

O PROJEKCIE I REALIZACJI SPRĘŻONYCH BELEK TRANSFEROWYCH W BUDYNKU W CENTRUM WARSZAWY

Rafał Szydłowski¹, Magdalena Szreniawa²

Politechnika Krakowska

Streszczenie. Przy wznoszeniu budynków często zachodzi potrzeba utworzenia w niższych kondygnacjach dużych, wolnych od podpór przestrzeni przy gęstym układzie konstrukcyjnym na wyższych kondygnacjach. Do przeniesienia obciążeń z wyższych kondygnacji na podpory konstruuje się wówczas płyty bądź belki transferowe. Są to mocno obciążone, zginane i ścinane elementy wymagające znacznej wysokości przekroju. Zastosowanie sprężenia pozwala zredukować wysokość transferowych elementów żelbetowych. W zrealizowanym w ubiegłym roku w Warszawie budynku biurowo-usługowym, w części posadowionej nad tunelem trasy W-Z, zaprojektowano i wykonano 6 kablobetonowych belek transferowych o przekroju $1,80 \times 1,60$ m o zmiennej rozpiętości wynoszącej w osiach podpór od 23,80 do 28,20 m. Na belkach wsparto 5 kondygnacji budynku. W pracy przedstawiono podstawowe założenia projektowe, wyniki obliczeń modelowych i pomierzonych w trakcie realizacji deformacji konstrukcji oraz zastosowane rozwiązania technologiczne.

Słowa kluczowe: belka transferowa, kablobeton, przekrój zespolony, strop sprężony.

1. Wprowadzenie

W konstruowaniu budynków żelbetowych, przy braku możliwości zachowania ciągłości podpór kondygnacji wyższych w dolnej kondygnacji, zachodzi często potrzeba przeniesienia obciążeń z wyższych kondygnacji na najbliższe podpory poprzez mocno obciążoną płytę bądź belki dużej rozpiętości (elementy transferowe). Problem wywołany jest najczęściej koniecznością lokalizacji dużych, wolnych od podpór przestrzeni w dolnych kondygnacjach. Mocno obciążone elementy zginane i ścinane dużej rozpiętości wymagają często dużych wysokości przekrojów. Zastosowanie sprężenia umożliwia znaczną redukcję przekrojów elementów. Sprężenie elementów transferowych może być zrealizowane kablami prostoliniowymi przy dolnej i górnej powierzchni elementu odpowiednio w przęśle i nad słupami. Najbardziej efektywne jest jednak sprężenie o trasach zakrzywionych dostosowanych do przebiegu momentów zginających. Prócz wykorzystania pozytywnego efektu „zwisu ciężna” sprężenie takie w dużym stopniu redukuje siły ścinające w pobliżu podpór. Smukłe elementy transferowe z mocnym sprężeniem wymagają najczęściej etapowego wprowadzania siły w miarę powstawania budynku.

W świecie rozwiązania takie stosowane są z powodzeniem od wielu lat. W 1988 r. w Hong Kongu w budynku Pacific Place zastosowanie sprężenia w ilości 22 kg/m^3 w płycie transferowej grubości 4,5 m, niosącej 52 kondygnacyjny budynek pozwoliło zredukować ilość zbrojenia zwykłego z 500 kg/m^3 w wersji żelbetowej do 180 kg/m^3 w wersji sprężonej [2].

W 1999 r. w budynku Funchal Crown Plaza Hotel w Portugalii 6 kondygnacji posadowiono na sprężonych belkach transferowych o rozpiętości 18 m i wysokości 2,5 m [2]. W późniejszych latach wykonano w świecie wiele innych tego typu realizacji. Problem projektowania płyt transferowych poruszano m. in. w [3]. W pracy [6] natomiast zaprezentowano nieco odmienne rozwiązanie projektowe polegające na utworzeniu z dwóch stropów i ścian łączących sztywnego ustroju nośnego nad dużą salą reprezentacyjną w dolnej kondygnacji.

W 2014 roku w zrealizowanym przy ulicy Senatorskiej w Warszawie budynku (rys. 1)

¹ dr inż., rszydowski@op.pl

² mgr inż., magdalena.szreniawa@gmail.com

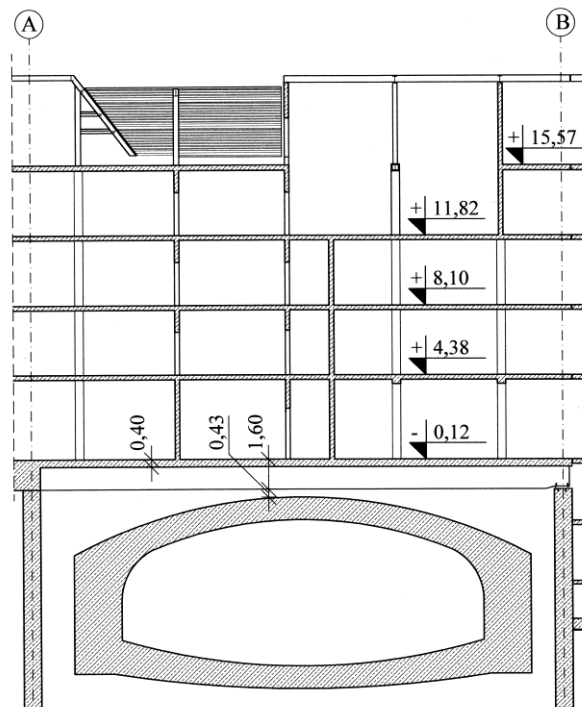
zastosowano 6 sprężonych belek transferowych o przekroju $1,80 \times 1,60$ m i rozpiętości w osiach podpór od 23,8 do 28,2 m. Przebiegający pod budynkiem tunel trasy W-Z został obstawiony ścianami szczelinowymi a na nich, na belkach transferowych wsparto 5 nadziemnych kondygnacji budynku (rys. 2).



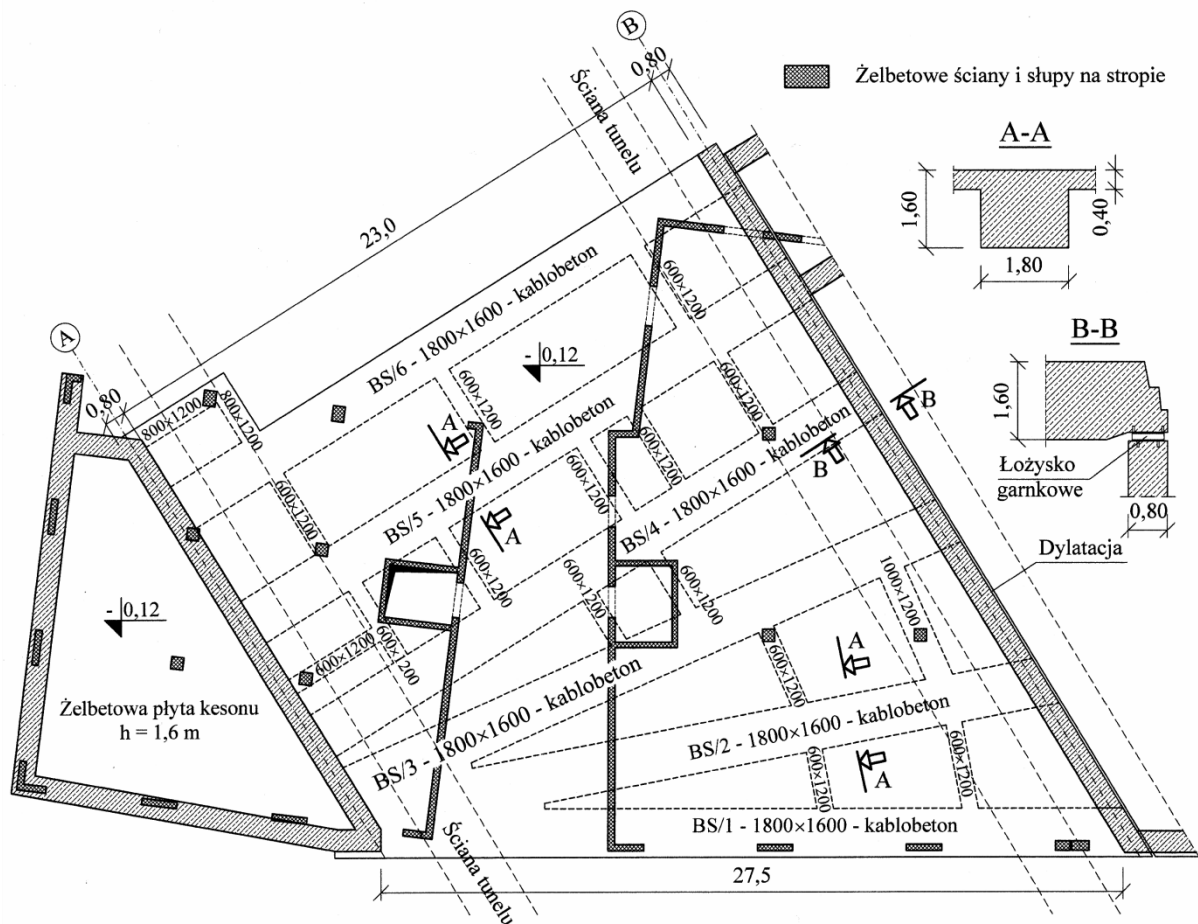
Rysunek 1. Wizualizacja budynku z belkami transferowymi (źródło: RKW Rhode Kellermann Wawrowsky Polska Sp. z o. o.).

2. Geometria budynku, charakterystyka obciążeń, założenia projektowe

Przedmiotowy budynek zaprojektowano na rzucie wydłużonego prostokąta o wymiarach ok. 85×30 m. Pod końcowym fragmentem budynku przebiega żelbetowy tunel strasy W-Z (rys. 2 i 3). Pod całym budynkiem zlokalizowano 2 podziemne kondygnacje garażu, które zostały przerwane w miejscu tunelu. Wzdłuż ścian tunelu wykonano ściany szczelinowe grubości 0,80 m, na których wsparto strop transferowy niosący 5 kondygnacji nadziemnych (2 z nich ukryto w dachu jako poddasze). Strop transferowy w poz. $-0,12$ m tworzy 6 kablobetonowych belek o przekroju $1,80 \times 1,60$ m, połączonych płytą żelbetową grubości 0,40 m. Trzy belki (BS/4, BS/5 i BS/6) biegną prostopadle do ścian szczelinowych a ich rozpiętość w osiach podparcia wynosi 23,8 m. Trzy belki (BS/1, BS/2 i BS/3) rozchodzą się promieniście od węzła a rozpiętość najdłuższej belki BS/1 wynosi 28,2 m. W osi A belki zostały utwierdzone w płycie kesonu o grubości 1,60 m. Przy osi B zlokalizowano natomiast dylatacje budynku. Podparcie belek musiało zapewniać możliwość przesuwu



Rysunek 2. Przekrój przez fragment budynku nad tunelem trasy W-Z.



Rysunek 3. Rzut konstrukcyjny stropu nad tunelem z belkami transferowymi.

o 30 mm. Zastosowano w tym celu mostowe łożyska garkowe (rys. 3 – przekrój B-B). Belki sprężone połączone są licznymi poprzecznikami o przekroju $0,60 \times 1,20$ m, $0,80 \times 1,20$ m i $1,00 \times 1,20$ m. Na stropie wsparte są 2 przebiegające ukośnie ściany żelbetowe wraz z żelbetowymi obudowami szybów windowych oraz liczne żelbetowe słupy.

Autorzy pracy w prezentowanym budynku projektowali tylko przedmiotowy strop sprężony na podstawie otrzymanej geometrii budynku oraz obciążeń na strop przekazanych przez projektantów budynku w postaci liniowych obciążeń od ścian oraz sił skupionych od słupów. Na strop narzucono następujące warunki:

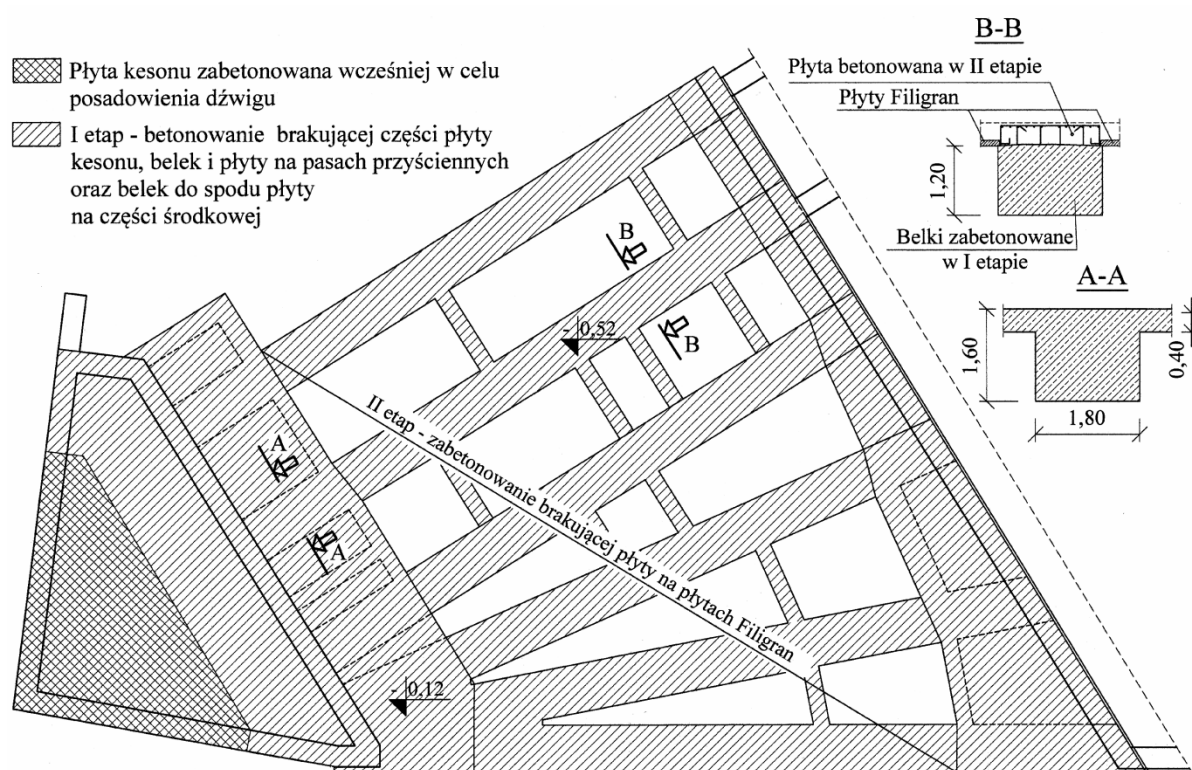
- dopuszczalne obciążenie tunelu jest zbyt małe do przeniesienia ciężaru stropu podczas betonowania. Należało znaleźć rozwiązanie umożliwiające jego wykonanie bez obciążania tunelu pełnym ciężarem mokrego betonu,
- ze względu na wrażliwość zalegającej powyżej konstrukcji na ugięcie stropu całkowita amplituda ugięcia w trakcie realizacji budynku, uwzględniająca trwałe ugięcie reologiczne stropu, została ograniczona do 30 mm. Przy rozpiętości najdłuższej belki 28,2 m jest to $1/940$ rozpiętości.

3. Rozwiązania technologiczno-materialowe

Mając na uwadze warunki przedstawione w punkcie 2 przewidziano etapowe betonowanie i sprężanie stropu. W pierwszej kolejności zabetonowano fragment płyty kesonu w celu umożliwienia montażu dźwigu (obszar wypełniony kratką na rys. 4). Ponieważ nośność tunelu była wystarczająca do przeniesienia ciężaru mokrego betonu samych belek o wysokości 1,20 m (rys. 4, przekrój B-B) zdecydowano wykonać belki w I etapie. Razem z belkami zabetonowano płytę stropową tylko na fragmentach wzdłuż ścian podpierających, co miało na celu ukrycie kabli unoszących się ku górze przy podporach. Płyta w środkowej części stropu została zabetonowana z wykorzystaniem prefabrykatów Filigran opartych tylko na wykonanych wcześniej belkach. Przed betonowaniem płyty do belek wprowadzono pierwsze sprężenie, co spowodowało ich uniesienie i pozwoliło im przejść obciążenie od mokrej płyty. Uniknięto w ten sposób obciążania tunelu mokrą płytą. W realizacji

stropu zastosowano dość kontrowersyjne rozwiązanie technologiczne. Drugi etap sprężenia zaprogramowano tuż po zabetonowaniu płyty pod ciężarem mokrego betonu. Zabieg taki miał na celu wyeliminowanie dużego ugięcia wywołanego ciężarem płyty spoczywającej na wiotkich belkach o niepełnej wysokości. Program sprężenia zostanie szczegółowo omówiony w punkcie 5.

Na rysunku 5 pokazano widok belek zabetonowanych do wysokości płyty. Na fotografii widać przerwane poprzecznice pomiędzy belkami sprężonymi. Prognozowana strzałka wygięcia belek po sprężeniu wynosiła od 2 do 6 mm a w trakcie wprowadzania pierwszego sprężenia belki miały pracować niezależnie (brak płyty). Przy długości poprzecznic od 2,22 do 4,25 m posiadały one wówczas wysokość 0,80 m, miały zatem bardzo dużą sztywność giętą. Uniesienie jednej belki w wyniku sprężenia przy niezmiennym położeniu sąsiedniej spowodowałoby bez wątpienia złamanie (mocne zarysowanie) łączących je poprzecznic. W tym celu zdecydowano przerwać ciągłość poprzecznic stosując przerwy ok. 400÷500 mm. Takie założenie umożliwiło niezależne ruchy belek bez uszkodzenia poprzecznic, zbrojenie podłużne poprzecznic w przerwie ulegało swobodnej deformacji w przerwach. Przerwy zostały zadeskowane i zabetonowane razem z płytą na belkach.



Rysunek 4. Technologia betonowania stropu.



Rysunek 5. Widok belek zabetonowanych do wysokości 1,2 m z przerwanymi poprzecznicami.

3.1 Beton

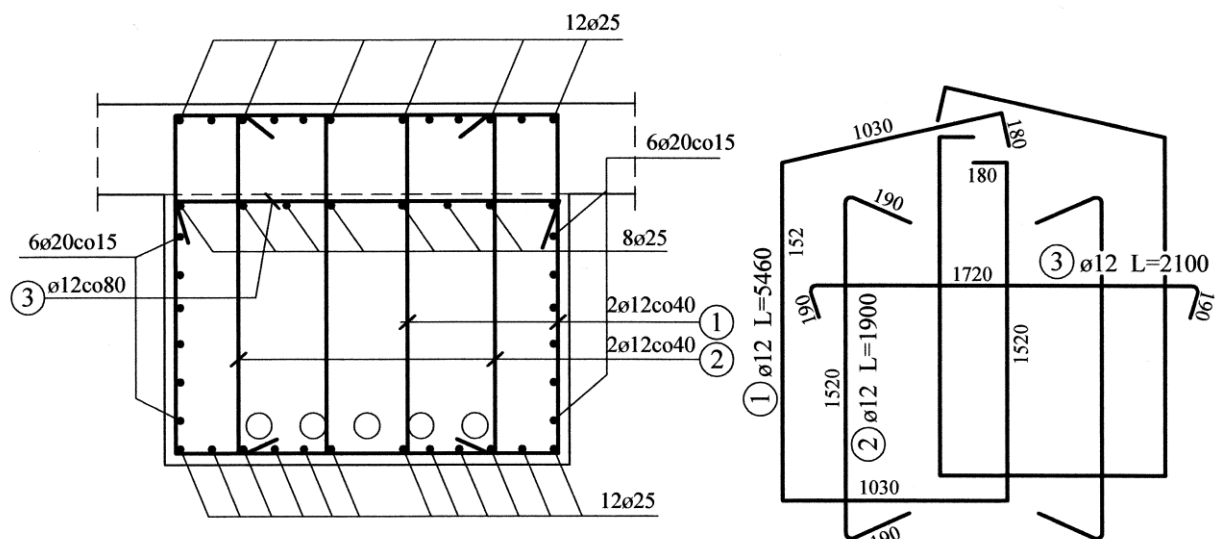
Do wykonania stropu przewidziano beton klasy C35/45 ma kruszywie bazaltowym i cemencie CEM I. Zdefiniowano w projekcie aby przy wprowadzaniu pierwszego sprężenia beton posiadał min. 70 % wytrzymałości 28 dniowej na ściskanie oraz moduł sprężystości min. 30 GPa. Przeprowadzone tuż przed sprężaniem badania próbek walcowych $\phi 150 \times 300$ mm wykazały średnią wytrzymałość betonu na ściskanie równą 43,1 MPa oraz moduł sprężystości równy 39,0 GPa.

3.2 Zbrojenie zwykłe

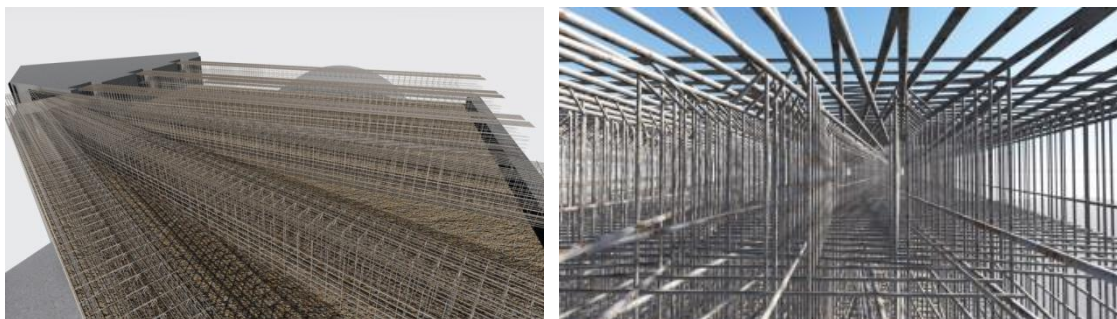
W belkach zastosowano minimalną powierzchnię zbrojenia zwykłego na zginanie ($0,0013db$) tj. 12 prętów $\phi 25$ mm. Zbrojenie minimalne zlokalizowano zarówno przy dolnej jak i przy górnej powierzchni (rys. 6). Dodatkowo, z uwagi na sprężanie belek o niepełnej wysokości, na długości gdzie belki betonowane były bez płyty, zastosowano zbrojenie pod dolną powierzchnią płyty w postaci 8 prętów $\phi 25$ mm. Zastosowano również podłużne zbrojenie przypowierzchniowe w liczbie 6 prętów $\phi 20$ mm przy każdej powierzchni bocznej.

Zbrojenie poprzeczne skonstruowano w postaci 6 gałęzi pionowych $\phi 12$ mm. Tworzyły je 2 zamknięte strzemiona oraz dodatkowo 2 wkładki pionowe. Rozstaw konstrukcyjny pełnego zestawu zbrojenia poprzecznego przyjęto jako 400 mm, natomiast rozstaw wynikający z nośności na ścianie był zróżnicowany. Najmniejszy rozstaw wynosił 100 mm dla belki BS/2 przy osi A.

Spora problemów sprawił zarówno projekt jak i montaż zbrojenia we wspólnym węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3. Próbę wizualizacji zbrojenia w tej strefie przedstawiono na rysunku 7.



Rysunek 6. Zbrojenie zwykłe w przekroju jednej z belek sprężonych.



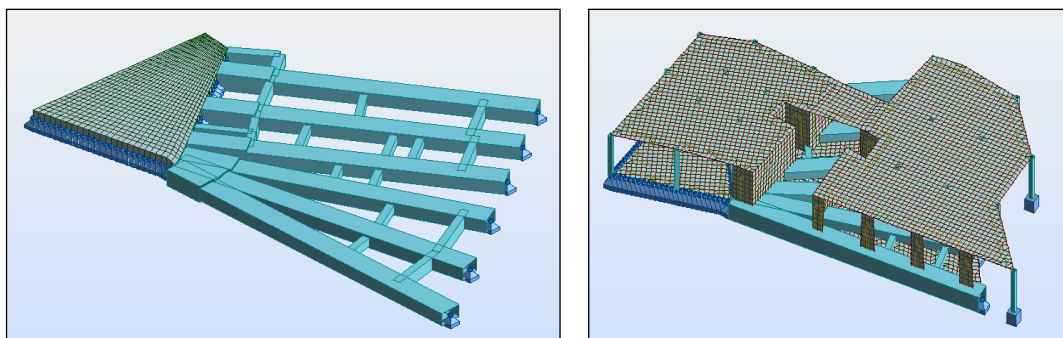
Rysunek 7. Wizualizacja zbrojenia we wspólnym węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3.

4. Obliczenia modelowe

W celu przeprowadzenia analizy statyczno-wytrzymałościowej zbudowano 2 modele w systemie MES (rys. 8). Pierwszy z nich posłużył analizie rusztu przed wylaniem płyty, drugi analizie ukończonego stropu zespolonego. W celu uwzględnienia sztywności konstrukcji zalegającej

ponad stropem utworzono pełną jedną kondygnację. Obciążenie od kolejnych kondygnacji przykładano w postaci obciążenia powierzchniowego do stropu nad kondygnacją parteru. Sprężenie modelowano obciążeniem zastępczym.

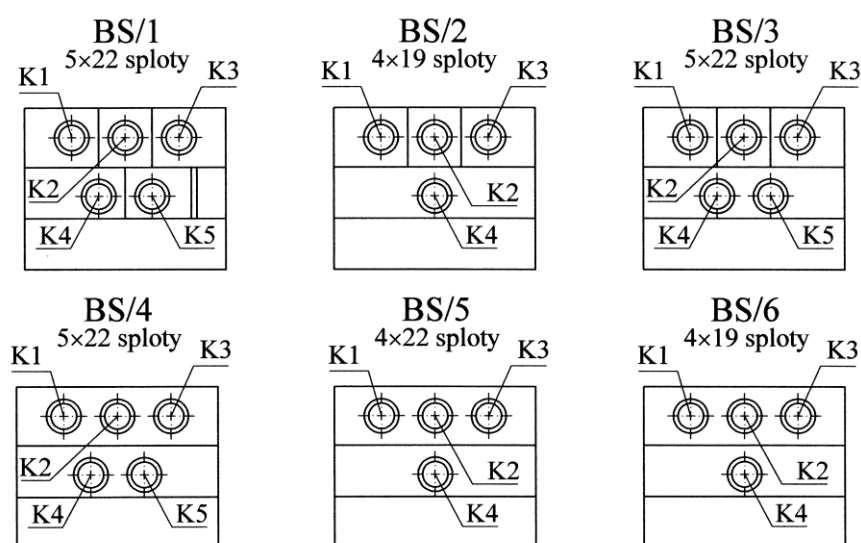
Analizę statyczną prowadzono metodą przyrostową przykładając kolejno obciążenia od poszczególnych etapów realizacji do odpowiednich modeli. Reologię betonu i jej wpływ na wyężenie i deformację konstrukcji uwzględniano poprzez redukcję modułu sprężystości betonu oraz odkształcenia wymuszone modelujące skurcz betonu.



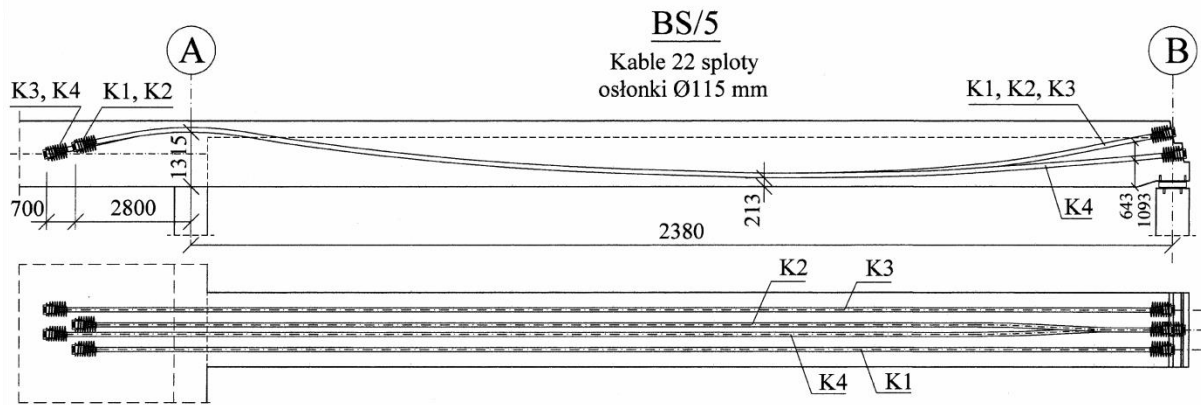
Rysunek 8. Modele w systemie MES użyte w analizie statycznej konstrukcji.

5. Sprężenie, program sprężania

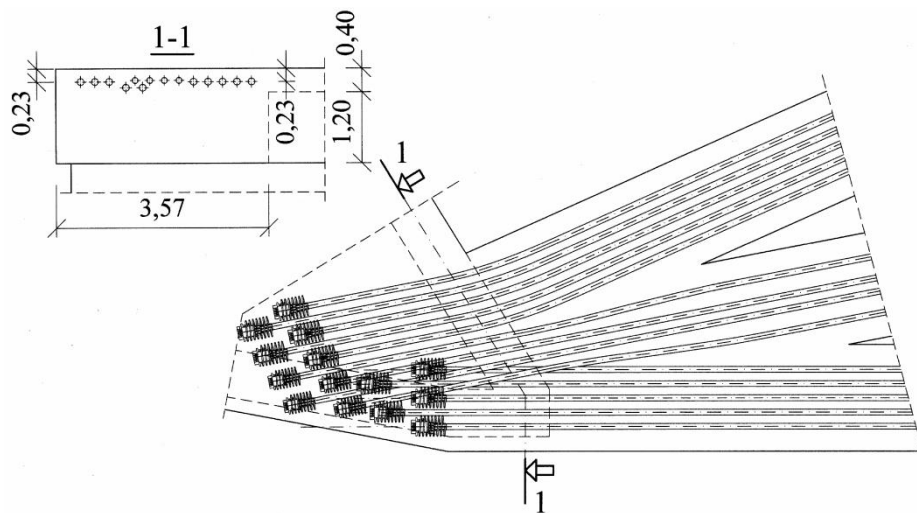
Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wskazała na konieczność użycia sprężenia w liczbie od 4×19 splotów do 5×22 sploty $7\phi 5$. Zróżnicowane sprężenie w belkach wywołane było ich nierównomiernym obciążeniem. Na rysunku 9 przedstawiono przyjęte sprężenie i rozmieszczenie kabli na czołach belek w osi B. Przy osi A kable kotwiono w zakotwieniach biernych betonowanych w płycie kesonu. Na rysunku 10 przedstawiono profil oraz rzut kabli sprężających dla wybranej belki (BS/5). Zakotwienia bierne obniżano w płycie kesonu aby nie wprowadzać w płytę nadmiernych sił na mimośrodach. Zakotwienia zostały umiejscowione z naprzemiennym przesunięciem o 0,70 m w celu uniknięcia nadmiernej koncentracji sił. Na rysunku 11 przedstawiono przebieg kabli w trudnym wspólnym węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3. W celu uniknięcia kolizji część kabli została obniżona (przekrój 1-1). Na niewielkiej powierzchni zlokalizowano 14 dużych rozmiarów zakotwień biernych zlokalizowanych na różnych poziomach (rys. 12a).



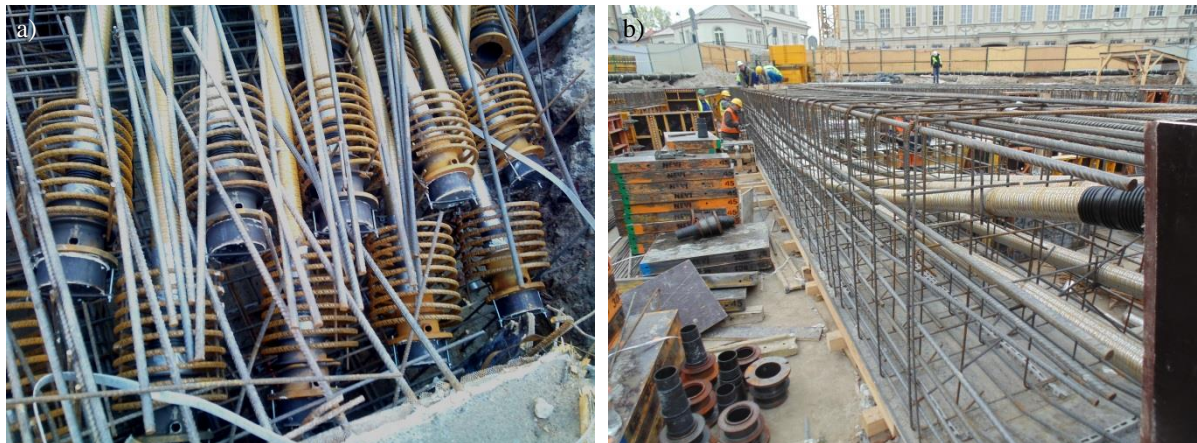
Rysunek 9. Kable sprężające i ich rozmieszczenie na czołach belek.



Rysunek 10. Profil sprężenia dla belki BS/5.



Rysunek 11. Przebieg kabli i lokalizacja zakotwień biernych belek BS/1, BS/2 i BS/3 w węźle.

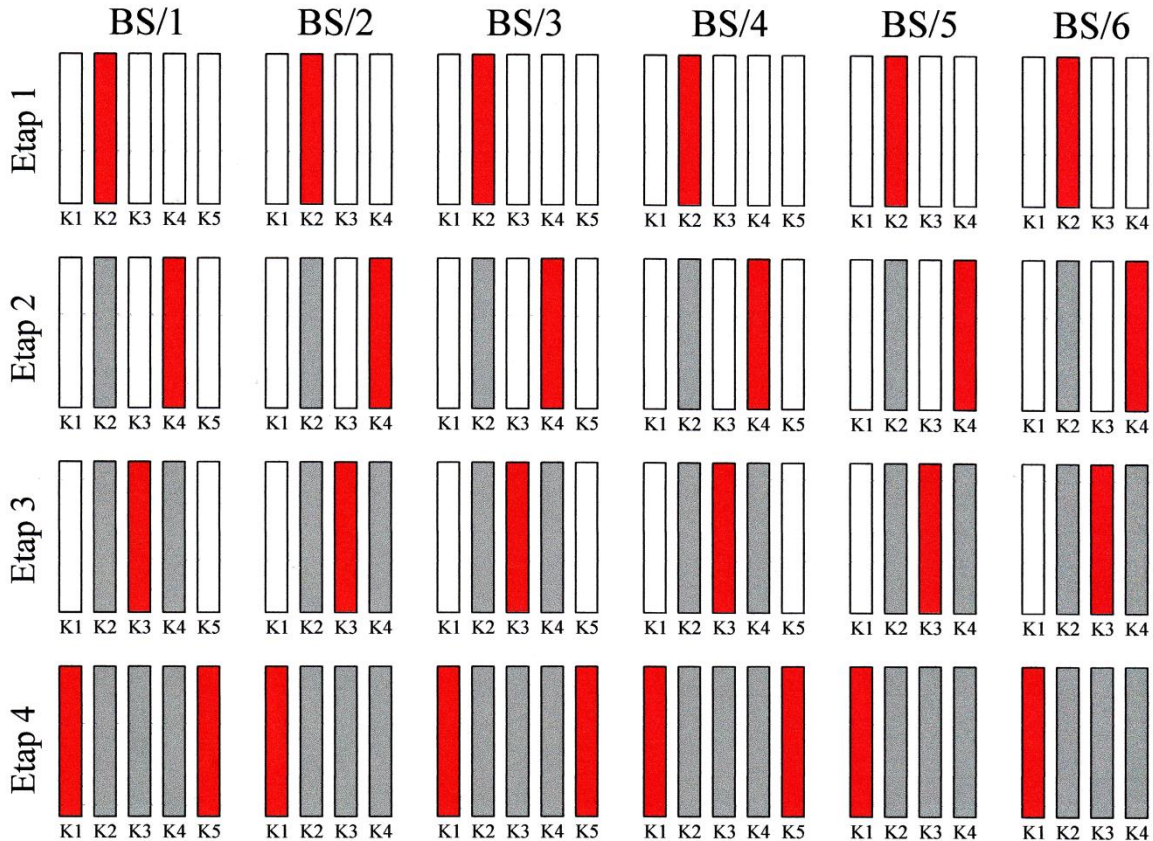


Rysunek 12. Widok zakotwień biernych w węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3 (a), widok jednej z belek w trakcie montażu (b).

Na rysunku 13 przedstawiono harmonogram wprowadzania sprężenia, które zrealizowano w 4 etapach napinając wybrane kable siłą docelową (nie stosowano dociągania kabli). Kabel 22 splotowy napinano siłą 4,4 MN natomiast kabel 19 splotowy siłą 3,8 MN. Opracowany na etapie projektowania program sprężania został w trakcie realizacji obiektu skorygowany i dostosowany do harmonogramu budowy (nierównomierne wznoszenie budynku na stropie transferowym). Ostatecznie zrealizowano następujące etapy sprężania:

- Etap I – w celu odciążenia tunelu podczas betonowania płyty napięto po jednym kablu w każdej

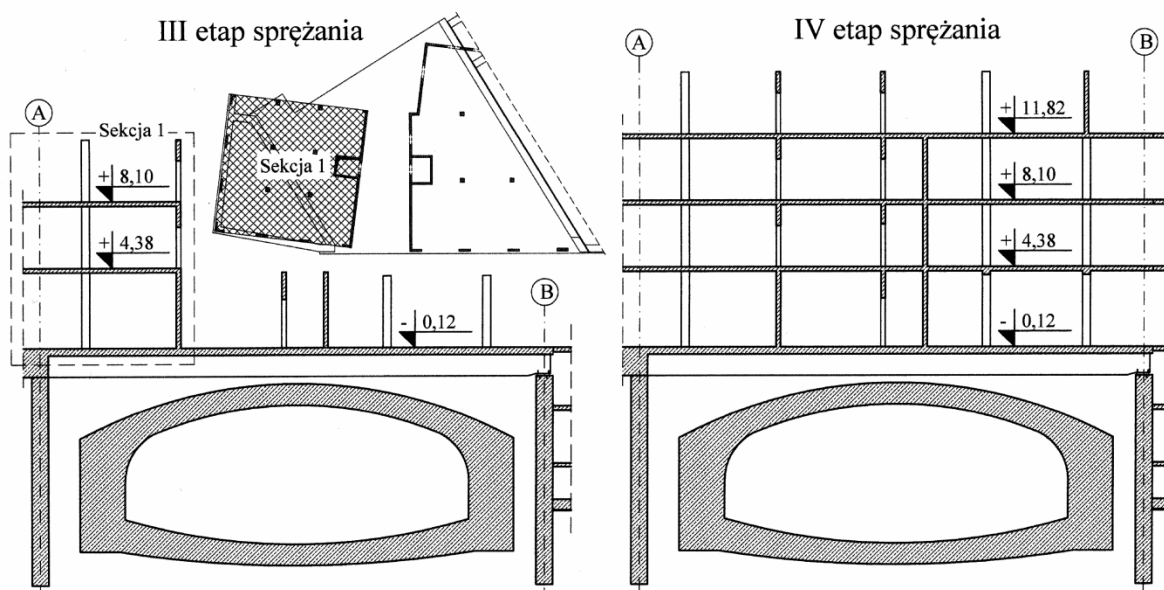
- belce zabetonowanej do dolnej powierzchni płyty czyniąc z nich podparcie dla płyty.
- Etap II – w trakcie betonowania płyty w celu zredukowania dużych ugięć pod jej ciężarem napięto po drugim kablu w belce. Betonowanie odbywało się pasami równoległymi do belek. Kable napinano sukcesywnie bezpośrednio po zabetonowaniu płyty w pobliżu każdej belki.
 - Etap III – trzeci kabel w każdej belce napięto po wykonaniu ścian i słupów pod stropem w poz. +11,82 w sekcji I (rys.14) oraz ścian i słupów parteru na pozostałej powierzchni stropu sprężonego.
 - Etap IV – napięto 1 lub 2 brakujące kable w każdej belce w chwili gdy zrealizowano prawie całą konstrukcję żelbetową (brakowało jedynie ostatniego stropu w poz. +15,57 – rys. 14 i 15a) oraz stalową konstrukcję dachu na części budynku.



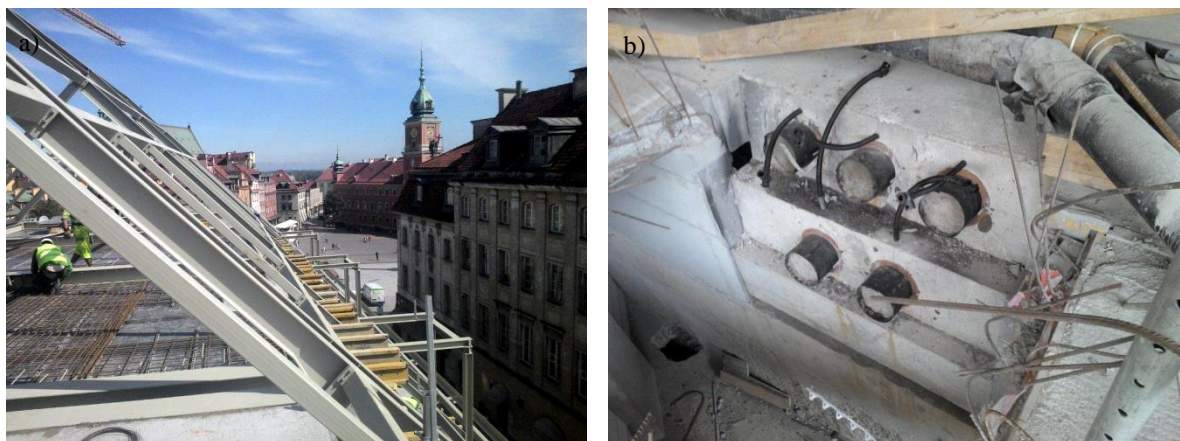
- *Rysunek 13. Harmonogram sprężania (czerwony-kable napinane, szary-kable napięte).*

6. Przewidywania teoretyczne a odpowiedź konstrukcji

Na rysunku 16 przedstawiono diagramy wyznaczonych naprężeń w najbardziej wyężonym przekroju przęsłowym dla wybranych belek BS/1, BS/2 i BS/5 w poszczególnych etapach realizacji (przed i po każdym etapie sprężania). Łatwo zauważyć, iż w przekroju przed zespoleniem (pracuje sama belka o wysokości 1,20 m) wprowadzone w I etapie ściskania na dole zostały zredukowane ciężarem mokrej płyty, po czym zostały ponowione napięciem kolejnych kabli w etapie II. W całym cyklu pracy przekroju pojawiały się niewielkie rozciągania nie przekraczające wartości 2,0 MPa. Po zespoleniu przekroju z płytą rozciągania pojawiały się jedynie w płycie, w dolnych włóknach natomiast zaobserwować można sukcesywny przyrost naprężeń ściskających, które po wprowadzeniu całkowitego sprężenia w belce BS/1 osiągnęły wartość 19,7 MPa. Naprężenia ściskające na dolnej krawędzi przy uwzględnieniu wszystkich obciążeń (również użytkowych) oraz strat siły sprężających dla trzech prezentowanych belek wynoszą od 3,2 do 6,0 MPa. Jest to dość wysoki poziom naprężeń ściskających świadczący o mocnym sprężeniu, jednak głównym czynnikiem determinującym ilość sprężenia były w tym przypadku rygorystyczne warunki dotyczące ugięć belek.

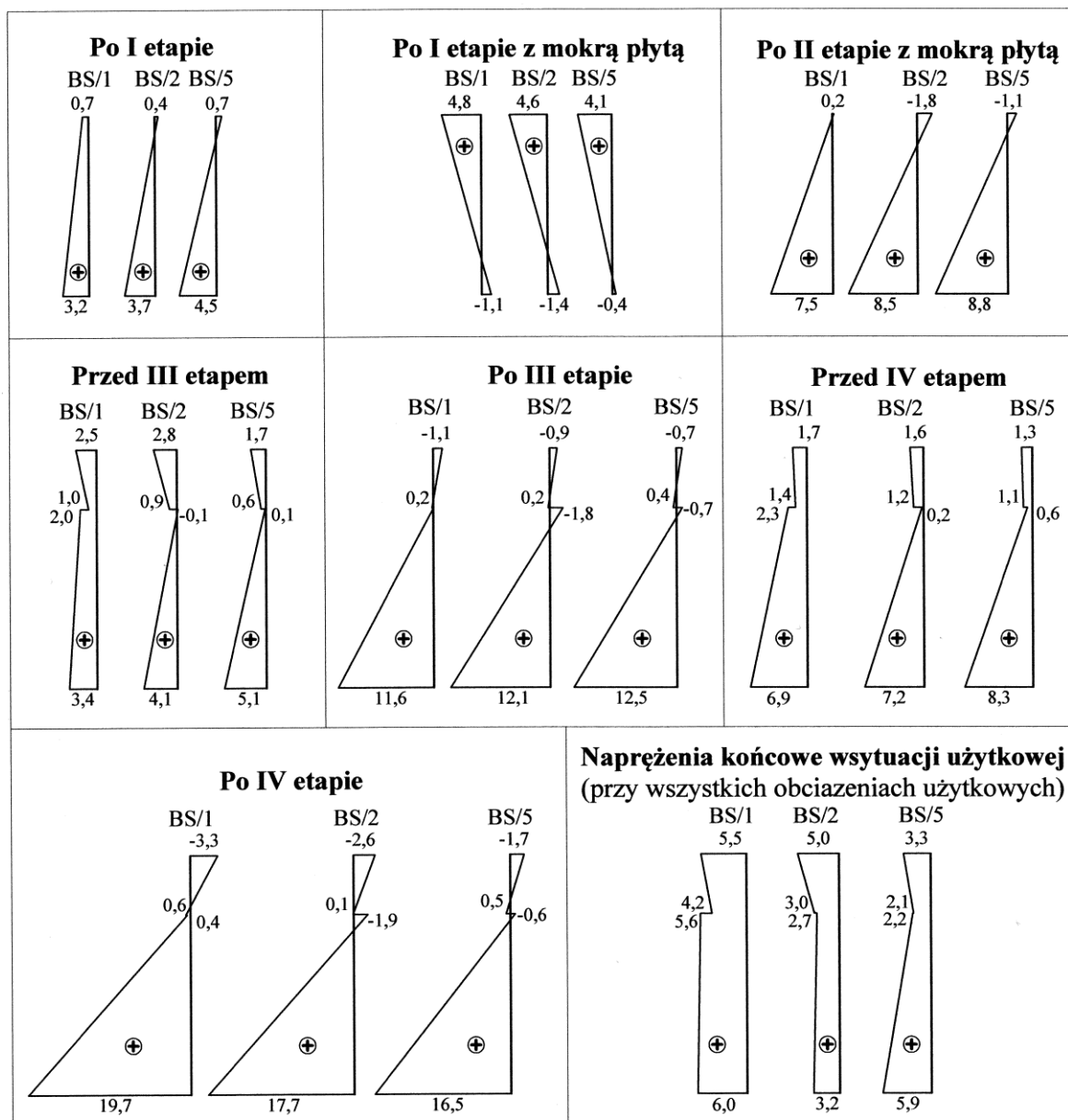


Rysunek 14. Stopień realizacji budynku w trakcie III i IV etapu sprężania.



Rysunek 15. Stan realizacji budynku w trakcie wprowadzania ostatniego sprężania (a), widok zabezpieczonych zakotwień na czole belki (b).

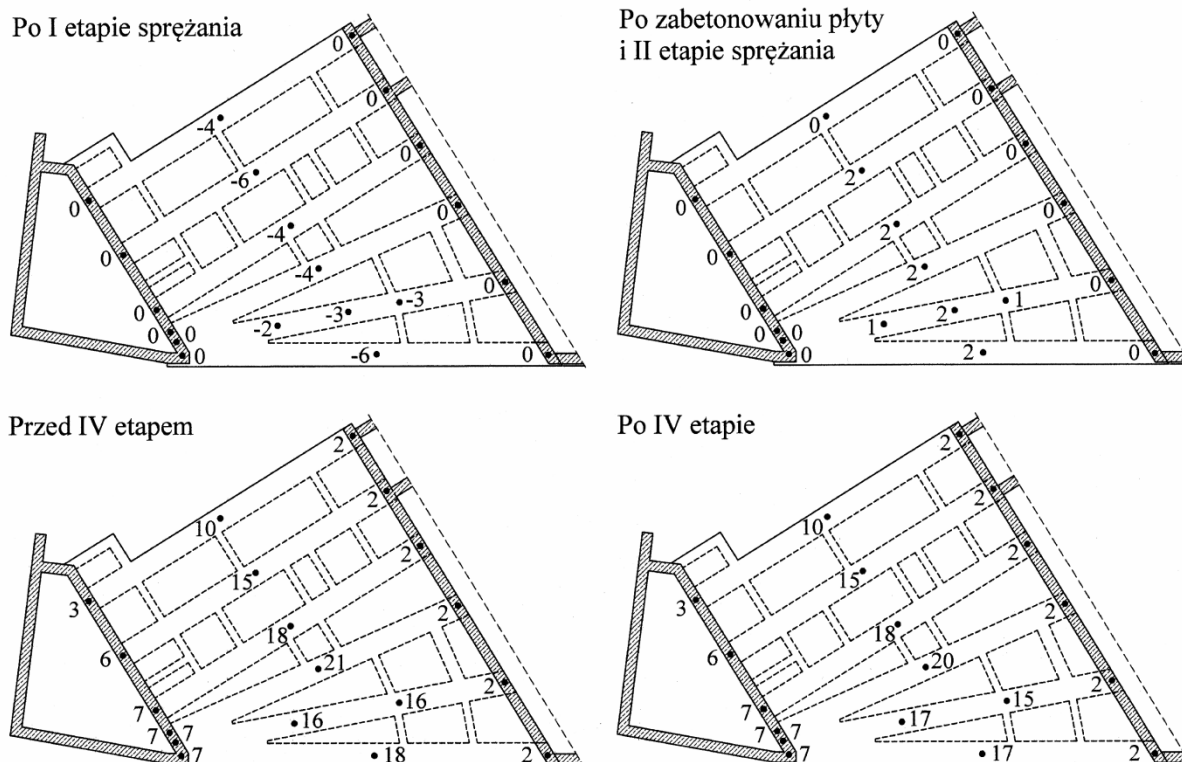
W tabelicy 1 zestawiono prognozowane wartości ugięć w ważniejszych fazach realizacji natomiast na rysunku 17 zamieszczono wyniki pomiarów geodezyjnych przemieszczeń stropu. Można zauważyć, iż ujemne wygięcie belek po I sprężeniu zostało w obliczeniach niedoszacowane. Rzeczywiste ugięcia po wylaniu płyty i II etapie naciągu były z tego powodu mniejsze niż ugięcia obliczone. W tabelicy 2 widoczne są również duże ugięcia belek o niepełnej wysokości pod ciężarem mokrej płyty (od 10 do 18 mm). Niestety geodezyjny pomiar ugięć w tym etapie nie był możliwy, jednak pomiar wykonany po II etapie sprężenia świadczy o ich znacznej redukcji (ugięcia po wykonaniu stropu wynosiły od 0 do 2 mm). Redukcje ta została osiągnięta dzięki wprowadzaniu siły sprężającej w belki bezpośrednio po zabetonowaniu płyty (przy „mokrym” betonie). Analizując przemieszczenia punktów kontrolnych po IV etapie sprężania ugięcia poszczególnych belek wyniosą odpowiednio: 12,5 mm, 12,5 mm, 15,5 mm, 13,5 mm, 11 mm i 7,5 mm dla belek od BS/1 do BS/6. Świadczy to o obliczeniowym niedoszacowaniu ugięć w tym etapie (patrz tablica 1). Należy podkreślić, iż są to ugięcia pod całkowitym stałym obciążeniem konstrukcyjnym budynku (strop transferowy nie zareagował już dodatkowym ugięciem na brakujący podczas IV etapu sprężania strop w poz +15,57 m). Porównując wartości ugięć rzeczywistych z obliczonymi można uznać, że podane w tabelicy 1 wartości końcowych ugięć mogą być również nieco niedoszacowane. Biorąc pod uwagę jednak występujący poziom obciążenia w czasie wykonywanego ostatniego pomiaru oraz wiek stropu (4 miesiące) można uznać, że narzucony warunek 30 mm zostanie zachowany z pewnym zapasem.



Rysunek 16. Prognozowane naprężenia w przekroju przęsłowym belek BS/1, BS/2 i BS/5 w poszczególnych etapach realizacji i pracy konstrukcji.

Tablica 1. Wartości prognozowanych ugięć belek w poszczególnych sytuacjach w [mm].

Sytuacja	BS/1	BS/2	BS/3	BS/4	BS/5	BS/6
Etap I - po sprężeniu niepełnych belek	-6	-4	-2	-2	-2	-2
Po wylaniu płyty	18	15	12	12	11	10
Po II etapie naciągu (z mokrą płytą)	6	4	3	3	3	3
Po IV etapie naciągu	10	9	10	10	12	9
Końcowe wartości ugięć	26	22	19	18	16	12



Rysunek 17. Przesunięcia pionowe punktów kontrolnych stropu.

Powinien być on narzucony na ugięcia liczone od momentu zabetonowania płyty i wprowadzenia II sprężenia (tylko te wpływają na konstrukcję powyżej), a te ugięcia wynoszą odpowiednio: 10,5 mm, 10,5 mm, 13,5 mm, 11,5 mm, 9 mm i 7,5 mm dla belek od BS/1 do BS/6. Stosunek podanych ugięć do rozpiętości teoretycznej wynosi odpowiednio: 1/2690; 1/2430, 1/1780, 1/2070, 1/2640, 1/3170 podczas gdy stosunek rozpiętości do wysokości belek wynosi od 17,6 dla belki BS/1 do 14,9 dla belek BS/4, BS/5 i BS/6. Tak małe ugięcia przypisać można przede wszystkim wysokim naprężeniom ściskającym w włóknach dolnych. Interesujący jest fakt, iż ostatnie sprężenie potrafiło podnieść cały budynek o 1 mm (porównaj przesunięcia belek BS/1 do BS/6 przed i po IV etapie naciągu na rys. 17).

7. Wnioski

W pracy przedstawiono wyniki realizacji sprężonego stropu transferowego w budynku. Na stropie wykonanym ponad podziemnym tunelem wsparto 6 kondygnacji. Prezentowany projekt jest pierwszym tego typu przedsięwzięciem w warsztacie projektowym autorów. Wyniki prowadzonych pomiarów ugięć w trakcie realizacji obiektu wskazują na ich lekkie rozbieżności w stosunku do wartości prognozowanych. Wartości obliczone zostały jednak wyznaczone w prostych modelach z wykorzystaniem metody obciążenia zastępczego, trudno zatem oczekiwać ich precyzyjnej zgodności. Wartość ugięć w ostatnim monitorowanym etapie realizacji wskazuje jednak, że narzucone warunki zostaną spełnione z pewnym zapasem.

Bibliografia

- [1] AJDUKIEWICZ A., MAMES J. *Konstrukcje z betonu sprężonego*. Polski Cement, Kraków, 2008.
- [2] Fib-Bulletin No. 31. *Post-tensioning in building*. Lausanne, February 2005.
- [3] MARTI P.: *Design of Concrete Slabs for Transverse Shear*, ACI Structural Journal, March-April 1990.
- [4] NAAMAN A. E. *Prestressed Concrete Analysis and Design - Fundamentals*. Techno Press 3000, 2004.
- [5] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008.

- [6] SZYDŁOWSKI R., SMAGA A.: *Nietypowe rozwiązanie sprężonego ustroju nośnego w budynku hotelowym*, Konferencja Naukowo-Techniczna KS2012 Konstrukcje Sprężone, Kraków, 22÷23 marca 2012.

THE DESIGN AND ERECTION OF PRESTRESSED CONCRETE TRANSVERSE BEAMS IN THE BUILDING IN THE CENTER OF WARSAW

Abstract: There is a need to create the large free of supports spaces at the lowest floors when the upper floors have a dense structural arrangement in a building often. Transverse slab or beams are constructed to transmit the load on the supports in this case. These are very hard loaded elements of large cross-section depth. Prestressing allows to reduce the cross-section depth in this kind of concrete elements. Six post tensioned transverse beams of cross-section dimensions of 1,80×1,60 m with the span length of 23,80 to 28,2 m were designed and realized in the building in the center of Warsaw. Five building floors were based on the beams over the tunnel located below the building. The main design assumptions, theoretical results versus of measured deflection as well as technological solutions are presented in this paper.

Keywords: composite cross-section, post-tensioning, prestressed slab, transverse beam.