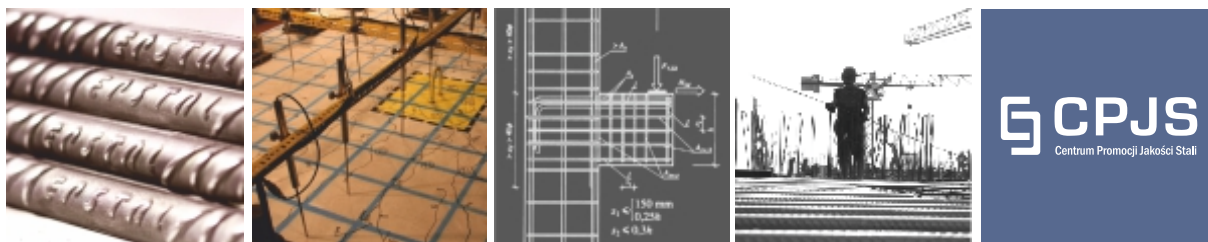


Badania zachowania si płyty elbetowej
zbrojonej stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci
w sytuacji awaryjnej wywołanej
przeci eniem

Autorzy:
Mirośław WIECZOREK
Barbara WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie:
Centrum Promocji Jako ci Stali

Witamy w CPJS



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 a ich producentami.
- Monitorowanie i czynny udział w działaniach normalizacyjnych i certyfikacyjnych na poziomie instytucji krajowych i europejskich.

www.cpjs.pl

Centrum Promocji Jakości Stali
Al. Niepodległości 69
02-626 Warszawa
Tel.: +48 22 322 76 32
Fax: +48 22 322 76 33
E-mail: biuro@cpjs.pl

Stal zbrojeniowa ze znakiem jako ci EPSTAL



EPSTAL jest znakiem jako ci nadawanym przez CPJS na wyroby ze stali gor cowlcowanej o wysokiej ci gliwo ci, przeznaczone do zbrojenia betonu (gatunek B500SP).

Najwa niejsze zalety stali EPSTAL to:

- **Wysoka ci gliwo ci** . Stal EPSTAL spełnia wymagania klasy C wg Eurokodu 2 – najwy szej klasy ci gliwo ci. Stosowanie stali o wysokiej ci gliwo ci zwi ksza bezpiecze stwo konstrukcji betonowych – w sytuacji wyst pienia zbyt wysokich napr e nie ulega ona kruchemu zniszczeniu.
- **Odporno na obci enia dynamiczne:** zm czeniowe [zmienne napr enia rozci gaj ce], cykliczne [naprzemienne ciskanie i rozci ganie] oraz wielokrotnie zmienne.
- **Łatwa identyfikowalno** poprzez napis EPSTAL nawalcowany na ka dym pr cie oraz indywidualny ukł ad eber.
- **Pełna spajalno** – spawalno i zgrzewalno – potwierdzona w badaniach laboratoryjnych wykonanych w Instytucie Spawalnictwa w Gliwicach.
- **Dodatkowa kontrola procesu produkcji.** CPJS wykonuje kwartaln analiz statystyczn wyników zakł adowej kontroli produkcji.
- **Program badawczy.** Wykonanych zostało wiele innowacyjnych bada naukowych, maj cych na celu rozpoznanie zachowania si elementó w konstrukcji zbrojonych stal EPSTAL w poró wnanii do zachowania si takich samych elementó w zbrojonych stal kruch .

Wi cej na www.cpjs.pl

Publikacje CPJS



Biuletyn Techniczny nr 1
Znaczenie ciągliwości stali zbrojeniowej w projektowaniu konstrukcji żelbetowych. Właściwości gatunku stali B500SP.

Kwiecień 2009



Biuletyn Techniczny nr 2
Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym.

Marzec 2009



Biuletyn Techniczny nr 3
Badania zakotwień strzemion wykonanych ze stali EPSTAL o wysokiej ciągliwości.

Marzec 2011



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

Wszystkie publikacje CPJS mo na bezpłatnie pobra ze strony www.cpjs.pl



Poradnik dla in ynierów odbieraj cych stal na budowie
W jaki sposób weryfikowa stal zbrojeniow
oraz dokumenty kontroli odbieraj c stal na budowie?

Marzec 2013



Biuletyn Techniczny nr 5
Badanie zachowania si płyty elbetowej
zbrojonej stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci
w sytuacji awaryjnej wywołanej usuni ciem
podpory kraw dziowej.

Pa dziernik 2013



Broszura EPSTAL
Jak projektowa odpowiedzialnie?
Kilka słów na temat ci gliwo ci
stali zbrojeniowej.

Marzec 2014



Biuletyn Techniczny nr 6
Konstrukcje płytowo-słupowe.
Zabezpieczenia przeciwko katastrofie post pującej.

Marzec 2015

Spis treści

1 Wprowadzenie.....	9
2 Problemy ujęte w tematyce biuletynu.....	9
2.1 Opis analizowanego zagadnienia.....	9
2.2 Krótki opis badań zamieszczonych w biuletynie.....	11
3 Opis badań.....	13
3.1 Opis modelu badawczego.....	13
3.1.1 Geometria modelu.....	13
3.1.2 Dobór zbrojenia.....	15
3.2 Charakterystyka stanowiska badawczego.....	23
3.2.1 System podparcia.....	23
3.2.2 System obciążenia.....	31
4 Opis technologii wykonania modelu podstawowego.....	33
5 Materiały.....	35
5.1 Stal.....	35
5.2 Beton.....	36
6 Przebieg badań.....	38
6.1 Przygotowanie modelu do badań.....	38
6.2 Badania zasadnicze.....	38
7 Prowadzone pomiary.....	41
7.1 Pomiar wartości obciążenia.....	41
7.2 Pomiar reakcji podporowych.....	41
7.3 Pomiar przemieszczeń.....	41
8 Wyniki badań.....	43
8.1 Odształcenie modeli.....	43
8.2 Sposób niszczenia modeli.....	52
8.2.1 Model 1.....	52
8.2.2 Model 2.....	55
9 Analiza obliczeniowa.....	58
9.1 Wartości obciążeń niszczących.....	58
9.2 Wnioski.....	60
10 Podsumowanie.....	61
11 Literatura.....	61
Normy.....	61
Publikacje.....	62

1. Wprowadzenie

Dla popularnej konstrukcji płytowo-słupowych wymaga wnikliwej analizy ich bezpieczeństwa w sytuacji wystąpienia obciążeń nieprzewidywalnych. Do takich obciążeń według [9] należy zaliczyć:

a) uszkodzenia wywołane czynnikami mechanicznymi – siłowymi takimi jak:

- przecięcie stropu,
- zniszczenie słupa przez uderzenie samochodem,
- wybuch gazu wewnątrz i na zewnątrz obiektu,
- długie oddziaływanie pożaru,
- nieodpowiednie użytkowanie obiektu itp.
- wstrząsy parasejsmiczne i sejsmiczne.

b) uszkodzenia wywołanych czynnikami technologicznymi takimi jak:

- wystąpienie drastycznie zmniejszonej wytrzymałości betonu z uwagi na błąd dostawcy,
- brak odpowiedniej pielęgnacji np. przemroźnienie betonu,
- rozdeskowanie konstrukcji w zbyt krótkim czasie od zabetonowania,
- zastosowanie stali o nieodpowiednich parametrach mechanicznych.

W relacjonowanych dalej badaniach zajmiemy się sytuacją rozwoju uszkodzenia konstrukcji płytowo – słupowej wywołanej lokalnym przecięciem ustroju.

2. Problemy w tej tematyce biuletynu

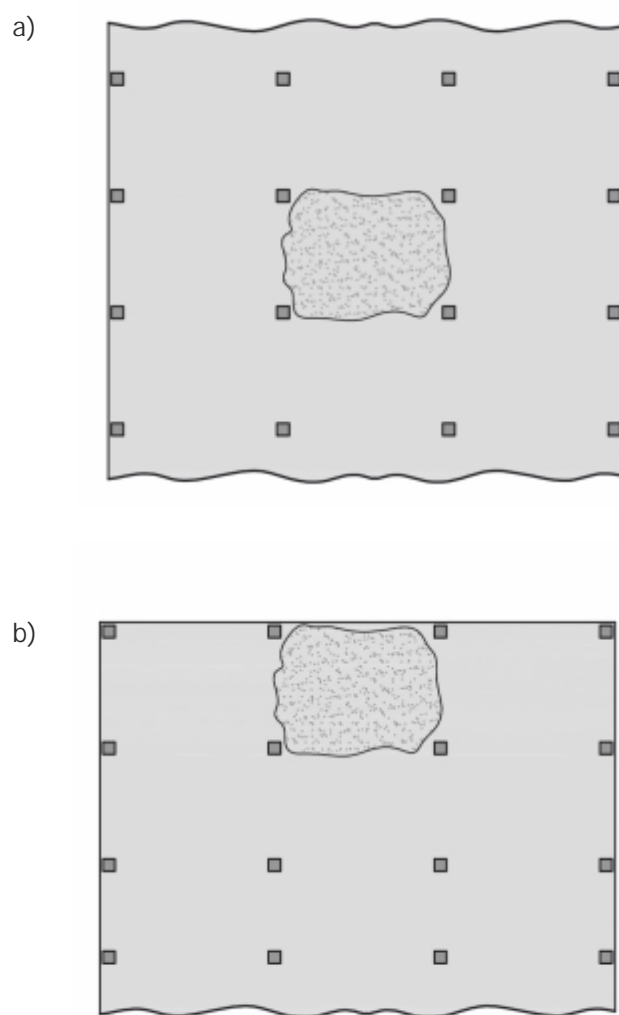
2.1 Opis analizowanego zagadnienia

Przedmiotem omawianych badań jest zagadnienie uszkodzenia płyty stropowej w ustroju płytowo-słupowych, które wywołane zostało wywołaniem przecięciem płyty stropowej w obrębie jednego pola wewnętrznego (Rys.1a) lub skrajnego (Rys.1b). Zagadnienie to pod względem demontażowym omówiono w rozdziale 8 opublikowanego Biuletynu Technicznego nr 6 [13].

Przeniesienie nadmiernych obciążeń zlokalizowanych na płycie stropowej jak na zależne jest od ich wartości. W zakresie:

- małych przecięciach konstrukcji powinna być zapewniona w zakresie pracy sprężystej wynikającej z zastosowanych w obliczeniach współczynników bezpieczeństwa zarówno dla materiałów jak i obciążeń,
- przy średnich przecięciach w konstrukcji dochodzi w wyniku powstałych zarysowań do redystrybucji sił wewnętrznych. W tej sytuacji w takiej konstrukcji określana jest klasycznymi metodami obliczeniowymi opartymi o linie załomów [4] [6] [7] [9] [10] [11] [12] [21],
- przy dużych przecięciach o bezpieczeństwie konstrukcji decyduje praca ciągła. Założeniem pracy ciągłej w konstrukcji belkowej jest wytworzenie w wyniku deformacji w poszczególnych elementach konstrukcyjnych rozciągających sił osiowych. W tym elemencie podczas pracy ciągłej jest geometrycznie nieliniowym mechanizmem, którego charakter zależy w dużym stopniu od warunków brzegowych i pionowych podpór. Belkowe płyty, które na bocznych powierzchniach mają zablokowane przemieszczenia oraz posiadają ciężkie zbrojenie mogą osiągnąć stan naprężenia rozciągających przy dużych ugięciach.

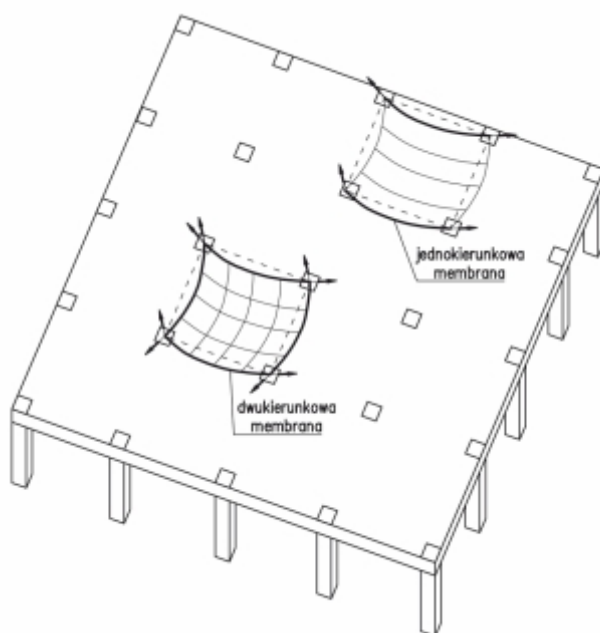
Przy pracy cięgnowej istotne jest, aby pręty zbrojeniowe były cięgle i dobrze zakotwione w płytach siednich lub podporach. Praca cięgnowa zwiększa zdolność płyty do odkształcenia, a po wystąpieniu awarii zwiększa jej nośność [8]. Praca cięgnowa może być zatem użytecznym mechanizmem zapobiegania katastrofie postępującej w momencie miejscowego przecięcia konstrukcji. Szczególną uwagę należy zwrócić na elementy, które w czasie pracy cięgnowej przy dużych deformacjach wywołują duże siły rozciągające, które oddziałują na pozostałą część konstrukcji (problem ten Autorzy opisali w Biuletynie Technicznym nr 6 [13]). Siły te muszą być w odpowiedni sposób przeniesione na słupy. Ponadto konieczne jest zapewnienie wystarczającej sztywności układu nośnego w płaszczyźnie powstałych sił osiowych. W ustrojach płytowo-słupowych sztywność zapewniają zewnętrzne sztywne tarcze stropowe. Według [5] w takim przypadku konstrukcja jest w stanie zawiesić uszkodzone elementy konstrukcji na słupach (Rys.2).



Rys. 1.

Przypadki przecięcia pól stropowych analizowane w zakresie biuletynu [13]:

a) przecięcie jednego pola wewnętrznego, b) przecięcie jednego pola skrajnego.



Rys. 2.
Rozwój pracy cięgnowej w przypadku monolitycznych, dwukierunkowo pracujących płytach [5].

2.2 Krótki opis badań zamieszczonych w biuletynie

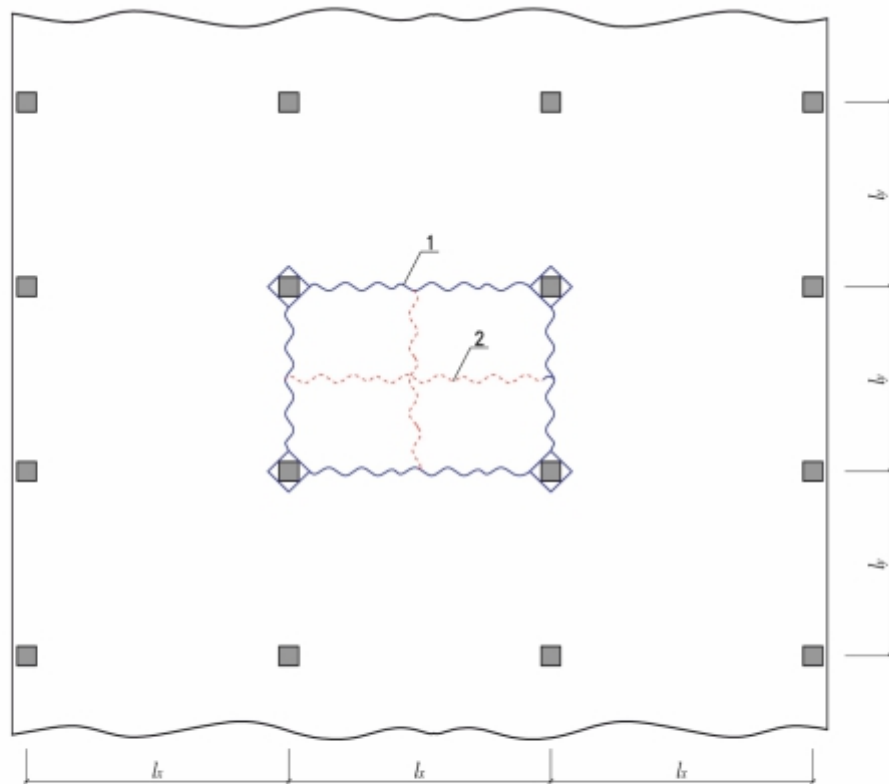
W zakresie niniejszego biuletynu Autorzy przedstawiają opis dwóch badań modelowych dotyczących ustroju płytowo-słupowego:

- badanie pola wewnętrznego ustroju płytowo-słupowego - w dalszej części pracy badania te będą określone jako Model 1;
- badanie pola skrajnego ustroju płytowo-słupowego - w dalszej części pracy badania te będą określone jako Model 2.

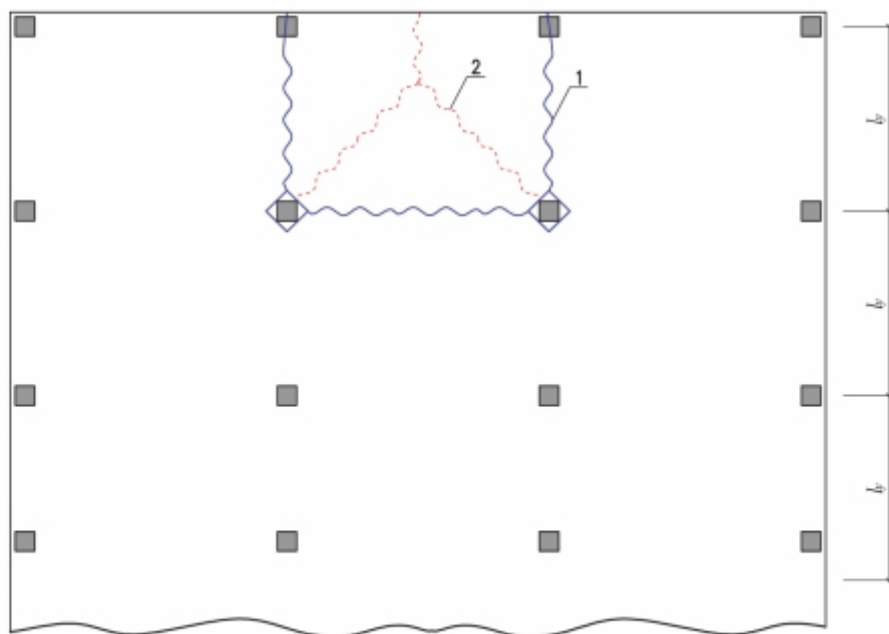
Celem każdego z prowadzonych badań było:

- obserwowanie zachowania analizowanego fragmentu (Rys.1) ustroju płytowo-słupowego obciążonego monotonicznie do chwili jego zniszczenia;
- określenie, jaki wpływ na zniszczenie danego fragmentu ustroju płytowo-słupowego ma ilość oraz rodzaj zastosowanej stali zbrojeniowej;
- obserwacja mechanizmu zniszczenia wywołanego przecięciem, przy czym wstępnie rozpatrywano możliwość powstania zniszczenia, jak się zwykle przyjmuje w obliczeniach [4] [6] [7] [9] [10] [11] [12] [21]:
 - dla modelu pola środkowego (Rys.1a) wg schematu zniszczenia jak na Rys.3a: Mechanizm zniszczenia charakteryzuje się powstawaniem zarysowań (spęknięć) o znacznych szerokościach, które występują głównie na górnej powierzchni modelu wzdłuż osi badanego pola (linia niebieska). Zarysowania te również pojawiają się jako pierwsze w kolejności. Zarysowania dolnej powierzchni objawiają się, natomiast do czasu siatek punkty promieniście rozchodzących się od środka pola ku krawędziom obciążonego pola modelu (linia czerwona). W fazie końcowej zarysowania te skupiają się wzdłuż dwóch prostopadłych linii.
 - dla modelu pola skrajnego (Rys.1b) wg schematu zniszczenia jak na Rys.3b. Mechanizm zniszczenia jest podobny do tego przedstawionego na Rys.3a, przy czym charakteryzuje się powstawaniem zarysowań na górnej powierzchni modelu występujących wzdłuż osi podpór.

a)



b)



Rys. 3.
Przewidywane mechanizmy zniszczenia (opis w tekście):
1 - linie przegubów plastycznych na górnej powierzchni,
2 - linie przegubów plastycznych na dolnej powierzchni.

3. Opis bada

3.1 Opis modelu badawczego

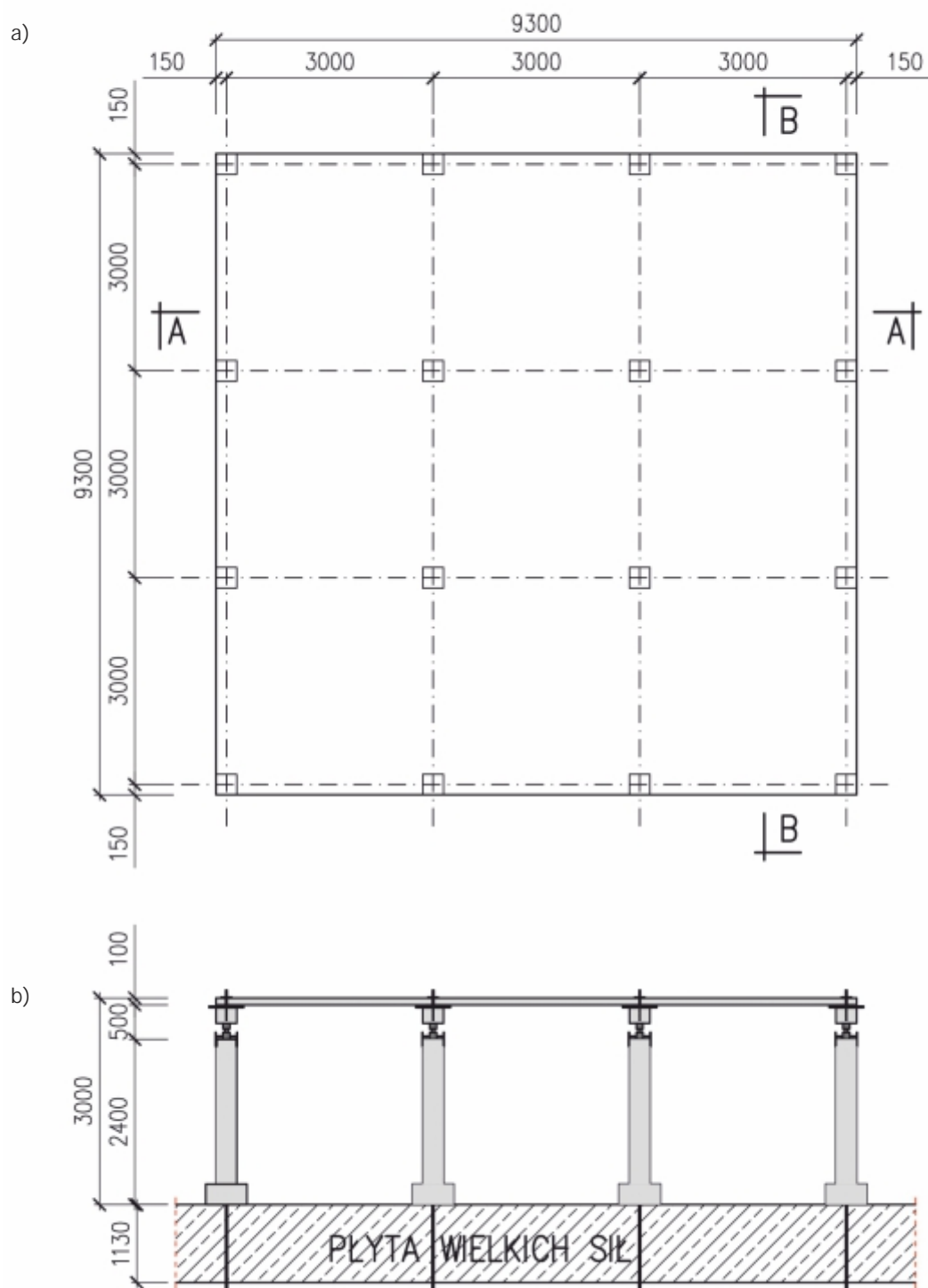
3.1.1 Geometria modelu

Wskazania literaturowe odno nie metod badawczych ustrojów płytowo-słupowych wskazuj okre lone zasady doboru wymiarów elementów badawczych w zale no ci od oczekiwanych rezultatów. W sytuacjach rozpatrywania wydzielonych elementów konstrukcyjnych np. słupów, belek czy te ich wzajemnych połącze (np. połącze płyta-słup) wskazane jest wykonywanie modeli badawczych takich elementów w skali rzeczywistej, czyli 1:1, ewentualnie nieco zmniejszonej, jednak e nie mniejszej ni 1:2. Prowadzenie bada całych ustrojów konstrukcyjnych jest w du ej mierze zwi zane z mo liwo ciami badawczymi. Najcz ciej spotykan skal takich bada jest skala 1:2, aczkolwiek s spotykane badania wykonywane w skali 1:1 oraz na istniej cych konstrukcjach.

Dlatego te model badawczy zaprojektowano tak, aby jak najlepiej podczas bada odzwierciedlał prac rzeczywistego, dziewi ciopolowego ustroju płytowo-słupowego wykonanego w skali 1:2. Przyj to model badawczy o osiowym rozstawie podpór 3000×3000 mm, który podparto przegubowo poprzez siłomierze na 16 prefabrykowanych podporach o wysoko ci 2400 mm. Przyj to grubo modelu jako równ $1/30$ rozpi to ci stropu pomi dzy podporami. W efekcie całkowite wymiary modelu wyniosły $9300 \times 9300 \times 100$ mm (Rys.5). Widok modelu po wykonaniu zamieszczono na Rys.4.



Rys. 4.
Widok wykonanego modelu [15].



Rys. 5.
 Uproszczony widok modelu przyjętego do badań [15]:
 a) rzut poziomy, b) przekrój A-A i B-B.

3.1.2 Dobór zbrojenia

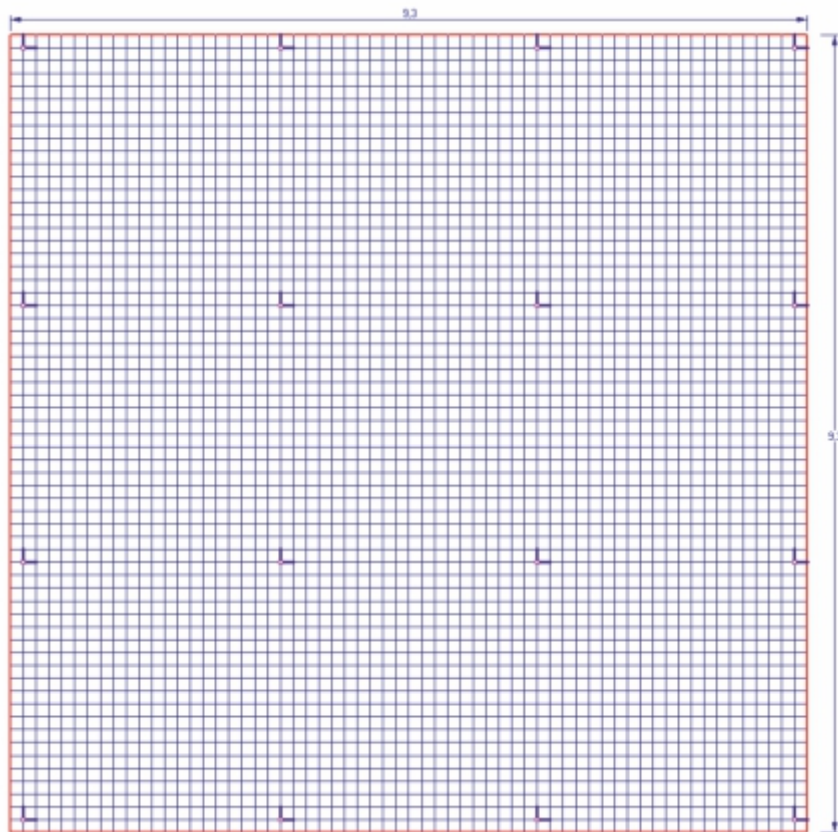
Przy projektowaniu – określeniu ilości zbrojenia w modelu – przyjęto, że wszystkie obliczenia zostaną przeprowadzone zgodnie z Normami PN-EN. Przy zestawieniu obciążeń założono następujące wartości obciążeń:

Rodzaj obciążenia	Model 1	Model 2
Ciepota własny modelu: g_{k1}	2,5 kN/m ²	2,5 kN/m ²
Obciążenie stałe wynikające z warstw posadzki: g_{k2}	0,5 kN/m ²	0,5 kN/m ²
Obciążenie użytkowe q_k	6,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²
Całkowite obciążenie charakterystyczne: $g_{k1} + g_{k2} + q_k$	9,0 kN/m ²	6,0 kN/m ²
Proporcja obciążenia zmiennego do obciążenia stałego	1:2	1:1
Współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń stałych	1,35	1,35
Współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń zmiennych	1,5	1,5

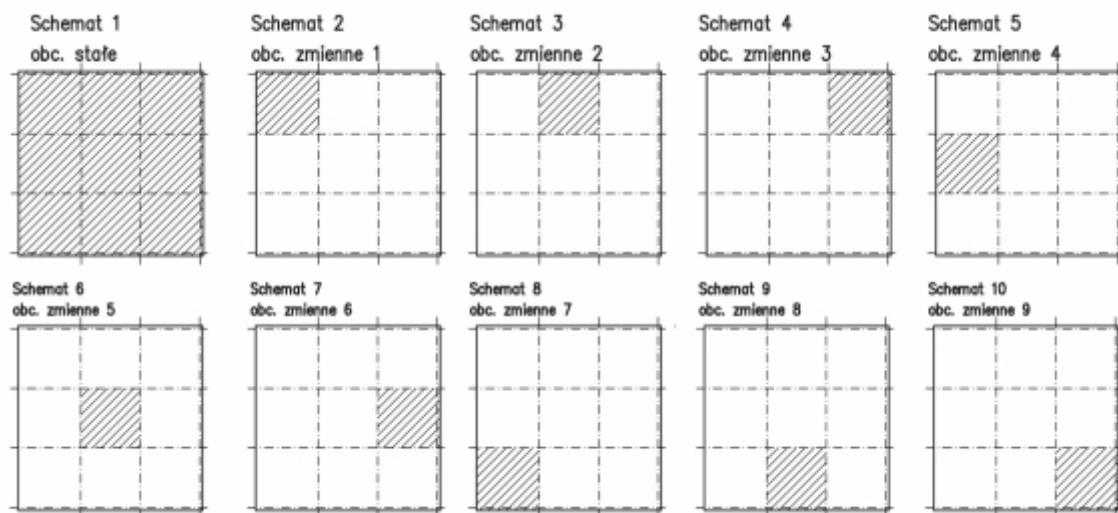
Ze względu na brak możliwości zniszczenia Modelu 1 z uwagi na pracochłonność przy projektowaniu zbrojenia Modelu 2 przyjęto mniejszą wartość obciążenia użytkowego.

Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie ABC-Płyta, który udostępniony został przez Pana dr inż. Krzysztofa Grajka, któremu Autorzy składają głębokie podziękowania. W programie zamodelowano badaną konstrukcję jako płaską płytę o wymiarach 9300×9300 mm i grubości 100 mm, którą podparto przegubowo w 16 miejscach (Rys.6). W miejscu podparcia strefy podporów pogrubiono zgodnie z [1] [2] [3] [14] do wartości 15 cm. Obciążenie przyłone zostało w obliczeniach w dziesięciu schematach statycznych – jeden schemat obciążenia stałego oraz dziewięć schematów obciążenia zmiennego (Rys.7).

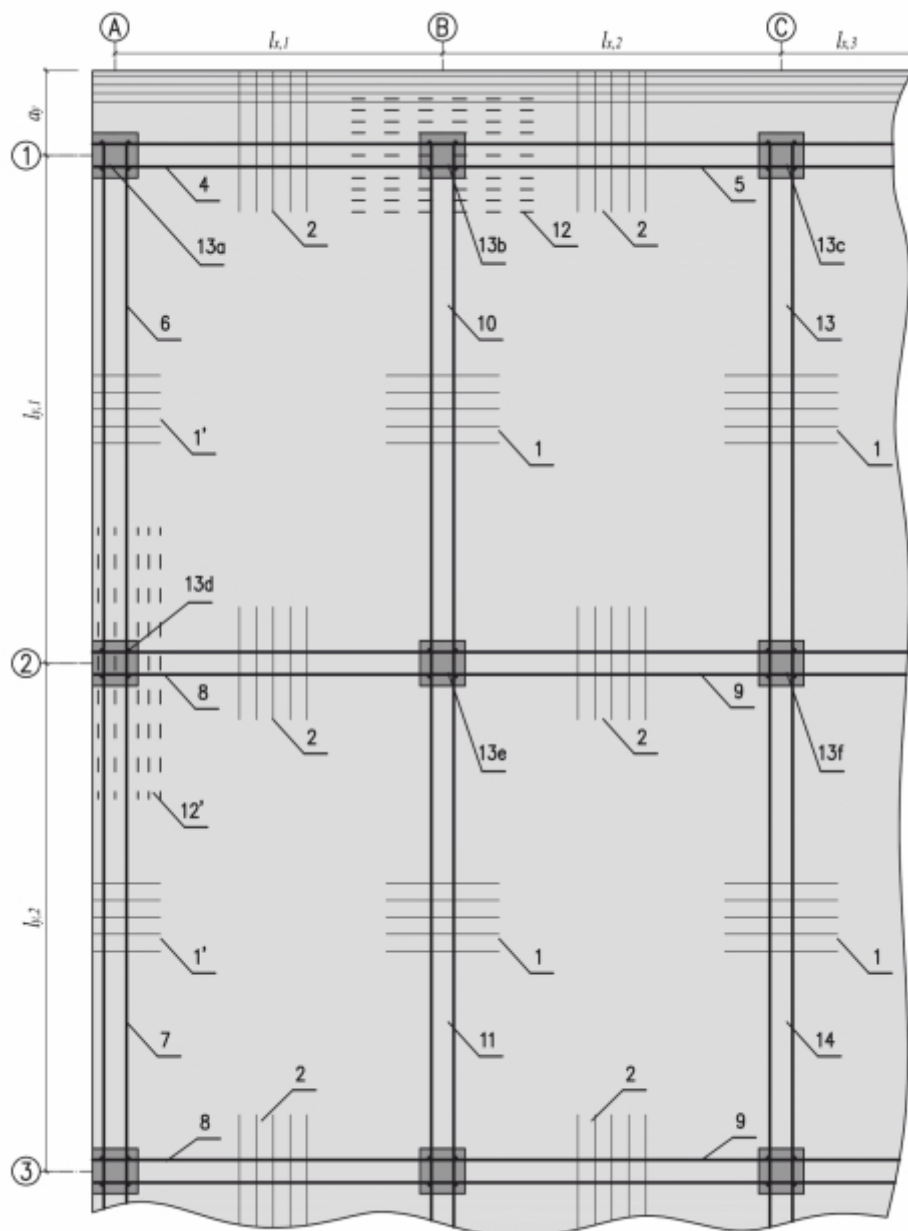
W kolejnym etapie obliczono dodatkowe, dolne zbrojenie wiecowe, które powinno przenosić siły powstałe po usunięciu słupa lub przeniesienie obciążenia po zniszczeniu strefy podporowej przez przebicie. Obliczenia przeprowadzono według algorytmu zamieszczonego w „Tablica 6. Opis i sposób wyznaczania sił – uwagi dodatkowe” zamieszczonej w Biuletynie Technicznym nr 6 [13] (Rys.8 oraz Rys.9). Na podstawie przeprowadzonych obliczeń uzyskano jako zbrojenie wiecowe dwa pręty o średnicy 12 mm. Widoki rozmieszczenia dolnego oraz górnego zbrojenia dla Modelu 1 zamieszczono na Rys.10 i Rys.11, natomiast dla Modelu 2 zamieszczono na Rys.12 i Rys.13.



Rys. 6.
Widok wykonanego modelu numerycznego [15].



Rys. 7.
Schematy obciążeń uwzględnione w obliczeniach statycznych [15].



Rys. 8.
 Propozycja zasad kształtowania zbrojenia przeciwko katastrofom postępującym
 wg Biuletynu Technicznego nr 6 [13].

a)

7	Zbrojenie zewnętrzne wieńcowe obwodowe.	
	Wartość siły określa się	Wartość siły wynikająca z możliwości usunięcia słupa osiach B i 1 $F_5 = F_x = 0,8 [(g_k + \psi q_k) \times (a_y + 0,5l_{y,1})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$
	jako	Wartość siły wynikająca z konieczności zachowania więzi poziomych
	maksimum z:	$F_5 = F_{\text{ie,per}} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozważana jest odległość $l_{x,2}$)
		Minimalna wartość siły $F_5 = F_{\text{ie,col}} = 150 \text{ kN}$
	Wartość siły wynikająca z konieczności przeniesienia obciążeń po przebicciu połączenia płyta słup w osia B i 1 $F_5 = 3,0 \times [(g_k + \psi q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$	
Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być uciągłone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze względów pożarowych zbrojenie to nie może być łączone poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzględnie <u>powinno składać się z co najmniej 2 prętów wykonanych ze stali klasy C.</u>		

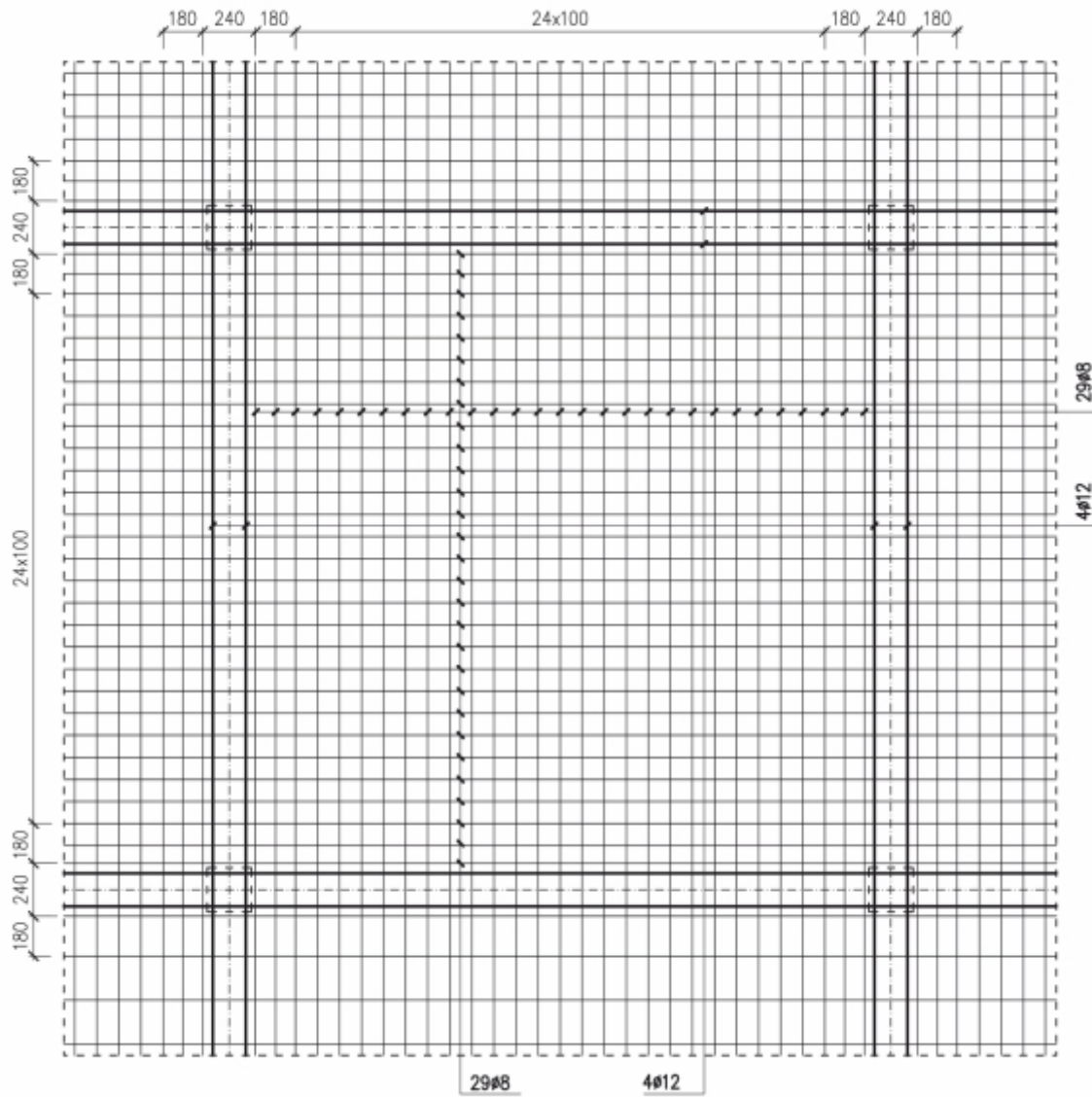
b)

9	Zbrojenie zewnętrzne wieńcowe obwodowe.	
	Wartość siły określa się	Wartość siły wynikająca z możliwości usunięcia słupa osiach B i 2 $F_9 = F_x = 0,8 [(g_k + \psi q_k) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$
	jako	Wartość siły wynikająca z konieczności zachowania więzi poziomych
	maksimum z:	$F_9 = F_{\text{ie,per}} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozważana jest odległość $l_{x,2}$)
		Minimalna wartość siły $F_9 = F_{\text{ie,col}} = 150 \text{ kN}$
	Wartość siły wynikająca z konieczności przeniesienia obciążeń po przebicciu połączenia płyta słup w osia B i 1 $F_9 = 3,0 \times [(g_k + \psi q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,1})]$	
Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być uciągłone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze względów pożarowych zbrojenie to nie może być łączone poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzględnie <u>powinno składać się z co najmniej 2 prętów wykonanych ze stali klasy C.</u>		

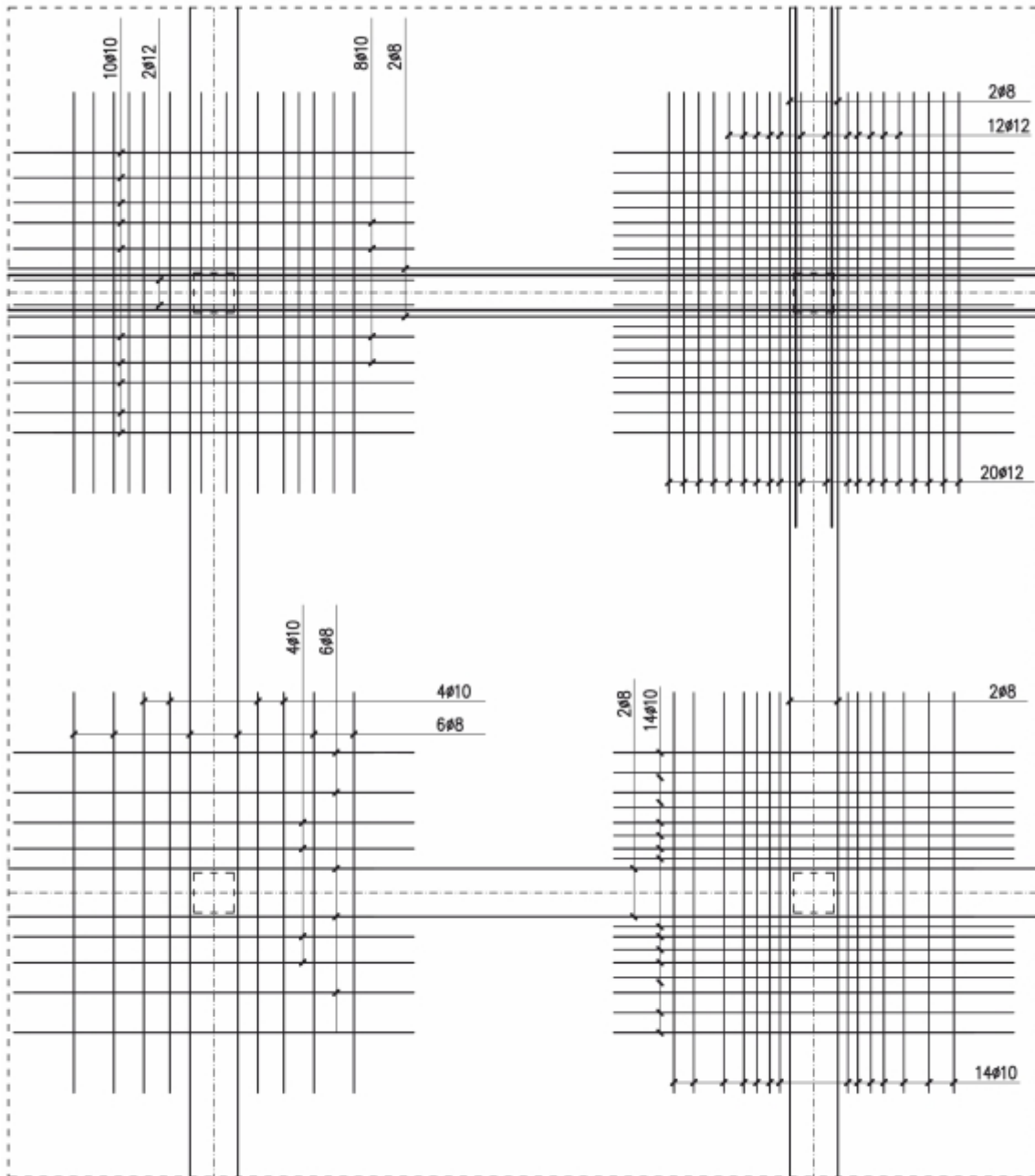
Rys. 9.

Fragment tablicy do wyznaczania wartości zbrojenia na obciążenia wyjątkowe wg Biuletynu Technicznego nr 6 [13]:

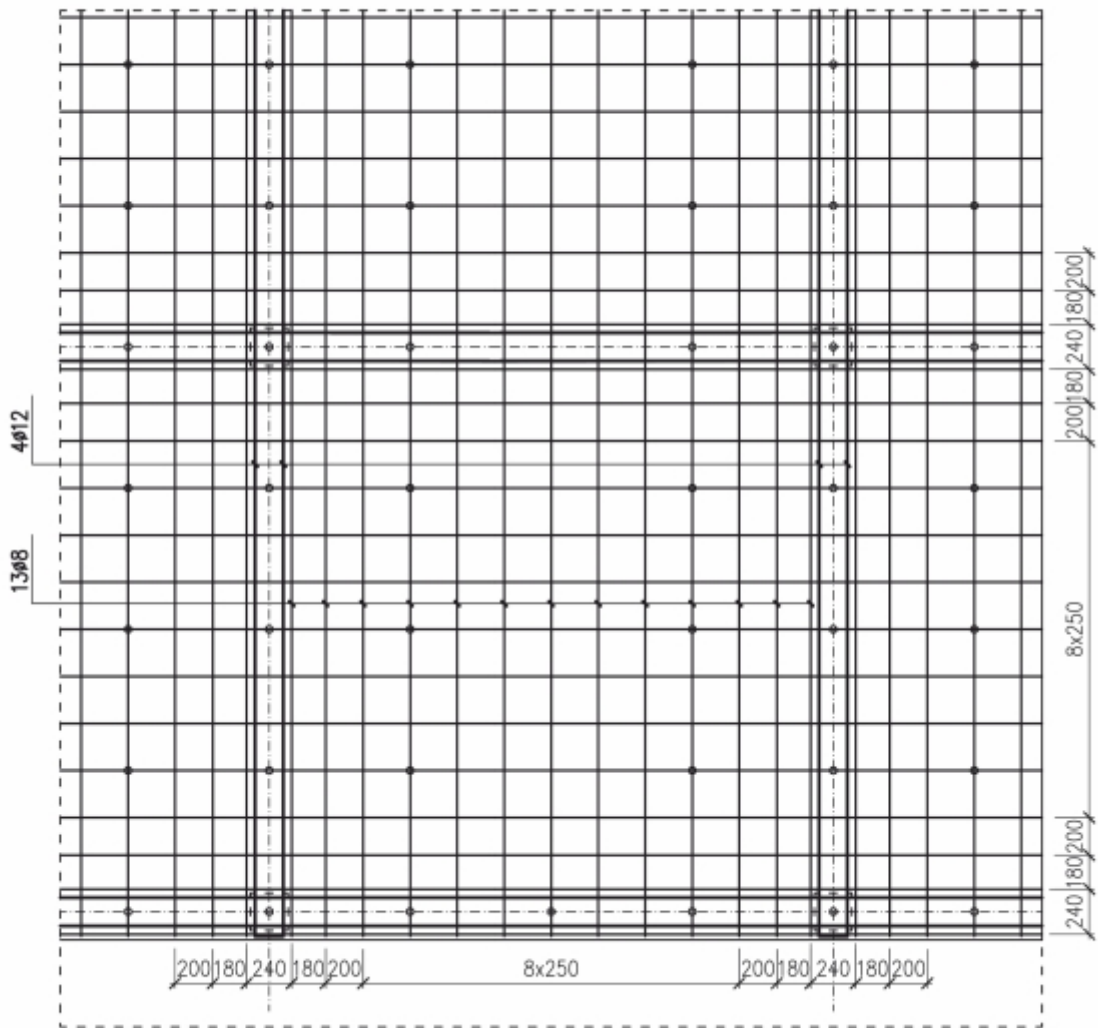
a) fragment dla Modelu 1, b) fragment dla Modelu 2.



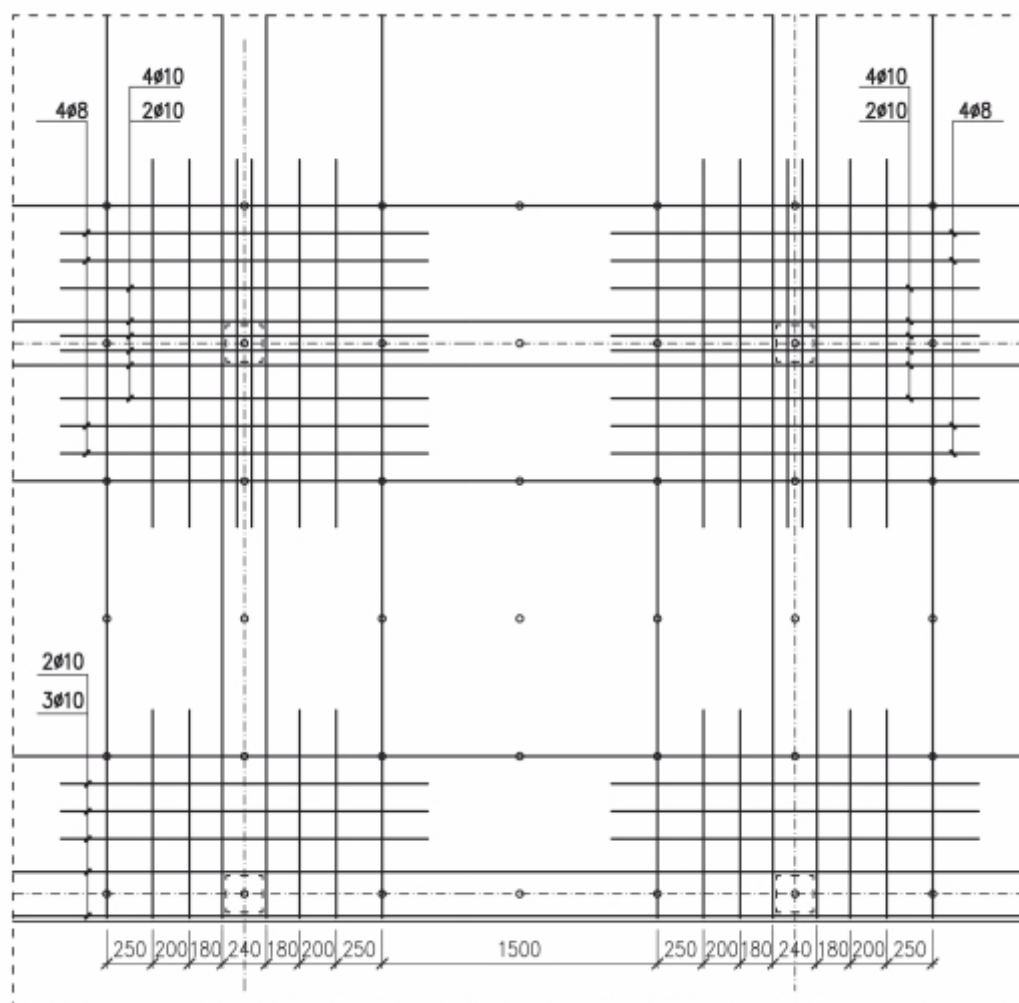
Rys. 10.
 Rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego – Model 1 [15].



Rys. 11.
Rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego – Model 1 [15].



Rys. 12.
Rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego – Model 2 [15].



Rys. 13.
Rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego – Model 2 [15].

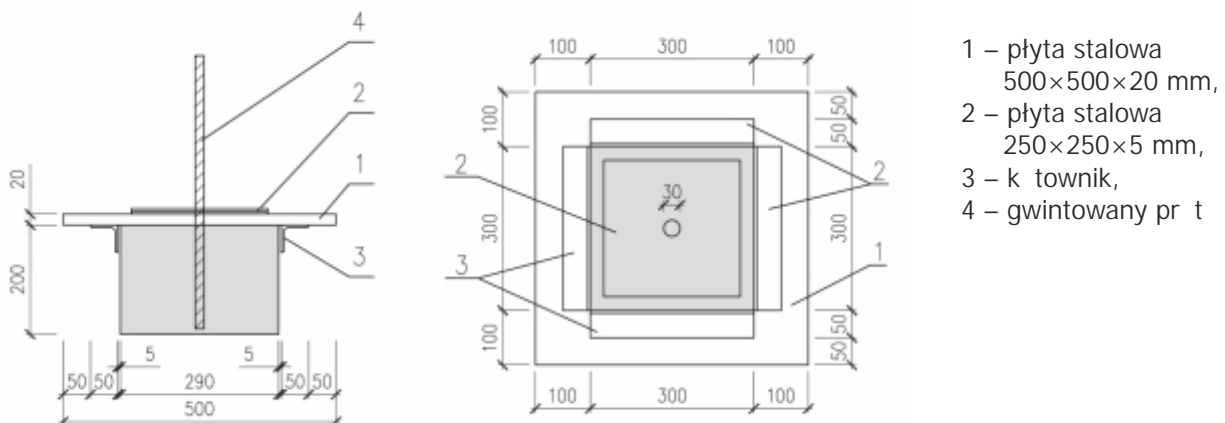
3.2 Charakterystyka stanowiska badawczego

3.2.1 System podparcia

W czasie prowadzonych analiz wstępnych przewidziano, że fragmenty modeli badawczych (Model 1 i Model 2) pod obciążeniem mogą przemieścić się w zakresie do kilkudziesięciu centymetrów. Na tej podstawie przewidziano odpowiedni sposób podparcia na wysokości (~3000 mm), która umożliwi swobodny dostęp pod model nawet w sytuacji, gdy uległby on już znacznym odkształceniom. Ponadto projektowane podparcie modelu miało zapewniać możliwość obrotu modelu na podporach. Podparcie to zaprojektowano jako zestaw trzech elementów (Rys.15): elementu przekazującego obciążenie z modelu na siłomierz - „element dwufazowego działania” (Rys.14), siłomierza oraz prefabrykowanej podpory o wysokości 2400 mm.

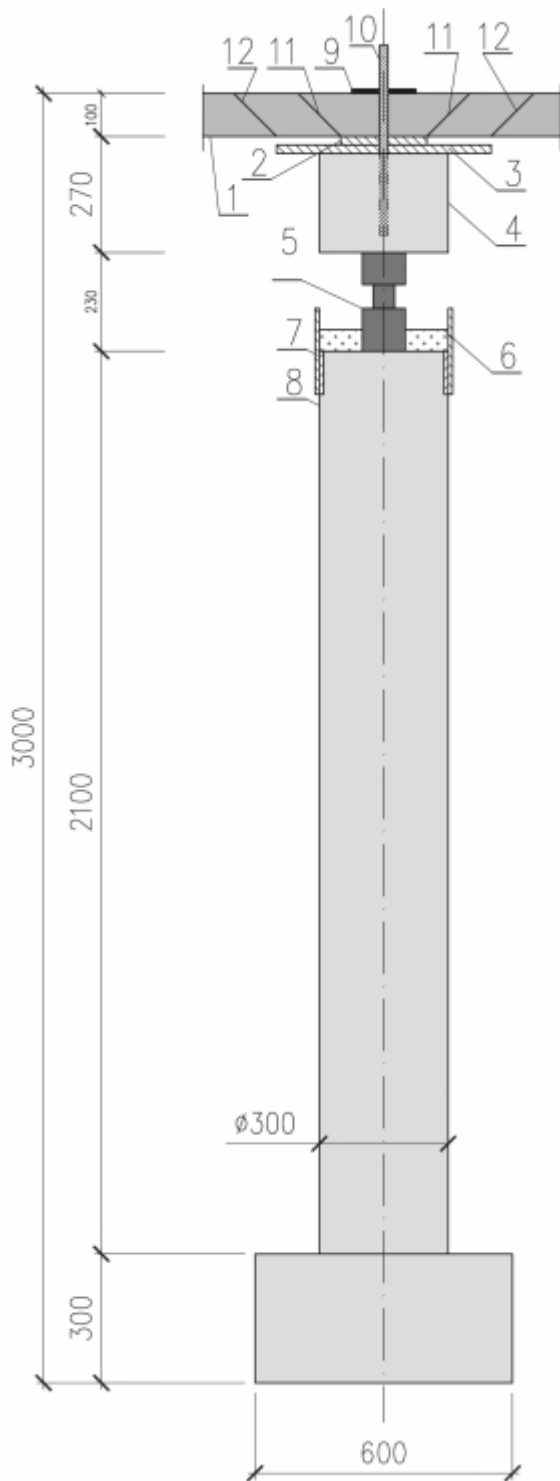
Wprowadzenie elementów „dwufazowego działania” wynikało z przeprowadzenia wstępnych (szacunkowych) obliczeń na obszarach podporowych ze względu na możliwość przebiecia. W pierwszej fazie – do przebiecia – obliczeniowy obwód kontrolny oraz obliczona na jego podstawie wysokość płyty na przebiecie były określone do projektowanych wymiarów podpory 250×250 mm (element stalowy nr 2 wg Rys.14). W fazie drugiej – po przebieciu w wyniku niewielkiego przemieszczenia pionowego (~5 mm) opadająca czarna płyta miała w zamyśle zatrzymać się na elemencie stalowym o wymiarach 500×500 mm (nr 1 wg Rys.14).

Zdjęcia z kolejnych etapów wykonywania podparcia modelu pokazano na Rys.16, natomiast na Rys.17 zamieszczono widok wykonanego zestawu podporowego.



Rys. 14.

Szczegóły wykonania podpory dwufazowego działania [15] [14].



- 1 – model badawczy,
- 2 – płyta stalowa 200×200×10 mm,
- 3 – płyta stalowa 500×500×20 mm,
- 4 – prefabrykowany bloczek betonowy 300×300×230 mm,
- 5 – siłomierz,
- 6 – drewniany element stabilizujący,
- 7 – stalowa obejma zabezpieczająca,
- 8 – podpora elbetowa,
- 9 – podkładka stalowa,
- 10 – gwintowany pręt mocujący element nr 4 do modelu,
- 11 – teoretyczny zakres strefy zniszczenia przy przebiciu,
- 12 – zakładany zakres strefy zniszczenia po przebiciu

Rys. 15.
Szczegół podparcia modelu na podporze [15] [14].



Rys. 16.

Zdjęcia z procesu wykonania podpory słupowej [15] [14]:

- a, b) wykonanie zbrojenia stóp, c) ułożenie zbrojenia w formie szalunkowej,
 d) spawanie prętów zbrojenia ze słupem, e) betonowanie stóp, f) zbrojenie słupów,
 g, h) stabilizacja zbrojenia w formach.



Rys. 17.

Zdjęcia podparcia modelu: a) element „dwufazowego działania” po wykonaniu,
 b) „element dwufazowego działania” przymocowany do modelu,
 c) widok zestawu podporowego.

Na wykonanych, rozmieszczonych oraz zredukowanych zestawach podporowych umieszczono model badawczy. Na Rys.18 zamieszczono różne widoki modelu na stanowisku, natomiast na Rys.19 przedstawiono szczegółowy obraz modelu i stanowiska badawczego wraz z zestawami obciążenia, elementami usztywniającymi stanowisko oraz elementami dodatkowymi.

a)



b)

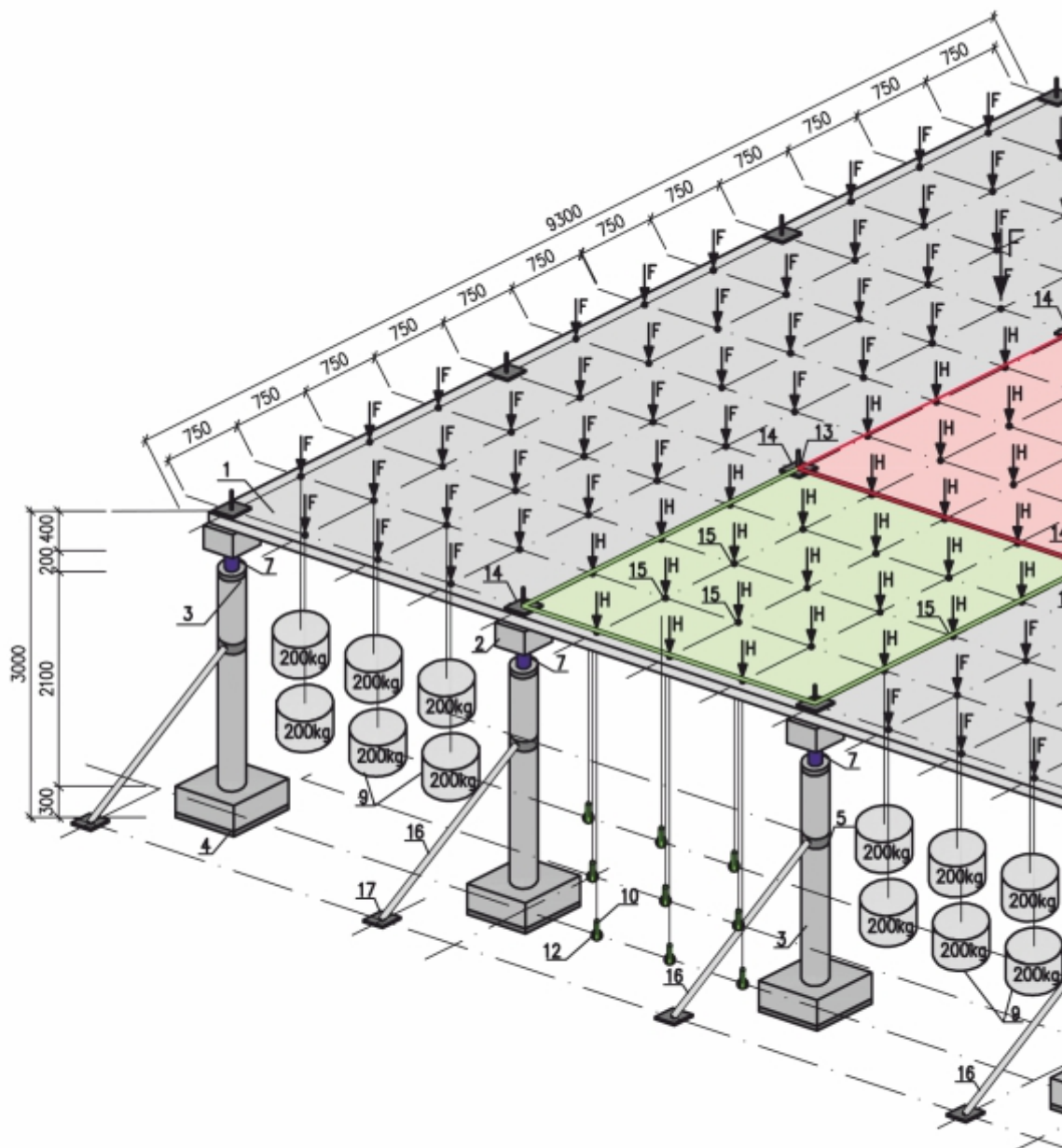


Rys. 18.

Zdjęcia modelu i stanowiska badawczego:

a) widok modelu i stanowiska od spodu,

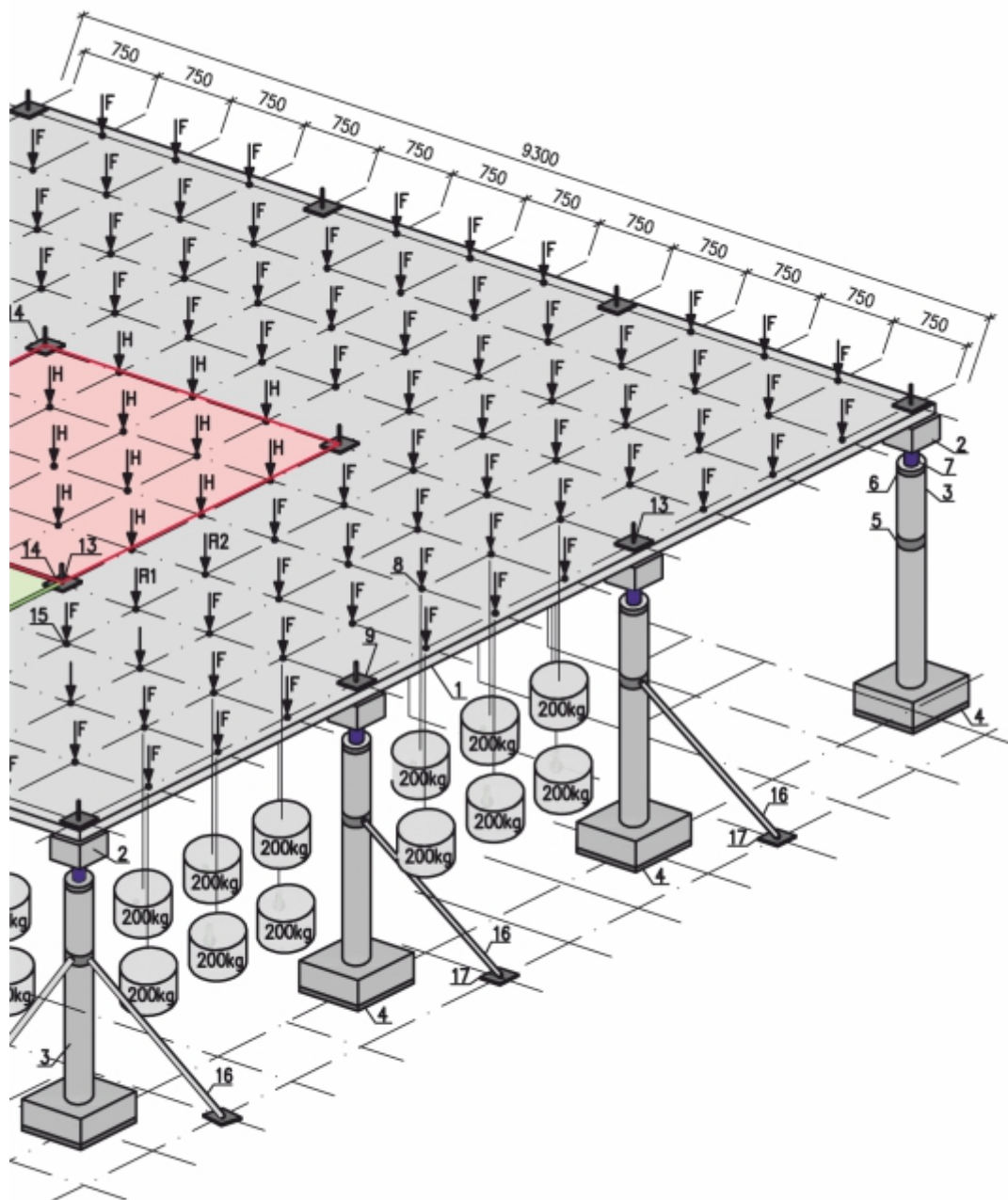
b) odwzorowanie układu górnego zbrojenia na powierzchni modelu.



Rys. 19.

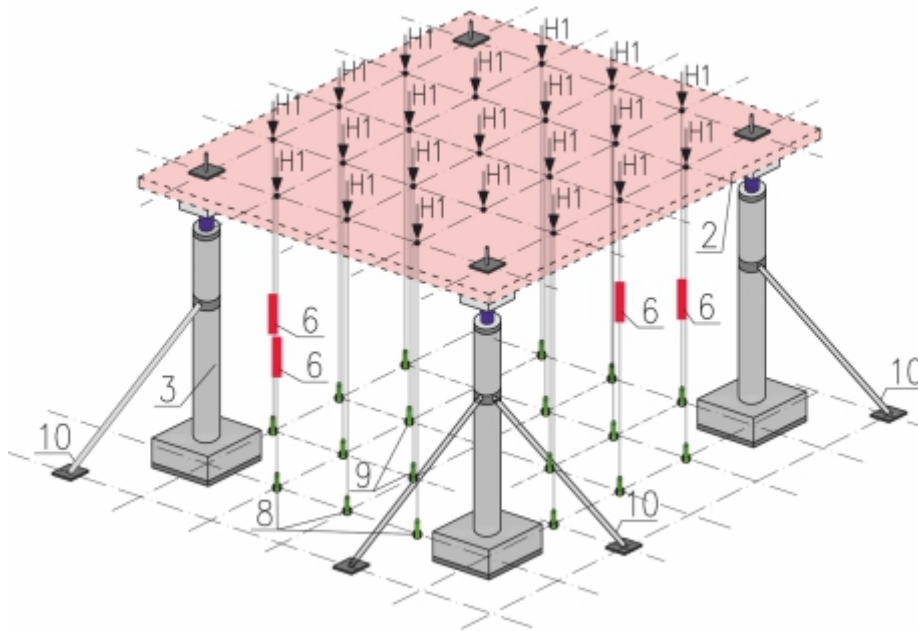
Szczegółowy widok całego stanowiska oraz modelu badawczego:

- 1- model badawczy (elbetowa płyta o wymiarach 9300×9300×100 mm);
- 2- prefabrykowana podpora dwufazowego działania;
- 3- prefabrykowana podpora słupowa o wysokości 2400 mm;
- 4- warstwa wyrównawcza z miedzią i płytami pilniowej o grubości 10 mm;
- 5- stalowe obejmy słupowe do połączenia zastrzałów ze słupami;
- 6- stalowe obejmy słupowe do stabilizacji siłomierzy;
- 7- siłomierze mierzące naprężenia ciskające o zakresie do 25T (pomiar reakcji podporowych);
- 8- siłomierze mierzące naprężenia rozciągające o zakresie do 5T (pomiar wartości obciążenia);
- 9- obciążenie grawitacyjne o wartości $F=200 \text{ kg} \approx 2 \text{ kN}$;

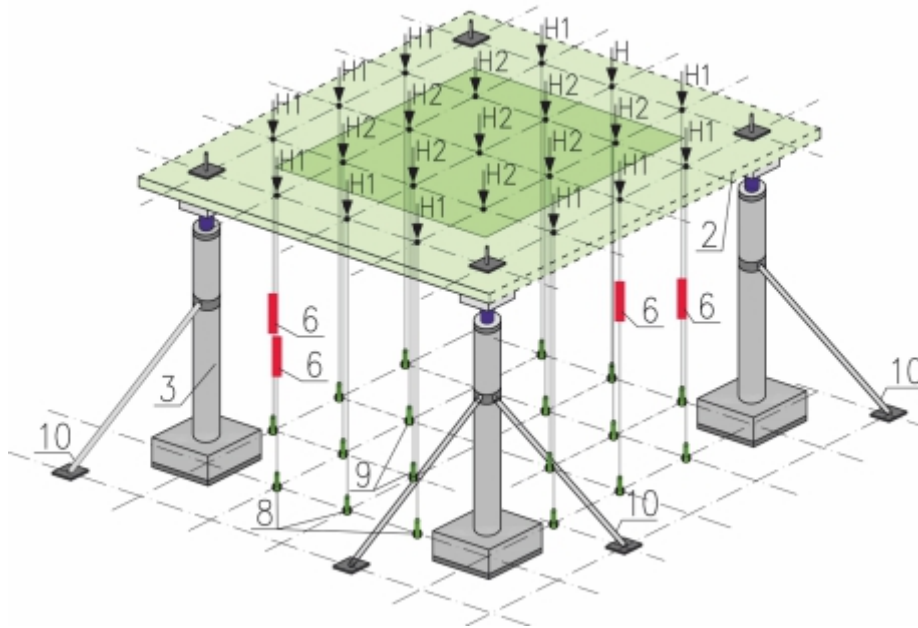


- 10- hydrauliczne obciążenie krawędzi badanych pól o wartości $H1=0\div 3,5T$ ($\sim 0\div 35$ kN);
- 11- hydrauliczne obciążenie rądek badanych pól o wartości $H2=0\div 3,5T$ ($\sim 0\div 35$ kN);
- 12- punkty „przejścia” siłowników hydraulicznych przez płytę „wielkich sił”;
- 13- punkty mocowania podpór dwufazowego działania;
- 14- stalowe płyty służące do łączenia prefabrykowanych podpór dwufazowego działania z modelem;
- 15- stalowe elementy służące do blokady obciążenia grawitacyjnego i hydraulicznego;
- 16- stalowe zastrzały stabilizujące stopy;
- 17- elementy kotwiczące zastrzały w „płycie wielkich sił”.

a)



b)



Rys. 20.

Szczegółowy widok stanowiska oraz fragmentu badanego modelu badawczego:

a) Model 1, b) Model 2

1- model badawczy (betonowa płyta o wymiarach $9300 \times 9300 \times 100$ mm); 2- prefabrykowana podpora dwufazowego działania; 3- prefabrykowana podpora słupowa o wysokości 2400 mm;

6- siłomierze mierzące naprężenia rozciągające o zakresie do 5 T (pomiar wartości obciążenia);

8- siłomierze mierzące naprężenia ściskające o zakresie do 25 T (pomiar reakcji podporowych);

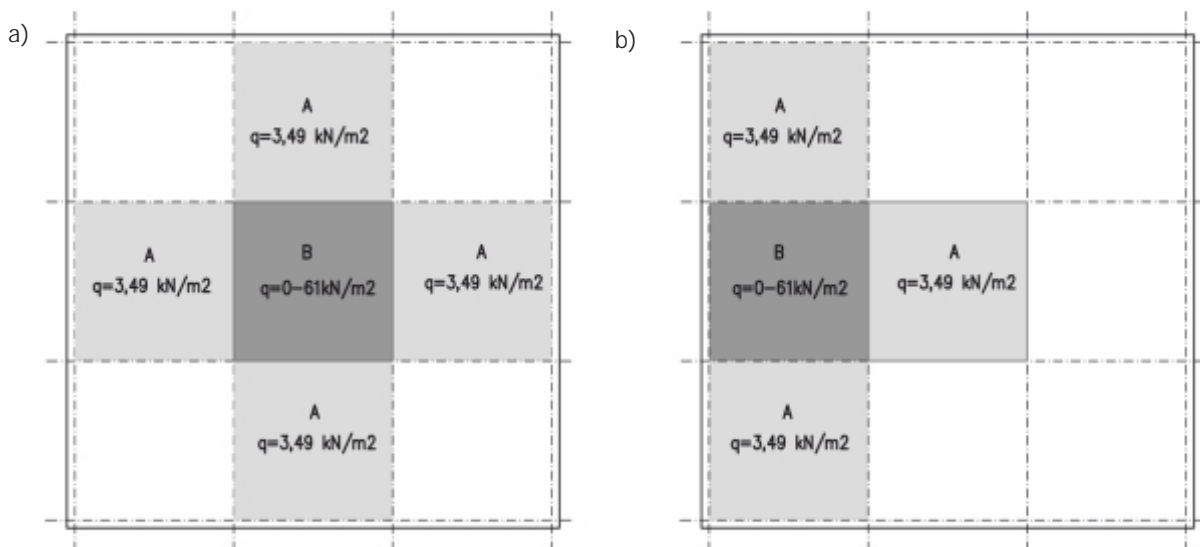
9- obciążenie grawitacyjne o wartości $F=200$ kg (~ 2 kN).

3.2.2 System obciążenia

W czasie prowadzonych badań korzystając z doświadczeń uzyskanych we wcześniejszych prowadzonych badaniach do obciążenia modelu zastosowano prezentowany i opisany w Biuletynie Technicznym nr 5 [14] system siłowników hydraulicznych oraz obciążników betonowych. Obciążenie modelu składało się w przypadku:

- Modelu 1 z dwóch niezależnych układów – układu obciążenia grawitacyjnego „A” (łącznie 72 obciążniki o wadze 200 kg każdy) oraz układów obciążenia hydraulicznego „B” składającego się z 21 siłowników hydraulicznych.
- Modelu 2 z trzech niezależnych układów – układu obciążenia grawitacyjnego „A” (łącznie 54 obciążniki o wadze 200 kg każdy) oraz dwóch układów obciążenia hydraulicznego „B” składającego się łącznie z 21 siłowników hydraulicznych (układ podzielony na dwie części: obwód zewnętrzny na którym wartość obciążenia była w każdym kroku obciążenia zawsze dwa razy mniejsza niż w obwodzie wewnętrznym).

Na Rys.21 zamieszczono uproszczony widok rozmieszczenia układów wraz z wartościami maksymalnych obciążeń równomiernie rozłożonych, które można uzyskać z poszczególnych układów obciążających. Natomiast na Rys.22 oraz Rys.23 zamieszczono zdjęcia szczegółów obciążenia.



Rys. 21.

Ogólny widok rozmieszczenia układów obciążenia: a) Model 1, b) Model 2.



Rys. 22.
Szczegół systemu obciążenia hydraulicznego – widok pojedynczego siłownika.



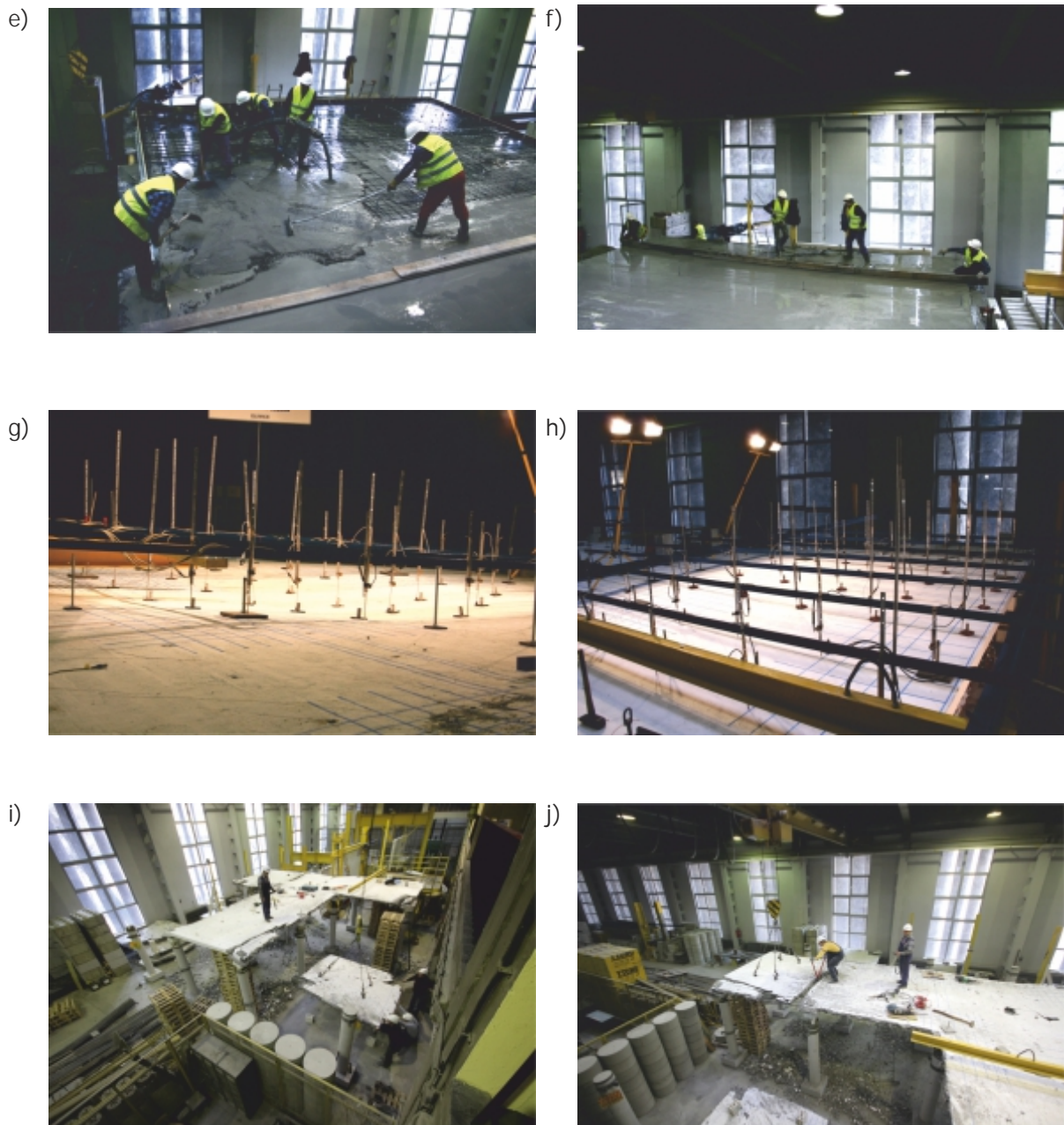
Rys. 23.
Szczegół systemu obciążenia grawitacyjnego - widok systemu mocowania obciążenia grawitacyjnego.

4. Opis technologii wykonania modelu podstawowego

Model badawczy wykonano w analogiczny sposób jak model do wiadczalny, który został opisany w Biuletynie Technicznym nr 5: "Badania zachowania si płyty elbetowej zbrojonej stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci w sytuacji awaryjnej wywołanej usuni ciem podpory kraw dziowej" [14]. Wykonanie modelu składało si z nast pujacych etapów:

- rozmieszczenie prefabrykowanych podpór słupowych (Rys.24a);
- rozmieszczenie i rozłożenie systemowego d wigarowego deskowania stropowego MULTIFLEX (Rys.24b);
- ułożenie zbrojenia (Rys.24c,d);
- betonowanie, pielęgnacja, rozdeskowanie (Rys.24e);
- przygotowanie modelu do bada (Rys.24f – Model 1, Rys.24g – Model 2);
- pomiar geometrii modelu, inwentaryzacja zbrojenia, inwentaryzacja uszkodze ;
- rozbiórka modelu (Rys.24h).



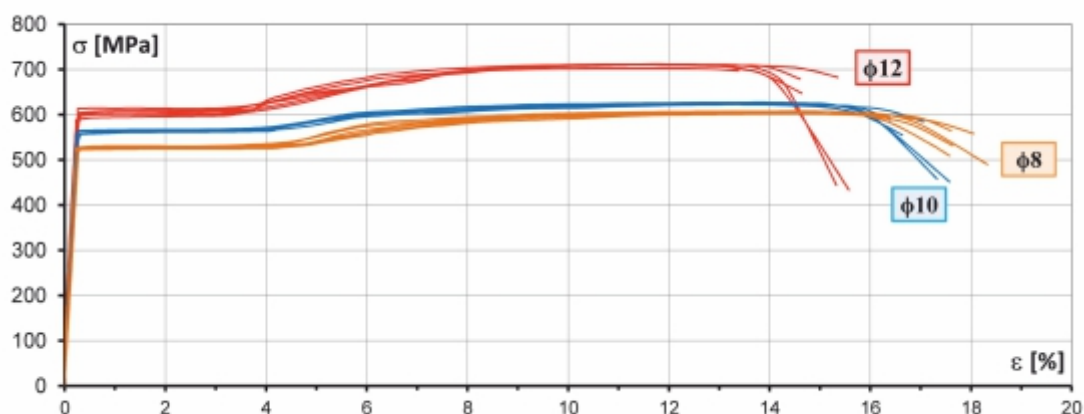


Rys. 24.
 Etapy wykonywania modelu (opis w tekście).

5. Materiały

5.1. Stal

Do zbrojenia modeli użyto pręty zbrojeniowe o średnicach 8 mm, 10 mm i 12 mm ze stali gatunku B500SP – EPSTAL. Badania cech mechanicznych stali wykonano w laboratorium Huty Zawiercie (Rys.26) na próbkach nieobrobionych uzyskując dla każdego rodzaju pręta zbrojeniowego wykresy zależności $\sigma - \epsilon$ (Rys.25). Uzyskane wartości parametrów technicznych zamieszczono w tabelicy (Tab.1). Na podstawie uzyskanych parametrów technicznych zgodnie z [N5] pręty średnicy 8 mm, 10 mm, 12 mm zaklasyfikowano do klasy C.



Rys. 25.
Zależność $\sigma - \epsilon$ – nieobrobionych prętów

Tab.1.
Średnie wartości parametrów mechanicznych prętów nieobrobionych badanych wg PN-EN 10002-1:1998 [N6] (dla każdej średnicy przebadano 6 próbek)

średnica próbki	E	$f_{0,2k}$	f_{yk}	Odchylenie standardowe	f_{tk}	Odchylenie standardowe	ϵ_{uk}	Odchylenie standardowe
	[GPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[%]	
ø8	191,852	-	526,8	2,88	604,4	1,58	14,9	0,14
ø10	199,138	-	561,1	3,32	625,8	1,94	13,8	0,13
ø12	199,138	-	601,2	2,12	714,2	1,53	11,8	0,11

gdzie:

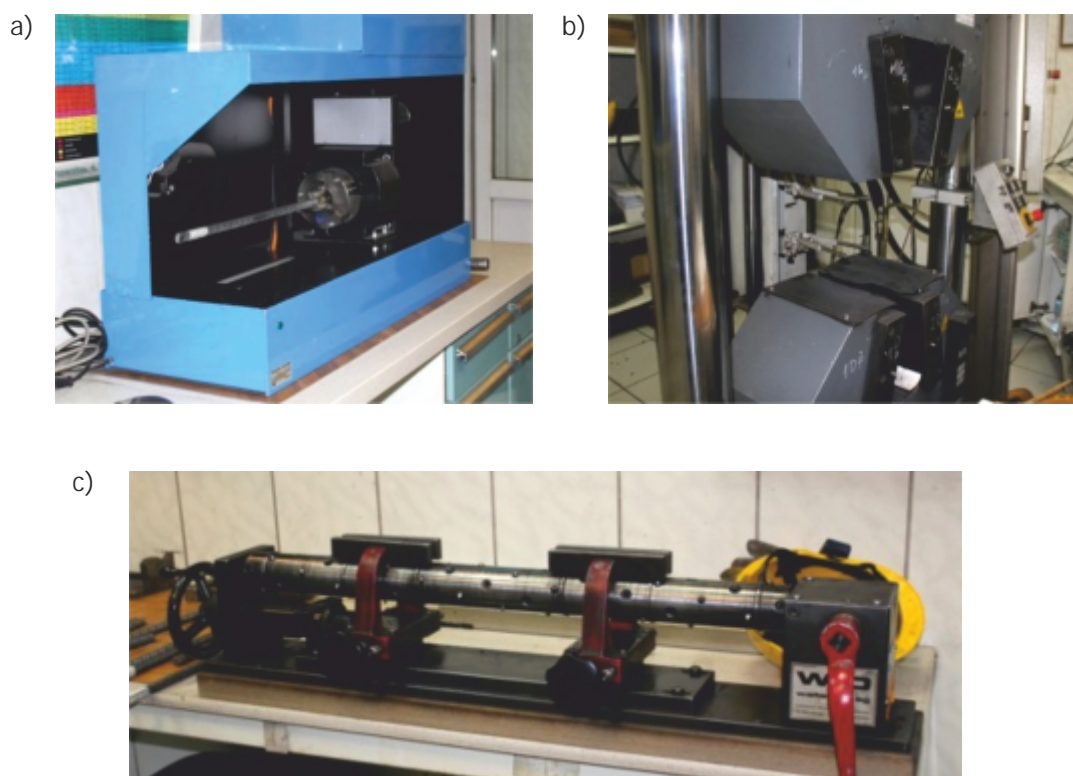
E – moduł sprężystości stali,

$f_{0,2k}$ – naprężenie graniczne przy przyrostie nieproporcjonalnym 0,2 %,

f_{yk} – granica plastyczności,

f_{tk} – wytrzymałość na rozciąganie,

ϵ_{uk} – całkowite procentowe wydłużenie przy najniższej sile.



Rys. 26
Widok aparatury do badania parametrów mechanicznych stali.

5.2. Beton

W badaniach użyto samozagęszczalnego betonu klasy C30/37, który został dostarczony w dwóch betonowozach. Zakładana maksymalna średnica kruszywa 8 mm. W zakresie prowadzonych badań określono:

- badanie wytrzymałości betonu na ściskanie;
- badanie modułu sprężystości;
- badanie wytrzymałości średniej na rozciąganie betonu przy rozłupywaniu;
- badanie wytrzymałości średniej na rozciąganie betonu przy metodzie bezpośredniej.

Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie

Kontrol wzrostu wytrzymałości betonu prowadzono w okresie dojrzewania betonu, na próbkach kostkowych 150x150x150 mm. Kolejne badania przeprowadzono po 3, 7, 14, 21, 28 dniach. Badania przeprowadzono wg procedur zawartych w:

- PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form [N7],
- PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badania wytrzymałości ciowych [N8],
- PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania [N9].

Badanie modułu sprężystości

Badanie modułu sprężystości betonu oraz wyznaczenie zależności - przeprowadzono, analogicznie jak w przypadku kostek po zakończeniu badań zasadniczych na próbkach walcowych 150x300 mm. Badania prowadzone były zgodnie z wytycznymi Instrukcji ITB nr 194: Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach [N1]. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężenia $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości E_c w przedziale naprężenia 0,05 MPa - 0,33 $f_{c,i}$.

Badanie wytrzymałości redniej na rozciąganie betonu przy rozłupywaniu

Kontrol wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono po zbadaniu wszystkich modeli. Wytrzymałość badano na próbkach walcowych 160x160 mm. Badania przeprowadzono wg procedur zawartych w:

- PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form [N7],
- PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych [N8],
- PN-EN 12390-6 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania [N10].

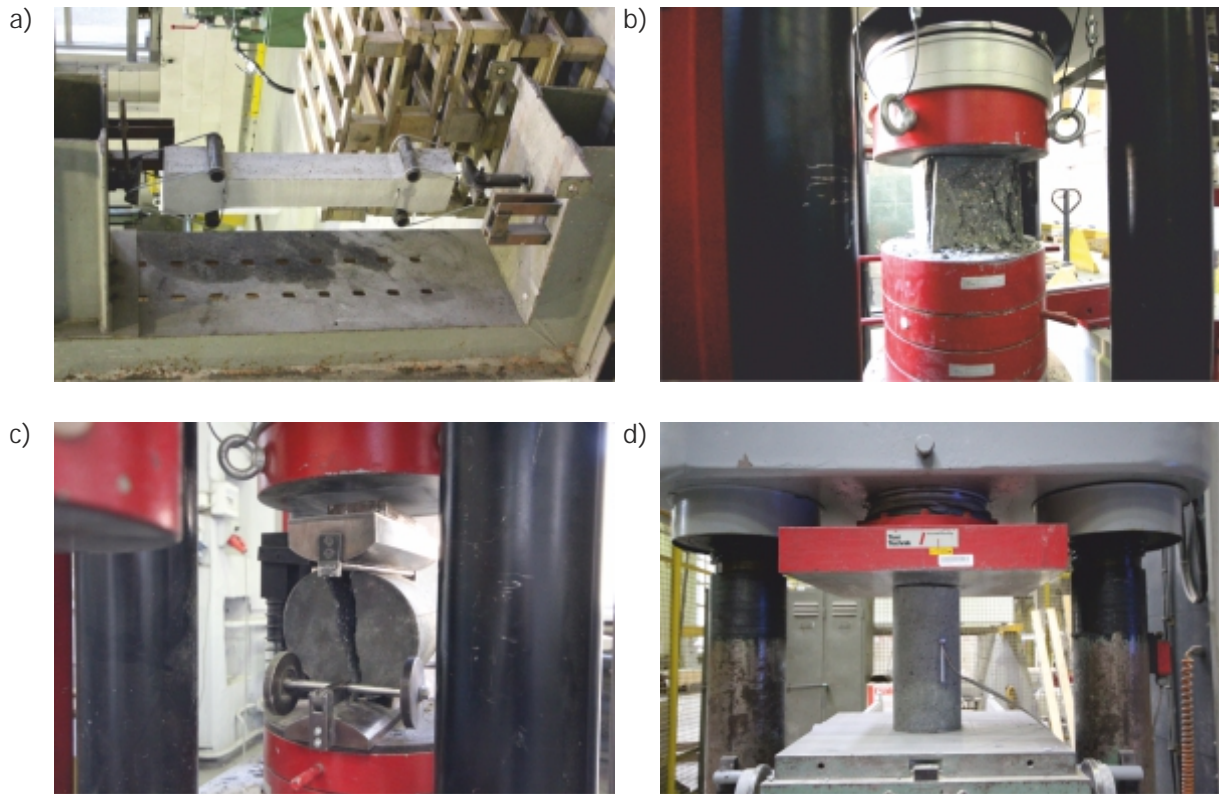
Badanie wytrzymałości redniej na rozciąganie betonu przy metodzie bezpośredniej

Kontrol wytrzymałości betonu na rozciąganie wykonano analogicznie jak w przypadku pozostałych próbek po zakończeniu okresu badań zasadniczych, na próbkach prostopadłościennych 70x70x650 mm. Badania wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie wykonano zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach [N1].

Uzyskane w trakcie badań parametry techniczne betonu zamieszczono w Tab.2, natomiast na Rys.27 zamieszczono przykładowe zdjęcia z badań materiałowych. Ze względu na dostarczenie betonu wykonanego z dwóch partii, dla każdej mieszanki wykonano komplet badań materiałowych. Podane wartości były określone zawsze dla 6 próbek.

Tab.2.
rednie wartości parametrów mechanicznych betonu w dniu badania.

Nazwa	Moduł sprężystości E_{cm} [GPa]	Odchylenie standardowe	Wytrzymałość na ciskanie $f_{c,core}$ [MPa]	Odchylenie standardowe	Wytrzymałość na ciskanie $f_{c,cube}$ [MPa]	Odchylenie standardowe	Wytrzymałość na rozciąganie f_{ctm} [MPa]	Odchylenie standardowe
Model 1	41,2	5,4	64,2	3,9	79,5	3,8	4,07	3,3
Model 2	34,9	4,2	48,2	3,47	75,7	3,68	3,92	3,11



Rys. 27

Badania laboratoryjne:

- a) badanie wytrzymało ci na rozci ganie, przy próbie bezpo redniej,
- b) badanie wytrzymało ci na ciskanie,
- c) badanie wytrzymało ci na rozci ganie przez rozłupanie,
- d) badanie modułu spr ysto ci.

6. Przebieg bada

6.1. Przygotowanie modelu do bada

W pierwszym kroku przed przyst pieniem do wła ciwego toku bada dokonano wymiany wcze niej znajduj cych si nad podporami siłomierzy na siłomierze o wi kszych zakresach pomiarowych celem unikni cia ich zniszczenia. W czasie tej czynno ci prowadzona była geodezyjna kontrola przemieszcze modelu w punktach wymiany bloczków z dokładno ci do $\pm 0,5$ mm – jednocze nie odczytywana była warto reakcji podporowej.

6.2. Badania zasadnicze

W kolejnym kroku bada zarówno do Modelu 1, jak i Modelu 2 zostało podwieszono obci enie grawitacyjne wykonane z betonowych obci ników. Przy ka dym podwieszanym obci niku odczytywana była warto reakcji podporowych oraz dokonywany był pomiar pionowych przemieszcze górnej powierzchni poszczególnych modeli. Rozmieszczenie pól, na których umieszczane były obci niki zamieszczono na Rys.21.

Po podwieszeniu obciążenia grawitacyjnego przystąpiono do właściwej części badań, która polegała na stopniowym zwiększaniu obciążenia badanych fragmentów za pomocą siłowników hydraulicznych. Obciążenie zwiększano w krokach co 1 kN. W czasie każdego kroku obciążenia dokonywany był odczyt obciążenia, reakcji podporowych, ugięć modeli oraz odwzorowywana była morfologia zarysowa. Jak przedstawiono na Rys.34 zwiększano stopniowo wartość obciążenia, a do momentu zakończenia badań, które nastąpiło przy sile: 44,16 kN na jedną linkę (Model 1) oraz 42,83 kN (Model 2). Na kolejnych zdjęciach zamieszczonych na Rys.28 (Model 1) i Rys.29 (Model 2) przedstawiono wybrane widoki modelu w trakcie badań.



Rys. 28
Widok modelu w trakcie badań – Model 1.

a)



b)



Rys. 29
Widok modelu w trakcie bada – Model 2.

7. Prowadzone pomiary

7.1. Pomiar wartości obciążenia

Pomiary wartości obciążenia były prowadzone w dwóch miejscach za pomocą siłomierzy elektrooporowych (o zakresie do 5T). Wyniki prowadzonych w późniejszym okresie badań wskazują, że różnice pomiędzy wartościami obciążenia dla trzech różnych siłowników (znajdujących się w jednym obwodzie hydraulicznym) nie różniły w danej chwili się więcej niż o 3%. Stąd te wartości uznano za reprezentatywne i uzasadnione odniesienie się do wartości hydraulicznego obciążenia pomierzonego dla układu wewnętrznego. Prowadzony monitoring stałości proporcji pomiędzy obciążeniem układu wewnętrznego, a obciążeniem układu zewnętrznego praktycznie był zawsze zachowany.

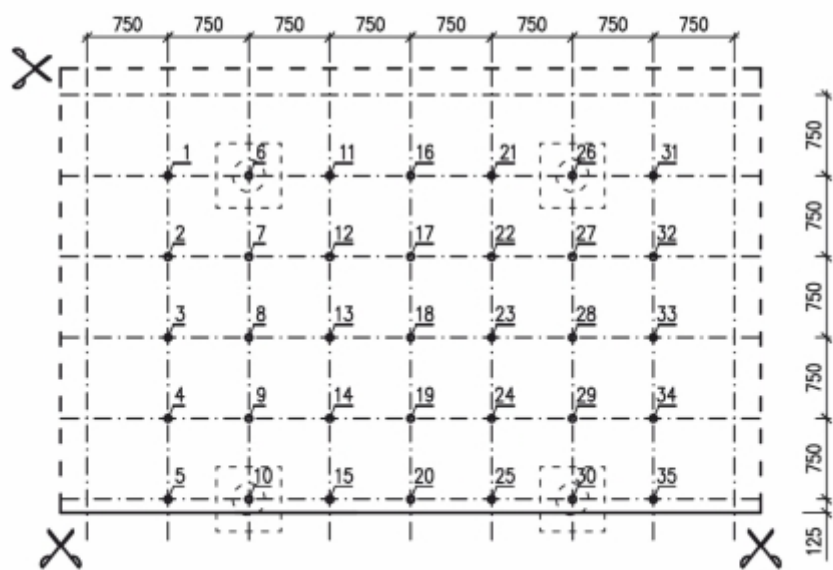
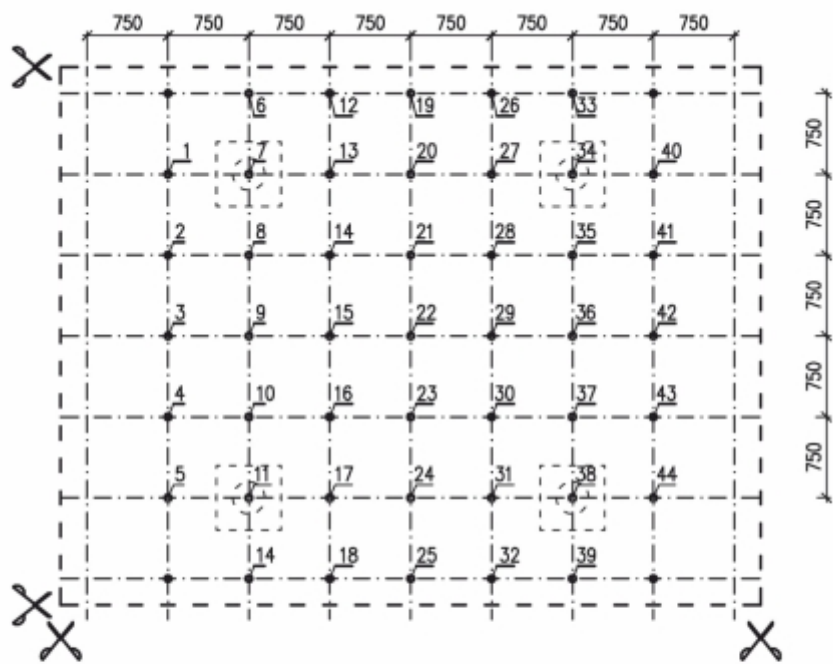
7.2. Pomiar reakcji podporowych

Przez cały czas badań zasadniczych wykonywano równoległy odczyt wszystkich reakcji podporowych. Celem tego pomiaru było określenie:

- ciążaru modelu;
- wartości siły jaka pojawiała się na siednich podporach przy związającym się obciążeniu;
- rozkładu reakcji podporowych w momencie zniszczenia modelu.

7.3. Pomiar przemieszczeń

Według wniosków uzyskanych z badań „małego modelu” (Biuletyn Techniczny nr 4 [16]) przy badaniach Modelu 1 oraz Modelu 2 zwrócono szczególną uwagę na pomiar odkształceń górnej powierzchni badanych modeli w zależności od przyłożonego obciążenia. Ponieważ ze względów konstrukcyjnych i logistycznych nie udało się zachować jednakowego ułożenia czujników indukcyjnych, dlatego te na Rys.30 zamieszczono widoki ich rozmieszczenia na każdym z badanych modeli z osobna. W związku z tym w zależności od tych wyników postanowiono dokonywać odczyty pomiarów co 1 sekundę.



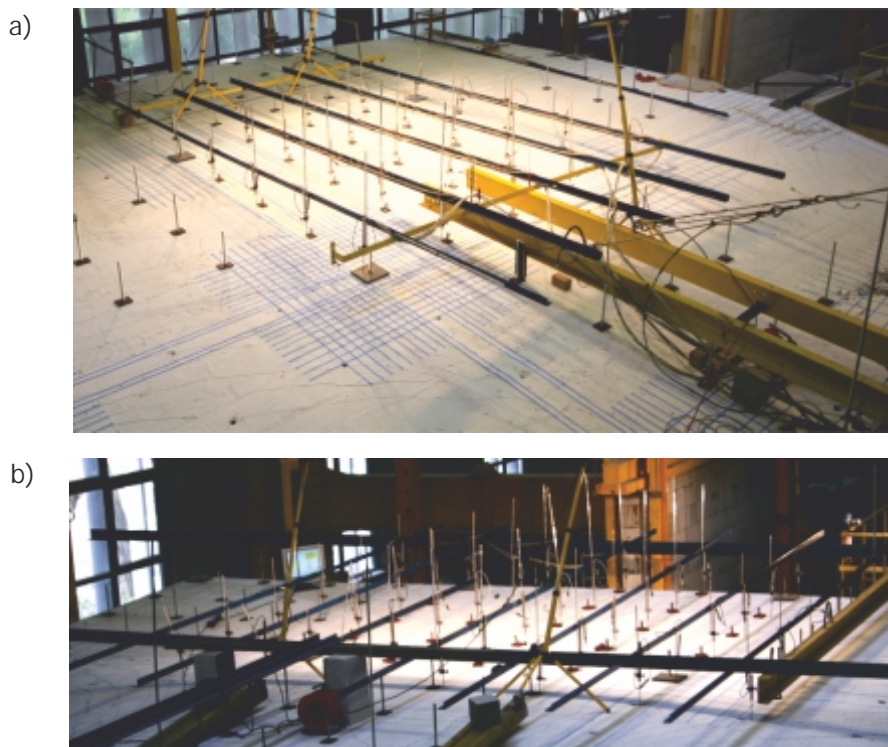
Rys. 30
Rozmieszczenie czujników indukcyjnych: a) Model 1, b) Model 2.

8. Wyniki bada

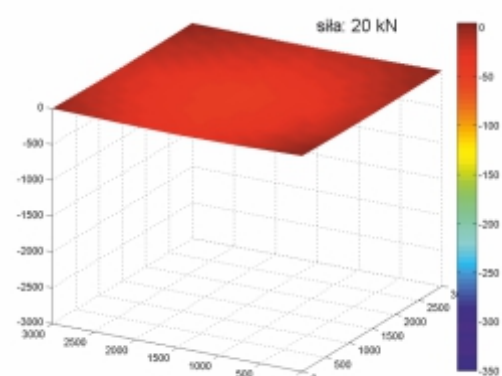
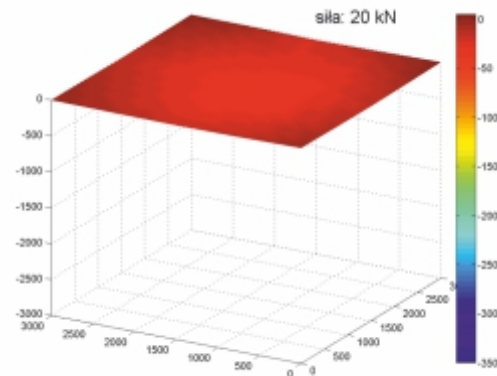
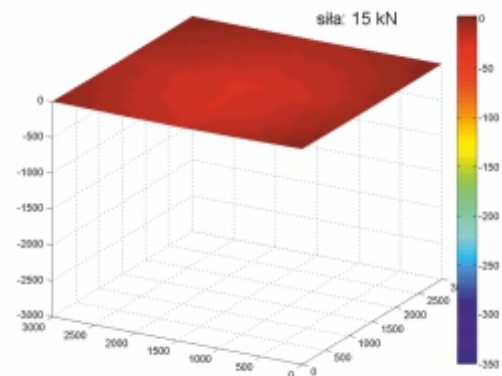
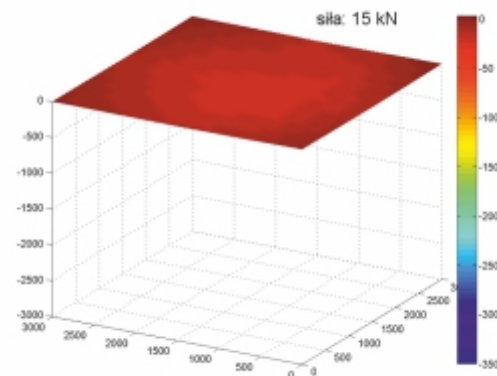
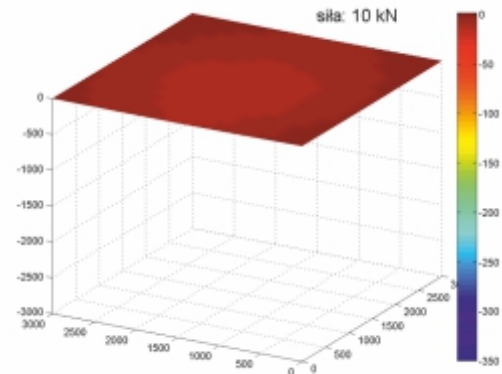
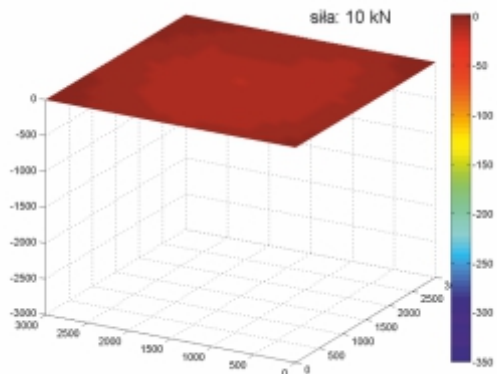
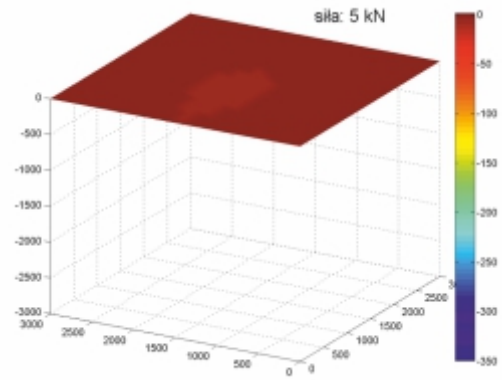
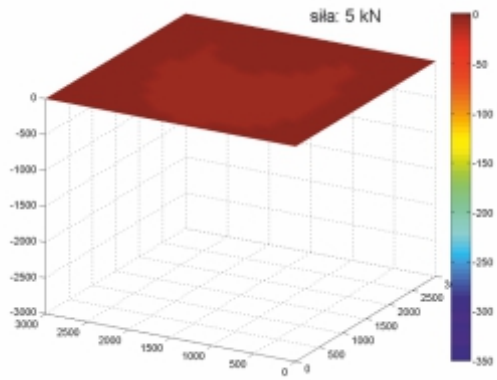
8.1. Odształcenie modeli

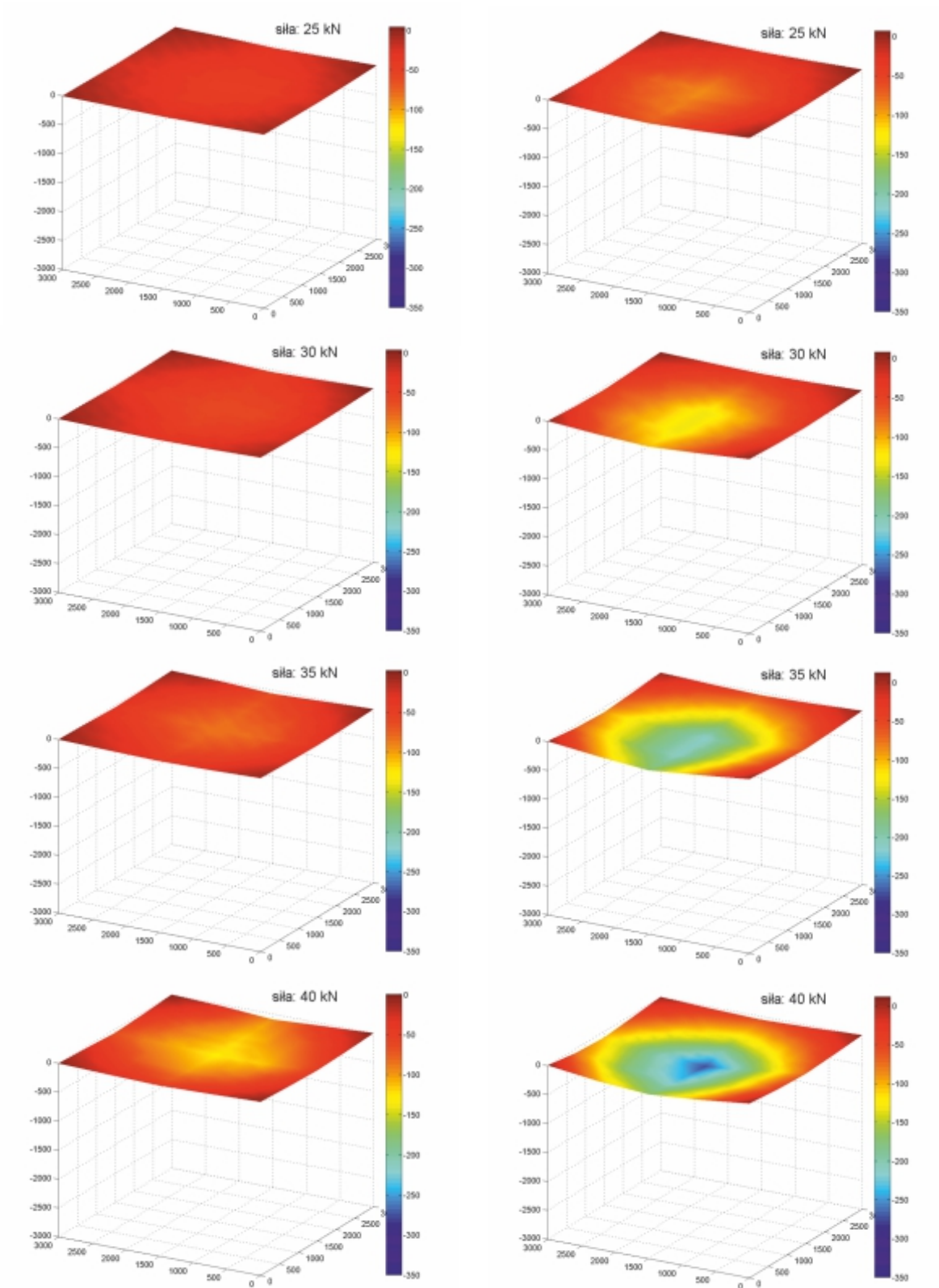
W czasie prowadzonych bada jak, ju wspomniano du rol odgrywał pomiar przemieszcze górnej powierzchni badanych modeli. Dlatego te wykonano niezale n konstrukcj stalow , któr podparto poza modelem (Rys.31). Wskutek odczytywania wartoci mierzonych co 1 sekund przy czasie najdlu szego badania (Model 1 w czasie $\sim 7,4$ h) otrzymano ponad ~ 26640 odczytów dla ka dego czujnika, natomiast przy najkrótszym badaniu (Model 2 w czasie $\sim 4,8$ h) było ~ 17280 odczytów.

Jak podano wcze niej obci enie modelu składało si z trzech niezale nych układów (jeden układ obci enia grawitacyjnego oraz dwa układy obci enia hydraulicznego). Na zamieszczonych poni ej rysunkach przyj to, e wszystkie wartoci obci enia odnosz si do wartoci obci enia mierzonej w obwodzie obci enia wewn trznego. Wyniki pomiarów zilustrowano na podanych poni ej wykresach. W pierwszej kolejno ci na Rys.32 przedstawiono zmiany wartoci przemieszcze górnej powierzchni badanych modeli w funkcji przyrastaj cego obci enia. Natomiast na Rys.33 przedstawiono ko cowa posta odształcenia badanych modeli w chwili ich wyczerpania mo liwo ci dalszego obci enia.



Rys. 31
Konstrukcja wsporcza układu do pomiaru pionowych przemieszcze górnej powierzchni modelu – Model 2.

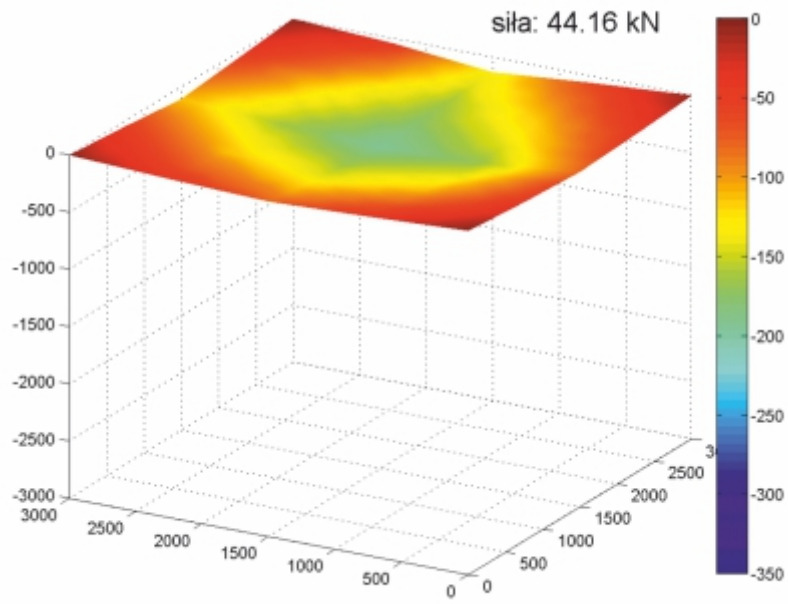




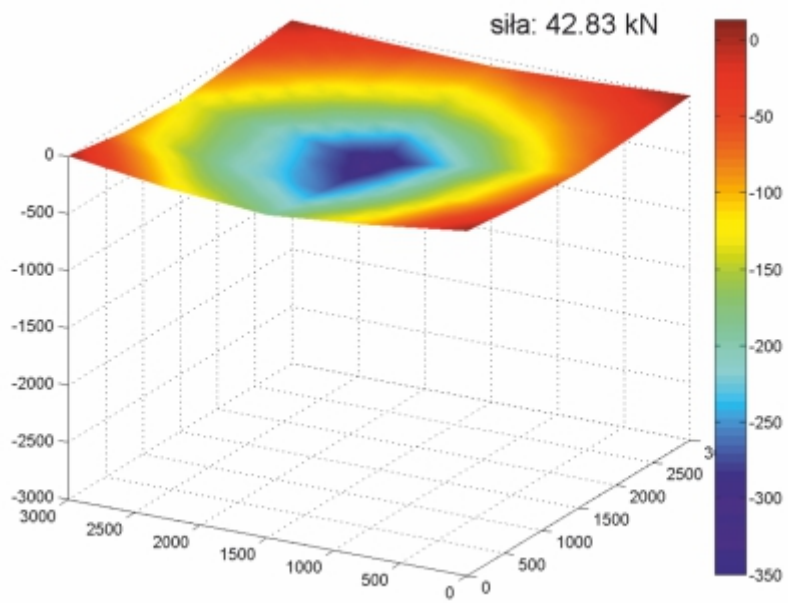
Rys. 32

Wykresy odkształceń górnej powierzchni modelu w funkcji obciążenia w zakresie 10÷40kN na linie (lewa kolumna - wyniki dla Modelu 1, prawa kolumna - wyniki dla Modelu 2).

a)



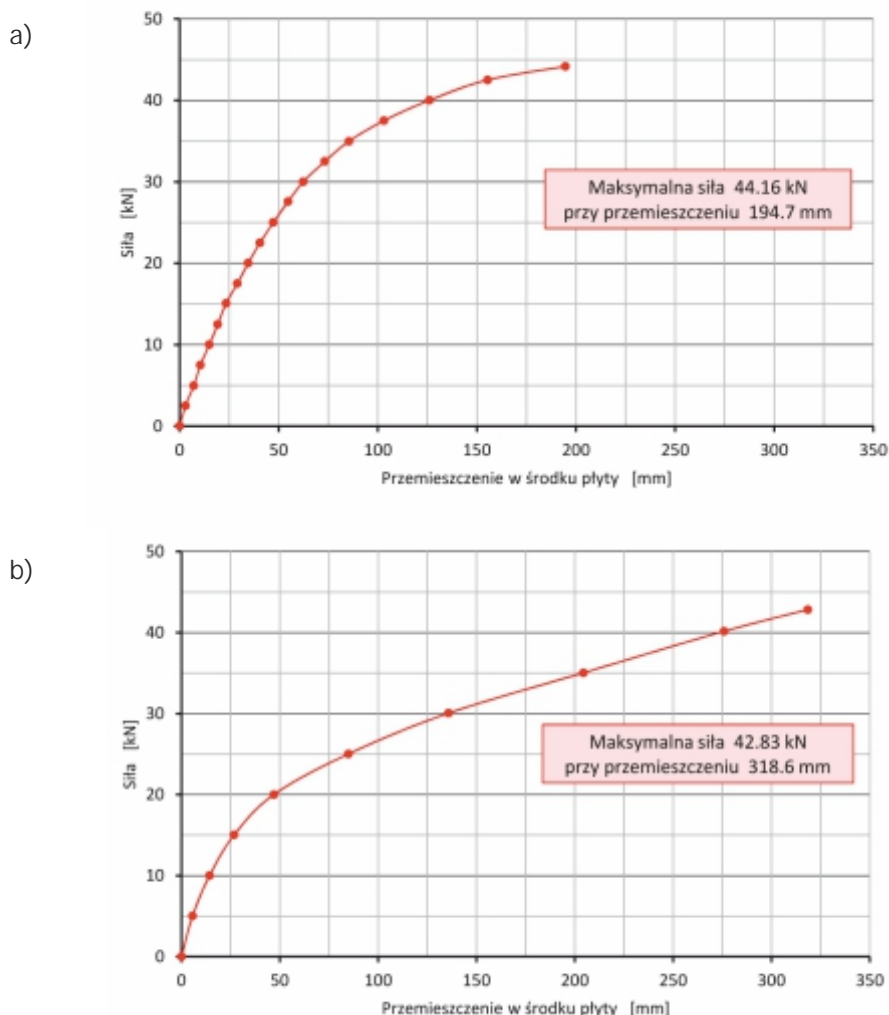
b)



Rys. 33

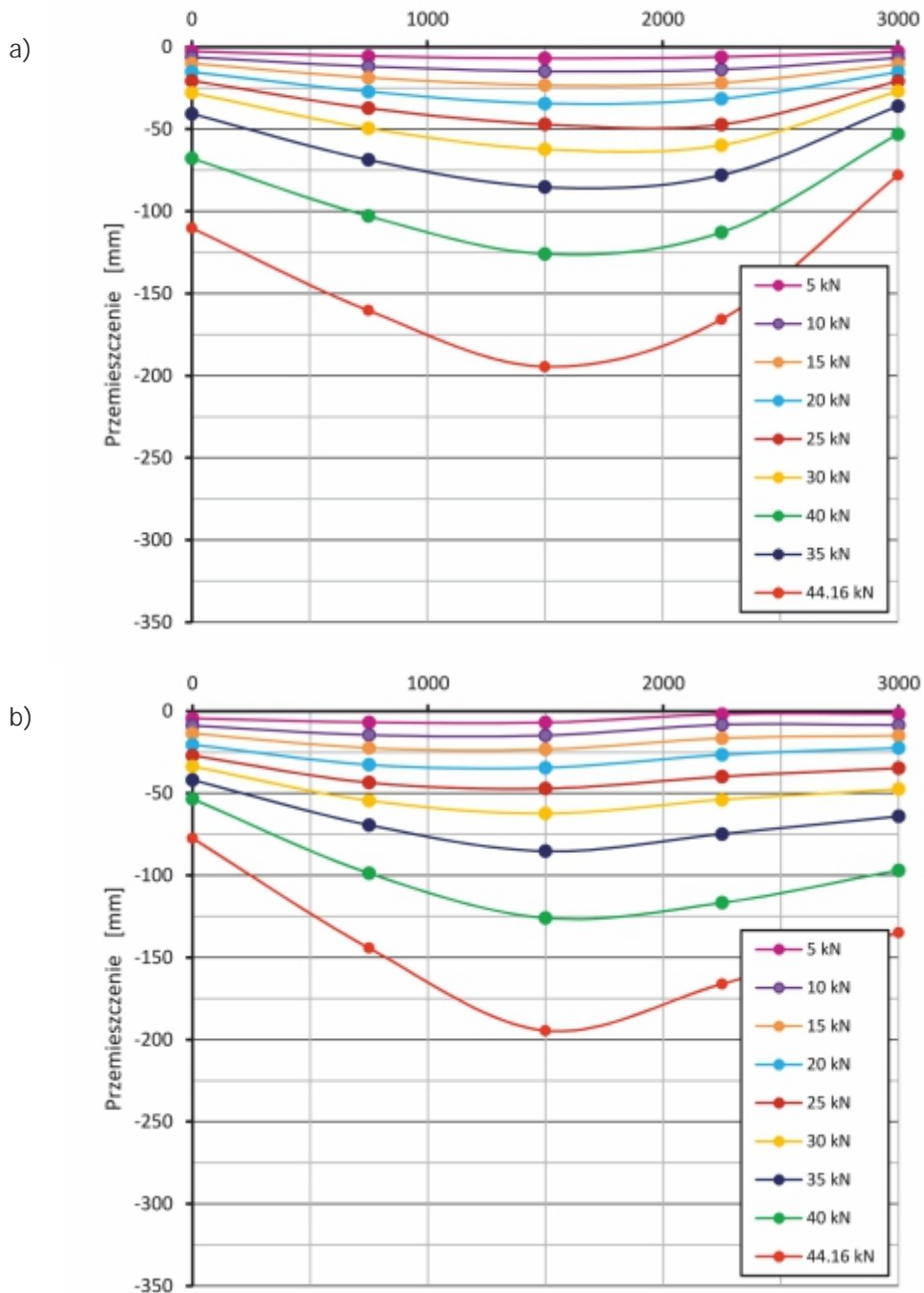
Wykresy odkształceń górnej powierzchni modeli w chwili wyczerpania możliwości dalszego obciążenia:
a) Model 1, b) Model 2.

Jako syntez pokazanych na Rys.32 oraz Rys.33 odkształce górnej powierzchni płyty w funkcji wzrastającego obciążenia przedstawiono na Rys.34 wykres pionowych przemieszczeń wzdłuż linii badanych modeli. Na wykresie podano wartości obciążenia, przy których nastąpiło wyczerpanie możliwości dalszego obciążenia modeli (Model 1 -> 44,16 kN na jedną linkę; Model 2 -> 42,83 kN na jedną linkę) oraz odpowiadające im wartości maksymalnych pionowych przemieszczeń (Model 1 -> 194,7 mm; Model 2 -> 318,6 mm). Dokładniejsze informacje na temat badań można znaleźć w pracach [18] [19] [20] [21].

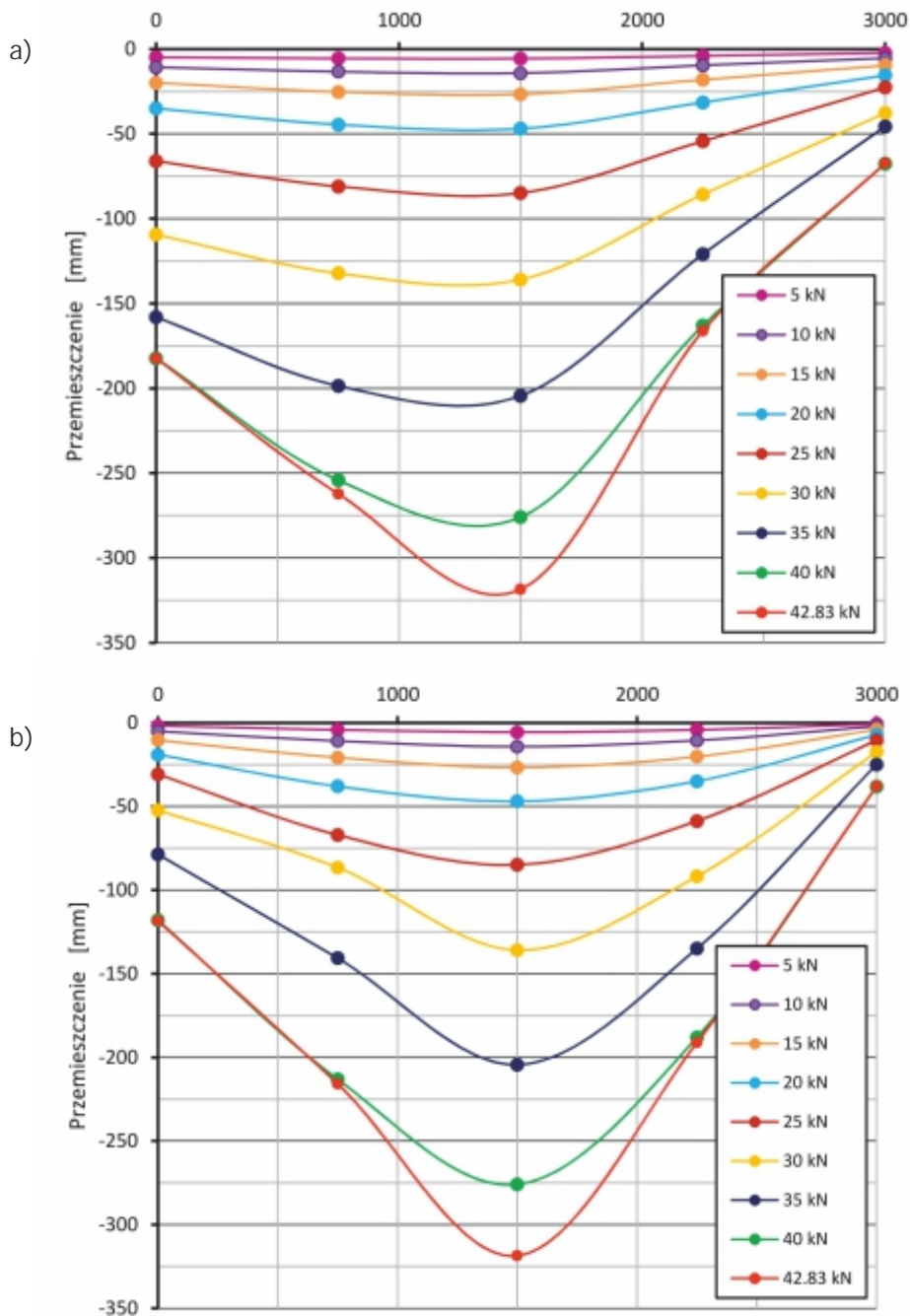


Rys. 34
Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż linii badanych pól w funkcji obciążenia: a) Model 1, b) Model 2.

W kolejnym kroku prowadzonej analizy wykonano porównanie przedstawionych ugięć obu modeli w punktach leżących wzdłuż dwóch prostokątnych osi przechodzących przez środki badanych pól – odpowiednio na Rys.35 (Model 1) oraz Rys.36 (Model 2). Widok odkształconego modelu tuż przed przyłożeniem maksymalnego obciążenia zamieszczono na Rys.37 (Model 1) i Rys.38 (Model 2).



Rys. 35
 Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli
 wzdłuż prostopadłych osi przechodzących przez radek badanego pola
 dla wybranych poziomów obciążenia – Model 1.



Rys. 36

Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż prostopadłych osi przechodzących przez radek badanego pola dla wybranych poziomów obciążenia – Model 2:
 a) o prostopadła do krawędzi bocznej, b) o równoległa do krawędzi bocznej.



Rys. 37
Widok odkształce Modelu 1 w ostatniej fazie obciążania
(obciążenie 44,16 kN na jednej linie).



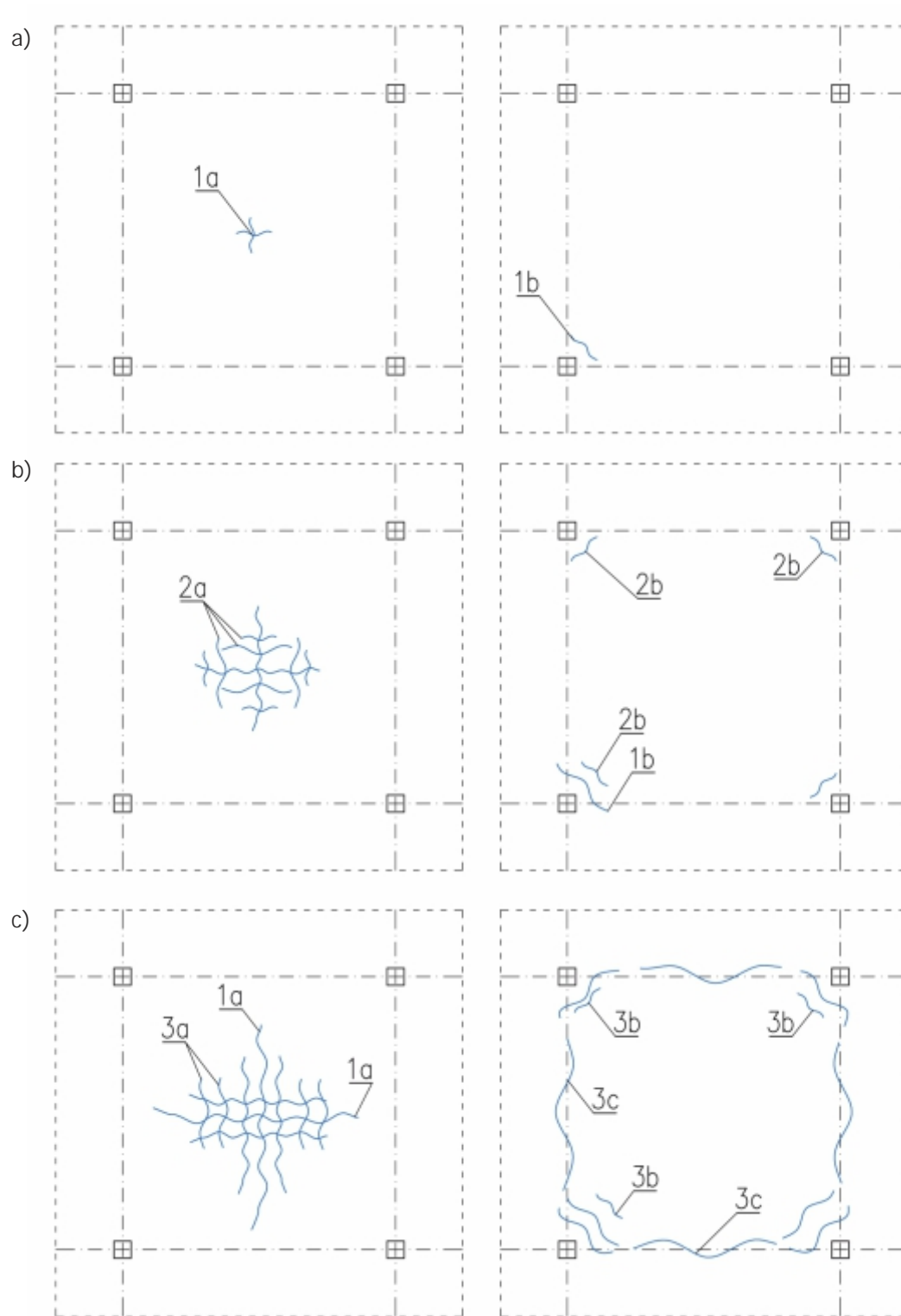
Rys. 38
Widok odkształce Modelu 2 w ostatniej fazie obciążenia
(obciążenie 42,83 kN na jednej linie).

8.2. Sposób niszczenia modeli

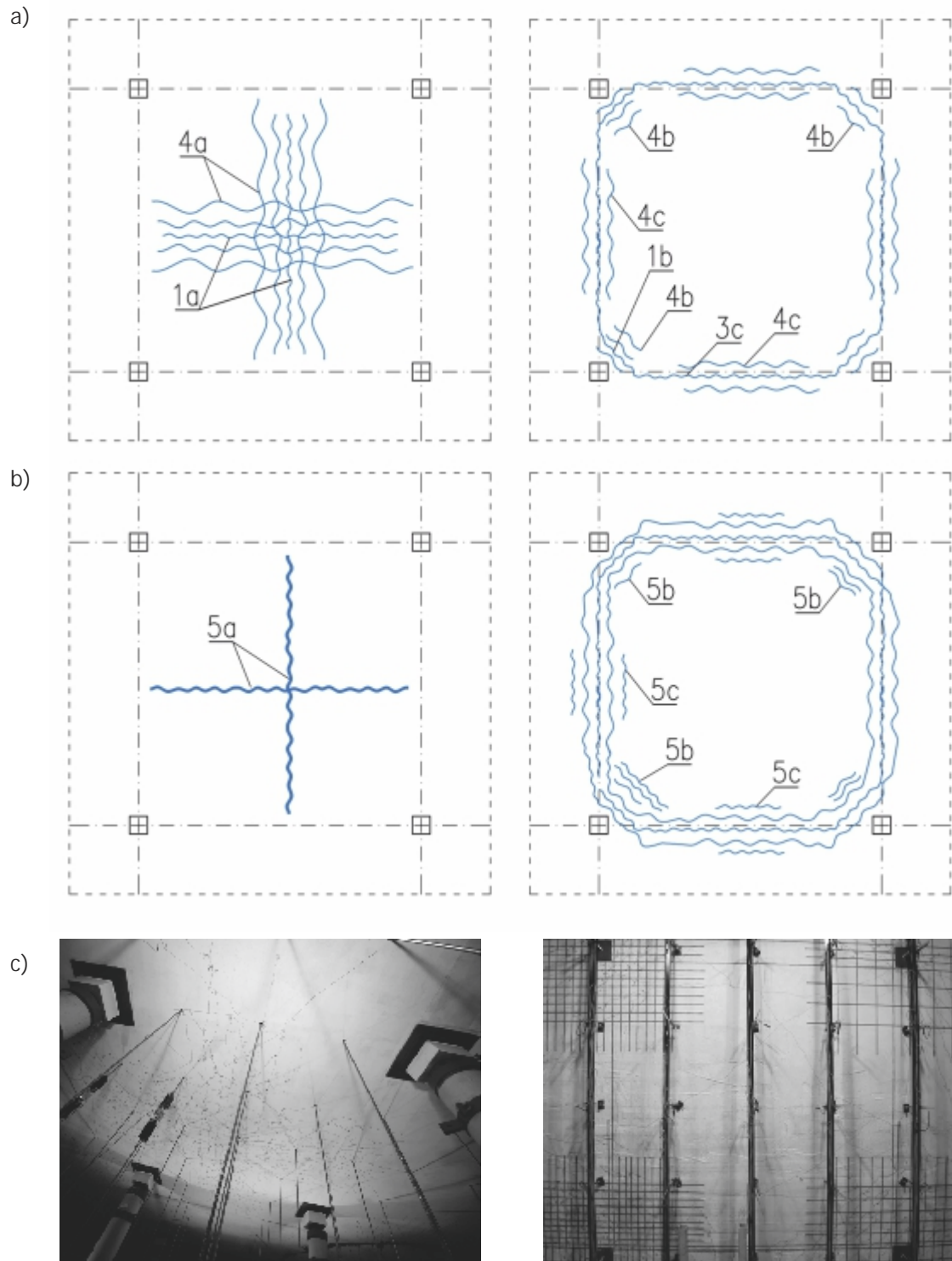
8.2.1. Model 1

Jak pokazano na Rys.34a praktycznie w całym zakresie wykresu siła – przemieszczenie rodka modelu występuje nieliniowa zależność. Jedynie w pierwszym etapie do wartości obciążenia około 15 kN na jeden link zależność ta jest prawie liniowa. Proces zniszczenia Modelu 1 przedstawiał się następująco:

- w początkowej fazie prowadzonych badań pola wewnętrzne pierwsze zarysowania odnotowano na dolnej powierzchni przy wartości obciążenia równej 4,5 kN na jeden link (Rys.39a – zarysowanie 1a). Ze względu na fakt uycia dużej liczby prętów zbrojeniowych w dolnej siatce zbrojeniowej, w badaniach fakt ten uwidocznił poprzez pojawianie się pierwszych zarysowań o kierunku równoległym do prętów położonych najniżej. Przy następnym poziomie obciążenia na dolnej powierzchni zarysowania pojawiały się odpowiednio w kierunku prostokątnym. Dodatkowo na powierzchni górnej modelu w jednym z narożników (najmniejsza ilość zbrojenia podporowego) też pojawiło się zarysowanie (Rys.39a – zarysowanie 1b);
- wraz ze wzrostem obciążenia na dolnej powierzchni modelu zwikszała się symetrycznie od rodka modelu liczba zarysowań równoległych do osi zbrojenia (Rys.39b – zarysowanie 2a). Zarysowania 1a wydłużyły się bez zwikszenia swojej rozwartości. Na górnej powierzchni pojawiły się zarysowania nad pozostałymi podporami (zarysowanie 2b). Liczba zarysowań była uzależniona od ilości zbrojenia podporowego, dlatego też najpóźniej pojawiały się one po przeciwległej stronie modelu w stosunku do pierwszego zarysowania 1b.
- dalsze zwikszenie obciążenia spowodowało rozwój znaczne wydłużenie istniejących rys (Rys.39c – zarysowanie 3a), natomiast w przypadku zarysowania 1a nastąpił wzrost jego rozwartości. Na górnej powierzchni nastąpiło dalsze zwikszenie się zarysowań ukośnych w okolicy podpór (zarysowanie 3b) oraz pojawiły się zarysowania wzdłuż osi podpór (zarysowanie 3c);
- przy wartości obciążenia około 32 kN na jeden link nastąpiło wyrównanie długości równoległych zarysowań na dolnej powierzchni (zarysowanie 4a) oraz dalsze rozwieranie się zarysowania 1a (Rys.40a). Na górnej powierzchni nastąpiło dalsze zwikszenie się zarysowań ukośnych w okolicy podpór (zarysowanie 4b) oraz połączenie zarysowania 1b z zarysowaniami wzdłuż osi podpór (zarysowanie 3c). Zwikszyła się również liczba zarysowań 4c.
- w ostatnim etapie badań przy obciążeniu równym 44,16 kN na jeden link nastąpiło przerwanie badań ze względu na brak możliwości zwikszenia obciążenia. W tej sytuacji nastąpiło znaczne rozwarście zarysowań 5a przechodzących przez rodek modelu (Rys.40b), których widok zamieszczono na (Rys.40c). Na górnej powierzchni stwierdzono jedynie przyrost liczby rys zarysowanie 5b i zarysowanie 5c bez zauważalnego rozwarstwienia się, którejkolwiek z nich. Na Rys.40c zamieszczono widok zarysowań górnej powierzchni w okolicy jednej z podpór.



Rys. 39
 Etapy powstawania zniszcze Modelu 1 – cz 1:
 zarysowanie dolnej powierzchni (po lewej stronie),
 zarysowanie górnej powierzchni (po prawej stronie).



Rys. 40
 Etapy powstawania zniszcze Modelu 1 – cz II:
 zarysowanie dolnej powierzchni (po lewej stronie),
 zarysowanie górnej powierzchni (po prawej stronie).

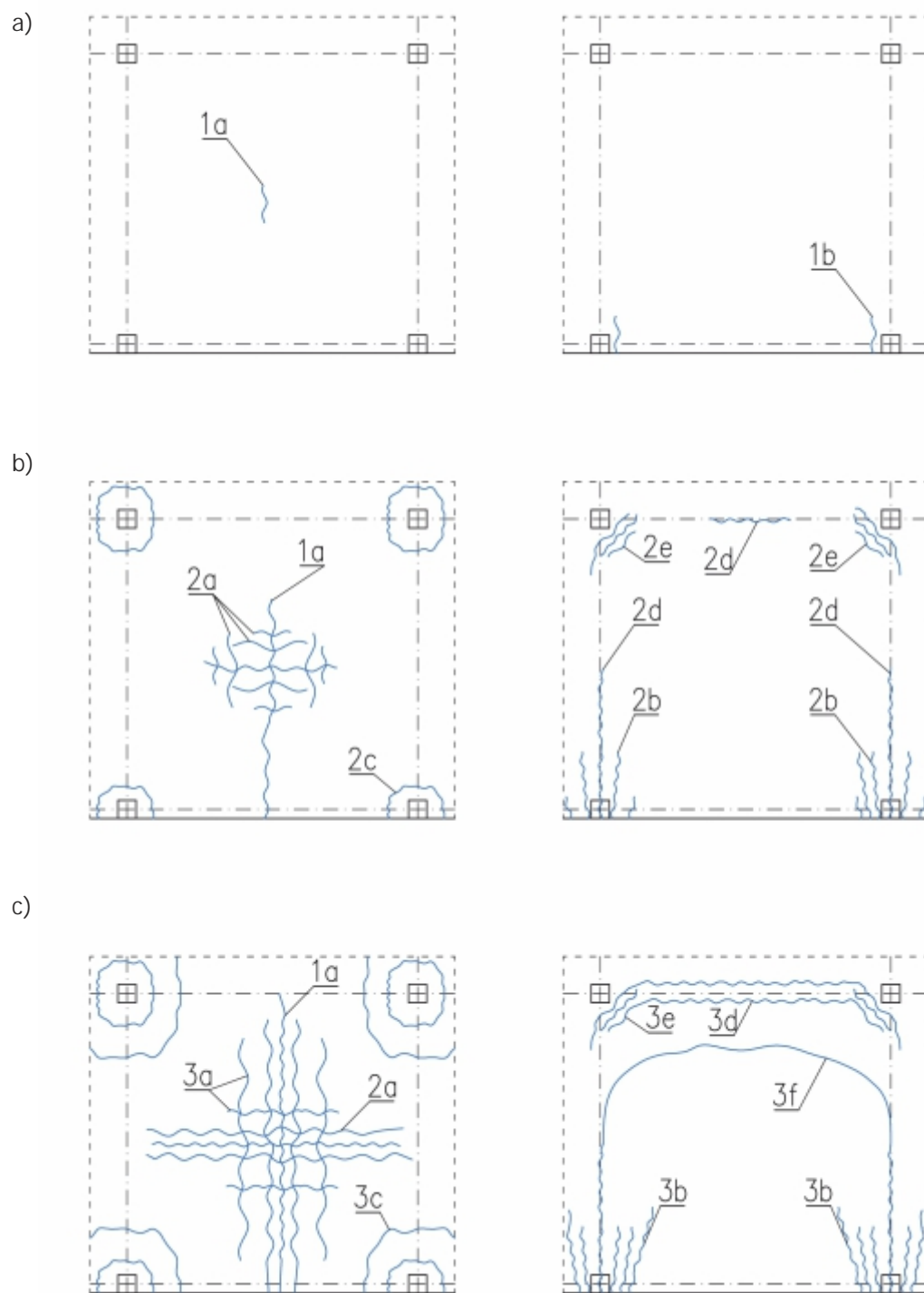
8.2.2. Model 2

Jak pokazano na Rys.34b w czasie prowadzonych badań otrzymana zależność obciążenie - przemieszczenie rodka modelu można przedzielić na trzy odcinki:

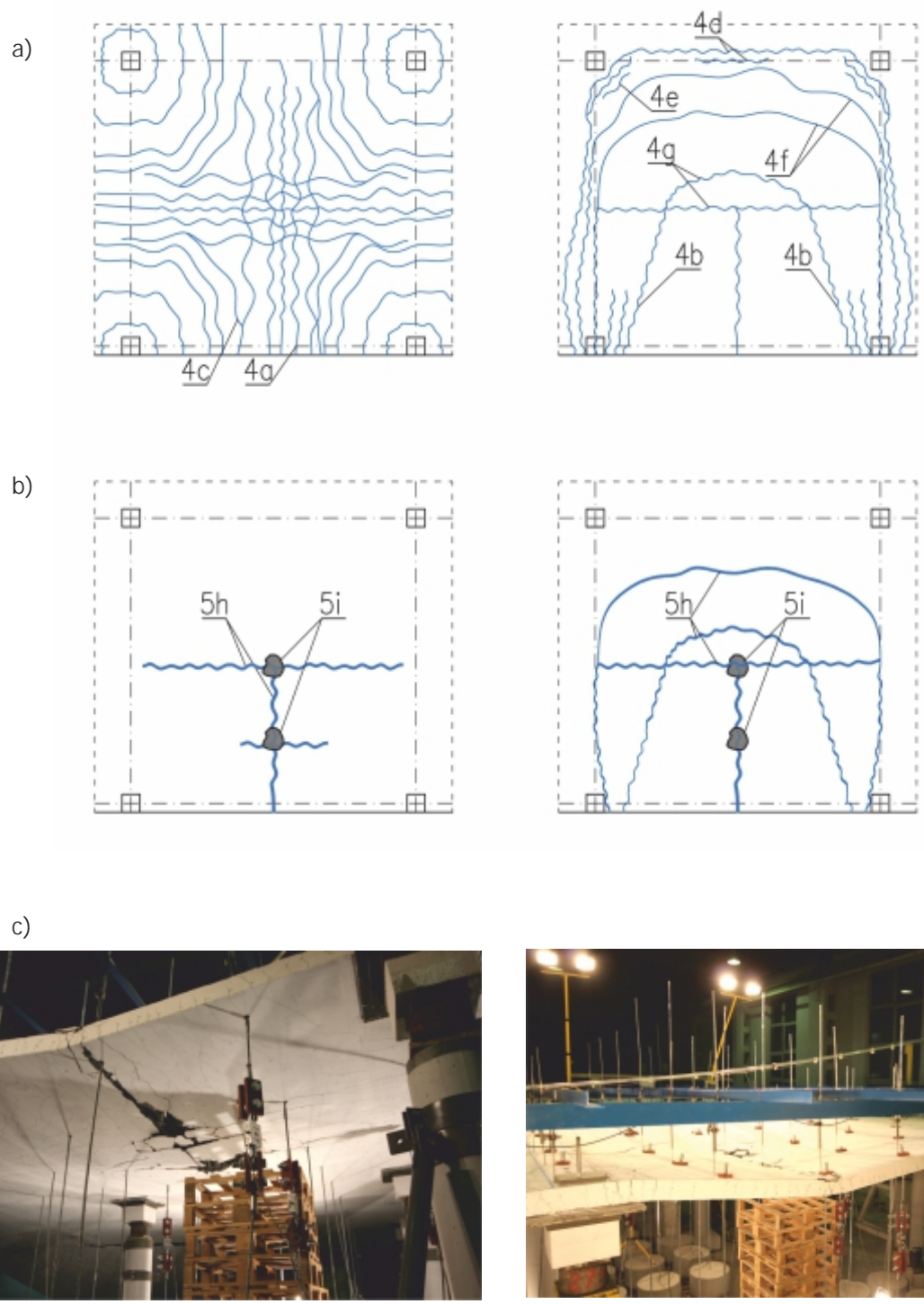
- odcinek liniowy od 0 do 10 kN wartości obciążenia (w tym czasie nastąpiło powstawanie nowych zarysowań),
- odcinek nieliniowy od 10 kN do 25 kN wartości obciążenia (w tym czasie nastąpiło głównie rozwieranie się istniejących zarysowań),
- odcinek liniowy od 25 kN do 42,83 kN wartości obciążenia (w tym czasie nastąpiło powstawanie nowych zarysowań).

Proces zniszczenia Modelu 2 przedstawiał się następująco:

- w początkowej fazie prowadzonych badań pola wewnętrzne pierwsze zarysowania odnotowano na dolnej powierzchni badanego pola w środku jego rozpiętości przy wartości obciążenia równej 3,0 kN na jedną linkę (Rys.41a – zarysowanie 1a). Pierwsze zarysowanie na powierzchni górnej modelu powstało symetrycznie w strefach podporowych przy wartości obciążenia równej 4,0 kN na jedną linkę (Rys.41a – zarysowanie 1b);
- wraz ze wzrostem obciążenia nastąpił wzrost liczby zarysowań równoległych do prętów zbrojeniowych (Rys.41b – zarysowanie 2a), a zarysowanie 1a wydłużyło się do krawędzi modelu. Dodatkowo wokół podpór pojawiło się centralne zarysowanie 2c. Na górnej powierzchni nastąpił wzrost zarysowań wokół podpór krawędziowych (zarysowanie 2b), a także pojawiły się pierwsze zarysowania ukosne wokół stref podporowych słupów wewnętrznych (zarysowanie 2e). W tym samym czasie pojawiły się nie wielkie zarysowania występujące w osiach podpór (zarysowanie 2d);
- w zakresie obciążenia od 10 kN do 25 kN nastąpił rozwój istniejącego na dolnej powierzchni zarysowania (Rys.41c), który doprowadził do jego wydłużenia oraz łaczenia się zarysowania 2a lub pojawienia się niewielkich nowych rys (zarysowanie 3a). Podobnie na górnej powierzchni modelu nastąpiło połączenie zarysowań wokół podpór (zarysowanie 3e) z zarysowaniem wzdłuż osi podpór (zarysowanie 3d), dodatkowo pojawiło się zarysowanie w kształcie łuku (zarysowanie 3f);
- dalszy wzrost obciążenia doprowadził do powstania bardzo wielu zarysowań zarówno na dolnej, jak i na górnej powierzchni modelu (Rys.42a);
- zakończenie obciążania modelu nastąpiło przy obciążeniu o wartości 42,83 kN na jedną linkę przez wystąpienie przebicia w punktach, w których przyłożone było obciążenie (Rys.42 – punkt 5i). Redystrybucja obciążenia wywołana nagłym odciążeniem modelu w miejscach przebicia spowodowała powstanie na modelu znacznych zarysowań (w niektórych miejscach połączone z przemieszczeniem pionowym).



Rys. 41
 Etapy powstawania zniszcze Modelu 2 – cz I
 zarysowanie dolnej powierzchni (po lewej stronie),
 zarysowanie górnej powierzchni (po prawej stronie).



Rys. 42
 Etapy powstawania zniszcze Modelu 2 – cz II:
 zarysowanie dolnej powierzchni (po lewej stronie),
 zarysowanie górnej powierzchni (po prawej stronie).

9. Analiza obliczeniowa

9.1. Wartości obciążeniowe niszczeniowych

W ostatnim kroku prowadzonych prac badawczych celem określenia zapasu nośności wyników najpierw z pracy giętej, a następnie z pracy ciągnowej przekroju belbetowego wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, w których uwzględniono zarówno charakterystyczne i obliczeniowe parametry stali i betonu.

Zakres prowadzonej analizy obejmował określenie następujących wartości obciążeniowych:

1. Założone obciążenie projektowe: wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia uwzględniającego ciężar własny elementu, dodatkowe obciążenie stałe (np. warstwy posadzki) oraz przewidywane obciążenie eksploatacyjne.
2. Obciążenie powodujące zniszczenie giętego modelu przy założeniu sprężystej pracy stropu: wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia, które powinno spowodować gięte zniszczenie modelu przy założeniu, że:
 - a. pominięto czynniki bezpieczeństwa dla obciążenia stałego oraz zmiennych,
 - b. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości stali równą granicy plastyczności $f_y = f_{yk}$,
 - c. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości betonu na ściskanie równą granicy plastyczności $f_c = f_{c,cube}$.
3. Obciążenie powodujące zniszczenie giętego modelu określone przy uwzględnieniu w obliczeniach nośności granicznej wynikającej z metody linii załomów: wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia, które powinno spowodować gięte zniszczenie modelu przy założeniu, że:
 - a. pominięto czynniki bezpieczeństwa dla obciążenia stałego oraz zmiennych,
 - b. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości stali równą granicy plastyczności $f_y = f_{yk}$,
 - c. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości betonu na ściskanie równą granicy plastyczności $f_c = f_{c,cube}$.
4. Obciążenie powodujące zniszczenie giętego modelu określone przy uwzględnieniu w obliczeniach nośności granicznej wynikającej z metody linii załomów: wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia, które powinno spowodować gięte zniszczenie modelu przy założeniu, że:
 - a. pominięto czynniki bezpieczeństwa dla obciążenia stałego oraz zmiennych,
 - b. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości stali równą wytrzymałości na zerwanie $f_y = f_{tk}$,
 - c. w obliczeniach przyjęto wartość wytrzymałości betonu na ściskanie równą granicy plastyczności $f_c = f_{c,cube}$.
5. Obciążenia, przy którym nastąpiło przerwanie badań:
 - a. w przypadku badań Modelu 1 badania zostały przerwane ze względu na wyczerpanie nośności siłowników,
 - b. w przypadku badań Modelu 2 badania zostały przerwane ze względu na wystąpienie przebicia płyty w miejscu podwieszenia obciążenia.

Tab.3.
Zestawienie wartości obciążeń niszczeniowych

Numer	Rodzaj obciążenia	Wartość obciążenia [kN/m ²]	
		Model 1	Model 2
1	założone obciążenie charakterystyczne projektowe	9	6
2	obciążenie powodujące zniszczenie giętkiego modelu przy założeniu sprężystej pracy stropu ($f_y = f_{yk}$)	22,2	13,2
3	obciążenie powodujące zniszczenie giętkiego modelu określone przy uwzględnieniu w obliczeniach nośności granicznej wynikająca z metody linii załomów ($f_y = f_{yk}$)	103,3	64,56
4	obciążenie powodujące zniszczenie giętkiego modelu określone przy uwzględnieniu w obliczeniach nośności granicznej wynikająca z metody linii załomów ($f_y = f_{tk}$)	119,3	76,18
5	obciążenie, przy którym nastąpiło przerwanie badań	105,89	76,14

9.2. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników obliczeń oraz przeprowadzonych prac badawczych można stwierdzić, że:

- W obydwóch badanych przypadkach w końcowej fazie badań uzyskano obraz zarysów pokrywających się z poczynionymi na wstępie założeniami.
- Otrzymany obraz zarysów oraz widoczna ich rozwartość wskazują na znaczne uplastycznienie zastosowanego zbrojenia, a tym samym na daleko posuniętą redystrybucję obciążenia.
- Pod obciążeniami charakterystycznymi, na które był projektowany zarówno Model 1 (9 kN/m^2) oraz Model 2 (6 kN/m^2), ugięcia ekstremalne modelu wyniosły 10,2 mm (Model 1), co stanowi $\sim 1/294$ trzymetrowej rozpiętości między podporami i odpowiednio 7,1 mm, co stanowi $1/422$ rozpiętości między podporowej w stosunku do normowego warunku ugięcia wynoszącego $1/250$.
- Pod obciążeniami, przy których nastąpiło przerwanie obciążenia (Model 1: $105,89 \text{ kN/m}^2$, Model 2: $76,14 \text{ kN/m}^2$), ugięcia ekstremalne modeli wyniosły 197,4 mm (Model 1) co stanowi $1/15$ trzymetrowej rozpiętości między podporami i odpowiednio 318,6 mm (Model 2), co stanowi $\sim 1/9$ rozpiętości między podporowej. Uzyskanie tak dużych przemieszczeń pionowych wskazuje na powstanie w płaszczyźnie modeli oprócz momentów zginających również sił podłużnych.
- W momencie wyczerpania możliwości zwiększenia obciążenia (nie uzyskano zniszczenia modelu) w badaniach uzyskano odpowiednio obciążenia: $105,89 \text{ kN/m}^2$ (Model 1) i $76,14 \text{ kN/m}^2$ (Model 2), co stanowiło około 10 razy większą wartość obciążenia charakterystycznego niż wartość, na którą projektowane było zbrojenie modeli. Zaznaczyć jednak trzeba, że badania przerwane zostały ze względów technicznych.
- Uzyskane przewyższenie nośności w stanie awaryjnym nad ekstremalnym obliczeniowym obciążeniem było możliwe dzięki bardzo dużej ciągliwości stali zbrojeniowej. Potwierdza to wniosek o konieczności stosowania stali o bardzo dużej ciągliwości we wszystkich tych sytuacjach, gdy ograniczyć chcemy rozwój katastrofy postępującej.
- Należy mieć na uwadze, że powyższe wnioski odnoszą się do badań modeli wykonanych w skali 1:2, w których o zniszczeniu może decydować efekt skali, który między innymi wpływa na możliwość wystąpienia zjawiska przebiccia. W rzeczywistych konstrukcjach efekt ten ma znacznie mniejsze znaczenie, ponieważ w sytuacji, gdy zachodzi obawa przebiccia istnieje wiele sposobów wzmocniających strefy podporowe.
- Uzyskane bardzo duże przewyższenie obciążenia maksymalnych nad wartościami obciążenia charakterystycznych obliczeniowych wystąpiło w sytuacji przecięcia wyłącznie jednego pola stropu. W sytuacji przecięcia kilku pól stropu, w szczególności obciążeniem o charakterze pasmowym, nie wystąpi w stanie granicznym zniszczenia tak wielkie wartości rezerwy nośności.

10. Podsumowanie

Przedstawione badania miały na celu głównie obserwację zachowania się modeli oraz pojawiających się uszkodzeń. Autorzy nie zdołali eksperymentalnie określić nośności badanych modeli, w tym przy bardzo dużych przemieszczeniach, gdy spodziewa się należy cięgnowej pracy ustroju. Uzyskane wyniki wskazują na bardzo duże rezerwy nośności. Przeprowadzone badania potwierdziły, że dobrze zaprojektowany i wykonany obiekt jest w stanie przenieść obciążenia nawet kilkukrotnie większe od założonych w projekcie. Potwierdzono, że projektowanie zgodnie ze stanem granicznym i przy przyjętych liniach załomu jest projektowaniem bezpiecznym. W badaniach ze względów technicznych nie udało się doprowadzić do zniszczenia modelu ze względu na pracocięgnowe. Należy się jednak spodziewać, że modele zachowały jeszcze duże zapasy nośności wynikające ze spodziewanej cięgnowej pracy elementów zbrojonych staloduciej gładzi.

11. Literatura

Normy

- [N1] Instrukcji ITB nr 194 Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.
- [N2] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N3] PN-EN 1991-1-1:2004 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Cz. 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N4] PN-EN 1991-1-7:2008 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Cz. 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyjątkowe.
- [N5] PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Cz. 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N6] PN-EN 10002-1:1998 Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [N7] PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Cz. 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [N8] PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Cz. 2: Wykonywanie i pielęgnowanie próbek do badania wytrzymałościowych.
- [N9] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Cz. 3: Wytrzymałość na ciskanie próbek do badania.
- [N10] PN-EN 12390-6 Badania betonu. Cz. 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.

Publikacje

- [1] Hawkins N.M., Mitchell D.: Progressive collapse of flat plate, *ACI Structural Journal*, Vol. 76, No. 7, July 1979, pp. 775-805.
- [2] Humay F.H., Baldrige S.M., Ghosh S.K.: Prevention of progressive collapse in multistory concrete buildings, Structures and Codes Institute, Palatine, 2006.
- [3] Humay F.H., Baldrige S.M.: Preventing progressive collapse in concrete buildings seismic design details are the key to ductility and load transfer, *Concrete International*, Vol. 25, No. 11, November 1, 2003.
- [4] Janas M., Konig J.A., Sawczuk A.: Analiza plastyczna konstrukcji, PAN-Ossolineum, Wrocław, 1972, s 59.
- [5] Mitchell D., Cook W. D.: Preventing progressive collapse of slab structures, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No.7, USA, July, 1984, pp. 1513-1532..
- [6] Niepostyn D.: No no graniczna płyt prostok tnych, w serii: Biblioteka In ynierii i Budownictwa, Arkady, Warszawa, 1962.
- [7] Nilson A. H., Darwin D., Dolan Ch. W.: Design of concrete structures, Wyd. 13, McGraw-Hill Education, 2004.
- [8] Park R.: Tensile membrane behaviour of uniformly loaded rectangular reinforced concrete slabs with fully restrained edges, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 16, No. 40, March, 1964, pp. 39-44.
- [9] Park R., Gamble W.L.: Reinforced concrete slabs, Wiley, New York, 1980.
- [10] Sawczuk A., Jaeger T.: Grenztragfahigkeits Theorie der Platten, Springer, Berlin, 1963.
- [11] Sobodka Z.: No no graniczna płyt, Arkady, Warszawa, 1975.
- [12] Starosolski W.: Konstrukcje elbetowe według Eurokodu 2 i norm zwi zanych, tom. 2, wyd. 13. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2011.
- [13] Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie post puj cej, *Biuletyn Techniczny nr 6, CPJS Centrum Promocji Jako ci Stali*, 2015, <http://www.cpjs.pl/wp-content/uploads/2015/03/CPJS-Biuletyn-Techniczny-nr-6.pdf>
- [14] Wieczorek B., Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania si płyty elbetowej zbrojonej stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci w sytuacji awaryjnej wywołanej usuni ciem podpory kraw dziowej, *Biuletyn Techniczny nr 5, CPJS Centrum Promocji Jako ci Stali*, 2013, <http://www.cpjs.pl/wp-content/uploads/2013/10/biuletyn-5-korekta.pdf>
- [15] Wieczorek M.: No no ustroju płytowo-słupowego w przypadku awaryjnego zniszczenia naro nej podpory, Rozprawa doktorska, Politechnika l ska, Wydział Budownictwa, Gliwice, 2012, 266 s., bibliogr. 80 poz.
- [16] Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania si naro nego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo-słupowych zbrojonego stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci w sytuacji awaryjnej wywołanej usuni ciem podpory, *Biuletyn techniczny nr 4, CPSJ Centrum Promocji Jako ci Stali*, 2012, <http://www.cpjs.pl/wp-content/uploads/2012/01/CPJS-Biuletyn-nr-4.pdf>
- [17] Wieczorek M.: Proposed way of calculating the value of the failure load in the span zone of slab-column structures, 21st International Conference Engineering Mechanics, May 11-14, 2015, Svratka, Czech Republic.
- [18] Wieczorek M.: Experimental investigation of destruction of internal field of a slab-column structure, 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 15-16, 2015, Bratislava, Slovakia.
- [19] Wieczorek M.: Simplified model for calculating the value of the failure load in the internal span zone of slab-column structures, *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 821, Trans Tech Publications, Zurich, 2015, pp. 571-578.
- [20] Wieczorek M.: Experimental research of destruction of internal field of a slab-column structure caused by overload, *Applied Mechanics and Materials*, Trans Tech Publications, Zurich, 2015 (w druku).
- [21] Wojewódzki W.: No no graniczna płyt, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1995.

Stal EPSTAL – właściwości i dane do projektowania

Gatunek stali	rednica nominalna	Nominalna powierzchnia przekroju poprzecznego	Masa nominalna 1 m*
	[mm]	[mm ²]	[kg/m]
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 ÷ 1,35 [-]
σ_{uk}	Wydłużenie próbki pod maksymalnym obciążeniem	? 8 [%]

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

rednica [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

rednica [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

NOTATKI

NOTATKI