

Andrzej Cholewicki*

Teresa Seruga**

WTÓRNY USTRÓJ NOŚNY W SZKIELETOWYM BUDYNKU MONOLITYCZNYM

W wyniku oddziaływań wyjątkowych, takich jak wybuch ładunku terrorystycznego czy uderzenia środka transportu, mogą ulegać uszkodzeniu słupy nośne budynków szkieletowych. Wtórne ustroje nośne, powstające ponad strefami uszkodzenia konstrukcji budynków, mogą skutecznie ograniczać zasięg katastrof budowlanych. Powstanie tych ustrojów – w przypadku szkieletowych monolitycznych konstrukcji żelbetowych – jest uzależnione od sposobu zbrojenia konstrukcji, umożliwiającego redystrybucję momentów od ciężaru konstrukcji i obciążeń zewnętrznych. W artykule przedstawiono analizy numeryczne żelbetowych belek wieloprzęstowych z uszkodzoną podporą (stanowiących podciąg w konstrukcji szkieletowej), przeprowadzone dla kilku wariantów stopniowo modyfikowanego układu zbrojenia. Artykuł opracowano w ramach indywidualnego projektu badawczego „Zabezpieczenie budynków przed skutkami wybuchów i innych obciążeń wyjątkowych” (nr PB 1461/TO7/96/10) zakończonego w 2000 r.

1. Wprowadzenie

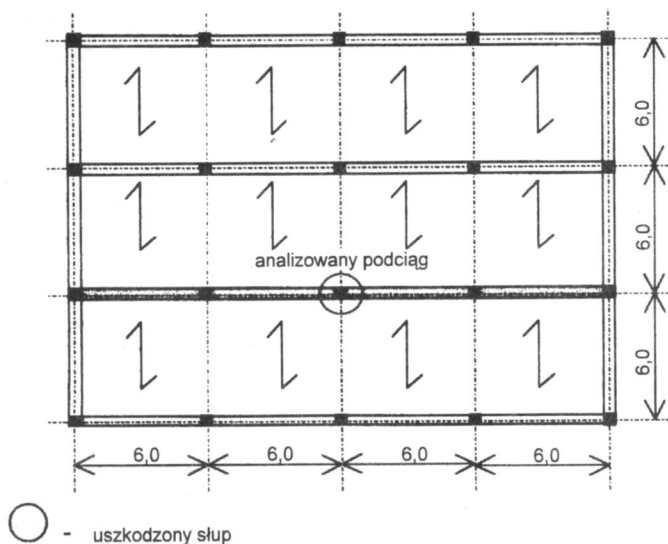
W przypadku zniszczenia jednego słupa w wielokondygnacyjnym budynku szkieletowym (rys. 1) powinny być zapewnione warunki umożliwiające:

- stabilizację stropu, który bezpośrednio był oparty na uszkodzonym słupie,
- przekazanie się ciężaru ze strefy wokół uszkodzonego słupa na inne słupy, przede wszystkim te w najbliższym otoczeniu elementu zniszczonego.

Wtórny ustrój nośny w budynku szkieletowym może być analizowany za pomocą zasadniczo różnych modeli. W literaturze najczęściej jest wymieniany model konstrukcji wiszącej z uplastycznionymi więzami; w przypadku prefabrykowanych stropów więzy te są zlokalizowane w połączeniach czołowych płyt [1]. W wymienionych publikacjach są podane szczegóły tego modelu i zwraca się uwagę na bardzo rygorystyczne wymagania dotyczące ciągłości połączeń płyt – wymaga się nawet, aby połączenia płyt były zdolne do przeniesienia wydłużeń w zakresie plastycznym, o wartości do 300 mm.

* dr hab. inż. – profesor ITB

** dr inż. – adiunkt w Politechnice Krakowskiej



Rys. 1. Analizowany przestrzenny ustrój konstrukcyjny – rzut poziomy

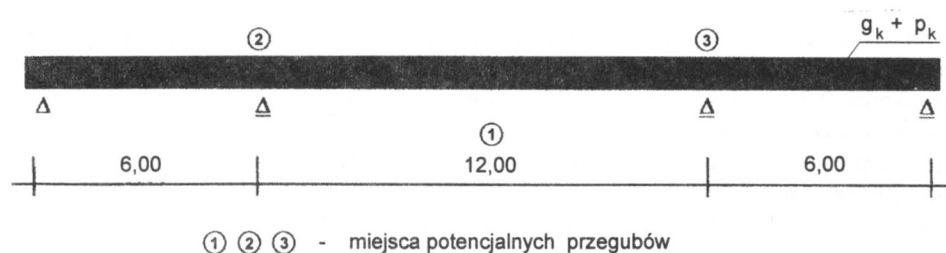
Autorzy niniejszej pracy krytycznie oceniają przytoczony wyżej model jako nie w pełni możliwy do zrealizowania. Ponadto ze względu na bardzo duże przemieszczenia elementów konstrukcyjnych koszty naprawy budynku mogą być znacznie większe niż w przypadku dopuszczenia mniejszych i kontrolowanych przemieszczeń.

Według koncepcji autorów pracy wtórnym ustrojem żelbetowego monolitycznego wieloprzęstowego podciągu jest belka z trzema potencjalnie występującymi przegubami (rys. 2), w których:

- w przegubie ① dopuszcza się stan uplastycznienia,
- w przegubach ② i ③ powinien być utrzymany stan sprężysty lub dopuszcza się stan plastyczny kontrolowany odnośnie do wartości przemieszczeń maksymalnych – dzięki współpracy elementów konstrukcyjnych usytuowanych w kierunku prostopadłym do rozpatrywanego wieloprzęstowego podciągu.

W omawianym etapie projektu badawczego, zatytułowanym „Analizy numeryczne belek wieloprzęstowych z lokalnie uszkodzoną podporą”, autorzy postawili następujące pytanie: Jakie powinny być modyfikacje sposobu zbrojenia klasycznego elementu, jakim jest monolityczny podciąg żelbetowy, aby zaistniały warunki sprzyjające powstaniu – po zniszczeniu jednego słupa – wtórnego ustroju nośnego? Autorzy, formułując w ten sposób cel etapu pracy, zdawali sobie sprawę, że postulowane modyfikacje powinny być utrzymane w granicach realnych uwarunkowań techniczno-ekonomicznych. W związku z tym postawione zostało kolejne pytanie: Jakie jeszcze inne środki techniczne powinny być podjęte, aby zniszczenie jednego słupa nie prowadziło do rozwinięcia się katastrofy rozprzestrzeniającej się na cały budynek? Również do tak sformułowanego pytania ustosunkowano się we wnioskach (p. 8).

Skutki proponowanych modyfikacji zasad zbrojenia belek wieloprzęsłowych można analizować stosując klasyczne metody mechaniki budowli (p. 6) lub też metodę elementów skończonych (MES). W omawianym przypadku jako podstawowe narzędzie badawcze wybrano MES, aby uzyskać znacznie obszerniejszy zbiór informacji na temat zachowania się belki z lokalnie uszkodzoną podporą (słupem), a więc po utworzeniu się w niej przegubu ① (rys. 2) i w zakresie wyteżeń tuż przed utworzeniem się przegubów ② i ③ [2].



Rys. 2. Schemat statyczny analizowanego podciągu po uszkodzeniu podpory środkowej

Wykonane analizy konstrukcji miały na celu:

- określenie cech sprężystych poziomego ustroju w celu uzyskania skorygowanych danych do ponownych analiz globalnego modelu konstrukcji,
- porównanie otrzymanych wyników analiz numerycznych z wynikami obliczeń przeprowadzonych kinematyczną metodą oceny stanu granicznego nośności,
- uściślenia dotyczące zachowania się betonu i stali w strefach przedmiotowych belek bezpośrednio w przegubie plastycznym i wokół niego.

W toku postępowania:

1. Analizowano konstrukcję stanowiącą pięciokondygnacyjny ustrój szkieletowy płytowo-ryglowy o trójprzęsłowych, jednokierunkowo zbrojonych płytach, monolitycznie połączonych z czteroprzęsłowymi podciągami (rys.1).

2. Zmiany sił wewnętrznych zachodzące w słupach wszystkich kondygnacji ustroju badano usuwając w kolejnych wariantach obliczeń przestrzennych słupy w różnych miejscach rzutu; w tej publikacji ograniczono się do przypadku usunięcia słupa środkowego, oznaczonego na rysunku 1.

3. W związku z przewagą redystrybucji sił wewnętrznych w płaszczyźnie rygla w porównaniu z redystrybucją w kierunku prostopadłym do tej płaszczyzny dalszym analizom MES poddano ustrój prętowy płaski, stanowiący jeden czteroprzęsłowy podciąg wycięty z modelu globalnego. Analizowano przypadek uszkodzenia środkowej podpory, wskutek czego podciąg pracował jako belka trójprzęsłowa ze środkowym przęsem o podwójnej rozpiętości, w którym powstawał przegub plastyczny ① (rys. 2).

4. Rozważano wyłącznie przypadki zbrojenia rozmieszczonego symetrycznie po obu stronach słupa środkowego, więc powstanie przegubów plastycznych ② i ③ następowało przy tych samych wartościach obciążenia. Przegub ① w miejscu usuniętej podpory oraz przeguby ②, ③ w przekrojach podporowych belki o podwójnej rozpiętości przęsła (po zniszczeniu podpory) mają zasadniczo odmienne cechy konstrukcyjne i różnią się wielkościami kątów obrotu wymuszonych przez usunięcie podpory.

5. Analizowano konstrukcję wykonaną z betonu klasy B20, zbrojoną prętami ϕ 18 ze stali klasy A-III, 34GS. Obciążenia charakterystyczne podciągu ($g_k + p_k$), przy założeniu obciążenia od płyty z pasma o szerokości 6 m, wynoszą łącznie 64 kN/m^2 .

2. Obliczenia statyczne i wymiarowanie żelbetowego podciągu w ustroju szkieletowym

Obliczenia statyczne i wymiarowanie przeprowadzono według normy [3], przyjmując podciągi o rozpiętości przęseł w osiach podpór 6,00 m, o przekroju poprzecznym szerokości 0,30 m i wysokości 0,60 m (w tym grubość płyty 0,15 m). Do celów wymiarowania założono, że płyta współpracuje z belką. Obliczenia statyczne i wymiarowanie przeprowadzono zakładając obliczeniowe wartości wytrzymałości materiałów oraz obliczeniowe obciążenia.

Ekstremalne wartości obliczeniowe momentów i sił poprzecznych (od obciążenia stałego oraz od obciążenia zmiennego, którego położenie w poszczególnych przęsłach było odpowiednio wariantowane), zestawiono w tablicy 1.

Tablica. 1. Ekstremalne wartości momentów i sił poprzecznych w podciągu

Momenty, kNm	$M_{KL \max}$	$M_{L \min}$	$M_{LR \max}$	$M_{LR \min}$	$M_R \min$
	246,5	-306,6	155,3	-5,08	-239,1
Siły poprzeczne, kN	V_{Kp}	V_{Ll}	V_{Lp}	V_{Rl}	V_{Rp}
	188,4	-276,1	255,5	-232,07	232,07

W analizowanych modelach jako podstawowy przyjęto układ zbrojenia wynikający z obwiedni momentów, rozważano też inne układy zbrojenia (p. 5).

Przyjęte warianty układu zbrojenia przedstawiono w tablicy 2 (s. 47) i na rys. 8 (s. 45).

3. Program ROZA N/L i sposób modelowania

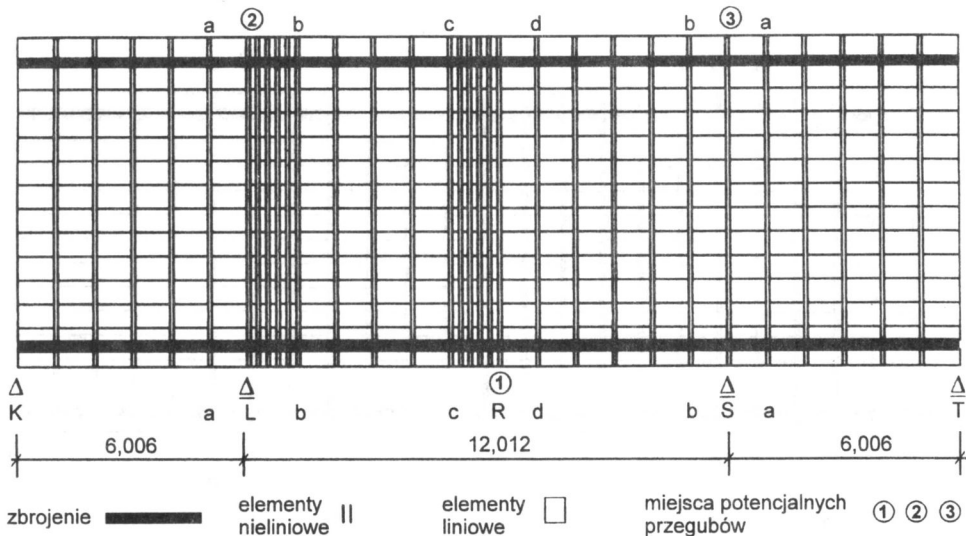
Program ROZA 308 N/L [4] metody elementów skończonych, który zastosowano do obliczeń konstrukcji z uszkodzoną podporą, umożliwia prowadzenie analiz z uwzględnieniem zmian sztywności konstrukcji poprzez odpowiednią zmianę charakterystyk uprzednio zadeklarowanych typów elementów. Osiąga się to w przedstawiony niżej sposób.

- W przypadku betonu ściskanego:
 - Po osiągnięciu wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie w elementach modelu następuje automatycznie przyrost odkształceń bez przyrostu naprężeń.
 - Po osiągnięciu zadeklarowanych granicznych odkształceń betonu przy ściskaniu modelowane jest miażdżenie betonu poprzez usunięcie elementu z modelu.
- W przypadku betonu rozciąganego:
 - Po osiągnięciu wartości charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie i odpowiadających jej wartości odkształceń betonu, jeśli w elemencie nie występuje

Siatkę elementów otrzymano dzieląc analizowaną belkę wzdłuż wysokości w następujący sposób: w częściach skrajnych przyjęte wysokości pasm odpowiadają kolejno grubości otuliny i średnicy zbrojenia; w części środkowej w przypadku belek o wysokości 0,45 m wysokość elementów wynosi 0,03 m i 0,035 m, a w przypadku belek o wysokości 0,60 m – 0,04 m i 0,06 m. W kierunku wysokości belki wyróżniono łącznie 16 pasm. Przęsła belki podzielono na odcinki o długości 1,00 m. Pomiedzy tymi elementami, o charakterystyce liniowej, usytuowano elementy nieliniowe o szerokości 0,001 m (wymiar bez znaczenia w analizie modelu o cechach sprowadzonych), umożliwiające modelowanie rys.

W elementach zbrojenia o charakterystyce nieliniowej, w miejscach oznaczonych na rysunku 3 jako przekroje a, b, c, d, w których w zaprojektowanej belce przewidziano zmiany przekroju zbrojenia, przyjmowano w części modeli zbrojenie słabsze, a w części – mocniejsze (tablica 2 na s. 47).

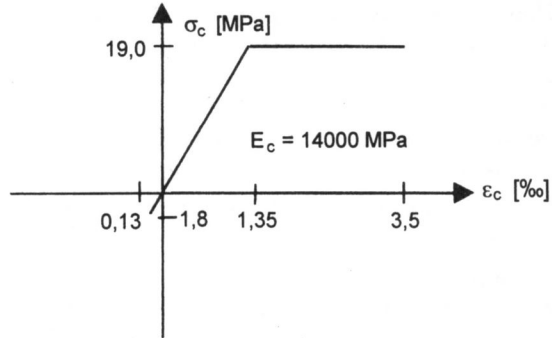
Następnie analizowano modele belek o siatce elementów skończonych, zagęszczonej w kierunku poziomym. Zagęszczenie siatki zastosowano w strefach powstawania przegubów plastycznych, tzn. w przęśle o podwojonej rozpiętości w pobliżu podpory L oraz w środku rozpiętości podwojonego przęsła, czyli w pobliżu usuniętej podpory R. Odcinki siatki podstawowej, o szerokości 1,00 m, podzielono w tych strefach na odcinki o szerokości 0,20 m. Podział belki w pionie pozostawiono taki sam, jak w siatce podstawowej (rys. 4).



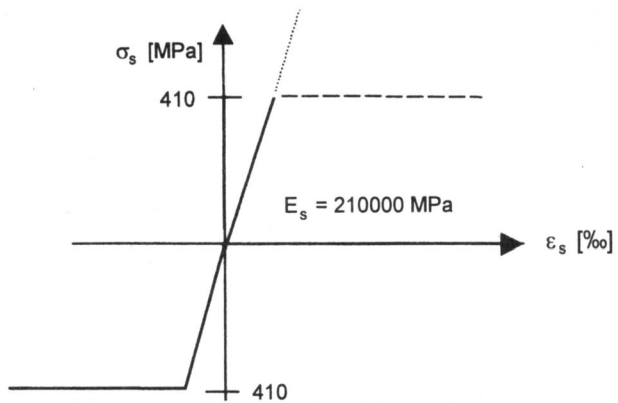
Rys. 4. Podział belki na elementy skończone do analizy programem ROZA. Siatka zagęszczona

Zależność σ - ϵ dla betonu (rys. 5), przyjęta zgodnie z pracą [5], jest dla ściskania dwuliniowa z półką plastyczną, a dla rozciągania liniowa. Zależność σ - ϵ przyjęto z wprowadzeniem wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie o wartościach średnich, określonych jak dla jednoosiowego stanu naprężenia.

Rys. 5. Zależność σ - ϵ dla betonu



Rys. 6. Zależność σ - ϵ dla stali zbrojeniowej



W obliczeniach numerycznych modeli belek za pomocą programu ROZA N/L założono:

- wartości parametrów przyjętych w obliczeniach numerycznych dla betonu ściskanego

$$\begin{aligned} f_{cm} &= 19 \text{ MPa} \\ \epsilon_c &= 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ (zgodnie z odpowiednią wartością wykresu bilinearnego } \sigma\text{-}\epsilon \text{ wg [5])} \\ E_c &= 14\,000 \text{ MPa} \\ \epsilon_{cu} &= 3,5 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

- wartości parametrów przyjętych w obliczeniach numerycznych dla betonu rozciąganego w przekrojach poza umiejscowionymi rysami

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 1,8 \text{ MPa} \\ \epsilon_{ctu} &= 13,5 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

- wartości parametrów przyjętych w obliczeniach numerycznych dla stali zbrojeniowej

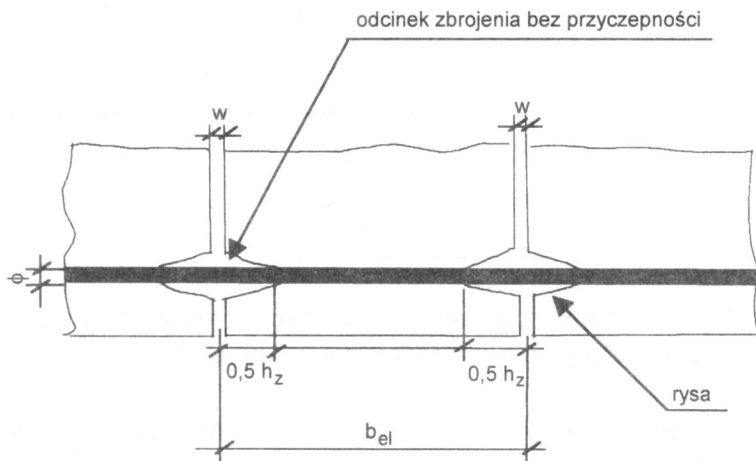
$$\begin{aligned} f_{yk} &= 410 \text{ MPa} \\ E_s &= 210\,000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zależność σ - ϵ dla stali zbrojeniowej (rys. 6) w części testów jest dwuliniowa. W części modeli belek zakłada się możliwość ściskania elementów „beton-stal” bez ograniczenia.

Przyjęcie w modelu sprężystego charakteru pracy elementów „beton-stal” w strefach ściskania – mimo zastrzeżeń dotyczących wpływu tego założenia na swobodne kształtowanie się przegubów plastycznych w przekrojach podporowych i przęsłowych analizowanych modeli belek oraz na potencjalne wyoboczenie odśrodkowanego zbrojenia ściskanego w fazie miażdżenia betonu – może być uzasadnione następującymi czynnikami:

- obecnością w belkach strzemion łączących zbrojenie górne i dolne,
- dociskaniem belek w przekrojach podporowych przez istniejące słupy żelbetowe z przechodzącym przez belki zbrojeniem podłużnym,
- wysokim stopniem zbrojenia ściskanego w przekrojach przęsłowych (które w rzeczywistości przed usunięciem podpory stanowi zbrojenie rozciąganej strefy podporowej).

Na odcinkach między rysami, o założonej długości b_{el} , można wydzielić odcinek środkowy, na którym występują wydłużenia betonu, oraz odcinki przy rysach (o łącznej długości $2 \cdot 0,5 h_z$), gdzie występują wydłużenia swobodne stali zbrojeniowej nie współpracującej z betonem wskutek jego odspojenia od stali w bezpośrednim sąsiedztwie rysy (rys. 7).



Rys. 7. Określenie wymiarów zastępczych elementu w sąsiedztwie rysy

Ustalając założenia do modelu pracy elementu „beton-stal” oparto się na wytycznych instrukcji [6]. Model pracy zbrojenia „zszywającego” przyjęto według A. Losberga, na podstawie wyprowadzenia zamieszczonego w cytowanej instrukcji. Losberg określił zależność pomiędzy maksymalnymi naprężeniami stycznymi τ_0 a naprężeniami normalnymi σ_s^0 w przecie zbrojenia od strony rysy, tj. w rejonie, w którym jest zerwana jego przyczepność do betonu. Na tej podstawie można udowodnić, że długość zakotwienia pręta w betonie nie zależy od stopnia wyężenia pręta, a jedynie od jego średnicy. W konsekwencji fakt ten umożliwia przyjęcie uproszczonego modelu pracy zbrojenia w rysie

w postaci sprężyny łączącej dwie powierzchnie betonu ograniczające rysę, odsunięte od siebie w umowny sposób na odległość h_z . Wymiar h_z określający fikcyjnie przyjmowaną odległość między powierzchniami betonu ograniczającymi rysę jest jednocześnie pełną długością odcinka swobodnych wydłużeń stali w strefie przy rysie. Przyjęto, że h_z wynosi 30ϕ (średnic zbrojenia). Kolejną czynnością było wyznaczenie zastępczej sztywności sprężynki wprowadzonej do rysy, w przypadku tego modelu mającej rozwarcie $w = 0,001$ m, oraz umownie zwiększony przekrój. Zamiast rzeczywistego przekroju zbrojenia A_s przyjmuje się przekrój A_b , o wysokości elementu skończonego równej średnicy zbrojenia $\phi = 0,018$ m i o szerokości belki 0,3 m; $A_b = 0,018 \cdot 0,3 = 0,0054$ m². Obie te zmiany wymagały dwukrotnego zastosowania redukcji sztywności elementu odtwarzającego zbrojenie, to znaczy pomnożenia modułu E_s przez iloczyn

$$\frac{0,001}{h_z} \frac{A_s}{0,0054} \quad (1)$$

4. Sposób prowadzenia obliczeń numerycznych i forma prezentacji wyników obliczeń

4.1. Sposób prowadzenia obliczeń

Analiza ustroju rozpoczyna się od obliczeń dla fazy sprężystej. Obciążenie belki ($g_k + p_k$), równomiernie rozłożone na całej belce, narasta jednakowo we wszystkich przęsłach belki. Obliczenia są kontynuowane z zadaniem iteracyjnym do założonego poziomu VLF . Wartość VLF wskazuje, jaka część założonego w wymiarowaniu belki obciążenia charakterystycznego jest osiągnięta. Obliczenia prowadzono przeważnie do momentu powstania ② i ③ przegubu plastycznego (rys. 3 i 4). W kolejnych iteracjach program kontroluje naprężenia i odkształcenia, wprowadzając zmiany sztywności elementów zgodnie z deklaracjami ich typów i właściwościami materiałów. Wyniki obliczeń za pomocą programu ROZA N/L uzyskuje się dla dowolnego poziomu VLF w postaci liczbowej – wartości naprężeń, sił i przemieszczeń w elementach zadeklarowanej siatki elementów skończonych oraz w postaci graficznej obrazującej stan analizowanego ustroju. Oznaczenia graficzne stanu elementów program nanosi na siatkę elementów skończonych analizowanego ustroju i aktualizuje w miarę zmian zachodzących w ustroju wraz ze wzrostem obciążenia.

4.2. Sposób opracowania i przedstawienia wyników obliczeń

Odczytano wartości naprężeń w wybranych przekrojach każdej z analizowanych belek, na charakterystycznych poziomach obciążeń VLF , odpowiadających powstaniu w ustroju przegubów plastycznych. Na podstawie wartości naprężeń σ_i , odczytanych dla elementów typu „beton-stal”, obliczono naprężenia oraz siły w stali i betonie danego elementu siatki. Ponadto wyznaczono wartości wydłużeń prętów zbrojenia i kątów obrotu przekroju w miejscach powstawania przegubów plastycznych oraz wartości maksymalnych ugięć belek. Wybrane wyniki przedstawiono na wykresach w p. 7.

5. Program analiz parametrycznych

Program analiz komputerowych ustalono zakładając modyfikacje testowanych modeli odpowiadające następującym przypadkom:

- Przypadek „normowy”. Model odpowiada typowemu zbrojeniu belki (o szerokości $b = 0,30$ m i wysokości $h = 0,45$ m), wynikającemu z wymiarowania na zginanie oraz z zasad konstruowania zgodnego z normą [3] i praktyką budowlaną. Przebieg zbrojenia uproszczono, wprowadzając ujednoliconą powierzchnię przekroju zbrojenia dla wszystkich podpór oraz ujednoliconą powierzchnię przekroju zbrojenia dla wszystkich przęseł. Układ zbrojenia wynikający z wymiarowania i jego uproszczenie przedstawiono na rysunku 8 – typ zbrojenia A.

- Dozbrojenie strefy przegubu ① (zamiast 2 ϕ 18 wprowadzono 5 ϕ 18). Zbrojenie stref przegubów ② i ③ oraz wymiary belki pozostają bez zmian (rys. 8 – typ zbrojenia B). Ten sposób zmodyfikowania zbrojenia dolnego, ponieważ dotyczy tylko jednej strefy, miał znaczenie wyłącznie studialne.

- Uciąglenie zbrojenia ściskanego również w strefach przegubów ② i ③ (zamiast 2 ϕ 18 wprowadzono 5 ϕ 18). W ten sposób obniżono wartości naprężeń w stali w strefach ściskanych. Wymiary belki są bez zmian (rys. 8 – typ zbrojenia C). **Ta wersja sposobu zbrojenia może być traktowana jako proponowana modyfikacja**; jej dwie główne zalety to:

- zwiększenie nośności wtórnego ustroju przez dozbrojenie strefy rozciąganej przegubu ①,
- dozbrojenie stref ściskanych przegubów ② i ③.

- Uciąglenie zbrojenia we wszystkich przęsłach na całej długości belki: dołem (5 ϕ 18) oraz górze (8 ϕ 18). Ten wariant przetestowano na belkach o szerokości 0,30 m i wysokości 0,45 m oraz 0,60 m (rys. 8 – typ zbrojenia D).

Ten ostatni przypadek miał na celu wykazanie rezerw nośności wtórnego ustroju konstrukcyjnego, jakie można by uzyskać, gdyby:

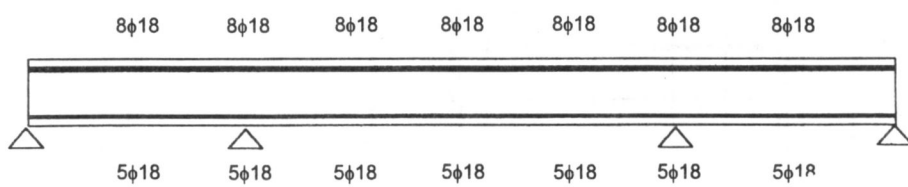
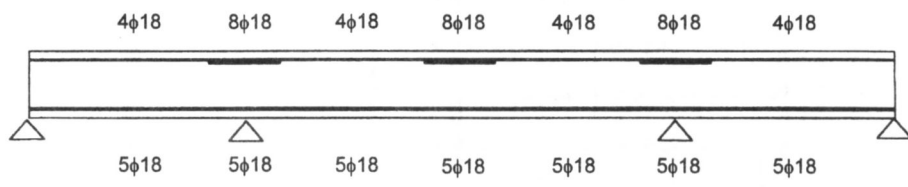
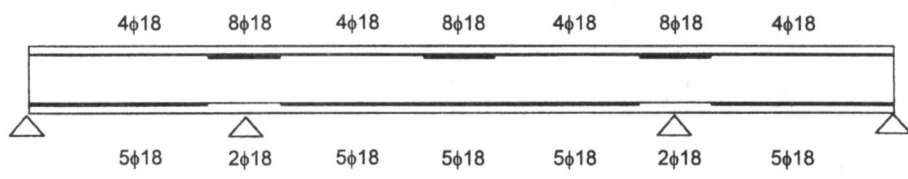
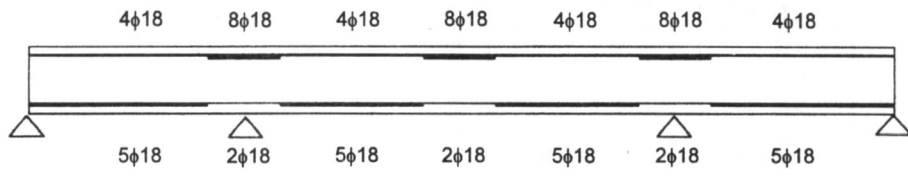
- zapewniona była współpraca wieńca z belką w konstrukcji prefabrykowanej oraz
- umieszczone zostało w tymże wieńcu dodatkowe zbrojenie o dużej nośności, odpowiadającej nośności prętów 8 ϕ 18 ze stali A-III.

Do analizy przyjęto zatem warianty układu zbrojenia przedstawione na rysunku 8 oraz w tabelicy 2.

Przykładowy układ zbrojenia i deklaracje typów elementów na tle podziału belki na elementy skończone (siatka bez zagęszczeń) przedstawiono dla belek ze zbrojeniem typu A na rysunku 9.

Jak już podano, belki różniły się nie tylko układem i ilością zbrojenia, ale i założeniem pracy elementu „beton-stal” na ściskanie. W części modeli belek założono pracę sprężysto-plastyczną tego elementu, a w pozostałych modelach sprężystą, co uzasadniono w p. 3.

Poszczególne modele belek różniły się ponadto deklaracją rodzaju zbrojenia w elementach nieliniowych rozgraniczających elementy liniowe o zróżnicowanym zbrojeniu. Deklarowano słabsze lub mocniejsze zbrojenie, co opisano w tabelicy 2, zawierającej zestawienie i opis parametrów analizowanych belek monolitycznych.



Rys. 8. Warianty układu zbrojenia analizowanych modeli belek

Tablica 2. Opis kolejno analizowanych wariantów modelu podciągu monolitycznego

Symbol belki	Typ zbrojenia	Model pracy elementów beton-stal (w strefach ściskanych)	Deklaracja w miejscach zmiany zbrojenia głównego belki
A-spl-s	A	sprężysto-plastyczny	zbrojenie słabsze
A-spr-s	A	sprężysty	zbrojenie słabsze
A-spr-m	A	sprężysty	zbrojenie mocniejsze
A-spr-m-z	A	sprężysty	zbrojenie mocniejsze
B-spl-s	B	sprężysto-plastyczny	zbrojenie słabsze
B-spr-s	B	sprężysty	zbrojenie słabsze
B-spr-m-z	B	sprężysty	zbrojenie mocniejsze
C-spr-m-z	C	sprężysty	zbrojenie mocniejsze
D-spr	D	sprężysty	zbrojenie ciągłe – bez zmian
D-spr-z	D	sprężysty	zbrojenie ciągłe – bez zmian
D-spr-60	D	sprężysty	zbrojenie ciągłe – bez zmian

W oznaczeniach modeli belek zastosowano następujące symbole:

A, B, C, D – typ układu zbrojenia według rysunku 8,

spl. – model pracy elementu „beton-stal” na ściskanie sprężysto-plastyczny,

spr. – model pracy elementu „beton-stal” na ściskanie sprężysty,

s – w miejscach zmiany zbrojenia (rys. 3, 4, 9) deklarowane zbrojenie słabsze,

m – w miejscach zmiany zbrojenia (jw.) deklarowane zbrojenie mocniejsze,

z – zagęszczenie siatki elementów skończonych według rysunku 4,

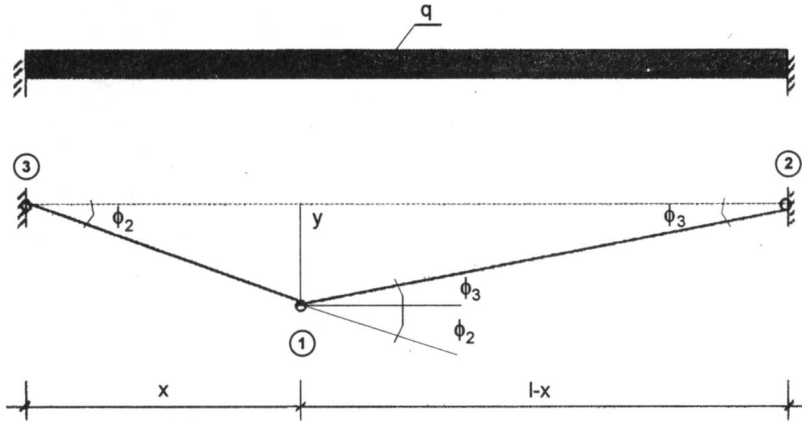
60 – belka o wysokości 0,60 m (pozostałe, bez tego symbolu, mają wysokość 0,45 m).

W modelach „A-spr-m”, „A-spr-m-z”, „B-spr-m-z” oraz „C-spr-m-z” i „D-spr-z” w elementach liniowych „beton-stal” w strefie rozciąganej przyjęto cechę dopasowaną do strefy ściskanej (program ROZA N/L wymaga tej samej wartości współczynnika sprężystości E w przypadku ściskania i rozciągania).

6. Obliczeniowe określenie nośności

Nośność poszczególnych belek q_{VLF} określono na podstawie testowania numerycznego modeli, w wyniku którego uzyskano maksymalne wartości VLF , odpowiadające przeważnie powstaniu ② / ③ przegubu plastycznego. Wartości te stanowią mnożnik całkowitego obciążenia charakterystycznego q na danym etapie pracy belki:

$$q_{VLF} = VLF_{\max} q \quad (2)$$



Rys. 10. Mechanizm zniszczenia wydzielonego przęsła belki

Nośność graniczną wydzielonego przęsła belki (rys. 10) o zróżnicowanym zbrojeniu w miejscach powstawania przegubów plastycznych ① i ② / ③ można określić, porównując pracę sił wewnętrznych W wykonaną przez momenty w przegubach plastycznych z pracą sił zewnętrznych L , zgodnie z zależnościami podejścia kinematycznego (3) i (4):

$$W = \sum M_i \varphi_i = M_1 (\varphi_2 + \varphi_3) + M_2 \varphi_2 + M_3 \varphi_3 \quad (3)$$

$$L = \sum P_i y_i = q x \cdot 0,5 y + q (l-x) \cdot 0,5 y = 0,5 q l y \quad (4)$$

gdzie $y = x \operatorname{tg} \varphi_2$ i $y = (l-x) \operatorname{tg} \varphi_3$.

Zakłada się ponadto, że proporcje momentów uplastyczniających przekroje ①, ②, ③ wynoszą: $\frac{M_2}{M_1} = a$ oraz $\frac{M_3}{M_1} = b$. Wartości te zależą od mocy zbrojenia miejsc przegubów.

Porównując pracę sił wewnętrznych i zewnętrznych oraz wyrażając otrzymaną zależność w funkcji momentu przęsłowego, uzyskuje się

$$q = \frac{2 M_1 [\varphi_2 (a+1) + \varphi_3 (b+1)]}{l y} \quad (5)$$

Dla małych wartości φ_i można założyć $\varphi_2 = \frac{y}{x}$ oraz $\varphi_3 = \frac{y}{l-x}$; wówczas otrzymujemy:

$$q = \frac{2 M_1 \left(\frac{1+a}{x} + \frac{1+b}{l-x} \right)}{l} \quad (6)$$

Zakładając powstanie przegubu w przekroju $x = 0,5 l$, można określić nośność graniczną wydzielonego przęsła belki za pomocą zależności

$$q = \frac{4M_1}{l^2} (2 + a + b) \quad (7)$$

Wprowadzając do zależności (7) rzeczywiste proporcje momentów uplastyczniających przekroje podporowe i przekrój przęsłowy, otrzymuje się wartość $q_{k kin}$ stanowiącą górne oszacowanie nośności granicznej belki.

Wyniki obliczeń nośności granicznej belek $q_{k kin}$ metodą kinematyczną z zależności (7) porównano w tabelicy 3 z nośnością $q_{k VLF}$, określoną na podstawie poziomego obciążenia VLF odpowiadającego powstaniu ② / ③ przegubu plastycznego w testowaniu modeli belek za pomocą programu ROZA.

Tabela 3. Oszacowanie nośności belek monolitycznych po zmianie schematu statycznego wskutek utraty środkowej podpory

Symbol belki	b/h , cm	$q_{k kin}$, kN/m (metoda kinematyczna)	VLF ② / ③	$q_{k VLF}^{2/3}$ kN/m (MES – ROZA)	$\Delta q_k / q_{k kin}$, %
A-spl-s	30/45	20,7	0,269	17,2	16,9
A-spr-s	30/45	20,7	0,297	19,0	8,2
A-spr-m	30/45	20,7	0,334	21,4	-3,4
A-spr-m-z	30/45	20,7	0,333	21,3	-2,9
B-spr-s	30/45	26,8	0,425	27,2	-1,5
B-spr-m-z	30/45	26,8	0,444	28,4	-6,0
C-spr-m-z	30/45	26,8	0,441	28,2	-5,2
D-spr-z	30/45	26,8	0,442	28,3	-5,5
D-spr-60	30/60	38,2	0,608	38,9	-1,8

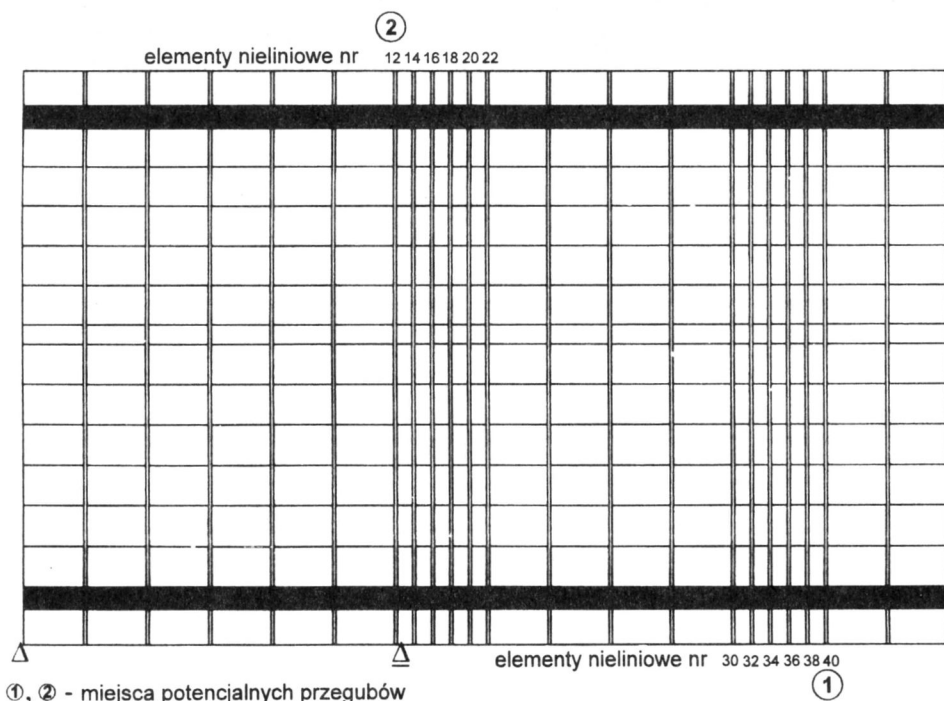
Podejście kinematyczne nie umożliwia wzięcia wpływu zmian przebiegu zbrojenia poza miejscem „skupionego” przegubu, który w rzeczywistości może obejmować odcinek o znacznej długości.

Modele oznaczone „A-spr-s” i „A-spr-m” („A-spr-m-z”) różniły się sposobem deklarowania miejsc zmiany ilości zbrojenia. Belka „A-spr-s” miała w elementach nielinowych założone słabsze, a belki „A-spr-m” i „A-spr-m-z” mocniejsze z łączonych prętów zbrojenia. Nośność określona w podejściu kinematycznym jest jednakowa, natomiast system ROZA N/L umożliwił wykazanie wpływu takiego przeciągnięcia zbrojenia na nośność (tabela 3). Analogiczny wniosek dotyczy modeli belek „B-spr-s” i „B-spr-m-z”.

7. Wyniki analiz numerycznych

W efekcie analiz numerycznych belek otrzymano dla poszczególnych testowanych modeli (dla obciążeń odpowiadających powstaniu ① i ②/③ przegubu plastycznego) wydruki stanu belek, wydłużenia zbrojenia, ugięcia maksymalne belek, nośności oraz kąty obrotu przegubu w miejscu uszkodzonej podpory.

Numerację elementów skończonych siatki podstawowej zamieszczono na rysunku 9, natomiast dla siatki zagęszczonej poniżej, na rysunku 11.



Rys. 11. Numeracja elementów nieliniowych w strefach przegubów. Zagęszczona siatka elementów

7.1. Praca przegubów plastycznych w analizowanym podciągu

Przeprowadzone analizy umożliwiły zobrazowanie pracy przegubów plastycznych powstających w podciągu po uszkodzeniu podpory:

Belka „A-spr-m-z”

W wyniku testowania modelu belki – przy założeniu możliwości pracy elementów na ściskanie bez ograniczenia – stwierdzono, że przy poziomie obciążenia $VLF_{②} = 0,333$ zachodzi przekroczenie wytrzymałości betonu i stali na ściskanie w dolnej części belki, w przekroju $N_z = 12$, tj. nad podporą przyskrajną (miejsce powstawania ② przegubu

plastycznego). Pod obciążeniem odpowiadającym powstaniu ① przegubu plastycznego ($VLF_{①} = 0,1908$) ani w przekroju $Nz = 40$ (① przegub), ani w przekroju $Nz = 12$ (② przegub) nie są przekroczone wytrzymałości betonu i stali na ściskanie. Poniżej zamieszczono wykresy (rys. 12, 13) charakteryzujące stan naprężenia w przekrojach $Nz 40$ (① przegub) oraz $Nz 12$ (② / ③ przegub).

Belka „B-spr-m-z”

Przeguby plastyczne ①, ② i ③ powstają na bardzo zbliżonych poziomach obciążenia. Odpowiednie wartości VLF wynoszą: $VLF_{①} = 0,439$; $VLF_{②} = 0,444$; $VLF_{③} = 0,447$.

Na rysunku 14 przedstawiono zmiany w przebiegu naprężeń w strefach ① i ② przegubu plastycznego na poziomach obciążenia powodujących uplastycznienie zbrojenia rozciąganego, porównując wyężenie betonu i stali elementów siatki zagęszczonej w strefie przegubów, tj.:

- w przekroju $Nz 40$ i sąsiadujących przekrojach – ① przegub plastyczny, uplastycznienie zbrojenia dolnego – w przęśle;
- w przekroju $Nz 12$ – ② przegub plastyczny, uplastycznienie zbrojenia górnego – nad podporą.

Wykresy na rysunku 14 zestawiono odkładając ujemne naprężenia ściskające w elementach od $Nz 12$ do $Nz 22$ w dół od osi, a w elementach od $Nz 30$ do $Nz 40$ – w górę, aby każdorazowo wykresy dotyczące górnego lub dolnego zbrojenia znajdowały się po odpowiedniej stronie osi belki.

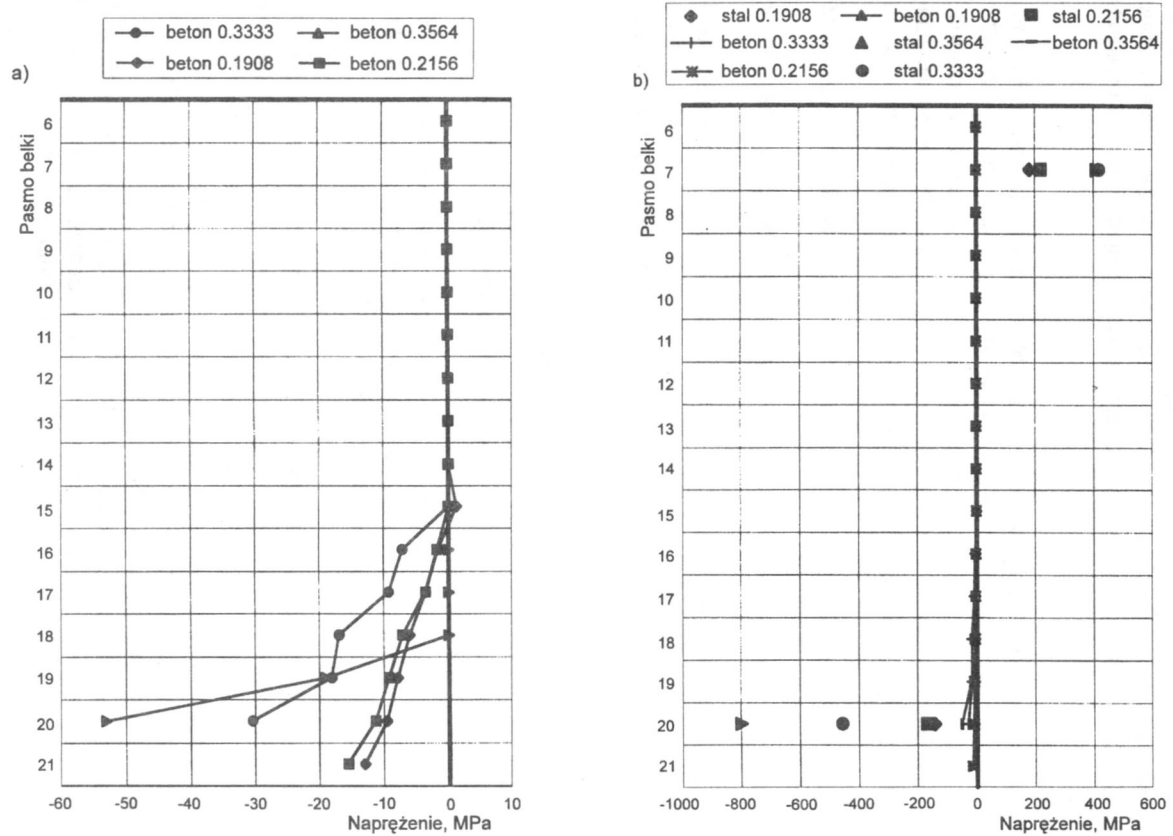
Widoczny jest zróżnicowany sposób realizowania się przegubów – w badanych przedziałach obciążenia w strefie ① przegubu uplastycznienie zachodzi w obszarze obejmującym trzy sąsiadujące elementy zagęszczonej siatki. Przy założeniu symetrii strefa uplastycznienia ma długość 1,20 m (6 elementów o szerokości 0,20 m). Wytrzymałość betonu na ściskanie nie jest przekroczenia.

Przegub plastyczny ② jest skupiony w jednym przekroju. Towarzyszą mu wysokie naprężenia ściskające w stali i w betonie (nad podporą w dolnych włóknach), przekraczające odpowiednie wytrzymałości tych materiałów.

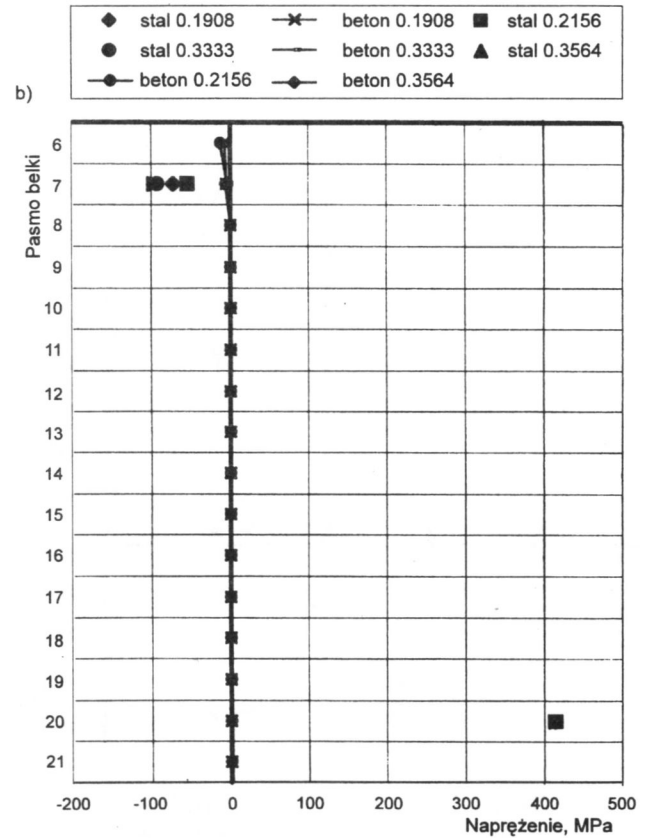
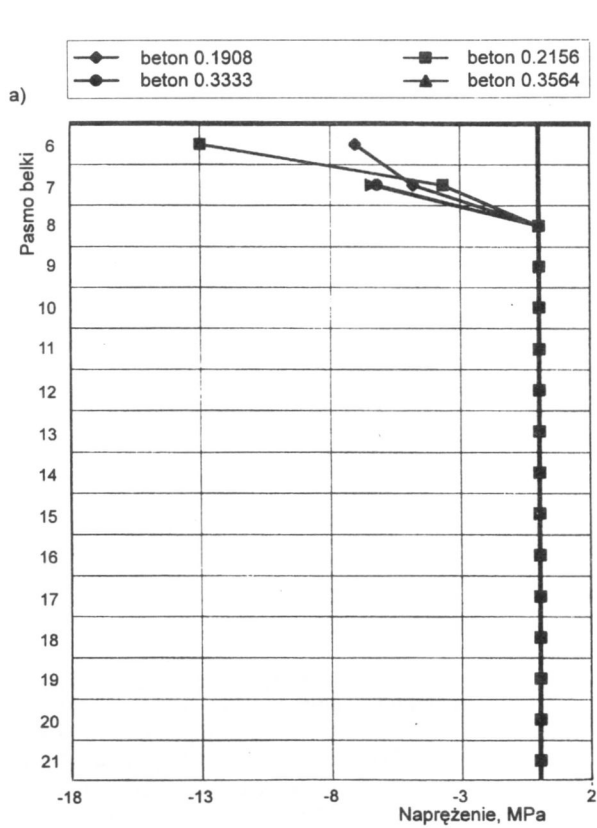
Belki „C-spr-m-z” i „D-spr-z”

Belki te różnią się tylko zbrojeniem przęseł górą (rys. 8). Poza wartościami obciążenia odpowiadającymi powstaniu pierwszego przegubu plastycznego (dla belki „C-spr-m-z” $VLF_{①} = 0,441$, a dla „D-spr-z” $VLF_{①} = 0,437$) nie ma istotnych różnic w zachowaniu się belek. Drugi przegub plastyczny w obu modelach powstaje przy niemal identycznym obciążeniu (tablica 5 na s. 58). Również przebieg naprężeń w strefie przegubu ② obu belek nie wykazuje istotnych różnic, co obrazuje rysunek 15.

Jak widać na rysunku 15, doprowadzenie pełnego dolnego zbrojenia przęsłowego do podpór spowodowało oczekiwaną, bardzo znaczną redukcję naprężeń ściskających w stali i w betonie belek „C-spr-m-z” i „D-spr-z” w porównaniu z belką „B-spr-m-z”. W żadnym z wyróżnionych przekrojów w strefie przegubu ② (są one oznaczone numerami od 12 do 22 na rysunku 11) nie zostaje przekroczona wytrzymałość stali na ściskanie, już w przekroju odległym od osi podpory o 0,20 m nie zostaje przekroczona wytrzymałość betonu (wartość charakterystyczna) na ściskanie nawet pod obciążeniem odpowiadającym powstaniu ② przegubu plastycznego (maksymalne obciążenie dopuszczone w tej analizie).



Rys. 12. Belka „A-spr-m-z”. Przekrój Nz 12. Zmiany naprężeń: a – w betonie, b – w stali i w betonie – po wysokości belki, wraz ze wzrostem poziomu obciążenia



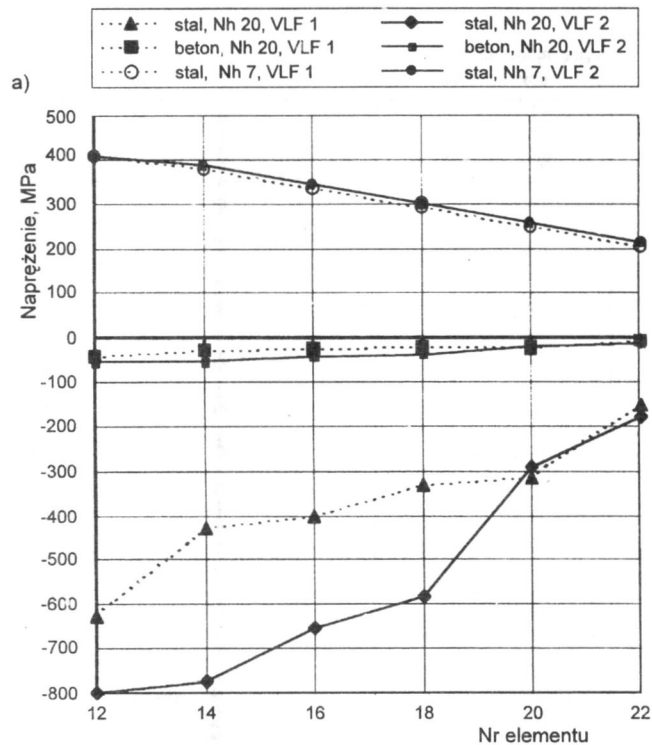
Rys. 13. Belka „A-spr-m-z” Przekrój Nz 40. Zmiany naprężeń: a – w betonie, b – w betonie i stali – po wysokości belki, wraz ze wzrostem poziomu obciążenia

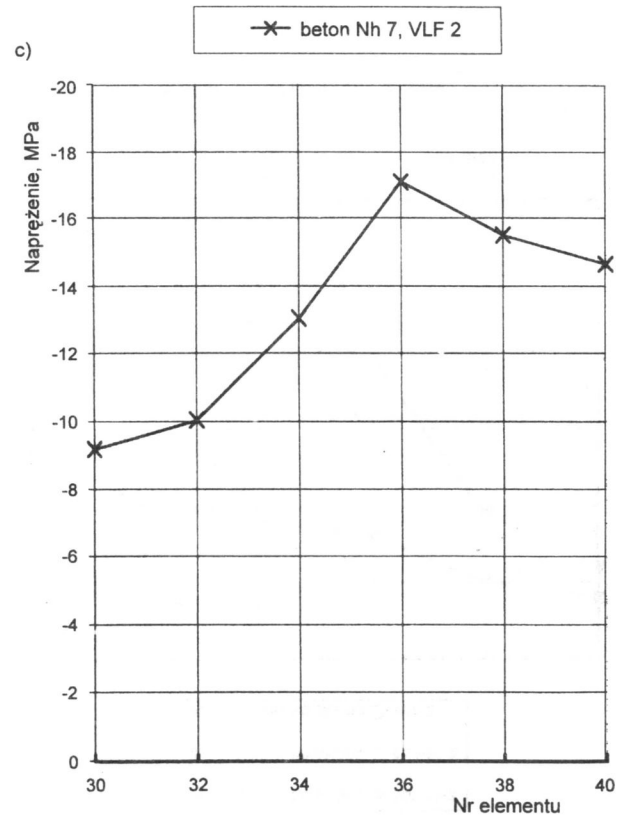
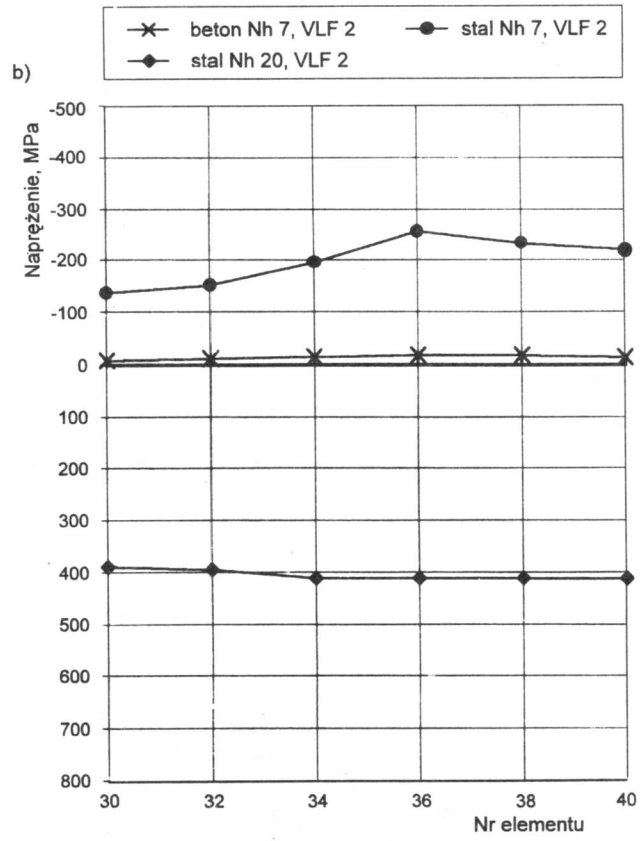
Rys. 14. Belka „AB-spr-m-z”. Wpływ poziomu obciążenia na przebieg naprężeń:

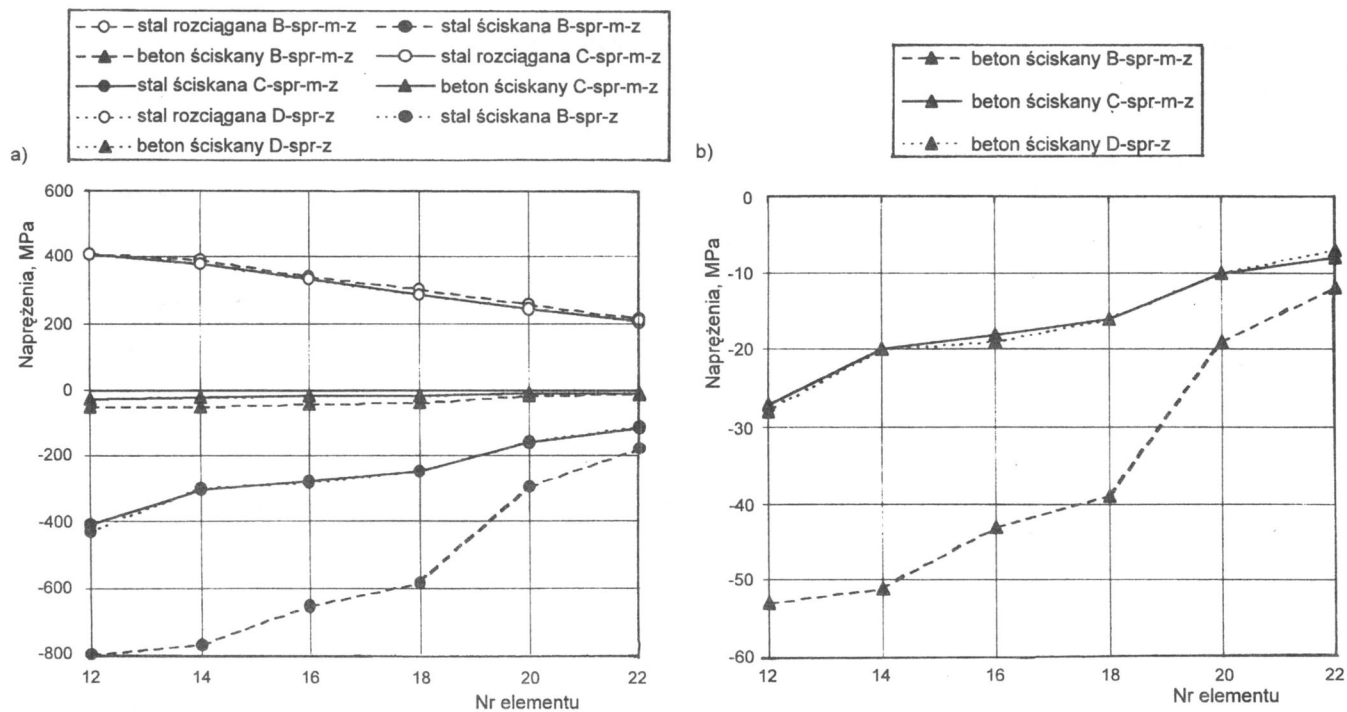
a – w strefie 2 przegubu plastycznego, poziomy obciążenia VLF 1 i VLF 2;

b – w strefie 1 przegubu plastycznego, poziom naprężeń VLF 2;

c – w betonie ściskanym w strefie 1 przegubu plastycznego; poziom naprężeń VLF 2







Rys. 15. Belki „B-spr-m-z”, „C-spr-m-z”, „D-spr-z”. Porównanie naprężeń: a – w betonie i w stali, b – w betonie i w stali – w strefie 2 przegubu plastycznego w kolejnych elementach siatki

W badanych modelach belek przyjęto teoretyczne podparcie podciągu punktowo w osiach słupów. Rzeczywiste warunki podparcia (istnienie podpór o stosunkowo dużej szerokości) powodują zmniejszenie powstających wartości momentów w stosunku do wartości teoretycznych („wygładzenie” wykresu momentów w strefach podporowych). Ten korzystny efekt nie został uwzględniony w rozkładzie naprężeń otrzymanym w analizowanych modelach belek.

7.2. Wpływ przesunięcia przekroju, w którym redukowane jest zbrojenie, na nośność

Wielkość wpływu przesunięcia przekroju, w którym redukowane jest zbrojenie, (lub zwiększenia długości zakładu prętów) na nośność testowano porównując wyniki obliczeń dotyczące belek „A-spr-s” ($q_{k VLF 2/3} = 19$ kN) i „A-spr-m” ($q_{k VLF 2/3} = 21,4$ kN). Belki różniły się tylko tym, że w elementach, w których następuje zmiana przekroju zbrojenia, deklarowano zbrojenie słabsze lub zbrojenie mocniejsze. Opisana zmiana sposobu deklarowania zbrojenia nie wpłynęła na wartość $q_{k VLF 1}$, natomiast spowodowała wzrost wartości $q_{k VLF 2/3}$ o 12,6%. Na tej podstawie można się spodziewać podobnego wpływu przesunięcia w belkach przekroju, w którym redukowane jest zbrojenie, na nośność. Ponieważ wpływ ten testowano na modelach z siatką elementów o boku 1,00 m (w kierunku rozpiętości belki), odwzorowano przesunięcie każdego przekroju redukcji zbrojenia od przekroju ekstremalnych momentów o 1,00 m.

7.3. Wpływ przeciągnięcia dolnego zbrojenia bez redukcji w środku przęsła, o rozpiętości podwójnej wskutek utraty podpory

Wpływ przeciągnięcia dolnego zbrojenia bez redukcji w środku przęsła, o rozpiętości podwójnej wskutek utraty podpory, jest widoczny, jeśli porównamy belki o symbolach „A-spr-m-z” i „B-spr-m-z”, różniące się ilością zbrojenia dolnego w strefie środkowej przęsła, w którym powstaje przegub plastyczny ①. Zadeklarowano w tych belkach odpowiednio: 2 ϕ 18 w belce „A-spr-m-z” (zbrojenie o układzie podstawowym) i 5 ϕ 18 w belce „B-spr-m-z” (rys. 8).

Takie przyjęcie zbrojenia dolnego spowodowało wzrost obciążenia powodującego powstanie pierwszego przegubu plastycznego $q_{k VLF 1}$ o wartość

$$\frac{(q_{k VLF typ A} - q_{k VLF typ B}) 100}{q_{k VLF typ A}} = \frac{(28,1 - 12,2) 100}{12,2} = 130,3\%$$

Zwiększenie ilości zbrojenia podciągu wskutek omawianej zmiany jego przebiegu wynosi około 3% (tablica 4).

Tablica 4. Zestawienie zużycia stali na zbrojenie główne belek

Zbrojenie główne podciągu		Typ belki	
		A-spr-m-z	B-spr-m-z
Pręty ϕ 18 A III 34GS	łączna długość l , m	222	228
	masa m , kg	444	456

7.4. Zmiana ilości zbrojenia górnego w przęsłach

Zmianę ilości zbrojenia górnego w przęsłach zadeklarowano w belkach o symbolach „D-spr-z” i „B-spr-m-z”, przyjmując odpowiednio: 8 ϕ 18 w sposób ciągły górą w belce „D-spr-z” oraz 8 ϕ 18 nad podporami i 4 ϕ 18 w przęsłach górą w belce „B-spr-m-z”. Dotem obie belki były zbrojone jednakowo, w sposób ciągły, zbrojeniem 5 ϕ 18. Przegub plastyczny ① w obu belkach powstał przy jednakowym wyężeniu. Podobnie wartość $q_{k VLF 2}$ tych dwu modeli belek była bardzo zbliżona. Wartości VLF dla pierwszego i drugiego przegubu plastycznego są niemal jednakowe, a nośność wynosi około 28 kN/m.

Obciążenia uplastyczniające przekroje testowanych belek w zestawieniu z odpowiednimi wartościami $q_{k VLF}$ podano dla testowanych modeli w tablicy 5.

Tablica 5. Obciążenie uplastyczniające przekroje belek monolitycznych $q_{k VLF}$

Symbol belki	b / h , cm	① przegub plastyczny VLF ①	②/③ przegub plastyczny VLF ②/③	$q_{k VLF 1}$ (MES - ROZA) kN/m	$q_{k VLF 2/3}$ (MES - ROZA) kN/m
A-spl-s	30/45	0,194	0,269	12,4	17,2
A-spr-s	30/45	0,194	0,297	12,4	19,0
A-spr-m	30/45	0,189	0,334	12,1	21,4
A-spr-m-z	30/45	0,191	0,333	12,2	21,3
B-spr-s	30/45	0,356	0,425	22,8	27,2
B-spr-m-z	30/45	0,439	0,444	28,1	28,4
C-spr-m-z	30/45	0,441	0,441	28,2	28,2
D-spr-z	30/45	0,437	0,442	28,0	28,3
D-spr-60	30/60	0,580	0,608	37,1	38,9

Jak widać z powyższego zestawienia, kolejne modyfikacje zbrojenia umożliwiły zwiększenie obciążenia, pod działaniem którego powstaje ① przegub plastyczny, do poziomu $VLF ① = 0,438$ (średnia wartość odpowiadająca powstaniu pierwszego przegubu plastycznego w belkach „B-spr-m-z” i „D-spr-z”), czyli wzrost wartości $q_{k VLF 1}$ do poziomu 28 kN/m. W przypadku przekroju podwyższonego (belka o symbolu „D-spr-60”) uzyskano poziom $VLF ① = 0,580$, czyli $q_{k VLF} = 37,1$ kN/m.

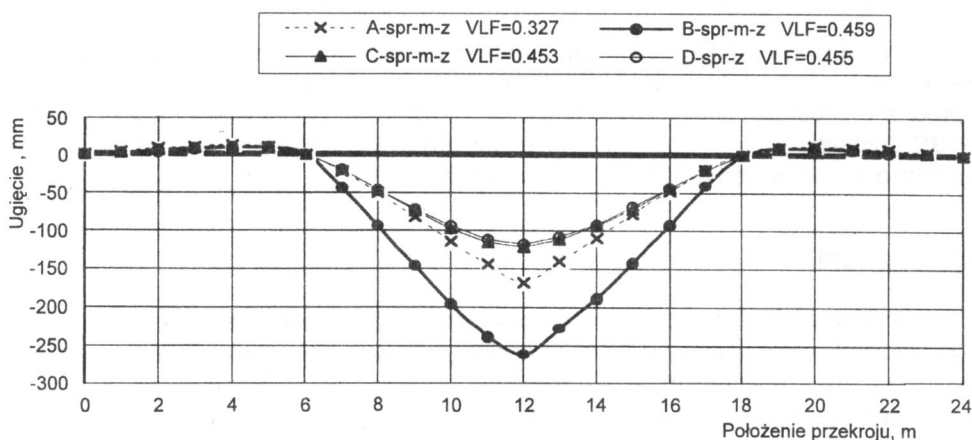
7.5. Zabezpieczenie konstrukcji przed zniszczeniem wskutek ścinania

Zabezpieczenie konstrukcji przed zniszczeniem wskutek ścinania jest odrębnym zagadnieniem, nie analizowanym w niniejszym opracowaniu. Na podstawie obliczeń wykonanych według normy [8] stwierdzono, że maksymalne siły poprzeczne powstające w belkach po zmianie schematu statycznego (pod obciążeniem zbliżonym do ich nośności, tj. $VLF = 0,44$) nie osiągają wartości, które uniemożliwiłyby wykorzystanie

rezerwy plastycznej nośności ustroju wskutek zmiążdżenia ściskanych betonowych krzyżulców w strefie ścinania w modelu kratownicowym belki.

7.6. Zmiany linii ugięcia belek po uplastycznieniu

Zmiany linii ugięcia belek po uplastycznieniu przedstawiono na rysunku 16. Linie ugięcia przedstawiono dla poziomych obciążeń $VLF \textcircled{2}$, który w przypadku belki „A-spr-m-z” ($VLF = 0,333$) jest niższy niż w przypadku pozostałych belek ($VLF = 0,44$). Modyfikacja zbrojenia belek „C-spr-m-z” i „D-spr-z” w stosunku do belki „B-spr-m-z” spowodowała zmniejszenie ich strzałki ugięcia w miejscu uszkodzonej podpory o ponad 50%. Wartości ugięć a_1 , a_2 dla poziomów obciążeń uplastyczniających $VLF \textcircled{1}$ i $VLF \textcircled{2}$ zestawiono w tabelicy 6.



Rys. 16. Linie ugięcia belek po uplastycznieniu

7.7. Kąty obrotu przekroju

Wartości kątów obrotu przekroju belek ϕ_1 , ϕ_2 , rad, w miejscu nad uszkodzoną podporą obliczone na podstawie ugięć belek dla poziomów obciążeń uplastyczniających $VLF \textcircled{1}$ oraz $VLF \textcircled{2}$ zestawiono w tabelicy 6.

Tabelica 6. Ugięcia belek a_i i kąty obrotu przekroju ϕ_i nad uszkodzoną podporą

Symbol belki	a_1 , mm	a_2 , mm	ϕ_1 , rad	ϕ_2 , rad
A-spr-m-z	51	168	0,017	0,055
B-spr-m-z	134	262	0,045	0,087
C-spr-m-z	113	121	0,038	0,040
D-spr-z	107	117	0,036	0,039

Zaproponowana modyfikacja zbrojenia prowadzi do istotnego ograniczenia ugięć i kątów obrotu przekroju oraz do zmniejszenia ich przyrostów wraz ze wzrostem poziomu obciążenia do wartości VLF ②.

7.8. Wydłużenie zbrojenia

Największe wydłużenia zbrojenia na poziomie obciążenia powodującego powstanie uplastycznienia zbrojenia nad podporami (w strefach przegubów ② / ③) występują w strefie przegubu plastycznego ②/ ③ (nad uszkodzoną podporą) i dla poszczególnych belek wynoszą odpowiednio:

$$A\text{-spr-m-z } \frac{\Delta l}{l} = 4,20\%$$

$$B\text{-spr-m-z } \frac{\Delta l}{l} = 2,80\%$$

$$C\text{-spr-m-z } \frac{\Delta l}{l} = 0,37\%$$

$$D\text{-spr-m-z } \frac{\Delta l}{l} = 0,32\%$$

Stal zbrojeniowa odznaczająca się dobrą ciągliwością ma charakterystyczne wydłużenie prętów przy maksymalnej sile, wynoszące ponad 5% [9], a więc odpowiednie obroty w przegubach plastycznych mogą się zrealizować. Do zerwania prętów ze stali 34GS dochodzi przy wydłużeniu względnym próbki wynoszącym 16% [9]; zerwanie zbrojenia w analizowanych belkach nie następuje.

8. Wnioski

1. Wyniki analiz numerycznych potwierdziły możliwość wzmocnienia wtórnego ustroju nośnego belki wieloprzęsłowej przez modyfikację sposobu jej zbrojenia, polegającą na uciągnięciu maksymalnego przekroju **zbrojenia dolnego** – typ zbrojenia C (rys. 8).

2. Uciągnięcie maksymalnego przekroju zbrojenia górnego na całą belkę (typ zbrojenia D) ma mniejsze znaczenie.

3. Uzyskany przyrost nośności wtórnego ustroju konstrukcyjnego, nawet jeżeli zbrojenie górne zostanie przesunięte do maksymalnie odległej pozycji, jak to miało miejsce w analizach belki o wysokości przekroju 0,6 m, jest niedostateczny do zrównoważenia obciążeń w warunkach eksploatacyjnych przenoszonych przez ten ustrój. Konieczne jest wykorzystanie współpracujących elementów kierunku prostopadłego (rygiel skierowany prostopadle do belki wieloprzęsłowej, same płyty stropowe) lub słupa powyżej (nieuszkodzonego), pełniącego funkcję „wieszaka” (przypadek ten byłby tylko wtedy realny, gdyby uszkodzony słup był położony w dolnych kondygnacjach).

4. Wymienione elementy, jak i cały wtórny ustrój nośny, powinny być zaprojektowane na podstawie jednej z dwóch koncepcji:

- dopuszczalny jest przegub ①,
- dopuszczalne są wszystkie trzy przeguby, tj. ①, ② i ③.

5. Jeżeli są dopuszczalne wszystkie trzy przeguby, istnieje możliwość wykorzystywania w większym zakresie elementów kierunku prostopadłego i w dalszym ciągu obowiązuje warunek, aby pozostawały one w zakresie przemieszczeń sprężystych w obszarze strefy ściskanej.

Podziękowanie

Autorzy dziękują mgr. inż. Jarosławowi Szulcowi za cenne wskazówki i pomoc w trakcie wykonywania analiz numerycznych.

Bibliografia

- [1] Engström B.: Ductility of connections in precast structures. Chalmers University, Division of Concrete Structures, Göteborg 1992
- [2] Seruga T., Cholewicki A., Szulc J.: Modelowanie numeryczne żelbetowych belek ciągłych po utracie jednej podpory. Problemy naukowo-badawcze konstrukcji z betonu. Politechnika Krakowska. Seria „Inżynieria Lądowa”. Monografia 247. Kraków 1999
- [3] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [4] Niemczewska D. i in.: System numeryczny na mikrokomputer klasy IBM PC/AT do obliczeń konstrukcji w zakresie liniowym i nieliniowym. PROBET, Warszawa 1990 (ROZAN/L v.3.08)
- [5] Eurokod 2 (projekt PN-ENV 1992-1-1:1991): Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz.1. Reguły ogólne dla budynków. Tom I-II. ITB, Warszawa 1993
- [6] Instrukcja ITB 325 Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej podlegających wpływom wstrząsów górniczych. ITB, Warszawa 1993
- [7] Seruga T.: Opisy i wyniki obliczeń belek monolitycznych po uszkodzeniu podpory. Sprawozdanie w ramach projektu badawczego PB 1461/TO7/96/10 „Zabezpieczenie budynków przed skutkami wybuchów i innych obciążeń wyjątkowych”. Część 1–4, 1998–1999. ITB, Warszawa. Kierownictwo naukowe prof. dr hab. inż. A. Cholewicki
- [8] PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [9] Podstawy projektowania konstrukcji według Eurokodu 2. Praca pod redakcją M. Kamińskiego. PWN, Warszawa – Wrocław 1996

SECONDARY BEARING STRUCTURE IN FRAMED MONOLITHICAL BUILDING

Summary

The paper presents numerical analysis of RC continuous multi-span beams with damaged support which constitute structural elements of framed structure. The analysis has been carried out for few alternative reinforcement arrangements for RC monolithic beam, gradually modified in such a way that after destruction of one column the condition for formation of secondary bearing structure might have occurred.

Praca wpłynęła do Redakcji 26 IX 2000