie

Dwa zbiorniki na wodę pitną dla północnej części Krakowa (jako zbiorniki wspomagające zasilanie sieci) zrealizowano w latach 2014-2015. Zaprojektowano dwie komory o średnicy wewnętrznej 5,0 m i grubości ściany 0,40 m (rys. 58). Wysokość ściany walcowej wynosi 9,3 m. Zrealizowano sprzężenie ściany w postaci 18 obwodów kabli siedmiosplotowych. W tym przypadku, ze względu na duży obwód (duża długość kabla), w celu zredukowania strat od tarcia kabel miał długość 1/3 obwodu. Wykonano zatem 6 pilastrów. Widok zbiorników w trakcie realizacji i po ich ukończeniu pokazano na rysunku 59.



Rys. 58 Rzut i przekrój zbiornika na wodę pitną o pojemności 15 000 m³ - Kraków Górka Narodowa-Wschód.



Rys. 59 Widok zbiorników w trakcie i po wykonaniu.

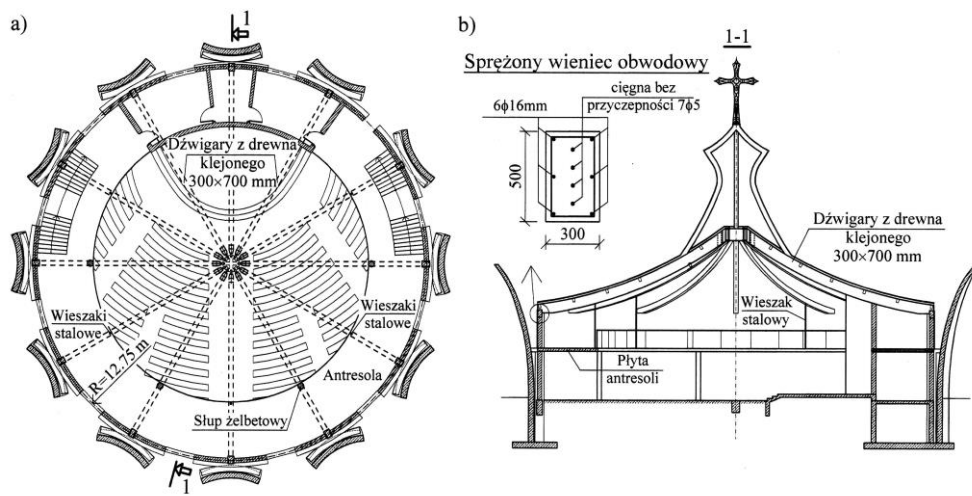
8.5. Kablobeton w kościołach

W ostatnich latach zaprojektowano i zrealizowano dwa obiekty sakralne (zrealizowano jeden), w których po raz pierwszy w Polsce zaproponowano rozwiązania z betonu sprężonego. Pierwszą w pełni zrealizowaną konstrukcją jest kościół św. Piotra i Pawła w Bodzanowie, w okolicach Wieliczki [25, 26, 27] – rys. 60. Bryłę kościoła zaprojektowano na planie koła o średnicy 26,2 m (rys. 61). Konstrukcję budynku tworzy 12 równomiernie rozmieszczonych na obwodzie słupów o przekroju $0,4 \times 0,6$ m, na których wsparto



Rys. 60 Wizualizacja oraz stan praca na grudzień 2017 kościoła św. Piotra i Pawła w Bodzanowie.

promieniście rozchodzące się dźwigary dachowe z drewna klejonego. Obciążenia poziome z dźwigarów dachowych przejmuje obwodowy wieniec o przekroju 300×500 mm, ukryty w ścianie wypełniającej. Wieniec sprężono 4 wewnętrznymi cięgnami bez przyczepności 15,5 mm (rys. 61, 62).



Rys. 61 Kościół św. Piotra i Pawła w Bodzanowie: rzut pierwszego piętra (a), przekrój poprzeczny (b).



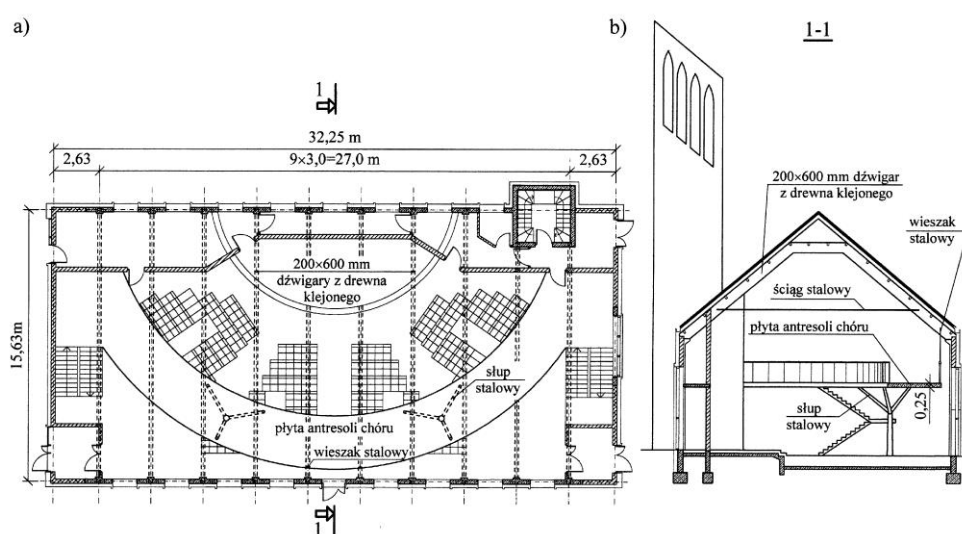
Rys. 62 Widok wieńca sprężonego i wnętrza kotwiącej.



Rys. 63 Wizualizacja kościoła św. Jacka w Krakowie.

Drugim obiektem sakralnym, który obecnie znajduje się w przygotowaniu do realizacji jest kościół św. Jacka w Krakowie [25, 26]. Wizualizację obiektu pokazano na rysunku 63. Kościół ten zaprojektowano na planie prostokąta o wymiarach $32,3 \times 15,5$ m (rys. 64) 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. Wewnątrz budynku zaprojektowano antresolę dla chóru o kształcie fragmentu pierścienia o szerokości 3,06 m (rys. 65). Płyta oparta jest na końcowych krawędziach na ścianach murowanych grubości 250 mm oraz na dwóch podporach pośrednich w postaci smukłych słupów stalowych. Słup wykonany jest z rury stalowej $\phi 159 \times 6$ mm, która w dwóch trzecich wysokości rozdziela się na trzy gałęzie z rur $\phi 114,3 \times 10$ mm, przypominając kształtem rozwidlone drzewo. W celu zmniejszenia ugięć środkowego przęsła obciążonego organami płyta została dodatkowo podwieszona do więźby dachowej dwoma ściągiem stalowymi $\phi 30$ mm. Maksymalna rozpiętość przęsła w osiach podpór wynosi 12,2 m. Zdecydowano płytę antresoli wykonać w technologii kablobetonu o grubości 250 mm. Zastosowano 10 cięgien bez przyczepności 15,5 mm ze stali Y1860, biegnących po łuku kołowym o średnim promieniu 15,7 m i maksymalnym zwisie wynoszącym 165 mm dla przęsła skrajnego. Siła naciągu każdego splotu wynosi 220 kN.

Więcej szczegółów konstrukcyjnych, wyniki obliczeń oraz wyniki pomiarów prowadzonych podczas sprężania wieńca obwodowego w kościele św. Piotra i Pawła w Bodzanowie zamieszczono w pracach [25, 26, 27].



Rys. 64 Rzut (a) oraz przekrój poprzeczny (b) kościoła.



Rys. 65 Rzut projektowanej antresoli wraz z układem cięgien sprężających.

8.6. Kablobetonowe płyty wag samochodowych (projekty własne)

Wagi samochodowe, urządzenia służące do statycznego, legalizowanego ważenia pojazdów wraz z transportowanym na nich materiałem, obecnie wykorzystywane są niemal w każdym sektorze gospodarki. Głównym elementem nośnym urządzenia jest pomost, który w całym okresie eksploatacji poddawany jest działaniu obciążeń cyklicznie zmiennych, znacznie przewyższających jego ciężar własny. W okresie od 2011 do 2016 roku autorzy opracowali dwa pomosty wag z betonu sprężonego, dla wagi 60 i 30 tonowej. Obie wersje przebadano w laboratorium Politechniki Krakowskiej pod obciążeniem cyklicznym w liczbie 1 000 000 cykli, symulującym 10 letni okres eksploatacji. Pomost wagi 60 tonowej został wprowadzony do produkcji i jest sprzedawany od 2012 roku. Płyta wagi 30 tonowej jest obecnie na etapie wdrażania.

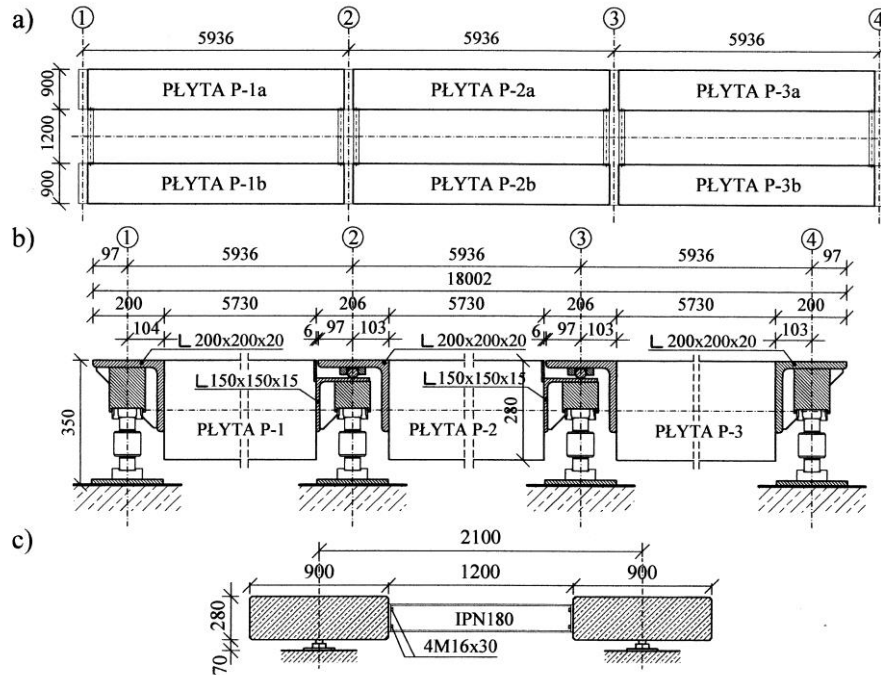
8.6.1. Pomost płyty o nośności 60 ton

Pomost o całkowitych wymiarach 3,00×18,00 m zbudowany jest z trzech przęseł długości 6 m (rys. 66a). Podejmując próbę pogodzenia takich czynników jak: lekkość, trwałość i niski koszt produkcji elementów, zdecydowano zaprojektować pomost w technologii kablobetonu ze sprężeniem bez przyczepności. Zaproponowano płyty o przekroju 1,0 × 0,28 m, tylko pod koła pojazdów. Środek wypełniony jest pomostem stalowym. Pomost skonstruowany jest tak, że możliwa jest rezygnacja z płyty środkowej P-2 (rys. 66b) bądź jej zdublowanie. Możliwe jest wówczas wykonywanie pomostów o długości 12 m lub 24 m i większej.

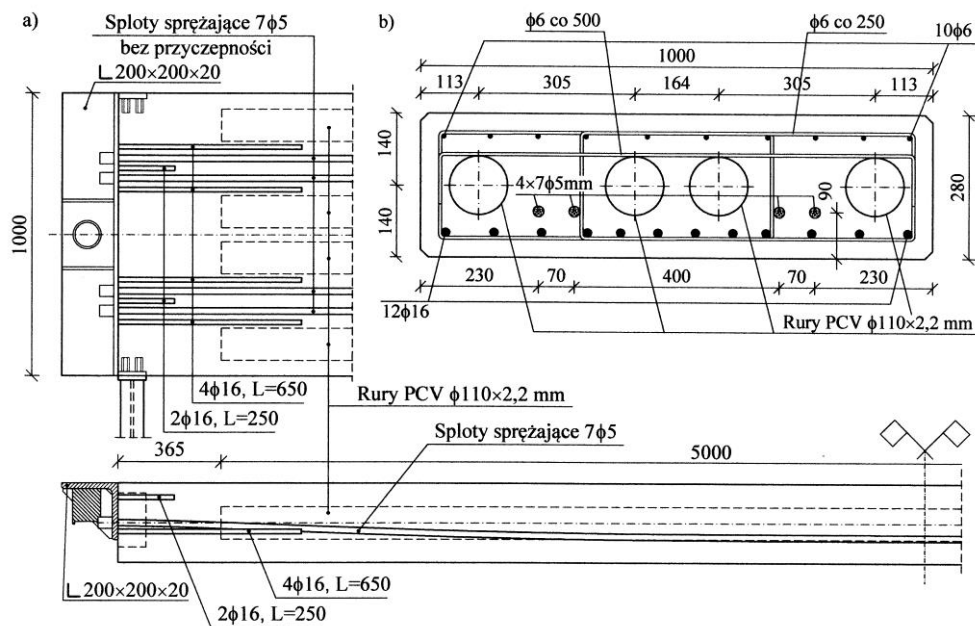
Płyta została zaprojektowana jako częściowo sprężona pracująca w stanie zarysowanym (duże przyrosty naprężeń pod wpływem ważonego pojazdu). Projektowanie konstrukcji sprężonych zarysowanych jest szczególnie korzystne w przypadku elementów, w których obciążenie użytkowe jest znacznie większe niż ich ciężar własny. Rysy zamykają się po ustaniu obciążenia.

Przekrój płyty wraz z profilem cięgna pokazano na rysunku 67. W każdej płycie zastosowano 4 cięgna bez przyczepności 15,5 mm oraz 12 prętów żebrowanych $\phi 16$ mm. W celu odciążenia pomostu, w każdej płycie zastosowano 4 kanały uformowane z rur kanalizacyjnych PCV 110 × 2,2 mm. Takie rozwiązanie dało oszczędność ok. 1000 kg na każdej płycie i blisko 6 ton na całym pomoście. Udało się dzięki temu utrzymać masę pomostu poniżej 24 ton, dzięki temu może on być w całości transportowany jednym

standardowym samochodem i w jednym 20 stopowym kontenerze. Więcej szczegółów konstrukcyjnych wraz z wynikami badań pod obciążeniem cyklicznym zamieszczono w pracy [28]. Widok wagi w wersji zagłębionej i wyniesionej przedstawiono na rysunku 68.



Rys. 66 Geometria wagi samochodowej z pierwszym w kraju pomostem z betonu sprężonego, widok z góry (a), widok z boku (b), przekrój poprzeczny (c).



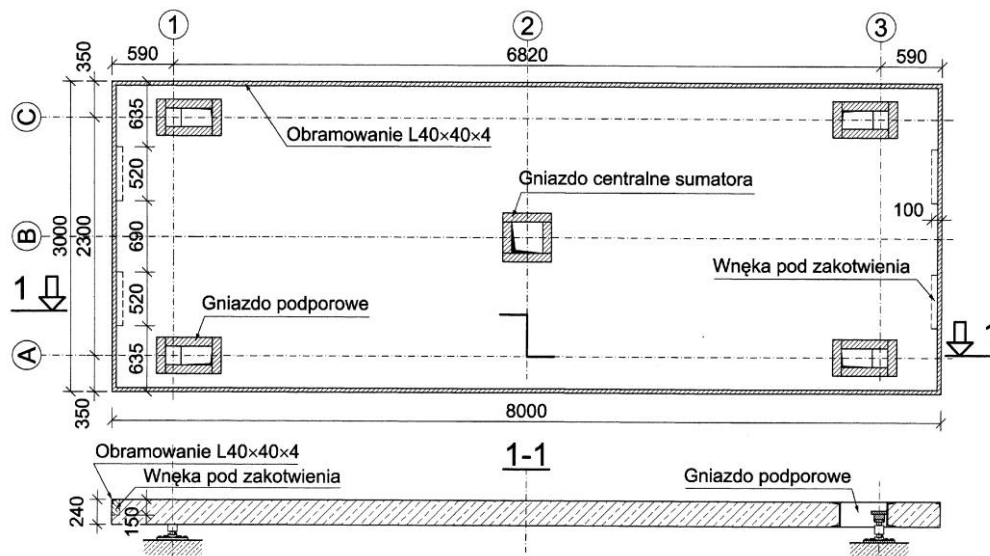
Rys. 67 Geometria odciążonych rurami PCV płyt z rozmieszczeniem zbrojenia zwykłego i sprężenia, widok z góry (a), przekrój poprzeczny (b), przekrój podłużny (c).



Rys. 68 Waga samochodowa 60 tonowa w wersji zagłębionej i wyniesionej.

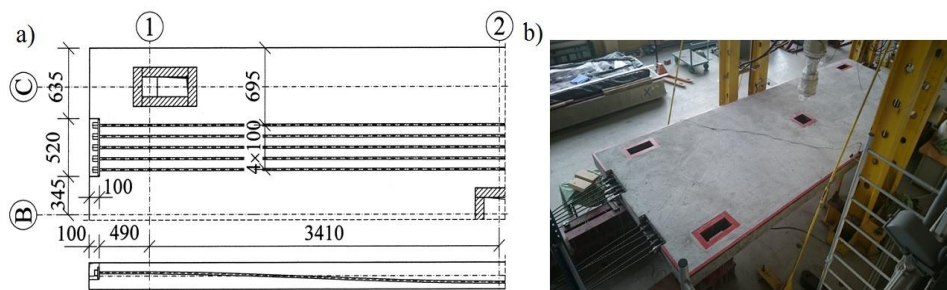
8.6.2. Pomost płyty o nośności 30 ton

Wykorzystując doświadczenia z projektowania, badań i użytkowania poprzedniego pomostu, w roku 2016 opracowano kablobetonową płytę dla wagi 30 tonowej. Geometrię zaprojektowanej płyty o wymiarach $8,00 \times 3,00 \times 0,24$ m przedstawiono na rysunku 69. W płycie ukształtowano 5 otworów wykonanych z zespalanych ceowników stalowych C240. W płycie zastosowano sprężenie 10 cięgnami bez przyczepności 15,5 mm ze stali Y1860S7. Rzut i profil sprężenia na planie ćwiartki płyty pokazano na rysunku 70a. Cięgna ukształtowano w dwóch wiązkach biegnących po 5, rozmieszczonych co 100 mm. W strefach czołowych przewidziano wnątki kotwiące służące do montażu zakotwień.



Rys. 69. Geometria pomostu.

Podobnie jak w przypadku płyty opisanej w punkcie 8.7.1, przygotowano element prototypowy oraz przeprowadzono badania w poddając ją 1 000 000 cykli obciążenia i kończąc badania próbą zniszczenia. Na rysunku 70b pokazano przygotowaną do badań prototypową płytę.



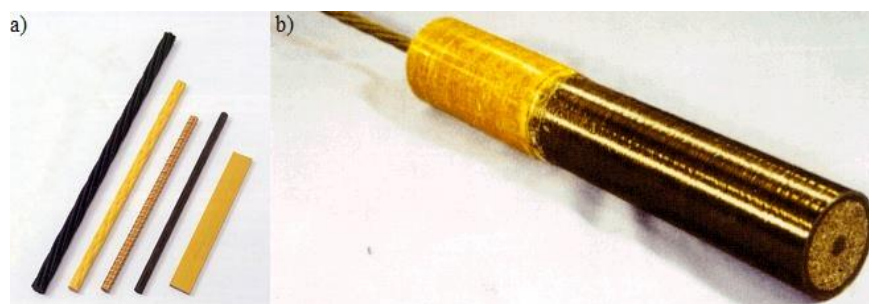
Rys. 70. Rzut i profil sprężenia (a), element prototypowy przygotowany do badań (b).

9. Sprężanie cięgnami niemetalicznymi

Zbrojenie aktywne elementów z betonu poza standardowymi prętami czy cięgnami stalowymi mogą zastąpić (i coraz częściej zastępują) z powodzeniem również cięgna z materiałów niemetalicznych, np. z włókien kompozytowych FRP (fiber reinforced polymer). Właściwości materiałów FRP takie jak: wysoka wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien, lekkość, odporność na korozję oraz brak przewodności elektrycznej czy magnetycznej stawiają je niejednokrotnie ponad standardowym zbrojeniem stalowym. Ponadto, produkcja włókien FRP umożliwia swobodne kształtowanie zbrojenia elementów

o skomplikowanych kształtach, nierzadko bardzo trudnych do zrealizowania w przypadku zwykłych prętów zbrojeniowych czy cięgien stalowych.

Cięgna FRP wytwarza się z włókien szklanych - GFRP, węglowych - CFRP, aramidowych - AFRP oraz w ostatnim czasie również z włókien bazaltowych - BFRP. Wybór materiału podyktowany jest zazwyczaj jego ceną, wymaganiami dotyczącymi wytrzymałości, sztywności oraz zachowania się w czasie. Swoboda kształtowania objawia się również w możliwości uzyskiwania produktów wyjściowych o zróżnicowanych parametrach wytrzymałościowych, np. włókna aramidowe oferowane są o niskim, wysokim oraz bardzo wysokim module sprężystości. Przykładowe cięgna i zakotwienie pokazano na rysunku 71.



Rys. 71 Przykładowe cięgna sprężające FRP (a), zakotwienie dla niemetalicznych cięgien sprężających (b).

Początki rozwoju cięgien sprężających z materiałów FRP przypadły na późne lata 80 XIX wieku. Wówczas na Uniwersytecie South Dakota School of Mines opracowano pierwsze zakotwienia dla cięgien niemetalicznych. Prototypowe zastosowanie cięgien z włókien szklanych zrealizowano w 1990 roku w projekcie mostu w południowej Dakocie, w Stanach Zjednoczonych. Jednocześnie, na uniwersytecie Florida Atlantic University prowadzono badania statyczne i zmęczeniowe belek sprężonych oraz trwałości cięgien niemetalicznych na przykładach obiektów mostowych w mniejszej skali czy pali fundamentowych w skali naturalnej.

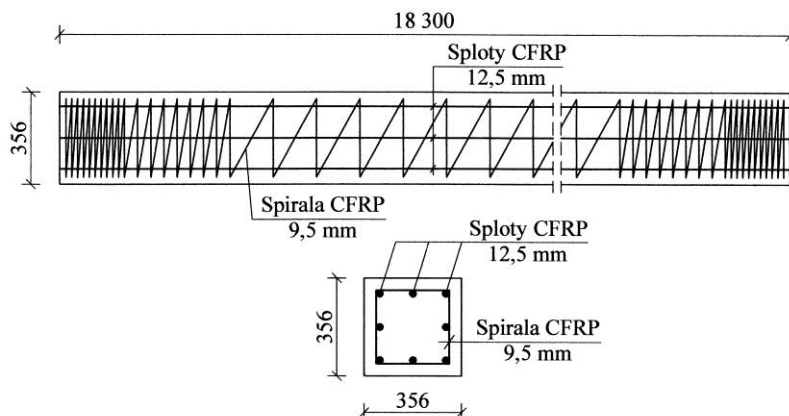
W 1995 roku, w Japonii wydano pierwszy podręcznik do projektowania elementów zbrojonych i sprężonych materiałami kompozytowymi FRP, podczas gdy w 1997 roku podobne wytyczne dla obiektów mostowych i kubaturowych zostały wydane przez Canadian Standard Association. W obecnych krajowych normach do projektowania, a w szczególności w Eurokodzie 2 [N1], brak jest wzmianek dotyczących projektowania konstrukcji betonowych zbrojonych czy sprężanych materiałami FRP. Kilka zaleceń podano natomiast w Prenormie Konstrukcji Betonowych Model Code 2010 [N10], na podstawie której podano właściwości materiałów FRP w tabelicy 5 (uzupełnione o właściwości BFRP wg [29]). Cięgna kompozytowe z powodzeniem stosowane są w różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Poniżej przedstawiono kilka wybranych zastosowań.

Tablica 5 Właściwości włókien FRP przy rozciąganiu wg [N10, 29] .

Właściwości włókien FRP	CFRP	GFRP	AFRP	BFRP
Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	3500-5000	1800-4580	2760-4200	3000-4840
Moduł sprężystości [GPa]	230-650	72-86	62-175	89-110
Odkształcenia graniczne [%]	0,5-1,5	2,4-5,3	1,4-4,4	2,6-6,0
Gęstość [g/cm ³]	1,75-1,95	2,5-2,62	1,39-1,44	2,65-2,68

Sprężone pale podpierające kompozytowe moło w Porcie Hueneme w Kalifornii

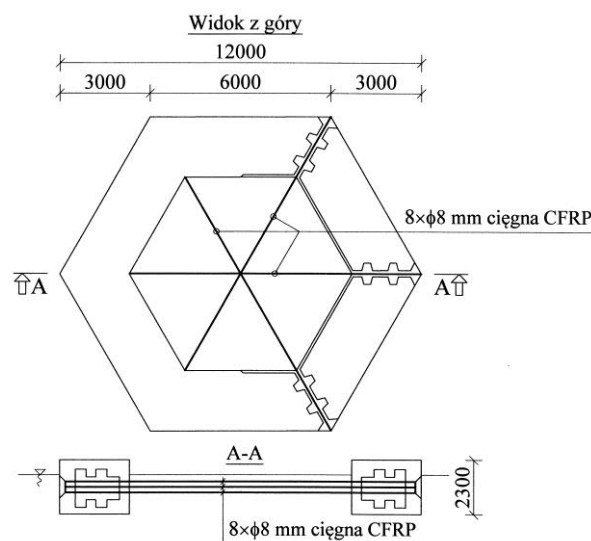
Przykładem zastosowania materiałów FRP mogą być pale fundamentowe, których pierwsze badania na rzeczywistych obiektach przeprowadzono już na początku lat 90. Przedmiotem badań były pale podpierające kompozytowe moło w Porcie Hueneme w Kalifornii. Dwa pomosty o długości 6,1 m wsparto na 12 kompozytowych filarach o długości 18,3 m i przekroju kwadratowym o boku 356 mm (rys. 72). Pale sprężono 8 splotami CFRP o średnicy 12,5 mm i dodatkowo zastosowano strzemiona w postaci spirali ze splotu CFRP o średnicy 9,5 mm. Wprowadzone ciągną napięto wywołując w przekroju naprężenia ściskające o wartości 4,83 MPa. W trakcie realizacji wykonywano pomiary naprężeń, rejestrując ściskanie w zakresie 20,7-23,4 MPa, podczas gdy wartości dopuszczalne przyjęto na poziomie 30,3 MPa. Zagłębianie filarów zakończono uzyskując wymaganą nośność na głębokości 13,7 m, czyli mniejszej niż zakładana. Wówczas elementy odcięto zmieniając rozstaw strzemion na końcu elementu z 25 mm na 150 mm. Nie wpłynęło to jednak negatywnie na stan końcówki pala - nie doprowadziło do jej spękań.



Rys. 72 Sprężenie betonowych pali fundamentowych ciągnami CFRP.

Pływające platformy w Japonii

Kolejnym przykładem zastosowania ciągnień kompozytowych jest konstrukcja sześciokątnych platform pływających, zrealizowanych jako projekt Ministerstwa Transportu najpierw w Prefekturze Kanagawa a następnie Fukushima w Japonii [W12]. Geometrię platformy pokazano na rysunku 73. Osiem betonowych elementów stanowiących boki sześciokąta złożono w kompletny sześciokąt. W stykach zastosowane specjalne dyble uniemożliwiający wzajemne przesuwanie się elementów względem siebie. Zaciśnięcie elementów zrealizowano stosując 3 wiązki po 8 splotów CFRP o średnicach 8 mm, rozciągniętych po przekątnych sześciokąta. Ciągna napięto siłą równą 80% siły zrywającej, przy czym pod obciążeniami użytkowymi poziomy naprężenie spadł do 60% wytrzymałości na zerwanie. Na rysunku 74 pokazano platformę podczas montażu oraz pływającą na wodzie.



Rys. 73 Geometria i sprzężenie pływających platform betonowych w Japonii [W12].



Rys. 74 Widok pływającej platformy betonowej podczas montażu i na wodzie.

10. Błędy w projektowaniu i realizacji konstrukcji kablobetonowych

Błędy skutkujące awariami konstrukcji kablobetonowych popełniane są zarówno na etapie projektowania, wykonywania czy też ich użytkowania. Wynikają w dużej mierze z braku doświadczenia z trudnymi urządzeniami konstrukcyjnymi, w które wprowadzane są często duże siły i naprężenia wstępne. Prawdopodobieństwo wystąpienia błędów pogłębia słaba znajomość stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych, właściwości stosowanych materiałów czy zasad ich pracy i użytkowania.

Błędy prowadzące do awarii w realizacjach i użytkowaniu konstrukcji kablobetonowych można podzielić na :

- błędy projektowe - polegają najczęściej na niewłaściwym oszacowaniu obciążeń, kombinacji obciążeniowych, niewłaściwym skonstruowaniu detali i szczegółów konstrukcyjnych, braku przewidzenia kolizji zbrojenia, kabli sprężających czy całych elementów z innymi fragmentami konstrukcji,
- błędy wykonawcze – niewłaściwy montaż zbrojenia, armatury sprężającej czy niewłaściwe betonowanie (słabe zagęszczenie betonu w strefach o dużej intensywności zbrojenia i elementów sprzężenia, zagniatanie i zabetonowanie osłonek kablowych),

- błędy w użytkowaniu – brak odpowiedniej troski o konstrukcje (zwłaszcza zakotwień), brak okresowych przeglądów konstrukcji, mechaniczne uszkodzanie zakotwień i cięgien w trakcie prowadzenia robót budowlanych w trakcie użytkowania obiektów.

Oto kilka wybranych przykładów błędów w projektowaniu, wykonywaniu i użytkowaniu konstrukcji kablobetonowych:

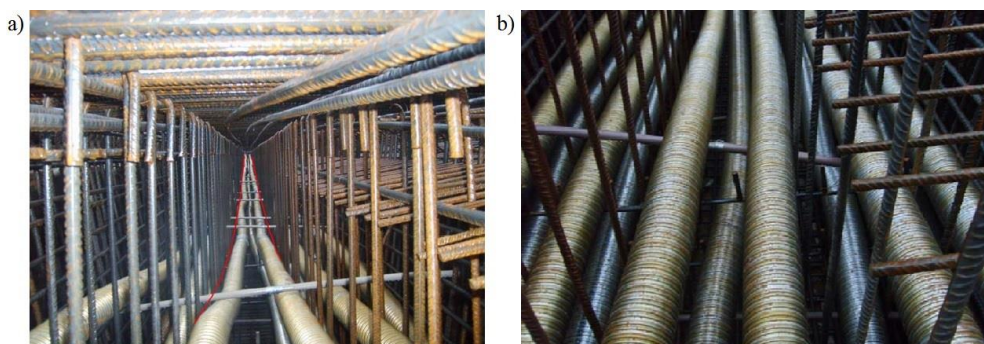
- 1) Na rysunku 75 pokazano dwa przykłady zniszczenia strefy zakotwień podczas sprężania. Zniszczenia mogły być spowodowane zbyt wczesnym przyłożeniem siły do betonu (kiedy nie posiadał on jeszcze wymaganej wytrzymałości) ale również zbyt słabym zabrojeniem mocno obciążonej strefy elementu.
- 2) Rysunek 76a prezentuje przypadek, gdzie załamane w planie kable sprężające zostały wyrwane z belki wraz z otuliną betonową i zbrojeniem poprzecznym. W przypadku gdy istniała konieczność skonstruowania belki i geometrii sprężenia w taki sposób, należało zastosować odpowiednio gęste i mocne poprzeczne zbrojenie spinające zapobiegające wyrwaniu kabli. Błąd został popełniony na etapie projektowania.
- 3) Kolejny przypadek (rys. 76b) to zapadnięcie się zakotwienia do belki przy sprężaniu w wyniku złego zagęszczenia betonu w jego okolicy.
- 4) Rysunek 77 pokazuje przypadek niewłaściwego wykształtowania trasy osłonek kablowych. W przypadku (a) odchyłki od przewidywanej trasy wynikają z niedokładności ułożenia i mocowania osłonek. W przypadku (b) doszło do kolizji osłonki ze ściąganiem szalunku i została ona przesunięta. Wynikiem błędu wykonawczego będą większe straty siły w wyniku tarcia.
- 5) Na rysunku 78 pokazano przypadek, gdzie doszło do rozwarstwienia betonu cienkiej płyty w strefie zakotwień wgłębnych. Zakotwienie w tej strefie zrealizowano w postaci rozplecionych końcówek splotów. W wyniku nadmiernej koncentracji naprężeń (być może przy zbyt wczesnym wprowadzeniu siły) doszło do rozwarstwienia betonu i wyrwaniu zakotwień z płyty. Strefa ta została rozkuta, ponownie zabetonowana a cięgna ponownie napięte.
- 6) Przypadek pokazany na rysunku 79 to przykład braku rozpoznania konstrukcji stropu podczas wykonywaniu odwiertów rdzeniowych w płycie. W celu zbadania przyczyn pękania i odpajania warstw podłogi parkingu, specjalistyczna firma chcąc zbadać wytrzymałość betonu pobierała próbki rdzeniowe z płyty. Przy rozstawie cięgien bez przyczepności wynoszącym 1,0 m, natrafiono na cięgno odwiertem o średnicy 80 mm, w wyniku czego doszło do jego przecięcia (rys. 79a). Przecięcie cięgna spowodowało odrzut zakotwienia na czole płyty i przebicie warstw elewacyjnych (rys. 79b). W miejscu uszkodzenia cięgna wykuto rowek o długości około 1 m wzdłuż jego trasy, splot wysunięto poza czoło celem montażu na nim prasy naciągowej, brakujący odcinek w wykutej bruździe uzupełniono nowym splotem połączonym łącznikami po czym splot ponownie napięto i zakotwiono. Rozkuta strefę przecięcia zabetonowano a strefę zakotwienia zabezpieczono zaprawą niskoskurczową i tynkiem mineralnym.
- 7) Na rysunku 80 pokazano przykład, gdzie w wyniku nieodpowiedniej troski o betonowe kratownice z dolnymi pasami sprężonymi doszło do korozji zakotwień oraz styków segmentów, co doprowadziło do przerwania ciągłości pasa dolnego i „złamania” kratownicy, która zawisała na zalegających na niej rurociągach [30].



Rys. 75 Uszkodzenie (pęknięcie) strefy zakotwień w skutek jąd przeciążenia.



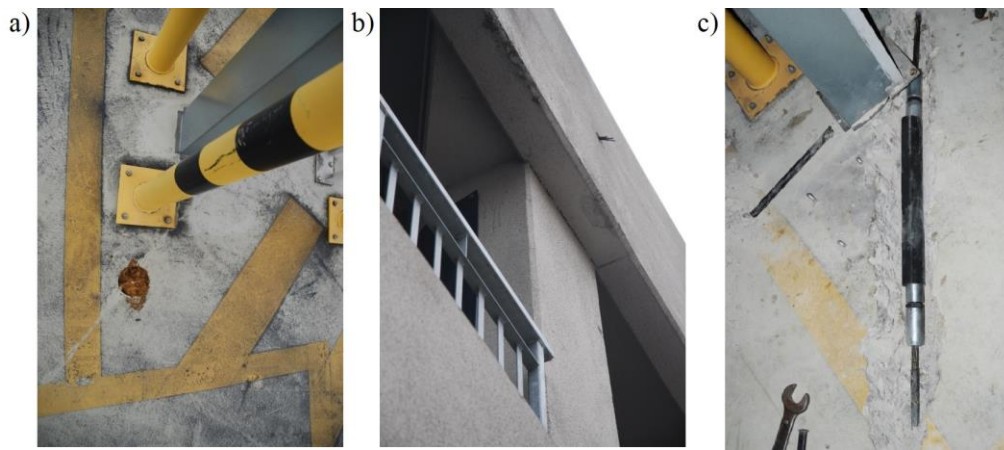
Rys. 76 Uszkodzenie belki w wyniku złego ukształtowania jej geometrii bądź zbrojenia (a), zapadnięcie się zakotwienia przez słabe zagęszczenie betonu (b).



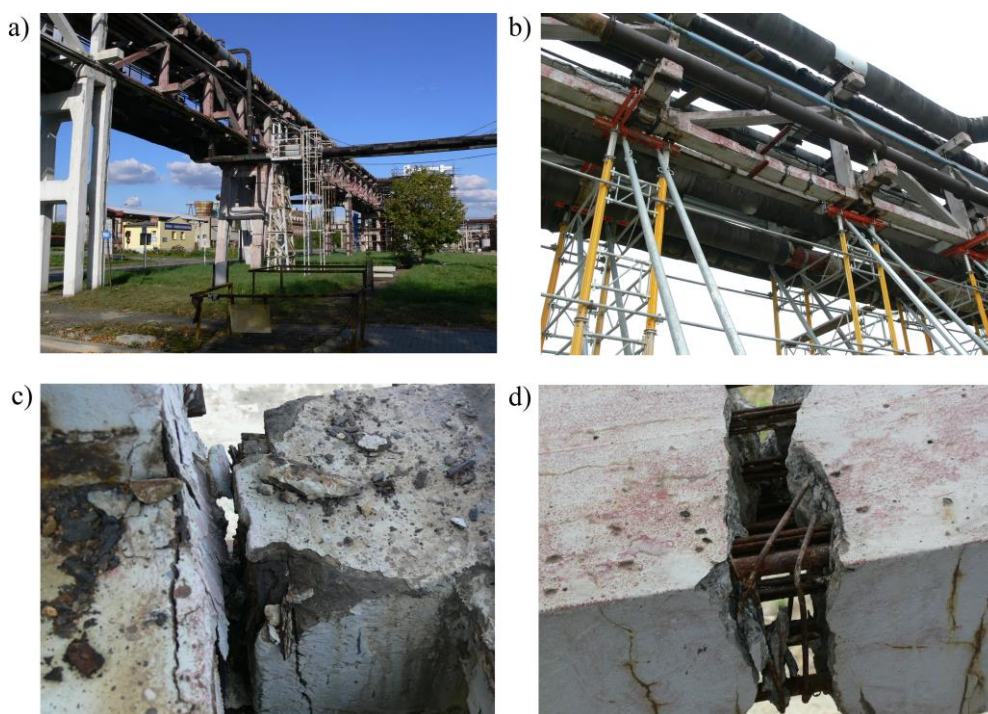
Rys. 77 Niewłaściwe prowadzenie kanałów kablowych (a), kolizja kanałów ze ściągami szalunków (b).



Rys. 78 Rozerwanie strefy zakotwień biernych w płycie.



Rys. 79 Przekucie splotu odwiertem rdzeniowym (a), wystrzelenie splotu z płyty po przekięciu (b), naprawiony splot (c).



Rys. 80 Niewłaściwe prowadzenie kanałów kablowych.

11. Podsumowanie

Konstrukcje kablobetonowe w Polsce swój rodowód datują na początki lat 50-tych ubiegłego stulecia, niewiele po tym jak zaczęto realizować je w bogatszych krajach poza granicami Polski. Od początku lat pięćdziesiątych w naszym kraju rozwijano technologię wznoszenia kablobetonowych zbiorników, obiektów mostowych czy dachów dużych rozpiętości. Stosowano początkowo wielodrutowe systemy kabli sprężających, centryczne z zakotwieniami Freyssineta czy pasmowe z zakotwieniami Magnela. Znacznie później, przełomem w rozwoju konstrukcji kablobetonowych było zastosowanie splotów sprężających. Największą trudność w adaptacji kablobeton napotkał jednak w budynkach. Pierwsze realizacje stropów w budynkach miały miejsce dopiero na początku obecnego millennium. Utrudniony dostęp do specjalistycznego oprogramowania, zagranicznych publikacji i technologii sprawił, że pierwsze stropy w budynkach w tej technologii zaczęto wykonywać dopiero na początku obecnego wieku. Pewnym przełomem stało się opracowanie własnych (w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK) czy pojawienie się zagranicznych cięgien bez przyczepności.

W niniejszej pracy autorzy, prócz krótkiej historii i zasad kształtowania współczesnych konstrukcji kablobetonowych, na tle kilku zagranicznych realizacji, starali się pokazać krajowy dorobek w dziedzinie projektowania i realizacji konstrukcji kablobetonowych. Należy w tym miejscu nadmienić, iż znaczącą rolę w tej dziedzinie odegrało połączenie inżynierskiej działalności TCE Structural Design & Consulting z działalnością naukowo-badawczą prowadzoną w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej.

Bibliografia

- [1] Szydłowski R., Bednarz K., *Material and construction solutions of war shelters with the example of Hitler's main headquarters in the Wolf's Lair*. Technical Transactions – Civil Engineering, Nr 1, 2018, str. 87÷101.
- [2] Kluz T., Ciok Z., Zieliński J., *Pierwsze konstrukcje z betonu sprężonego w budownictwie mostowym w Polsce*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1955, str. 62÷72.
- [3] Kuś S., Zieliński Z., *Konstrukcja sprężona trubun sztucznego lodowiska w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 1, 1955, str. 8÷12.
- [4] Dąbrowski Z., Flak S., *Produkcja prefabrykowanych dźwigarów kablobetonowych do trybun sztucznego lodowiska w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 1, 1955, str. 13÷16.
- [5] Gućzek K., Minch J., Borcz A., *Sprężanie zbiorników wg metody Michajłowa*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 11, 1959, str. 423÷428.
- [6] Ciesielski J., *Sprężone zbiorniki wodociągu miejskiego*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 12, 1959, str. 477÷483.
- [7] Sieńko R.: *Konstrukcje kablobetonowe*. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 10÷13 marca 2010
- [8] Ajdukiewicz A., Golonka K., *Sprężone stropy płaskie dużej rozpiętości – środki techniczne, ograniczenia i metody projektowania*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej Konstrukcje Sprężone KS2012, Kraków, 16÷17 kwietnia 2015.
- [9] Szydłowski R., Łabuzek B., *Post-Tensioned Concrete Long-Span Slabs in Projects of Modern Building Construction*. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 245 (2017) 022065.
- [10] Szydłowski R., *Stropy płytowe sprężone cięgnami bez przyczepności*. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2018 (w składzie).
- [11] Kluz T., *Materiały do produkcji betonów sprężonych. Stan obecny i perspektywy rozwojowe*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1964, str. 42÷47.
- [12] Sieńko R., Szydłowski R., *Odpowiedź przekrycia dachowego o konstrukcji cięgnowej na oddziaływanie w postaci fali akustycznej*. Przegląd Budowlany, Nr 5, 2003, str. 41÷44.
- [13] Khan S., Williams M., *Post-tensioned Concrete Floors*. Butterworth-Heinemann, Bodmin, UK 1994.
- [14] Ajdukiewicz A., Golonka K., *Płaskie stropy sprężone cięgnami bez przyczepności-specyfika projektowania*. Inżynieria i Budownictwo, Nr. 2, 2007, str. 300÷309.
- [15] Solecki A., Andrzejewski J., Kandybowicz A., *Platinum Towers w Warszawie. Pierwszy w Polsce budynek z płytowymi stropami sprężonymi*. Inżynieria i Budownictwo, Nr. 4, 2008, str. 186–187.
- [16] Derkowski W., *Monolityczny, lekki strop żebrowy, sprężony cięgnami bez przyczepności*. Materiały Budowlane, Nr 5, 2012, str. 6÷10.
- [17] Szydłowski R., Mieszczak M., *Gdzie jest granica smukłości sprężonych płyt stropowych ? O projekcie i badaniach stropów sprężonych w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Koźmicach*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej Konstrukcje Sprężone KS2015, Kraków, 16÷17 kwietnia 2015.

- [18] Goodchild C. H., Webster R. M., Elliott K. S., *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2*. MPA The Concrete Centre, Maidenhead, UK, 2009.
- [19] Szydłowski R., Szreniawa M.: *O projekcie i realizacji sprężonych belek transferowych w budynku w centrum Warszawy*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej Konstrukcje Sprężone KS2015, Kraków, 16÷17 kwietnia 2015.
- [20] Szydłowski R., Szreniawa M., *About the project and study of post-tensioned transfer beams under the five-storey building in the centre of Warsaw*. Proceedings of 4th Annual International Conference on Architecture and Civil Engineering (ACE 2016), Singapur, 25÷26 maja 2016, str. 464÷470.
- [21] Szydłowski R., *O projekcie i realizacji sprężonych belek transferowych w budynku przy Placu Zamkowym w Warszawie*. Przegląd Budowlany, Nr 1, 2017, str. 34÷39.
- [22] Suwalski L., Zgagacz L., *Projekt i realizacja ZKF w oczyszczalni ścieków w Łodzi*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 6, 1993, str. 219÷221.
- [23] Dyduch K., Płachecki M., Szydłowski R., *Analiza wzmocnień i napraw okrągłych zbiorników żelbetowych na cieczy techniką sprężania*. Materiały Budowlane, Nr 9, 2015, str. 90÷91.
- [24] Seruga A., *Analiza stanów naprężenia i odkształcenia w powłokach zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego*. Monografia 289, Politechnika Krakowska, 2003.
- [25] Szydłowski R., Łabuzek B., *Prestressed concrete usage in church buildings construction in Poland*. Technical-Transactions, Nr 2-B, 2016, pp. 185÷195.
- [26] Szydłowski R., Łabuzek B., *Zastosowanie betonu sprężonego w projektach kościołów w Polsce*. Przegląd Budowlany, Nr 2, 2017, str. 24÷30.
- [27] Szydłowski R., Łabuzek B., Turcza M., *Prestressed Ring Beam in the Church of St. Peter's and Paul's in Bodzanow, Design and Realization*. IOP Conference Series: Material Science and Engineering, 245 (2017) 022066.
- [28] Szydłowski R., Ogrodniczek M.: *Pierwsze krajowe pomosty wag samochodowych z betonu sprężonego*. Przegląd budowlany, Nr 6, 2015, str.100÷104.
- [29] Zhishen W., Wang X., Ganga W.: *Advancement of Structural Safety and Sustainability with Fiber Reinforced Polymers*. Proceeding of 6th International Conference on FRP Composites, Rome 2012.
- [30] Dyduch K., Szydłowski R., *Awaria i wzmocnienie sprężonej konstrukcji nośnej estakady w zakładach chemicznych*. Materiały XXV Konferencji naukowo-technicznej Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 24÷27 maja 2011.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. Wrzesień 2008.
- [N2] PN-B-03264: *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Grudzień 2002.
- [N3] *FIP Recommendations for the Design of Flat Slabs in Post-tensioned Concrete*. Cement & Concrete Association, Wexham Springs 1980.
- [N4] *FIP Recommendations: Design of post-tensioned slabs and foundations*. SETO, London 1999.
- [N5] Concrete Society Technical Report No. 43: *Post-tensioned concrete floors. Design Handbook*. Cromwell Press, Wiltshire, UK 2005.
- [N6] Fib-Bulletin No. 31: *Post-tensioning in building*, Lausanne, February 2005.

- [N7] PN-EN 1992-3 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze*. 2008.
- [N8] FIP Commission on Concrete Storage Vessel Systems. *Recommendations for design, construction and maintenance of concrete water storage vessels*. Amsterdam, May 1998.
- [N9] ACI Committee 344 Report. 1988: *Design and construction of circular prestressed concrete structures with circumferential tendons*.
- [N10] Pre-norma Konstrukcji Betonowych, fib Model Code 2010, fib CEB-FIP Polish Group, 2014.

Materialy reklamowe

- [M1] Konstrukcje sprężone SYSTEM C Freyssinet Polska
- [M2] Materiały instruktażowe Freyssinet – technologie - zakotwienia
- [M3] Cobiax Quick-Guide. Heinze Cobiax Deutschland GmbH, 2017

Strony internetowe

- [W1] www.kalobeton.pl
- [W2] <http://en.vsl.cz/post-tensioning/>
- [W3] www.strand-eg.com
- [W4] <http://monostrand-anchorage.blogspot.com/>
- [W5] <http://severs.impressinteractive.com.au/>
- [W6] <http://en.vsl.cz/>
- [W7] www.wiremanufacture.com
- [W8] www.macalloy.com
- [W9] <http://palcotek.com/cobiax/en/cobiaxTechnology.php>
- [W10] www.cobiaxusa.com
- [W11] <https://www.linkedin.com/pulse/perch%C3%A9-utilizzare-il-solaio-alleggerito-cobiax-lopunzione-italia>
- [W12] www.wtec.org/loyola/compce/03_03.htm