



**Badania zachowania się płyty
monolitycznego ustroju płytowo – słupowego
w stanie awaryjnym wywołanym
usunięciem podpory krawędziowej**

Autorzy:

**Mirosław WIECZOREK
Barbara WIECZOREK**

Opracowanie:

Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 10

**Badania zachowania się płyty
monolitycznego ustroju płytowo – słupowego
w stanie awaryjnym wywołanym
usunięciem podpory krawędziowej**

**Autorzy:
Miroslaw WIECZOREK
Barbara WIECZOREK**

**Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali**

Biuletyn Techniczny nr 10



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 [zmienną naprężenia rozciągające], cykliczne [naprzemienne ścisnienie i rozciąganie] oraz wielokrotnie zmienną.
- ▣ **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

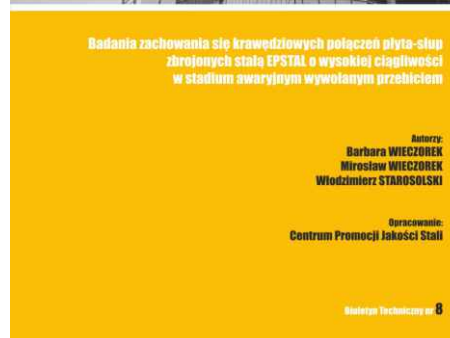
Wszystkie publikacje CPJS można bezpłatnie pobrać ze strony www.epstal.pl



Biuletyn Techniczny nr 9

Badanie zachowania się połączeń płyta-słup w stanie awaryjnym wywołanym przebiegiem. Połączenia zbrojone według Model Code 2010.

Marzec 2018



Biuletyn Techniczny nr 8

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

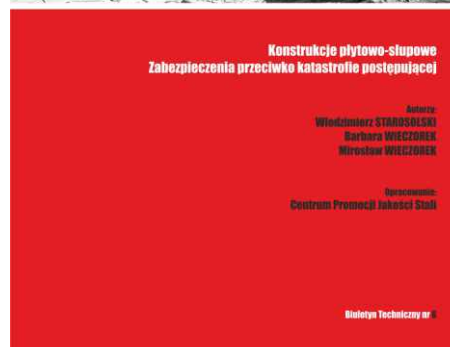
Marzec 2017



Biuletyn Techniczny nr 7

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

Marzec 2016



Biuletyn Techniczny nr 6

Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej.

Marzec 2015



Biuletyn Techniczny nr 5

Badanie zachowania się płyty żelbetowej 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.

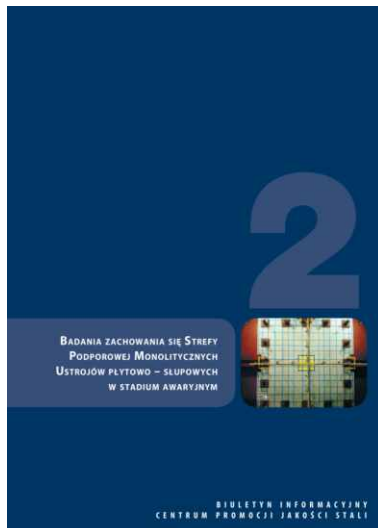
Styczeń 2012



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

Spis treści

1	Wstęp.....	8
2	Cel badań.....	11
3	Model i stanowisko badawcze.....	16
3.1	Opis modelu badawczego.....	16
3.1.1	Geometria modelu.....	16
3.1.2	Dobór zbrojenia.....	18
3.2	Charakterystyka stanowiska badawczego.....	26
3.2.1	System podparcia.....	26
3.2.2	System obciążania.....	32
4	Opis technologii wykonania modelu.....	38
4.1	Rozmieszczenie prefabrykowanych podpór słupowych.....	38
4.2	Rozmieszczenie i rozłożenie systemowego dźwigarowego deskowania stropowego.....	39
4.3	Ułożenie zbrojenia.....	42
4.4	Betonowanie, pielęgnacja, rozdeskowanie.....	43
4.5	Przygotowanie modelu do badań.....	45
4.6	Pomiar geometrii modelu, inwentaryzacja zbrojenia, inwentaryzacja uszkodzeń.....	46
4.7	Rozbiórka modelu.....	48
5	Materiały.....	49
5.1	Stal.....	49
5.2	Beton.....	50
6	Przebieg badań.....	52
6.1	Przygotowanie modelu do badań.....	52
6.2	Badania zasadnicze.....	52
7	Prowadzone pomiary.....	59
7.1	Pomiar wartości obciążenia.....	59
7.2	Pomiar reakcji podporowych.....	60
7.3	Tensometryczny pomiar odkształceń zbrojenia.....	61
7.5	Pomiar przemieszczeń.....	62
7.6	Czas trwania badań.....	63
8	Rezultaty badań.....	63
8.1	Odkształcenie górnej powierzchni płyty.....	63
8.2	Zniszczenie modeli.....	70
8.3	Wartości obciążeń niszczących.....	78
9	Wnioski i podsumowanie.....	79
10	Literatura.....	82
10.1	Publikacje.....	82
10.2	Normy.....	83

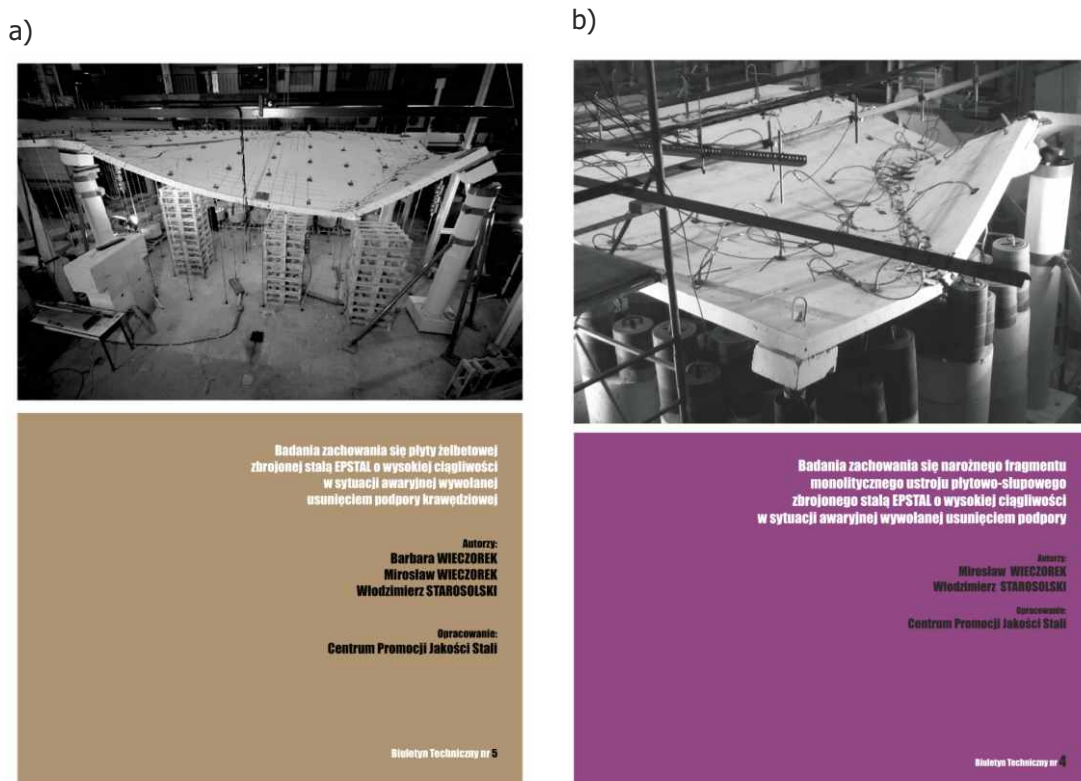
ISBN 978-83-946813-6-4
Copyright© by Centrum Promocji Jakości Stali, 2021
Centrum Promocji Jakości Stali Sp. z o.o.
ul. rtm. Witolda Pileckiego 67
02-781 Warszawa
Tel.: +48 22 252 67 03
E-mail: biuro@cpjs.pl
www.epstal.pl

1 Wstęp

Przedstawione poniżej badania eksperymentalne stanowią kontynuację prac badawczych prowadzonych na Wydziale Budownictwa Politechniki Śląskiej przez Autorów w zakresie opisu, oceny i zachowania się elementów żelbetowych zbrojonych stalą EPSTAL o dużej ciągliwości, w stanach normalnej pracy oraz pracy w stanach awaryjnych.

Obecne badania eksperymentalne ponownie prowadzone były przy wykorzystaniu modelu badawczego, w którym przyjęto konstrukcję nośną jaką jest typowy układ szkieletowy płytowo-słupowy. Wybór takiego ustroju konstrukcyjnego podyktowany był:

- a) zamiarem odniesienia uzyskanych rezultatów do wcześniejszych badań (Biuletyn Techniczny 4 [14] i Biuletyn Techniczny 5 [4], [13]) – rys. 1 ;
- b) powszechnością stosowania tego typu konstrukcji w budownictwie (najczęściej jako obiektów mieszkalnych, biurowych, użyteczności publicznej, magazynowych czy parkingowych) – rys. 2 ;
- c) oceną bezpieczeństwa ze względu na dużą ich podatność na uszkodzenia w sytuacji wystąpienia np. obciążeń wyjątkowych, a tym samym ich zachowaniem się w stanie awaryjnym oraz związanymi z tym uszkodzeniami – rys. 3.



Rys. 1. Publikacje dotyczące wcześniej prowadzonych badań:
a) Biuletyn Techniczny 4 [14], b) Biuletyn Techniczny nr 5 [4]



Rys. 2. Przykłady budynków o konstrukcji płytowo-słupowej (fot. Z. Pająk)

a)



b)



c)



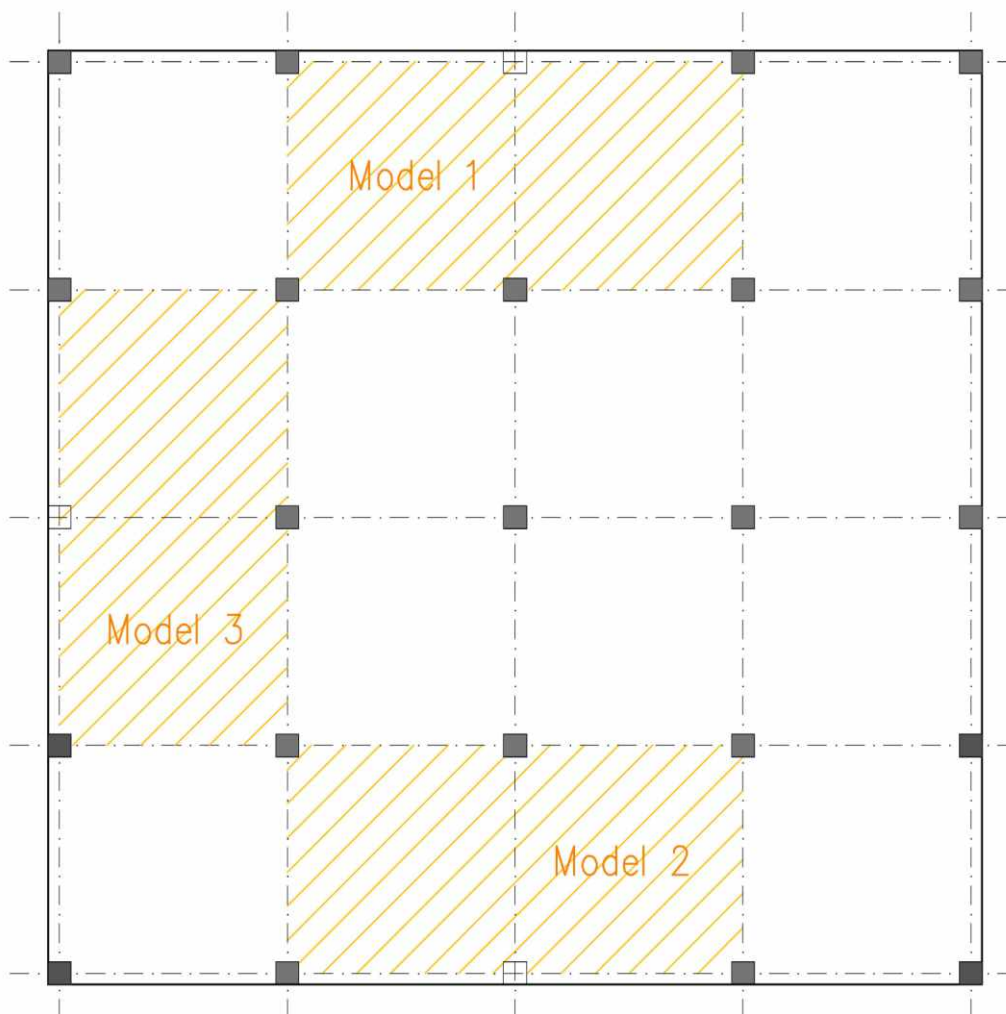
W 1995 zawaliło się centrum handlowe Sampoong, mieszczące się w dzielnicy Seocho-gu, które pod względem liczby ofiar (502 zabitych i 973 rannych) stanowi największą katastrofę budowlaną w historii. (<http://911research.wtc7.net/wtc/analysis/compare/sampoong.html>)

Rys. 3. Skutki katastrofy postępującej: a) widok budynku przed katastrofą, b) widok budynku w trakcie katastrofy, c) widok budynku po katastrofie

2 Cel badań

Wspomniane na wstępie umotywowanie do przeprowadzenia badań, a także brak informacji o zachowaniu się obiektów budowlanych, w szczególności wykonanych jako ustroje płytowo-słupowe w chwili awarii, stanowiło podstawę do wykonania prezentowanych badań eksperymentalnych.

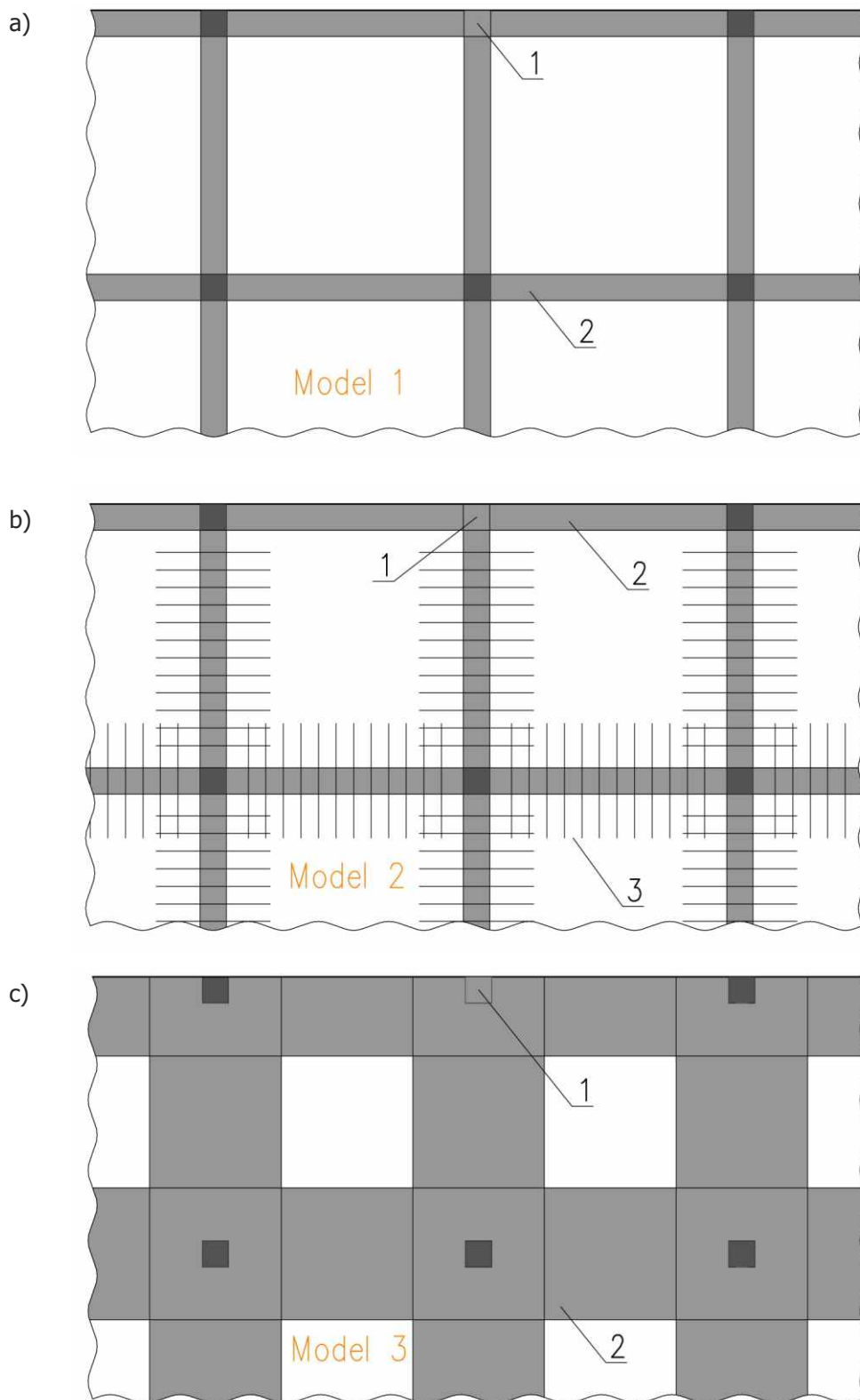
Celem tych badań było określenie zachowania się krawędziowego fragmentu ustroju płytowo-słupowego w stanie awaryjnym, który został wywołany usunięciem słupa, znajdującego się na krawędzi płyty w połowie jej długości. Podstawę analizy stanowił obszar dwóch pól wyodrębniony z całej płyty, wokół usuniętego słupa (rys. 4).



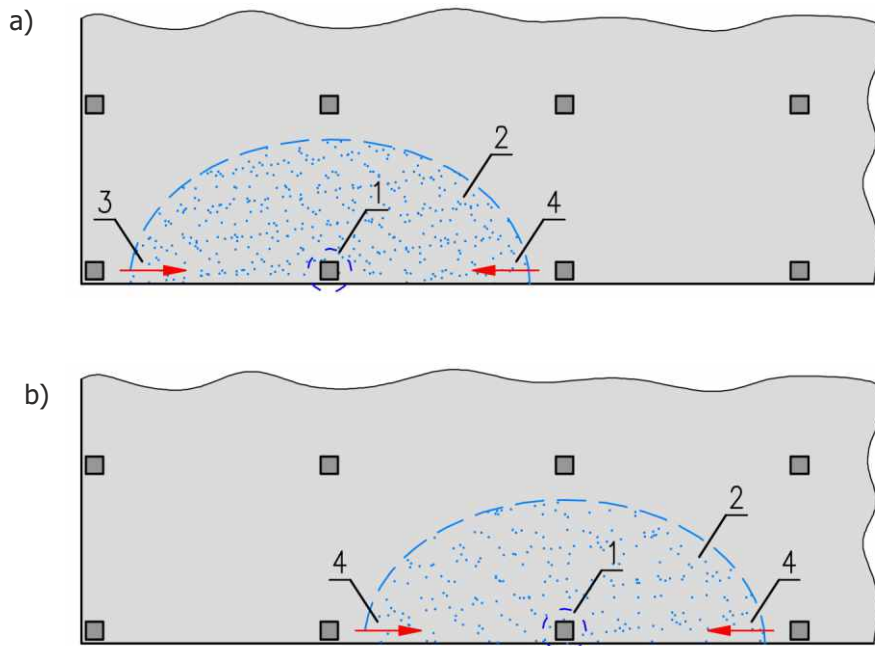
Rys. 4. Oznaczenie obszarów płyty, dla których prowadzono badania po usunięciu słupa

Ponadto w ramach prowadzonych badań istotne było:

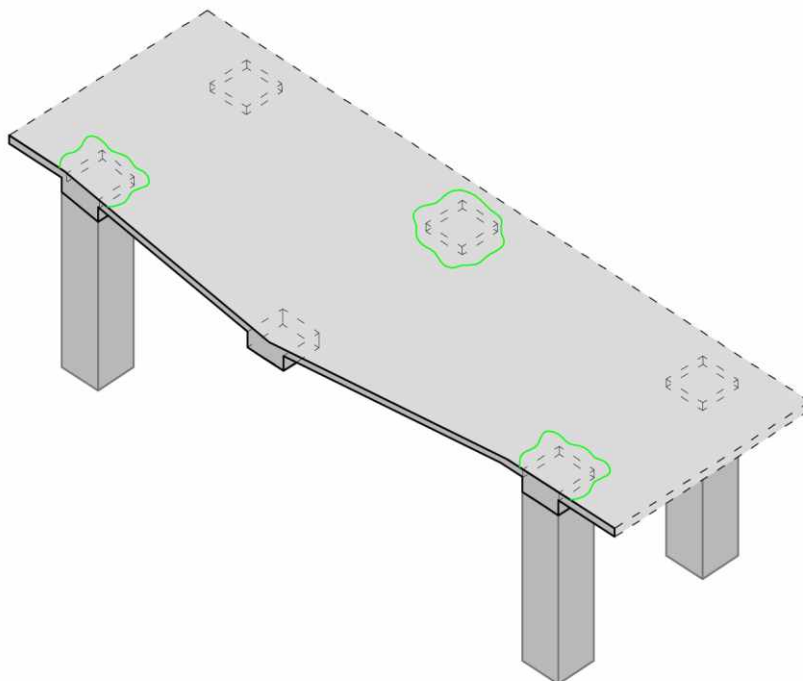
- Określenie jaki wpływ na zniszczenie krawędziowego fragmentu płyty ma ilość oraz ciągliwość zastosowanej stali zbrojeniowej.
- Określenie jaki wpływ na wartość obciążenia niszczącego ma ilość uciąglonego mechanicznie i przyczepnościowo zbrojenia, w szczególności uwzględniono w badaniach trzy warianty uciąglenia zbrojenia:
 - pole badawcze 1 - „Model 1”
Zbrojenie ciągle zgodnie z EC2 [N12] wykonano w postaci dwóch prętów średnicy 10 mm, które zostało umieszczone w osiach słupów. Pozostałe zbrojenie dolne z prętów średnicy 8,0 mm uciąglone przyczepnościowo zgodnie z wytycznymi EC2 [N12] (rys. 5a).
 - pole badawcze 2 - „Model 2”
Zbrojenie ciągle zgodnie z EC2 [N12] wykonano w postaci dwóch prętów średnicy 10 mm, które zostały umieszczone w osiach słupów. Pozostałe zbrojenie dolne z prętów średnicy 8,0 mm zostało uciąglone przyczepnościowo zgodnie z wytycznymi EC2 [N12]. Ponadto połączenia prętów średnicy 8,0 mm wzmocniono dodatkowymi prętami średnicy 8,0 mm i długości równej $2l_s$ (rys. 5b).
 - pole badawcze 3 - „Model 3”
Zbrojenie dolne (pręty zbrojenia przeszłowego $\varnothing 8$ oraz pręty w osiach słupów $\varnothing 10$) zgodnie z wytycznymi ACI 318 [N1] zostało uciąglone mechanicznie na paśmie o szerokości równej 1,5 m. Pozostałe zbrojenie dolne z prętów średnicy 8,0 mm zostało uciąglone przyczepnościowo zgodnie z wytycznymi ACI 318 [N1] (rys. 5c).
- Stwierdzenie różnicy w nośności krawędziowego fragmentu konstrukcji po awarii słupa w zależności od jego usytuowania na krawędzi ustroju. W tym zakresie możliwe są dwie sytuacje dotyczące fragmentu przynaroznego (rys. 6a) płyty oraz fragmentu wewnętrznego przy środku krawędzi (rys. 6b). Nośność fragmentu wewnętrznego związana jest z możliwością pełnego wykorzystania parametrów mechanicznych stali zbrojeniowej zakotwionej w sztywnych fragmentach sąsiednich fragmentów stropu.
- Zaobserwowanie, który z mechanizmów zniszczenia po usunięciu podpory wystąpi wcześniej, a mianowicie rozpatrywano możliwość zniszczenia wynikającego z:
 - **ciągnowej pracy elementu żelbetowego** (rys. 8)
(zarysowania na górnej i dolnej powierzchni modelu)
Mechanizm obejmuje pracę konstrukcji w zakresie pracy sprężystej, następnie pracy giętej, a na końcu pracy ciągnowej, która charakteryzuje się dużym uplastycznieniem stali zbrojeniowej (oczywiście jeżeli zastosowano taką stal) oraz dużą deformacją konstrukcji przed jej całkowitym zniszczeniem. Mechanizm ten charakteryzuje się powstawaniem zarysowań (spękań) o znacznych szerokościach, które występują głównie na górnej powierzchni płyty (rys. 8a). Zarysowania dolnej powierzchni płyty objawiają się natomiast dość gęstą siatką pęknięć promieniście rozchodzących się od podpory wewnętrznej do krawędzi płyty (rys. 8b). Ponadto należy spodziewać się, że w strefach podporowych może dojść do zmiażdżenia betonu. Zagadnienie to szerzej zostało opisane w publikacjach [9], [10], [11], [12].
 - **wystąpienia przebiccia płyty w strefie podporowej** (rys. 7)
Mechanizm charakteryzuje się zniszczeniem stref podporowych poprzez przebicie płyty. W efekcie tego elementem nośnym staje się dolne zbrojenie wieńcowe przechodzące przez słup. Mechanizm ten związany jest z kruchym, nagłym zniszczeniem betonu praktycznie nie sygnalizowanym wstępnymi uszkodzeniami. Zagadnienie to szerzej zostało opisane w publikacjach [1], [2], [3].



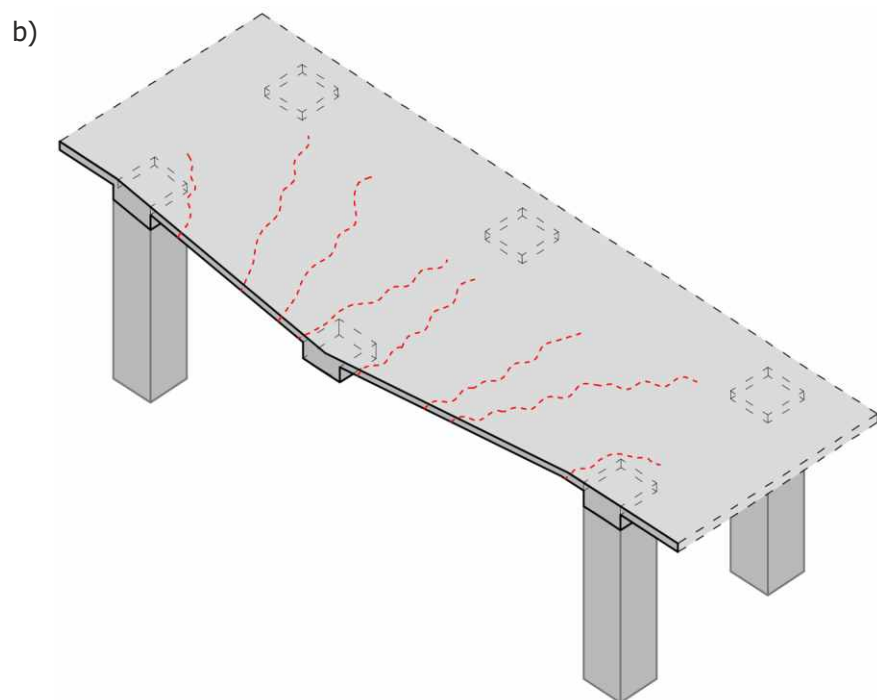
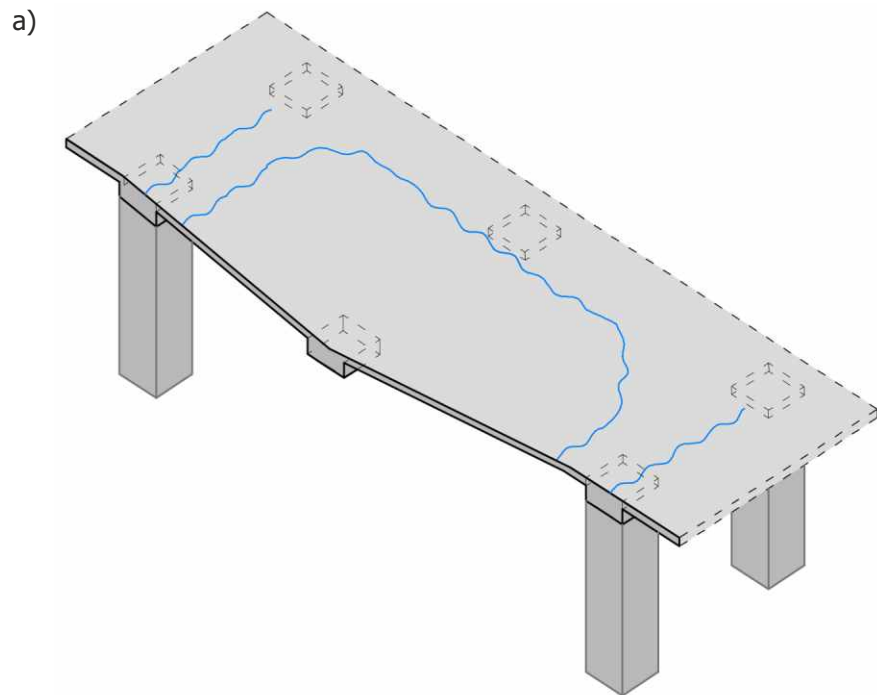
Rys. 5. Oznaczenie obszaru zbrojenia uciagnionego mechanicznie: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3
 1- usuwana podpora, 2- obszar zastosowania zbrojenia uciagnionego mechanicznie



Rys. 6. Zasada przejmowania sił przez ustrój nośny po usunięciu słupa:
 a) krawędziowego przynaróznego, b) krawędziowego wewnętrznego
 1- usuwana podpora, 2- strefa zniszczenia, 3- przekazanie siły ze zbrojenia wieńcowego na słup,
 4- przekazywanie siły ze zbrojenia wieńcowego na sztywną tarczę stropową



Rys. 7. Przewidywany mechanizm zniszczenia związany z wystąpieniem przebiecia płyty w strefie podporowej



Rys. 8. Przewidywany mechanizm zniszczenia związany z wystąpieniem ciągnowej pracy elementu żelbetowego: a) powierzchnia górna, b) powierzchnia dolna

3 Model i stanowisko badawcze

3.1 Opis modelu badawczego

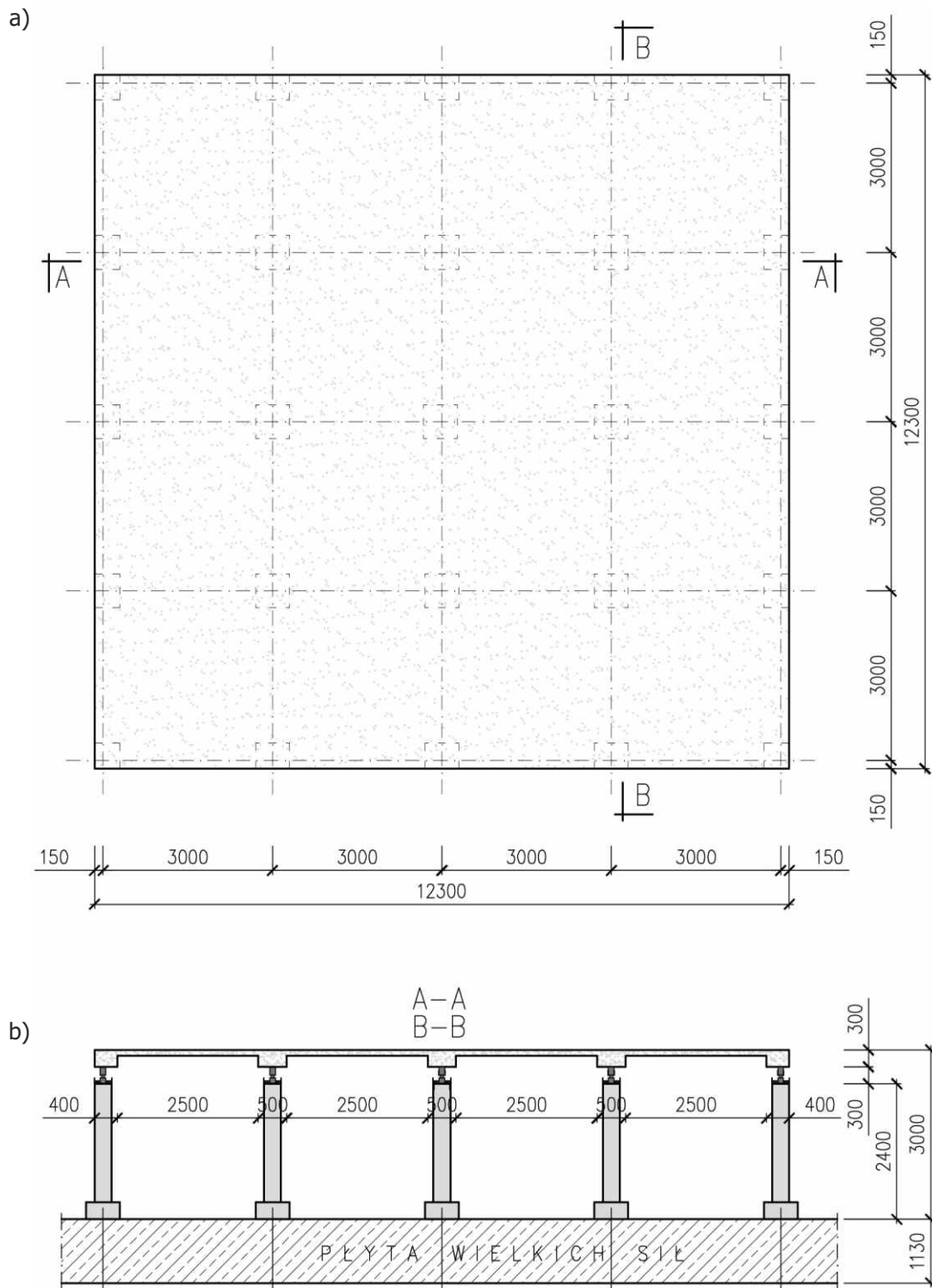
3.1.1 Geometria modelu

Metody badawcze ustrojów płytowo-słupowych opisane w literaturze wskazują określone zasady doboru wymiarów elementów badawczych w zależności od oczekiwanych rezultatów. W sytuacjach rozpatrywania wydzielonych elementów konstrukcyjnych np. słupów, belek czy też ich wzajemnych połączeń (np. połączeń płyta-słup) wskazane jest wykonywanie takich elementów w skali rzeczywistej, czyli 1:1, ewentualnie nieco zmniejszonej, jednakże nie mniejszej niż 1:2. Prowadzenie badań całych ustrojów konstrukcyjnych jest w dużej mierze związane z możliwościami badawczymi jednostki, w której są one prowadzone. Najczęściej spotykaną skalą takich badań jest skala 1:2, aczkolwiek są spotykane badania wykonywane w skali 1:1 oraz na istniejących konstrukcjach.

Mając na uwadze rezultaty badań eksperymentalnych przedstawione w Biuletynie Technicznym 5 [4] model badawczy zaprojektowano tak, aby po usunięciu podpory możliwe byłoby wytworzenie ustroju ciągnowego pomiędzy pozostałymi sztywnymi polami płyty żelbetowej. Dlatego też do przeprowadzenia badań przyjęto szesnastopolowy ustrój płytowo-słupowy, który został wykonany w skali 1:2. Model badawczy przyjęto w postaci płyty żelbetowej, którą podparto przegubowo na 25 prefabrykowanych podporach o osiowym rozstawie 3×3 m, w postaci słupów żelbetowych o wysokości 2,4 m. Grubość płyty przyjęto jako równą 1/30 rozpiętości stropu pomiędzy podporami. W efekcie całkowite wymiary modelu wyniosły 12,3×12,3×0,1 m (rys. 10). Dodatkowo w celu ograniczenia niekorzystnej możliwości zniszczenia ustroju konstrukcyjnego poprzez wystąpienie zniszczenia płyty przez przebicie w osiach podpór wykonano żelbetowe głowice o wymiarach 500×500 mm i wysokości 200 mm. Przy zastosowanych wymiarach głowicy pole podparcia płyty było identyczne, jak w badaniach eksperymentalnych opisanych w Biuletynie Technicznym 5 [4]. Widok modelu badawczego po jego wykonaniu zamieszczono na rys. 9.



Rys. 9. Widok wykonanego modelu badawczego



Rys. 10. Uproszczony widok modelu przyjętego w badaniach

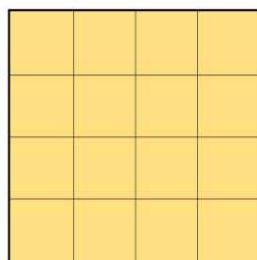
3.1.2 Dobór zbrojenia

Analogicznie, jak w publikacji [4] przy projektowaniu – określaniu ilości zbrojenia do zastosowania w modelu badawczym przyjęto, że wszystkie obliczenia zostaną przeprowadzone zgodnie z normami PN-EN [N10], [N11], [N12]. Przy zestawieniu obciążeń założono następujące wartości obciążeń:

- ciężar własny modelu: $g_{k1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$;
- obciążenie stałe wynikające z warstw posadzki: $g_{k2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$;
- obciążenie użytkowe: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$;
- całkowite obciążenie charakterystyczne: $g_{k1} + g_{k2} + q_k = 6,0 \text{ kN/m}^2$;
- proporcja obciążenia zmiennego do obciążenia stałego 1:1;
- współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń stałych 1,35;
- współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń zmiennych 1,50.

Obliczenia statyczne przeprowadzono korzystając z programu ABC-Płyta, który został udostępniony przez Pana dr inż. Krzysztofa Grajka, któremu Autorzy składają tę drogą podziękowania. W programie zamodelowano badaną konstrukcję jako płaską płytę żelbetową o wymiarach $12300 \times 12300 \text{ mm}$ i grubości 100 mm , którą podparto przegubowo w 25 miejscach.

W miejscu podparcia strefę podporową pogrubiono zgodnie z zaleceniami występującymi w publikacjach [5], [6], [7] do wartości 30 cm na obszarze równym $400 \times 400 \text{ mm}$. Obciążenie przyłożone zostało w siedemnastu schematach statycznych – jeden schemat obciążenia stałego (rys. 11) oraz szesnaście schematów obciążenia zmiennego (rys. 12).



Obciążenie stałe

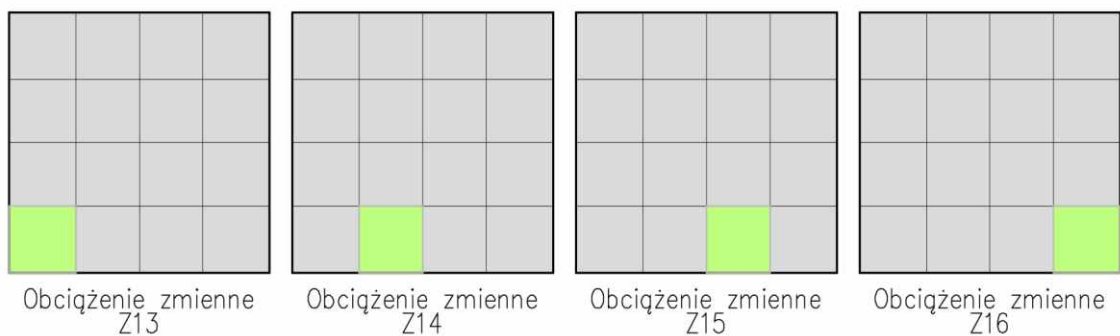
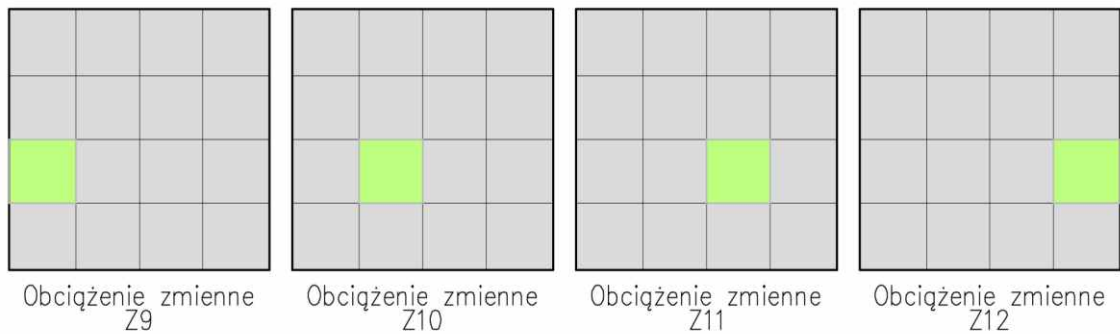
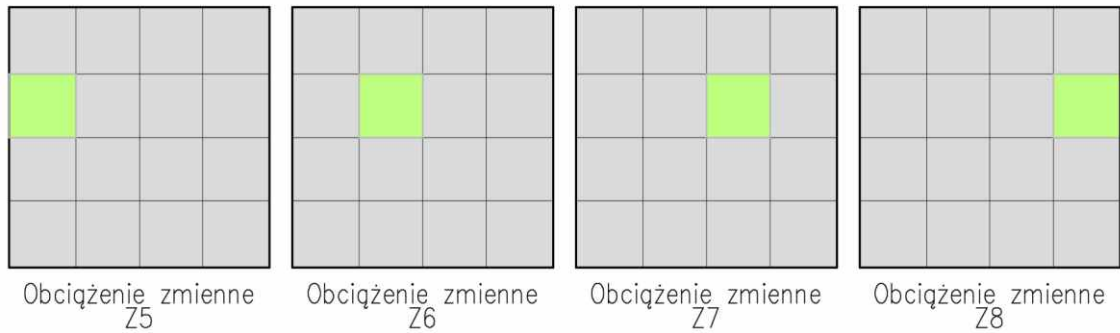
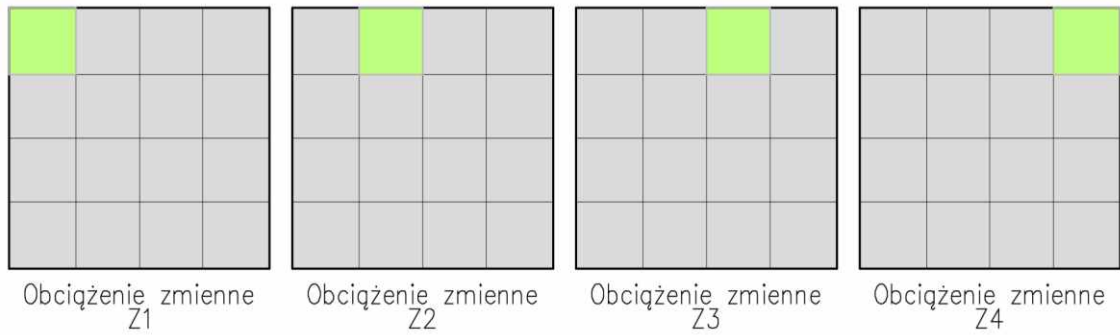


Wartość obciążenia stałego $g_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Rys. 11. Schemat obciążenia stałego uwzględniony w obliczeniach statycznych

Uzyskane na drodze obliczeń statycznych wartości momentów zginających umożliwiły określenie ilości i średnice potrzebnego zbrojenia, które następnie wykonano w postaci dwóch równoległych siatek zbrojeniowych.

Długość prętów zbrojenia górnego dobrano na podstawie wskazań zawartych w amerykańskiej normie ACI 318 [N1]. Jak zaleca ta norma, w paśmie podporowym zbrojenie było przedłużone poza obrys słupa na odległość równą $0,30 \div 0,35 l_n$ rozpiętości przęsła, natomiast zbrojenie górne w paśmie przęsłowym zostało przedłużone poza obrys podpory na odległość $0,20 \div 0,25 l_n$ (rys. 13). Zgodnie z [N12] wokół obwodu płyty na krawędziach swobodnych zastosowano strzemiona ukształtowane w kształt litery U, których długość ramion była większa od $2d + 30\phi$. Rozstaw tych strzemion przyjęto równy rozkładowi prętów zbrojenia dolnego.



 Wartość obciążenia zmiennego $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Rys. 12. Schemat obciążenia zmiennego uwzględniony w obliczeniach statycznych

typ zbrojenia				pręty proste			
pasmo słupowe	zbrojenie	górne	≥ 50% reszta				
		dolne	100%				
pasmo międzysłupowe	zbrojenie	górne	100%				
		dolne	≥ 50% reszta				

Rys. 13. Zasady konstruowania zbrojenia w płycie stropów płytowo-słupowych wg [N1]

W dalszej kolejności obliczono według norm [N10] i [N11] dodatkowe dolne zbrojenie wieńcowe, które powinno przenieść siłę powstałą po usunięciu słupa krawędziowego nie sąsiadującego ze słupem narożnym. Dla schematu, jak na rys. 6b wartość tej siły wyznacza się ze wzoru:

$$F_x = 1,6 [(g_{k1} + g_{k2} + q_k) l_x] l_{x^*}$$

gdzie:

$g_{k1} + g_{k2} + q_k$ – wartości obciążeń,

l_x – rozpiętość płyty w osiach słupów,

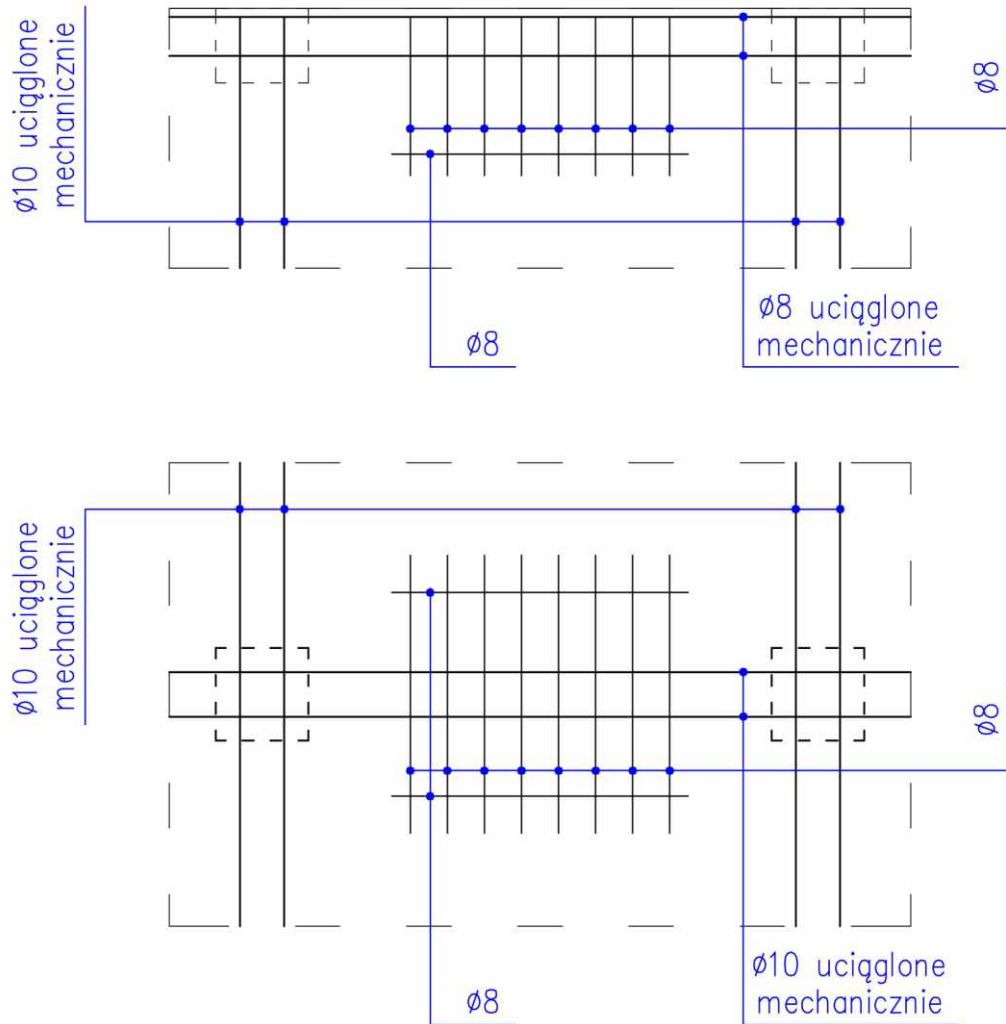
l_{x^*} – rozpiętość uwzględnianego obciążenia (przyjęto: $l_{x^*} = 0,5 l_x + 0,15 \text{ m} = 1,65 \text{ m}$).

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń wyznaczono jako zbrojenie wieńcowe dwa pręty średnicy 8 mm w przypadku wieńców obwodowych oraz dwa pręty średnicy 10 mm w przypadku wieńców wewnętrznych. Tak określona ilość zbrojenia została zastosowana jako główne zbrojenie na katastrofę postępującą z uwagi na możliwość awarii słupa. Zbrojenie to umieszczono w każdej z osi słupów. Szczegóły połączeń siatek zbrojenia dolnego oraz górnego ze zbrojeniem wieńcowym dla poszczególnych modeli zamieszczono na rys. 15 ÷ rys. 20.

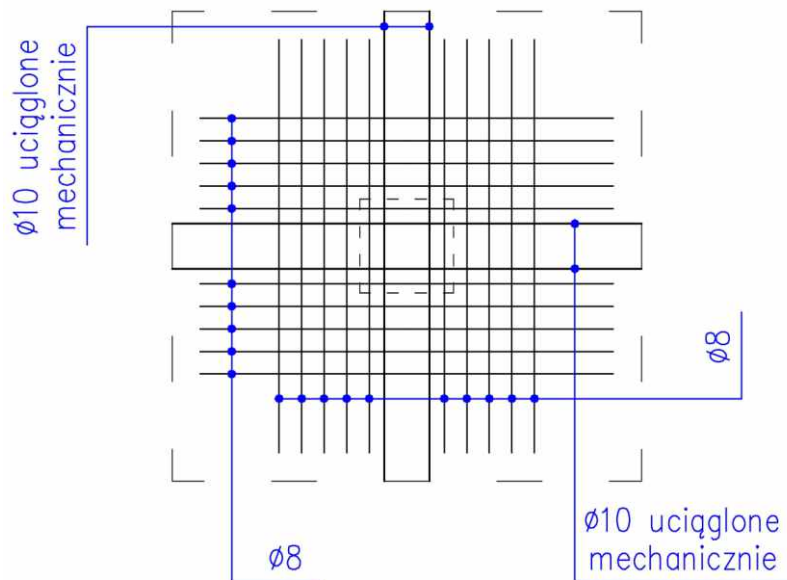
Na podstawie wcześniej przeprowadzonych badań eksperymentalnych stwierdzono, że konieczne jest dodatkowe wzmocnienie stref podporowych modelu ze względu na możliwość wystąpienia przebicia. W tym celu wykonano żelbetowe głowice o wymiarach 500×500×200 mm, 500×350×200 mm oraz 350×350×200 mm odpowiednio na podporach wewnętrznych, krawędziowych i narożnych, które monolitycznie były połączone z płytą stropową. Zbrojenie głowic wykonano jako prefabrykowane kosze zbrojeniowe (rys. 14).



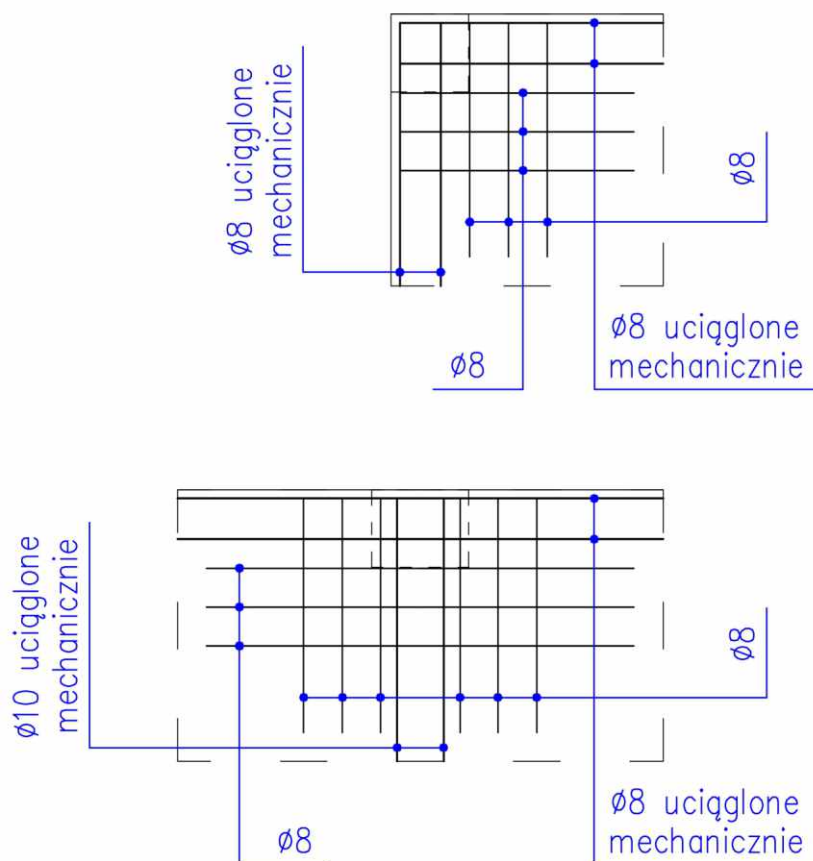
Rys. 14. Widok koszy zbrojeniowych, które zastosowano w głowicach



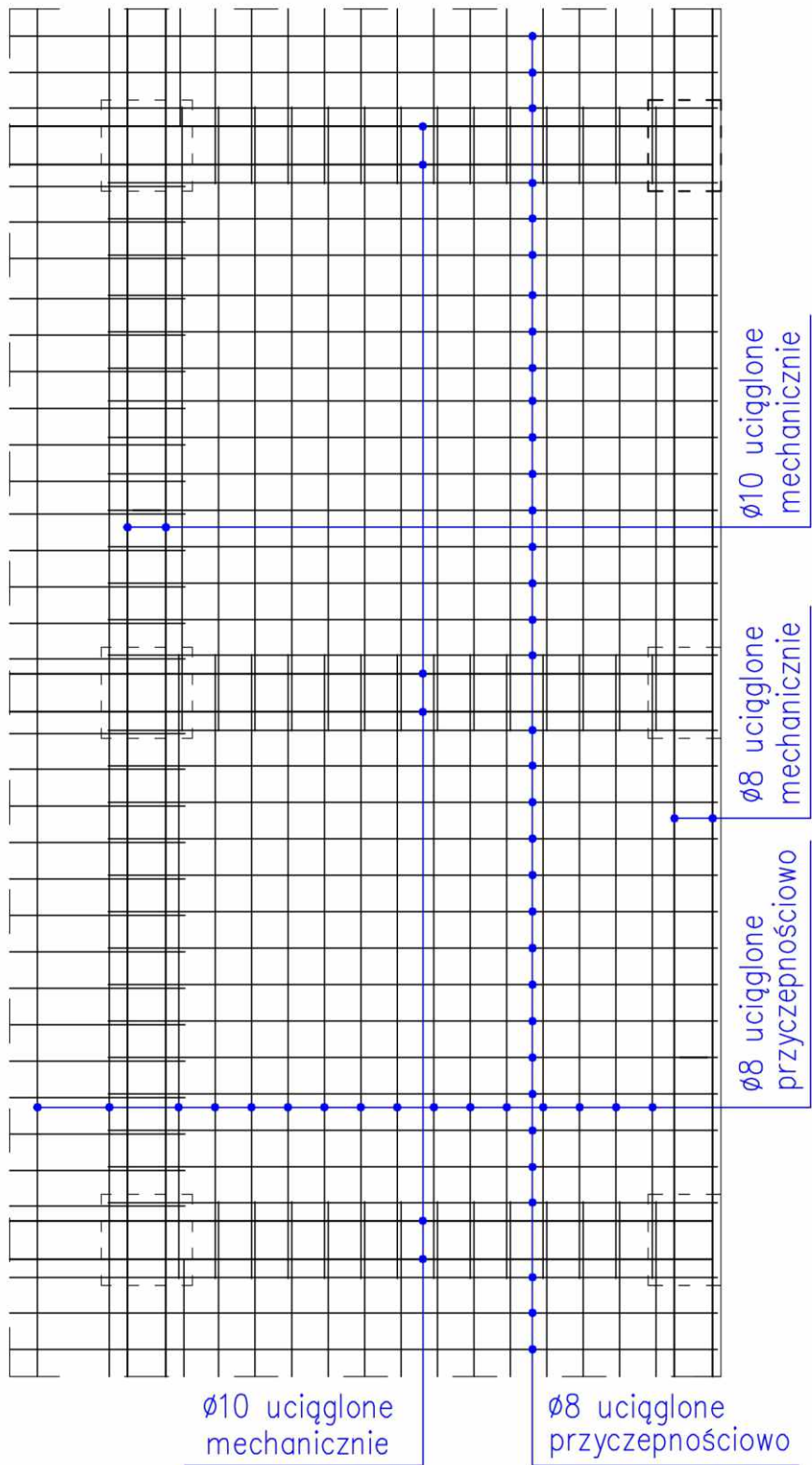
Rys. 15. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego (strefa pomiędzy słupami) – rozmieszczenie zbrojenia identyczne dla każdego z modeli



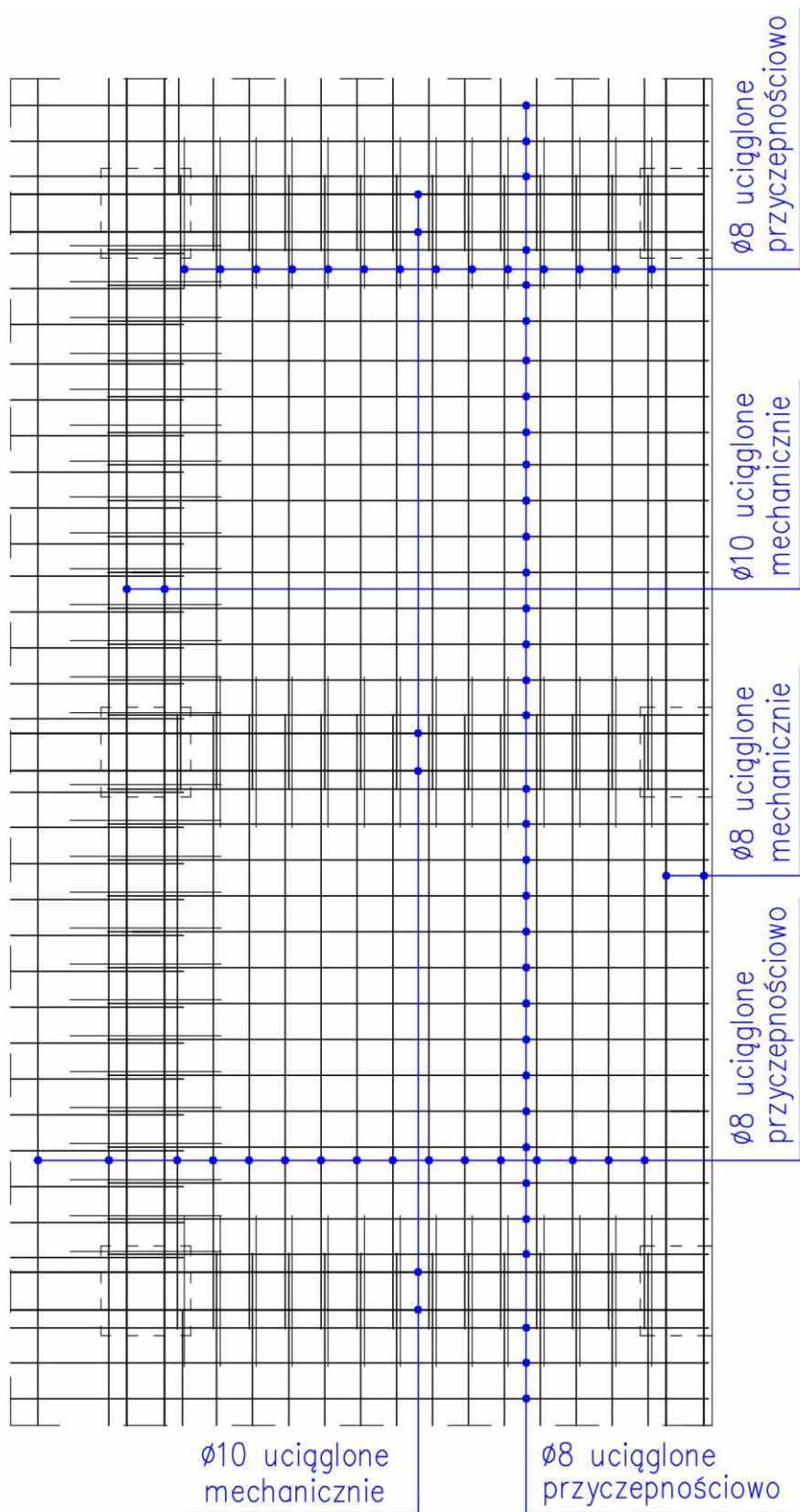
Rys. 16. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego (strefa wewnętrzna)
 – rozmieszczenie zbrojenia identyczne dla każdego z modeli



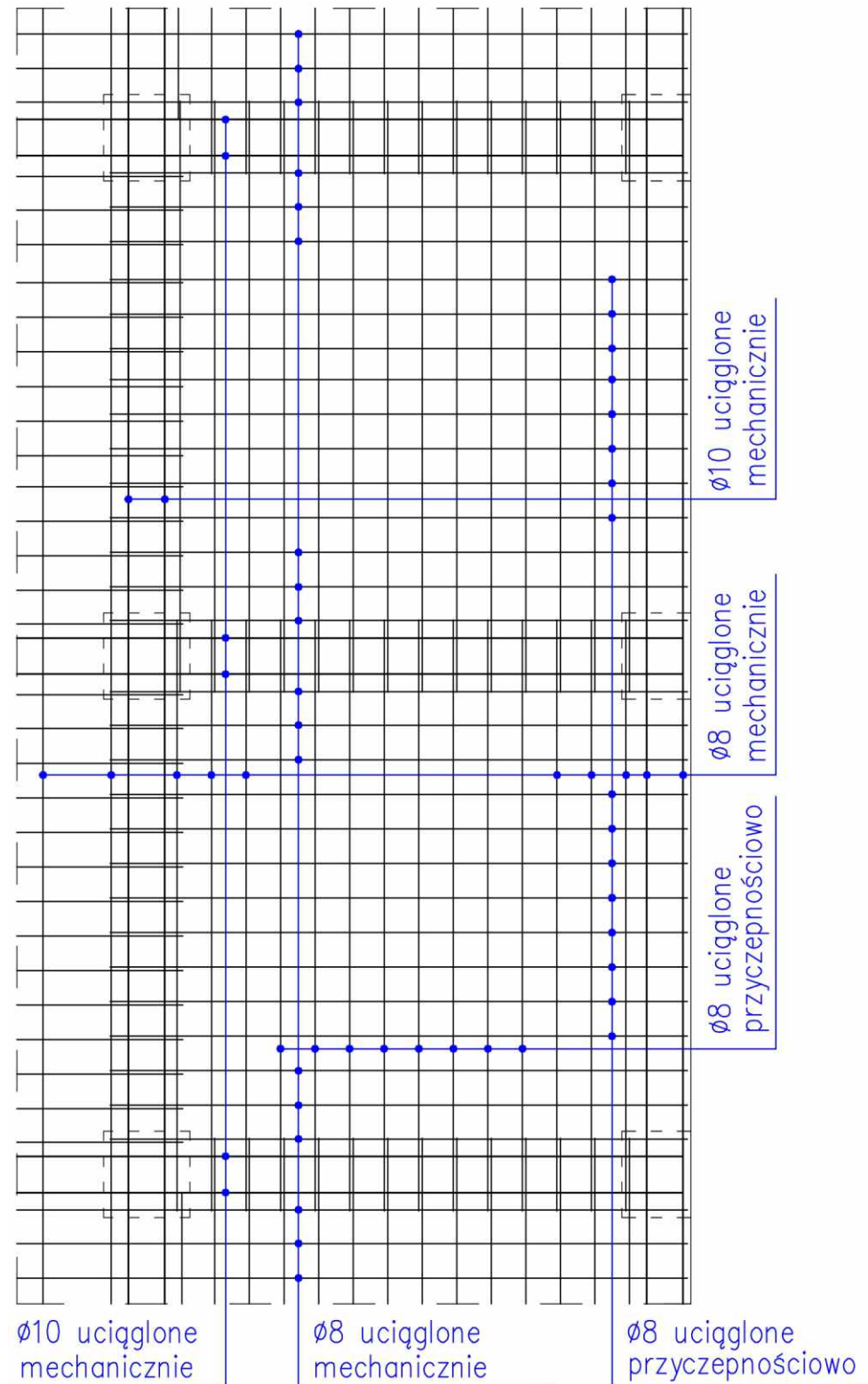
Rys. 17. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego (strefa krawędziowa i narożna)
 – rozmieszczenie zbrojenia identyczne dla każdego z modeli



Rys. 18. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego – Model 1



Rys. 19. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego (Model 2)

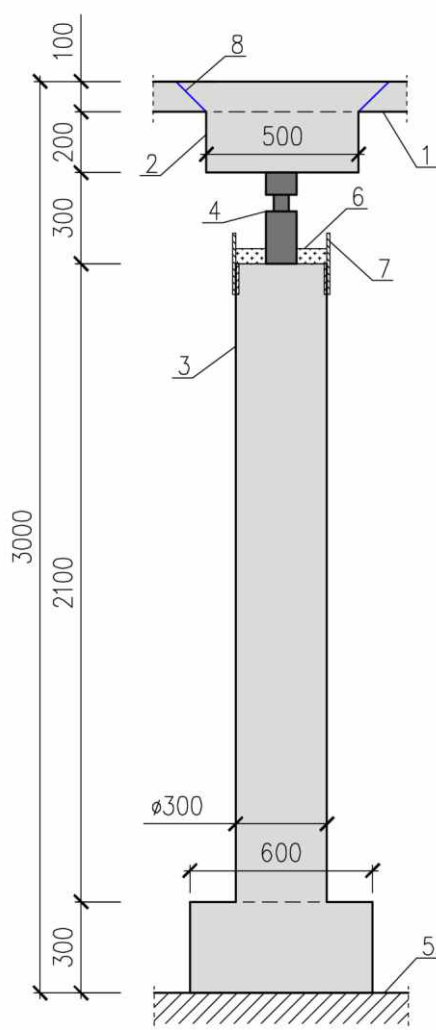


Rys. 20. Zaprojektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego (Model 3)

3.2 Charakterystyka stanowiska badawczego

3.2.1 System podparcia

Na podstawie wcześniej prowadzonych badań [4] przyjęto analogiczną wysokość podparcia modelu badawczego na wysokości ~ 3000 mm co umożliwiło swobodny dostęp do dolnej powierzchni modelu w czasie prowadzonych badań, nawet w sytuacji wystąpienia znacznych deformacji o wartościach powyżej 1000 mm. Na rys. 21 przedstawiono opis poszczególnych elementów podparcia, który składał się z wcześniej wykonanych prefabrykowanych podpór mocowanych do podłoża („płyta wielkich sił”), siłomierzy umożliwiającymi odczytanie reakcji podporowych oraz właściwej części modelu badawczego składającego się z głowicy monolitycznie połączonej z płytą stropową. Zdjęcia z kolejnych etapów wykonywania podparcia modelu pokazano na rys. 22, natomiast na rys. 23 zamieszczono widok wykonanego zestawu podporowego.



Rys. 21. Schemat podparcia modelu badawczego

- 1 – płyta żelbetowa, 2 – głowica żelbetowa, 3 – słup żelbetowy, 4 – siłomierz ,
- 5 – płyta stropowa laboratorium , 6 – drewniany element stabilizujący,
- 7 – stalowa obejma zabezpieczająca, 8 – teoretyczna powierzchnia przebiecia



Rys. 22. Zdjęcia z procesu wykonania podpory słupowej

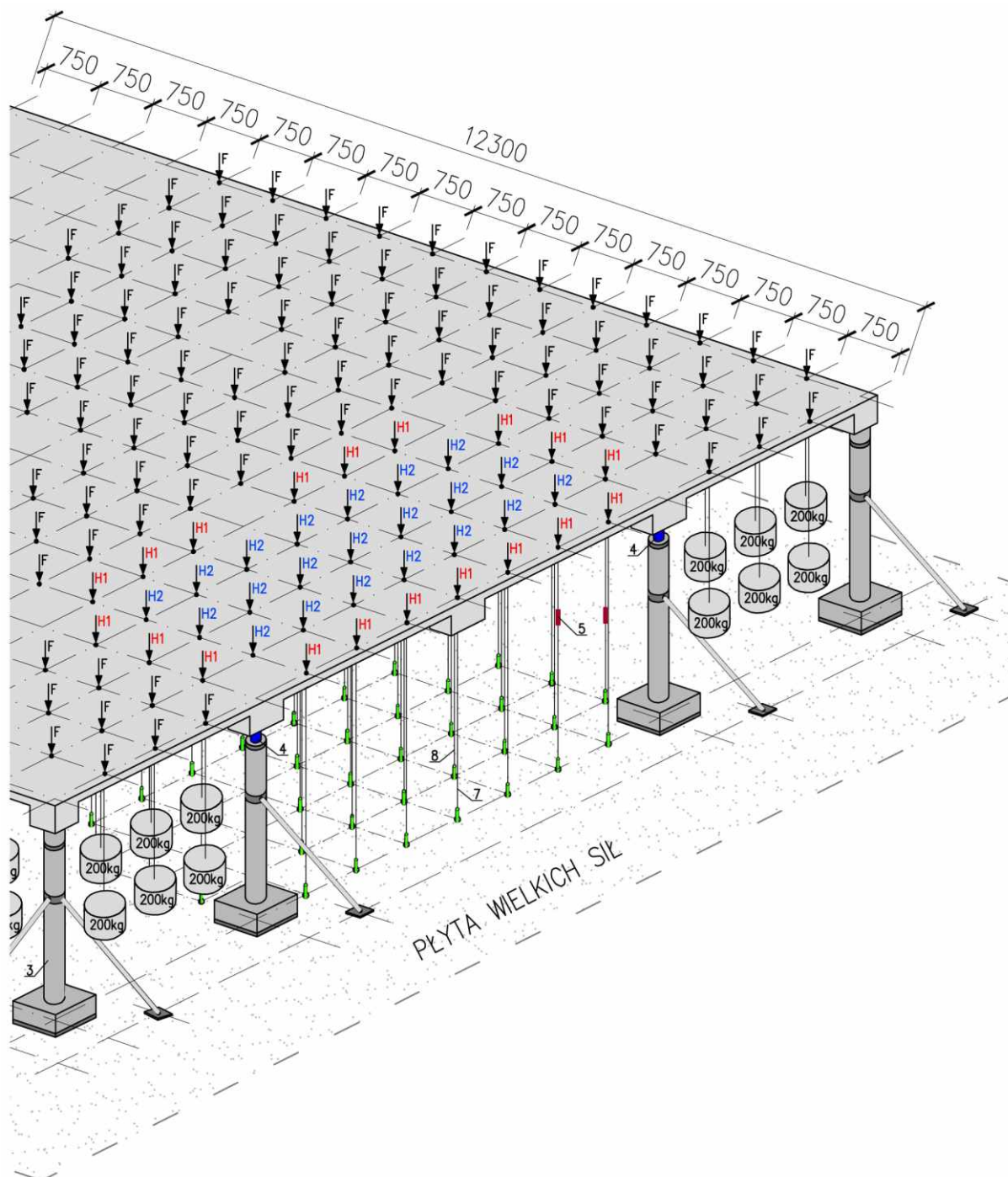
Na wykonanych, rozmieszczonych oraz zrektyfikowanych zestawach podporowych umieszczono model badawczy. Na rys. 24 zamieszczono różne widoki modelu na stanowisku, natomiast na rys. 25 przedstawiono szczegółowy obraz modelu i stanowiska badawczego wraz z zestawami obciążenia, elementami usztywniającymi stanowisko oraz elementami dodatkowymi.



Rys. 23. Zdjęcia podparcia modelu



Rys. 24. Zdjęcia modelu badawczego

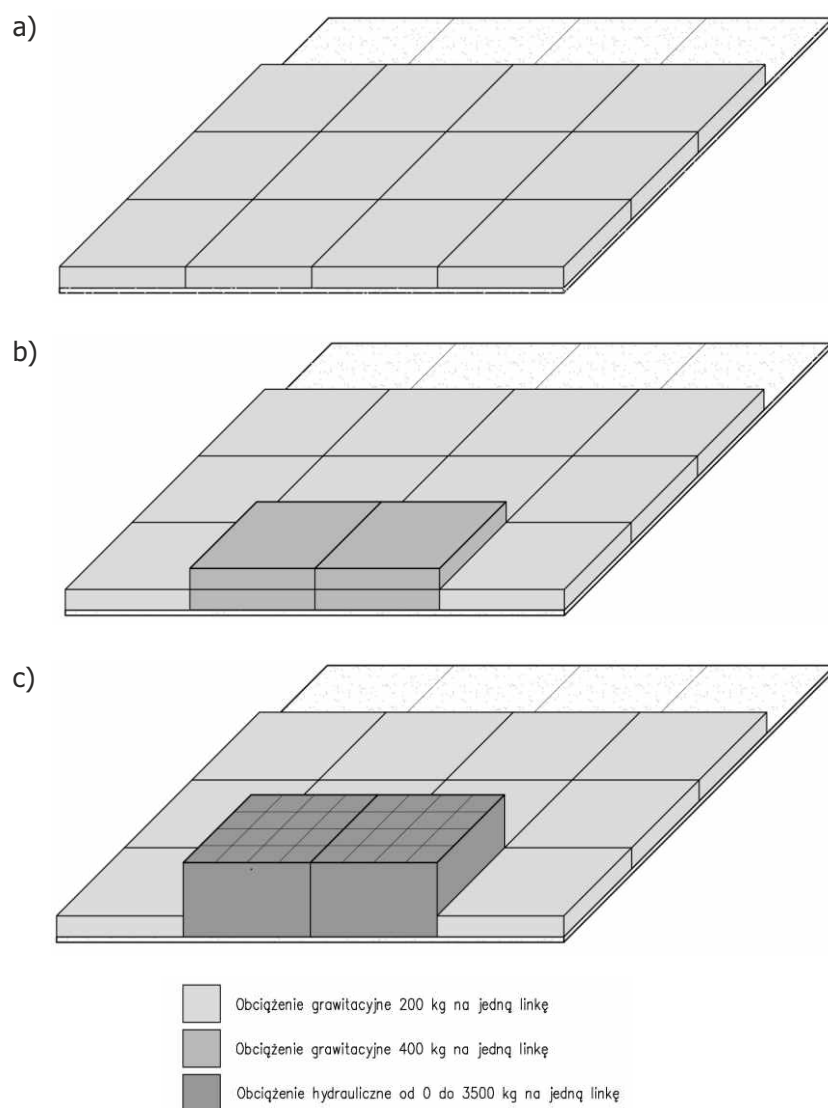


Rys. 25. Szczegółowy widok stanowiska oraz modelu badawczego

- 1- model badawczy (żelbetowa płyta o wymiarach 12300 × 12300 × 100 mm);
- 2- głowica monolitycznie połączona z płytą żelbetową;
- 3- prefabrykowana podpora słupowa o wysokości 2400 mm;
- 4- siłomierze mierzące reakcje podporowe;
- 5- siłomierze mierzące wartość obciążenia hydraulicznego;
- 6- obciążenie grawitacyjne o wartości $F = 200 \text{ kg}$ ($\sim 2 \text{ kN}$);
- 7- hydrauliczne obciążenie krawędzi badanych pól o wartości $H1 = 0 \div 3,5T$ ($\sim 0 \div 35 \text{ kN}$);
- 8- hydrauliczne obciążenie środków badanych pól o wartości $H2 = 0 \div 3,5T$ ($\sim 0 \div 35 \text{ kN}$);
- 9- stalowe zastrzały stabilizujące słupy

3.2.2 System obciążania

Badania każdego wydzielonego pola z płyty były podzielone na dwa etapy realizowane w oddzielnych dniach. W pierwszym dniu każdy z modeli był obciążany grawitacyjnie obciążeniem o wartości 200 kg na jedną linkę, co odzwierciedlało przyjęte do obliczeń obciążenie. Następnie przy pomocy siłownika o dużym wysuwie usuwano słup na krawędzi badanego pola w połowie jego rozpiętości, po czym odciążano model w obszarze badanego pola. W kolejnym kroku zwiększano w tym obszarze obciążenie do wartości 400 kg na jedną linkę. Badania w danym dniu kończyły się odciążeniem badanego pola. Następnie badania były kontynuowane kolejnego dnia, w którym obciążenie było przykładane za pomocą siłowników hydraulicznych o zakresie obciążenia od 0 do 3500 kg na jedną linkę. Schematyczny widok przyjętego systemu obciążania zamieszczono na rys. 26.



Rys. 26. Uproszczony schemat rozmieszczenia układów obciążania:

- a) etap 1 – obciążenie grawitacyjne 200kg,
- b) etap 1 – obciążenie grawitacyjne 200kg i 400kg,
- c) etap 2 – obciążenie grawitacyjne 200 kg i hydrauliczne

System obciążania składał się z kilku układów:

- układ obciążenia grawitacyjnego

Obciążenie grawitacyjne F było zrealizowane w postaci obciążników betonowych o masie 200 kg, które podwieszono w 156 punktach. Szczegółowe widoki rozkładu obciążników wokół badanego pola oraz sposób montażu zamieszczono na rys. 27 i rys. 28.

- zewnętrzny układ obciążenia hydraulicznego

Obciążenie hydrauliczne H1 składało się z zestawu 19 siłowników hydraulicznych, które rozmieszczono jak na rys. 29.

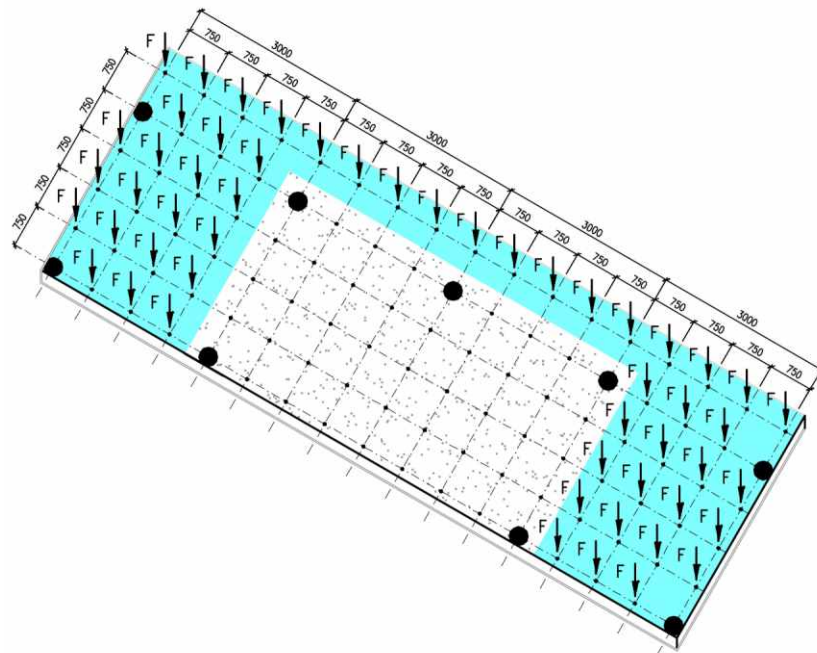
- wewnętrzny układ obciążenia hydraulicznego

Obciążenie hydrauliczne H2 składało się z zestawu 21 siłowników hydraulicznych, które rozmieszczono jak na rys. 30

Tab. 1. Zestawienie parametrów technicznych poszczególnych systemów obciążania

Rodzaj obciążenia	Maksymalna możliwa wartość obciążenia do zastosowania	Całkowita długość przewodów hydraulicznych
grawitacyjne	300szt.×200kg = 60,0 T	---
hydrauliczne	12szt.×3500kg = 42,0 T	28szt.×15000 mm = 420,0 m
hydrauliczne	28szt.×3500kg = 98,0 T	60szt.×15000 mm = 900,0 m

a)



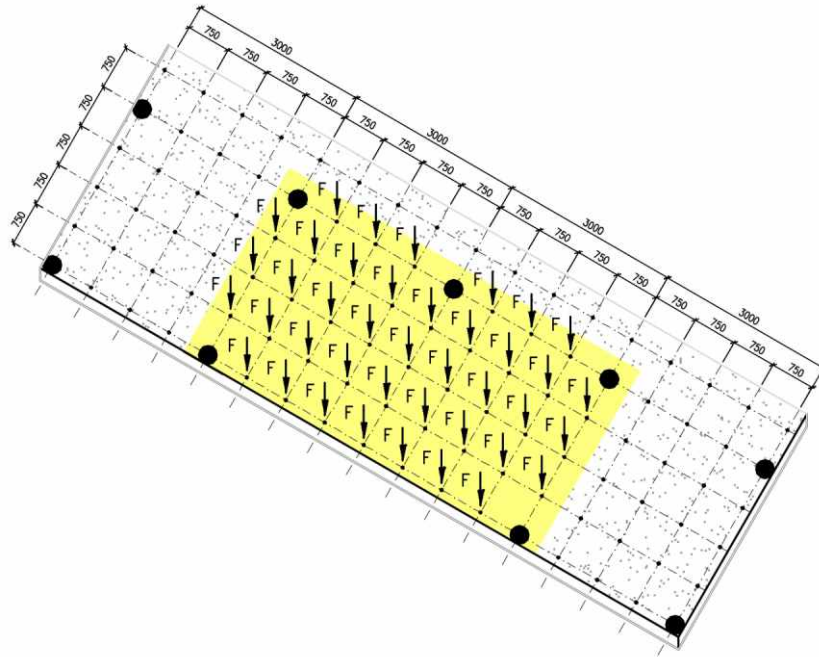
b)



Rys. 27. System obciążania grawitacyjnego:

- a) rozkład obciążenia grawitacyjnego przy badanym polu przed rozpoczęciem badań,
- b) widok mocowania obciążenia grawitacyjnego

a)



b)

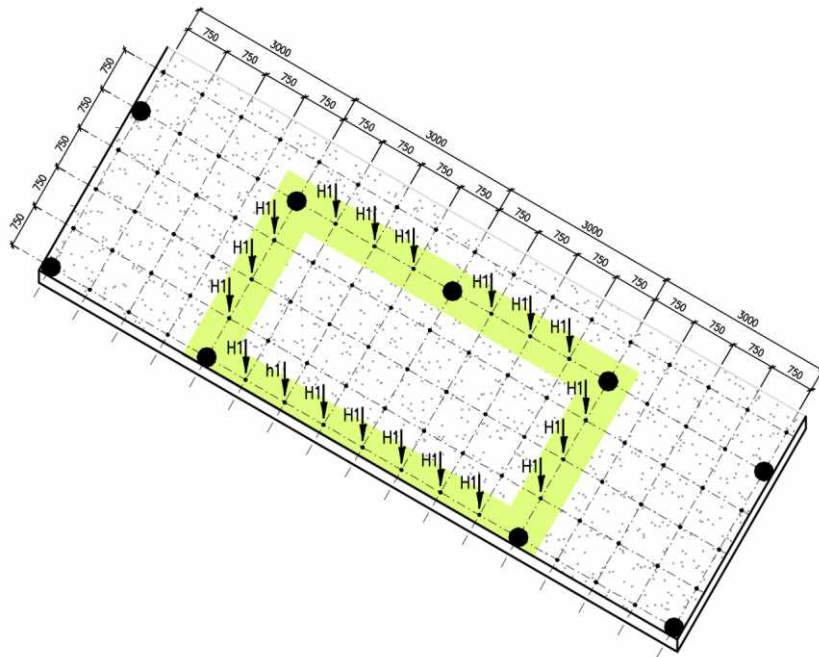


Rys. 28. System obciążania grawitacyjnego w pierwszym etapie badań:

a) rozkład obciążenia grawitacyjnego na badanym polu

b) widok mocowania obciążenia grawitacyjnego

a)



b)

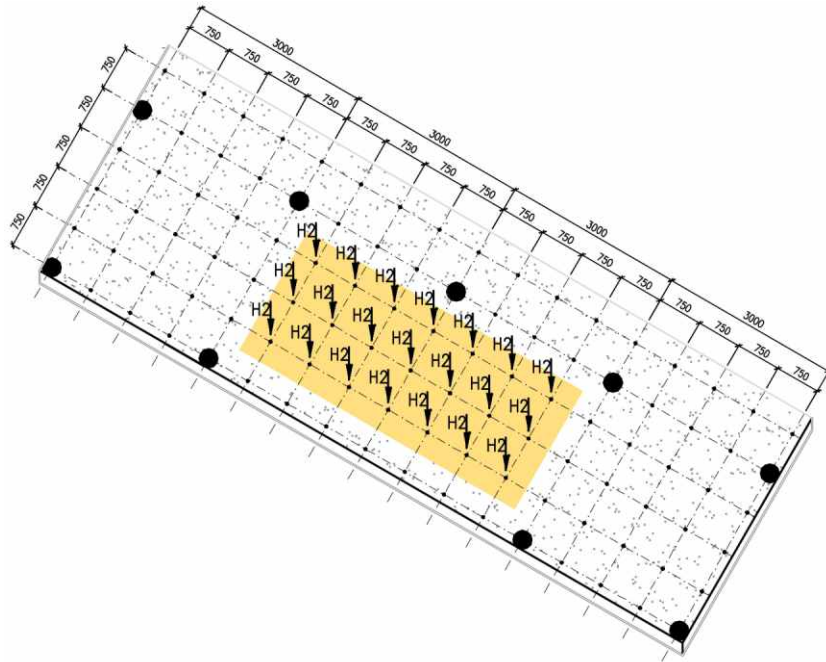


Rys. 29. System obciążania hydraulicznego w drugim etapie badań – obwód zewnętrzny:

a) rozmieszczenie siłowników,

b) widok mocowania obciążenia hydraulicznego

a)



b)



Rys. 30. System obciążania hydraulicznego w drugim etapie badań - obwód wewnętrzny:

a) rozmieszczenie siłowników,

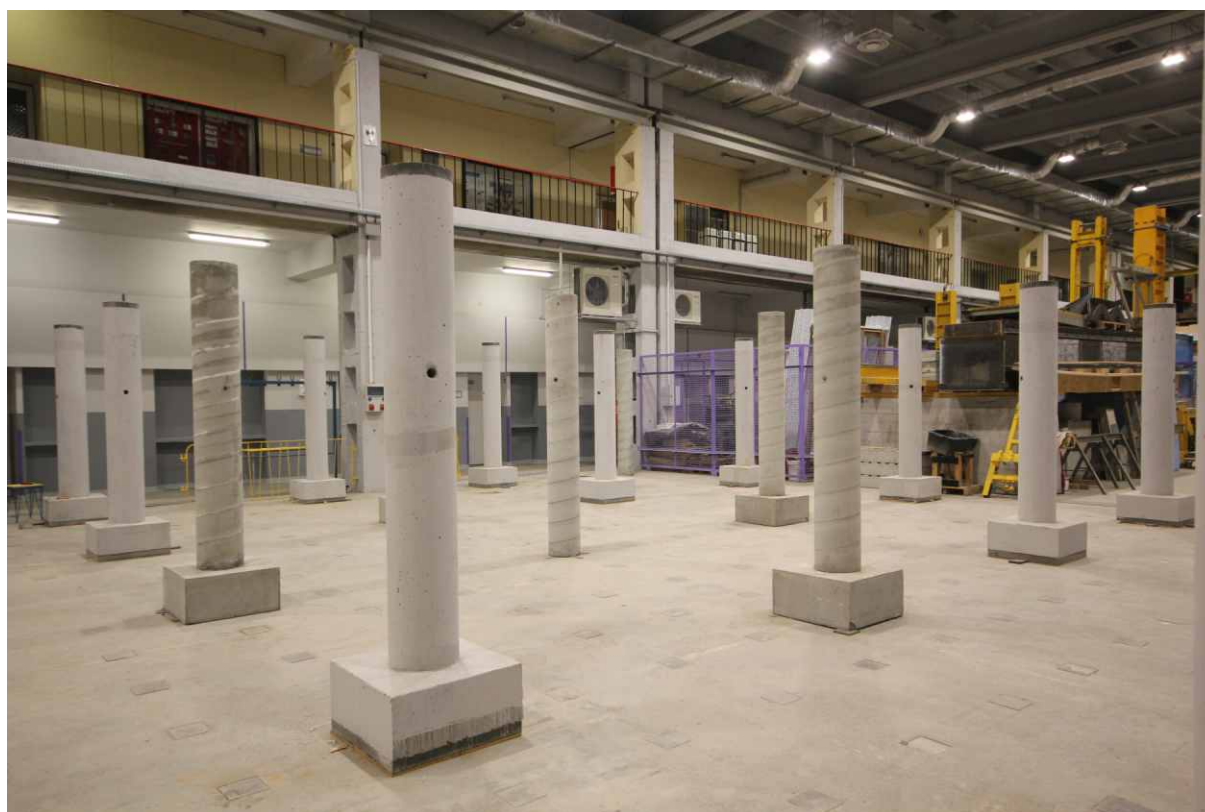
b) widok zamontowanych siłowników i połączenia systemu hydraulicznego

4 Opis technologii wykonania modelu

Ze względu na gabaryty modelu niemożliwe było jego wykonanie poza stanowiskiem badawczym. Dlatego też był on wykonywany bezpośrednio na nim. Budowa modelu i stanowiska od momentu powstawania, aż do chwili rozbiórki składała się z etapów opisanych dokładniej poniżej.

4.1 Rozmieszczenie prefabrykowanych podpór słupowych

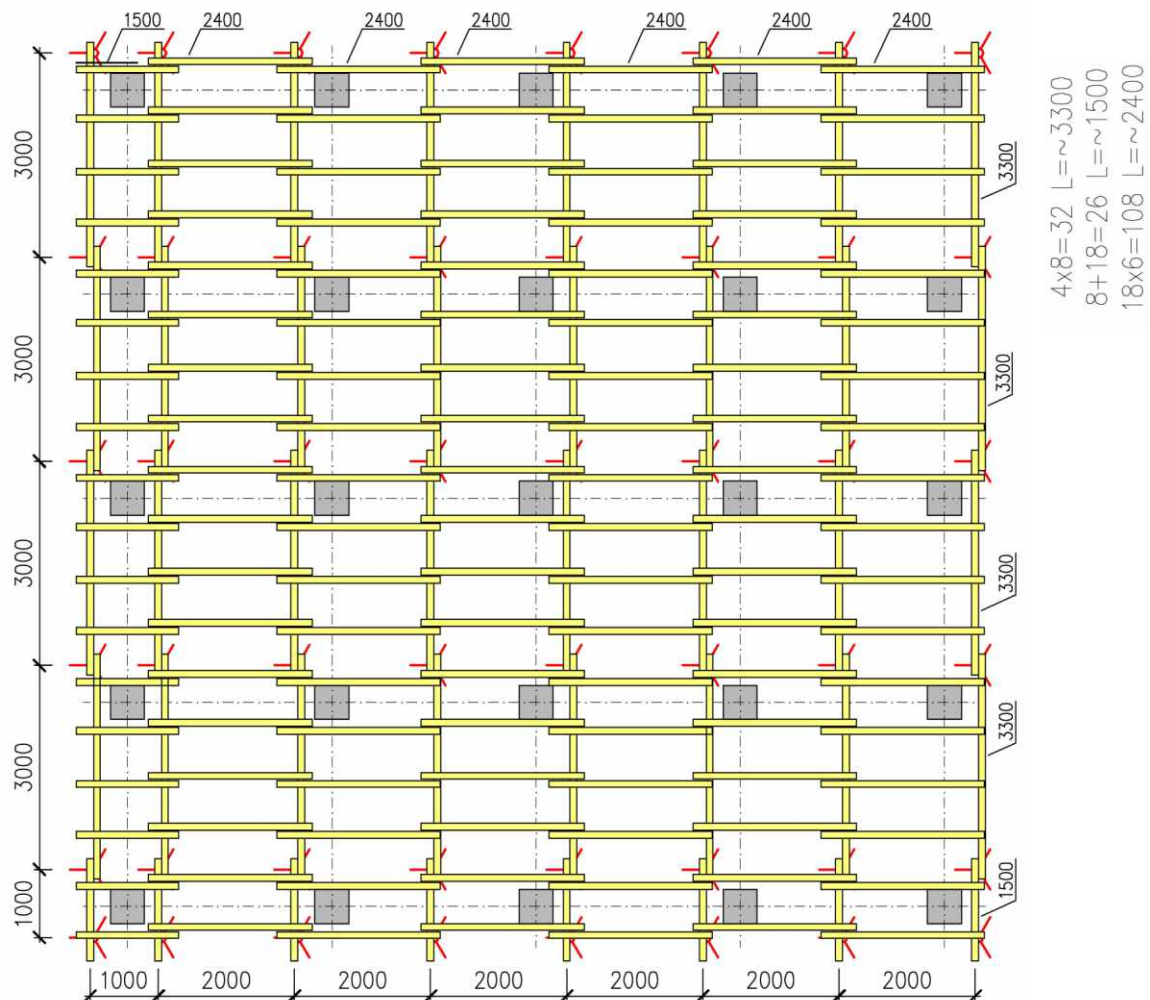
Do podparcia modelu użyto dwadzieścia pięć, identycznych, prefabrykowanych podpór żelbetowych (rys. 21). Podpory te zostały rozmieszczone w rozstawie 3000 mm z dokładnością ± 2 mm. Następnie w etapie rektyfikacji zostały one położone na miękkich płytach pilśniowych o grubości 10 mm celem zniwelowania nierówności posadzki. Po wykonaniu pomiarów kontrolnych geometrii rozstawu podpory zostały utwierdzone za pomocą stalowego cięgna średnicy 28 mm do płyty wielkich sił. Widok rozstawu podpór zamieszczono na rys. 31.



Rys. 31. Widok rozmieszczenia żelbetowych podpór

4.2 Rozmieszczenie i rozłożenie systemowego dźwigarowego deskowania stropowego

Do wykonania deskowania płyty modelu badawczego użyto szkieletowego systemu dźwigarowego. Montaż deskowania był wykonany zgodnie z autorskim projektem (rys. 32÷rys. 33).

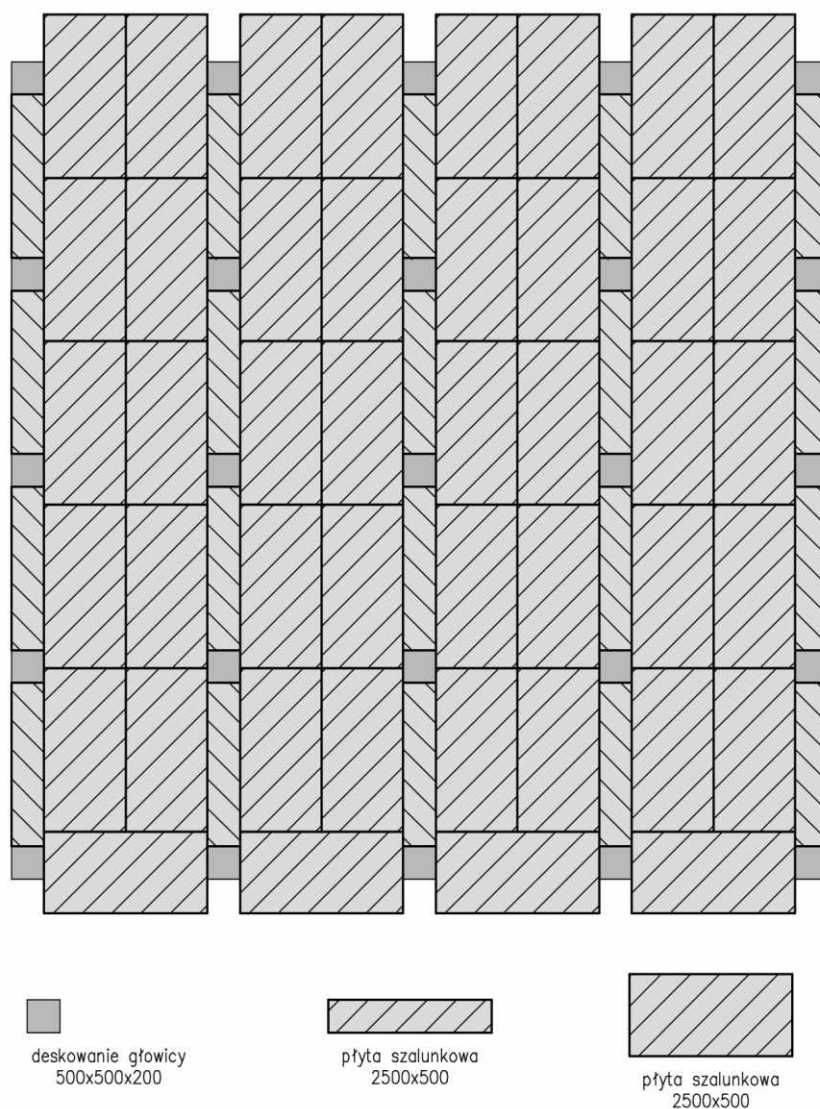


Rys. 32. Rysunek warsztatowy rozkładu deskowania – rozmieszczenie stojaków oraz belek dźwigarowych

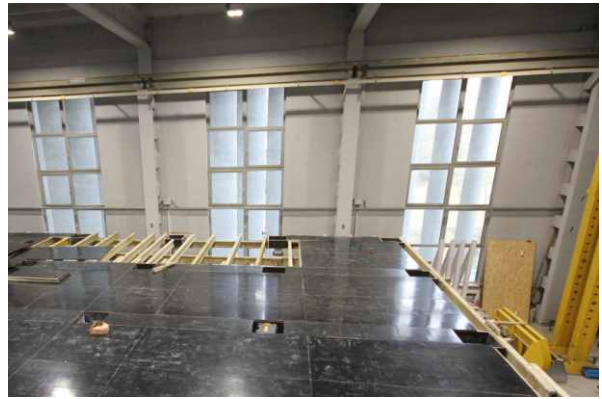
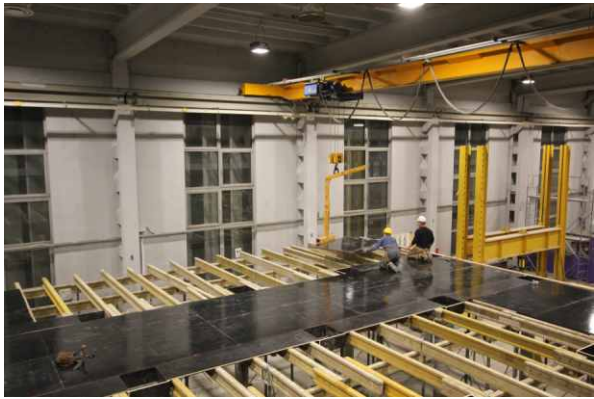
Na rys. 34 zamieszczono widoki z poszczególnych faz układania deskowania:

- na zrektyfikowanych podporach ustalono jeden poziom odniesienia, do którego wyrównano górne powierzchnie prefabrykowanych słupów;
- następnie na czas prowadzenia prac technicznych związanych z betonowaniem ułożono elementy pośrednie w postaci bloczków na których potem zostały ułożone wykonane przygotowane ze sklejki szalunkowej formy, które służyły służące do wykonania głowicy;
- w kolejnym kroku dokonano pomiaru pionowego oraz poziomego położenia form na głowicy w stosunku do opracowanego projektu;

- d) w dalszej kolejności przystąpiono do układania elementów systemu dźwigarowego składających się ze stojaków oraz dźwigarów, które były ustawiane w dwóch prostokątnych kierunkach;
- e) po ułożeniu dźwigarów nastąpiła ponowna weryfikacja wymiarów poziomych i pionowych poszczególnych elementów, a następnie wszystkie elementy zostały stężone ze sobą;
- f) na przygotowanym ruszcie, wykonanym z elementów belkowych, rozpoczęto układanie oraz łączenie płyt szalunkowych z wcześniej ułożonymi formami na głowice i burtami;
- g) w następnym kroku dokonano rektyfikacji deskowania – pomiary były prowadzone geodezyjnie z dokładnością ± 1 mm zgodnie z [N2], [N5];
- h) na koniec przed ułożeniem zbrojenia uszczelniono deskowanie na styku płyt szalunkowych oraz całą powierzchnia pokryto środkiem antyadhezyjnym do betonu.



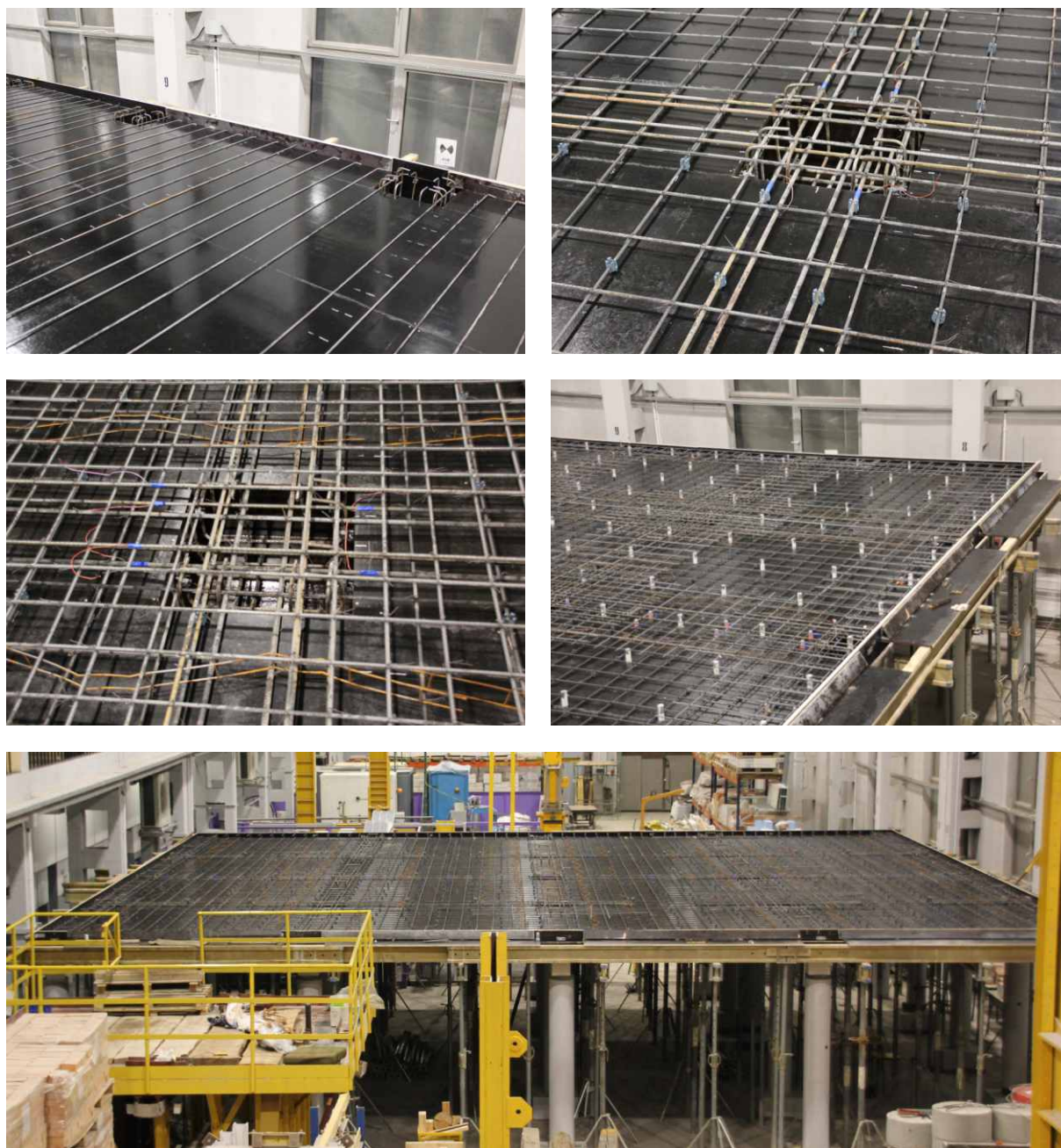
Rys. 33. Rysunek warsztatowy rozkładu deskowania – rozmieszczenie płyt szalunkowych



Rys. 34. Widok kolejnych etapów wykonywania deskowania

4.3 Ułożenie zbrojenia

Wykonanie zbrojenia zlecono firmie zewnętrznej. W pierwszym kroku przygotowano zbrojenie dolne i ułożono na podkładkach dystansowych. Po wykonaniu tej czynności przeprowadzono kontrolę dokładności wykonania zbrojenia przez pomiar odległości pomiędzy prętami, a także pomiar położenia pionowego. W kolejnym kroku wykonywane były siatki zbrojenia górnego, które następnie za pomocą drabinek dystansowych podparto na zbrojeniu dolnym. W dalszej kolejności wokół krawędzi modelu ułożono strzemiona obwodowe. Po zakończeniu prac zbrojarskich dokonano drugiej kontroli jakości wykonania zbrojenia, podczas której stwierdzono, że pomierzone odległości pomiędzy prętami nie różniły się więcej niż ± 2 mm w stosunku do projektowanego położenia. Widok poszczególnych etapów układania zbrojenia zamieszczono na rys. 35.

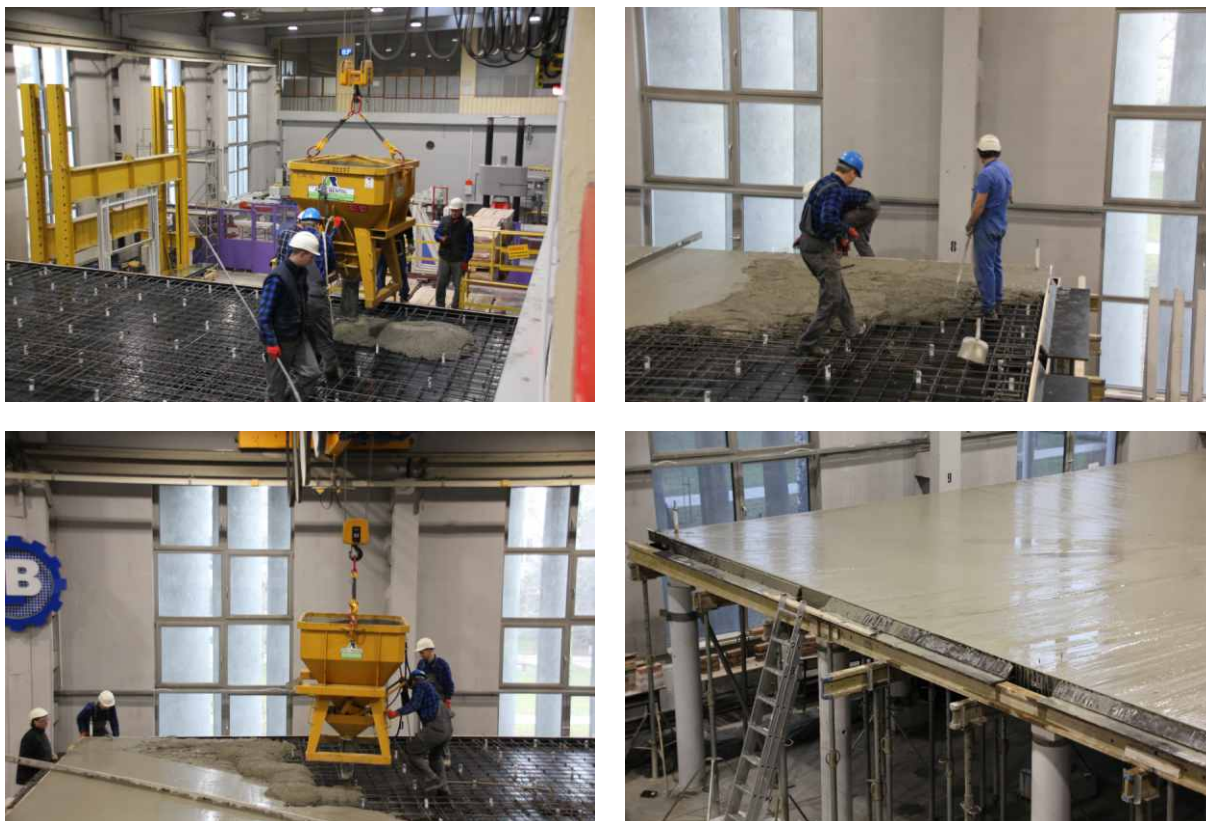


Rys. 35. Widok kolejnych etapów wykonania zbrojenia

4.4 Betonowanie, pielęgnacja, rozdeskowanie

Celem porównania poszczególnych pól badawczych między sobą konieczne było zapewnienie jednakowych parametrów zarówno geometrycznych, jak i materiałowych w poszczególnych modelach: Model 1, Model 2 i Model 3. W związku, z tym po dokładnym sprawdzeniu wymiarów geometrycznych formy szalunkowej oraz inwentaryzacji zbrojenia jedynym niepewnym czynnikiem były parametry mieszanki betonowej, a w szczególności parametry wytrzymałościowe stwardniałego betonu. Zatem istotne było zapewnienie, aby niezależnie od czasu betonowania oraz czasu twardnienia betonu i terminu prowadzenia badań parametry te były bardzo do siebie zbliżone. Przy określaniu informacji potrzebnych do zaprojektowania mieszanki betonowej uwzględniono kilka aspektów.

- Wydłużony czas betonowania płyty, który uzależniony był zaproponowanym systemem układania i przewożenia mieszanki betonowej za pomocą zasobnika o pojemności 0,5 m³. Całkowity czas wyładunku jednej partii mieszanki, przewiezienie i ułożenie jej w deskowaniu trwało około 3h. Przyjęcie takiego systemu spowodowane było brakiem możliwości bezpośredniego dojazdu betonowozu do umieszczonego w hali laboratoryjnej modelu.
- Duża objętość potrzebnej mieszanki betonowej o wartości ~20 m³ wymagała co najmniej dwóch transportów z betoniarni oddalonej o około 10 km.
- Konieczność zastosowania betonu o bardzo dużej płynności ze względu na umieszczenie w modelu bardzo wiotkiego zbrojenia oraz konieczność dotrzymania założonych tolerancji jego położenia, na co wskazywały spostrzeżenia poczynione w ramach realizacji wcześniejszych prac badawczych [8].

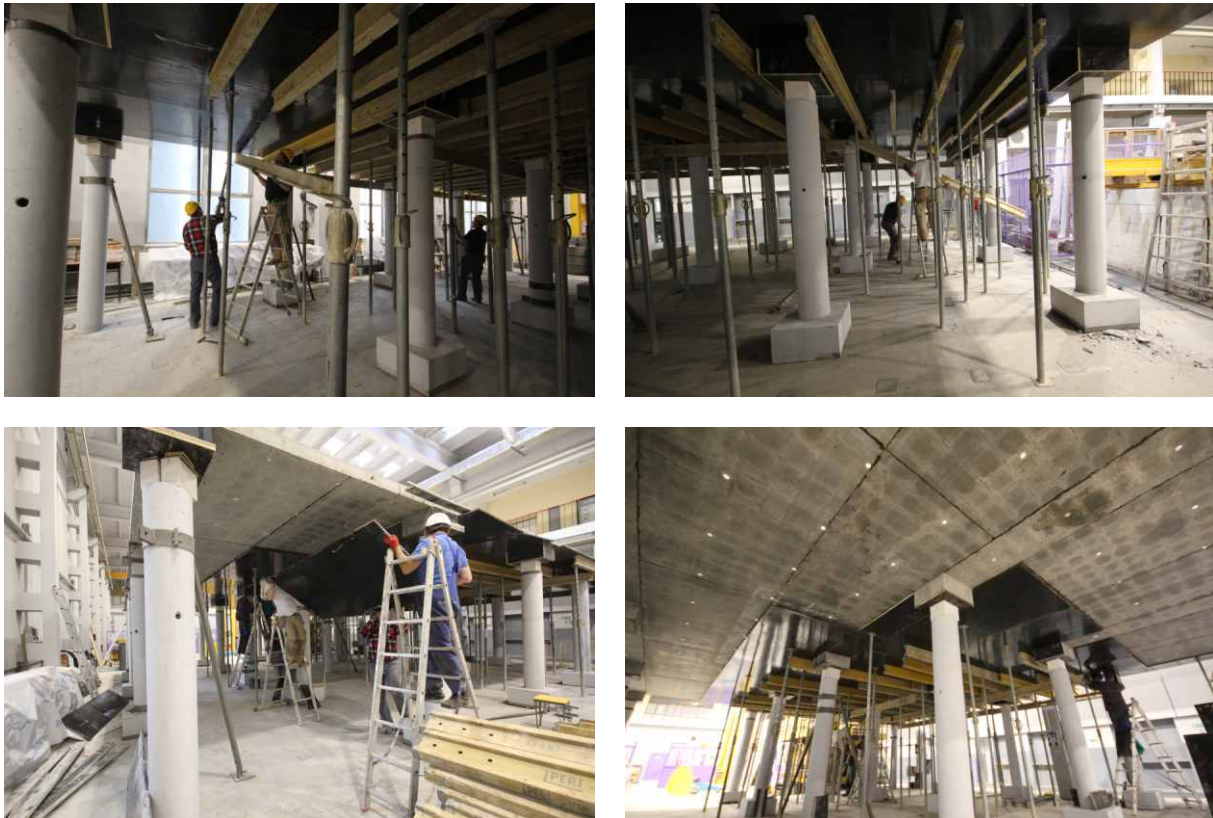


Rys. 36. Betonowanie

Na podstawie powyższych założeń użyto zwykłego betonu towarowego o klasie konsystencji S4, na cemencie hutniczym o przewidywanej klasie wytrzymałości C30/37. Widoki poszczególnych faz betonowania zamieszczono na rys. 36. Zgodnie z wytycznymi projektowymi pielęgnację betonu prowadzono przez okres 21 dni (rys. 37), natomiast rozdeskowanie modelu nastąpiło po okresie 45 dni (rys. 38).



Rys. 37. Pielęgnacja



Rys. 38. Rozdeskowanie

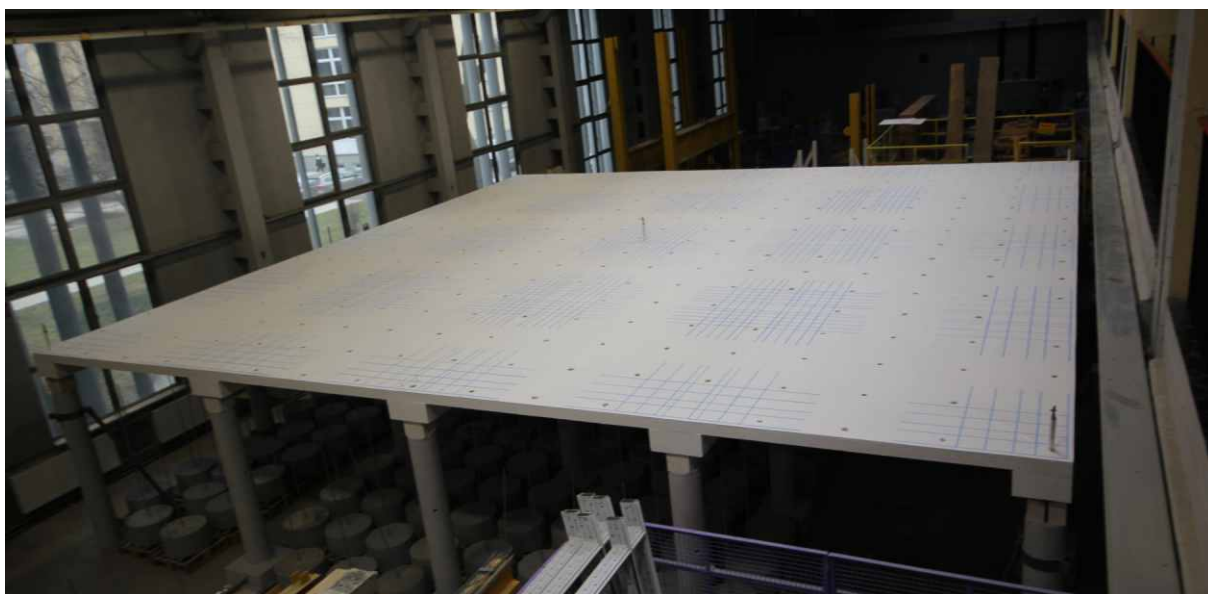
4.5 Przygotowanie modelu do badań

Przed przystąpieniem do badań przeprowadzono szereg prac przygotowawczych w zakresie, których:

- wykonano malowanie modelu na biało celem lepszego odwzorowywania powstających w trakcie badań uszkodzeń (rys. 39),
- odwzorowano położenie zbrojenia górnego na powierzchni płyty (rys. 40),
- wykonano i zamontowano niezależną, stalową konstrukcję wsporczą służącą do montażu czujników indukcyjnych do pomiarów przemieszczeń górnej powierzchni płyty (rys. 68),
- montowano elementy systemów wykorzystywanych do realizacji obciążania płyty (rys. 27÷rys. 30),
- przestawiano układy obciążające oraz aparaturę pomiarową pomiędzy badaniami poszczególnych modeli.



Rys. 39. Malowanie płyty



Rys. 40. Odwzorowanie zbrojenia górnego na powierzchni płyty

4.6 Pomiar geometrii modelu, inwentaryzacja zbrojenia, inwentaryzacja uszkodzeń

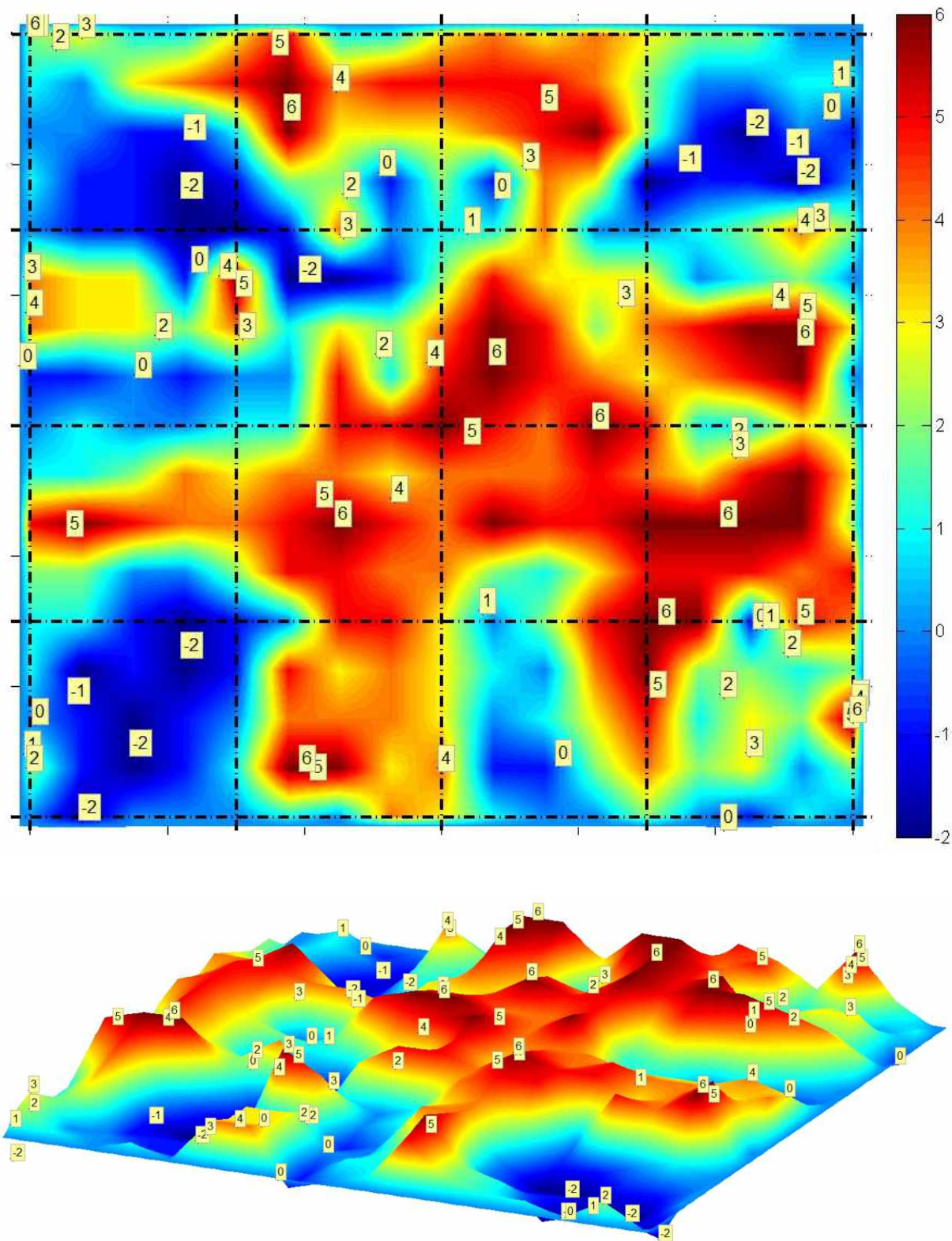
Po wykonaniu badanego modelu przeprowadzono kontrolę jego parametrów geometrycznych, porównując je z wymiarami założonymi w projekcie. Kontrolę zrealizowano w dwóch etapach:

- W etapie pierwszym, po rozdeskowaniu przeprowadzono:
 - kontrolę poziomu dolnej powierzchni modelu względem poziomu płyty stropowej laboratorium. Przeprowadzono również badania równości powierzchni dolnej. Według wykonanych pomiarów stwierdzono, że podczas betonowania nie wystąpiła deformacja deskowania i dokładność jego wykonania została zachowana.
 - kontrolę grubości płyty we wszystkich miejscach umożliwiających taki pomiar (krawędzie płyty oraz miejsca podwieszania obciążenia). Na podstawie pomiarów stwierdzono, że grubość płyty miała odchylenie w zakresie od -2mm do 5 mm w stosunku do założonej. Uzyskane wyniki zamieszczono na rys. 42.
- W etapie drugim po przeprowadzeniu badań niszczących kolejnych modeli wykonano pomiary położenia zbrojenia względem dolnej powierzchni płyty. Pomiary te wykonane były poprzez rozkucie wybranych fragmentów płyty bezpośrednio po badaniu, a także po wykonaniu rozbiórki modelu badawczego. Uzyskane wyniki wykazały, że maksymalna pomierzona różnica w położeniu pionowym prętów w większości przypadków była nie większa niż 1 mm dla warstwy dolnej zbrojenia oraz 2 mm dla warstwy górnej zbrojenia. Przykładowe widoki rozkutyh fragmentów płyty w celu przeprowadzenia pomiarów miejsc zamieszczono na rys. 41.

Zarówno w pierwszym, jak i drugim etapie kontroli przeprowadzono inwentaryzację uszkodzeń. W pierwszym etapie zinwentaryzowano wszelkiego rodzaju pęknięcia, rysy oraz ubytki, które powstały po rozdeskowaniu modelu. W etapie drugim inwentaryzacja polegała na opisie i oznaczeniu zarysowań i pęknięć betonu oraz inwentaryzacji uszkodzonych prętów zbrojeniowych.



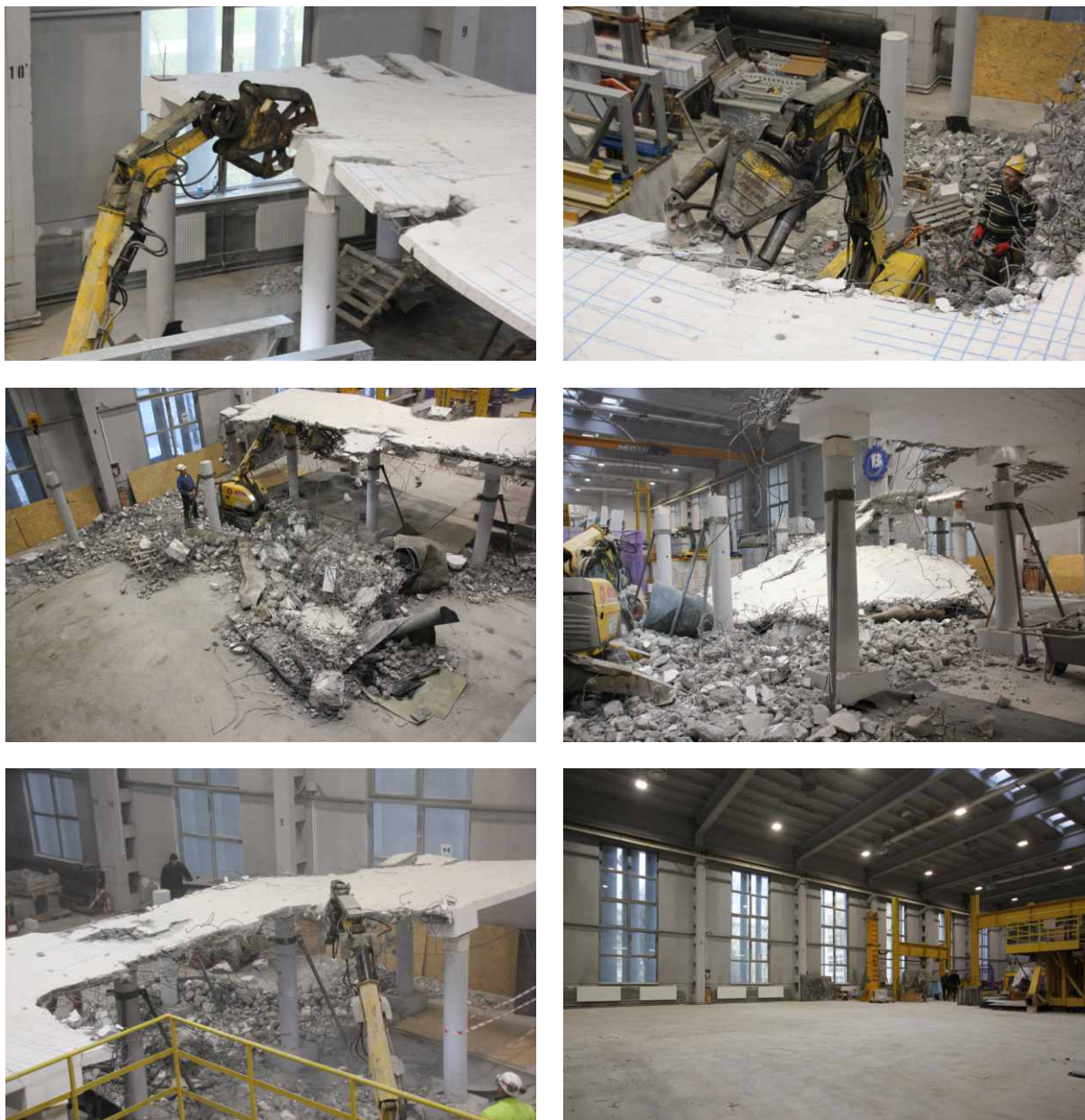
Rys. 41. Przykładowe widoki rozkutyh miejsc do przeprowadzenia pomiarów położenia zbrojenia



Rys. 42. Wyniki pomiarów odchyżeń grubości modelu w stosunku do wartości projektowanej

4.7 Rozbiórka modelu

Po przeprowadzeniu wszystkich prac związanych z udokumentowaniem rezultatów badań przystąpiono do rozbiórki modelu, którą zlecono firmie zewnętrznej. Według dostarczonego schematu postępowania za pomocą specjalnego robota wyburzeniowego przystąpiono do rozbiórki poszczególnych części modelu i uprzątnięcia terenu laboratorium (rys. 43).



Rys. 43. Etapy rozbiórki modelu

5 Materiały

5.1 Stal

Do zbrojenia modeli wykorzystano bardzo zróżnicowany asortyment stali, zarówno jeżeli chodzi o średnicę, jak i o jej gatunek. Badania stali zostały przeprowadzone w Laboratorium Huty Zawiercie (rys. 44) [16] na próbkach nieobrobionych uzyskując dla każdego rodzaju pręta zbrojeniowego wykresy zależności $\sigma - \epsilon$ (rys. 45). Badania wykonano zgodnie z normą [N4]. Uzyskane wartości parametrów technicznych zamieszczono w tab. 2. Na podstawie uzyskanych parametrów techniczny zgodnie z [N12] pręty średnicy 8 mm i 10 mm zakwalifikowano do klasy C.



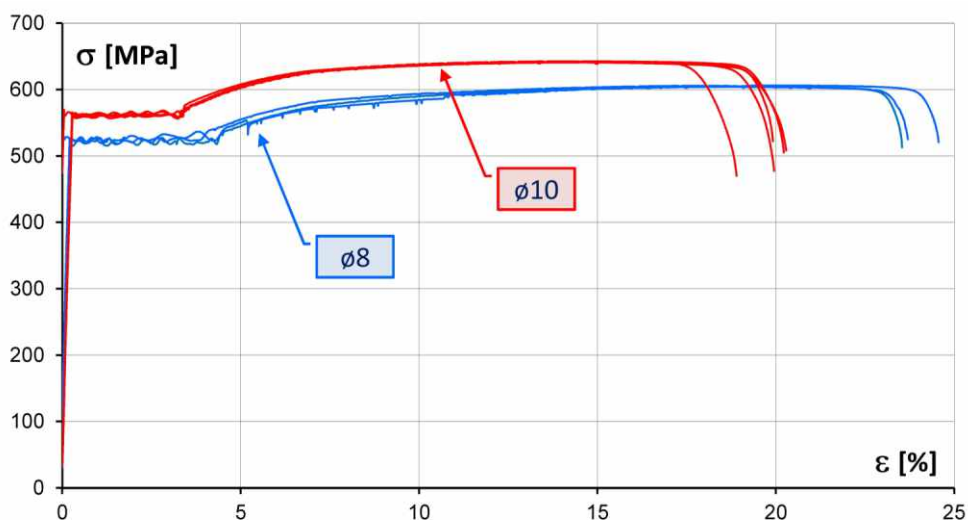
Rys. 44. Widok aparatury do badania parametrów mechanicznych stali [16]

Tab. 2. Średnie wartości parametrów mechanicznych prętów nieobrobionych badanych wg PN-EN 10002-1:1998 (dla każdej średnicy przebadano 6 próbek)

Średnica próbki	E [GPa]	$f_{0,2k}$ [MPa]	f_{yk} [MPa]	Odchylenie standardowe	f_{tk} [MPa]	Odchylenie standardowe	ϵ_{uk} [%]	Odchylenie standardowe
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

gdzie:

E – moduł sprężystości stali, $f_{0,2k}$ – naprężenie graniczne przy przyroście nieproporcjonalnym 0,2 %, f_{yk} – granica plastyczności, f_{tk} – wytrzymałość na rozciąganie, ϵ_{uk} – całkowite procentowe wydłużenie przy największej sile



Rys. 45. Zależności $\sigma - \epsilon$ nieobrobionych prętów [16]

5.2 Beton

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

- badanie wytrzymałości betonu na ściskanie
Kontrolę wzrostu wytrzymałości betonu prowadzono w okresie dojrzewania betonu, na próbkach kostkowych 150 x 150 x 150 mm. Kolejne badania przeprowadzono po 3, 7, 14, 21, 28 dniach. Badania przeprowadzono wg procedur zawartych w normach [N6], [N7], [N8].
- badanie modułu sprężystości
Badanie modułu sprężystości betonu oraz wyznaczenie zależności $\sigma - \epsilon$ przeprowadzono, analogicznie jak w przypadku kostek po zakończeniu badań zasadniczych na próbkach walcowych 150 x 300 mm. Badania prowadzone były zgodnie z wytycznymi Instrukcji ITB [N3]. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężenia $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości E_c w przedziale naprężenia $0,05 \text{ MPa} \div 0,33 f_{c,i}$.
- badanie wytrzymałości średniej na rozciąganie betonu przy rozłupywaniu
Kontrolę wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono po zbadaniu wszystkich modeli. Wytrzymałość badano na próbkach walcowych 160 x 160 mm. Badania przeprowadzono wg procedur zawartych w normach [N6], [N7], [N9].
- badanie wytrzymałości średniej na rozciąganie betonu przy metodzie bezpośredniej
Kontrolę wytrzymałości betonu na rozciąganie wykonano analogicznie, jak w przypadku pozostałych próbek po zakończeniu okresu badań zasadniczych, na próbkach prostokątnych 70 x 70 x 650 mm. Badania wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie wykonano zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB [N3].

Uzyskane w trakcie badań materiałowych parametry techniczne betonu zamieszczono w tab. 3, których wartości były określane zawsze dla 6 próbek. Natomiast przykładowe zdjęcia z przebiegu tych badań przedstawiono na rys. 46.

Tab. 3. Średnie wartości parametrów mechanicznych betonu po 28 dniach

Planowana klasa betonu	Moduł sprężystości E_{cm} [MPa]	Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,core}$ [MPa]	Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,cube}$ [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie f_{ctm} [MPa]
C 30/37	32557	35,4	42,15	2,17



Rys. 46. Badania laboratoryjne: a) badanie wytrzymałości na rozciąganie przy próbie bezpośredniej, b) badanie wytrzymałości na ściskanie, c) badanie wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupanie, d) badanie modułu sprężystości, e) aparatury do badań wytrzymałościowych

6 Przebieg badań

6.1 Przygotowanie modelu do badań

W pierwszym kroku przed przystąpieniem do właściwego toku badań dokonano wymiany bloczków ustawionych na słupach, które na czas betonowania zastępowały siłomierze. W czasie tej czynności prowadzona była geodezyjna kontrola przemieszczeń modelu w punktach wymiany bloczków z dokładnością do $\pm 0,5$ mm, przy jednoczesnym odczycie wartości reakcji podporowych.

W kolejnym kroku podwieszono w 156 punktach obciążenie grawitacyjne wykonane z 200 kg betonowych obciążników według schematu, jak na rys. 27. Przy każdym podwieszanym obciążniku odczytywana była wartość reakcji podporowych oraz dokonywany był pomiar pionowych przemieszczeń górnej powierzchni płyty.

6.2 Badania zasadnicze

Po wykonaniu prac przygotowawczych obejmujących rektyfikację modelu oraz podwieszeniu obciążników przystąpiono do zasadniczej części badań, która obejmowała trzy niezależne krawędziowe fragmenty płyty oznaczone jako: Model 1, Model 2 i Model 3 (rys. 4). W przypadku każdego z tych modeli procedura badawcza składała się z następujących etapów:

a) etap I – pierwszy dzień badań

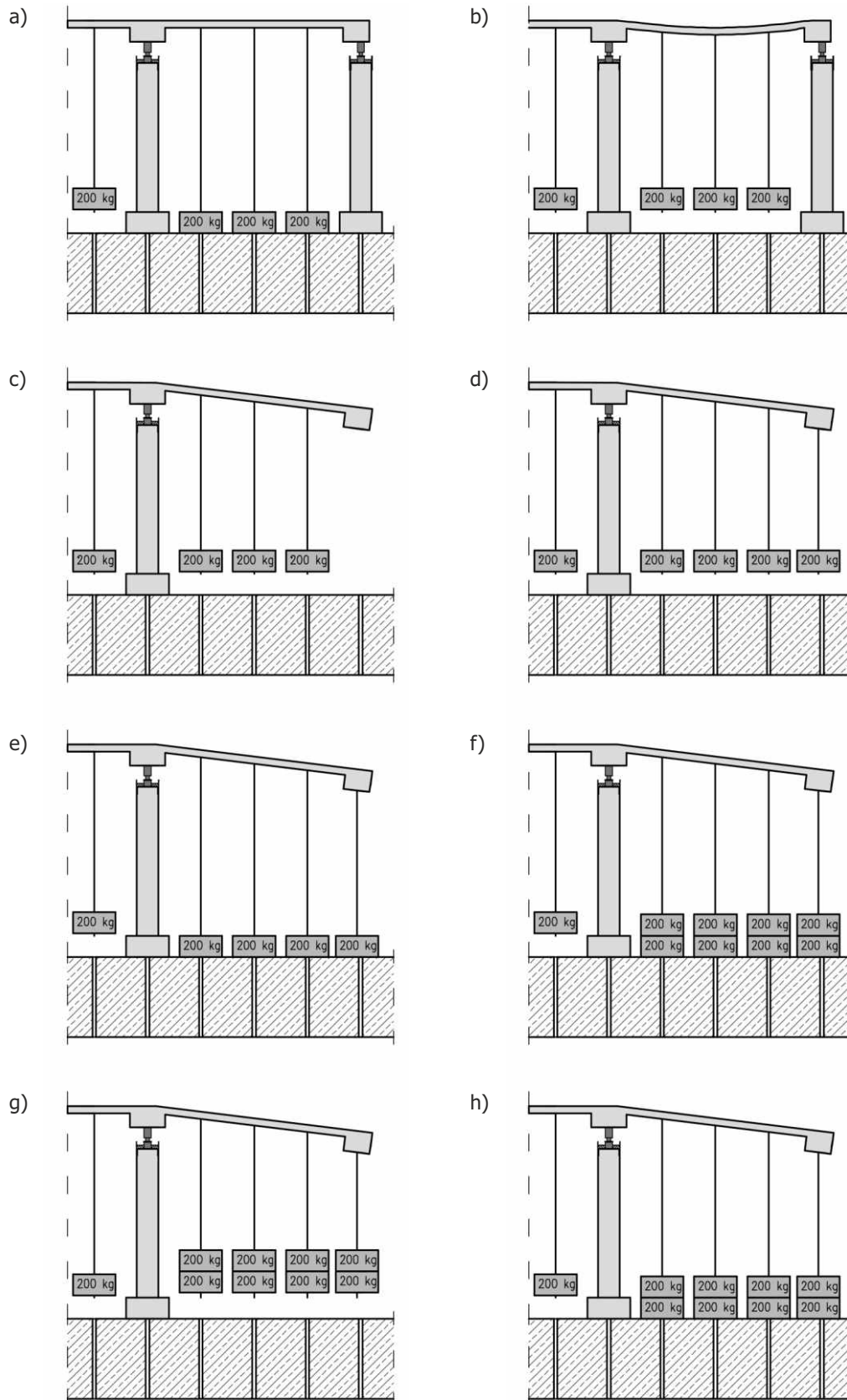
W tym etapie przeprowadzano następujące czynności:

- zerowanie siłomierzy oraz zerowanie czujników pomiarowych (rys. 47a);
- podwieszenie obciążenia grawitacyjnego o wartości 200 kg na jedną linkę wg rys. 28 (rys. 47b);
- usunięcie słupa (rys. 47c);
- podwieszenie dodatkowego obciążnika w miejscu usuniętego słupa (rys. 47d);
- odciążenie modelu (rys. 47e);
- zmianę wartości obciążenia grawitacyjnego z wartości 200 kg na 400 kg na jedną linkę (rys. 47f);
- podwieszenie obciążenia grawitacyjnego o wartości 400 kg na jedną linkę wg rys. 28 (rys. 47g);
- odciążenie modelu (rys. 47h).

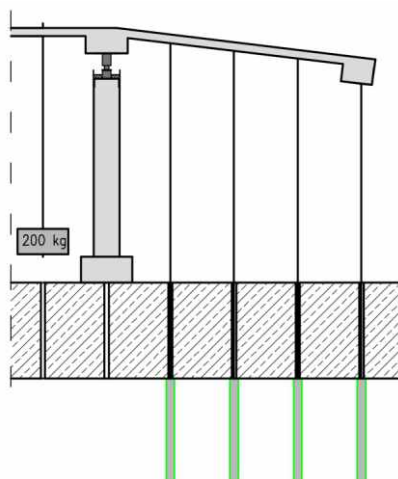
b) etap II – drugi dzień badań

W etapie tym przeprowadzano następujące czynności:

- montaż siłowników hydraulicznych;
- połączenie siłowników hydraulicznych z modelem;
- obciążanie modelu do chwili jego zniszczenia (rys. 48).



Rys. 47. Etap 1 obciążania - Model 1÷Model 3



Rys. 48. Etap 2 obciążania - Model 1÷Model 3

Na kolejnych zdjęciach (rys. 49÷rys. 59) przedstawiono wybrane fragmenty z realizacji z badań.



Rys. 49. Przebieg badań – zerowanie siłomierzy



Rys. 50. Przebieg badań – obciążanie modelu obciążeniem 200kg



Rys. 51. Przebieg badań – usuwanie podpory



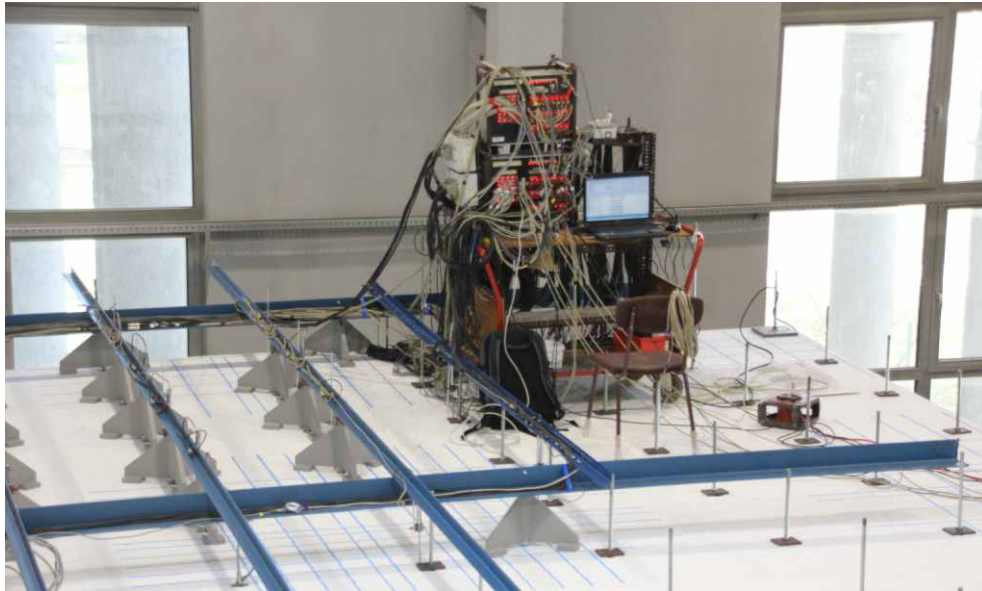
Rys. 52. Przebieg badań – podwieszenie dodatkowego obciążnika w miejscu usuniętego słupa



Rys. 53. Przebieg badań – odwzorowywanie zarysowań na górnej powierzchni płyty



Rys. 54. Przebieg badań – odwzorowywanie zarysowań na dolnej powierzchni płyty



Rys. 55. Przebieg badań –aparatura rejestrująca pomiary



Rys. 56. Przebieg badań – zwiększenie wartości obciążenia modelu



Rys. 57. Przebieg badań – obciążanie modelu obciążeniem 400kg



Rys. 58. Przebieg badań – odciążenie modelu po badaniach



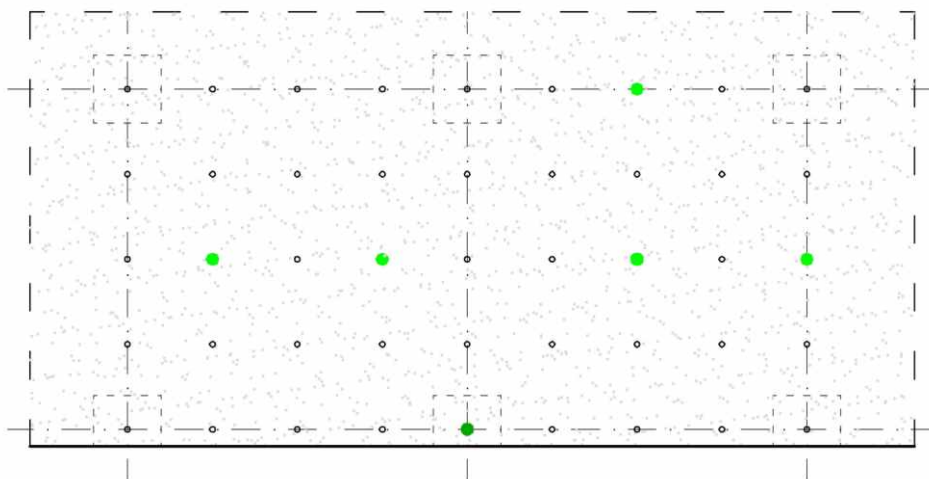
Rys. 59. Przebieg badań – obciążanie modelu do zniszczenia

7 Prowadzone pomiary

Na podstawie spostrzeżeń poczynionych w trakcie prowadzenia wcześniejszych badań o tej tematyce, w których również usuwano podporę krawędziową [4], przy obecnych badaniach zwrócono szczególną uwagę na zapewnienie dokładnego pomiaru poszczególnych wielkości w zależności od przyłożonego obciążenia. W związku tym postanowiono dokonywać odczyty pomiarów co 1 sekundę odnośnie: przemieszczeń górnej powierzchni płyty, reakcji podporowych oraz wartości obciążenia. Zastosowany system pomiarów pozwolił na bardzo precyzyjne określenie poszczególnych wielkości.

7.1 Pomiar wartości obciążenia

Obciążenie grawitacyjne realizowane było za pomocą obciążników betonowych o wadze $200 \text{ kg} \pm 2 \text{ kg}$ (obciążniki po ich wykonaniu były ważone a niedobór lub nadmiar masy był odpowiednio korygowany). Pomiary wartości obciążenia hydraulicznego były prowadzone w sześciu miejscach (trzy siłomierze dla zewnętrznego obwodu obciążenia oraz trzy siłomierze dla wewnętrznego obwodu obciążenia) (rys. 60) za pomocą siłomierzy elektrooporowych (o zakresie do 5T). Wyniki prowadzonych pomiarów pracy poszczególnych siłowników wskazały, że różnice pomiędzy wartościami obciążenia dla trzech różnych siłowników (znajdujących się w jednym obwodzie hydraulicznym) nie różniły się w danej chwili więcej niż o 3%. Stąd też w dalszej części uznano za reprezentatywne i uzasadnione odnoszenie się do wartości hydraulicznego obciążenia pomierzonego dla układu wewnętrznego. Prowadzony monitoring stałości proporcji pomiędzy obciążeniem pochodzącym z układu wewnętrznego a obciążeniem z układu zewnętrznego praktycznie był zawsze zachowany.



Rys. 60. Schemat rozmieszczenia siłomierzy w punktach obciążania

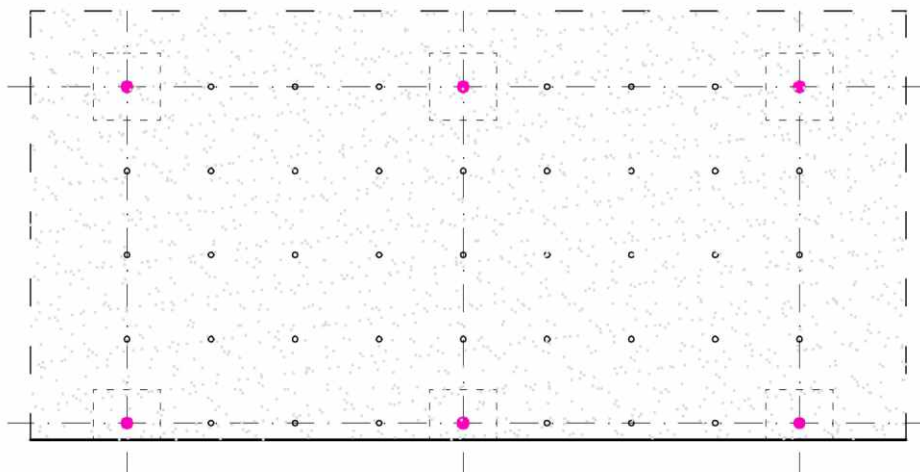


Rys. 61. Widok realizacji pomiarów obciążenia

7.2 Pomiar reakcji podporowych

Przez cały czas trwania badań zasadniczych wykonywano równoległy odczyt reakcji podporowych. Wraz ze zniszczeniem poszczególnych modeli zaprzestawano odczytów reakcji podporowych w uszkodzonych fragmentach płyty. Celem tych pomiarów było określenie:

- wartości siły jaka pojawiła się po usunięciu podpory na podporach sąsiednich,
- rozkładu reakcji podporowych w chwili zniszczenia modelu.



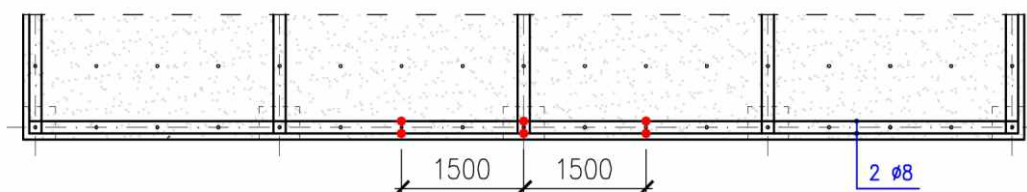
Rys. 62. Schemat rozmieszczenia siłomierzy w punktach podparcia



Rys. 63. Widok realizacji pomiarów reakcji podporowych

7.3 Tensometryczny pomiar odkształceń zbrojenia

W trakcie prowadzenia badań wykonywano również pomiar odkształceń prętów dolnego zbrojenia wieńcowego, który umożliwił określenie chwili, w której nastąpiło uplastycznienie tego zbrojenia. W każdym modelu zastosowano identyczne rozmieszczenie tensometrów. Ich rozkład na zbrojeniu wieńcowym przedstawiono rys. 64, a na rys. 66 zamieszczono widok realizacji pomiarów odkształceń prętów zbrojeniowych.



Rys. 64. Schemat rozmieszczenia tensometrów na prętach zbrojeniowych

a)



b)



Rys. 65. Widok realizacji pomiarów odkształceń prętów zbrojeniowych:

a) widok tensometrów naklejonych na pręty,

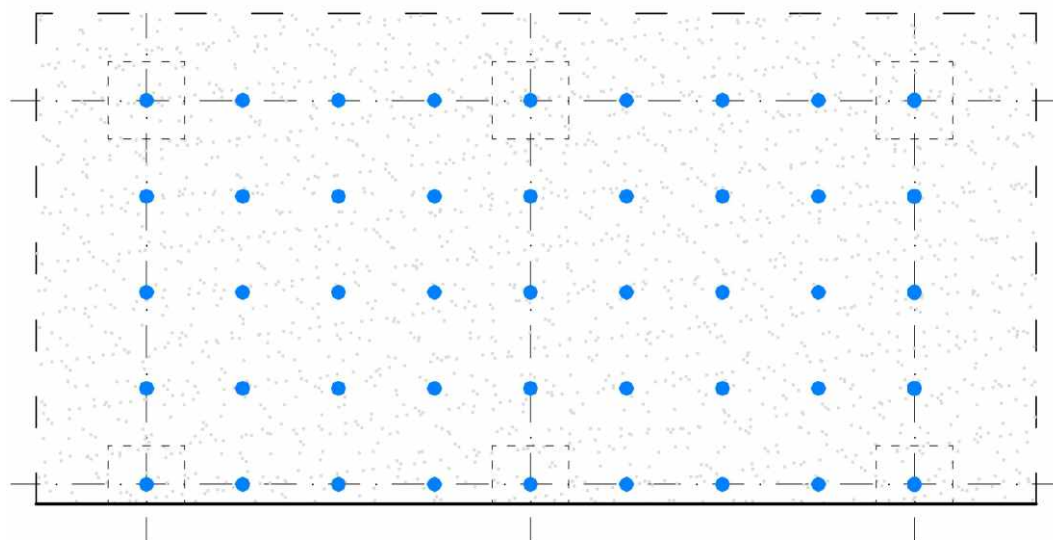
b) widok usytuowania tensometrów względem podpory



Rys. 66. Widok wyprowadzenia przewodów pomiarowych poza model badawczy

7.4 Pomiar przemieszczeń

Pomiary przemieszczeń na górnej powierzchni płyty wykonywano czujnikami indukcyjnymi o różnych zakresach pomiarowych, które były rozmieszczone co 750 mm względem siebie. Każdy modeli miał identyczny układ punktów pomiarowych, których rozmieszczenie przedstawiono na rys. 67. Czujniki zamocowano na specjalnie wykonanej konstrukcji stalowej, którą podparto każdorazowo w miejscach jak najmniej narażonych na zmianę położenia (rys. 68).



Rys. 67. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych



Rys. 68. Konstrukcja wsporcza układu do pomiaru pionowych przemieszczeń górnej powierzchni modelu

7.5 Czas trwania badań

Badania każdego z modeli trwały dwa dni, które zostały oznaczone wcześniej jako Etap 1 i Etap 2. Czas trwania poszczególnych etapów w zależności od badanego pola wynosił:

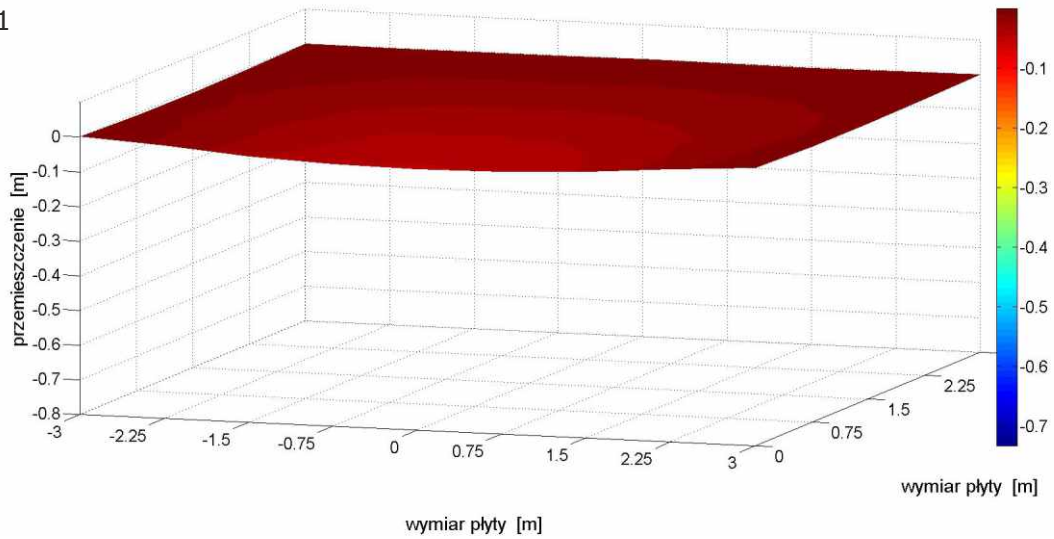
- Model 1:
 Etap 1: 42954 s → 11 h 55 min Etap 2: 24753 s → 6 h 53 min
- Model 2:
 Etap 1: 32031 s → 8 h 54 min Etap 2: 32930 s → 9 h 9 min
- Model 3:
 Etap 1: 34022 s → 9 h 27 min Etap 2: 23021 s → 6 h 2 min
- Model 4:
 Etap 1: 31316 s → 8 h 42 min Etap 2: 36048 s → 10 h 1 min

8 Rezultaty badań

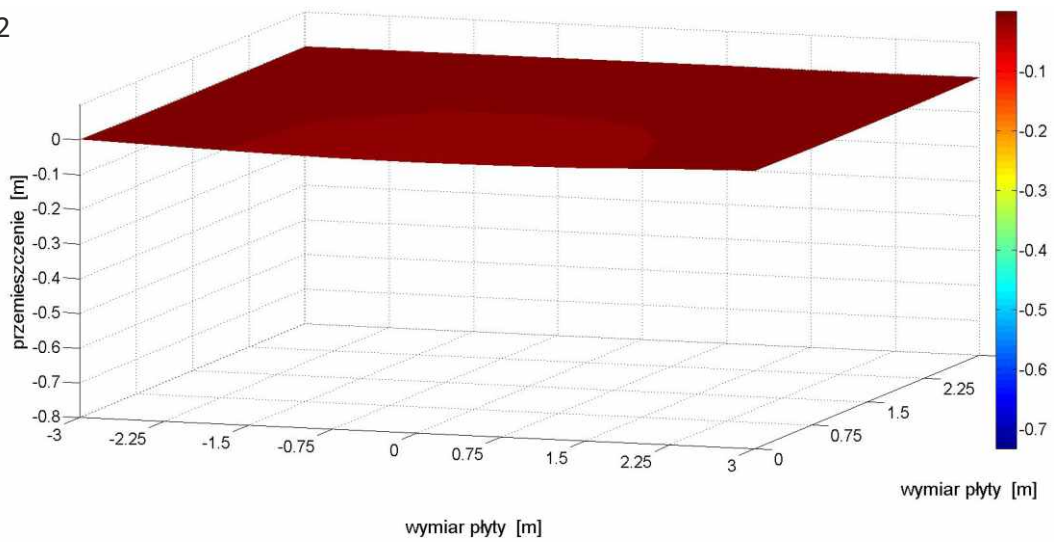
8.1 Odkształcenie górnej powierzchni płyty

Wyniki pomiarów zilustrowano na podanych poniżej wykresach. Na rys. 69÷rys. 72 przedstawiono obrazy przemieszczeń powierzchni płyty uzyskane w drugim dniu badań, w którym obciążenie było realizowane za pomocą siłowników hydraulicznych. Natomiast na rys. 73 i rys. 74 pokazano odkształcenia modeli, które wystąpiły w chwili ich zniszczenia i bezpośrednio po nim.

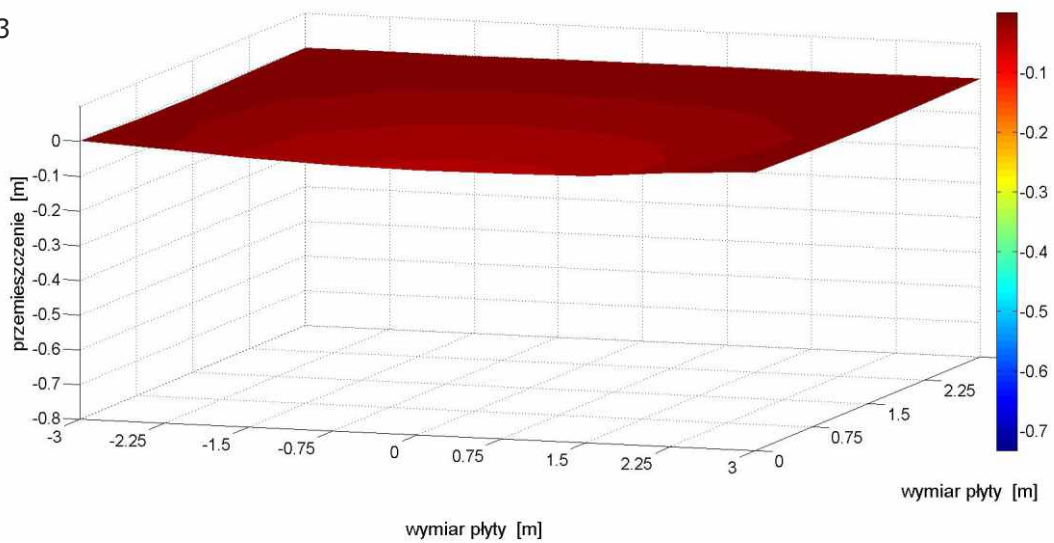
Model 1



Model 2

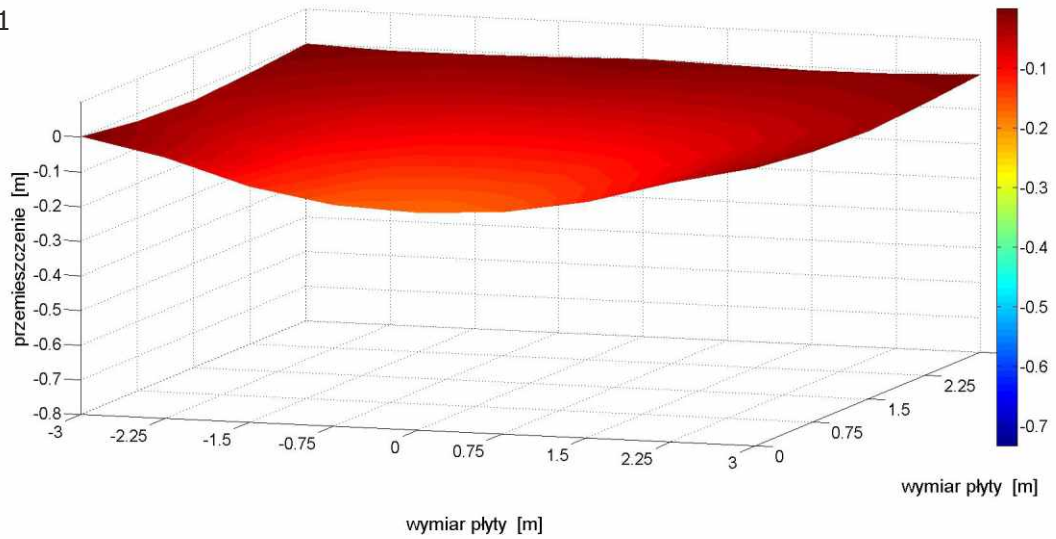


Model 3

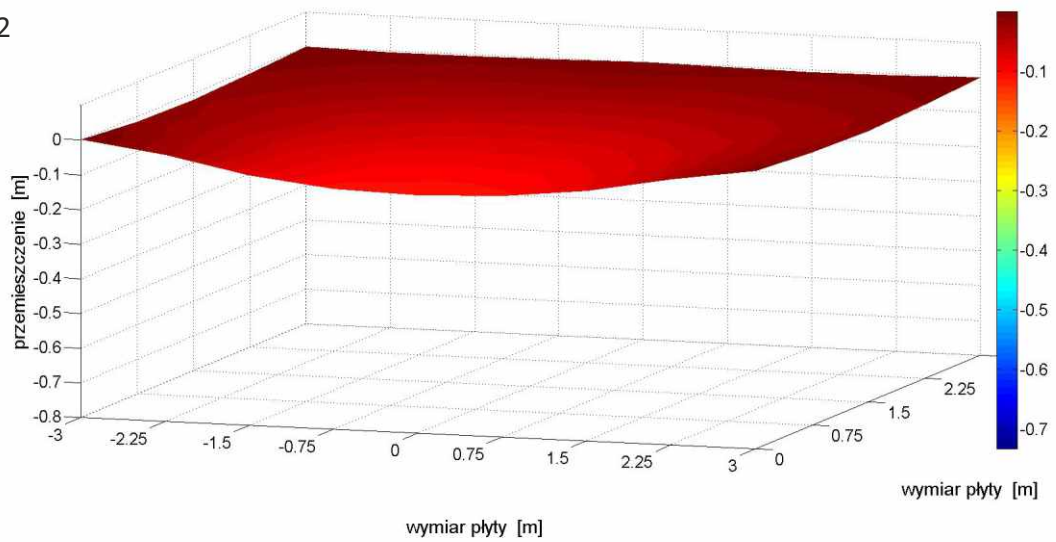


Rys. 69. Odwzorowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy obciążeniu hydraulicznym 0 kN

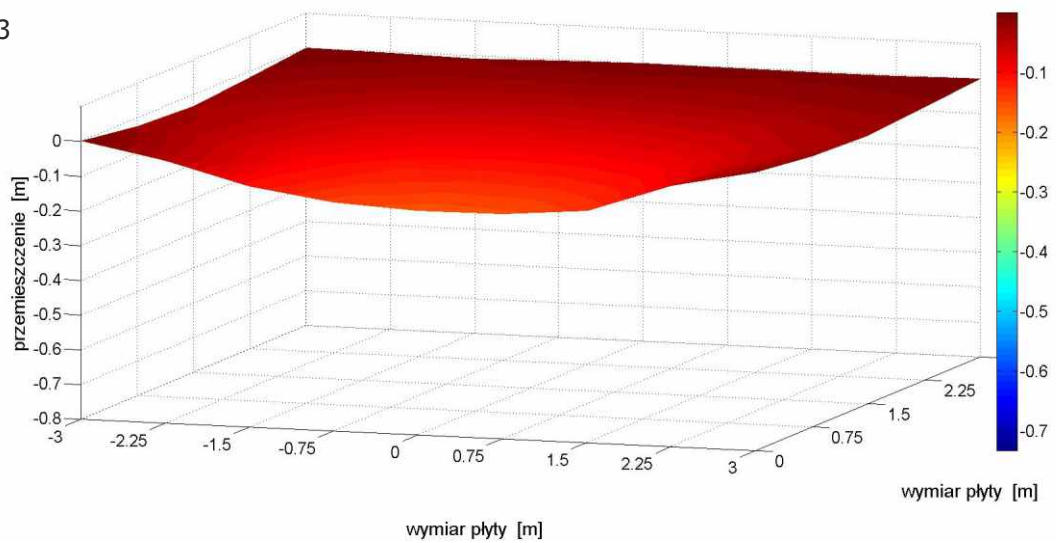
Model 1



Model 2

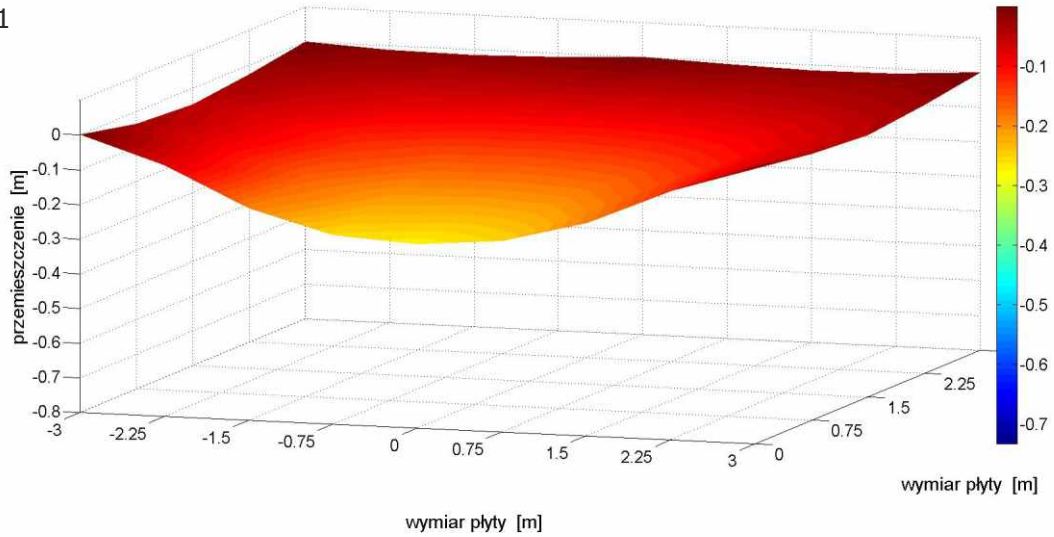


Model 3

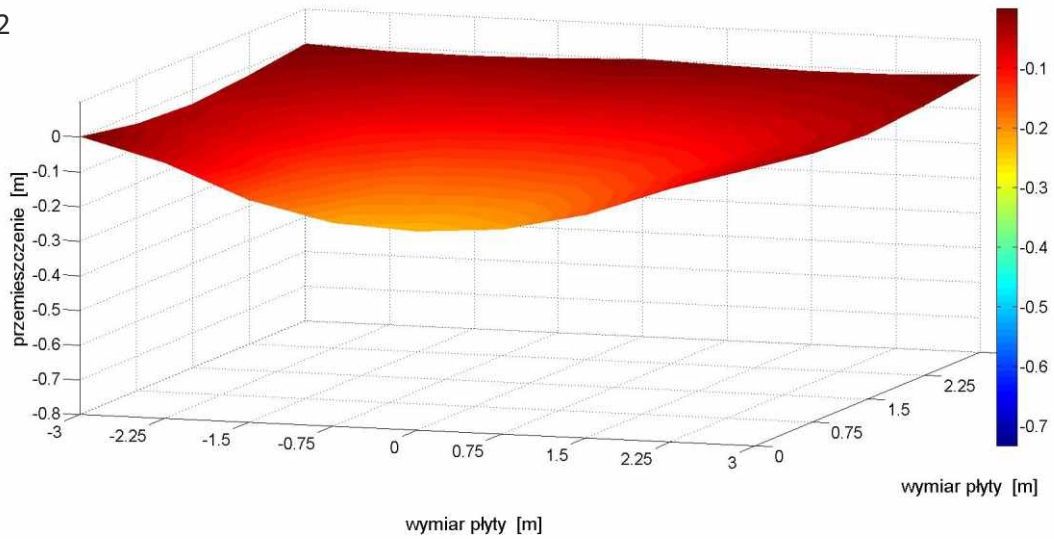


Rys. 70. Odwzorowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy obciążeniu hydraulicznym 8 kN

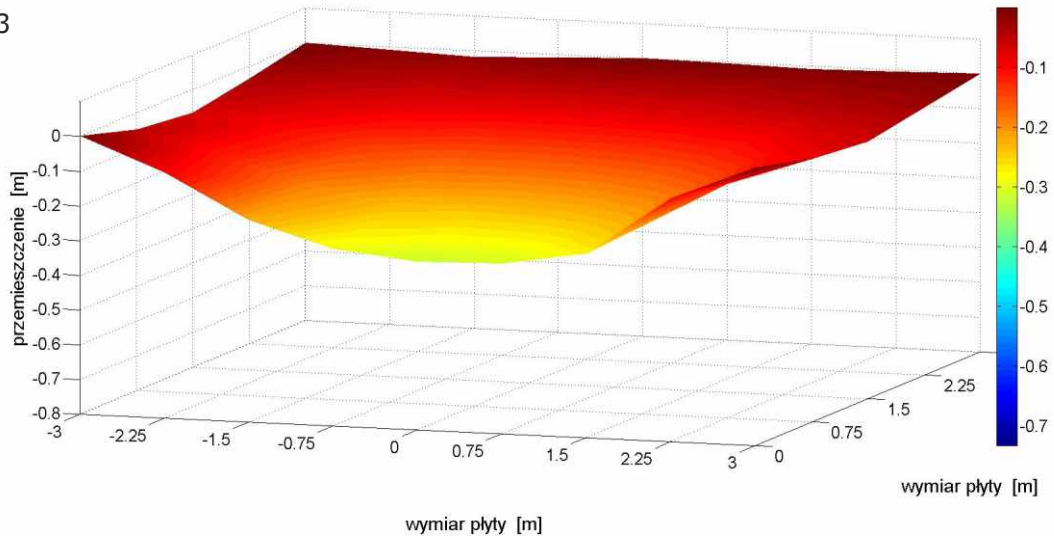
Model 1



Model 2

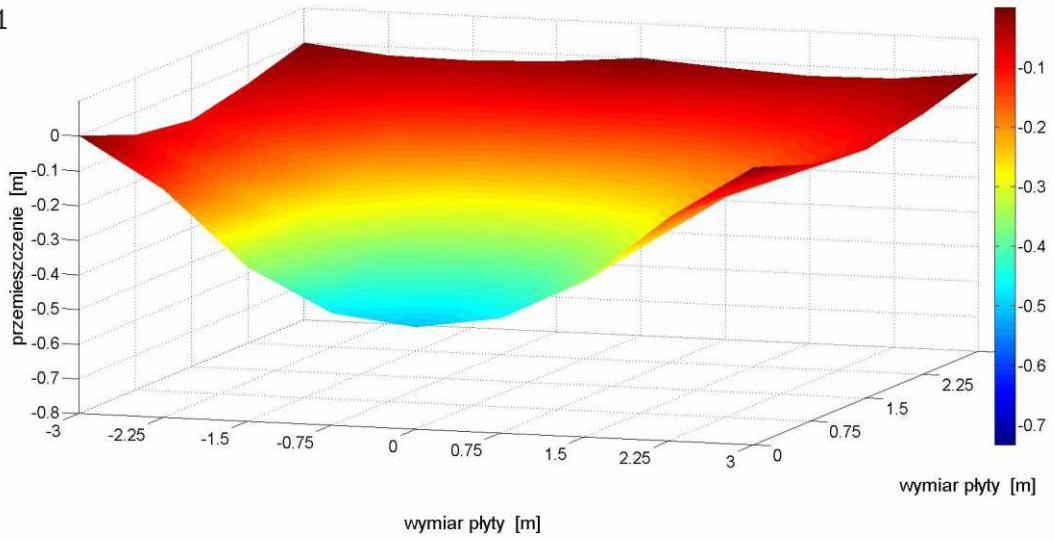


Model 3

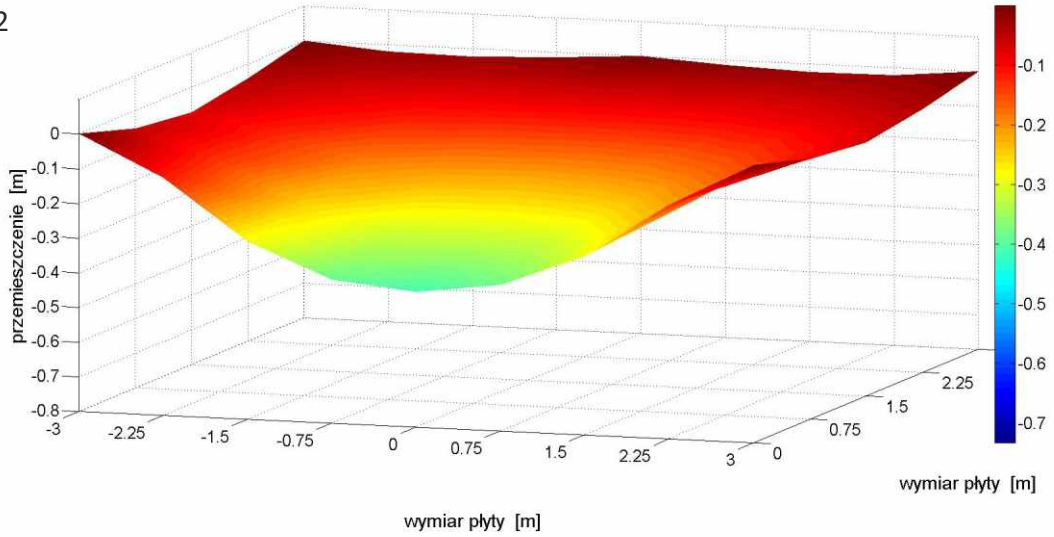


Rys. 71. Odzworowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy obciążeniu hydraulicznym 12 kN

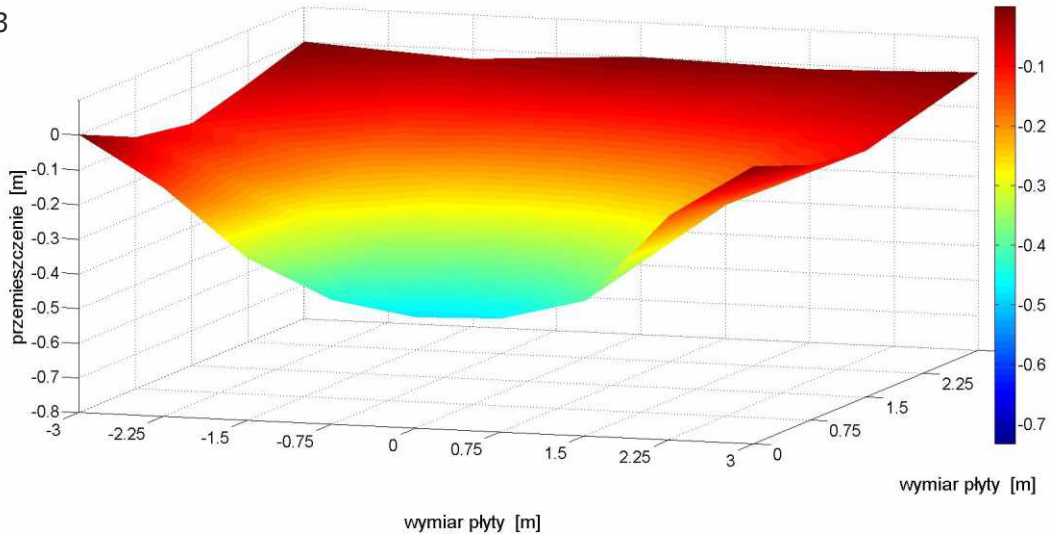
Model 1



Model 2

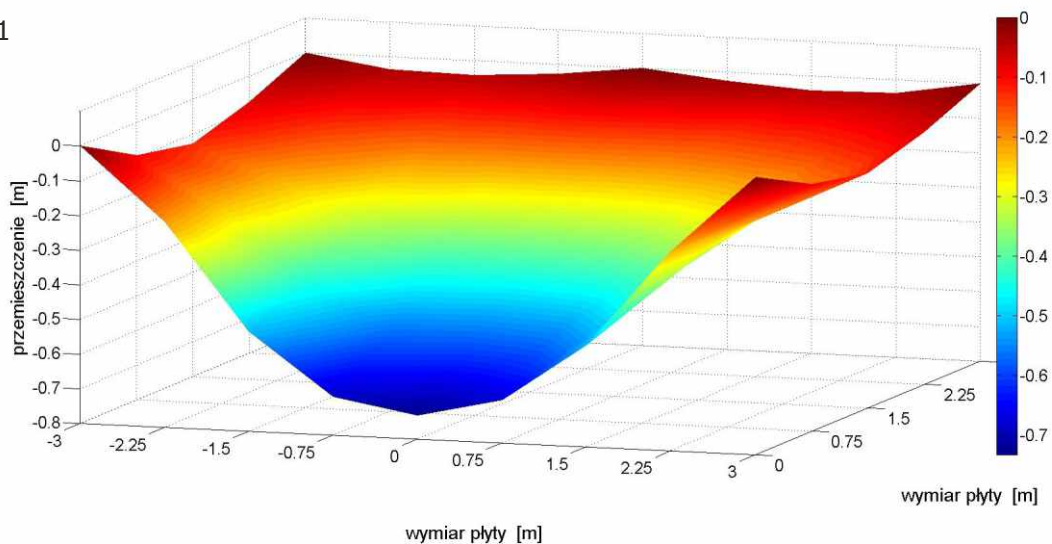


Model 3

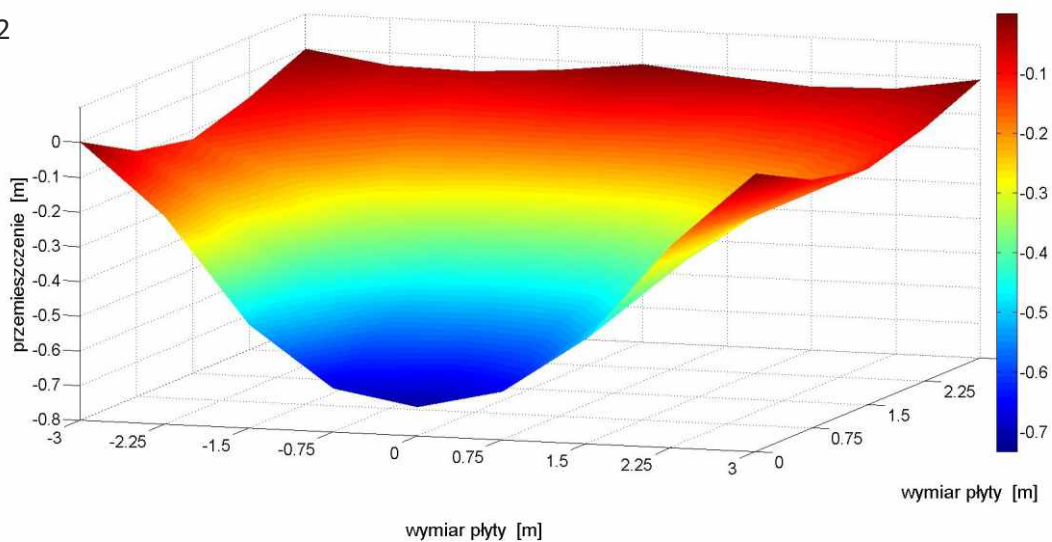


Rys. 72. Odwzorowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy obciążeniu hydraulicznym 16 kN

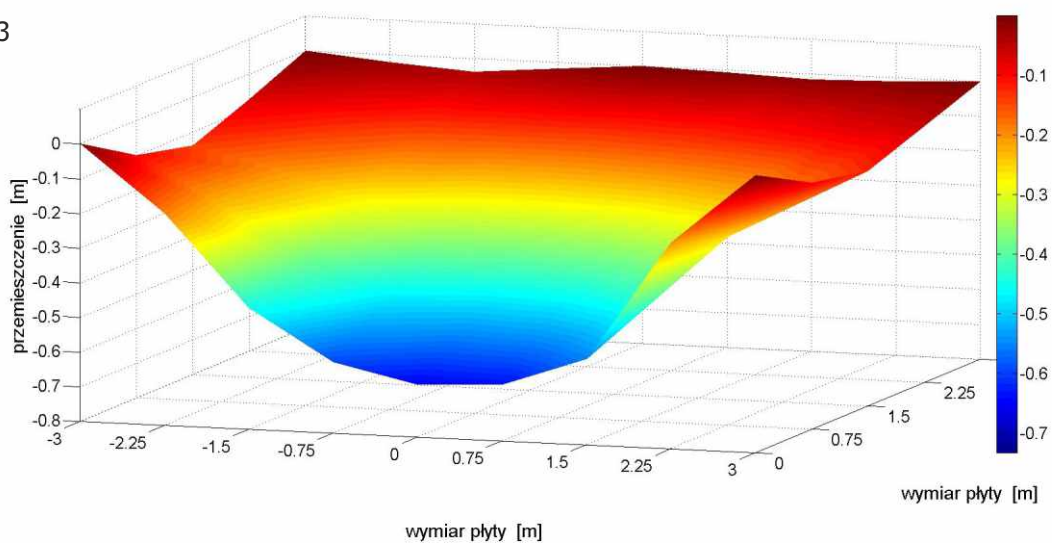
Model 1



Model 2

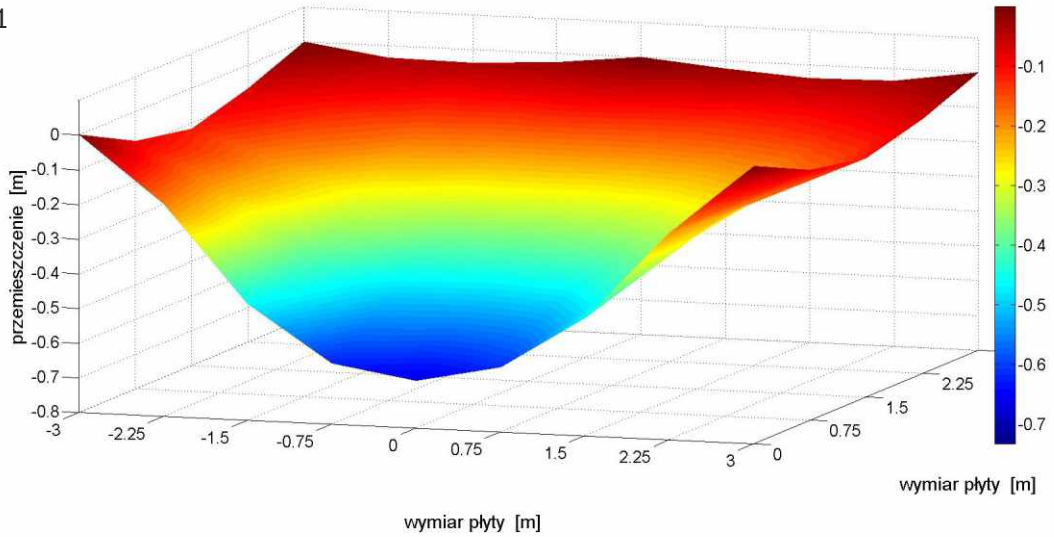


Model 3

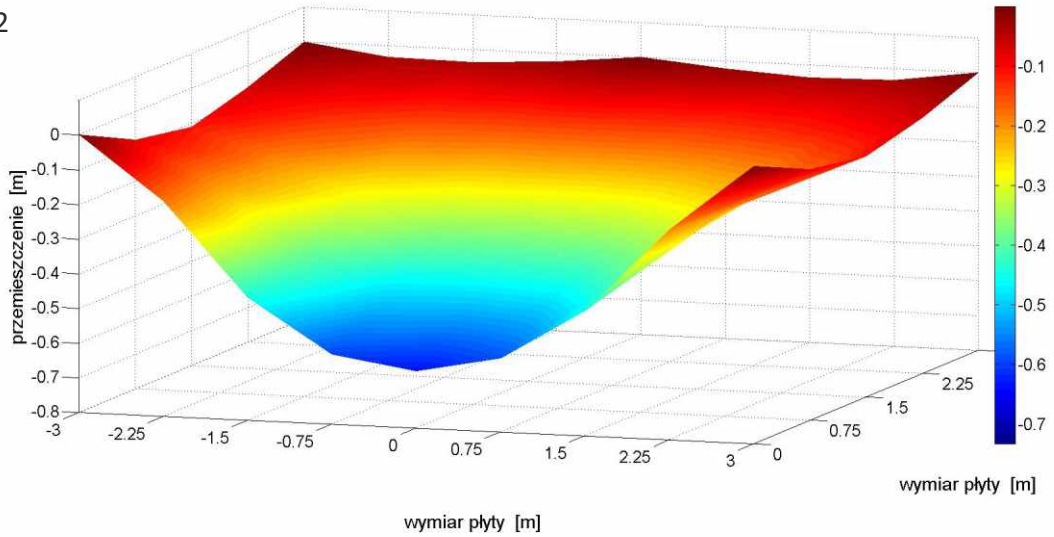


Rys. 73. Odzworowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy obciążeniu hydraulicznym w chwili zniszczenia

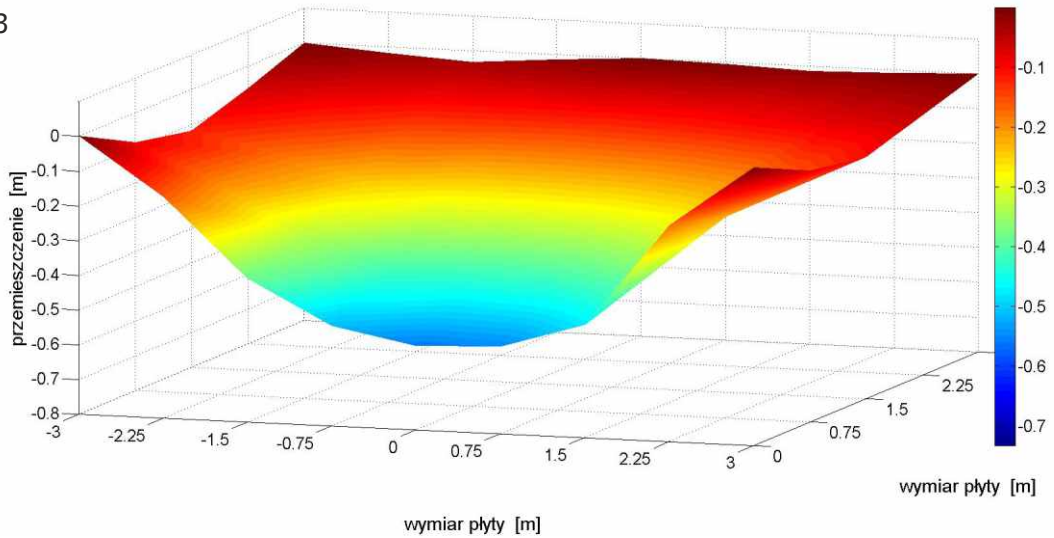
Model 1



Model 2



Model 3



Rys. 74. Odwzorowanie odkształcenia górnej powierzchni modelu przy odciążeniu po zniszczeniu

8.2 Zniszczenie modeli

Zachowanie się modeli w całym zakresie obciążania aż do zniszczenia miało charakter w przybliżeniu bi-liniowy. Początkowy liniowy odcinek zależności przemieszczenie-obciążenie w przypadku wszystkich modeli kończył się przy obciążeniu równym $\sim 8,0$ kN na jeden linkę. Potem przy tym samym przyroście siły przemieszczenia narastały znacznie szybciej, przy czym zależność była dalej prawie liniowa.

Dla wszystkich trzech modeli mechanizm zniszczenia był praktycznie taki sam i przebiegał aż do momentu zniszczenia w analogiczny sposób.

- Po usunięciu podpory pierwsze zarysowania pojawiły na górnej powierzchni płyty w okolicy podpór krawędziowych oraz niewielkie zarysowania koło podpory wewnętrznej. Na dolnej powierzchni płyty pierwsze zarysowania pojawiły się koło głowicy, z pod której usunięto słup.
- Następnie postępowało wydłużenie powstałych wcześniej zarysowań oraz pojawiały się nowe równoległe zarysowania na górnej powierzchni płyty oraz dodatkowo ulegały wydłużeniu zarysowania na dolnej powierzchni płyty.
- W kolejnym etapie obciążania modelu pojawiały się kolejne zarysowania na dolnej powierzchni płyty (znacznie zwiększył się wówczas zakres oraz długość rys biegnących od krawędzi modelu do podpory wewnętrznej). Dodatkowo wystąpiły obwodowe zarysowania wokół podpór krawędziowych. Na górnej powierzchni płyty wydłużeniu uległy zarysowania w osiach podpór i pojawiły się ponadto zarysowania nad i poza głowicami.
- Przy dalszym zwiększaniu obciążenia na dolnej powierzchni płyty pojawiało się bardzo dużo nowych zarysowań (w stosunku do powierzchni górnej). Na górnej powierzchni płyty wystąpiły zarysowania o kształcie półokrągłym łączące zarysowania biegnące od zarysowań przy podporach krawędziowych z zarysowaniami przy podporze wewnętrznej. Dalszemu poszerzeniu uległa strefa zarysowania nad podporami krawędziowymi.
- Na górnej powierzchni modelu w chwili tuż przed zniszczeniem można było zauważyć, iż nastąpiło powstanie zarysowań o kształcie łuku pomiędzy rysami występującymi w osiach podpór. Znacznemu zarysowaniu uległy strefy podporowe (wewnętrzna oraz krawędziowa przy badanym polu), a na dolnej powierzchni pomiędzy istniejącymi rysami pojawiły się nowe zarysowania o gęstej siatce.
- Zniszczenie modelu nastąpiło poprzez zerwanie zbrojenia wieńcowego, które zaprojektowane było ze względu na awarię wywołaną usunięciem słupa. Zerwanie wkładek zbrojeniowych nastąpiło w odległościach powyżej 75 cm od czoła głowic, więc ich zniszczenie nie było związane z wystąpieniem zjawiska przebicia płyty. W przypadku Modelu 1 zerwanie zbrojenia nastąpiło tylko przy jednej z podpór krawędziowych, ponieważ badania zostały zakończone ze względu na uszkodzenie innej podpory krawędziowej. Natomiast w przypadku Modelu 2 i Modelu 3 zerwaniu uległy pręty w sąsiedztwie obu podpór krawędziowych przy badanym polu.

Poniżej zamieszczono zdjęcia przedstawiające kolejne fazy degradacji poszczególnych modeli:

- w ostatniej fazie obciążania (rys. 75);
- po zniszczeniu – Model 1 (rys. 76÷rys. 78), Model 2 (rys. 79÷rys. 81) i Model 3 (rys. 82÷rys. 84),

na których widoczne są obrazy zarysowania oraz szczegóły zniszczenia tych modeli.

a)



b)

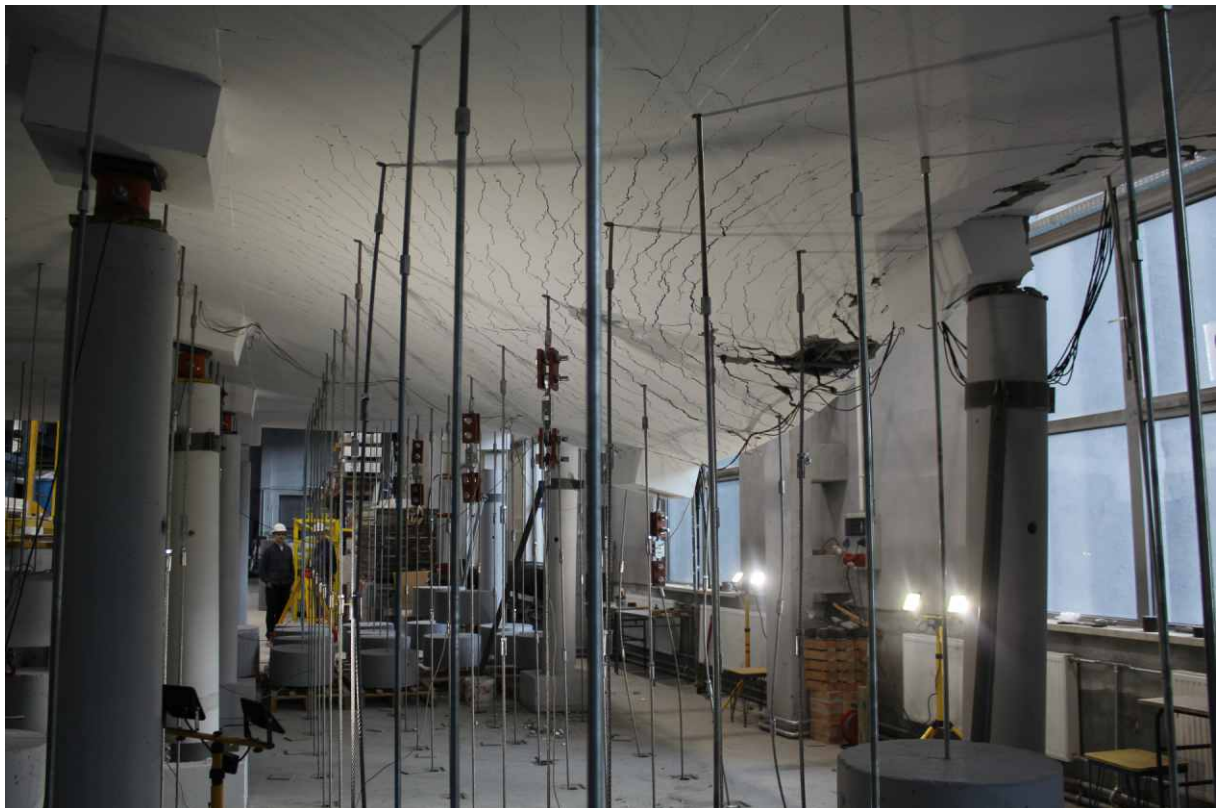
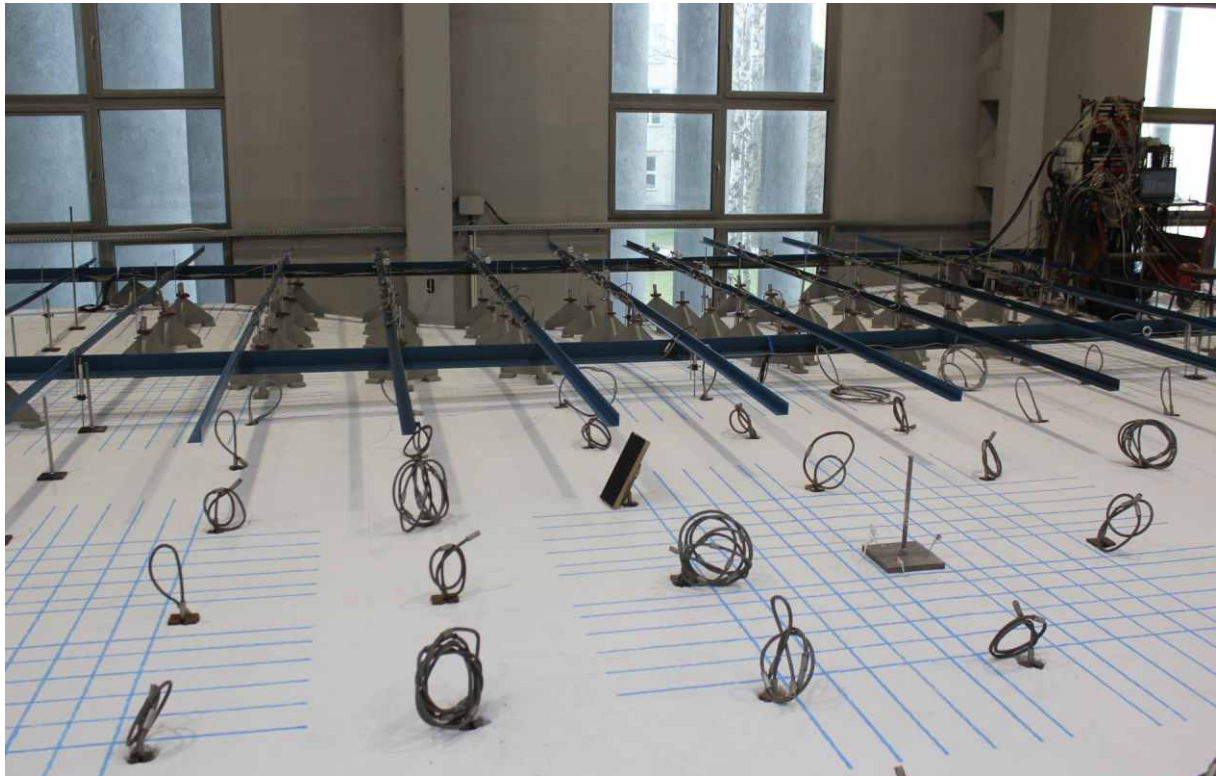


c)



Rys. 75. Widok odkształceń modeli w ostatniej fazie obciążania:

a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3



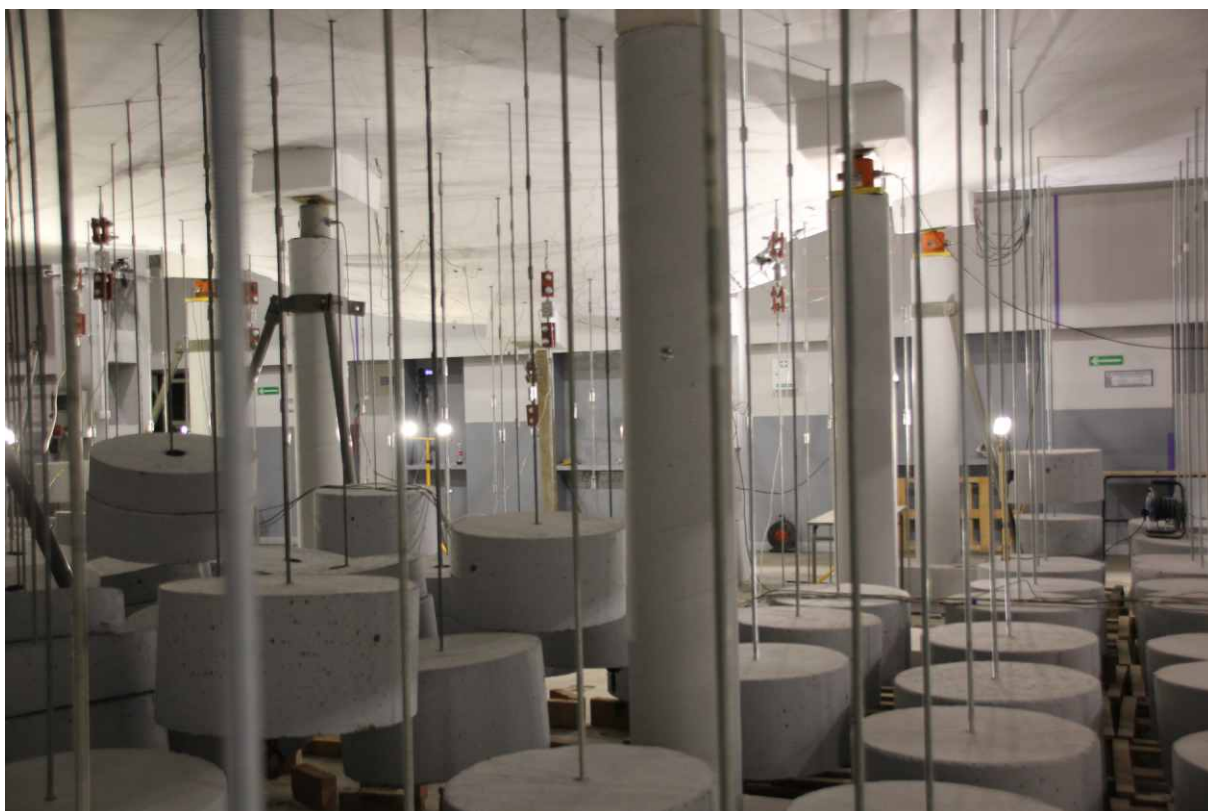
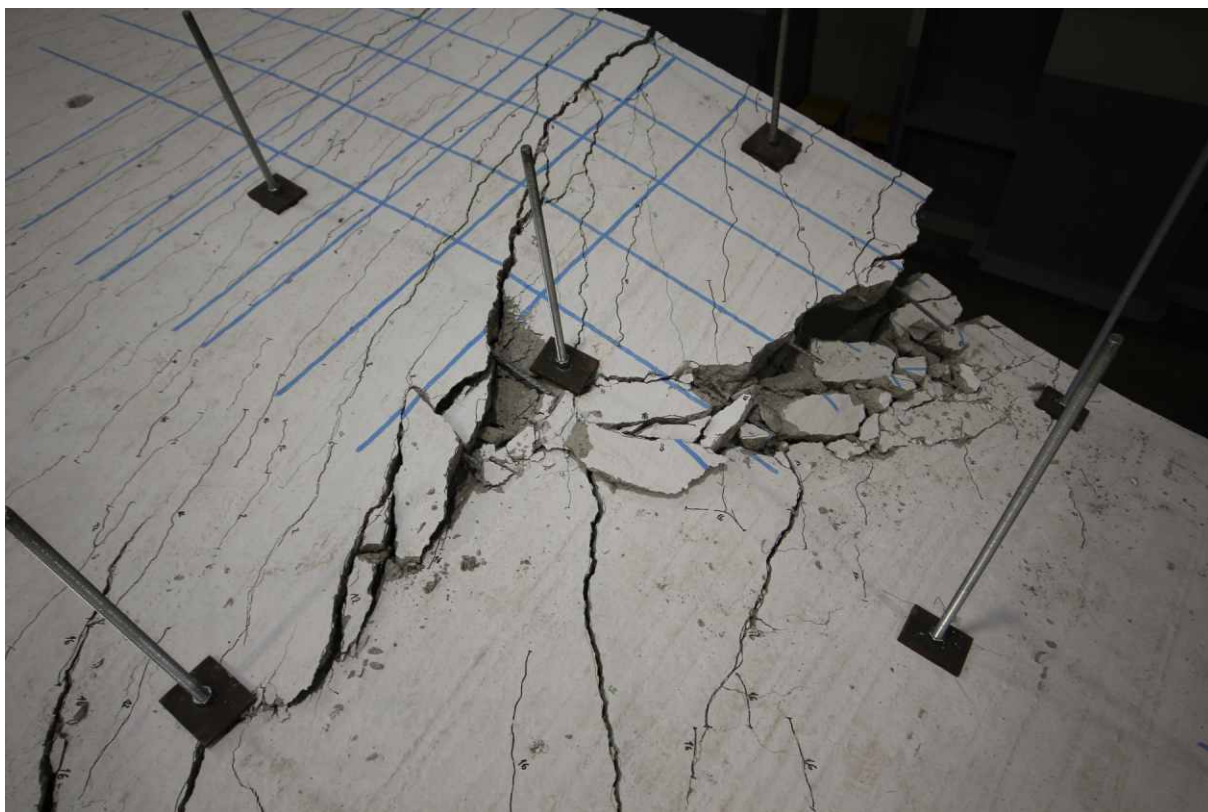
Rys. 76. Widok po zniszczeniu Modelu 1 – powierzchnia górna i dolna



Rys. 77. Widok po zniszczeniu Modelu 1 – krawędź boczna



Rys. 78. Szczegóły zniszczeń Modelu 1



Rys. 79. Widok po zniszczeniu Modelu 2 – powierzchnia górna i dolna



Rys. 80 Widok po zniszczeniu Modelu 2 – krawędź boczna



Rys. 81. Szczegóły zniszczeń Modelu 2



Rys. 82. Widok po zniszczeniu Modelu 3 – powierzchnia górna i dolna



Rys. 83 Widok po zniszczeniu Modelu 3 – krawędź boczna



Rys. 84. Szczegóły zniszczeń Modelu 3

8.3 Wartości obciążeń niszczących

W ostatnim kroku prowadzonych prac badawczych celem określenia nośności wynikającej z pracy ciągnowej przekroju żelbetowego wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, w których uwzględniono zarówno charakterystyczne i obliczeniowe parametry stali i betonu. Otrzymane wartości obciążeń oraz ich opis zamieszczono w tab. 4. W tablicy zamieszczono wartości obciążenia, które mogłyby spowodować giętne zniszczenie obu modeli, gdy są one podparte na wszystkich podporach lub nie, wartość obciążenia na którą projektowany był strop oraz wartości obciążenia, przy których nastąpiło uplastycznienie zbrojenia. Wnioski z analizy obliczeniowej zawarto we wnioskach końcowych.

Tab. 4. Zestawienie wartości obciążeń niszczących

Rodzaj obciążenia	Model 1	Model 1	Model 1	Model 1 wg [5]
Wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia projektowanego $g_{k1}+g_{k2}+q_k$ [kN/m ²] (obliczeniowe wartości parametrów stali, betonu obciążeń)	6,0	6,0	6,0	6,0
Wartość całkowitego obciążenia, które powinno spowodować giętne zniszczenie modelu $g_{u1}+g_{u2}+q_u$ [kN/m ²] (charakterystyczne wartości parametrów stali, betonu obciążeń) [model obliczeniowy bez podpory]	8,82	8,82	8,82	8,84
Wartość całkowitego obciążenia, które powinno spowodować giętne zniszczenie modelu $g_{u1}+g_{u2}+q_u$ [kN/m ²] (charakterystyczne wartości parametrów stali, betonu obciążeń) [model obliczeniowy z podporą]	14,5	14,5	14,5	14,2
Wartość obciążenia pola, przy którym nastąpił początek uplastycznienia stali zbrojeniowej – pomiar z tensometrów [kN/m ²]	6,0	6,0	6,0	8,2
Wartość obciążenia pola, przy którym nastąpiło zniszczenie modelu w czasie badań [kN/m²]	40,6	36,2	33,1	18,7

9 Wnioski i podsumowanie

Przeprowadzone badania stanowiły podstawę do uzyskania fizycznego obrazu kolejności rozwoju uszkodzeń oraz opisu pojawiających się zjawisk, które w przyszłości będą stanowić bazę do formułowania modeli obliczeniowych ustrojów płytowo-słupowych w sytuacji awaryjnej wywołanej zniszczeniem słupa krawędziowego. W stosunku do poprzednich badań [4] uzyskano bardzo dużo istotnych informacji na temat rozwoju zniszczeń ustroju płytowo-słupowego w sytuacji usunięcia wewnętrznego słupa krawędziowego. Uzyskane wyniki przeprowadzonych prac badawczych zawarto w poniższych wnioskach.

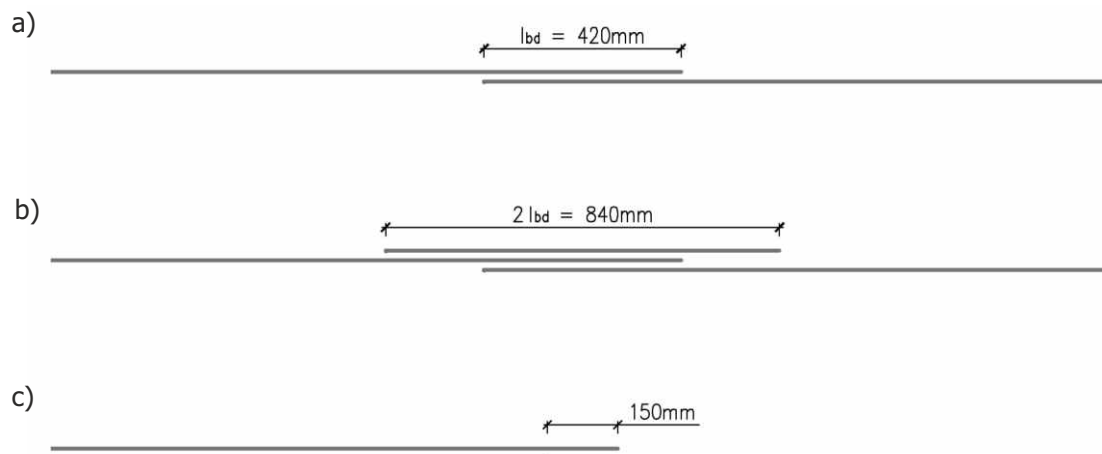
- 1 Jednym z podstawowych celów prowadzonych badań było ustalenie czy liczba wkładek uciągłych mechanicznie ma wpływ na przebieg i mechanizm zniszczenia ustroju płytowo-słupowego w sytuacji awaryjnej powstałej poprzez usunięcie słupa krawędziowego. W badaniach przyjęto do analizy trzy różne warianty:
 - w Modelu 1 oraz Modelu 2 zastosowano zbrojenie wyznaczone zgodnie z wytycznymi EC1 oraz EC2, a liczba wkładek uciągłych w sposób mechaniczny spełniała minimalne wymagania opisane w normach – po dwa pręty w każdym kierunku uciąglone mechanicznie,
 - w Modelu 3 zbrojenie zostało zgodnie z normą amerykańską ACI uciąglone mechanicznie w paśmie słupowym (szerokość pasma słupowego to obszar o szerokości $\frac{1}{4}$ rozpiętości przęsła z każdej strony słupa).

Przeprowadzone badania nie wykazały wpływu liczby uciągłych wkładek zbrojeniowych na mechanizm oraz wartość obciążenia niszczącego. W badaniach Modelu 1, Modelu 2 oraz Modelu 3 uzyskano podobne wartości obciążenia niszczącego.

- 2 Kolejnym celem badań było stwierdzenie, jaki wpływ na mechanizm zniszczenia ma sposób łączenia prętów zbrojenia dolnego w obszarach, w których nie wymagają one połączenia mechanicznego. W zakresie prowadzonych badań zastosowane zostały dwie długości zakładu prętów (rys. 85):
 - w Modelu 1 oraz Modelu 2 długość zakładu wyznaczona była zgodnie z przepisami EC2 (przy czym w Modelu 2 zastosowano dodatkowe zbrojenie w postaci jednego pręta, który umieszczany był w każdym punkcie zakładu – zgodnie z wytycznymi umieszczonymi w Biuletynie Technicznym 6 [15]),
 - w Modelu 3 długość zakładu prętów została przyjęta zgodnie z wytycznymi normy amerykańskiej ACI.

W prowadzonych badaniach nie stwierdzono również wpływu długości zakładu prętów w połączeniach prętów nieuciągłych w sposób mechaniczny na nośność płyty.

Zarówno w badaniach Modelu 1, Modelu 2 oraz Modelu 3 zniszczenie fragmentu ustroju płytowo-słupowego przebiegało w identyczny sposób. W pierwszej kolejności zerwaniu ulegały pręty zbrojeniowe znajdujące się najbliżej krawędzi badanych pól. W następnej kolejności zerwaniu ulegały kolejne wkładki zbrojeniowe, niezależnie od tego czy były uciągane w sposób mechaniczny czy też nie oraz niezależnie od długości zakładu. W związku tym można potwierdzić fakt, że niezależnie od długości zakładu, nawet o minimalnej wartości 150 mm według ACI oraz dużej deformacji badanych pól i związanym z tym zarysowaniem przyjęcie wartości normowego zakładu okazało się bezpieczne.



Rys. 85. Schemat połączenia zbrojenia dolnego w obszarach, w których jest niewymagane zbrojenie uciągane mechanicznie: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3

- 3 Po przyłożeniu oddziaływania odpowiadającego wartości projektowanego obciążenia (6 kN/m^2) maksymalne ugięcie płyty jakie odnotowano wynosiło 3 mm , co stanowiło $1/1000$ rozpiętości podpór. Wartość ta spełniała z dużym zapasem warunek EC2 [N12] $a/l \leq 1/500$.

Dość nieoczekiwanie zaobserwowano, że zastosowanie w Modelu 2 dodatkowego zbrojenia zaleconego w Biuletynie Technicznym 6 [15] nie wpłynęło na wartość obciążenia niszczącego, ale miało duży wpływ na deformację Modelu 2 w stosunku do Modelu 1 i Modelu 3 w zakresie obciążenia grawitacyjnego o wartości 200 kg na jedną linkę bezpośrednio po usunięciu słupa. Przyjęcie takiego obciążenia wraz z ciężarem własnym modelu odzwierciedlało wartość obciążenia charakterystycznego przyjętego w obliczeniach statycznych. Bezpośrednio po usunięciu słupa uzyskano w miejscu jego położenia następujące wartości przemieszczeń powierzchni płyty:

- Model 1 – 23 mm , co stanowiło $1/260$ sześciometrowej rozpiętości między podporami,
- Model 2 – 11 mm , co stanowiło $1/545$ sześciometrowej rozpiętości między podporami,
- Model 3 – 25 mm , co stanowiło $1/240$ sześciometrowej rozpiętości między podporami.

Pomimo, dwukrotnego zwiększenia rozpiętości pomiędzy podporami normowy warunek $a/l \leq 1/500$ zamieszczony w EC2 nadal pozostawał spełniony w przypadku Modelu 2.

Znacznie większy wpływ dodatkowego zbrojenia zastosowanego w miejscu łączenia zbrojenia dolnego w Modelu 2 uwidocznił się w sytuacji, gdy zwiększona została wartości obciążenia grawitacyjnego do wartości 400 kg na jedną linkę. Wówczas otrzymano następujące wartości przemieszczeń 75 mm , 38 mm oraz 77 mm odpowiednio dla Modelu 1, Modelu 2 oraz Modelu 3. Wszystkie uzyskiwane wyniki przemieszczeń weryfikowane były zawsze trzema metodami pomiarowymi: pomiar czujnikami indukcyjnymi, pomiar dalmierzem laserowym oraz skanowaniem 3D.

- 4 Jednym z celów badawczych było potwierdzenie przypuszczenia, że istnieje duży wpływ przekazywania sił (obciążeń) z uszkodzonej części konstrukcji na część nieuszkodzoną (rys. 6). W przypadku utraty podparcia podpory krawędziowej przynaróżnej (rys. 6a) obciążenie przekazywane z uszkodzonej części płyty przekazywane jest na słup narożny. O sztywności takiego połączenia decydują głównie wymiary dochodzących do płyty z góry i dołu słupów oraz wartości obciążeń, jakie oddziałują na te słupy (głównie wartość obciążenia pionowego z wyższych kondygnacji). W badaniach [4] przeprowadzono symulację właśnie takiej sytuacji. Uzyskany mechanizm zniszczenia był ewidentnie mechanizmem zniszczenia giętnego, a uzyskana wartość obciążenia niszczącego wyniosła $18,7 \text{ kN/m}^2$ (łącznie ciężar własny + obciążenie hydrauliczne) i była ponad dwa razy mniejsza od wartości uzyskanej w obecnych badaniach, pomimo zastosowania tych samych gatunków stali. Autorzy zdają sobie sprawę, że we wspomnianych badaniach [4] zaprezentowany mechanizm zniszczenia i uzyskana wartość obciążenia niszczącego dla tych modeli obrazują sytuację najbardziej niekorzystną jakiej można spodziewać się (całkowity brak sztywności podparcia oraz brak dociążenia obciążeniem z wyżej znajdujących się kondygnacji). Nie mniej jednak w sytuacji awaryjnej degradacja strefy podporowej może być odzwierciedlona takim modelem.
- 5 **Zastosowanie wytycznych zawartych w EC1 i EC2 odnośnie ilości zbrojenia wieńcowego obliczanego ze względu na katastrofę postępującą wywołaną utratą podparcia zapewniło bezpieczne przeniesienie założonych obciążeń.** Na tej podstawie można wnioskować, że tak zaprojektowana konstrukcja nie powinna doznać znaczących uszkodzeń w sytuacji awaryjnej. W przypadku omawianych badań bezpośrednio po usunięciu słupa stwierdzono tylko niewielkie zarysowania i ugięcia na powierzchni płyty.

Zniszczenie wynikające ze zerwania wkładek zbrojeniowych, które uzyskano w badaniach nastąpiło przy obciążeniu $40,63 \text{ kN/m}^2$, $36,22 \text{ kN/m}^2$ oraz $33,11 \text{ kN/m}^2$ odpowiednio w Modelu 1, Modelu 2 i Modelu 3, co stanowiło 6,7, 6,0 oraz 5,5 razy większą wartość niż sumaryczne obciążenie, na które projektowany był dany fragment płyty. Uzyskanie tak dużych eksperymentalnych nośności płyty w stanie awaryjnym w stosunku do przyjętej w obliczeniach wartości obciążenia, było możliwe dzięki bardzo dużej ciągliwości stali zbrojeniowej. **Płyne stąd wniosek o konieczności stosowania stali o bardzo dużej ciągliwości we wszystkich projektach konstrukcyjnych obiektów budowlanych, aby ograniczyć wystąpienie katastrofy postępującej.**

10 Literatura

Publikacje

- [1] Wieczorek B.: Influence of the location of the column on the load capacity of a slab–column connection for the inner column after punching, *Procedia Engineering*, 57, 2013, pp. 1251-1259.
- [2] Wieczorek B.: Experimental tests for the analysis of a load–bearing capacity an internal slab–column connection after its punching at various positions of the column, *Advanced Materials Research*, 969, 2014, pp. 169-175.
- [3] Wieczorek B.: Influence imperfections on the difference between the numerical and experimental investigations of a punching in the central slab-column connections of RC structures, *Applied Mechanics and Materials*, 769, 2015, pp. 264-269.
- [4] Wieczorek B., Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się płyty żelbetowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory krawędziowej, *Biuletyn Techniczny nr 5*, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2013.
- [5] Wieczorek M.: Influence of simplified discretization schemes of slab-to-column connections on the values of internal forces in numerical modelling, *IV Konferencja Naukowo-Techniczna doktorantów i młodych naukowców – „Młodzi naukowcy wobec wyzwań współczesnej techniki”*, Warszawa 2009, s. 273-278.
- [6] Wieczorek M.: The influence of reinforcement of column and the geometrical dimensions of beam-column connections of the value of internal forces, *Proceedings of the 7th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, Bratysława, 2009, pp. 145-148.
- [7] Wieczorek M.: Wpływ uproszczonego podejścia do modelowania połączenia płyta–słup na wartości sił wewnętrznych, *„Wybrane zagadnienia z dziedziny budownictwa” – Monografia*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2009, s. 145-153.
- [8] Wieczorek M.: Wybrane aspekty technologii wykonania wielkowymiarowych elementów badawczych, *Materiały Budowlane*, nr 5, 2012, s. 28-30.
- [9] Wieczorek M.: Experimental research of the impact of upper reinforcement on the tension membrane action of narrow three-span reinforced concrete slabs, *MATEC Web of Conferences*, 310, 2020, 9 p.
- [10] Wieczorek M.: Experimental research of the influence of the ratio of the longitudinal reinforcement for behavior of the narrow three-span reinforced concrete slabs, *Procedia Engineering*, 190, 2017, pp. 684-690.
- [11] Wieczorek M.: Uprozczone modele obliczeniowe nośności stref przęsłowych w konstrukcjach płytowo-słupowych w stanie awaryjnym wywołanym przeciążeniem, *Wybrane zagadnienia teoretyczne i doświadczalne w badaniach materiałów i konstrukcji budowlanych*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2017, s. 527-539.
- [12] Wieczorek M.: Influence of the parameter of ductility of reinforcing steel on the behaviour of a narrow three-span reinforced concrete slab based on experimental investigations, *Solid State Phenomena*, 240, 2016, pp. 218-224.

- [13] Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się narożnego fragmentu ustroju płytowo-słupowego zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stanie awaryjnym, Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne. Budownictwo ogólne. XXVI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 r. T. 3: Wykłady. Gliwice : Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Bielsku-Białej, 2011, s. 41-54.
- [14] Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się narożnego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo-słupowych zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory, Biuletyn Techniczny nr 4, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2012.
- [15] Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, Biuletyn Techniczny nr 6, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2015.
- [16] Wyniki badań parametrów technicznych prętów zbrojeniowych wykonane laboratorium Huty Zawiercie. Materiał niepublikowany.

Normy

- [N1] ACI 318-19, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, 2019.
- [N2] ENV 13670-1:2000, Wykonywanie konstrukcji betonowych. Część 1: Uwagi ogólne.
- [N3] Instrukcji ITB nr 194, Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.
- [N4] PN-EN 10002-1:1998, Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [N5] PN-EN 12812:2008, Deskowanie – Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- [N6] 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 12390-3:2002, Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [N9] PN-EN 12390-6, Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
- [N10] PN-EN 1991-1-1:2004, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N11] PN-EN 1991-1-1:2008, Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyjątkowe.
- [N12] PN-EN 1992-1-1:2008, Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

NOTATKI

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 ÷ 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

www.epstal.pl

Centrum Promocji Jakości Stali

ul. rtm. Witolda Pileckiego 67

02-781 Warszawa

Tel.: +48 22 252 67 03