



**Badania zachowania się połączeń płyta-słup
zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości
w stadium awaryjnym wywołanym przebiciem**

Połączenia zbrojone według Model Code 2010

Autorzy:

Barbara WIECZOREK

Mirosław WIECZOREK

Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie:

Centrum Promocji Jakości Stali

**Badania zachowania się połączeń płyta-słup
zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości
w stadium awaryjnym wywołanym przebiciem**

Połączenia zbrojone według Model Code 2010

Autorzy:

**Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI**

Opracowanie:

Centrum Promocji Jakości Stali



Centrum Promocji Jakości Stali – CPJS – jest organizacją, której celem jest zapewnienie wysokiej jakości wyrobów stalowych oraz promocja nowych rozwiązań technicznych i materiałowych.

Działalność CPJS to:

- **Certyfikacja** wyrobów stalowych oraz nadzór techniczny nad produkcją i właściwościami certyfikowanych produktów.
- **Inicjowanie** i współrealizowanie projektów badawczych ukierunkowanych na poprawę jakości wyrobów stalowych oraz bezpieczeństwo konstrukcji inżynierskich.
- **Wspieranie** współpracy grup badawczych z przemysłem.
- **Przekazywanie** informacji na temat wyrobów stalowych wysokiej jakości.
- **Organizowanie** oraz współorganizowanie spotkań szkoleniowych, seminariów, warsztatów.
- **Tworzenie** pomostu pomiędzy użytkownikami wyrobów stalowych i ich producentami.
- **Monitorowanie** i czynny udział w działaniach normalizacyjnych i certyfikacyjnych na poziomie instytucji krajowych i europejskich.

www.epstal.pl

Centrum Promocji Jakości Stali
ul. rtm. Witolda Pileckiego 67
02-781 Warszawa
Tel.: +48 22 252 67 03

Stal zbrojeniowa ze znakiem jakości EPSTAL



EPSTAL jest znakiem jakości nadawanym przez CPJS na wyroby ze stali gorącowalcowanej o wysokiej ciągliwości, przeznaczone do zbrojenia betonu (gatunek B500SP).

Najważniejsze zalety stali EPSTAL to:

- **Wysoka ciągliwość.** Stal EPSTAL spełnia wymagania klasy C wg Eurokodu 2 – najwyższej klasy ciągliwości. Stosowanie stali o wysokiej ciągliwości zwiększa bezpieczeństwo konstrukcji betonowych – w sytuacji wystąpienia zbyt wysokich naprężeń nie ulega ona kruchemu zniszczeniu.
- **Odporność na obciążenia dynamiczne:** zmęczeniowe [zmienne naprężenia rozciągające], cykliczne [naprzemienne ściskanie i rozciąganie] oraz wielokrotnie zmienne.
- **Łatwa identyfikowalność** poprzez napis EPSTAL nawalcowany na każdym pręcie oraz indywidualny układ żeber.
- **Pełna spawalność** – spawalność i zgrzewalność – potwierdzona w badaniach laboratoryjnych wykonanych w Instytucie Spawalnictwa w Gliwicach.
- **Dodatkowa kontrola procesu produkcji.** CPJS wykonuje kwartalną analizę statystyczną wyników zakładowej kontroli produkcji.
- **Program badawczy.** Wykonanych zostało wiele innowacyjnych badań naukowych, mających na celu rozpoznanie zachowania się elementów konstrukcji zbrojonych stalą EPSTAL w porównaniu do zachowania się takich samych elementów zbrojonych stalą kruchą.

Więcej na www.epstal.pl

Publikacje CPJS

Wszystkie publikacje CPJS można bezpłatnie pobrać ze strony www.epstal.pl



Badania zachowania się krawędziowych połączeń płyta-słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebiegiem

Autorzy:
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 8

Biuletyn Techniczny nr 8

Badania zachowania się krawędziowych połączeń płyta - słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebiegiem

Marzec 2017



Badania zachowania się płyty żelbetonowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej przeciążeniem

Autorzy:
Mirosław WIECZOREK
Barbara WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 7

Biuletyn Techniczny nr 7

Badania zachowania się płyty żelbetonowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej przeciążeniem.

Marzec 2016



Konstrukcje płytowo-słupowe
Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej

Autorzy:
Włodzimierz STAROSOLSKI
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK

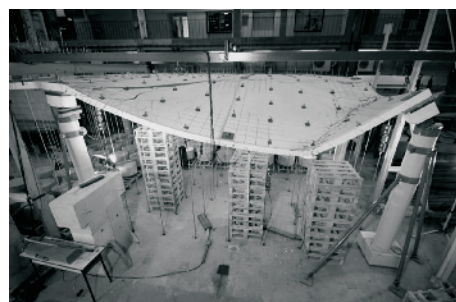
Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 6

Biuletyn Techniczny nr 6

Konstrukcje płytowo-słupowe.
Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej.

Marzec 2015



Badania zachowania się płyty żelbetonowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory krawędziowej

Autorzy:
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI

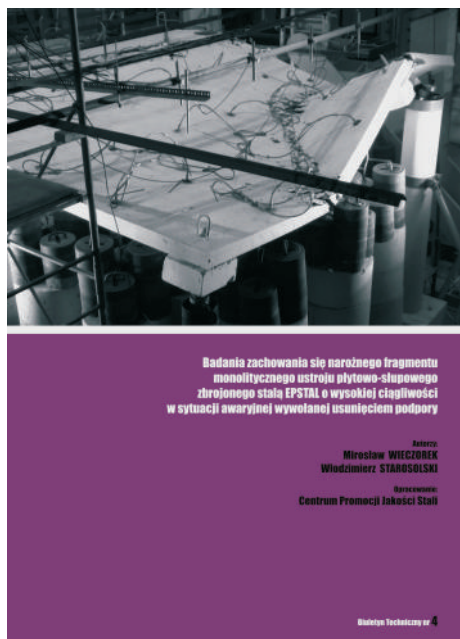
Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 5

Biuletyn Techniczny nr 5

Badanie zachowania się płyty żelbetonowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory krawędziowej.

Październik 2013



Biuletyn Techniczny nr 4

Badanie zachowania się narożnego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo-słupowego zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory.

Styczeń 2012



Biuletyn Techniczny nr 3

Badania zakotwień strzemion wykonanych ze stali EPSTAL o wysokiej ciągliwości.

Marzec 2011



Biuletyn Techniczny nr 2

Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym.

Marzec 2009



Biuletyn Techniczny nr 1

Znaczenie ciągliwości stali zbrojeniowej w projektowaniu konstrukcji żelbetowych. Właściwości gatunku stali B500SP.

Kwiecień 2009

ISBN 978-83-946813-2-6
Copyright© by Centrum Promocji Jakości Stali, 2018
Centrum Promocji Jakości Stali Sp. z o.o.
ul. rtm. Witolda Pileckiego 67
02-781 Warszawa
Tel.: +48 22 252 67 03
E-mail: biuro@cpjs.pl
www.epstal.pl

Spis treści

1 Wstęp.....	8
2 Wprowadzenie.....	8
3 Wymagania normowe.....	12
4 Cel badań.....	16
5 Modele badawcze.....	20
5.1 Zbrojenie modeli badawczych.....	20
5.2 Wykonanie modeli	26
6 Materiały.....	32
6.1 Badania materiałowe betonu.....	32
6.2 Badania materiałowe stali zbrojeniowej.....	33
7 Stanowisko badawcze.....	34
8 Przebieg badań.....	40
9 Wyniki badań.....	41
9.1 Praca modeli w fazie I - do przebicia.....	43
9.1.1 Zarysowanie.....	43
9.1.2 Przebicie.....	43
9.2 Praca modeli w fazie II - w stadium awaryjnym.....	49
9.3 Analiza wyników.....	51
9.3.1 Analiza wyników Modelu 1.....	51
9.3.2 Analiza wyników Modelu 2.....	52
9.3.3 Analiza wyników Modelu 3.....	53
10 Podsumowanie.....	55
11 Literatura.....	56

1 Wstęp

W niniejszym biuletynie Autorzy podjęli kontynuację rozważań związanych z zabezpieczeniem konstrukcji płytowo-słupowych w sytuacji awaryjnej, spowodowanej przebicciem strefy podporowej. Omówione zostały wytyczne zawarte w Model Code 2010 [3], jak również Autorzy przeprowadzili doświadczalną weryfikację tego zagadnienia. Ze względu na konieczność utrzymania dotychczasowej konwencji biuletynów, jako zwartych zbiorów opisujących dane zagadnienie, Autorzy postanowili powtórnie, bez większych zmian redakcyjnych, zaprezentować treści związane z:

- ❑ opisem problemu, jakim jest zjawisko przebiccia w żelbetowych konstrukcjach płytowo-słupowych oraz jego wpływem na zachowanie pozostałych części konstrukcji,
- ❑ podziałem i opisem głównych przyczyn powstałych uszkodzeń konstrukcji płytowo-słupowych (związanych ze zjawiskiem przebiccia) wraz z przykładami,
- ❑ omówieniem czynności wykonanych przy prowadzonych badaniach, a mianowicie:
 - opis procesu wykonywania modeli badawczych (wykonanie formy szalunkowej, wykonanie zbrojenia, etap betonowania, rozdeskowanie modelu badawczego, jego montaż na stanowisku badawczym),
 - opis przygotowania modeli do badań,
 - opis metodologii prowadzonych badań.

Dokładny opis powyższych zagadnień czytelnik może również znaleźć w następujących publikacjach:

- ❑ Biuletyn Techniczny nr 2 – Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym [31],
- ❑ Biuletyn Techniczny nr 6 – Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej [32],
- ❑ Biuletyn Techniczny nr 8 – Badania zachowania się krawędziowych połączeń płyta-słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebicciem [35].

2 Wprowadzenie

Żelbetowe płyty stropowe podparte słupami, z głowicami lub bez, wykonywane jako monolityczne na placu budowy zaczęły pojawiać się już na początku XX wieku. Konstrukcje takie wykonywane są w wielu krajach bardzo różnorodnymi metodami. Wpływają na to zarówno możliwości techniczne i materiałowe, jak też szeroki wachlarz obiektów, w których zastosowano właśnie taki układ nośny, co wynika w dużej mierze z wielu jego zalet.

Zagrożeniem dla konstrukcji płytowo-słupowych jest możliwość przebiccia stropu w rejonie słupa, objawiającego się w postaci kruchego pęknięcia betonu, powstałego w wyniku wyczerpania wytrzymałości betonu na rozciąganie. Awarie wywołane przebicciem występują prawie bez wstępnych objawów, ponieważ powstałe ugięcia są małe, a zarysowania na górnej stronie płyty nie są zwykle widoczne z uwagi na zastosowane warstwy posadzkowe. Lokalna awaria stropu wywołana przebicciem przy jednym

ze słupów powoduje zwiększenie siły poprzecznej w okolicznych słupach [30] [32]. W efekcie zwiększenie wartości siły poprzecznej może wywołać awarię postępującą wokół sąsiednich słupów powodując zawalenie całej konstrukcji.

Większość prowadzonych dotychczas badań połączenia płyta-słup dotyczyło różnych sposobów zbrojenia oraz sprawdzenia modeli i metod obliczeniowych, a także skuteczności różnych sposobów wzmocnienia tych stref konstrukcji. Niewiele jednak uwagi poświęcono zachowaniu się strefy przysłupowej w stadium awaryjnym, po wystąpieniu przebiccia. Pracy konstrukcji w tym zakresie na etapie projektowania często się nie uwzględnia. Konieczność uwzględnienia przez projektantów tego zjawiska wymuszona została przepisami normy PN-EN 1991-1-1:2004 [6]. Bardziej jednoznaczne wymagania w tym względzie, i to niezależnie od przepisów konstrukcyjnych zawartych obecnie w PN-EN 1992-1-1:2008 [8], zamieszczono w normie PN-EN 1991-1-7:2008 [7].

W zestawieniu przykładów katastrof postępujących ustrojów płytowo-słupowych, które zamieszczono w Biuletynie Technicznym nr 6 [32], wykazano, że jednym z istotnych czynników powodujących powstanie katastrofy postępującej poprzez przebicie (rys. 1) jest zaistnienie sytuacji, w której w konstrukcji zastosowano beton o zbyt małej wytrzymałości (tab. 1).

budynek magazynowo-prakingowy, Warszawa



Piper's Row Car, Wolverhampton



parking podziemny, Bluche



Rys. 1. Zdjęcia wybranych katastrof.

Tab. 1. Przykłady katastrof, których przyczyną była zbyt mała wytrzymałość betonu.

Rok	Obiekt	Przyczyna	Skutki
1955	USA, New York Coliseum [21]	Źle zaprojektowane i wykonane deskowanie szalunkowe.	Załamanie stropu na pierwszym piętrze powyżej poziomu podparcia.
1956	USA, Jackson 4-kondygnacyjny budynek [19]	Dostarczenie betonu o zaniżonych parametrach spowodowało opadnięcie stropu czwartej kondygnacji na kondygnacje niższe.	Całkowite zawalenie budynku, 10 osób poniosło śmierć.
1973	USA, Fairfax County, Virginia Skyline Towers Building [17] [26] [28]	Zbyt wczesne usunięcie drewnianego deskowania stropu na 23. piętrze spowodowało wystąpienie przebiccia w strefach połączenia płyta-słup.	26 piętrowy budynek zawalił się w całości, 14 osób zginęło, a 34 zostało rannych.
1981	Szwajcaria, Bluche parking podziemny [18] [33]	Zniszczenie nastąpiło przez niewielkie błędy projektowe i wykonawcze, jakie popełniono przy obliczaniu i konstruowaniu połączeń płyta-słup.	Częściowe zawalenie obiektu, śmierć dwójki dzieci.
1987	USA, Bridgeport, Connecticut L'Ambiance Plaza [20] [23] [25] [29]	Niewłaściwe wykorzystanie systemu szalunkowego spowodowało kaskadowe opadnięcie kolejnych płyt stropowych na stropy niższej kondygnacji.	16-pietrowy budynek zawalił się w trakcie budowy, 28 osób zginęło.
1997	Wielka Brytania, Wolverhampton Piper's Row Car [36]	Szereg błędów (wykonawczych, użytkowych) przyczynił się do początkowego przebiccia jednego z połączeń płyta-słup, który zainicjował postępującą katastrofę.	Część stropu na najwyższym piętrze wielopiętrowego parkingu uległa całkowitemu zniszczeniu.
2003	USA, Atlantic City Tropicana Casino parking garage [24]	Szereg błędów (projektowych, wykonawczych, użytkowych) doprowadził do zawalenia pięciu kondygnacji parkingowych.	Budynek zawalił się w trakcie budowy, zginęło 4 pracowników budowlanych, a ponad 30 innych zostało rannych.
2003	Polska, Warszawa budynek magazynowo- parkingowy [14] [15]	W wyniku nieodpowiedniej pielęgnacji betonu (dopuszczono do przemrożenia) nastąpiła znaczna utrata parametrów wytrzymałościowych betonu.	Zawaleniu uległ segment stropu na czterech kondygnacjach.

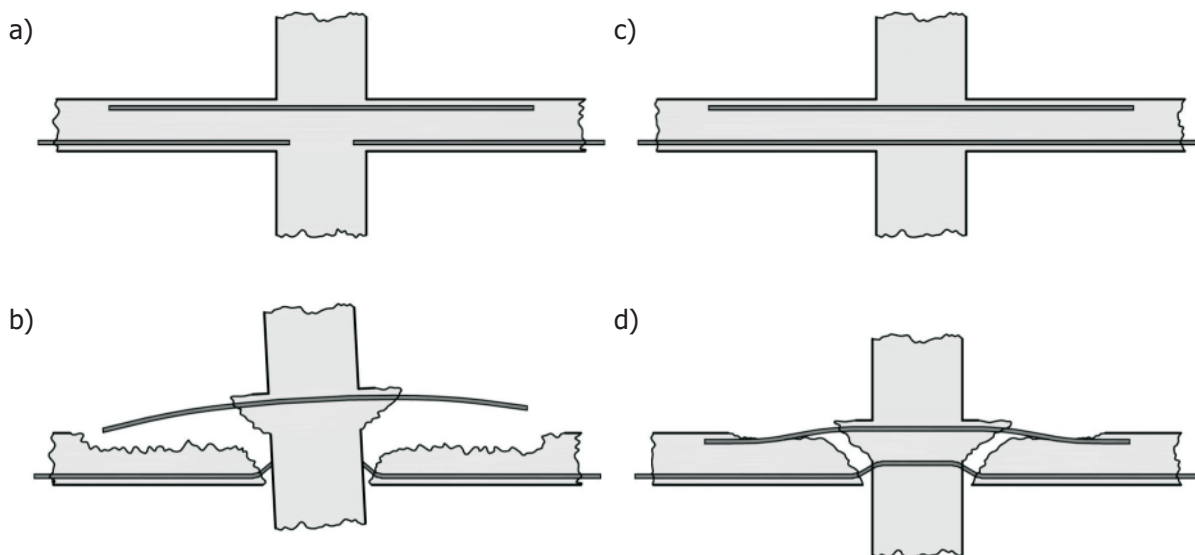
W przedstawionych sytuacjach w chwili wystąpienia awarii zastosowany w konstrukcji beton miał zaniżoną wytrzymałość w stosunku do betonu projektowanego. Taka sytuacja może być skutkiem:

- ☐ braku odpowiedniej pielęgnacji (brak nawilżenia betonu podczas dojrzewania);
- ☐ dopuszczenia do przemrożenia betonu;
- ☐ błędnie zaprojektowanego schematu deskowania konstrukcji:
 - błędnie zaprojektowanego deskowania (np. zastosowania zbyt małej liczby podpór);
 - błędów w posadowieniu (podparciu) deskowania;
 - zbyt wczesnego rozdeskowania.

Przetrwanie konstrukcji w sytuacji, gdy beton ma zaniżoną wytrzymałość, mogą zapewnić (wg [22][27]):

- ☐ sztywne wkłady wykonane z profili stalowych,
- ☐ ukryte belki zbrojone intensywnie poprzecznie strzemionami,
- ☐ górne zbrojenie odgięte w dół (kotwione w przęśle płyty) [16],
- ☐ dolne krzyżujące się nad słupem zbrojenie pozwalające na przekształcenie się ustroju płytowo-słupowego w ustrój ciągnowy (membranowy) [13] [22].

Brak takich rozwiązań wyklucza możliwość przetrwania konstrukcji po wystąpieniu awarii (rys. 2a,c), natomiast obecność dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem stwarza pewne szanse jej przetrwania. Oczwistym warunkiem jest, by zbrojenie to było w stanie przejąć obciążenia spoczywające na stropie (rys. 2b,d) mimo zniszczenia strefy przysłupowej.



Rys. 2. Możliwe sposoby i fazy zniszczenia ustroju płytowo-słupowego, w wypadku: a), b) braku dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem, c), d) przy obecności zbrojenia dolnej płyty krzyżującego się nad słupem.

Przejście sił przez dolne zbrojenie nadslupowe i wykształcenie się ustroju ciągnowego jest uwarunkowane odpowiednią wydłużalnością graniczną stali zbrojeniowej. Im większa bowiem wydłużalność stali zbrojeniowej, tym należy się spodziewać większych odkształceń, a co za tym idzie mniejszych sił w układzie ciągnowym. Dlatego celem wytworzenia takiej sytuacji powinno się stosować stale o dużej ciągliwości (klasy C wg EC2 [8]) szczególnie tam, gdzie dla bezpieczeństwa konstrukcji po lokalnym uszkodzeniu, zahamowanie rozwoju awarii możliwe jest jedynie na drodze dużych odkształceń [8]. Zasadniczym celem rozpoznawczych badań strefy podporowej ustrojów płytowo-słupowych było wykazanie wpływu, jaki na zachowanie się tej strefy ma ciągliwość stali dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem wewnętrznym i krawędziowym, kiedy połączenie płyta-słup uległo zniszczeniu ze względu na przebicie.

3 Wymagania normowe

W poprzednim Biuletynie Technicznym nr 8 [32] zamieszczono opis wytycznych odnośnie projektowania strefy podporowej według:

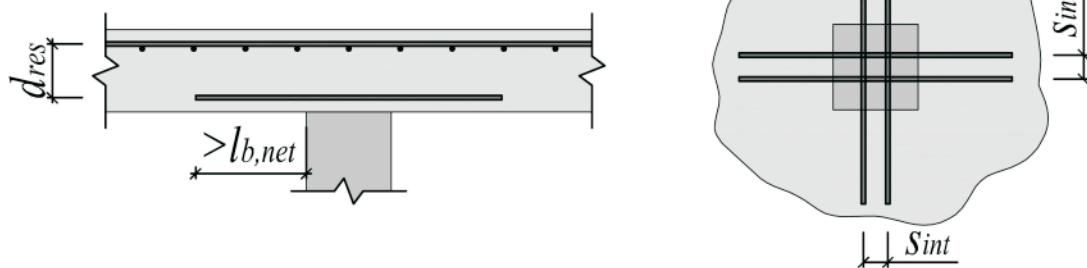
- ☐ Eurokodu PN-EN 1991-1-7:2008 [7],
- ☐ Eurokodu PN-EN 1992-1-1:2008 [8],
- ☐ normy polskiej PN-B-03264:2002 [5],
- ☐ normy kanadyjskiej Canadian Standard Association A23.3 [4],
- ☐ rekomendacji do normy amerykańskiej ACI 352.1R [2].

Niniejszy biuletyn odwołuje się do wytycznych projektowych Model Code 2010 [3], związanych z zastosowaniem zbrojenia zabezpieczającego połączenie płyta-słup po przebiciu, określanego jako zbrojenie integrujące. Model Code 2010 [3] wymaga, aby w przypadku połączenia wewnętrznego, zbrojenie to składało się z co najmniej czterech krzyżujących się prętów lub ośmiu prętów niepołączonych ze sobą, ale odpowiednio zakotwionych w słupie (rys. 3a oraz rys. 3b). W przypadku połączenia krawędziowego należy domniemywać, że liczba odpowiednio zakotwionych prętów wynosi sześć (rys. 3c oraz rys. 3d) – **Model Code 2010 [3] nie wskazuje bezpośrednio rozwiązania dla połączeń krawędziowych**. W przypadku połączenia krawędziowego należy w odpowiedni sposób wykonać zakotwienie zbrojenia dochodzącego prostopadle do krawędzi płyty (rys. 4) [35].

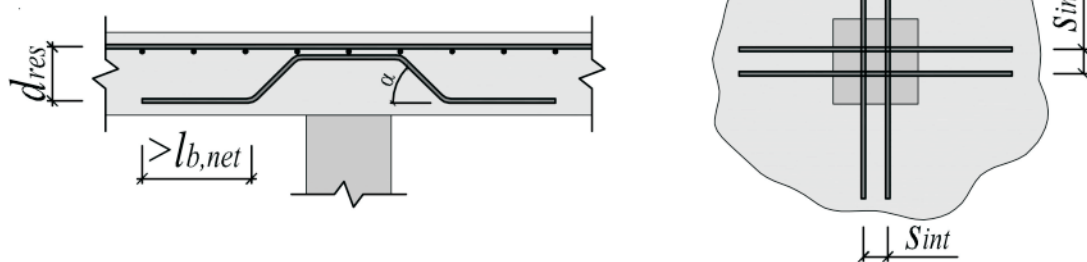
Wśród głównych propozycji wykonania poprawnego zakotwienia można wymienić:

- ☐ wykonanie zbrojenia dochodzącego do krawędzi płyty w postaci pętli. Pętla może być wykonana jako element pojedynczy (o kształcie litery U) lub z dwóch elementów o kształcie litery L zespawanych ze sobą krótszymi bokami. Stosowanie spawania zbrojenia wykonanego w kształcie litery L będzie też ułatwiało montaż tego typu zbrojenia w przypadku, gdy jest to zbrojenie odgięte.
- ☐ zakotwić zbrojenie dochodzące do krawędzi płyty w sposób mechaniczny poprzez jego blokadę grubą blachą lub profilem stalowym.

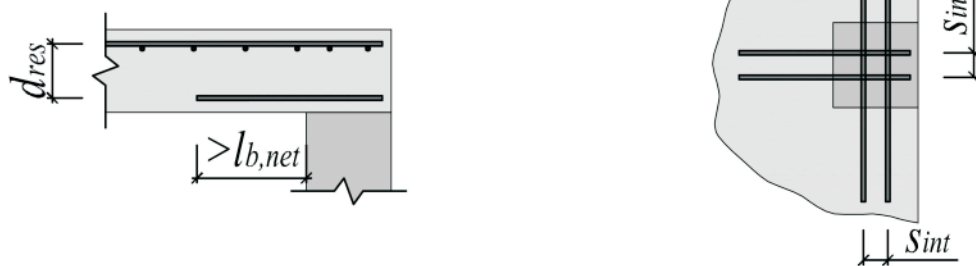
a)



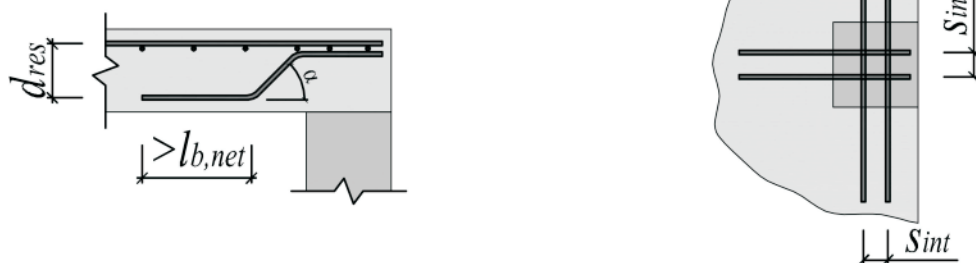
b)



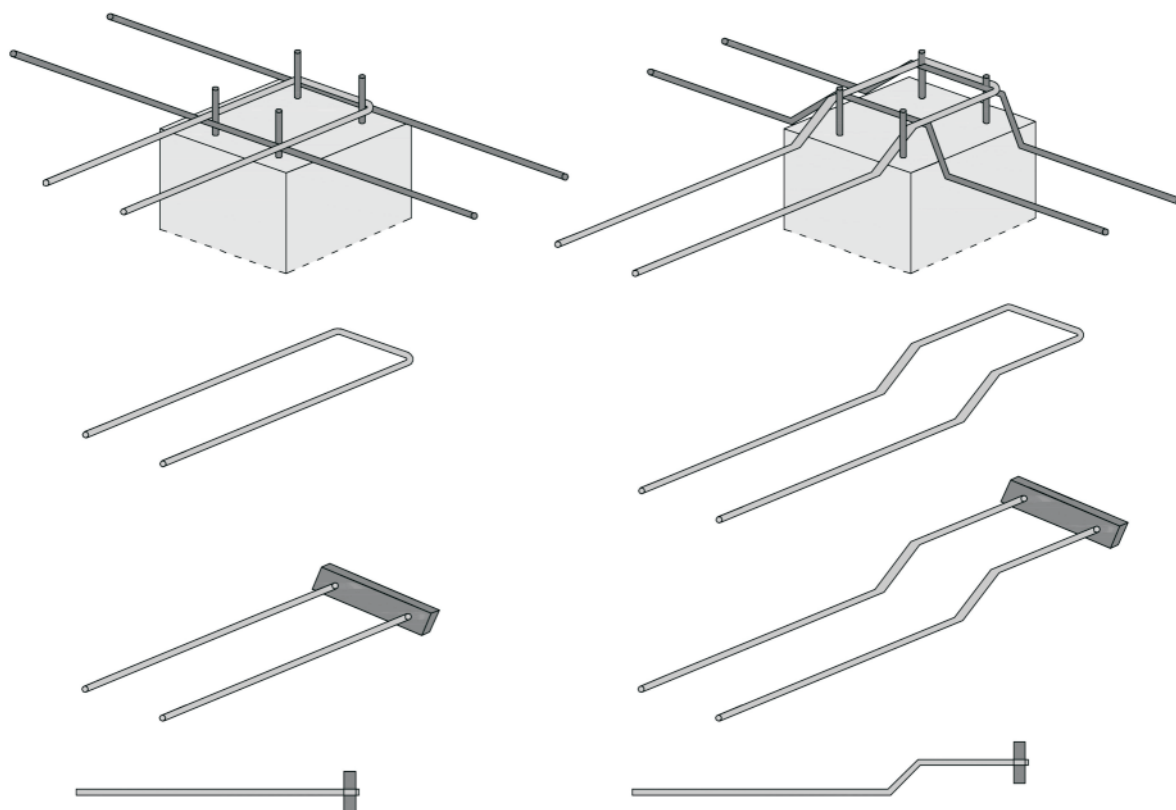
c)



d)



Rys. 3. Rozkład zbrojenia przeciwko katastrofie postępującej wg [3] (opis w tekście).



Rys. 4. Zalecany sposób zakotwienia prętów zbrojenia integrującego w przypadku krawędziowego połączenia [35].

Nośność połączenia, zapewniona przez zastosowane zbrojenie integrujące, po przebiciu powinna być obliczana wg [3] ze wzoru (1):

$$V_{Rd,int} = \sum A_s f_{yd} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \sin \alpha_{ult} \leq \frac{0,5 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int} \quad (1)$$

gdzie:

- A_s – suma przekroju całego zbrojenia odpowiednio przedłużonego poza pole podparcia po stronie ściskanej płyty lub pole zbrojenia dobrze zakotwionych prętów odgiętych (zaleca się, aby zbrojenie krawędziowe wykonać według rys. 4);
- f_{yd} – obliczeniowa wytrzymałość prętów zbrojenia zabezpieczającego;
- $(f_t/f_y)_k$ – stosunek wartości wytrzymałości, zdefiniowany jak w EC2 [8] i zależny od ciągłości stali zbrojeniowej;
- α_{ult} – kąt nachylenia prętów przechodzących nad śladem słupa względem poziomu po wystąpieniu plastycznych deformacji w fazie po przebiciu. Dopuszczalne wartości kąta α_{ult} podano w tab. 2;
- γ_c – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla właściwości materiałowych betonu;
- f_{ck} – charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu przy osiowym ściskaniu;
- d_{res} – odległość między środkiem ciężkości zbrojenia na zginanie i środkiem ciężkości zbrojenia zabezpieczającego (rys. 3a, rys. 3b);

b_{int} – obwód kontrolny aktywny dzięki zbrojeniu zabezpieczającemu po przebiciu, który może być obliczany jako:

$$b_{int} = \sum \left(s_{int} + \frac{\pi}{2} d_{res} \right) \quad (2)$$

gdzie sumowanie dotyczy grup prętów aktywnych na krawędzi pola podparcia, a s_{int} jest szerokością tej grupy prętów (rys. 3).

Dla celów projektowania w [3] określono cztery klasy ciągliwości, które zdefiniowane są przez minimalne wymagane wartości charakterystyczne stosunku (f_t/f_y) oraz charakterystyczne wartości odkształceń przy maksymalnym naprężeniu ε_{uk} :

- klasa A: $(f_t/f_y)_k \geq 1,05$ i $\varepsilon_{uk} \geq 2,5\%$,
- klasa B: $(f_t/f_y)_k \geq 1,08$ i $\varepsilon_{uk} \geq 5\%$,
- klasa C: $1,35 \geq (f_t/f_y)_k \geq 1,15$ i $\varepsilon_{uk} \geq 7,5\%$,
- klasa D: $1,45 \geq (f_t/f_y)_k \geq 1,25$ i $\varepsilon_{uk} \geq 8,0\%$.

Wartość charakterystyczna stosunku (f_t/f_y) czyli $(f_t/f_y)_k$ odpowiada 5-procentowemu kwantylowi zależności między rzeczywistą wytrzymałością na rozciąganie f_t , a rzeczywistą granicą plastyczności f_y .

Tab. 2. Dopuszczalne wartości kąta α_{ult} w zależności od klasy stali.

α_{ult}	Typ zbrojenia i klasa ciągliwości stali
0°	pręty proste, klasa ciągliwości: A
20°	pręty proste, klasa ciągliwości: B
25°	pręty proste, klasa ciągliwości: C lub D
$\alpha \leq 40^\circ$	pręty nachylone lub odgięte, klasa ciągliwości: B, C lub D

gdzie α jest kątem nachylenia prętów integrujących względem płaszczyzny płyty (przed wystąpieniem przebicia - rys. 3b);

W przypadku stosowania stali EPSTAL wzór (1) przyjmuje postać:

- przy prętach prostych:

$$V_{Rd,int} = 0,423 \sum A_s f_{yd} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \quad (3)$$

- przy prętach odgiętych:

$$V_{Rd,int} = 0,643 \sum A_s f_{yd} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \quad (4)$$

4 Cel badań

W celu doświadczalnej weryfikacji wytycznych Model Code 2010 [4] przeprowadzono badania laboratoryjne, które objęły modele stanowiące fragment ustroju płytowo-słupowego. Modele badawcze wykonano jako monolityczny element w postaci prostokątnej, żelbetowej płyty o stałej wysokości z usytuowanym od dołu słupem o kwadratowym przekroju poprzecznym. W zakresie prezentowanych badań wykonano trzy modele badawcze:

- ❑ model połączenia wewnętrznego ze zbrojeniem integrującym wykonanym z prostych prętów kotwionych przyczepnościowo w modelu (Model 1 - rys. 5);
- ❑ model połączenia wewnętrznego ze zbrojeniem integrującym wykonanym z odgiętych prętów kotwionych przyczepnościowo w modelu (Model 2 - rys. 6);
- ❑ model połączenia krawędziowego ze zbrojeniem integrującym wykonanym z odgiętych prętów kotwionych mechanicznie poza modelem w stanowisku badawczym (Model 3 - rys. 7).

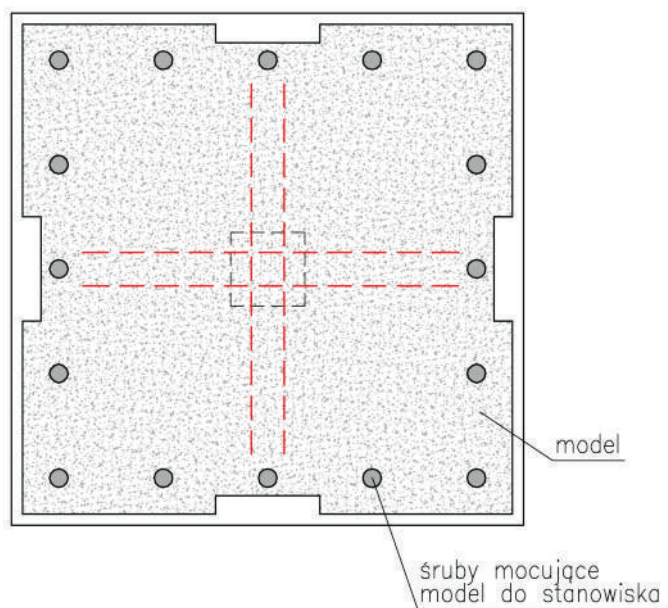
Modele zaprojektowano tak, aby w pierwszej kolejności nastąpiło ich przebicie, a płyta nie uległa zniszczeniu giętnemu. Ilość zbrojenia na zginanie wyznaczono zgodnie z przepisami EC2 [8] oraz EC1 [6] [7], jak dla rzeczywistej konstrukcji płytowo-słupowej o siatce słupów $6,0 \times 6,0$ m z obciążeniem eksploatacyjnym równym 5 kN/m^2 . W nawiązaniu do badań zamieszczonych w Biuletynie Technicznym CPJS nr 8 [35] w każdym modelu badawczym zastosowano dodatkowe zbrojenie w postaci dolnych prętów przechodzących bezpośrednio nad słupem, jako zabezpieczenie przeciwko katastrofie postępującej. Jednakże w przeciwieństwie do prowadzonych wcześniej badań zbrojenie to w modelach połączenia wewnętrznego było kotwione przyczepnościowo na odcinku o długości l_b określonym według [3] (Model 1 i Model 2). Ilość tego zbrojenia była identyczna, jak we wcześniejszych modelach – po dwa pręty $\varnothing 16$ w każdym kierunku. W przypadku modelu połączenia krawędziowego (Model 3) zbrojenie integrujące równoległe oraz prostopadłe do krawędzi kotwione było poza modelem w stanowisku badawczym. Zbrojenie integrujące prostopadłe do krawędzi płyty nad śladem słupa wykonano w postaci pętli tak, aby umożliwić przeniesienie sił w prętach w miejscu ich dochodzenia do krawędzi połączenia.

W celu możliwie najwierniejszego odzwierciedlenia zachowania połączenia płyty ze słupem, płytę każdego z modeli mocowano do stanowiska badawczego za pomocą śrub rozmieszczonych obwodowo na jej czterech lub trzech krawędziach. W badaniach założono, że obciążenie modeli będzie realizowane poprzez siłę skupioną przykładaną do podstawy słupa, według schematu przedstawionego na rys. 5 i rys. 6 (Model 1 i Model 2) oraz rys. 7 (Model 3). Badania wszystkich modeli przeprowadzono na zmodyfikowanym stanowisku badawczym zgodnie z odpowiednim schematem obciążania (rys. 5 ÷ rys. 7), przy czym badania zawsze prowadzone były w dwóch fazach: „FAZA I” do przebicia oraz „FAZA II” od przebicia do całkowitego zniszczenia połączenia poprzez zerwanie wkładek zbrojenia dolnego przebiegających bezpośrednio nad słupem.

W każdym przypadku określono wartość obciążenia F_p , przy którym nastąpiło zniszczenie danego modelu przez przebicie oraz wartość obciążenia odpowiadającego nośności połączenia płyta-słup po przebicciu F_{max} a także wartości sił odnotowanych w momencie i bezpośrednio po zerwaniu kolejnych prętów zbrojenia przechodzącego nad słupem. Przyjęto program prowadzenia badań, który zakładał, że modele będą przytwierdzone śrubami do stanowiska w trakcie całego badania.

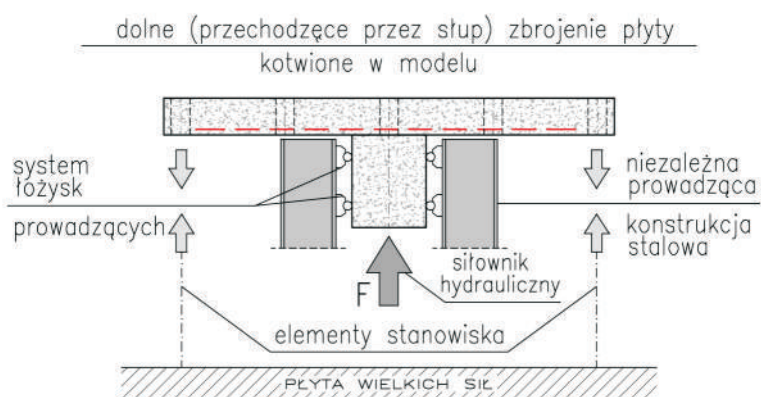
a)

WIDOK z GÓRY

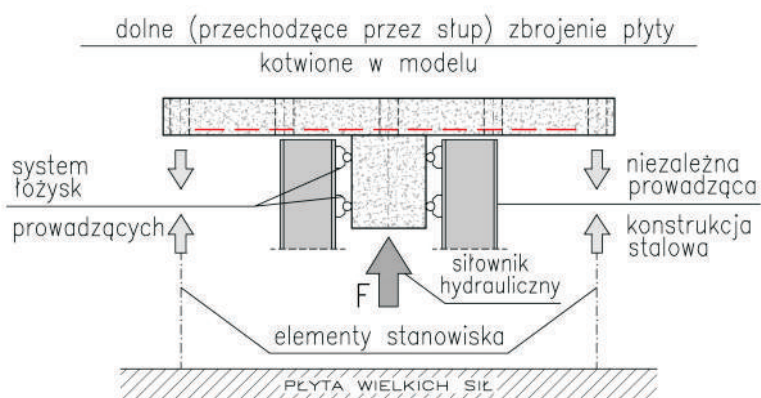


b)

WIDOK z BOKU



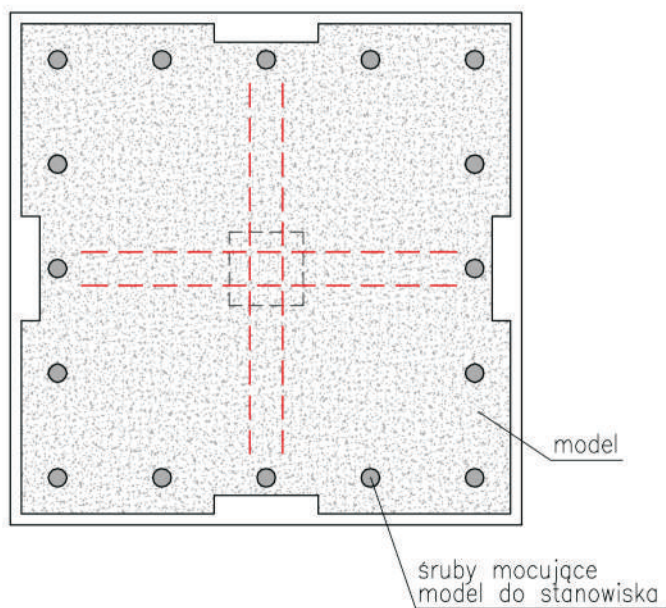
WIDOK z BOKU



Rys. 5. Schemat statyczny obciążania modeli połączenia wewnętrznego ze zbrojeniem odgiętym zakotwionym przyrzepnościowo - Model 1: a) widok z góry, b) widok z boku.

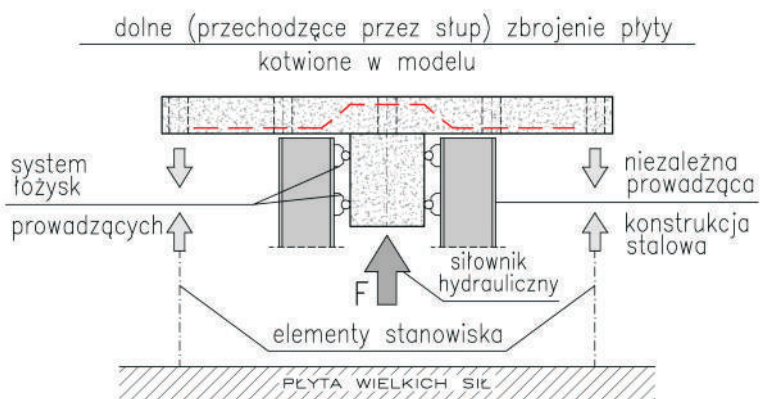
a)

WIDOK z GÓRY

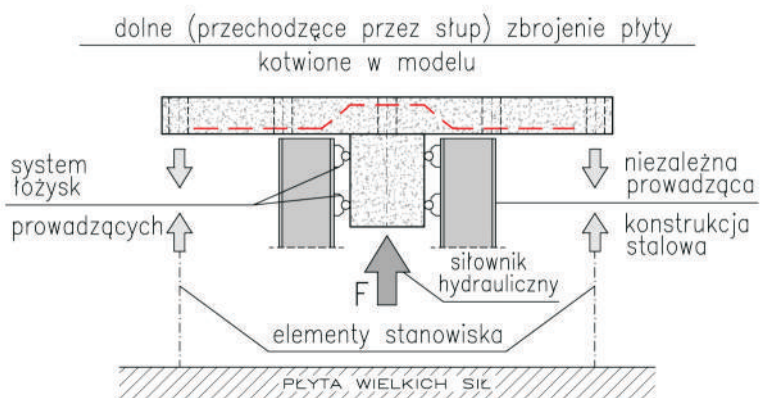


b)

WIDOK z BOKU



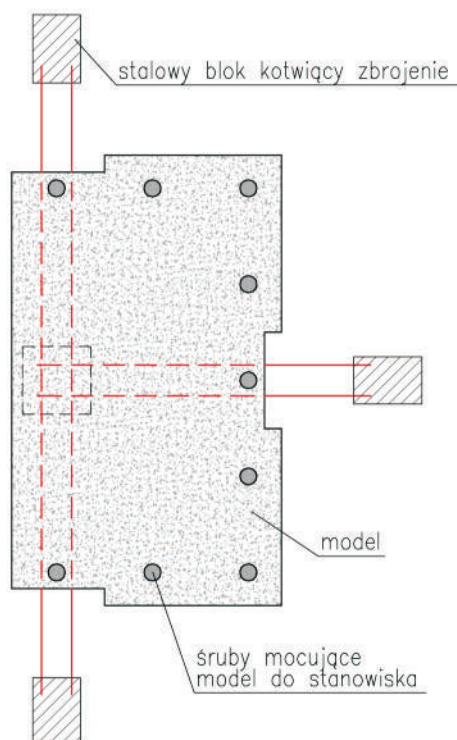
WIDOK z BOKU



Rys. 6. Schemat statyczny obciążania modeli połączenia wewnętrznego ze zbrojeniem odgiętym zakotwionym przyczepnościowo - Model 2: a) widok z góry, b) widok z boku.

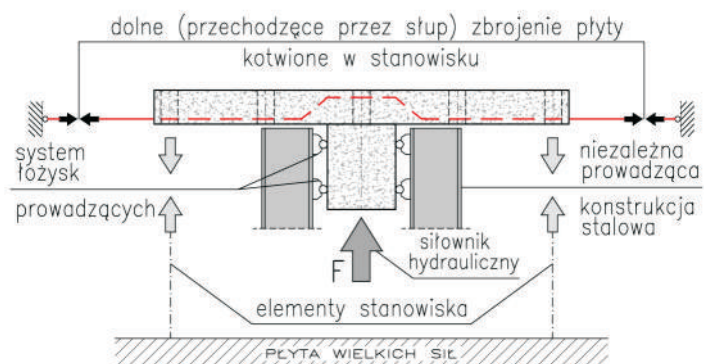
a)

WIDOK z GÓRY

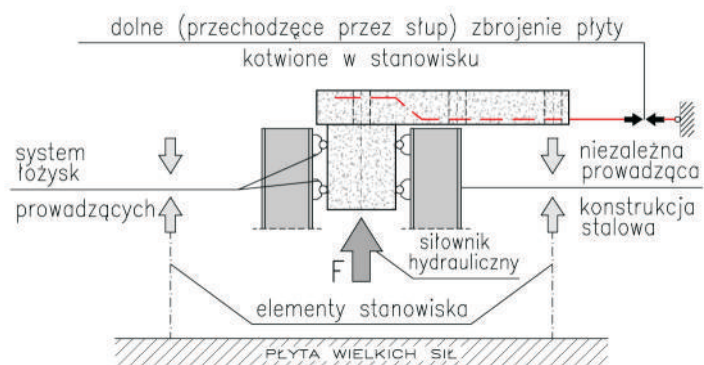


b)

WIDOK z BOKU



WIDOK z BOKU



Rys. 7. Schemat statyczny obciążania modeli połączenia wewnętrznego ze zbrojeniem prostym zakotwionym przyczepnościowo - Model 3: a) widok z góry, b) widok z boku.

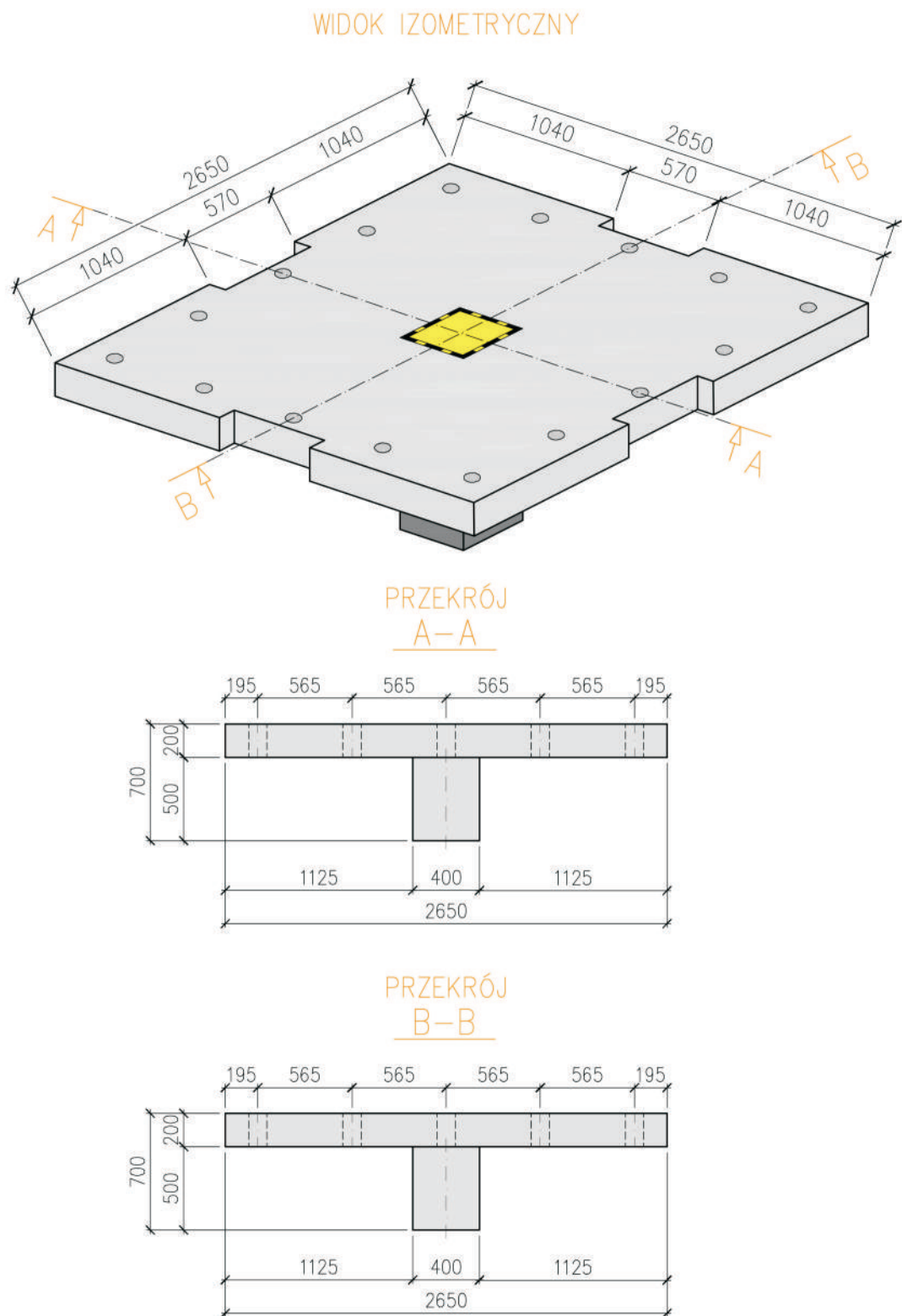
5 Modele badawcze

5.1 Zbrojenie modeli badawczych

Modele odpowiadające wewnętrznemu połączeniu płyta-słup (Model 1 i Model 2) zaprojektowano w postaci prostokątnej żelbetowej płyty o wymiarach w rzucie $2,65 \times 2,65$ m, grubości 20 cm (rys. 8), z usytuowanym centrycznie od dołu słupem o wysokości 50 cm i kwadratowym przekroju poprzecznym o wymiarach 40×40 cm. W przypadku modelu odpowiadającemu krawędziowemu połączeniu płyta-słup (Model 3) zaprojektowano prostokątną, żelbetową płytę o wymiarach w rzucie $2,65 \times 1,61$ m i grubości 20 cm (rys. 9). Od spodu tuż przy dłuższej krawędzi usytuowano słup o wysokości 50 cm i kwadratowym przekroju poprzecznym o wymiarach 40×40 cm. Na obwodzie płyt wykonano 16 (Model 1 i Model 2) oraz 9 (Model 3) otworów o średnicy $\varnothing 110$ mm, rozmieszczonych w rozstawie co 57 cm, które służyły do mocowania modeli za pomocą śrub do stanowiska badawczego. Aby uniknąć kolizji płyty modelu z systemem mocowania zbrojenia dolnego w środkowej części każdego boku płyty poza krawędzią boczną wykonano wcięcia o długości 57 cm i głębokości 10 cm każde.

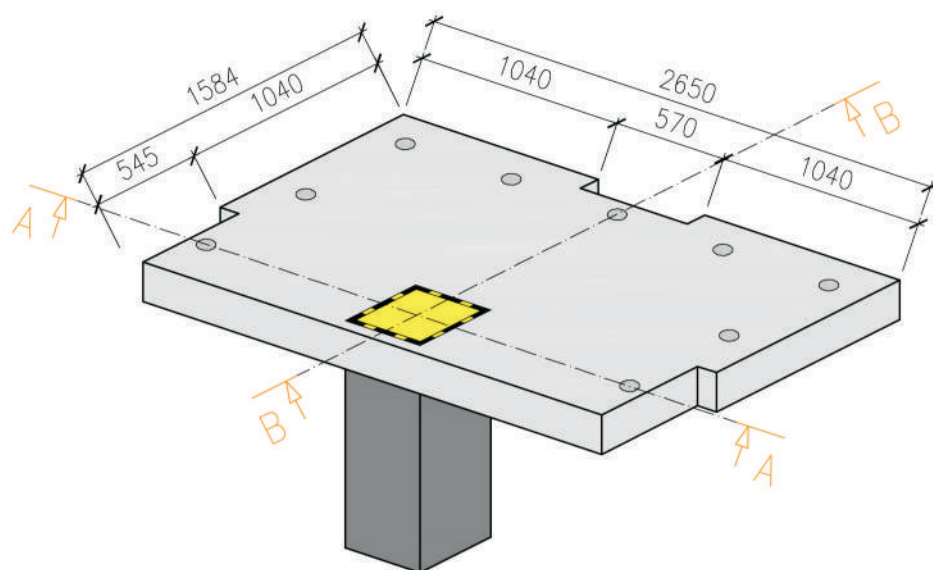
Zbrojenie modeli wykonane zostało w postaci dwóch równoległych siatek zbrojeniowych przy górnej i dolnej powierzchni płyty, przygotowanych ze stali EPSTAL (rys. 10, rys. 11 oraz rys. 12). Siatki zbrojeniowe składały się z podłużnych prostych prętów zbrojeniowych o średnicy $\varnothing 12$ mm w warstwie dolnej oraz o średnicy $\varnothing 16$ mm w warstwie górnej. Rozmieszczenie prętów w obu siatkach było identyczne. W narożach modeli zastosowano wyprofilowane pręty o średnicy $\varnothing 12$ mm i $\varnothing 16$ mm. Rozstaw zbrojenia w strefie przysłupowej wynosił $95 \div 205$ mm (średnio co 173 mm). Pręty zbrojenia górnego prostopadłego do krawędzi modelu były zakotwione w strefie ściskanej. Obie siatki połączono strzemionami, które wykonano z prętów $\varnothing 10$ mm. Rozkład zbrojenia w strefie przysłupowej był taki sam we wszystkich modelach, w celu umożliwienia przeprowadzenia analizy porównawczej.

W każdym modelu zastosowano dodatkowe zbrojenie dolne krzyżujące się nad słupem ze stali zbrojeniowej EPSTAL (klasy C: $\varepsilon_{uk} \geq 8,0\%$), zgodnie z zaleceniami EC 2 [8]), po dwa pręty $\varnothing 16$ mm w obu prostopadłych kierunkach. Osiowy rozstaw tych prętów zawsze wynosił 180 mm. Zbrojenie słupa stanowiło 8 prętów $\varnothing 20$ mm, wykonanych ze stali EPSTAL, rozmieszczonych po obwodzie – 4 pręty w narożach i 4 pręty w połowie długości boków co 180 mm. Zbrojenie poprzeczne stanowiły zamknięte strzemiona wykonane z prętów o średnicy $\varnothing 10$ mm ze stali B500B. W miejscu połączenia słupa z płytą zastosowano trzy strzemiona, a u podstawy (w miejscu przyłożenia obciążenia skupionego przekazywanego z siłownika hydraulicznego) dwa strzemiona w rozstawie co 50 mm.

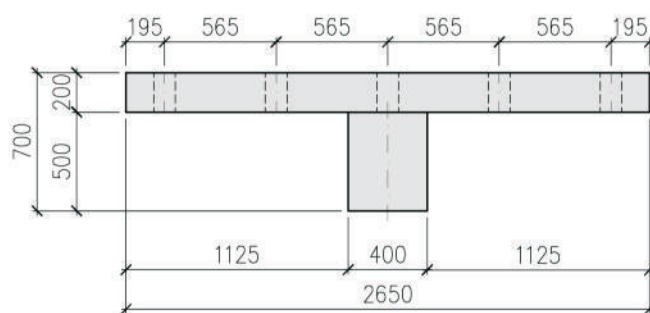


Rys. 8. Geometria modeli połączenia wewnętrznego – Model 1 i Model 2.

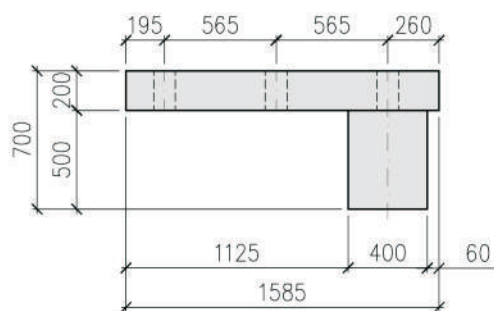
WIDOK IZOMETRYCZNY



PRZEKRÓJ A-A

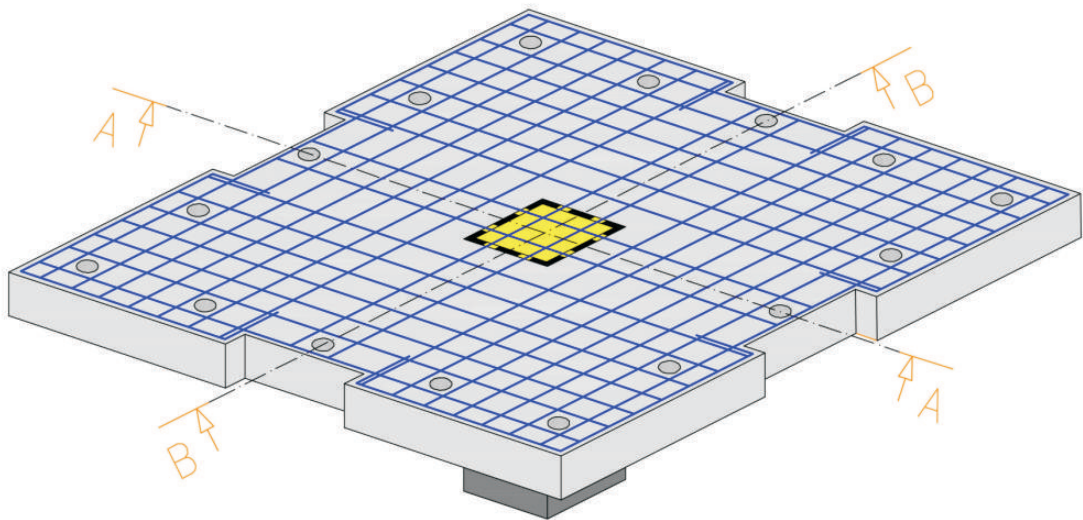


PRZEKRÓJ B-B



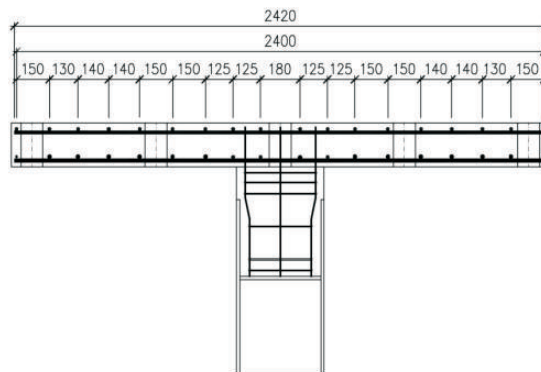
Rys. 9. Geometria modelu połączenia krawędziowego – Model 3.

WIDOK IZOMETRYCZNY

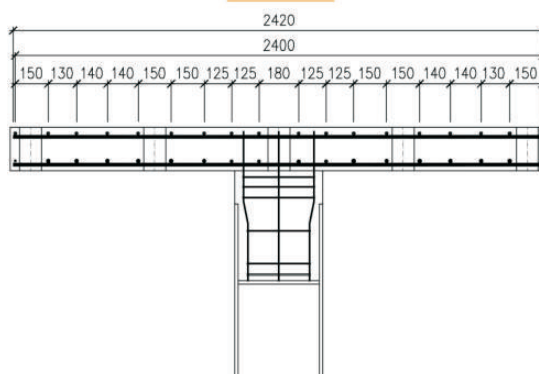


Zbrojenie płyty i słupa

A-A

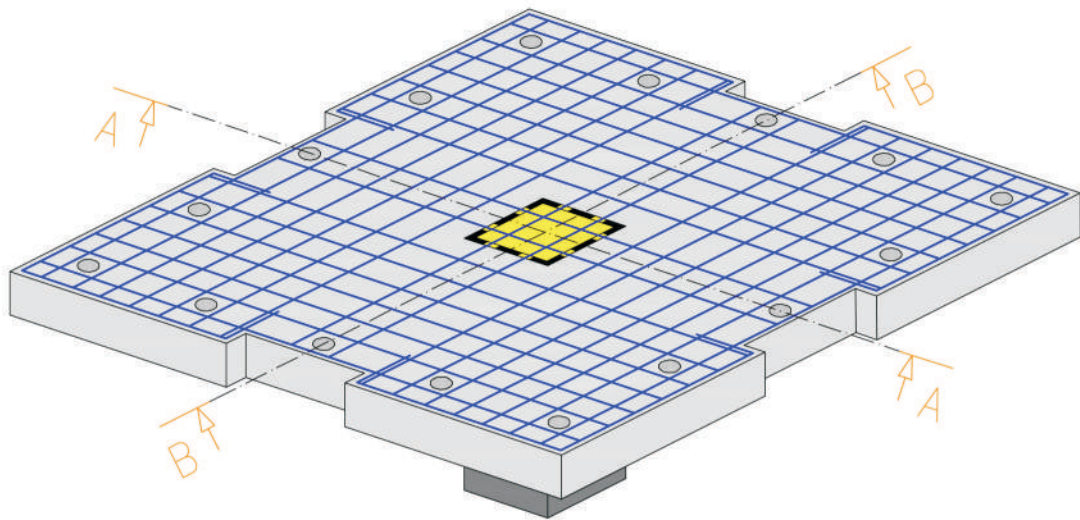


B-B



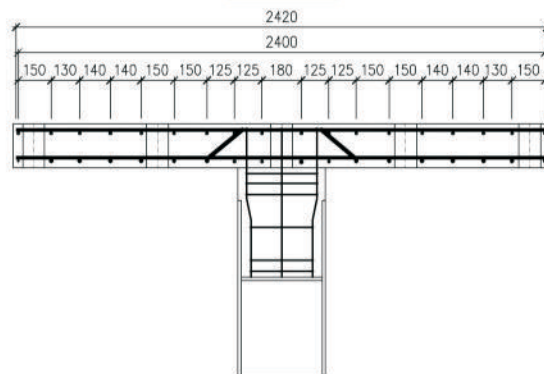
Rys. 10. Rozkład zbrojenia w Modelu 1.

WIDOK IZOMETRYCZNY

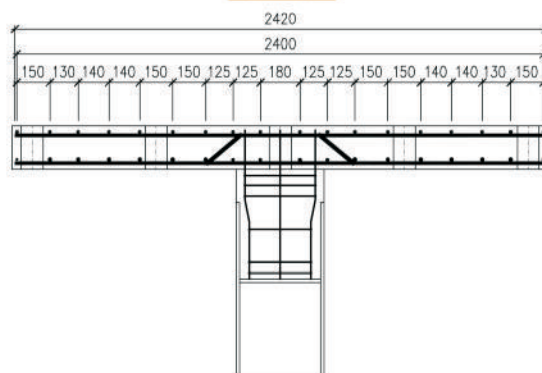


Zbrojenie płyty i słupa

A-A

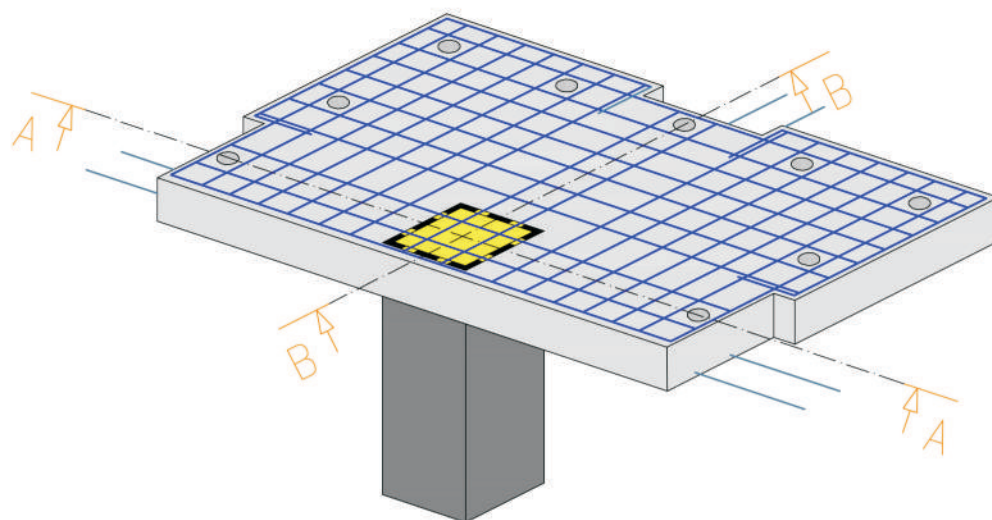


B-B



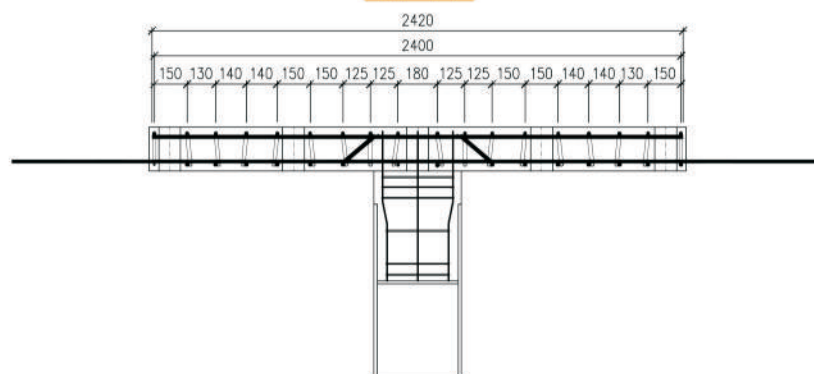
Rys. 11. Rozkład zbrojenia w Modelu 2.

WIDOK IZOMETRYCZNY

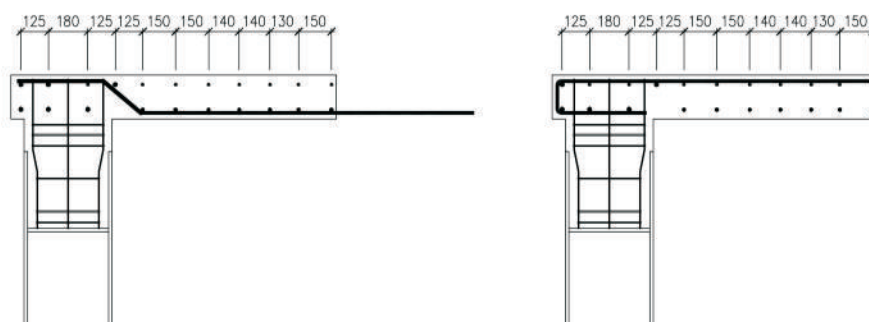


Zbrojenie płyty i słupa

A-A



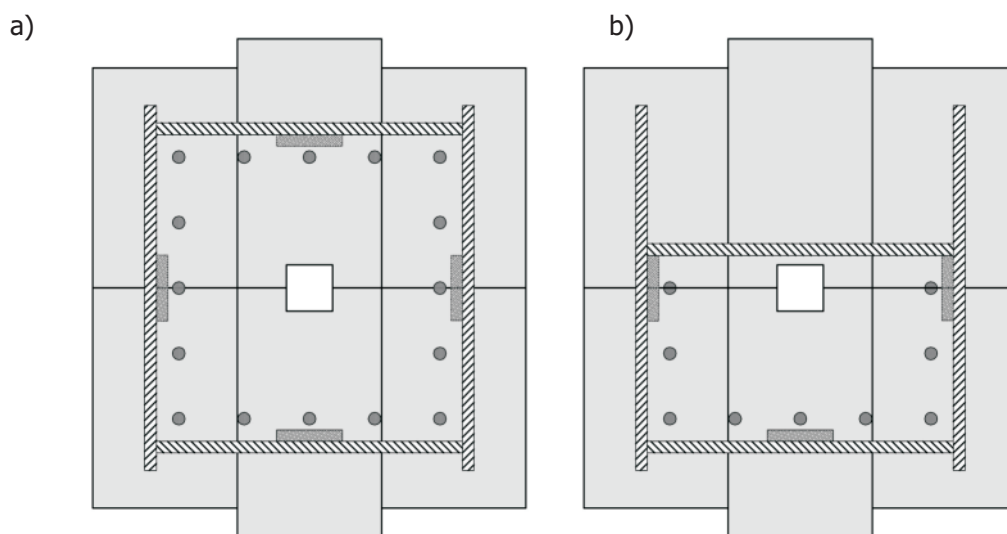
B-B



Rys. 12. Rozkład zbrojenia w Modelu 3.

5.2 Wykonanie modeli

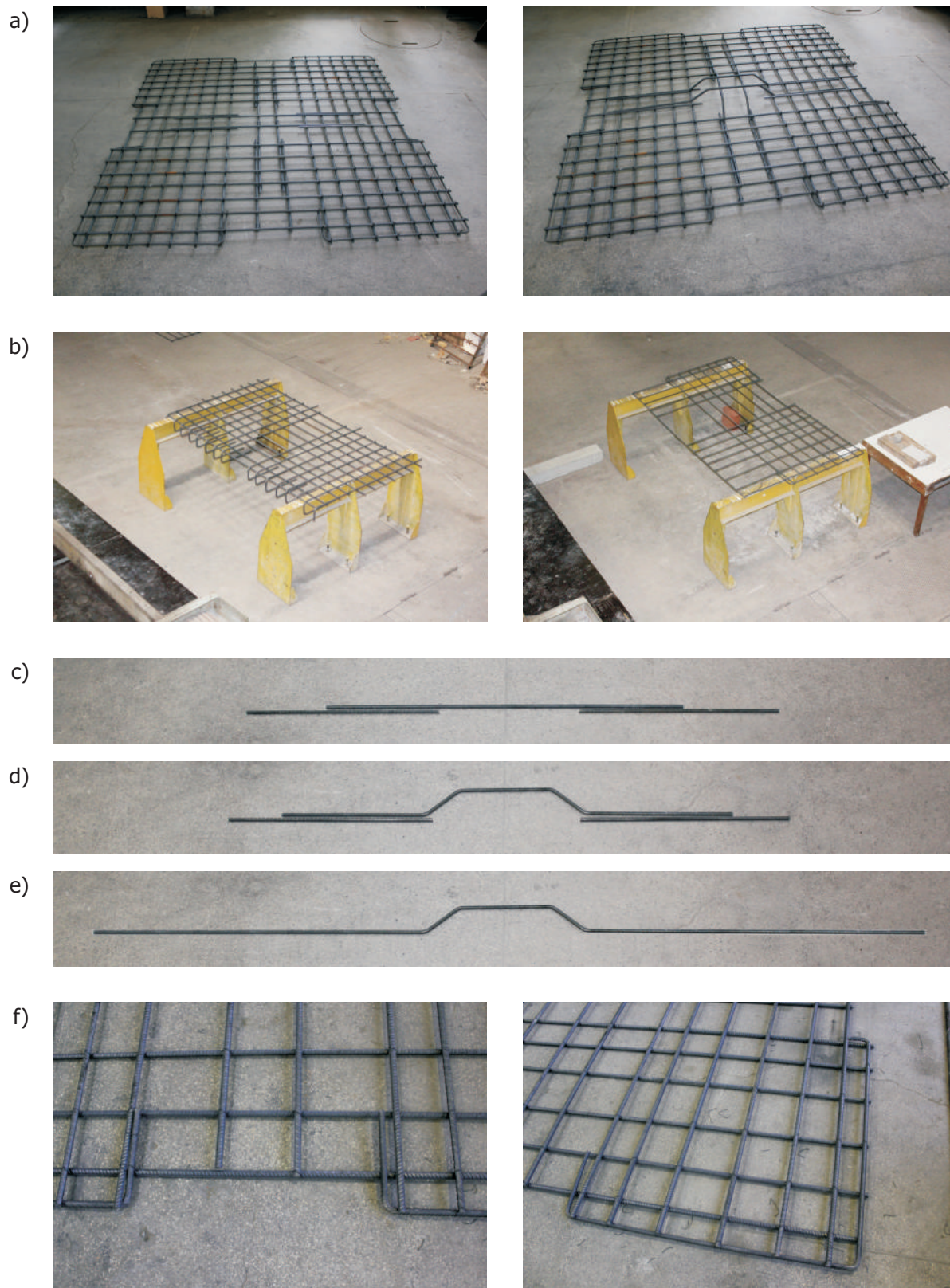
Modele badawcze wykonano w specjalnie zaprojektowanej formie drewniano-stalowej. Deskowanie składało się z dolnej uźebrowanej, stalowej płyty (o wymiarach 3,00×3,80 m), deskowania słupa i stalowych burt (rys. 13). W środkowej części pozostawiono otwór, w którym umieszczono stalowe okucie słupa. Do wewnętrznej powierzchni burt przymocowano fragmenty płyt styropianowych o wymiarach 57×10×20 cm, przy pomocy których ukształtowano wcięcia w płycie. Następnie, w celu ukształtowania otworów w płytach, do płyt szalunkowych przykręcono odcinki rur z PCV o średnicy zewnętrznej $\varnothing 110$ mm i długości 200 mm, których otwory zabezpieczono wyprofilowanymi drewnianymi krążkami. Po przygotowaniu dolnej części deskowania, w środkowej części formy, w której pozostawiono kwadratowy otwór, ustawiono stalowe okucie słupa i przymocowano od spodu deskowanie słupa o wysokości 15 cm, wykonane ze sklejki wodoodpornej o grubości 20 mm.



Rys. 13. Ułożenie stalowych burt na płytach szalunkowych: a) Model 1 i Model 2, b) Model 3.

Do wykonania zbrojenia wykorzystano docięte na wymiar pręty o średnicy $\varnothing 12$ mm i $\varnothing 16$ mm. Po wyprofilowaniu prętów narożnych płyty oraz strzemion słupa, siatki zbrojenia dolnego i górnego oraz zbrojenie słupa scalono drutem wiązałkowym (o średnicy 1,2 mm) na tymczasowym stole zbrojarskim. Szczegóły przygotowanego zbrojenia przedstawiono na zdjęciach (rys. 14).

Przed ułożeniem zbrojenia na wszystkie wewnętrzne powierzchnie deskowania naniesiono substancję antyadhezyjną (DISARMANTE DMA 1000). W pierwszej kolejności w deskowaniu umieszczano kosz zbrojenia słupa, a później siatkę zbrojenia dolnego płyty, do której dowiązywano krzyżujące się nad słupem pręty zbrojeniowe. Następnie na siatce zbrojenia dolnego, poza strefą przebiecia (w odległości 50 cm od słupa i przy powierzchniach bocznych płyty), umieszczano strzemiona o wysokości 120 mm, na które układano i dowiązywano siatkę zbrojenia górnego modelu. Montaż zbrojenia zakończono rozmieszczeniem i ustabilizowaniem haków transportowych. Widok przygotowanego deskowania przedstawiono na zdjęciach (rys. 15), natomiast na rys. 16 przedstawiono szczegóły zbrojenia.



Rys. 14. Szczegóły zbrojenia modeli: a) gotowe siatki zbrojenia dolnego i górnego (Model 1 i Model 2), b) gotowe siatki zbrojenia dolnego i górnego (Model 3), c) zbrojenie integrujące (Model 1), d) zbrojenie integrujące (Model 2), e) zbrojenie integrujące (Model 3), f) naroże płyty i wyprofilowane wcięcie.

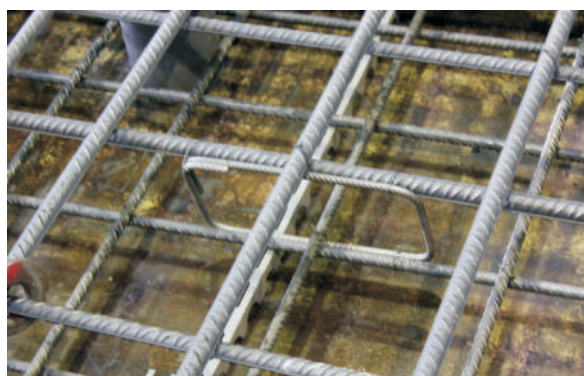
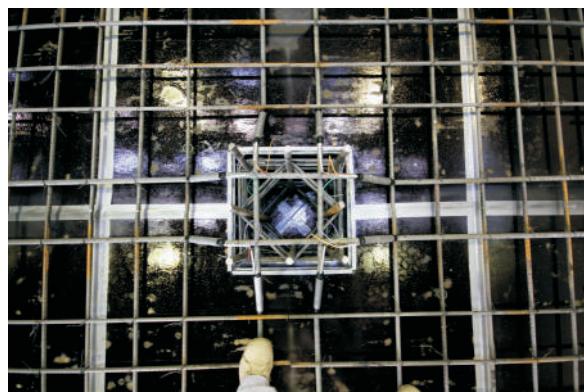
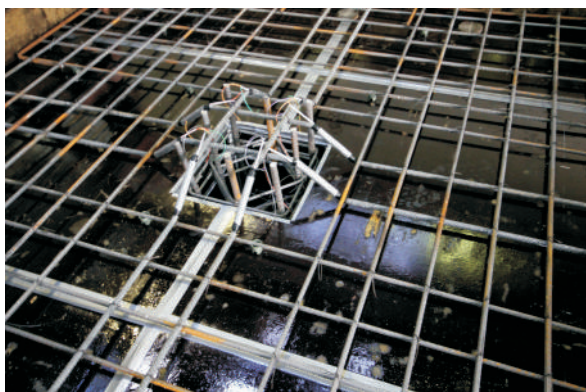
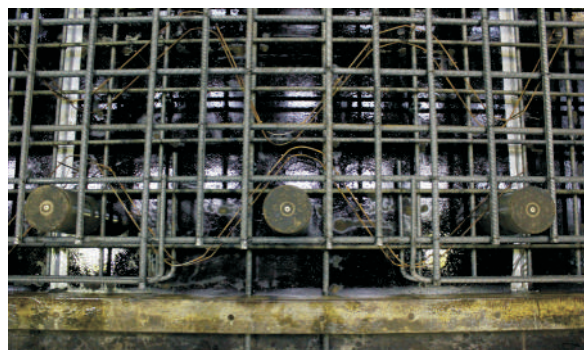
a)



b)

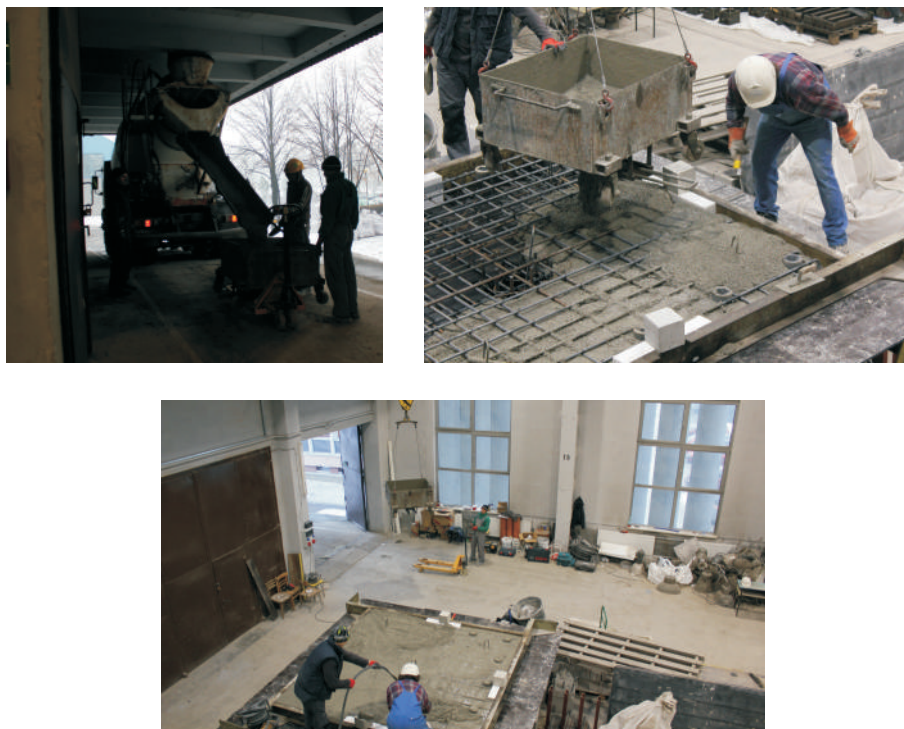


Rys. 15. Przygotowanie modeli badawczych: a) widok deskowania - dolna płyta deskowania z zamontowanymi burtami, słupki kształtujące otwory w płytach, deskowanie słupa, b) transport i widok ułożonego zbrojenia w formie.



Rys. 16. Przygotowanie modeli badawczych - szczegóły ułożenia zbrojenia modeli w formie.

Do wykonania modeli użyto betonu zwykłego przygotowanego w betoniarni i dostarczonego betonowozem na miejsce wykonania. Betonowanie odbywało się w pomieszczeniu laboratorium w ustalonych warunkach ciepłno-wilgotnościowych i trwało ok. 2 godziny (rys. 17). Mieszanke betonową podawano do formy przy użyciu zasobnika do betonu podwieszonego na suwnicy. Zagęszczenie mieszanki w formie wykonano za pomocą wibratora wglębnego.



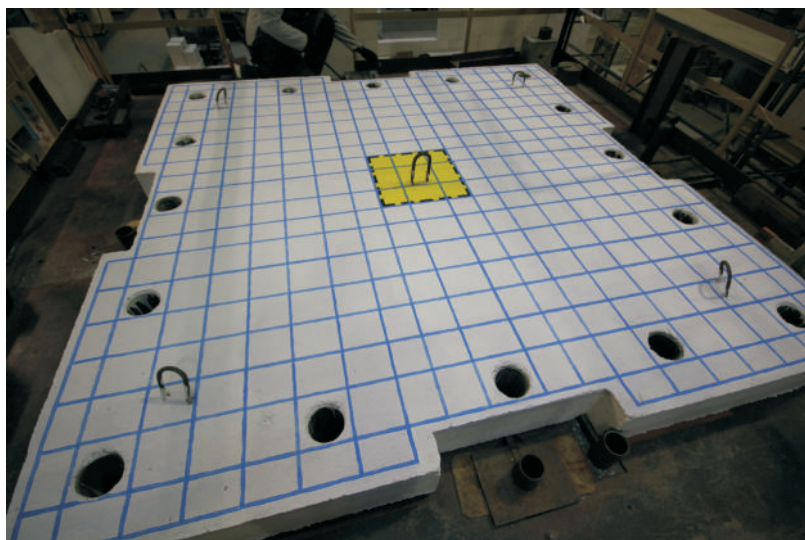
Rys. 17. Wykonywanie elementów badawczych: układanie i zagęszczanie mieszanki betonowej.

Rozformowanie elementów badawczych następowało po ok. 8 dniach od betonowania, przez ten okres beton silnie zraszano wodą i zabezpieczano przed nadmiernym wysychaniem stosując przykrycie z folii PCV. Rozdeskowany model ustawiano na podporach tymczasowych i malowano na biało rozcieńczoną farbą emulsyjną (rys. 18). Na tak przygotowanej powierzchni górnej modeli odwzorowywano wkładki zbrojeniowe (rys. 19).

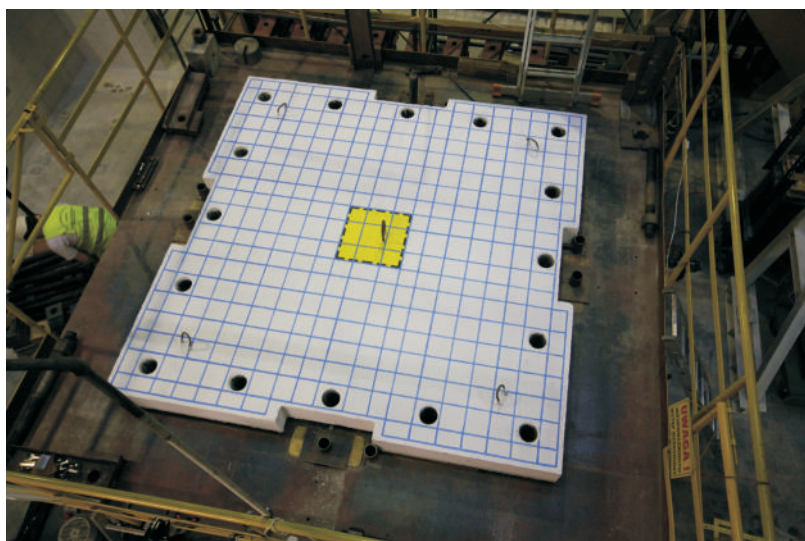


Rys. 18. Przygotowanie modeli badawczych - malowanie modeli (Model 3).

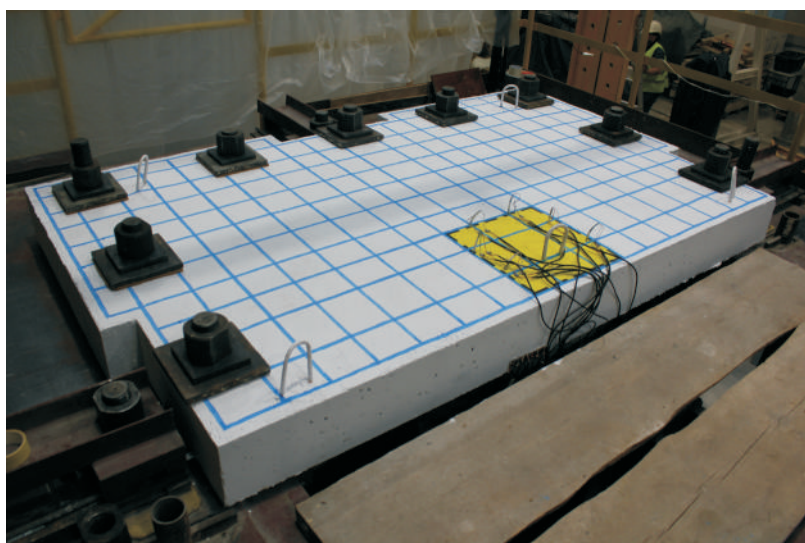
a)



b)



c)



Rys. 19. Przygotowanie modeli badawczych - odwzorowanie zbrojenia: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3.

6 Materiały

W ramach prowadzonych prac wykonano badania towarzyszące materiałom wykorzystanych w modelach badawczych, które obejmowały określenie parametrów mechanicznych prętów zbrojeniowych i mieszanki betonowej.

6.1 Badania materiałowe betonu

Do wykonania modeli zastosowano beton towarowy na cemencie żuźlowym CEM II/BS 32.5R z dodatkiem popiołów lotnych i kruszywie naturalnym w postaci mieszanki żwirowo-piaskowej o maksymalnej średnicy ziaren 8 mm i o punkcie piaskowym około 42%. Zastosowano ciekłą konsystencję mieszanki betonowej, a stosunek wodno-cementowy wynosił 0,61.

Badania wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{c,cube}$ prowadzono na 6 próbkach kostkowych $150 \times 150 \times 150$ mm, wg zaleceń normy PN-EN 12390-3:2011 [10]. Badania modułu sprężystości betonu E_c oraz zależność σ - ϵ prowadzono na 6 próbkach walcowych 150×300 mm. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężeń $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości $E_{c,i}$ w przedziale naprężeń 0,05 MPa - 0,33 $f_{c,i}$. Wyznaczenie parametrów wykonano zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 [9]. Badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu f_{ct} prowadzono na 6 próbkach walcowych 150×300 mm, zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-6:2011 [11]. Badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ct}^* metodą bezpośrednią wykonywano na 6 próbkach prostopadłościennych $70 \times 70 \times 750$ mm, zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 [9].



Rys. 20. Widok próbek użytych w badaniach: a) próbki do badania wytrzymałości betonu na ściskanie, b) próbki do badania modułu sprężystości, c) próbki do badania wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Tab. 3. Wytrzymałość betonu na ściskanie – wartości średnie.

Model	Model 1	Model 2	Model 3
Wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{c,cube}$ [MPa]	35,20	43,50	36,29
Odchylenie standardowe [%]	4,18	6,22	4,63

6.2 Badania materiałowe stali zbrojeniowej

We wszystkich modelach wykorzystano stal zbrojeniową EPSTAL o podwyższonej ciągliwości. Badania zależności σ - ϵ przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 10002-1:1998 [12] pobierając losowo po 6 próbek nieobrobionej stali zbrojeniowej o średnicy 12 mm i 16 mm i długości ok. 50 cm (rys. 21). Wyniki badań zamieszczono w tablicy (tab. 4).



Rys. 21. Widok badanych prętów w maszynie wytrzymałościowej.

Tab. 4. Parametry wytrzymałościowe nieobrobionych prętów zbrojeniowych – wartości średnie.

Średnica pręta d [mm]	Moduł sprężystości E [GPa]	Odchylenie standardowe	Granica plastyczności f_y [MPa]	Odchylenie standardowe
ø16	187,03	2,25	547,01	1,70
ø12	194,76	3,45	570,68	1,11
Średnica pręta d [mm]	Wytrzymałość na rozciąganie f_u [MPa]	Odchylenie standardowe	Odkształcenie procentowe przy największej sile ϵ_{ut} [%]	Odchylenie standardowe
ø16	654,49	1,46	13,1	1,71
ø12	652,52	1,89	14,7	1,87

Pomierzone parametry techniczne stali zbrojeniowej pozwalają stwierdzić, iż zastosowana w modelach stal spełnia wymagania klasy C wg EC2 [9] ($\epsilon_{uk} > 7,5\%$, $1,15 < f_{tk,16}/f_{yk,16} = 1,196 < 1,35$ i $1,15 < f_{tk,12}/f_{yk,12} = 1,143 < 1,35$ oraz $400\text{MPa} < f_{yk} < 600\text{MPa}$).

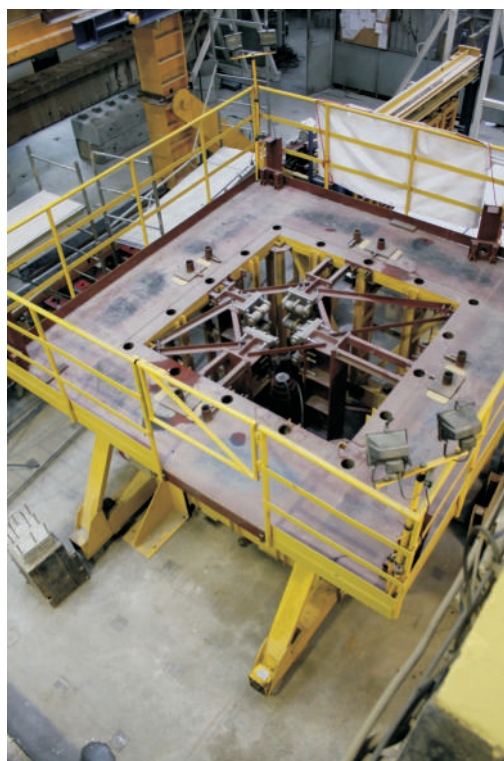
7 Stanowisko badawcze

Badania modeli wykonano w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej na stanowisku badawczym stanowiącym wyposażenie Katedry Konstrukcji Budowlanych. Stanowisko badawcze (rys. 22) powstało w ramach wcześniejszych prac naukowych, dotyczących analizy zjawiska przebiecia w ustrojach płytowo-słupowych i sukcesywnie było modernizowane.

a)



b)

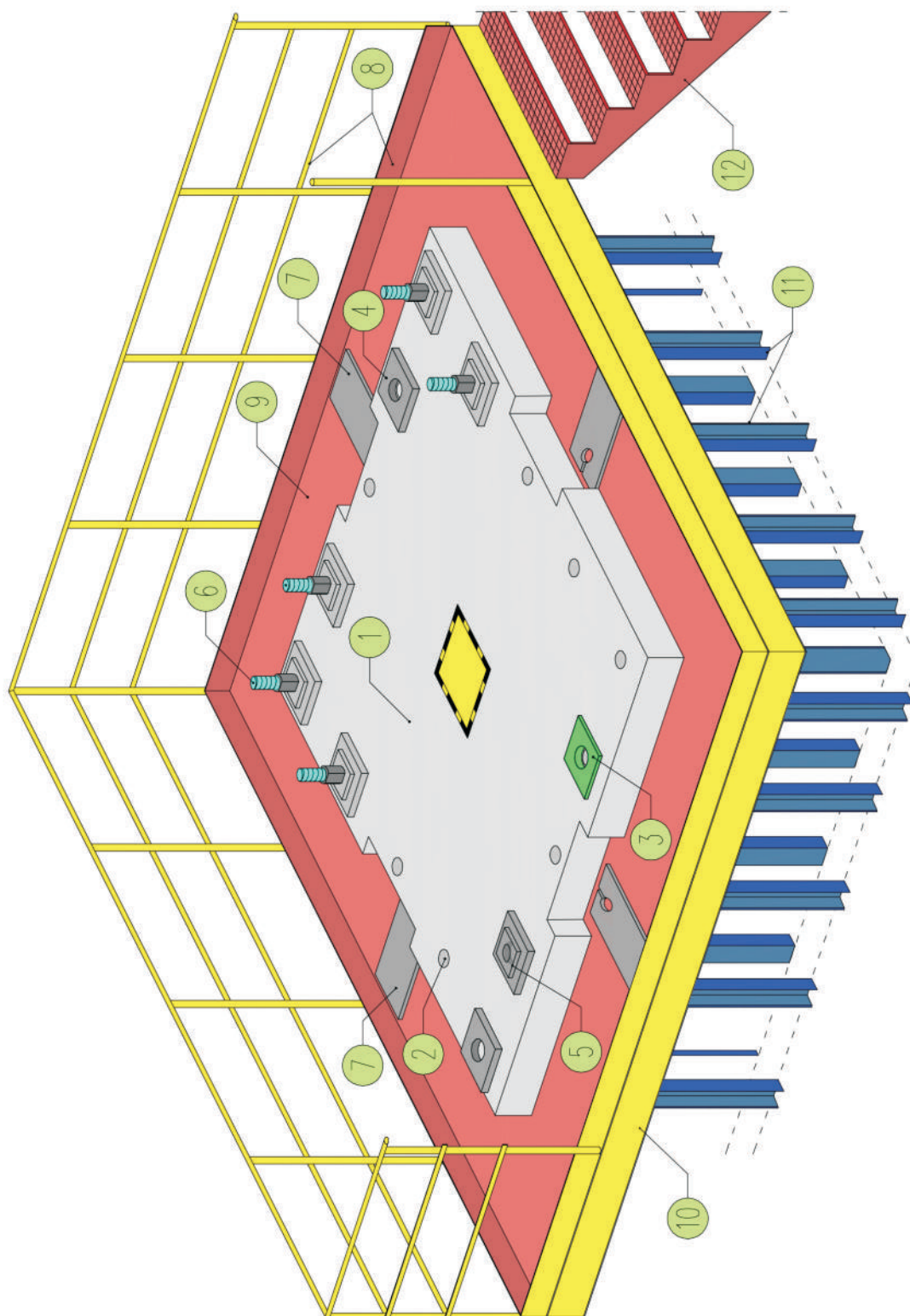


Rys. 22. Widok stanowiska badawczego: a) przed modernizacją, b) po modernizacji.

Stanowisko badawcze stanowiła przestrzenna konstrukcja ramowa, składająca się z rygli górnych połączonych z ryglami dolnymi za pomocą pionowych dwugałęziowych słupów. W jednej płaszczyźnie ustrój był stężony za pomocą ukośnych zastrzałów, natomiast w drugiej płaszczyźnie zastosowane były jedynie stężenia wzmacniające. W ryglach górnych wykonane zostały otwory o średnicy $\varnothing 100$ mm, które umożliwiały mocowanie modelu badawczego do stanowiska. Stanowisko, oprócz zasadniczych elementów, posiadało stalowy pomost zabezpieczony balustradą, do którego dostęp umożliwiały stalowe dwubiegowe schody. Szkic stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 23.

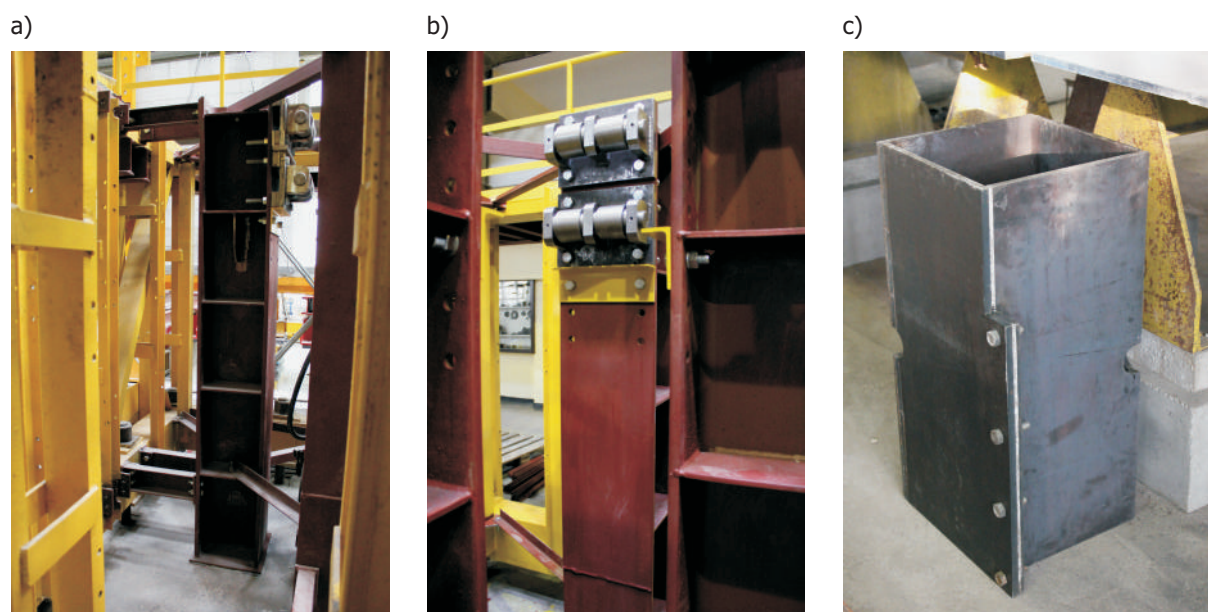
Stanowisko badawcze przytwierdzone było na stałe do stropu laboratorium zdolnego przenieść duże obciążenia („PŁYTA WIELKICH SIŁ”) za pomocą 16 śrub mocujących o średnicy $\varnothing 65$ mm i długości 2000 mm.

W celu możliwie najwierniejszego odwzorowania mechanizmu zniszczenia połączenia płyta-słup, stanowisko posiadało dodatkowy system zapewniający pionowe prowadzenie słupa w trakcie prowadzenia badań oraz uchwyty kotwiące, umożliwiające mocowanie wystających poza obrys modelu prętów zbrojeniowych.



Rys. 23. Szkic stanowiska badawczego po modernizacji (opis w tekście): 1-model badawczy, 2-otwory w modelu, 3-podkładka z wełny mineralnej, 4-podkładka stalowa o wymiarach 200×200 mm, 5-podkładka stalowa o wymiarach 150×150 mm, 6-śruba M65 do mocowania modelu, 7-stalowe elementy do mechanicznego kotwienia zbrojenia integrującego, 8-balustrada zabezpieczająca, 9-stalowy pomost pokryty powłoką antypoślizgową, 10-konstrukcja nośna podestu, 11-stężenia pionowe stanowiska, 12-schody wejściowe.

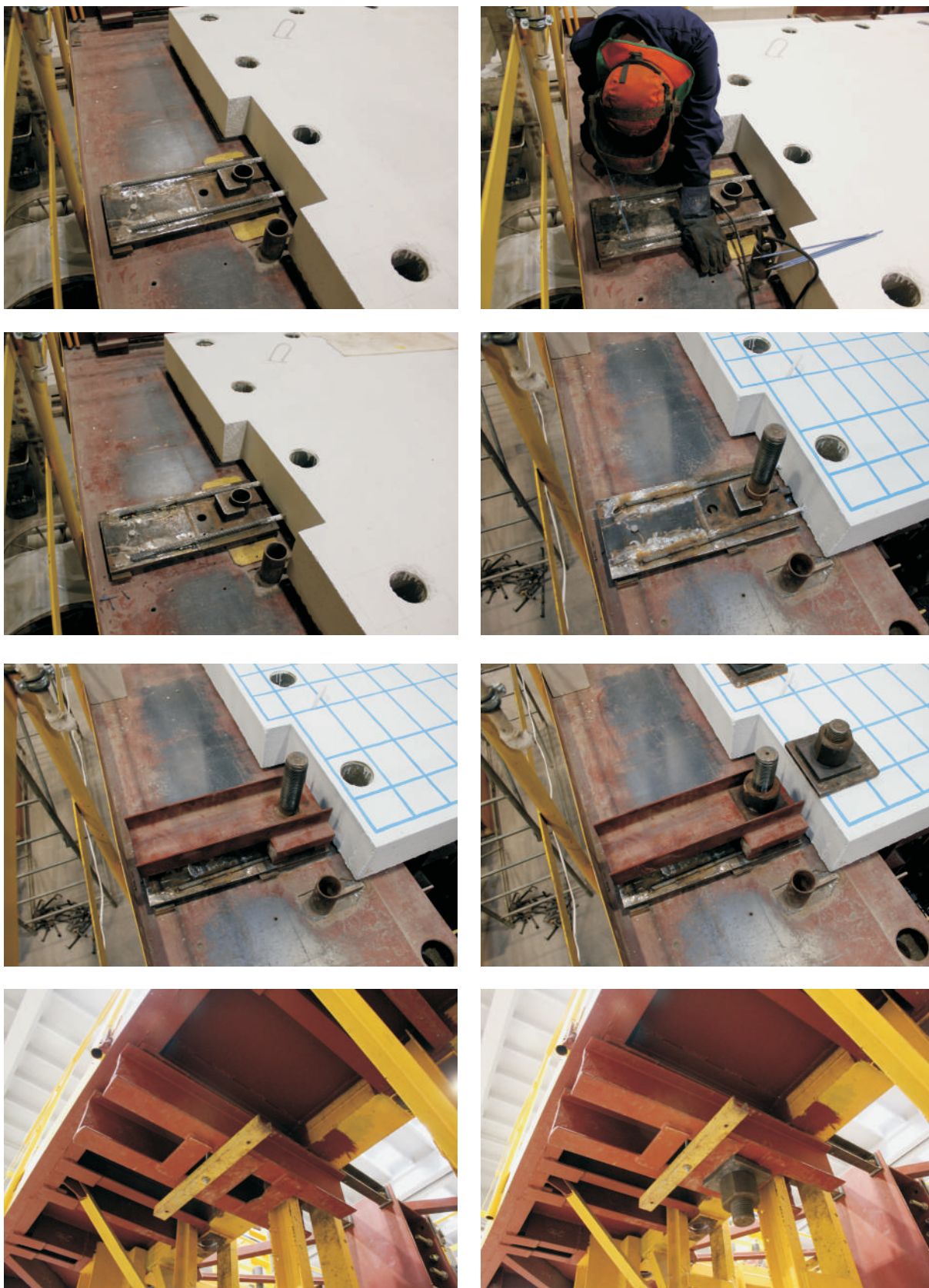
Zasadniczą częścią systemu pionowego prowadzenia słupa były cztery stalowe elementy słupowe wykonane z dwuteowników HEB o wysokości 2,0 m, które wzmocniono żeberkami w czterech płaszczyznach. Połączenie elementów słupowych ze stanowiskiem zrealizowane było za pomocą poziomych słupków przykręcanych do górnej i dolnej ramy stanowiska. Dodatkowo pionowe elementy słupowe połączone były ze sobą i ze stanowiskiem zespołem stężeń, które zastosowano celem przeniesienia dodatkowych sił poziomych pochodzących z systemu pionowego prowadzenia słupa. Całość systemu została zaprojektowana tak, aby możliwe było przeprowadzenie badań modeli z różnym usytuowaniem słupa względem środka płyty. Uwzględniono osiowe położenie słupa oraz możliwość jego przesunięcia na mimośrodku równym 283 mm w jednym kierunku lub równocześnie w dwóch kierunkach. Aby zapewnić swobodny przesuw słupa, na pionowych elementach słupowych zamocowano (rys. 24) specjalnie zaprojektowane w tym celu rolki, natomiast element słupowy modelu podczas jego przygotowań umieszczano w stalowym okuciu.



Rys. 24. Widok elementów konstrukcji pionowego prowadzenia słupa: a) pionowy stalowy element słupowy, b) stalowe rolki, c) stalowe okucie słupa.

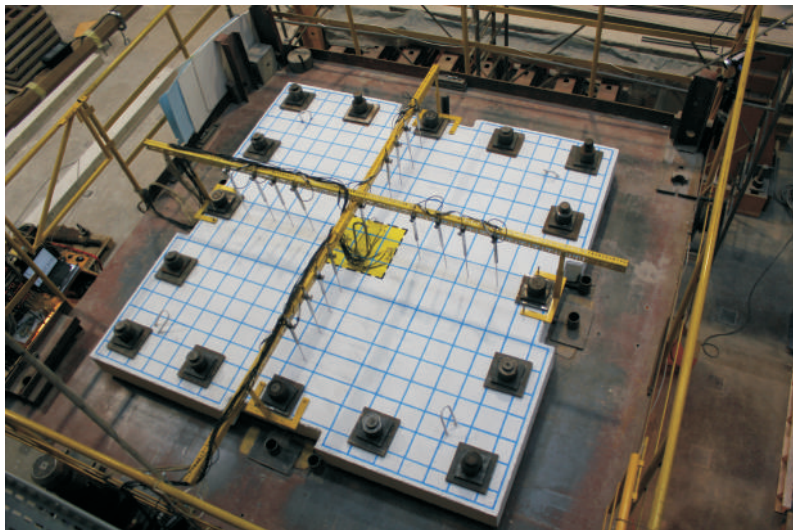
Jednym z elementów składowych uchwytu kotwiącego wystające poza obrys modelu pręty zbrojeniowe (rys. 25), była pozioma blacha stalowa układana swobodnie na pomoście, do której spawano pręty zbrojeniowe celem ograniczenia ich przemieszczeń poziomych. Na blasze ustawiano stalowe prowadnice z wyprofilowanym łukiem, natomiast od dołu pomostu umieszczano stalowe rygielki i całość łączono stalową śrubą $\varnothing 60$ mm. Obciążenie pionowe wywołane odgięciem prętów zbrojeniowych było przekazywane w całości na pas górny stanowiska. Model badawczy umieszczano na stanowisku i mocowano do pasa górnego za pomocą 9 śrub mocujących o średnicy $\varnothing 60$ mm oraz długości 800 mm (rys. 26).

Obciążenie modelu (rys. 27) wywierano za pomocą trzyteleskopowego siłownika hydraulicznego typu SH 1180 o zakresie obciążeń 1200 kN i zakresie przemieszczeń 120 cm, który ustabilizowany był za pomocą 4 odciągów ciągowych zaopatrzonych w śruby rzymskie. Siłownik podłączono do automatycznej pompy hydraulicznej (rys. 27) o maksymalnym ciśnieniu roboczym wynoszącym 700 bar. Pomiaru siły wymuszającej dokonywano za pomocą siłomierza elektrooporowego CT 100 o zakresie wskazań do 1000 kN, ustawionego na siłowniku hydraulicznym. Na podstawę słupa obciążenie przekazywano poprzez specjalnie profilowaną głowicę.

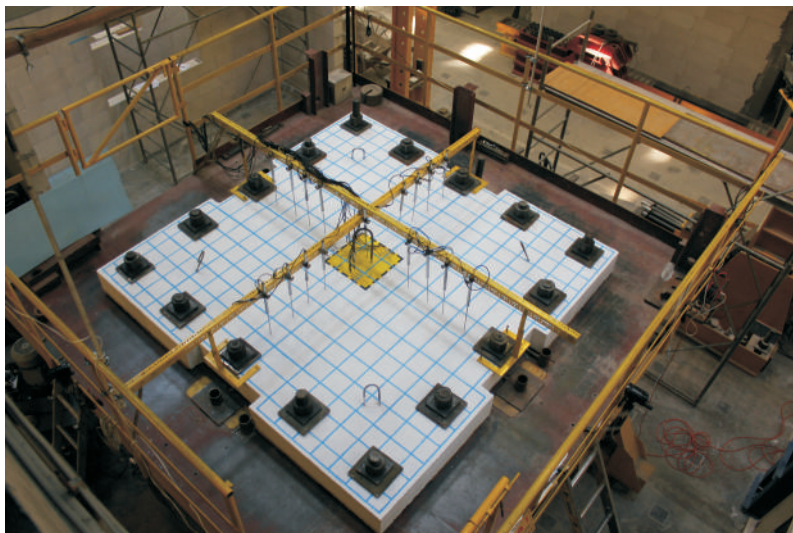


Rys. 25. Widok uchwytu do mocowania prętów zbrojeniowych wypuszczonych poza obrys Modelu 3.

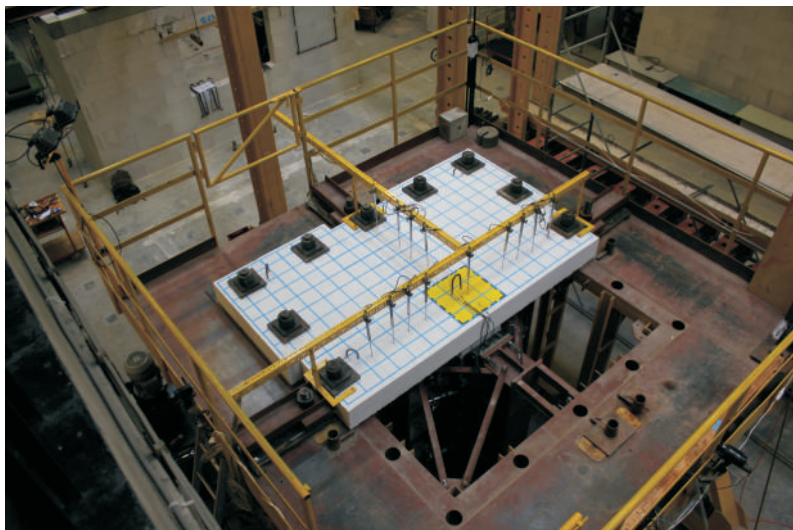
a)



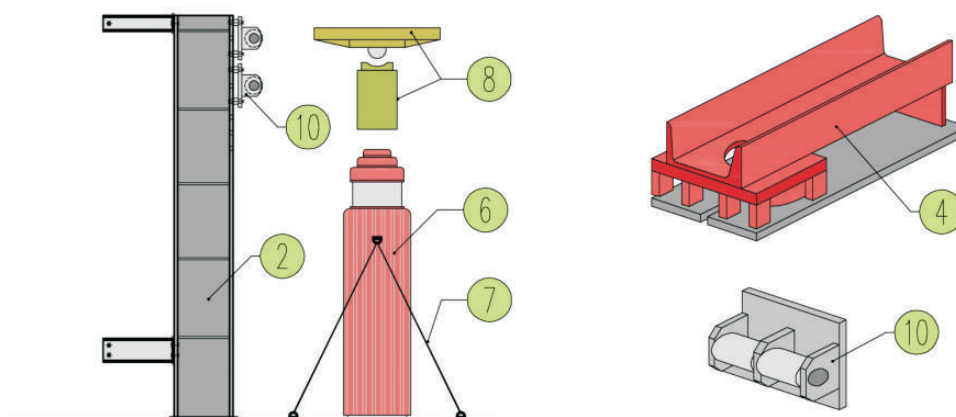
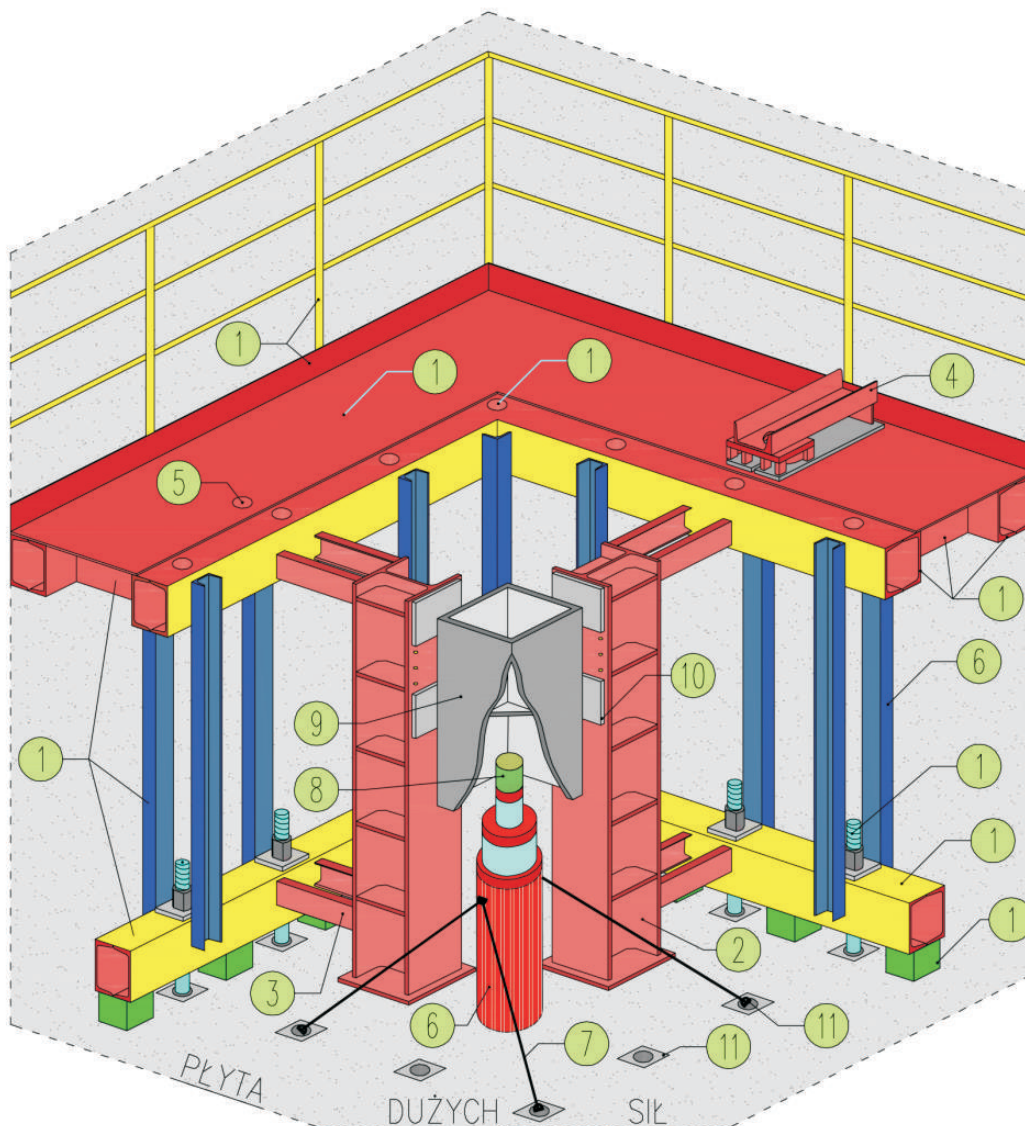
b)



c)



Rys. 26. Widok modeli na stanowisku przed badaniem: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3.



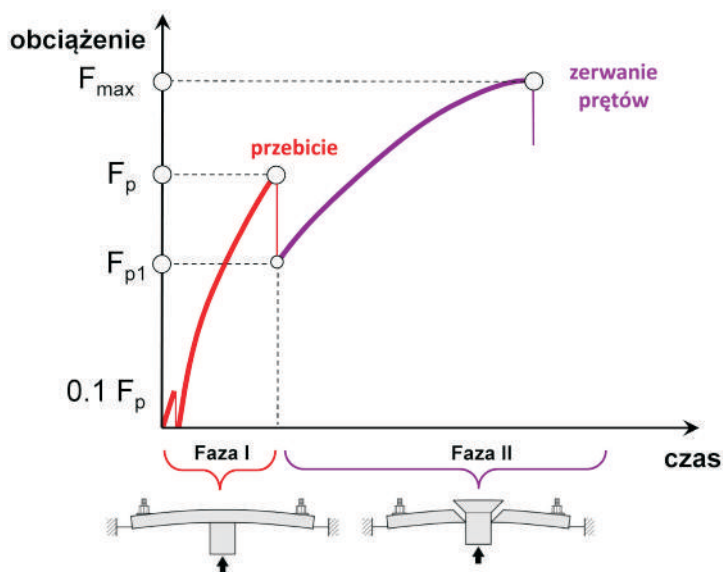
Rys. 27. System obciążania (opis w tekście): 1 - konstrukcja stanowiska wg rys. 23, 2 - stalowe słupy systemu pionowego prowadzenia słupa, 3 - stężenia łączące stalowe słupy ze stanowiskiem, 4 - uchwyty kotwiące pręty zbrojeniowe, 5 - otwór do blokowania przemieszczeń uchwytów kotwiących, 6 - siłownik, 7 - ściągi zapewniające pionowe położenie siłownika, 8 - siłomierz, 9 - stalowe okucie, 10 - rolki, 11 - otwory w płycie dużych sił do unieruchomienia elementów stanowiska.

8 Przebieg badań

Program badań obejmował przeprowadzenie dwóch faz obciążenia (rys. 28). W pierwszej fazie model obciążano aż do zniszczenia przez przebicie, a następnie w drugiej fazie po przebiciu obciążenie zwiększano do chwili zerwania kolejnych prętów zbrojenia dolnego krzyżującego się nad słupem.

W pierwszej fazie wyróżniono dwa cykle obciążenia: pierwszy polegający na wstępnym obciążeniu i odciążeniu modelu oraz drugi, w którym model był obciążany do zniszczenia przez przebicie. W pierwszej kolejności obciążenie zwiększano do wartości ok. 10% (40 kN) wartości siły, przy której spodziewano się przebicia strefy przysłupowej (tj. $F_p = 400$ kN), po czym model odciażano i dopasowywano ruchome elementy stanowiska do pozycji wyjściowych, poprzez dokręcenie śrub mocujących model i zlikwidowanie luzów pomiędzy okuciem słupa a rolkami w konstrukcji pionowego prowadzenia słupa. Następnie model obciążano monotonicznie co 20 kN, aż do chwili zniszczenia przez przebicie, określając uzyskaną siłę maksymalną jako F_p .

Po przebiciu, w skutek którego występowało automatyczne częściowe odciążenie modelu, następował spadek siły obciążającej do wartości F_{p1} . W drugiej fazie po przebiciu dalsze obciążanie prowadzone było aż do osiągnięcia maksymalnej siły równej F_{max} , określającej maksymalną nośność połączenia płyta-słup po przebiciu (rys. 22). W każdym z badań obciążenie zwiększano stopniowo co 10 kN do chwili zerwania jednego z prętów krzyżujących się nad słupem, co skutkowało spadkiem wartości siły obciążającej. We wszystkich przebadanych modelach do określenia wartości siły F_{max} ($F_{max,1}$ dla Modelu 1, $F_{max,2}$ dla Modelu 2 i $F_{max,3}$ dla Modelu 3) przyjęto moment, w którym nastąpiła utrata nośności połączenia po przebiciu. W Modelu 1 i Modelu 2 moment ten związany był z utratą przyczepności przez pręty zbrojenia integrującego. Natomiast w Modelu 3, jako jedynym w którym nastąpiło zerwanie prętów, do określenia nośności po przebiciu przyjęto siłę, przy której nastąpiło pierwsze zerwanie pręta. W trakcie badań, zarówno do przebicia (Faza I), jak i w stanie awaryjnym (Faza II), dokonywano pomiaru siły pionowej F za pomocą siłomierza o zakresie 1000 kN i dokładności 0,001 kN.

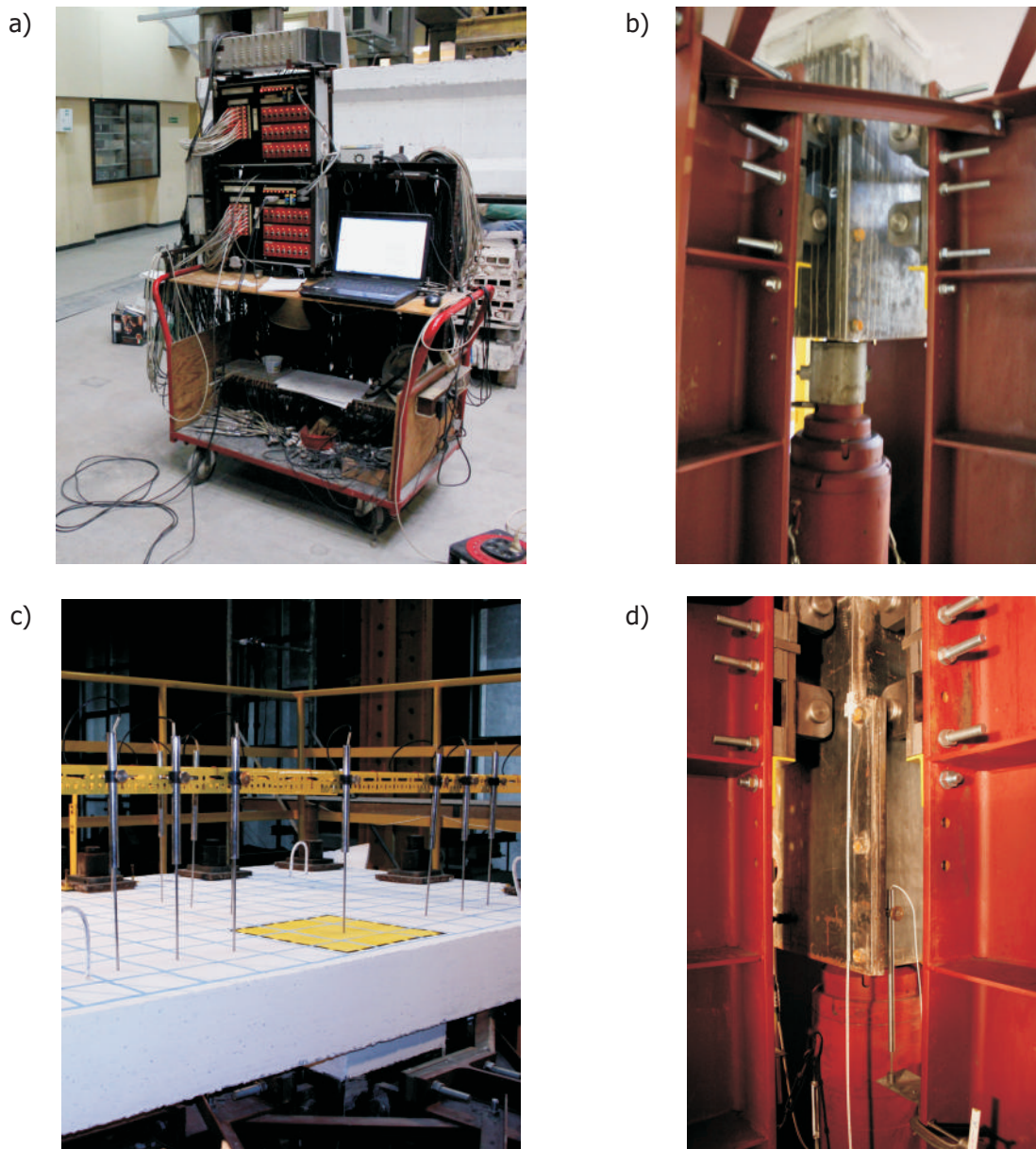


Rys. 28. Schemat przebiegu badań.

9 Wyniki badań

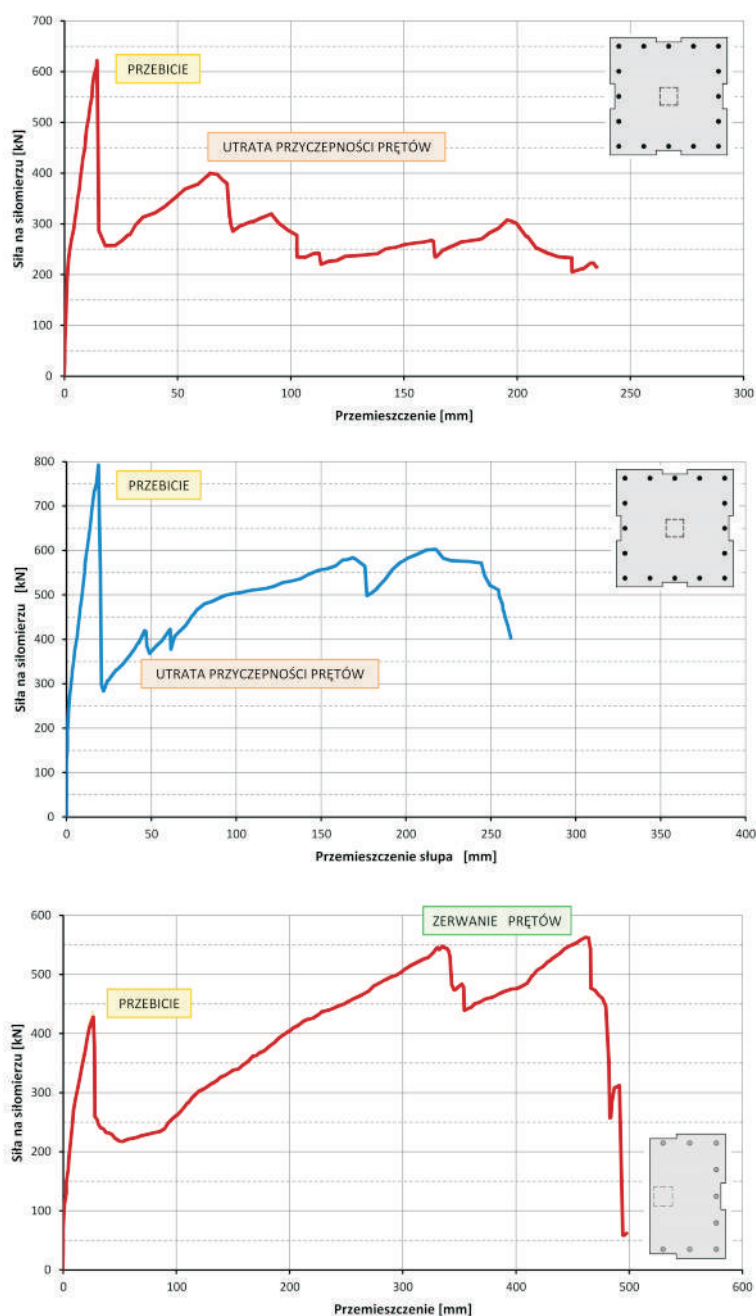
Każdy z modeli zbadano w ciągu jednego dnia, zgodnie z założonym programem badań. W czasie badań, za pośrednictwem automatycznego stanowiska pomiarowego ASP (rys. 29a), dokonywano przy każdym poziomie obciążenia:

- ☐ ciągłej rejestracji wartości obciążenia przyłożonego u podstawy słupa (rys. 29b),
- ☐ pomiaru przemieszczeń górnej powierzchni płyty (rys. 29c),
- ☐ pomiaru przemieszczeń dolnej krawędzi słupa (rys. 29d).



Rys. 29. Pomiary: a) stanowisko pomiarowe ASP, b) siłomierz do pomiaru wartości siły wymuszającej przemieszczenie pionowe słupa, c) czujniki do pomiaru przemieszczeń górnej powierzchni płyty, d) czujnik do pomiaru przemieszczeń pionowych słupa.

Elektroniczny pomiar siły obciążającej prowadzono za pomocą siłomierza elektrooporowego CT200 o zakresie do 100T, umieszczonego pomiędzy podstawą słupa a siłownikiem hydraulicznym (rys. 29b). Przeszaczenia słupa w czasie obciążenia modelu mierzono w sposób automatyczny za pomocą czujników indukcyjnych typu PJX 100 o dokładności odczytu 0,002 mm i zakresie wskazań 200 mm, rozmieszczonych w narożach słupa. Bazą pomiarową czujników były stalowe stelaże oparte na stalowych elementach konstrukcji prowadzenia słupa (rys. 29c). Na rys. 30 przedstawiono wykresy przeszaczeń pionowych słupa w funkcji obciążenia.



Rys. 30. Wykres przeszaczeń słupa w funkcji obciążenia: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3.

9.1 Praca modeli w fazie I – do przebicia

9.1.1 Zarysowania

Mechanizm zarysowania w fazie I przebiegał we wszystkich elementach w podobny sposób, typowy dla tak skonstruowanych i obciążonych modeli. Pierwsze rysy powstały nad słupem i rozwijały się w kierunku krawędzi modeli. Wzrostowi obciążenia towarzyszyło rozwieranie się istniejących rys nad słupem oraz powstawanie nowych rys w obszarze śrub kotwiących model do stanowiska. Na zdjęciach (rys. 31 - 33) przedstawiono widok zarysowania modeli przed przebicciem, natomiast w tabeli (tab. 5) zestawiono wartości sił, przy których pojawiło się pierwsze zarysowanie.

Tab. 5. Wartości sił, przy których pojawiło się pierwsze zarysowanie.

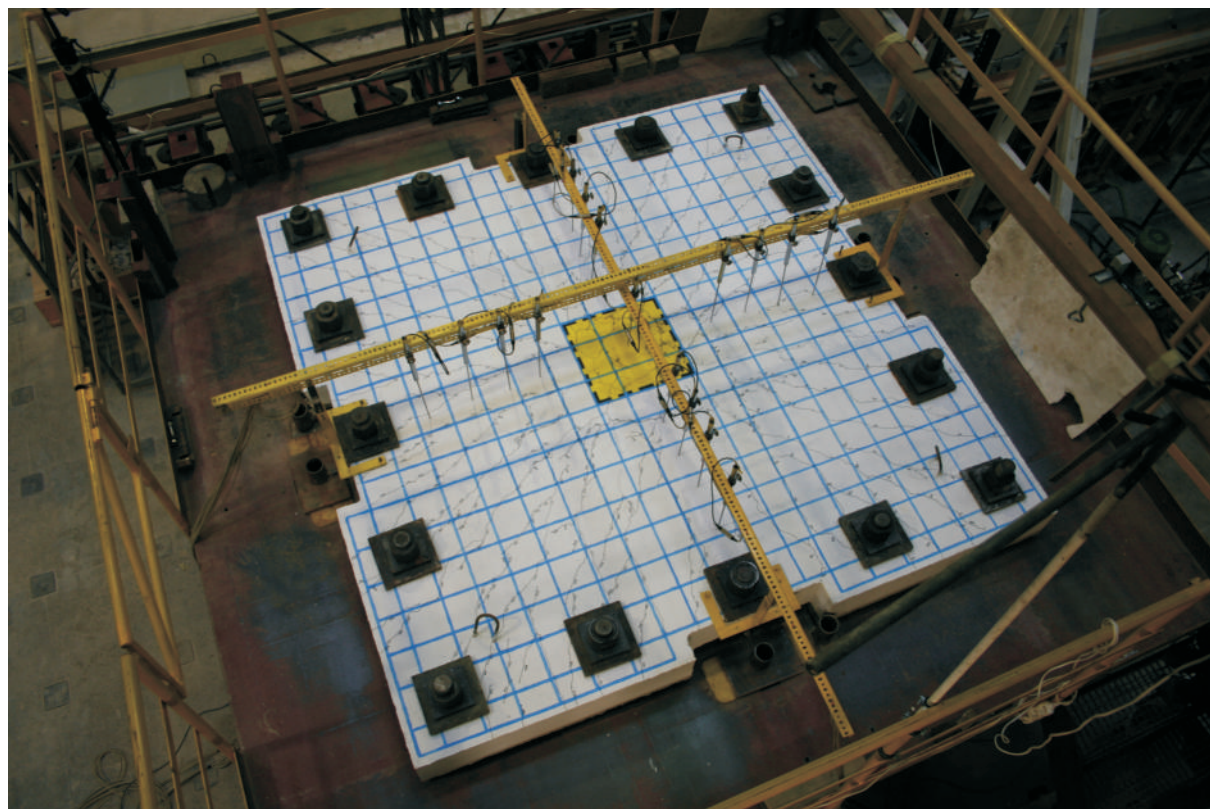
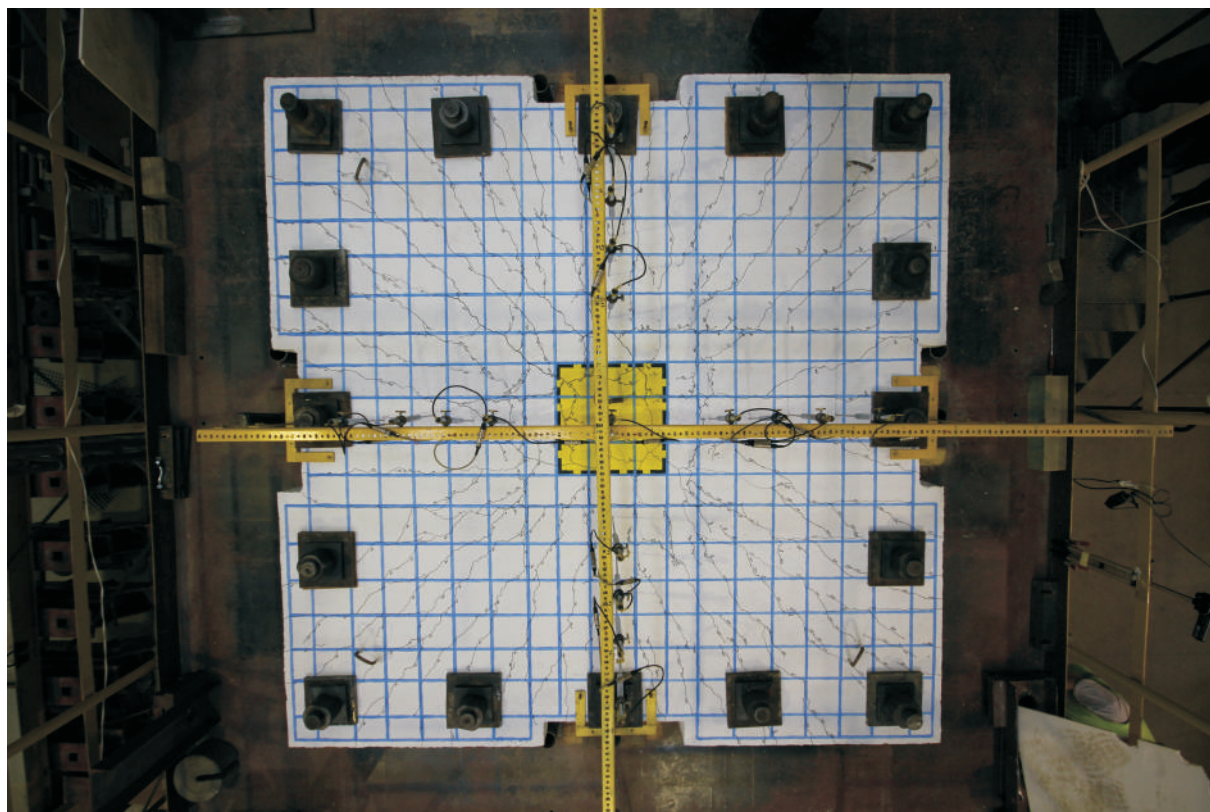
Model	Model 1	Model 2	Model 3
Poziom obciążenia przy którym zauważono pierwsze zarysowanie F_r [kN]	100	100	90

9.1.2 Przebicie

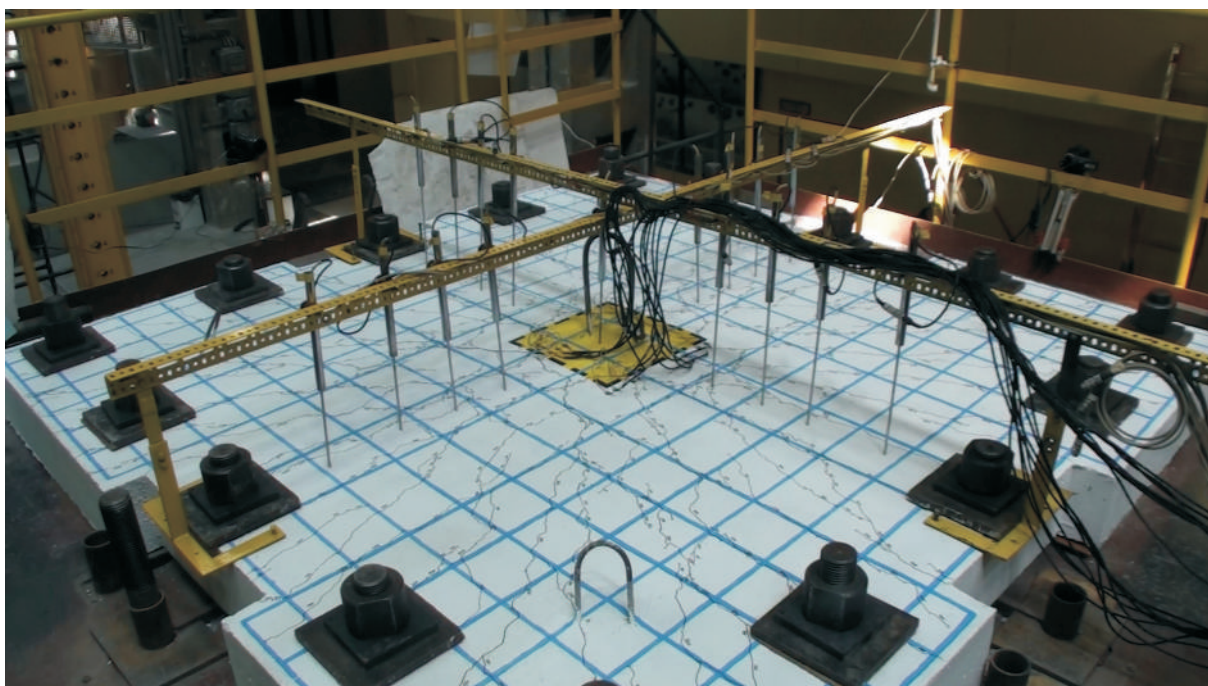
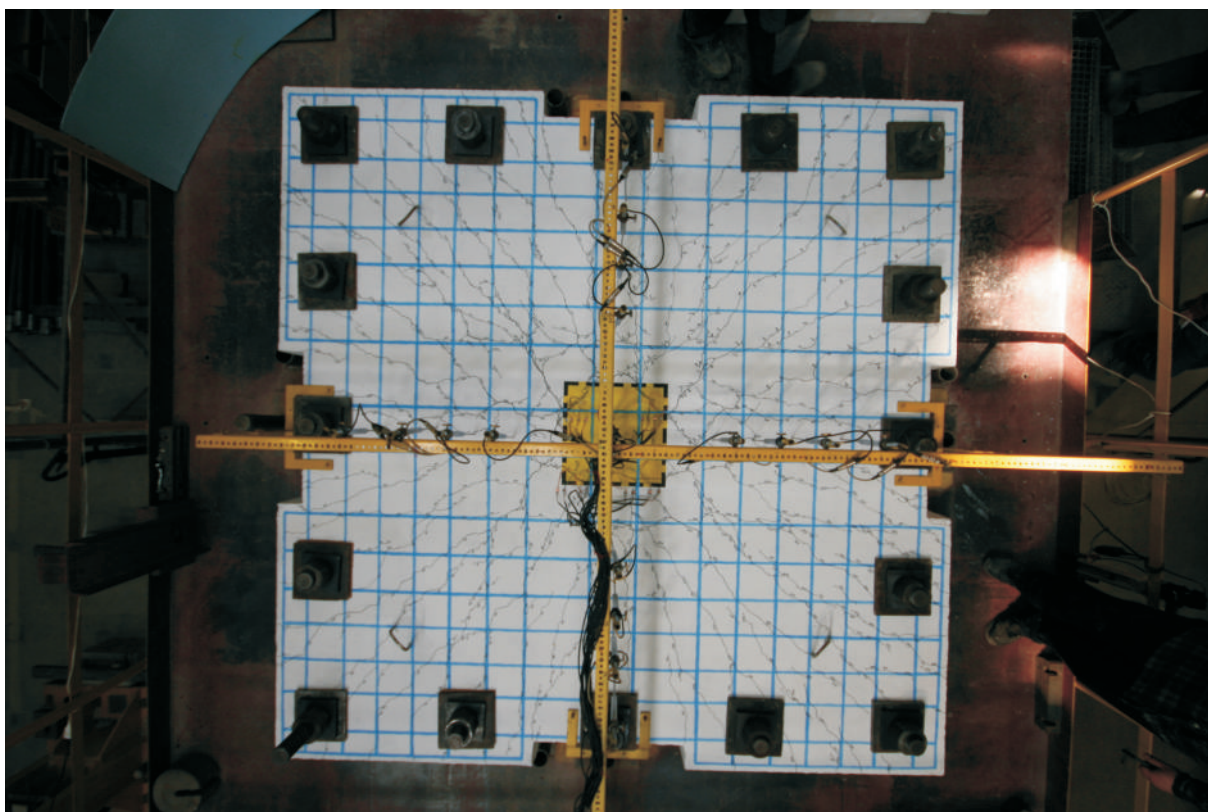
Przebicie, którego przebieg miał w każdym z modeli charakter gwałtowny, poprzedzone zostało intensywnym zarysowaniem górnych powierzchni płyt – tym samym nastąpiło zakończenie pierwszej fazy badań. Na skutek podniesienia górnego zbrojenia następowało uszkodzenie otuliny zbrojenia górnego (rys. 34 - rys. 36). Na powierzchniach dolnych modeli w chwili przebiccia nie stwierdzono, oprócz zarysowań biegnących po obwodzie słupa, żadnych innych uszkodzeń. W tablicy (tab. 6) przedstawiono uzyskane wartości sił powodujących przebicie $F_{p,exp}$. Zastosowanie w Modelu 2 zbrojenia integrującego w postaci prętów odgiętych wzmocniło nośność strefy podporowej na przebicie o 13%. Po wystąpieniu przebiccia obciążenie we wszystkich modelach spadło do podobnej wartości.

Tab. 6. Wartości sił przebijających.

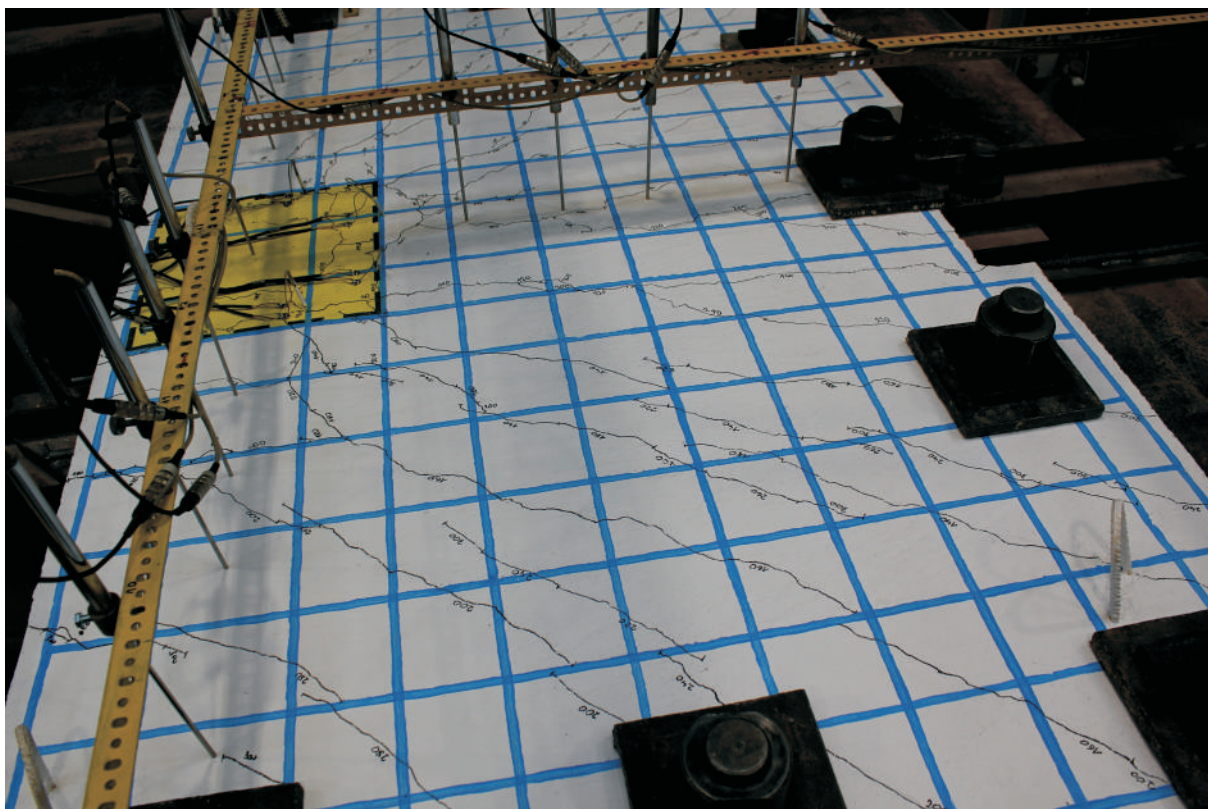
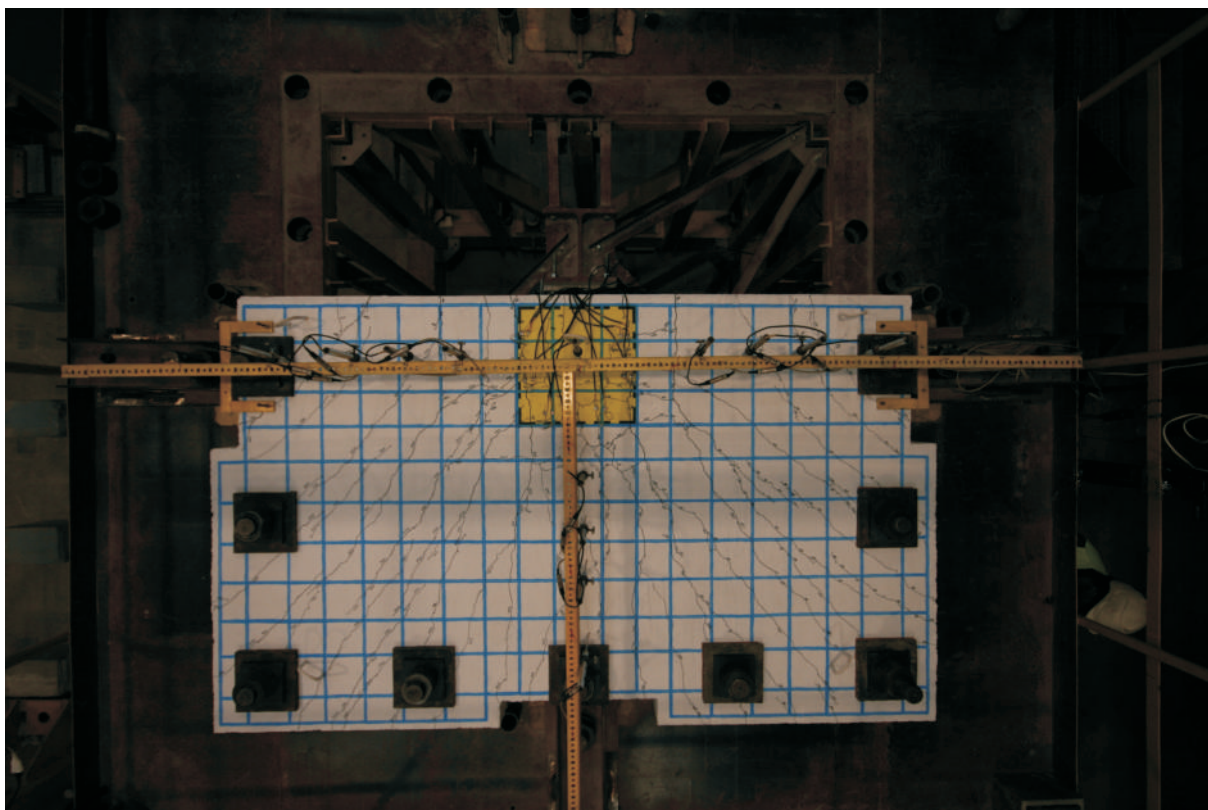
Model	Model 1	Model 2	Model 3
Wartość siły przy przebicciu $F_{p,exp}$ [kN]	623,2	792,9	436,5
Wartość siły po przebicciu $F_{p1,exp}$ [kN]	286,4	297	259,5



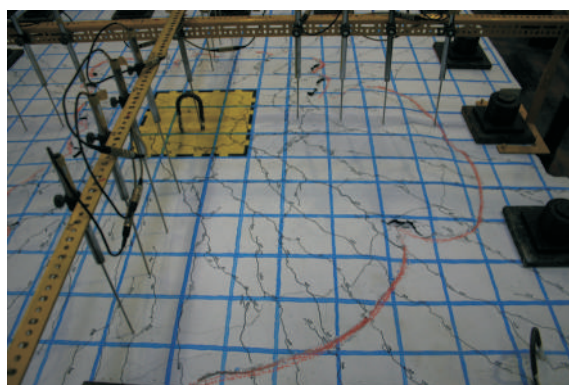
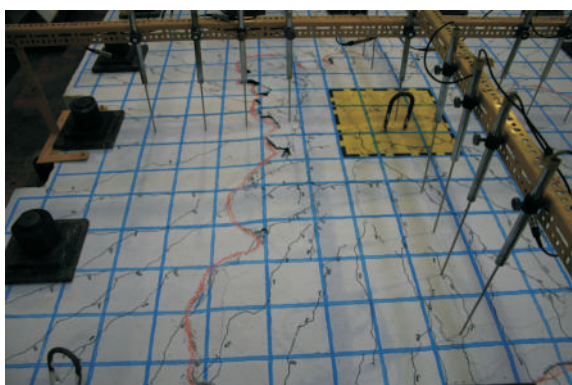
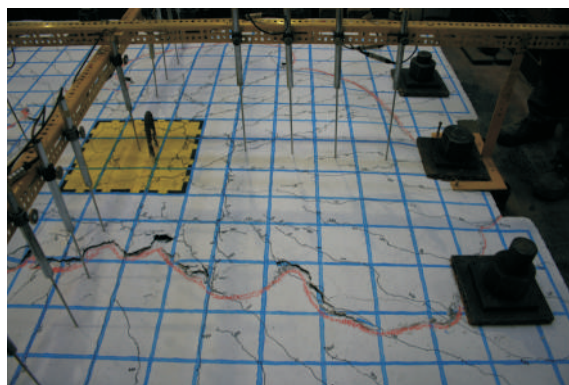
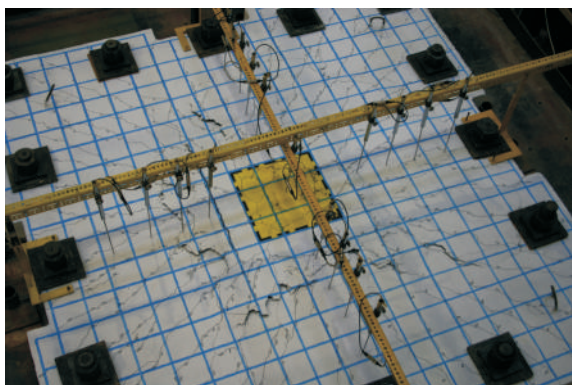
Rys. 31. Obraz zarysowania przed przebiegiem (Model 1).



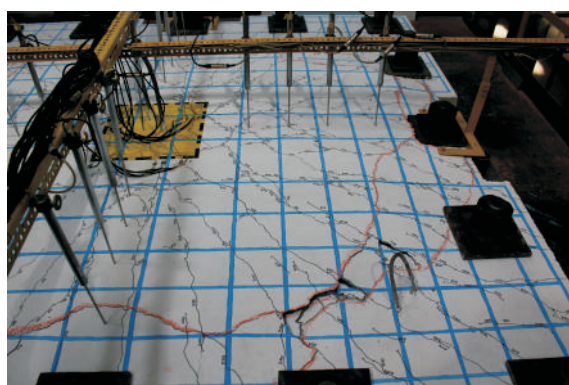
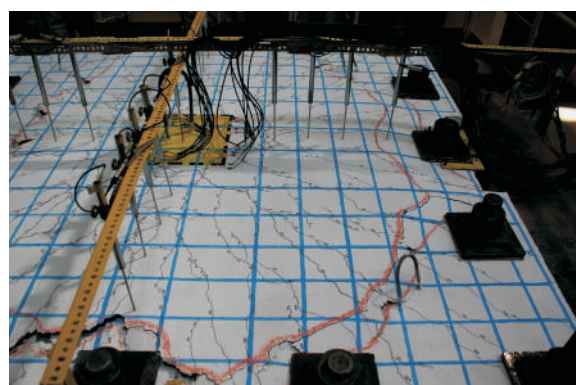
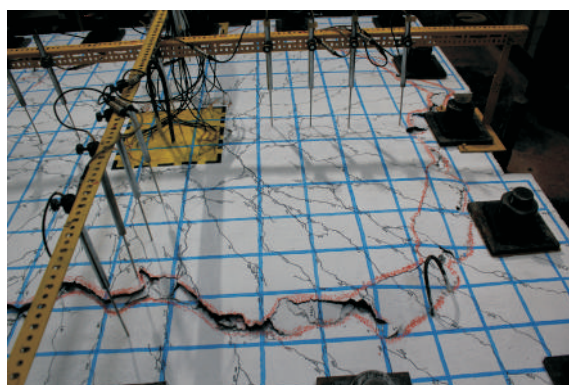
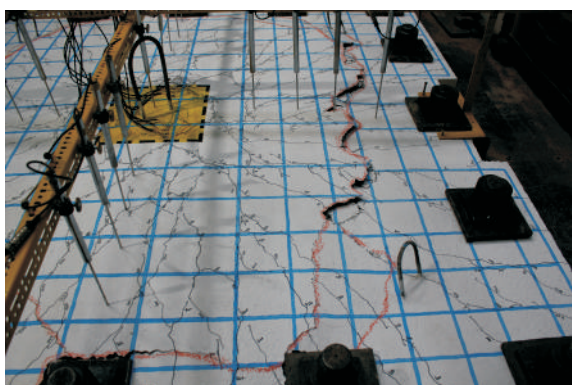
Rys. 32. Obraz zarysowania przed przebicciem (Model 2).



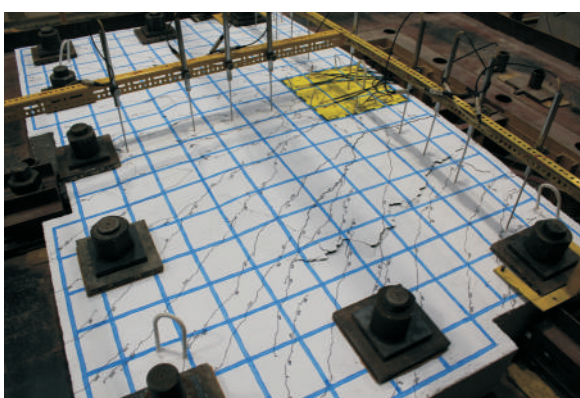
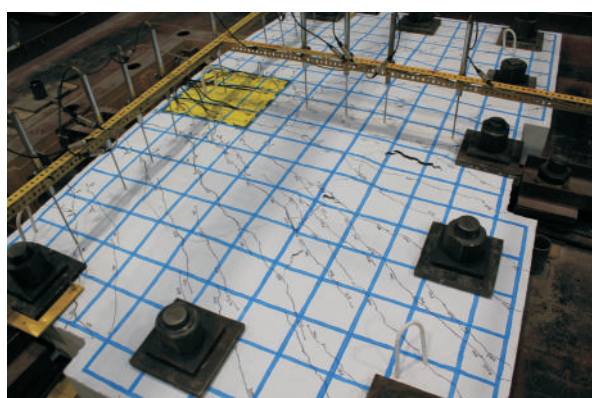
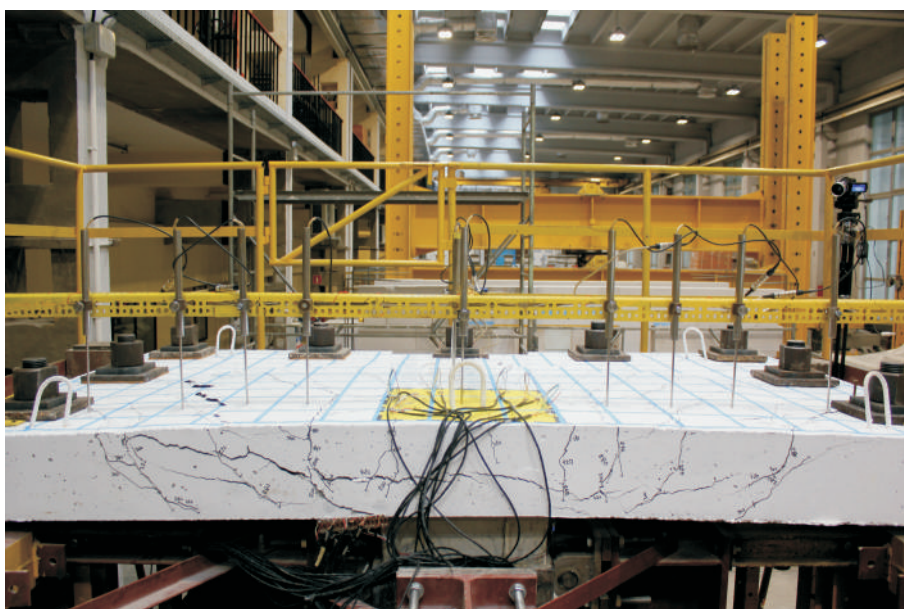
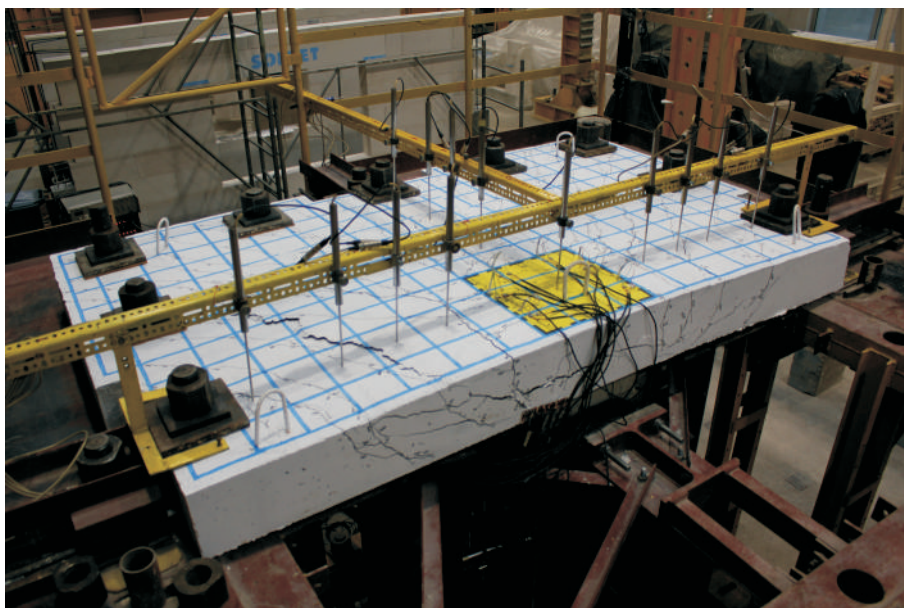
Rys. 33. Obraz zarysowania przed przebieciem (Model 3).



Rys. 34. Obraz zarysowania po przebiciu (Model 1).



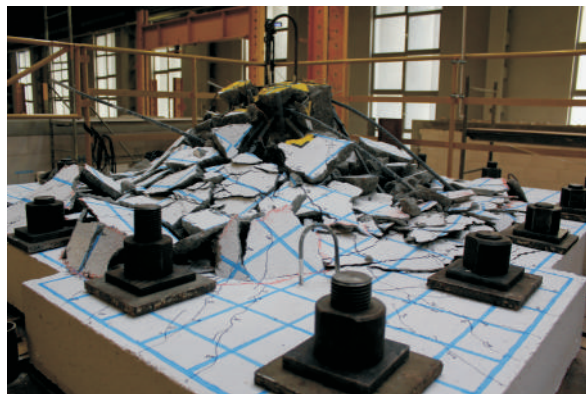
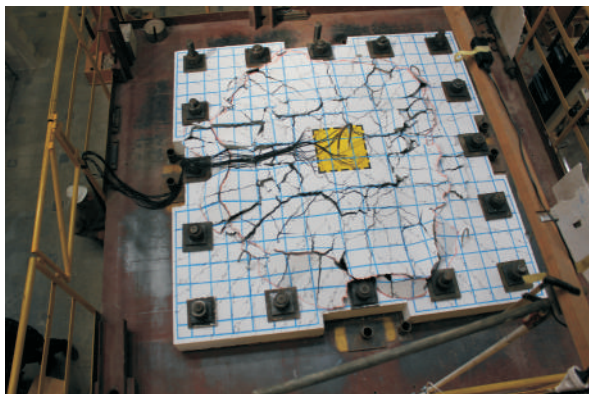
Rys. 35. Obraz zarysowania po przebiciu (Model 2).



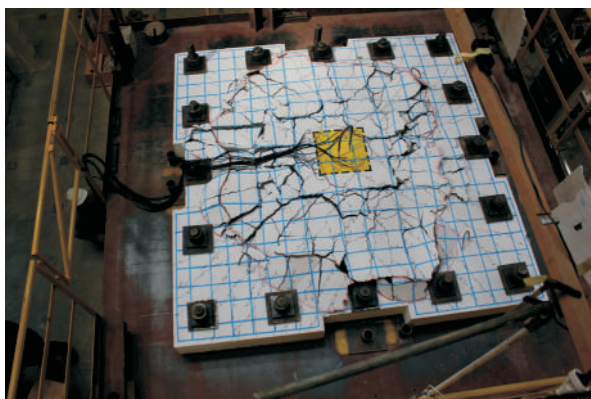
Rys. 36. Obraz zarysowania po przebiciu (Model 3).

9.2 Praca modeli w fazie II – w stadium awaryjnym

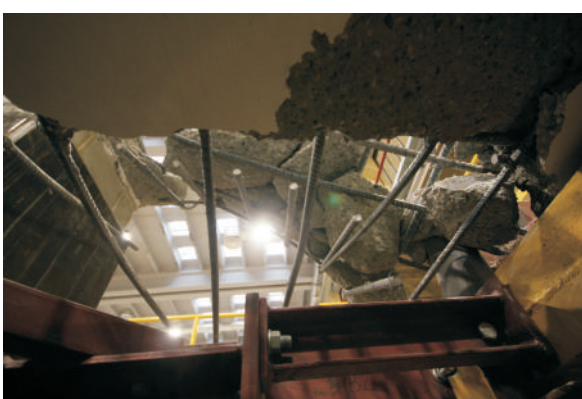
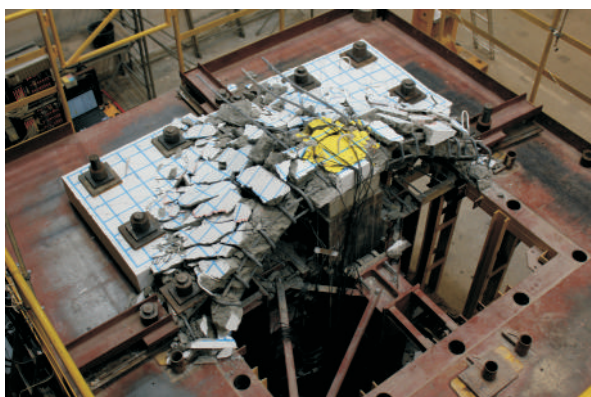
Po wystąpieniu przebicia zakończono pierwszą fazę badań. W fazie drugiej badania prowadzono zgodnie z założoną metodologią. Zarówno dla połączeń wewnętrznych, jak i krawędziowego obciążenie było przykładane według schematu zamieszczonego na rys. 28 (po przebicciu nie następowało odkręcanie modeli od stanowiska badawczego). Zniszczenie Modelu 1 i Modelu 2 miało niemalże identyczny charakter. W obu modelach po uzyskaniu sił 399,7 kN i 432,1 kN (odpowiednio dla Modelu 1 i Modelu 2) nastąpił poślizg prętów zbrojenia integrującego w betonie. Od tego momentu pracowały jedynie wkładki zbrojenia górnego. Jednakże, jak można zobaczyć na rys. 30, nie przeniosły one większego obciążenia niż pręty zbrojenia integrującego przed poślizgiem. W modelu połączenia krawędziowego (Model 3) proces zniszczenia rozpoczął się, podobnie jak w przypadku badania przedstawionego w Biuletynie Technicznym CPJS nr 8 [34], od odrywania otuliny zbrojenia integrującego, symetrycznie od krawędzi modelu ku jego środkowi. Wraz ze wzrostem wysuwu słupa następowała deformacja prętów zbrojenia integrującego, która skutkowałą odginaniem się haków zbrojenia podporowego. Jednocześnie następowało miażdżenie betonu w okolicach zagięcia prętów odgiętych i ich prostowanie, w efekcie czego tuż przed zerwaniem prętów zbrojenia integrującego równoległego do krawędzi płyty nastąpiło ich całkowite wyprostowanie. Na zdjęciach rys. 37 ÷ rys. 39 przedstawiono widoki poszczególnych modeli w momencie zniszczenia. Obraz zerwanych prętów zamieszczono na rys. 40.



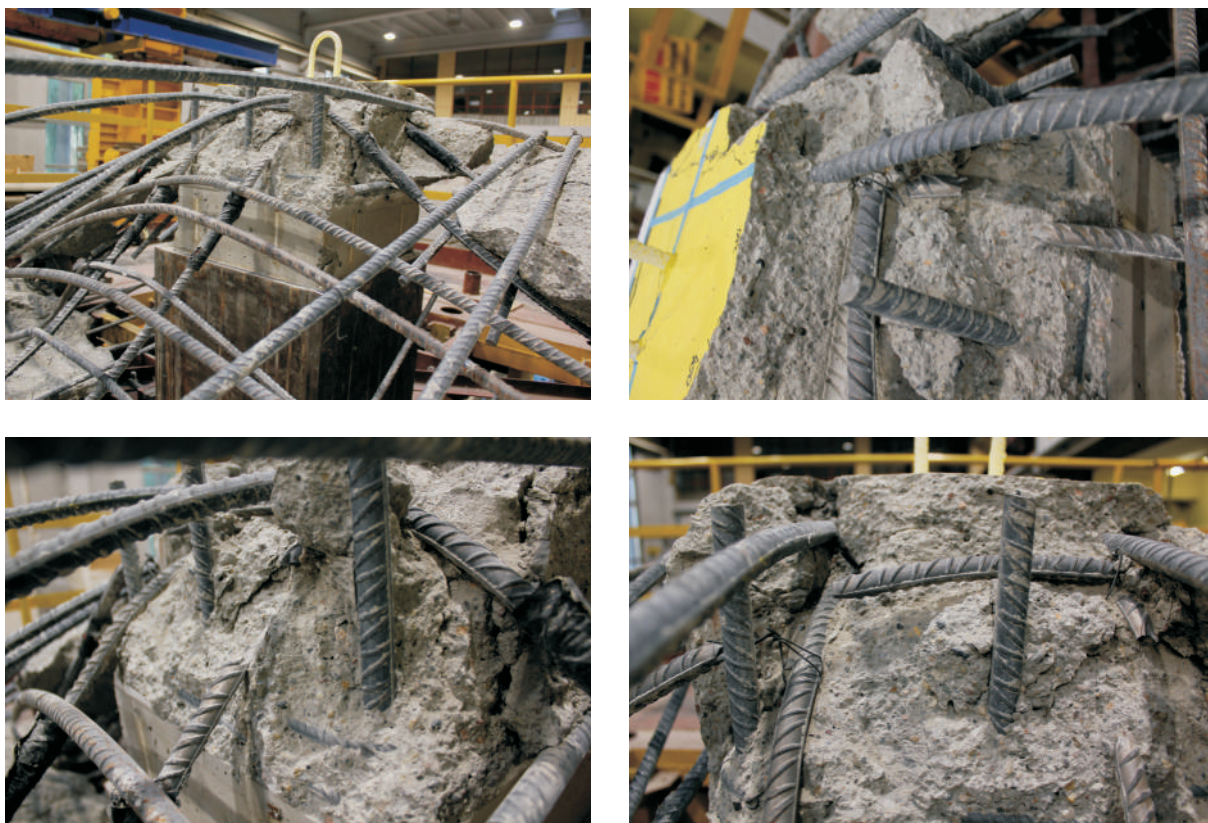
Rys. 37. Obraz zniszczenia - Model 1.



Rys. 38. Obraz zniszczenia - Model 2.



Rys. 39. Obraz zniszczenia - Model 3.



Rys. 40. Widok zerwanych prętów w Modelu 3.

9.3 Analiza wyników

Określone na podstawie badań eksperymentalnych wartości sił F_{max} przy których nastąpiła utrata nośności połączenia płyta-słup w fazie po przebiciu, zostały porównane z wartościami obliczeniowymi wynikającymi z wytycznych w tym zakresie. W pierwszej kolejności uzyskane wartości maksymalnych sił porównano z wartościami F_{MC2010} wyznaczonymi według algorytmu zamieszczonego w Model Code 2010 [3]. Dodatkowo obliczono również wartości siły F_{tot} wynikającej z nośności prętów zbrojenia integrującego na zerwanie.

9.3.1 Analiza wyników Modelu 1

Obliczeniowe i eksperymentalne wartości nośności

$F_{max, Model1}$ - wartość eksperymentalna uzyskana w czasie badań, a mianowicie obciążenie, przy którym nastąpił poślizg prętów zbrojenia integrującego (zbrojenie integrujące wykonane z prętów prostych, zakotwione przyczepnościowo w betonie):

$$F_{max, Model1} = 399,7 \text{ kN}$$

$F_{\max,[34]}$ - wartość eksperymentalna uzyskana w czasie poprzednich badań, a mianowicie obciążenie, przy którym nastąpił poślizg prętów zbrojenia integrującego (zbrojenie integrujące wykonane z prętów prostych, zakotwione mechanicznie poza modelem) - wyniki badań zamieszczono w pozycji [34]:

$$F_{\max,[34]} = 523 \text{ kN}$$

$F_{\text{tot},8}$ - maksymalna wartość nośności prętów zbrojenia integrującego:

$$F_{\text{tot},8} = f_{\text{tk}} \sum A_s = 8 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{\text{tk}} = 8 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 = 1052,2 \text{ kN}$$

$F_{\text{MC2010},8}$ - wartość obliczeniowa określona według Model Code 2010 (zbrojenie integrujące wykonane z prętów prostych):

$$\begin{aligned} F_{\text{MC2010},8} &= \sum A_s f_{y,d} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \sin \alpha_{\text{ult}} = \sum A_s f_{y,k} \frac{f_{\text{tk}}}{f_{y,k}} \sin 25^\circ = 8 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{\text{tk}} \cdot 0,423 = \\ &= 8 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 \cdot 0,423 = 445,0 \text{ kN} < \frac{0,5 \sqrt{f_{\text{ck}}}}{\gamma_c} d_{\text{res}} b_{\text{int}} = 818 \text{ kN} \end{aligned}$$

Wnioski:

- ☐ Zniszczenie modelu (utrata przyczepności pręta) nastąpiło przy wykorzystaniu około 38% maksymalnej nośności wszystkich prętów.
- ☐ W sytuacji, gdy zbrojenie integrujące (pręty proste) było odpowiednio zakotwione (wg zaleceń podanych w [34]) jego zniszczenie nastąpiło przy osiągnięciu 49,7% maksymalnej nośności wszystkich prętów.
- ☐ W odniesieniu do przepisów MC2010 [3] wartość obciążenia odnotowana w Modelu 1 w czasie wystąpienia poślizgu zbrojenia stanowiła 89,8% nośności obliczeniowej.
- ☐ Porównując wyniki badania, w którym zbrojenie integrujące (pręty proste) było odpowiednio zakotwione (wg zaleceń podanych w [34]) do przepisów MC2010 [3], stwierdza się uzyskanie 17% zapasu bezpieczeństwa w pierwszym przypadku.

9.3.2 Analiza wyników Modelu 2

Obliczeniowe i eksperymentalne wartości nośności

$F_{\max,\text{Model2}}$ - wartość eksperymentalna uzyskana w czasie badań, a mianowicie obciążenie, przy którym nastąpił poślizg prętów zbrojenia integrującego (zbrojenie integrujące wykonane z prętów odgiętych zakotwione przyczepnościowo w betonie):

$$F_{\max,\text{Model2}} = 432 \text{ kN}$$

$F_{\text{tot},8}$ - maksymalna wartość nośności prętów zbrojenia integrującego:

$$F_{\text{tot},8} = f_{\text{tk}} \sum A_s = 8 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{\text{tk}} = 8 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 = 1052,2 \text{ kN}$$

$F_{MC2010,8}$ - wartość obliczeniowa określona według Model Code 2010 (zbrojenie integrujące wykonane z prętów odgiętych):

$$F_{MC2010,8} = \sum A_s f_{yd} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \sin \alpha_{ult} = \sum A_s f_{yk} \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \sin 25^\circ = 8 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{tk} \cdot 0,643 =$$

$$= 8 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 \cdot 0,643 = 676,6 \text{ kN} < \frac{0,5 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int} = 910 \text{ kN}$$

Wnioski:

- Porównanie siły, przy której nastąpiło zniszczenie modelu (podobnie jak w Modelu 1 - poprzez utratę przyczepności prętów zbrojenia integrującego), z wartościami obliczeniowymi wykazało, że zniszczenie modelu nastąpiło przy wykorzystaniu około 41,1% maksymalnej nośności wszystkich prętów (F_{tot}).
- Pomimo zastosowania różnych rodzajów zbrojenia (Model 1 - pręty proste, Model 2 - pręty odgięte) uzyskano prawie identyczne wartości obciążeń niszczących. Różnica pomiędzy nimi wynosiła jedynie 8%.
- Odnosząc wartość obciążenia uzyskanego w badaniach Modelu 2 do przepisów MC2010 [3] stwierdzono, że wykorzystanie nośności stanowiło tylko 63,8%.

9.3.3 Analiza wyników Modelu 3

Obliczeniowe i eksperymentalne wartości nośności

$F_{max,Model3}$ - wartość eksperymentalna uzyskana w czasie badań, a mianowicie obciążenie, przy którym nastąpiło zerwanie prętów zbrojenia integrującego (zbrojenie integrujące wykonane z prętów odgiętych, zakotwione mechanicznie poza modelem):

$$F_{max,Model3} = 562 \text{ kN}$$

$F_{max,PIA}$ - wartość eksperymentalna uzyskana w czasie poprzednich badań [49], a mianowicie obciążenie, przy którym nastąpiło zerwanie prętów zbrojenia integrującego (zbrojenie integrujące wykonane z prętów prostych, zakotwione mechanicznie poza modelem) - wyniki badań zamieszczono w pozycji [35]:

$$F_{max,PIA} = 533 \text{ kN}$$

$F_{tot,6}$ - maksymalna wartość nośności prętów zbrojenia integrującego:

$$F_{tot,6} = f_{tk} \sum A_s = 6 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{tk} = 6 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 = 789,16 \text{ kN}$$

$F_{MC2010,6}$ - wartość obliczeniowa określona według Model Code 2010 (zbrojenie integrujące wykonane z prętów odgiętych):

$$F_{MC2010,6} = \sum A_s f_{yd} \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \sin \alpha_{ult} = \sum A_s f_{yk} \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \sin 25^\circ = 8 \cdot A_{s,\phi 16} \cdot f_{tk} \cdot 0,643 =$$

$$= 6 \cdot 2,0096 \cdot 10^{-4} \cdot 654,49 \cdot 10^6 \cdot 0,643 = 507,5 \text{ kN} < \frac{0,5 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int} = 628 \text{ kN}$$

Wnioski:

- Uzyskany wynik jest bardzo bliski wartości obciążenia niszczącego analogiczny rodzaj połączenia krawędziowego, w którym zastosowane było zbrojenie integrujące z prostymi prętami (Model PIA według [35]) - różnica wyniosła 5%.
- Dla obydwu modeli (Modelu 3 oraz Model PIA [35]) uzyskano wartości obciążeń niszczących większe niż wskazania MC 2010 [35]. Określony zapas bezpieczeństwa wynosił 5% oraz 10,8% - odpowiednio dla modeli ze zbrojeniem integrującym prostym i zbrojeniem integrującym odgiętym.

Całościowe zestawienie porównywanych wielkości zamieszczono w tablicy (tab. 7).

Tab. 7. Wartości sił, przy których nastąpiło zerwanie prętów zbrojenia integrującego.

Model	Model 1	Model wg [34]	Model 2	Model 3	Model P-IA [35]
Wartość siły $F_{\max}$ [kN]	399,7	523	432	562	533
Wartość siły $F_{\text{tot},6}$ [kN]	---	---	---	789,16	789,16
Wartość siły $F_{\text{tot},8}$ [kN]	1052,2	1052,2	1052,2	---	---
$F_{\max} / F_{\text{tot},6}$	---	---	---	0,712	0,675
$F_{\max} / F_{\text{tot},8}$	0,380	0,497	0,411	---	---
Wartość siły $F_{\text{MC2010},6}$ [kN]	---	---	---	507,5	338,3
Wartość siły $F_{\text{MC2010},8}$ [kN]	445,0	445,0	676,6	---	---
$F_{\max} / F_{\text{MC2010},6}$	---	---	---	1,107	1,576
$F_{\max} / F_{\text{MC2010},8}$	0,898	1,175	0,638	---	---

10 Podsumowanie

Obecnie, wraz z wprowadzeniem w życie europejskich przepisów normowych, od projektanta wymagane jest uwzględnienie sytuacji awaryjnej na etapie projektowania konstrukcji. W przepisach normowych uwzględniany jest szereg wytycznych odnoszących się między innymi do: kombinacji obciążeń wyjątkowych, strategii projektowania konstrukcji z uwagi na oddziaływania wyjątkowe (patrz rozdział 5 Biuletynu Technicznego nr 6 [32]), a także szczegółowych wytycznych konstrukcyjnych wynikających ze specyfiki konstrukcji żelbetowych.

W zakresie przeprowadzonych badań autorzy podjęli próbę doświadczalnej weryfikacji przepisów odnośnie stosowania zbrojenia integrującego w strefie podporowej ustrojów płytowo-słupowych, jako zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, zamieszczonych w wytycznych Model Code 2010 [3]. Przeprowadzone badania trzech modeli (Model 1 – połączenie wewnętrzne z prostym zbrojeniem integrującym, Model 2 – połączenie wewnętrzne z odgiętym zbrojeniem integrującym, Model 3 – połączenie krawędziowe z odgiętym zbrojeniem integrującym) oraz ich odniesienie do wcześniej prowadzonych badań umożliwiają postawienie następujących wniosków:

- ❑ **Zbrojenie integrujące należy bezwzględnie wykonywać jako ciągłe.** Przepisy Model Code 2010 [3] umożliwiają stosowanie prętów nieciągłych zakotwionych na długość l_b , jednakże, jak wykazały badania, pręty te po wystąpieniu przebiecia doznają praktycznie od razu poślizgu w betonie lub ze względu na ich pracę giętną występuje odspojenie otuliny. W związku z tym:
 - można przypuszczać, że zwiększenie 2-krotne lub nawet 3-krotne tej długości nie umożliwi poprawnej pracy zbrojenia integrującego, ponieważ wraz ze wzrostem degradacji połączenia zarysowaniu ulegną coraz dalsze fragmenty stropu,
 - należy mieć na uwadze, że zastosowany w konstrukcji beton może mieć niewystarczające parametry mechaniczne, co zdecydowanie przyspieszy „wyłączenie” zbrojenia integrującego z pracy (w omówionych badaniach w czasie wystąpienia przebiecia beton miał odpowiednie parametry mechaniczne),
 - uciąglenie zbrojenia powinno być mechaniczne poprzez spawanie lub, w strefach krawędziowych, poprzez stosowanie zbrojenia pętlicowego (uciąglenie zbrojenia integrującego jest wymagane przepisami Eurokod 2 [8]).
- ❑ Spośród wymagań we wszystkich przedstawionych normach (ACI 318M-14 [1], CSA Standard A23.3-04 [4], PN-EN 1991-1-7:2008 – Eurokod 1 [7], PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2 [8]) oraz wytycznych projektowych (ACI 352.1R [2], Model Code 2010 [3]) jedynie przepisy Model Code [3] udało się pozytywnie zweryfikować za pomocą przeprowadzonych badań – lecz i tu pod warunkiem zastosowania zbrojenia ciągłego.
- ❑ W czasie badań Modelu 3 nie stwierdzono znaczącej różnicy pod kątem nośności pomiędzy płytą, w której zastosowano zbrojenie integrujące w formie prętów odgiętych, a analogicznie zbrojonym modelem, w którym pręty zbrojenia integrującego były proste (Model PIA opisany w Biuletynie Technicznym CPJS nr 8 [35]). Jednakże po stronie zalet pierwszego rozwiązania należy wymienić pewne zwiększenie nośności na przebiecie oraz możliwość wykorzystania prętów odgiętych jako naturalnego podparcia dla pozostałego zbrojenia nadpodporowego.

11 Literatura

Normy

- [1] ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318M-14, American Concrete Institute, ACI Committee 318, USA, 2015.
- [2] ACI 352.1R-89: Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures, American Concrete Institute, 1988.
- [3] CEB-FIB – Model Code 2010: Final draft, Volume 1 and 2, Bulletin 65 and 66 of the fib Model Code for Concrete Structures, 2010.
- [4] CSA Standard A23.3-04: Canadian Standard Association, 2004.
- [5] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Grudzień 2002.
- [6] PN-EN 1991-1-1:2004: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [7] PN-EN 1991-1-7:2008: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyjątkowe.
- [8] PN-EN 1992-1-1:2008: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [9] Instrukcji ITB nr 194: Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.
- [10] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [11] PN-EN 12390-6: Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
- [12] PN-EN 10002-1:1998: Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.

Publikacje

- [13] ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Reported by ACI Committee 318.
- [14] Brandt A.M., Glinicki M.A.: Ocena jakości betonu w budynku, który uległ katastrofie w wyniku przemrożenia betonu, Przegląd Budowlany, 11/2007, s. 50-54.
- [15] Brandt A.M., Glinicki M.A.: Ocena jakości betonu w budynku, który uległ katastrofie w wyniku przemrożenia betonu, XXII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Międzyzdroje, 2005, s. 163-171.
- [16] Broms C.E.: Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode, ACI Structural Journal, Vol. 97, No.1, January-February 2000, pp. 94-101.
- [17] Carino N.J., Woodward K.A., Leyendecker E.V., Fattal S.G.: A review of the Skyline Plaza collapse, Concrete International, Vol. 5, No. 7, 1983, pp. 35-42.

- [18] Favre R., Jaccoud J.P., Burdet O., Charif H.: Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 3è éd., Lausanne, Switzerland, 2004, 612 p.
- [19] Feld J.: Lessons from Failure of Concrete Structures, American Concrete Institute, Monograph Series No. 1, 1964, 179 p.
- [20] Feld J., Carper K. L.: Construction Failure, John Wiley & Sons, New York, 1997, 512 p.
- [21] Gray C.: The Coliseum; The 'Hybrid Pseudo-Modern' on Columbus Circle, New York Times, 1987.
- [22] Hawkins N. M., Mitchell D.: Progressive Collapse of Flat Plate Structures, ACI Journal, July 1979, pp. 775-805.
- [23] Heger F.J.: Public-Safety Issues in Collapse of L'Ambiance Plaza, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 5, No. 2, 1991, pp. 99-112.
- [24] Investigation of October 30, 2003 Fatal Parking Garage Collapse at the Tropicana Casino Resort, Atlantic City, NJ, U.S. Department of Labor Occupational Safety and Health Administration, 2004, 55 p.
- [25] Kaminetzky D.: Design and Construction Failures: Lessons from Forensic Investigations, McGraw-Hill, New York, 1991, 600 p.
- [26] Leyendecker E.V., Fattal S.G.: Investigation of the Skyline Plaza collapse in Fairfax County, Virginia, Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology, Center for Building Technology, U.S. Govt. Printing Office, Washington, DC, 1977.
- [27] Mitchell D., Cook W., D. Preventing Progressive Collapse of Slabs Structures. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No.7, July 1984, pp. 1513-1532.
- [28] Schousboe I.: Bailey's Crossroads collapse reviewed, Journal of the Construction Division, Vol. 102, No. 2, 1976, pp. 365-378.
- [29] Scribner C., Culver C.: Investigation of the Collapse of L'Ambiance Plaza, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 2, No. 2, 1988, pp. 58-79.
- [30] Starosolski W: Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi, XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji (Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno - materiałowo - technologiczne. Konstrukcje żelbetowe.), Szczyrk, 10-13 marca 2010 r. T. 3: Wykłady, Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa o/Gliwicach. Gliwice : AMGRAF, 2010, s. 263-345, bibliogr. 35 poz.
- [31] Starosolski W., Jasiński R., Wieczorek M., Kupczyk R.: Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo – słupowych w stadium awaryjnym, Biuletyn techniczny nr 2, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2008.
- [32] Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, Biuletyn techniczny nr 6, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2015.
- [33] Subramanian N.: Alternative punching shear reinforcement for RC flat slabs, The Indian Concrete Journal, Vol. 88, No. 1, 2014, pp. 33-44 .

- [34] Wieczorek B.: Experimental tests for the analysis of the load-bearing capacity of an internal slab-column connection after its punching at various positions of the column. Structural and physical aspects of civil engineering. Selected, peer reviewed papers from the 2nd International Conference on Structural and Physical Aspects of Civil Engineering (SPACE-2013), High Tatras, Slovakia, November 27-29, 2013. Trans Tech Publications, 2014, s. 169-175.
- [35] Wieczorek B., Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się krawędziowych połączeń płyta-słup zbrojonych stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stadium awaryjnym wywołanym przebiciem, Biuletyn techniczny nr 8, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2017, 59 s.
- [36] Wood J.G.M.: Pipers Row Car Park, Wolverhampton - Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997, 114 p.

Stal EPSTAL – właściwości i dane do projektowania

Gatunek stali	Średnica nominalna	Nominalna powierzchnia przekroju poprzecznego	Masa nominalna 1 m'
	[mm]	[mm ²]	[kg/ml]
B500SP	8	50,30	0,40
	10	78,50	0,62
	12	113,00	0,89
	14	153,94	1,21
	16	201,00	1,58
	20	314,00	2,47
	25	491,00	3,85
	28	615,75	4,83
	32	804,00	6,31
	40	1256,64	9,86

Parametry wytrzymałościowe		
Parametr	Opis	Wartość
f_{yk}	Charakterystyczna granica plastyczności	≥ 500 [MPa]
f_{tk}	Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie	≥ 575 [MPa]
f_{tk}/f_{yk}	Stosunek wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności	$1,15 \div 1,35$ [-]
ϵ_{uk}	Wydłużenie próbki pod maksymalnym obciążeniem	≥ 8 [%]

* Masa obliczona na podstawie ciężaru objętościowego stali 7850 kg/m³

Średnica [mm]	Pole przekroju [cm ²]	Przekrój zbrojenia w cm ² /m w zależności od rozstawu prętów				
		10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
8	0,503	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	0,785	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	1,13	11,13	7,54	5,65	4,52	3,77
14	1,54	15,40	10,27	7,70	6,16	5,13
16	2,01	20,11	13,4	10,05	8,04	6,7
20	3,14	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
25	4,91	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36
28	6,16	61,60	41,07	30,80	24,64	20,53
32	8,04	80,42	53,62	40,21	32,17	26,81
40	12,57	125,7	83,8	62,85	50,28	41,9

Średnica [mm]	Przekrój zbrojenia w cm ² w zależności od ilości prętów									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,5	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

NOTATKI

www.epstal.pl
Centrum Promocji Jakości Stali
ul. rtm. Witolda Pileckiego 67
02-781 Warszawa
Tel.: +48 22 252 67 03