

Wzmocnienie i zwiększenie rozpiętości żelbetowego stropu żebrowego zewnętrznymi cięgnami sprężającymi

Wzmocnienia konstrukcji można podzielić na pasywne i aktywne. W przypadku wzmocnienia pasywnego dodatkowe naprężenia we wzmacnianym elemencie konstrukcyjnym powstają dopiero po zwiększeniu jego obciążeń. Do wzmocnień takich zalicza się dodanie dodatkowych prętów zbrojeniowych lub np. płaskowników stalowych, mat bądź taśm z materiałów kompozytowych i ich obetonowanie. Innym sposobem realizacji wzmocnienia pasywnego jest zmiana schematu statycznego, np. przez zwiększenie liczby podpór lub innych elementów konstrukcyjnych. Efektywność wzmocnienia pasywnego jest tym większa, im bardziej konstrukcja zostanie odciążona przed jego realizacją.

Wzmocnienie aktywne umożliwia odciążenie konstrukcji, zredukowanie naprężeń i ugięć występujących już w momencie wykonywania wzmocnienia. Tego rodzaju wzmocnienia wykonuje się za pomocą napinanego i kotwionego do konstrukcji zbrojenia, które może być związane ze wzmacnianym elementem (np. taśmy z włókien węglowych) bądź pracować niezależnie i działać na konstrukcję wyłącznie obciążeniem zewnętrznym (np. zewnętrzne cięgna sprężające). Z uwagi na konieczność zastosowania bardziej zaawansowanych technologii (naciąg i kotwienie cięgien) wzmocnienia te są zazwyczaj znacznie trudniejsze do wykonania i droższe niż wzmocnienia pasywne.

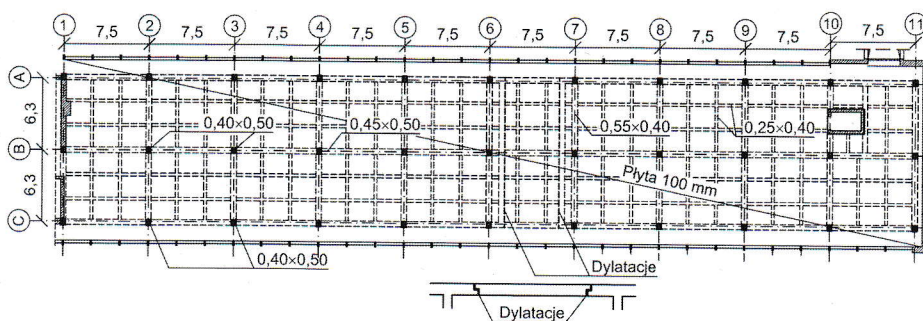
W ostatnich latach do aktywnego wzmacniania konstrukcji coraz szerzej stosuje się nowoczesne materiały kompozytowe [1÷3]. Opracowano i opatentowano w tym zakresie wiele rozwiązań napinania i kotwienia cięgien. Do zewnętrznego sprężania konstrukcji są stosowane głównie stalowe cięgna sprężające. Mimo że wymagają solidnych zabezpieczeń antykorozyjnych i przeciwpożarowych, pozwalają wprowadzać większe siły niż materiały kompozytowe. Układ i profil cięgien jest dopasowany do geometrii elementu i działających obciążeń. Wzmacnia się w ten sposób m.in. elementy zginane, rozciągane oraz kołowo-symetryczne [4÷7].

Układ konstrukcyjny i nowa funkcja budynku

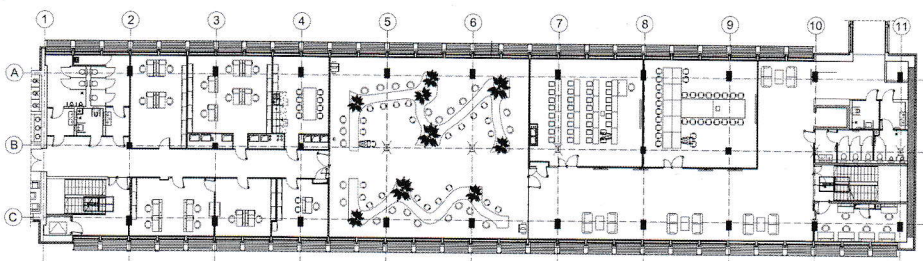
Analizowany budynek Uniwersytetu Jagiellońskiego w Krakowie wzniesiono w latach siedemdziesiątych XX wieku. Główną konstrukcją nośną budynku stanowią

żelbetowe stropy płytowo-żebrowe, oparte na żelbetowych słupach (rys. 1). W kierunku poprzecznym wydzielono dwie nawy, w których słupy rozmieszczono w rozstawie 6,3 m, natomiast w kierunku podłużnym – co 7,5 m. Wszystkie słupy mają przekrój 0,40 × 0,50 m. Pomiędzy słupami w kierunku poprzecznym zastosowano belki o przekroju 0,55 × 0,40 m, a w kierunku podłużnym belki o przekroju 0,50 × 0,45 m. W każdym polu o wymiarach 6,3 × 7,5 m wykonano dodatkowe ruszty, dzieląc przęsła w 1/3 i 2/3 rozpiętości w obu kierunkach belkami o przekroju 0,25 × 0,40 m. Grubość płyt żelbetowych w budynku wynosi 100 mm.

Dotychczas w obiekcie mieściło się muzeum zoologiczne. W architektonicznej koncepcji adaptacji budynku na potrzeby Instytutu Bliskiego Wschodu UJ zmieniono rozwiązanie funkcjonalne budynku, co wymagało uzyskania dużej wolnej od słupów przestrzeni na I piętrze (rys. 2). W tej sytuacji zdecydowano o usunięciu słupów wewnętrznych w osiach 5, 6, 7, 10 i 11. Zmiana ta wiązała się ze zwiększeniem rozpiętości konstrukcji stropodachu z 6,3 do 12,6 m.



Rys. 1. Pierwotny układ konstrukcyjny wzmocnianego stropodachu



Rys. 2. Aranżacja architektoniczna kondygnacji I piętra

Charakterystyka wzmocnienia

Zwiększenie rozpiętości konstrukcji stropodachu wymagało jej wzmocnienia. Rozwiązania pasywne tego wzmocnienia (np. zastosowanie belek stalowych) wyma-

gabyby dużego zmniejszenia wysokości kondygnacji, co było niemożliwe. Dlatego zaprojektowano podwieszenie stropodachu 36 parami zewnętrznymi cięgnami sprężającymi $\phi 15,2$ mm, rozmieszczonych co około 1,0 m pomiędzy osiami 4 i 8 oraz w nieregularnych rozstawach pomiędzy osiami 9 i 11 (rys. 3a). Ze względu na obecność szybu windowego ciągną pomiędzy osiami 9 i 11 zostały skoncentrowane po jego obu stronach. Geometria stropu wymagała przyjęcia trzykrotnie załamanej trasy cięgien (rys. 3b): w środku rozpiętości na dewiatorze głównym oraz na dwóch dewiatorach pośrednich. Całkowity zwis profilu wyniósł 500 mm.

Wzmocnienie stropu przez sprężenie spowodowało wprowadzenie do konstrukcji sił, które zwiększyły obciążenie pozostałych elementów stropu i słupów go podpierających. Dlatego konieczne okazało się zaprojektowanie dodatkowego wzmocnienia skrajnych belek w osiach A i C. Istniejące belki żelbetowe o przekrojach $0,50 \times 0,45$ m zespolono z belkami stalowymi HEB300, które rozmieszczono w osiach podłużnych A i C, pomiędzy osiami 4 i 11 (por. rys. 3a). Belki stalowe oparto na stalowych „stolikach” montowanych do słupów i zespolono z istniejącymi belkami żelbetowymi kotwami stożkowymi M12 rozmieszczonymi w dwóch rzędach co 0,3 m (por. rys. 3c). Przestrzeń między ugiętymi belkami żelbetowymi a belkami stalowymi wypełniono zaprawą niskoskurczową.

Ze względu na zwiększenie obciążenia na słupy skrajne zaprojektowano wzmocnienie ich czterema kątownikami stalowymi $70 \times 70 \times 7$ mm w narożnikach, które połączono płaskownikami 5×80 mm rozmieszczonymi co 0,5 m (por. rys. 3c).

Aby ograniczyć koszty przedsięwzięcia wynikające z konieczności podpierania stropu w celu wyburzenia słupów, założono, że sprężenie będzie wprowadzone przed ich wyburzeniem. Oczywiście było, że słupy będą stanowiły ograniczenie deformacji dachu od sprężenia. Przyjęto następującą kolejność realizacji prac:

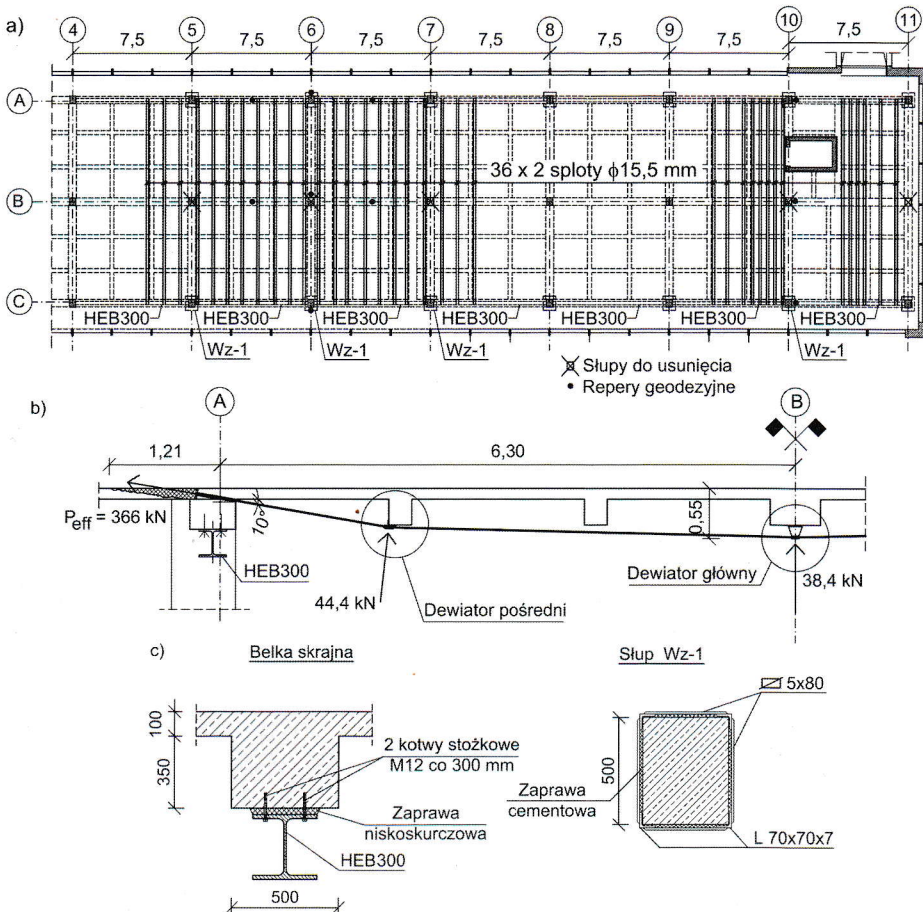
- wykonanie stalowych wzmocnień słupów i belek skrajnych z równoczesnym montażem elementów sprężenia,
- napięcie cięgien,
- wyburzenie słupów.

Obliczenia modelowe

Z uwagi na przyjętą technologię wykonania analizowano dwie fazy pracy konstrukcji. W fazie pierwszej, po sprężeniu konstrukcji, w której pozostawiono słupy przewidziane do wyburzenia, uwzględniono obciążenia od ciężaru własnego konstrukcji oraz sprężenia po stratach doraźnych. Dodatkowo uwzględniono ciężar warstw pokrycia dachu ($0,30 \text{ kN/m}^2$). W fazie drugiej (po wyburzeniu słupów) uwzględniono wszystkie obciążenia stałe na dachu i pod stropodachem ($0,90 \text{ kN/m}^2$), obciążenie użytkowe dachu ($1,5 \text{ kN/m}^2$), obciążenie śniegiem ($1,0 \text{ kN/m}^2$) oraz sprężenie siłą po wszystkich stratach. Założono siłę naciągu splotu równą 200 kN . Po uwzględnieniu strat doraźnych i opóźnionych siła wyniosła odpowiednio $189,7$ i $183,1 \text{ kN}$ (straty całkowite stanowiły $8,4\%$ siły początkowej). Na rysunku 3b pokazano działanie pary cięgien na dewiatory i zakotwienia. Wartość efektywnej siły na dewiatorze głównym wynosi $38,4 \text{ kN}$, a na dewiatorze pośrednim $44,4 \text{ kN}$. W analizie sprawdzono naprężenia w płycie, w belkach głównych i drugorzędnych oraz siły w słupach. Założono klasę betonu C25/30, określoną na podstawie badań młotkiem Schmidta.

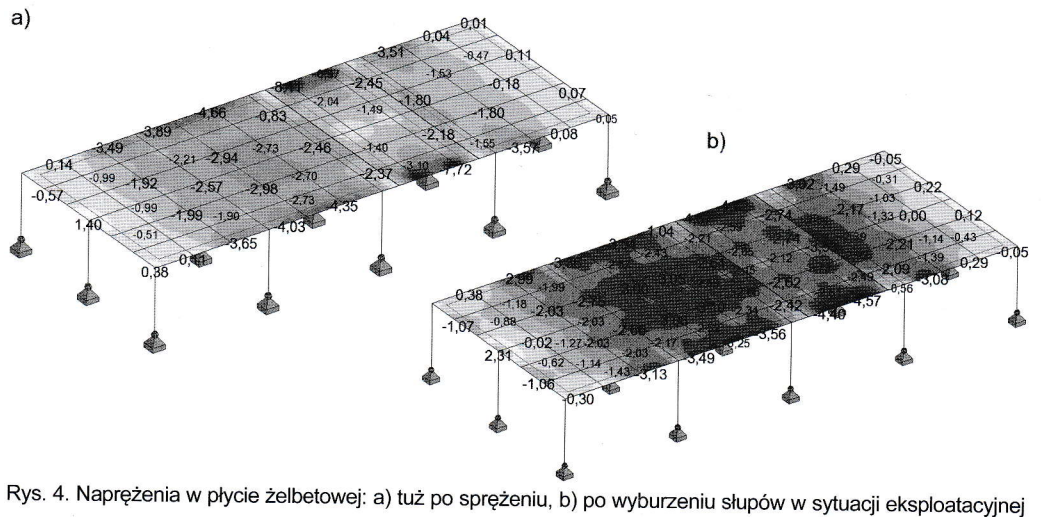
Na rysunku 4 pokazano rozkład średnich naprężeń ściskających w płycie stropodachu tuż po sprężeniu (rys. 4a) oraz w sytuacji eksploatacyjnej, czyli po stratach całkowitych sprężenia, z obciążeniem śniegiem i obciążeniem użytkowym dachu (rys. 4b). Naprężenia mają nierównomierny rozkład, co zostało spowodowane głównie obecnością belek. Największe naprężenia występują w strefach zakotwień cięgien sprężających „plywającego” fragmentu stropu i wynoszą $8,41 \text{ MPa}$ tuż po sprężeniu. W sytuacji eksploatacyjnej naprężenia te zmniejszają się do $4,72 \text{ MPa}$. Jest to spowodowane zmniejszeniem siły sprężającej, zwiększeniem obciążeń oraz zmianą schematu statycznego konstrukcji stropodachu. Naprężenia ściskające nie przekraczają wówczas $0,34f_{ck}$.

Znacznie większe naprężenia zanotowano w belkach żelbetowych usytuowanych w kierunku działania sprężenia (rys. 5). Większe wartości naprężeń, zarówno ściskających, jak i rozciągających, wystąpiły tuż po sprężeniu, przy istniejących jeszcze

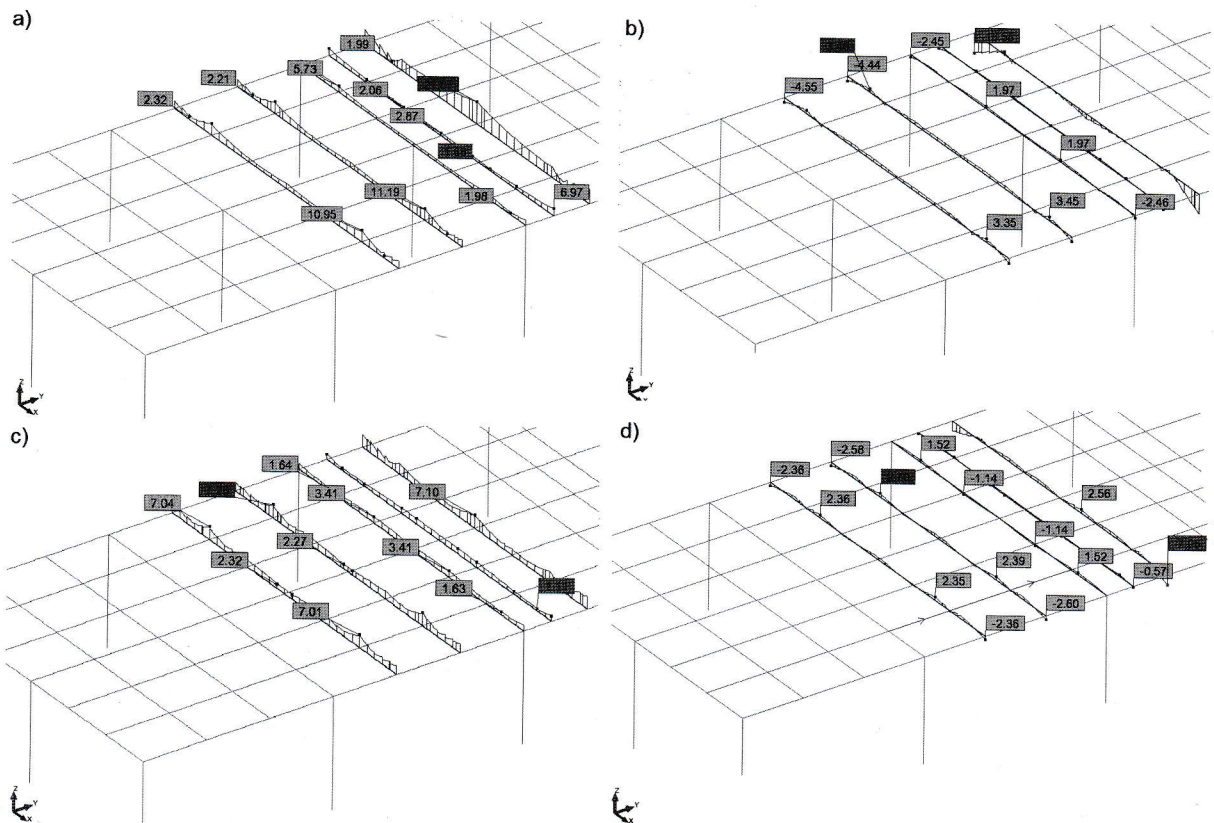


Rys. 3. Wzmocnienie konstrukcji stropodachu: a) rzut, b) trasa cięgną sprężającego wraz z siłami wywieranymi na strop, c) wzmocnienie belki skrajnej i słupa skrajnego

słupach przewidzianych do wyburzenia. Największe naprężenia ściskające wyniosły 21,07 MPa (rys. 5a), a rozciągające 18,58 MPa (rys. 5b). Naprężenia ściskające wyniosły więc $0,84f_{ck}$. Takie naprężenia uznano za dopuszczalne, ponieważ jest to sytuacja przejściowa, a belki zawierają silne zbrojenie zarówno dolne, jak i górne. Dopuszczono takie naprężenia, zakładając ich redystrybucję w wyniku powstania przegubów plastycznych. Naprężenia w sytuacji eksploatacyjnej są już



Rys. 4. Naprężenia w płycie żelbetowej: a) tuż po sprężeniu, b) po wyburzeniu słupów w sytuacji eksploatacyjnej



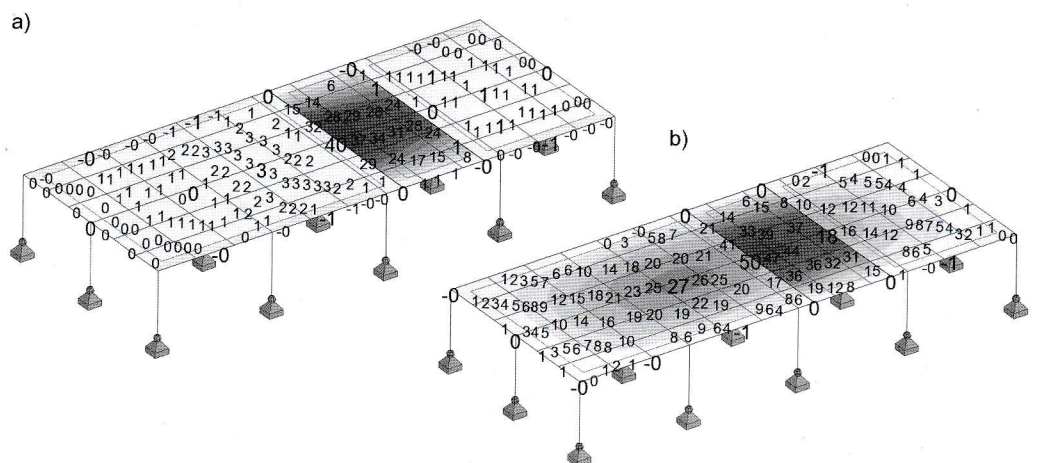
Rys. 5. Naprężenia w belkach tuż po sprężeniu: ściskające (a), rozciągające (b), oraz w sytuacji eksploatacyjnej: ściskające (c) i rozciągające (d)

znacznie mniejsze i wynoszą 7,28 MPa (ściskanie) oraz $-7,05$ MPa (rozciąganie).

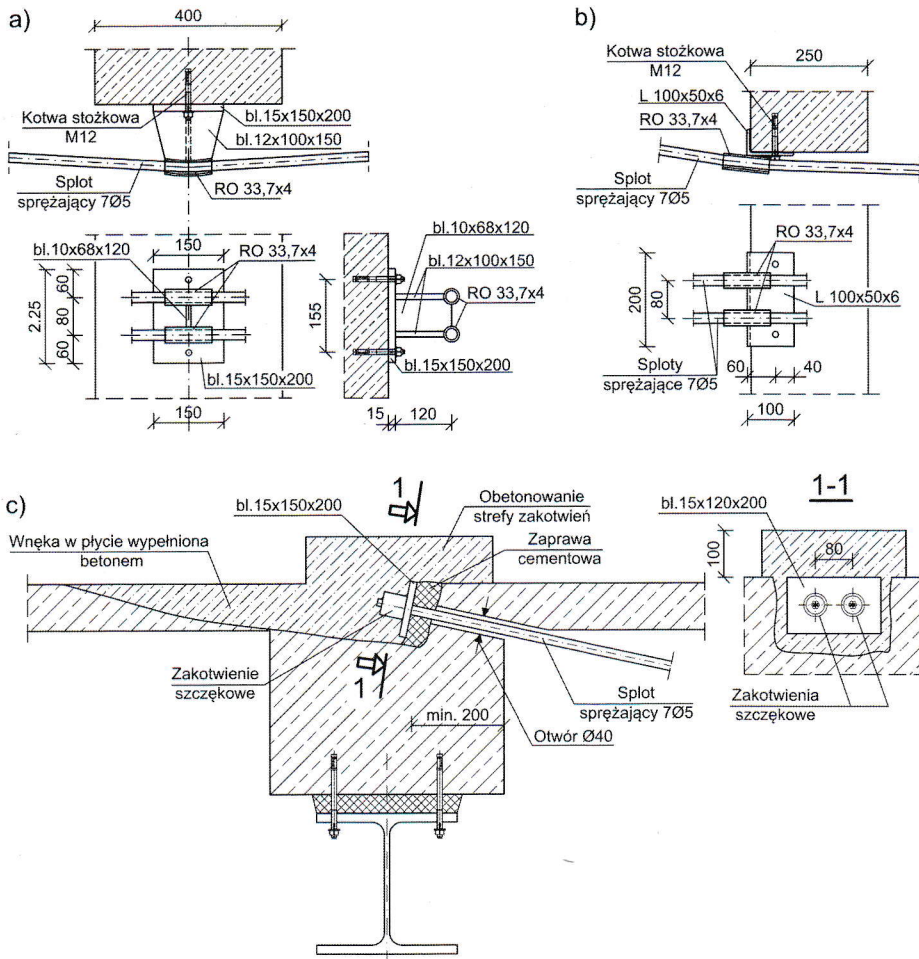
Na rysunku 6 pokazano mapę ugięć sprężystych wyznaczonych w sytuacji tuż po sprężeniu (rys. 6a) oraz po wyburzeniu słupów (rys. 6b).

Szczegóły konstrukcyjne i technologiczne sprężenia

Na rysunku 7 pokazano szczegóły konstrukcyjne trzech elementów sprężenia. Dewiator główny (rys. 7a) składa się z blachy podstawy



Rys. 6. Ugięcia sprężyste w wyniku sprężenia: a) przed wyburzeniem słupów, b) po wyburzeniu słupów



Rys. 7. Szczegóły sprężenia: a) dewiator główny, b) dewiator pośredni, c) blok kotwiący

(15 × 150 × 200 mm), dwóch trapezowych żeber biegnących w osi cięgien z blachy grubości 12 mm, łączącego je żebra poprzeczne z blachy grubości 10 mm oraz dwóch odcinków rury prowadzącej RO 33,7 × 4 długości 100 mm. Rury wygięto do promienia zapewniającego liniowy rozkład obciążenia od cięgna na ich środkowym odcinku. W blachach podstawy zastosowano dwa otwory średnicy 13 mm.

Dewiator pośredni (rys. 7b) wykonano z odcinka kątownika 100 × 50 × 6 mm o długości 200 mm. Do kątownika przyspawano 2 odcinki rur (w tym przypadku prostych) prowadzących cięgna, długości również 100 mm. W kątowniku wykonano 2 otwory średnicy 13 mm.

Dewiatory montowano kotwami stożkowymi M12/120. Pomiędzy dewiatorem a belką żelbetową zastosowano szybkosprawną zaprawę montażową Ceresit CX5, co zapewniło równomierne przyleganie dewiatora do belki. Miało to szczególne znaczenie w przypadku dewiatorów pośrednich, gdzie wymagane było skucie narożnika otuliny betonowej.

Na rysunku 7c pokazano szczegół zakotwienia cięgien. W tym celu

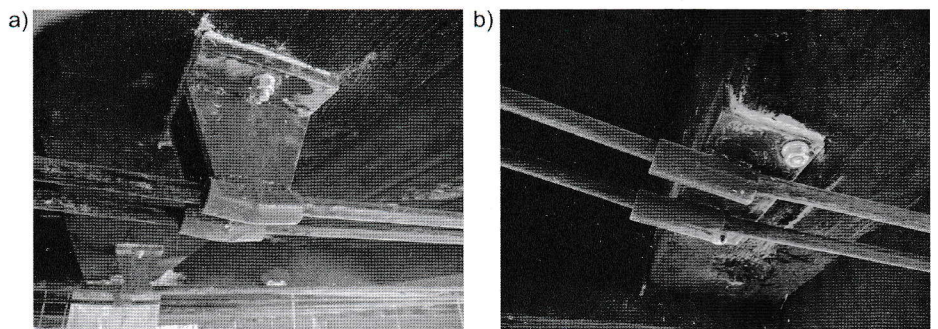
żelbetowej konstrukcji budynku (m.in. głębokie raki) zdecydowano, że cięgna sprężające będą napinane dwuetapowo: w pierwszym etapie siłą 100 kN, a w drugim

w płycie i żelbetowej belce skrajnej wykuto wnęki o rozmiarach umożliwiających montaż blachy kotwiącej oraz naciąg cięgien prasą hydrauliczną. Z uwagi na niewielką grubość płyty (100 mm) założono, że minimalna odległość blachy kotwiącej od wewnętrznej bocznej powierzchni belki nie powinna być mniejsza niż 200 mm. Cięgna przeprowadzono do bruzdy kotwiącej przez dwa otwory średnicy 40 mm, wywiercone od wklęsłego narożnika belki i płyty pod kątem 10°. Blachy kotwiące o wymiarach 15 × 120 × 200 mm osadzono na zaprawie cementowej.

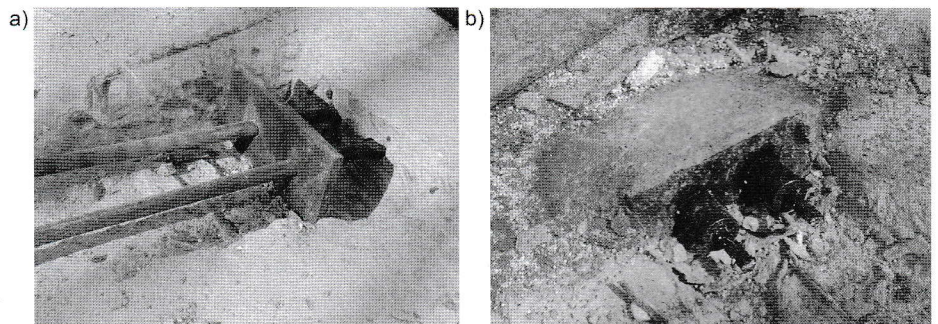
Wykonanie wzmocnienia

Jednocześnie ze wzmocnieniem słupów i belek krawędziowych wykonywano montaż dewiatorów i cięgien sprężających (rys. 8) oraz bloków kotwiących (rys. 9). Pewne trudności były związane z wierceniem otworów średnicy 40 mm pod kątem 10°. Pierwotnie otwory zaprojektowano nieco niżej, jednak obecność prętów zbrojeniowych w belkach wymusiła konieczność ich podniesienia. Zamieszczone w artykule szczegóły i wyniki obliczeń dotyczą zmodyfikowanej, ze względów wykonawczych, geometrii cięgna sprężającego.

Ze względu na nowatorski charakter rozwiązania oraz istniejący stan żelbetowej konstrukcji budynku (m.in. głębokie raki) zdecydowano, że cięgna sprężające będą napinane dwuetapowo: w pierwszym etapie siłą 100 kN, a w drugim



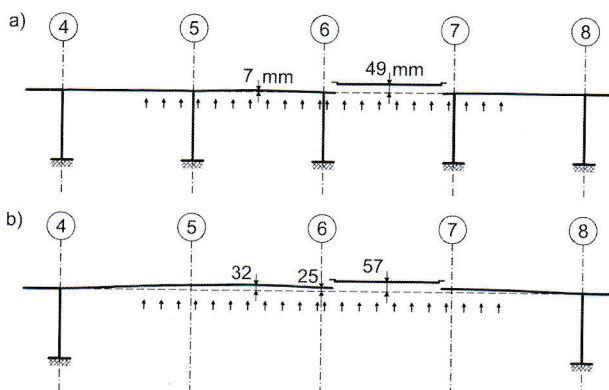
Rys. 8. Zamontowane dewiatory: główny (a) oraz pośredni (b) wraz z cięgnami sprężającymi



Rys. 9. Bruzda kotwiąca w stropie żelbetowym (a) oraz blok kotwiący po naciągu i odcięciu cięgien (b)

(po kontrolnym wykonaniu pomiarów deformacji dachu) – do pełnej siły.

W celu kontroli deformacji dachu, na górze zainstalowano 10 reperów geodezyjnych (por. rys. 3). Na rysunku 10a pokazano deformację po sprężeniu fragmentu dachu, zarejestrowaną na dwóch reperach w osi B, po obu stronach osi 6. Przęsło „pływające” uniosło się o 49 mm, podczas gdy przęsło skrępowane słupami o 7 mm. Wartości obliczone wynosiły odpowiednio 40 i 3 mm (por. rys. 6a).



Rys. 10. Pomierzona deformacja stropodachu w osi B: a) w wyniku sprężenia, b) po wyburzeniu słupów

Po wykonaniu pomiarów zezwolono na wyburzenie słupów. Ze względu na silnie krępujące działanie słupów (porównaj podniesienie części skrępowanej i nieskrępowanej w wyniku sprężenia) rozważano kilka sposobów ich wyburzenia, tak aby uniknąć niebezpieczeństwa nagłego „urwania” słupa i „wystrzelenia” dachu w górę. Jako najlepsze rozwiązanie wybrano rozkuwanie słupa od dołu, bez wcześniejszego przecinania zbrojenia (rys. 11). Takie rozwiązanie pozwoliło na łagodne uniesienie się dachu w trakcie wyburzania, dzięki wyslizganiu się prętów (pręty były połączone na zakład z łącznikami). Po wyburzeniu pierwszego słupa w osi 6 dach uniosł się w tym miejscu o 10 mm. Pomierzoną deformację dachu w osi B, po wyburzeniu wszystkich słupów, pokazano na rys. 10b. Przęsło „pływające” (pomimo braku skrępowania słupami) uniosło się jeszcze o 8 mm do wartości 57 mm. W miejscu słupa w osi 6 zarejestrowano podniesienie o 25 mm, a pomiędzy osiami 5 i 6 o 32 mm. Obliczone wartości ugięć w trzech punktach pomiarów wynosiły odpowiednio 50, 24 i 27 mm (por. rys. 6b).



Rys. 11. Wyburzenie słupów



Rys. 12. Przestrzeń pod stropodachem po wyburzeniu słupów

Podsumowanie

Wyniki pomiarów wykonanych po zrealizowaniu wzmocnienia potwierdziły, że spełniło ono oczekiwania. Uzyskano dzięki temu wolną od podpór przestrzeń o wymiarach rzutu $30,0 \times 12,6$ m (rys. 12). Wyniki pomiarzonych i obliczonych ugięć pokazały, że – oprócz jednej wartości pomiędzy słupami w osiach 5 i 6 przed wyburzeniem słupów – w obliczeniach nie doszacowano deformacji o około 20%. Może to być spowodowane niewłaściwym modelem przyjętym w zakresie liniowej pracy betonu, przyjętą wartością modułu sprężystości bądź jakością konstrukcji. Z punktu widzenia inżynierskiego taka dokładność obliczeń wydaje się jednak wystarczająca. Zainstalowanie trwałych reperów na dachu umożliwi kontrolę jego deformacji w trakcie użytkowania budynku.

PIŚMIENICTWO

- [1] Derkowski W.: Strengthening of RC girders with pre-tensioned CFRP strips and composite fabrics. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland, 22–24 July 2008.
- [2] Kotynia R.: Przyczepnościowe metody wzmocnienia konstrukcji żelbetonowych przy użyciu naprężonych kompozytów polimerowych. Konferencja naukowo-techniczna „Konstrukcje Sprężone KS2015”, Kraków, 16–17 kwietnia 2015.
- [3] Kotynia R.: Is FRP reinforcement alternative to steel in future structural concrete perspective? *fib Symposium 2019, Concrete Innovations in Materials, Design and Structures*, Kraków, 27–29 May 2019.
- [4] Seruga A., Derkowski W., Faustmann D., Kaźmierczak Sz., Szydłowski R., Zych M.: Wzmocnienie żelbetonowej konstrukcji przekrycia hali produkcyjnej. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 4/2009.
- [5] Sieńko R.: Konstrukcje kablobetonowe. XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 10–13 marca 2010.
- [6] Dyduch K., Plachecki M., Szydłowski R.: Analiza wzmocnień i napraw szczelności okrągłych zbiorników żelbetonowych na cieple techniką sprężania. „Materiały Budowlane”, nr 9/2015.
- [7] Runkiewicz L.: Wzmocnianie konstrukcji żelbetonowych. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2019.

Nr 1–2/2020 „Inżynierii i Budownictwa”
będzie poświęcony tematyce konstrukcji metalowych