

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

> Autorzy: Barbara WIECZOREK Mirosław WIECZOREK Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie: Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 8

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

> Autorzy: Barbara WIECZOREK Mirosław WIECZOREK Włodzimierz STAROSOLSKI

Opracowanie: Centrum Promocji Jakości Stali

Biuletyn Techniczny nr 8

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. Dinicjowanie 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. Ditworzenie pomostu pomiędzy użytkownikami wyrobów stalowych i ich producentami. Di 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 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. D Odporność na obciążenia dynamiczne: zmęczeniowe [zmienne naprężenia rozciągające], cykliczne [naprzemienne ściskanie i rozciąganie] oraz wielokrotnie zmienne. D Łatwa identyfikowalność poprzez napis EPSTAL nawalcowany na każdym pręcie oraz indywidualny układ żeber. D Pełna spajalność – spawalność i zgrzewalność – potwierdzona w badaniach laboratoryjnych wykonanych w Instytucie Spawalnictwa w Gliwicach. D Dodatkowa kontrola procesu produkcji. CPJS wykonuje kwartalną analizę statystyczną wyników zakładowej kontroli produkcji. D Program badawczy. Wykonanych zostało wiele innowacyjnych badań naukowych, mających na celu rozpoznanie zachowania się takich samych elementów zbrojonych stalą kruchą.

Więcej na www.cpjs.pl

Publikacje CPJS Wszystkie publikacje CPJS można bezpłatnie pobrać ze strony www.cpjs.pl



Biuletyn Techniczny nr 7

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



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

Marzec 2015

Marzec 2016



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





W jaki sposób weryfikować stal zbrojeniową oraz dokumenty kontroli odbierając stal na budowie?

Marzec 2013



Broszura

Jak projektować odpowiedzialnie? Kilka słów na temat ciągliwości stali zbrojeniowej.

Marzec 2014

ISBN 978-83-946813-1-9 Copyright© by Centrum Promocji Jakości Stali, 2017 Centrum Promocji Jakości Stali Sp. z o.o. Al. Niepodległości 69 02-626 Warszawa Tel.: +48 22 322 76 32 Fax: +48 22 322 76 33 E-mail: biuro@cpjs.pl www.cpjs.pl

Spis treści

1	Wprowadzenie	10
2	Wymagania normowe	15
	2.1 Norma kanadyjska CSA A23.3	15
	2.2 Rekomendacje do normy amerykańskiej ACI 352.1R	16
3	Cel badań	17
4	Modele badawcze	20
	4.1 Zbrojenie modeli badawczych	20
	4.2 Wykonanie modeli	25
5	Materiały	30
	5.1 Badania materiałowe betonu	30
	5.2 Badania materiałowe stali zbrojeniowej	31
6	Stanowisko badawcze	32
7	Przebieg badań	39
8	Wyniki badań	41
	8.1 Praca modeli w fazie I - do przebicia	43
	8.1.1 Zarysowania	43
	8.1.2 Przebicie	44
	8.2 Praca modeli w fazie II - w stadium awaryjnym	47
9	Podsumowanie	51
10	Literatura	56
No	prmy	56
Ρι	blikacje	56
St	rony internetowe	58

1. Wprowadzenie

Żelbetowe stropowe płyty podparte słupami z głowicami lub bez, wykonywane jako monolityczne na placu budowy, zaczęły pojawiać się już na początku XX w. Konstrukcje takie wykonywane są w wielu krajach bardzo różnorodnymi metodami (tab. 1) wg [17]. Wpływają na to zarówno możliwości techniczne i materiałowe, jak też szeroki wachlarz obiektów, w których zastosowano właśnie taki układ nośny, co wynika w dużej mierze z wielu jego zalet.

Korzyści wykonywania płaskich konstrukcji stropu są powszechnie znane, dlatego też ten układ konstrukcyjny jest wykorzystywane do budowy obiektów administracyjnych, mieszkaniowych, handlowych i przemysłowych, a także parkingów. Płaskie płyty stropowe są wykonywane stosunkowo szybko ze względu na prosty i nieskomplikowany sposób składania deskowań, co umożliwia w efekcie szybkie i bezproblemowe wykonanie posadzek. Ponadto konstrukcje stropów płaskich nie stawiają żadnych ograniczeń w zakresie planowania, rozmieszczenia i adaptacji powierzchni do planowanego zakresu usług, przy jednoczesnej minimalizacji (optymalizacji) grubości konstrukcyjnej stropu. Daje to korzyści w postaci niższej wysokości budynku, zmniejszenia kosztów instalacji i wykonania elewacji. Ponadto, w przypadku obiektów mieszkalnych, ustrój płytowy oferuje znaczną elastyczność dla mieszkańców, którzy mogą łatwo zmieniać układy wewnętrzne w celu lepszego wykorzystania konstrukcji. Ta elastyczność wynika z zastosowania najczęściej kwadratowej lub prawie kwadratowej siatki podpór (słupów), bez konieczności użycia dodatkowych belek i ścian, które komplikują komunikację pomiędzy usługami oraz lokalizację partycji (wydzielonych części).

Do zalet należy zaliczyć ponadto kompleksowe badania laboratoryjne przeprowadzone na całym świecie w ciągu ostatnich dziesięcioleci, które doprowadziły do rozwoju metod projektowania, norm, przepisów i wytycznych technicznych oraz prostych i skutecznych narzędzi do projektowania ustrojów płytowo-słupowych.

Podział	Opis
Metody, w których stropy	Konstrukcje wykonywane w całości jako monolitycznie.
wykonywane są jako monolityczne w miejscu	Konstrukcje ze stropami wykonywanymi na opuszczonych (zawieszonych) deskowaniach.
przeznaczenia	Konstrukcje o stropach monolitycznych opieranych na prefabrykowanych słupach.
	Konstrukcje prefabrykowane, których elementy przemieszczane są przy montażu zarówno w pionie, jak i poziomie.
Metody, w których stropy są prefabrykowane, przy szerokim rozumieniu prefabrykacji	Konstrukcje ze stropami podnoszonymi, a więc prefabrykowanymi w stosie na rzucie obiektu.
. , ,	Konstrukcje ze stropami wypychanymi, wykonywanymi sukcesywnie na dolnym stendzie i przemieszczanymi w górę.

Tab. 1. Metody realizacji ustrojów płytowo-słupowych wg [17].

Zagrożeniem dla konstrukcji płytowo-słupowych jest głównie, w sytuacji wystąpienia zaniżenia wytrzymałości betonu, możliwość przebicia stropu w rejonie słupa w postaci kruchego pękania betonu, powstałe w wyniku wyczerpania wytrzymałości betonu na rozciąganie. Awarie wywołane przebiciem występują prawie bez wstępnych objawów, ponieważ powstałe ugięcia są małe, a zarysowania na górnej stronie płyty nie są zwykle widoczne z uwagi na zastosowane warstwy posadzkowe. Lokalna awaria stropu wywołana przebiciem przy jednym ze słupów powoduje zwiększenie siły poprzecznej w okolicznych słupach [38] [41]. W efekcie zwiększenie wartości siły poprzecznej może wywołać awarię postępującą wokół sąsiednich słupów powodując postępujące w efekcie zawalenie całej konstrukcji.

Większość prowadzonych dotychczas badań połączenia płyta-słup dotyczyło różnych sposobów zbrojenia oraz sprawdzenia modeli i metod obliczeniowych [43] [32] [37] [44], a także skuteczności różnych sposobów wzmocnienia tych stref konstrukcji [45] [23] [22] [46]. Niewiele uwagi poświęcono zachowaniu się strefy przysłupowej w stadium awaryjnym – po przebiciu. Fazy tej na etapie projektowania często się nie uwzględnia. Konieczność uwzględnienie przez projektantów tego zjawiska wymuszona została przepisami normy PN-EN 1991-1-1:2004 [6]. Bardziej jednoznaczne wymagania w tym względzie, niezależne od przepisów konstrukcyjnych zawartych obecnie w PN-EN 1992-1-1:2008 [8], zamieszczono w normie PN-EN 1991-1-7:2008[7].

W zestawieniu przykładów katastrof postępujących ustrojów płytowo-słupowych, które zamieszczono w Biuletynie Technicznym CPJS nr 6 [41] wykazano, że jednym z istotnych czynników powodujących rozwój katastrofy postępującej związanej z przebiciem, jest zastosowanie w konstrukcji betonu o zbyt małej wytrzymałości (tab. 2). W przedstawionych sytuacjach, w chwili wystąpienia awarii, istniejący w konstrukcji beton miał zaniżone wytrzymałości w stosunku do betonu projektowanego. Zaniżenie wytrzymałości betonu w stosunku do wartości projektowanej może być skutkiem:

- D braku odpowiedniej pielęgnacji (brak nawilżenia betonu podczas dojrzewania);
- □ dopuszczenie do przemrożenia betonu;
- □ źle zaprojektowany schemat deskowania konstrukcji:
 - źle zaprojektowane deskowanie (zbyt mała liczba podpór);
 - źle posadowione (podparte) deskowanie;
 - zbyt wczesne rozdeskowanie.

Przetrwanie konstrukcji w sytuacji, gdy beton ma zaniżoną wytrzymałość, mogą w takim przypadku zapewnić (wg[28][34]):

- □ sztywne wkłady wykonane z profili stalowych,
- □ ukryte belki zbrojone intensywnie poprzecznie strzemionami,
- □ górne zbrojenie odgięte w dół (kotwione w przęśle płyty)[20],
- dolne krzyżujące się nad słupem zbrojenie, pozwalające na przekształcenie się ustroju płytowo słupowego w ustrój cięgnowy (membranowy)[28][15].

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

Tab. 2. Przykłady katastrof, których przyczyną była zbyt mała wytrzymałość betonu.

Rok	Obiekt	Przyczyna	Skutki
1955	Coliseum [27]	deskowanie szalunkowe	załamanie stropu na pierwszym piętrze powyżej poziomu podparcia
1956	USA, Jackson 4-kondygnacyjny budynek [25]	dostarczenie betonu o zaniżonych parametrach spowodowało opadnięcie stropu czwartej kondygnacji na kondygnacje niższe	całkowite zawalenie budynku, 10 osób poniosło śmierć
1973	USA, Fairfax County, Virginia Skyline Towers Building [21] [33] [35]	zbyt wczesne usunięcie drewnianego deskowania stropu na 23 piętrze spowodowało wystąpienie przebicia w strefach połączenia płyta-słup	26 piętrowy budynek zawalił się w całości, 14 osób zginęło, a 34 zostało rannych
1981	Szwajcaria, Bluche parking podziemny [24] [42]	zniszczenie nastąpiło przez niewielkie błędy projektowe i wykonawcze, jakie popełniono przy obliczaniu i konstruowaniu połączeń płyta-słup	częściowe zawalenie obiektu, śmierć dwójki dzieci
1987	USA, Bridgeport, Connecticut L'Ambiance Plaza [26] [29] [31] [36]	niewłaściwe wykorzystanie systemu szalunkowego spowodowało kaskadowe opadnięcie kolejnych płyt stropowych na stropy niższej kondygnacji	16-pietrowy budynek zawalił się w trakcie budowy, 28 osób zginęło
1997	Wielka Brytania, Wolverhampton Piper's Row Car [47]	szereg z czynników (wykonawczych, użytkowych) przyczynił się do początkowego przebicia jednego z połączeń płyta-słup, który zainicjował postępującą katastrofę	część stropu na najwyższym piętrze wielopoziomowego parkingu uległa całkowitemu uszkodzeniu
2003	USA, Atlantic City Tropicana Casino parking garage [30]	szereg z czynników (projektowych, wykonawczych, użytkowych) doprowadził do zawalenia pięciu kondygnacji parkingowych	budynek zawalił się w trakcie budowy, zginęło 4 pracowników budowlanych, a ponad 30 innych zostało rannych
2003	Polska, Warszawa budynek magazynowo- parkingowy [18] [19]	w wyniku nie odpowiedniej pielęgnacji betonu (dopuszczono do przemrożenia) nastąpiła znaczna utrata parametrów wytrzymałościowych betonu	zawaleniu uległ segment stropu na czterech kondygnacjach

Budynek magazynowo-parkingowy, Warszawa (zdjęcie udostępnione przez prof. Szulborskiego).



Tropicana Casino parking garage, Atlantic City [48].



Piper's Row Car, Wolverhampton [49].



Rys. 1. Zdjęcia wybranych katastrof.

USA, Fairfax County, Virginia Skyline Towers Building [50].





Rys. 2. Możliwe sposoby i fazy zniszczenia ustroju płytowo-słupowego w wypadku:

a), c) braku dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem,

b), d) przy obecności zbrojenia dolnego płyty krzyżującego się nad słupem.

Przejęcie sił przez dolne zbrojenie nadsłupowe i wykształcenie się ustroju cięgnowego jest uwarunkowane odpowiednią wydłużalnością graniczną stali zbrojeniowej. Czym większa bowiem wydłużalność stali zbrojeniowej, tym należy się spodziewać większych odkształceń, a co za tym idzie mniejszych sił w układzie cięgnowym. Aspekty wytrzymałościowe i ekonomiczne decydują o tym, że do zbrojenia konstrukcji stosowano chętnie stale klasy A-IIIN. Stale te wg normy PN-B-03264:2002 [4] są stalami o średniej ciągliwości, to znaczy, że ich charakterystyczne odkształcenie odpowiadające maksymalnej sile rozciągającej nie może być mniejsze niż 2.5% ($\varepsilon_{uk} \ge 2.5\%$), a stosunek wytrzymałości charakterystycznej stali na rozciąganie f_{tk} do jej charakterystycznej granicy plastyczność f_{yk} nie mniejszy niż 1.05 (f_{tk} / $f_{yk} \ge 1.05$). Taką stal norma europejska EN 1992-1-1:2004 [8] (EC 2) zalicza do klasy A - stali o małej ciągliwości.

Obecnie krajowi producenci (praktycznie w jednakowej cenie) oferują w ramach stali klasy A-IIIN, stale spełniające wg EC2 wymogi klasy C (dużej ciągliwości) [9] ($\epsilon_{uk} \ge 7,5\%$, $f_{tk} / f_{yk} = 1.15$). Stale o dużej ciągliwości powinny być stosowane wszędzie tam, gdzie dla bezpieczeństwa konstrukcji, po lokalnym uszkodzeniu, zahamowanie rozwoju awarii możliwe jest jedynie na drodze dużych odkształceń. Zasadniczym celem rozpoznawczych badań strefy podporowej ustrojów płytowo-słupowych było wykazanie wpływu, jaki na zachowanie się tej strefy ma ciągliwość stali dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem krawędziowym, kiedy połączenie płyta-słup uległo zniszczeniu ze względu na przebicie.

2. Wymagania normowe

Podstawowym problemem na etapie projektowania jest określenie zapotrzebowania na zbrojenie dolne zabezpieczające przed rozwojem katastrofy w strefie przysłupowej. **Niestety zagadnienie zabezpieczenia połączenia krawędziowego nie jest ujęte ani w PN-EN 1991-1-7:2008 [7], PN-EN 1992-1-1:2008 [8], ani w PN-B-03264:2002 [4].**

Poniżej przedstawiono zestawienie przepisów oraz norm, które ujmują zagadnie zabezpieczenia konstrukcji przed katastrofą postępującą wywołaną przebiciem połączenia krawędziowego. Wśród najistotniejszych informacji, które norma powinna podawać, należy wymienić:

- algorytm obliczania powierzchni przekroju zbrojenia integrującego,
- D opis wymagań konstrukcyjnych, jakie powinno spełniać projektowane zbrojenie integrujące,
- opis inny wytycznych (np. działań prewencyjnych) stosowanych w celu zmniejszenia prawdopodobieństwa katastrofy postępującej.

2.1. Norma kanadyjska CSA A23.3

Według Canadian Standard Association A23.3[3] sumaryczne pole powierzchni dolnej zbrojenia łączącego płytę ze słupem na wszystkich powierzchniach obwodu słupa powinno wynosić:

(1)

$$A_{sb} = \frac{2V_{se}}{f_y}$$

gdzie:

- A_{sb}- minimalna powierzchnia dolnego zbrojenia przechodzącego nad słupem, zastosowanego dla zapewnienia odpowiedniego zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej,
- V_{se} obliczeniowa siła przenoszona na słup, wywołana przez działające obciążenia (suma obciążeń uwzględnionych w obliczeniach nie może być mniejsza od obciążenia odpowiadającego podwójnemu ciężarowi własnemu płyty),
- f_y charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia.

Wymagane jest, aby wyliczone zbrojenie składało się z co najmniej dwóch prętów lub dwóch cięgien, które są przedłużone nad polem przekroju słupa w każdym kierunku rozpiętości przęseł płyty. Na rys. 3 za CSA A23.3 [3] przedstawiono zalecenia odnośnie konstrukcji zbrojenia połączenia krawędziowego. Według CSA A23.3 [3] w przypadku dochodzenia zbrojenia do krawędzi zewnętrznej słupa krawędziowego konieczne jest jego przedłużenie i zagięcie lub mechaniczne zakotwienie tak, aby możliwe było pełne wykorzystanie granicy plastyczności tego zbrojenia.



Rys. 3. Szczegóły zakotwienia prętów zbrojenia integrującego w przypadku połączenia krawędziowego wg [3].

2.2. Rekomendacje do normy amerykańskiej ACI 352.1R

Według rekomendacji ACI 352.1R [2] zbrojenie, dla zwiększenia odporności układu konstrukcyjnego przeciwko katastrofie postępującej, powinno być w pierwszej kolejności określone jak dla połączenia wewnętrznego zgodnie ze wzorem:

(2)
$$A_{sm} = \frac{0.5 w_u l_1 l_2}{f f_y}$$

gdzie:

- A_{sm}- minimalna powierzchnia efektywnych ciągłych prętów dolnych umieszczonych nad podporą - sumaryczne pole powierzchni dolnej zbrojenia łączącego płytę ze słupem, obliczone dla jednego boku słupa,
- W_u obliczeniowe, całkowite obciążenie równomiernie rozłożone (suma obciążeń uwzględnionych w obliczeniach nie może być mniejsza od obciążenia odpowiadającego podwójnemu ciężarowi własnemu płyty),
- $|l_{1,}|_2$ rozpiętość od środka do środka przęseł w każdym kierunku głównym,
 - f_y charakterystyczna granica plastyczności stali,
- f = 0.9.

W dalszej kolejności, jeżeli analizowane jest krawędziowe połączenie płyta-słup, pole powierzchnia zbrojenia A_{sm} może być wg [2] zmniejszone do poziomu dwóch trzecich wartości określonej na podstawie równania(2).

Podobnie jak w przepisach CSA A23.3 [3] zbrojenie dochodzące do krawędzi płyty powinno zostać przedłużone i zagięte lub mechaniczne zakotwienie tak, aby możliwe było pełne wykorzystanie jego granicy plastyczności.

Centrum Promocji Jakości Stali Biuletyn Techniczny nr 8

16

3. Cel badań

Wykonane dotychczas badania (opisane w Biuletynie Technicznym CPJS nr 2 [40]) dotyczyły zachowania się strefy podporowej słupa usytuowanego wewnątrz konstrukcji. Otwarty pozostał problem doświadczalnego sprawdzenia sytuacji, gdy słup znajduje się na krawędzi stropu. W celu doświadczalnej weryfikacji opisanego problemu przeprowadzono badania laboratoryjne, które objęły modele stanowiące fragment ustroju płytowo–słupowego. Modele badawcze wykonano jako monolityczny element w postaci prostokątnej, żelbetowej płyty o stałej wysokości, z usytuowanym od dołu słupem o kwadratowym przekroju poprzecznym.

W ramach badań rozpatrzono dwa różne położenia słupa względem środka geometrycznego płyty, a mianowicie usytuowanie:

- □ osiowe (model typu P-I) rys. 4,
- 🗖 mimośrodowe (model typu P-II) rys. 5,

przy czym wartość mimośrodu, odpowiadająca przesunięciu słupa na kierunku równoległym do krawędzi bocznej płyty, wynosił 283 mm. Elementy badawcze charakteryzowały się jednakową geometrią, wytrzymałością betonu, strukturą zbrojenia górnego oraz sposobem obciążenia.

Modele zaprojektowano tak, aby w pierwszej kolejności nastąpiło ich przebicie, a płyta nie uległa zniszczeniu giętnemu. Ilość zbrojenia na zginanie wyznaczono zgodnie z przepisami EC2 [8] oraz EC1 [6] [7] jak dla rzeczywistej konstrukcji płytowo-słupowej o siatce słupów 6.0×6.0 m z obciążeniem eksploatacyjnym równym 5 kN/m².

Zgodnie z normą kanadyjską CSA A23.3 [3] i rekomendacją do normy amerykańskiej ACI 318 [1] w każdym modelu badawczym zastosowano dodatkowe zbrojenie w postaci dolnych prętów przechodzących bezpośrednio nad słupem, jako zabezpieczenie przeciwko katastrofie postępującej. Zbrojenie integrujące równoległe oraz prostopadłe do krawędzi modelu kotwione było poza modelem w stanowisku badawczym. Integrujące zbrojenie prostopadłe do krawędzi nad śladem słupa wykonano w postaci pętli. W celu możliwie najwierniejszego odzwierciedlenia zachowania się strefy podporowej krawędziowego słupa, płytę modelu mocowano do stanowiska badawczego za pomocą śrub rozmieszczonych obwodowo na jej trzech krawędziach.

Założono, że obciążenie modeli będzie realizowane poprzez siłę skupioną przykładaną do podstawy słupa, według schematu przedstawionego na rys. 4 oraz rys. 5. Dla umożliwienia przejęcia przez pręty dolne zbrojenia krzyżującego się nad słupem znacznych sił powstałych z chwilą utraty otulenia, wypuszczono je poza obrys modelu i zakotwiono w specjalnym uchwycie stanowiącym element stanowiska badawczego.



Rys. 4. Schemat statyczny obciążania modeli ze słupem umieszczonym osiowo:a) widok z góry,b) widok z boku.



Rys. 5. Schemat statyczny obciążania modeli ze słupem umieszczonym mimośrodowo:a) widok z góry,b) widok z boku.

Badania wszystkich modeli przeprowadzono na zmodyfikowanym stanowisku badawczym zgodnie z odpowiednim schematem obciążania (rys. 4 lub rys. 5), przy czym badania zawsze prowadzone były w dwóch fazach: "FAZA I" do przebicia oraz "FAZA II" od przebicia do całkowitego zniszczenia połączenia poprzez zerwanie wkładek zbrojenia dolnego przebiegających bezpośrednio nad słupem.

W każdym przypadku określono wartość obciążenia F_{p} , przy którym nastąpiło zniszczenie danego modelu przez przebicie oraz wartość obciążenia odpowiadającego nośności połączenia płyta-słup po przebiciu F_{max} , a także wartości sił odnotowanych w momencie i bezpośrednio po zerwaniu kolejnych prętów zbrojenia przechodzących nad słupem.

Przyjęto program prowadzenia badań uwzględniający dwa warianty obciążania modeli w drugiej fazie po zniszczeniu przez przebicie:

- pierwszy wariant (MODEL TYPU A) zakładał, że modele nie będą w ogóle odkręcane od stanowiska badawczego w trakcie całego badania,
- □ drugi wariant (**MODEL TYPU B**) zakładał, że bezpośrednio po przebiciu nastąpi odciążenie modeli, odkręcenie śrub mocujących a następnie dalsze obciążanie.

Tak przyjęty program badań umożliwił wyłonienie dwóch skrajnych przypadków obciążenia, które mogą wystąpić w rzeczywistych ustrojach płytowo-słupowych, odpowiadających:

- A. sytuacji optymistycznej, w której w przenoszeniu obciążenia współpracują zarówno pręty zbrojenia dolnego krzyżującego się nad słupem, jak i pozostałe zbrojenie płyty oraz beton (MODEL TYPU A),
- B. sytuacji pesymistycznej, kiedy obciążenie przenoszą jedynie pręty zbrojenia dolnego krzyżującego się nad słupem (MODEL TYPU B).

4. Modele badawcze

4.1. Zbrojenie modeli badawczych

Modele odpowiadające krawędziowemu połączeniu płyta-słup zaprojektowano w postaci prostokątnej żelbetowej płyty o wymiarach w rzucie 2.65×1.61 m, grubości 20 cm (rys. 6), z usytuowanym od dołu słupem o wysokości 50 cm i kwadratowym przekroju poprzecznym o wymiarach 40×40 cm.

Na obwodzie płyty modelu wykonano 9 otworów o średnicy ø110 mm, rozmieszczonych w rozstawie co 57 cm, które służyły do mocowania modeli za pomocą śrub do stanowiska badawczego. Aby uniknąć kolizji płyty modelu z systemem mocowania zbrojenia dolnego w środkowej części każdego boku płyty poza krawędzią boczną wykonano wcięcia o długości 57 cm i głębokości 10 cm każde.







b) WIDOK Z GÓRY WIDOK Z BOKU A A-A Θ С BŶ ₽B Ó B-B Q Ó Ó ۴Ā

Rys. 6. Geometria modeli połączenia krawędziowego – położenie słupa: a) osiowe,

b) mimośrodowe.

Zbrojenie modeli wykonane zostało w postaci dwóch równoległych siatek zbrojeniowych przy górnej i dolnej powierzchni płyty, przygotowanych ze stali **EPSTAL**. Siatki zbrojeniowe składały się z podłużnych prostych prętów zbrojeniowych, odpowiednio o średnicy ø12 mm 2 w warstwie dolnej oraz o średnicy ø16 mm 4 i 5 w warstwie górnej. Rozmieszczenie prętów w obu siatkach było identyczne. W narożach modelu zastosowano wyprofilowane pręty o średnicy ø12 mm 3 i odpowiednio ø16 mm 6 . Rozstaw zbrojenia w strefie przysłupowej wynosił 95-205 mm (średnio co 173 mm). Pręty zbrojenia górnego 5 prostopadłego do krawędzi modelu były zakotwione w strefie ściskanej. Obie siatki połączono strzemionami, które wykonano z prętów ø10 mm.

Rozkład zbrojenia w strefie przysłupowej był taki sam we wszystkich modelach, w celu umożliwienia przeprowadzenia analizy porównawczej. W pozostałej części siatek rozmieszczenie prętów zbrojeniowych różniło się w zależności położenia słupa. Średni procent zbrojenia dolnego w obydwóch modelach wynosił: $s_{1}=0.49\%$ (model typu P-I) i $s_{2}=0.46\%$ (model typu P-II).

W każdym modelu zastosowano dodatkowe zbrojenie dolne 1 krzyżujące się nad słupem ze stali zbrojeniowej **EPSTAL** klasy C ($\varepsilon_{uk} \ge 7.5\%$), zgodnie z zaleceniami EC 2 [8], po dwa pręty ø16 mm w obu prostopadłych kierunkach. Osiowy rozstaw tych prętów zawsze wynosił 180 mm.

Zbrojenie słupa stanowiło 8 prętów ø20 mm Zze stali **EPSTAL**, rozmieszczonych po obwodzie – 4 pręty w narożach i 4 pręty w połowie długości boków co 180 mm. Zbrojenie poprzeczne stanowiły zamknięte strzemiona 8 i 9 wykonane z prętów średnicy ø10 mm ze stali B500B. Rozstaw strzemion w środkowym odcinku słupa wynosił 150 mm. W miejscu połączenia słupa z płytą zastosowano trzy strzemiona, a u podstawy (w miejscu przyłożenia obciążenia skupionego przekazywanego z siłownika hydraulicznego) dwa strzemiona w rozstawie co 50 mm.

Otulina wszystkich prętów zbrojenia głównego płyty, położonego najbliżej powierzchni (dolnej lub górnej), wynosiła $c_{nom}=20$ mm. Otulina strzemion słupa wynosiła $c_{nom}=20$ mm, a prętów zbrojenia głównego $c_{nom}=30$ mm.

Zbrojenie dolne płyty





Rys. 7. Rysunek konstrukcyjny zbrojenia modelu (model typu P-I): zbrojenie dolne i górne płyty, zbrojenie płyty i słupa.

Zbrojenie dolne płyty

Zbrojenie górne płyty



Rys. 8. Rysunek konstrukcyjny zbrojenia modelu (model typu P+II): zbrojenie dolne i górne płyty, zbrojenie płyty i słupa.

4.2. Wykonanie modeli

Modele badawcze wykonano w specjalnie zaprojektowanej formie drewniano-stalowej. Deskowanie składało się z dolnej użebrowanej stalowej płyty (o wymiarach 3.00×3.80 m), deskowania słupa i stalowych burt (rys. 9). W środkowej części pozostawiono otwór, w którym umieszczono stalowe okucie słupa. Do wewnętrznej powierzchni burt przymocowano fragmenty płyt styropianowych o wymiarach $57 \times 10 \times 20$ cm, przy pomocy których ukształtowano wcięcia w płycie. Następnie do płyt szalunkowych przykręcono kształtujące otwory w płytach, odcinki rur z PCV o średnicy zewnętrznej \emptyset 110 mm i długości 200 mm, których otwory zabezpieczono wyprofilowanymi drewnianymi krążkami.

Po przygotowaniu dolnej części deskowania w środkowej części formy, w której pozostawiono kwadratowy otwór, ustawiono stalowe okucie słupa i przymocowano od spodu deskowanie słupa o wysokości 15 cm, wykonane ze sklejki wodoodpornej o grubości 20 mm.



Rys. 9. Ułożenie stalowych burt na płytach szalunkowych (1- płyty szalunkowe, 2- stalowe burty, 3- rury z PCV, 4- styropian):

- a) model typu P-I,
- b) model typu P-II .

Do wykonania zbrojenia modelu wykorzystano docięte na wymiar pręty o średnicy ø12 mm i ø16 mm. Po wyprofilowaniu prętów narożnych płyty oraz strzemion słupa, siatki zbrojenia dolnego i górnego oraz zbrojenie słupa scalono drutem wiązałkowym (średnicy 1.2 mm) na tymczasowym stole zbrojarskim. Szczegóły przygotowanego zbrojenia przedstawiono na zdjęciach (rys. 10).



- Rys. 10. Szczegóły zbrojenia modeli:
- a) gotowe siatki zbrojenia dolnego i górnego,
- b) narożne płyty i wyprofilowane wcięcie,
- c) kosz zbrojenia słupa.

Przed ułożeniem zbrojenia na wszystkie wewnętrzne powierzchnie deskowania naniesiono substancję antyadhezyjną (DISARMANTE DMA 1000). W pierwszej kolejności w deskowaniu umieszczano kosz zbrojenia słupa, a później siatkę zbrojenia dolnego płyty, do której dowiązywano krzyżujące się nad słupem pręty zbrojeniowe. Następnie na siatce zbrojenia dolnego, poza strefą przebicia (w odległości 50 cm od słupa i przy powierzchniach bocznych płyty), umieszczano strzemiona o wysokości 120 mm, na które układano i dowiązywano siatkę zbrojenia górnego modelu. Montaż zbrojenia zakończono rozmieszczeniem i ustabilizowaniem haków transportowych. Widok przygotowanego deskowania przedstawiono na zdjęciach (rys. 11), natomiast na rys. 12 przedstawiono szczegóły zbrojenia.



Rys. 11. Przygotowanie modeli badawczych:

a) widok deskowania - dolna płyta deskowania z zamontowanymi burtami, słupki kształtujące otwory w płytach, deskowanie słupa, b) widok ułożonego zbrojenia w formie.



Rys. 12. Przygotowanie modeli badawczych - szczegóły zbrojenia modeli.

Do przygotowania modeli użyto betonu zwykłego wykonanego na cemencie żużlowym marki CEM II/BS 32.5R z dodatkiem popiołów lotnych i kruszywie naturalnym w postaci mieszanki żwirowopiaskowej o maksymalnej średnicy ziaren wynoszącej 8 mm. Beton towarowy wykonano w betoniarni (odległej o 15 km) i dostarczono na miejsce przygotowania modeli betonowozem. Betonowanie odbywało się w pomieszczeniu laboratorium w ustalonych warunkach cieplno-wilgotnościowych i trwało ok. 2 godzin (rys. 13). Mieszankę betonową podawano do formy przy użyciu zasobnika do betonu podwieszonego na suwnicy. Zagęszczenie mieszanki w formie wykonano za pomocą wibratora wgłębnego.



Rys. 13. Wykonywanie elementów badawczych: układanie i zagęszczanie mieszanki betonowej, gotowy element badawczy.

Rozformowanie elementów badawczych następowało po ok. 8 dniach od betonowania, w czasie których beton silnie zraszano wodą i zabezpieczano przed nadmiernym wysychaniem za pomocą przykrycia z folii PCV. Rozdeskowany model ustawiano na podporach tymczasowych i malowano na biało rozcieńczoną farbą emulsyjną (rys. 14). Na tak przygotowanej górnej powierzchni modelu odwzorowano wkładki zbrojeniowe (rys. 15).



Rys. 14. Przygotowanie modeli badawczych - malowanie modelu.



Rys. 15. Przygotowanie modeli badawczych - odwzorowanie zbrojenia.

5. Materiały

W ramach prac badawczych przeprowadzono badania towarzyszące, które miały na celu określenie właściwości mechanicznych materiaów, z których wykonane zostały modele badawcze – prętów zbrojeniowych oraz mieszanki betonowej.

5.1. Badania materiałowe betonu

Do wykonania modeli zastosowano beton towarowy na cemencie żużlowym CEM II/BS 32.5R z dodatkiem popiołów lotnych i kruszywie naturalnym w postaci mieszanki żwirowo-piaskowej o maksymalnej średnicy ziaren 8 mm i o punkcie piaskowym około 42%. Zastosowano ciekłą konsystencję mieszanki betonowej, a stosunek wodno-cementowy wynosił 0.61.

Badania wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{c,cube}$ przeprowadzono na 6 próbkach kostkowych 150x150x150 mm, wg zaleceń normy PN-EN 12390-3:2011 [12]. Badania modułu sprężystości betonu E_c oraz zależność σ - ϵ przeprowadzono na 6 próbkach walcowych 150x300 mm. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężeń $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości $E_{c,i}$ w przedziale naprężeń 0.05MPa-0.33 $f_{c,i}$. Wyznaczenie parametrów wykonano zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 [11]. Badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu f_{ct} przeprowadzono na 6 próbkach walcowych 150x300 mm, zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12390-6:2011 [13]. Badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie f metodą bezpośrednią wykonywano na 6 próbkach prostopadłościennych 70x70x750 mm, zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 [11]. Uzyskane wyniki badań parametrów wytrzymałościowych betonu zawarto w tablicy (tab. 3).



Rys. 16. Widok próbek użytych w badaniach:

a) próbki do badania wytrzymałości betonu na ściskanie,

b) próbki do badania modułu sprężystości,

c) próbki do badania wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Tab. 3. Wytrzymałość betonu na ściskanie – wartości średnie pomierzone w dniu badania.

Model	P-IA	P-IB	P-IIA	P-IIB
Wytrzymałość betonu na ściskanie f _{c,cube} [MPa]	29.4	26.7	24.7	28.2
Odchylenie standardowe [%]	6.7	4.4	3.3	4.04

5.2. Badania materiałowe stali zbrojeniowej

We wszystkich modelach wykorzystano stal zbrojeniową **EPSTAL** o wysokiej ciągliwości. Badania zależności σ-ε przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 10002-1:1998 [14] pobierając losowo po 6 próbek nieobrobionej stali zbrojeniowej o średnicy 12 mm i 16 mm oraz długości ok. 50 cm (rys. 17). Wyniki badań zamieszczono w tablicy (tab. 4).



Rys. 17. Widok badanych prętów w maszynie wytrzymałościowej.

Średnica pręta ø [mm]	Moduł sprężystości E [GPa]	Odchylenie standardowe	Granica plastyczności f _{yk} [MPa]	Odchylenie standardowe	
ø16	187.026	2.25	547.01	1.07	
ø12	194.755	3.45 570.68		1.11	
Średnica pręta ø [mm]	Wytrzymałość na rozciąganie f _{tk} [MPa]	Odchylenie standardowe	Odkształcenie procentowe przy największej sile ε _{uk} [%]	Odchylenie standardowe	
ø16	654.49	1.46	13.1	1.71	
ø12	652 52	1 89	14 7	1.87	

Tah 4	Parametry	wytrzymałościowe	nieobrobionych	pretów	zhroieniowych	– wartości średnie
1au. 4.	Parametry	wyuzymaiosciowe	Theopropionych	prętow	ZDI UJEI IIOWYCI I	- waitosci sieunie.

Na podstawie pomierzonych parametrów technicznych, biorąc pod uwagę wymagania EC2 [8], wykorzystaną do zbrojenia modeli stal o dużej ciągliwości ($\epsilon_{uk} \ge 7.5\%$) zaliczono do klasy C ($1.15 < f_{tk,16}/f_{yk,16} = 1.196 < 1.35 i 1.15 < f_{tk,12}/f_{yk,12} = 1.143 < 1.35 oraz 400MPa < f_{yk} < 600MPa$).

6. Stanowisko badawcze

Badania wykonano w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej, na stanowisku badawczym stanowiącym wyposażenie Katedry Konstrukcji Budowlanych. Stanowisko badawcze (rys. 18) powstało w ramach wcześniejszych prac naukowych, dotyczących analizy zjawiska przebicia w ustrojach płytowo-słupowych, od tego czasu było sukcesywnie modernizowane.



Rys. 18. Widok stanowiska badawczego: a) przed modernizacją, b) po modernizacji.

Stanowisko badawcze stanowi przestrzenna konstrukcja ramowa składająca się z połączonych ze sobą rygli górnych połączonych z ryglami dolnymi za pomocą pionowych dwugałęziowych słupów. W jednej płaszczyźnie ustrój jest stężony za pomocą ukośnych zastrzałów, natomiast w drugiej płaszczyźnie zastosowane są jedynie stężenia wzmacniające. W ryglach górnych wykonane są otwory o średnicy ø100 mm, które umożliwiają mocowanie modelu badawczego do stanowiska. Stanowisko, oprócz zasadniczych elementów, posiada stalowy pomost zabezpieczony balustradą, do którego dostęp możliwy jest za pomocą stalowych dwubiegowych schodów, przystawianych z jednej strony stanowiska. Szkic stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 19.

Stanowisko badawcze przytwierdzone jest na stałe do stropu laboratorium zdolnego przenieść duże obciążenia ("PŁYTA WIELKICH SIŁ") za pomocą 16 śrub mocujących o średnicy ø65 mm i długości 2000 mm.



Rys. 19. Szkic stanowiska badawczego przed modernizacją, widok z góry (opis w tekście): 1-rygle górne, 2-rygle dolne, 3-otwory do mocowania modelu badawczego, 4-stalowy pomost, 5-śruby mocujące stanowisko do stropu laboratorium.



Rys. 19. Szkic stanowiska badawczego przed modernizacją, widok z boku (opis w tekście): 1-rygle górne, 2-rygle dolne, 3-otwory do mocowania modelu badawczego, 4-stalowy pomost, 5-śruby mocujące stanowisko do stropu laboratorium.

W celu jak najwierniejszego odwzorowania sytuacji zniszczenia połączenia płyta-slup stanowisko posiada: dodatkowy system pionowego prowadzenia słupa, który ma zapewnić jego stały pionowy przesuw w trakcie prowadzenia badań oraz specjalnie do tego celu wykonane uchwyty kotwiące, umożliwiające mocowanie wystających poza obrys modelu prętów zbrojeniowych.

Zasadniczą częścią systemu pionowego prowadzenia słupa (rys. 20) są cztery stalowe elementy słupowe wykonane z dwuteowników HEB o wysokości 2.0 m, które wzmocniono żeberkami w czterech płaszczyznach. Połączenie elementów słupowych ze stanowiskiem zrealizowane jest za pomocą poziomych słupków przykręcanych do górnej i dolnej ramy stanowiska. Ponadto pionowe elementy słupowe połączone są ze sobą i ze stanowiskiem zespołem stężeń, które zastosowano celem przeniesienia dodatkowych sił poziomych pochodzących z systemu pionowego prowadzenia słupa.

Całość systemu została zaprojektowana tak, aby możliwe było przeprowadzenie badań modeli z różnym usytuowaniem słupa względem środka płyty. Uwzględniono osiowe położenie słupa oraz możliwość jego przesunięcia na mimośrodzie równym 283 mm w jednym lub równocześnie w dwóch kierunkach. Aby zapewnić swobodny przesuw słupa, na pionowych elementach słupowych zamocowano (rys. 21) specjalnie zaprojektowane w tym celu rolki, natomiast element słupowy modelu podczas jego przygotowań umieszczano w stalowym okuciu.

Rys. 20. Widok konstrukcji pionowego prowadzenia słupa - ustawienie: a) osiowe, b) mimośrodowe.

Rys. 21. Widok elementów konstrukcji pionowego prowadzenia słupa:

- a) pionowy stalowy element słupowy,
- b) stalowe rolki,
- c) stalowe okucie słupa.

Celem ograniczenia przemieszczeń poziomych prętów zbrojeniowych wystających poza obrys modelu zastosowano specjalny uchwyt kotwiący, składający się z blachy stalowej układanej swobodnie na pomoście, do której pręty były przyspawane (rys. 22). Na blasze ustawione były stalowe prowadnice z wyprofilowanym łukiem, natomiast od dołu pomostu umieszczano stalowe rygielki i całość łączono stalową śrubą ø60 mm. Obciążenie pionowe wywołane odgięciem prętów zbrojeniowych było przekazywane w całości na pas górny stanowiska.

Rys. 22. Widok uchwytu do mocowania prętów zbrojeniowych wypuszczonych poza obrys modelu.

Model badawczy umieszczano na stanowisku i mocowano do pasa górnego za pomocą 9 śrub kotwiących o średnicy ø60 mm i długości 800 mm (rys. 23).

Rys. 23. Widok modelu na stanowisku przed badaniem: a) model typu P-I, b) model typu P-II.

Obciążenie modelu (rys. 24) wywierano za pomocą trzyteleskopowego siłownika hydraulicznego typu SH 1180 o zakresie 1200 kN i zakresie przemieszczeń 120 cm, który ustabilizowany był za pomocą 4 odciągów ciągowych zaopatrzonych w śruby rzymskie. Siłownik podłączono do automatycznej pompy hydraulicznej (rys. 24) o maksymalnym ciśnieniu roboczym wynoszącym 700 bar. Pomiaru siły wymuszającej dokonywano za pomocą siłomierza elektrooporowego CT 100 o zakresie wskazań do 1000 kN ustawionego na siłowniku hydraulicznym. Na podstawę słupa obciążenie przekazywano poprzez specjalnie profilowaną głowicę.

Rys. 24. System obciążania modelu (opis w tekście): 1-konstrukcja stanowiska, 2-model badawczy, 3-śruby mocujące model badawczy, 4-uchwyty kotwiące pręty zbrojeniowe, 5-siłownik, 6-słupy stalowe systemu pionowego prowadzenia słupa, 7-siłomierz, 8-rolki, 9-stalowe okucie.

7. Przebieg badań

Program badań obejmował przeprowadzenie dwóch faz obciążenia (rys. 25). W pierwszej fazie model obciążano aż do zniszczenia przez przebicie, a następnie w drugiej fazie po przebiciu obciążenie zwiększano do chwili zerwania kolejnych prętów zbrojenia dolnego krzyżującego się nad słupem.

W pierwszej fazie wyróżniono dwa cykle obciążenia: pierwszy polegający na wstępnym obciążeniu i odciążeniu modelu oraz drugi, w którym model był obciążany do zniszczenia przez przebicie. W pierwszej kolejności obciążenie zwiększano do wartości ok. 10% (40kN) przewidywanej siły, przy której spodziewano się przebicia strefy przysłupowej (tj. $F_p=400$ kN), po czym model odciążano i dopasowywano ruchome elementy stanowiska do pozycji wyjściowych, poprzez dokręcenie śrub mocujących model i zlikwidowanie luzów pomiędzy okuciem słupa a rolkami w konstrukcji pionowego prowadzenia słupa. Następnie model obciążano monotonicznie co 20 kN, aż do chwili zniszczenia przez przebicie, określając uzyskaną siłę maksymalną jako F_p . Po przebiciu, wskutek którego występowało automatyczne częściowe odciążenie modelu, następował spadek siły obciążającej do wartości F_{p1} .

W drugiej fazie po przebiciu dalsze obciążanie prowadzone było aż do osiągnięcia maksymalnej siły równej F_{max} , określającej maksymalną nośność połączenia płyta-slup po przebiciu, przy czym uwzględniono dwa warianty badawcze.

W pierwszym przypadku (rys. 25b) bezpośrednio po przebiciu dokonywano całkowitego odciążenia modelu, a następnie odkręcano śruby mocujące model do stanowiska badawczego (model typu B), natomiast w drugim przypadku (rys. 25a) nie odciążano modelu i nie odkręcano śrub mocujących model do stanowiska badawczego (model typu A). W przypadku modelu typu B jedynymi elementami łączącymi płytę ze stanowiskiem przy dalszym obciążaniu były wyprowadzone na zewnątrz modelu pręty zbrojenia dolnego przechodzące przez słup i zakotwione w stanowisku.

W każdym przypadku obciążenie zwiększano monotonicznie do chwili zerwania jednego z prętów krzyżujących się nad słupem, co oczywiście skutkowało spadkiem wartości siły obciążającej. Następnie przystępowano do ponownego obciążenia modelu, które trwało aż do zerwania kolejnych prętów krzyżujących się nad słupem. We wszystkich przebadanych modelach do określenia wartości siły F_{max} ($F_{max,A}$ dla modelu typu A, i odpowiednio $F_{max,B}$ dla modelu typu B) przyjęto moment, w którym nastąpiło pierwsze zerwanie pręta. Zerwania kolejnych prętów przechodzących nad słupem następowały po sobie w krótkich odstępach czasu. Badania kończono po zerwaniu trzech lub czterech wkładek zbrojenia dolnego, co doprowadzało do sytuacji utraty stateczności modelu względem stanowiska.

W trakcie badań zarówno do przebicie (Faza I), jak i w stanie awaryjnym (Faza II), dokonywano pomiaru siły pionowej F za pomocą siłomierza o zakresie 1000 kN i dokładności 0.001 kN.

Rys. 25. Schemat przebiegu badań: a) model typu A, b) model typu B.

40

8. Wyniki badań

Każdy z modeli zbadano w ciągu jednego dnia, zgodnie z założonym programem badań. Za pośrednictwem automatycznego stanowiska pomiarowego ASP (rys. 26a) w czasie badań, dla każdego poziomu obciążenia, dokonywano:

- ciągłej rejestracji wartości obciążenia przyłożonego u podstawy słupa (rys. 26 b),
- pomiaru przemieszczeń górnej powierzchni płyty (rys. 26 c),
- D pomiaru przemieszczeń dolnej krawędzi słupa (rys. 26 d).

Rys. 26. Pomiary:

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

Elektroniczny pomiar siły obciążającej prowadzono za pomocą siłomierza elektrooporowego CT200 o zakresie do 100T umieszczonego pomiędzy podstawą słupa a siłownikiem hydraulicznym (rys. 26b).

Przemieszczenia słupa w czasie obciążenia modelu mierzono w sposób automatyczny za pomocą czujników indukcyjnych typu PJX 100 o dokładności odczytu 0.002 mm i zakresie wskazań 200 mm, rozmieszczonych w narożach słupa. Bazą pomiarową czujników były stalowe stelaże oparte na stalowych elementach konstrukcji prowadzenia słupa (rys. 26c). Na rys. 27 przedstawiono wykresy przemieszczeń pionowych słupa w funkcji obciążenia.

Rys. 27. Wykres przemieszczeń słupa w funkcji obciążenia: a) model P-IA, b) model P-IB, c) model P-IIA, d) model P-IIB.

8.1. Praca modeli w fazie I – do przebicia

8.1.1. Zarysowania

Mechanizm zarysowania w fazie I przebiegał we wszystkich elementach podobny sposób, typowy dla tak skonstruowanych i obciążonych modeli. Pierwsze rysy powstały nad słupem i rozwijały w kierunku krawędzi modeli. Wzrostowi obciążenia towarzyszyło rozwieranie się istniejących rys nad słupem oraz powstawanie nowych rys w obszarze śrub kotwiących model do stanowiska. Na zdjęciach (rys. 28 - rys. 31) przedstawiono widok zarysowania modeli przed przebiciem, natomiast w tabeli (tab. 5) zestawiono wartości sił przy, których pojawiło się pierwsze zarysowanie.

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

Model	P-IA	P-IB	P-IIA	P-IIB
Poziom obciążenia, przy którym zauważono pierwsze zarysowanie [kN]	110	120	110	90

Rys. 28. Obraz zarysowania przed przebiciem (model P-IA).

Rys. 29. Obraz zarysowania przed przebiciem (model P-IB).

Rys. 30. Obraz zarysowania przed przebiciem (model P-IIA).

Rys. 31. Obraz zarysowania przed przebiciem (model P-IIB).

8.1.2 Przebicie

Przebicie, którego przebieg miał w każdym z modeli charakter gwałtowny, poprzedzone zostało intensywnym zarysowaniem górnych powierzchni płyt – tym samym nastąpiło zakończenie pierwszej fazy badań. Na skutek podniesienia górnego zbrojenia następowało uszkodzenie otuliny zbrojenia górnego (rys. 32 - rys. 35). Na powierzchniach dolnych modeli w chwili przebicia nie stwierdzono, oprócz zarysowań biegnących po obwodzie słupa, żadnych innych uszkodzeń. Przy prawie identycznych wytrzymałościach betonu w czasie prowadzenia badań, wartości sił przebijających dla modeli P-IA i P-IIA oraz dla modeli P-IB i P-IIB były bardzo zbliżone. W tablicy (tab. 6) przedstawiono uzyskane wartości sił powodujących przebicie F_{p.exp}.

Wartości siły przebijającej, uzyskane w badaniach poszczególnych modeli, były zbliżone, a różnica wynosiła zaledwie 14%. Największą nośność strefy przysłupowej zaobserwowano w przypadku modelu P-IA, badanego w pierwszej kolejności.

44

Tab. 6. Wartości sił przebijających.

Model	P-IA	P-IB	P-IIA	P-IIB
Wartość siły przy przebiciu F _{p,exp} [kN]	516	463	464	485
Wartość siły po przebiciu $F_{_{p1,exp}}$ [kN]	325	292	286	307

Rys. 32. Obraz zarysowania po przebiciu (model P-IA).

Rys. 33. Obraz zarysowania po przebiciu (model P-IB).

Rys. 34. Obraz zarysowania po przebiciu (model P-IIA).

Rys. 35. Obraz zarysowania po przebiciu (model P-IIB).

8.2. Praca modeli w fazie II - w stadium awaryjnym

Po wystąpieniu przebicia zakończono pierwszą fazę badań. W fazie drugiej badania prowadzono zgodnie z założoną metodologią. Zarówno dla połączeń z osiowo oraz mimośrodowo położonym słupem wykonywano dwa warianty badań:

- D w modelach typu A po przebiciu nie następowało ich odkręcanie od stanowiska badawczego,
- □ w modelach typu B bezpośrednio po przebiciu następowało odciążenie modeli, odkręcenie śrub mocujących je do stanowiska, a następnie ich dalsze obciążanie.

Zniszczenie modeli typu B (zarówno model ze słupem usytuowanym osiowo, jak i mimośrodowo) miało niemalże identyczny charakter. W modelu osiowym odrywanie otuliny zbrojenia integrującego rozpoczęło się symetrycznie od krawędzi modelu ku jego środkowi. W modelu P-IIB proces odłupywania utulenia rozpoczynał się w pierwszej kolejności od strony boku krótszego. Wraz ze wzrostem wysuwu słupa następowała deformacja prętów zbrojenia integrującego, która skutkowała odginaniem się haków zbrojenia podporowego.

W modelach typu A proces zniszczenia przebiegał podobnie jak w modelach typu B. Jednakże przed odspojeniem dolnej otuliny i deformacją prętów zbrojenia integrującego zaobserwowano odspojenie końców zbrojenia podporowego.

Na zdjęciach (rys. 36 - rys. 39) przedstawiono widoki poszczególnych modeli w momencie zniszczenia – w każdym przypadku zniszczenie następowało przez zerwanie prętów zbrojenia integrującego. Obraz zerwanych prętów zamieszczono na rys. 40. W tablicy 7 porównano wartości sił, przy których nastąpiło zerwanie prętów zbrojenia integrującego $F_{p,exp}$. Uzyskane wartości porównano z wartościami uzyskanymi według algorytmu zamieszczonego w rekomendacjach do normy amerykańskiej ACI 352.1R ($F_{p,cal,ACI}$). Dodatkowo obliczono również wartość siły F_{tot} wynikającą z nośności prętów zbrojenia integrującego na zerwanie. Zarówno dla $F_{p,tot}$ jak i dla $F_{p,cal,ACI}$ rozważano sytuacje:

- po przebiciu obciążenie przekazywane jest tylko na pręty zbrojenia przechodzącego równolegle do krawędzi modelu pracują tylko 4 pręty,
- po przebiciu obciążenie przekazywane jest na wszystkie pręty zbrojeniowe przechodzące nad śladem słupa – pracuje 6 prętów.

Porównanie siły F_{p,exp}, przy której nastąpiło zniszczenie modeli, z wartościami obliczeniowymi wykazało, że:

- zniszczenie modeli nastąpiło przy wykorzystaniu około 65% maksymalnej nośności sześciu prętów (F_{p,tot,6}). Przy "myślowym" pominięciu prętów dochodzących prostopadle do krawędzi modelu wartość siły uzyskanej w badaniach (F_{p,exp}) była praktycznie identyczna z wartością obliczeniową F_{p,tot,4}/
- przyrównanie wartości siły niszczącej (F_{p,exp}) do wartości obliczonej według zaleceń amerykańskich (F_{p,cal,ACI,6}), przy uwzględnieniu całego zbrojenia, umożliwiło określenie wartości niedoszacowania nośności połączenia na poziomie 11-14%,
- jedynie ilość zbrojenia określona według przepisów amerykańskich, rozmieszczonych jednie wzdłuż krawędzi modelu, umożliwia spełnienie warunków SGN zbrojenia integrującego po wystąpieniu przebicia.

Model	P-IA	P-IB	P-IIA	P-IIB
Wartość siły F _{p,exp}	533	510	515	492
Wartość siły F _{p,tot,4}	526	526	526	526
Wartość siły F _{p,tot,6}	789	789	789	789
F _{p,exp} / F _{p,tot,4}	1.013	0.969	0.979	0.935
F _{p,exp} / F _{p,tot,6}	0.675	0.646	0.652	0.623
Wartość siły F _{p,cal,ACI,4}	396	396	396	396
Wartość siły F _{p,cal,ACI,6}	594	594	594	594
F _{p,exp} / F _{p,cal,ACI,4}	1.347	1.289	1.301	1.243
F _{p,exp} / F _{p,cal,ACI,6}	0.898	0.859	0.868	0.829

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

Rys. 36. Obraz zniszczenia po zerwaniu prętów (model P-IA).

Rys. 37. Obraz zniszczenia po zerwaniu prętów (model P-IB).

Rys. 38. Obraz zniszczenia po zerwaniu prętów (model P-IIA).

Rys. 39. Obraz zniszczenia po zerwaniu prętów (model P-IIB).

Rys. 40. Widok zerwanych prętów: a) model P-IA, b) model P-IB, c) model P-IIA, d) model P-IIB.

9. Podsumowanie

Wraz z wprowadzeniem w życie europejskich przepisów normowych od projektanta wymagane jest uwzględnienie na etapie projektowania sytuacji awaryjnej. W przepisach normowych uwzględniany jest szereg wytycznych odnoszących się między innymi do: kombinacji obciążeń wyjątkowych, strategii projektowania konstrukcji (patrz rozdział 5 Biuletynu Technicznego CPJS nr 6 [41]) z uwagi na oddziaływania wyjątkowe, a także szczegółowych wytycznych konstrukcyjnych wynikających ze specyfiki konstrukcji żelbetowych.

W zakresie przeprowadzonych badań autorzy starali się zasygnalizować ważność problemu, jakim jest zachowanie się połączenia płyta-słup po przebiciu. W zestawieniu katastrof postępujących zamieszczonych w pracy [41] przyczyną zniszczenia ponad 70% obiektów było niedostateczne zabezpieczenie połączenia płyta-słup. Jak zaznaczono na wstępie sytuacja taka dość często jest skutkiem zastosowania betonu o niedostatecznych parametrach technicznych. Dodatkowo należy zwrócić uwagę na fakt, że słaby wytrzymałościowo, popękany (porysowany) beton praktycznie nie zapewnia warunków przyczepności i nie umożliwia w pełni przekazywania naprężeń z pręta zbrojeniowego na otaczający go beton. W takim przypadku nie można liczyć na zakotwienie prętów wynikające z przyczepności stali do betonu.

W związku z tym w zakresie obowiązków projektanta jest zapewnienie ciągłości zbrojenia integrującego (zbrojenia przeciwko katastrofie postępującej) w sposób mechaniczny np. poprzez spawanie ze zbrojeniem słupa lub zastosowanie blokady mechanicznej w postaci blachy oporowej (rys. 41c). W czasie prowadzenia badań innych modeli Autorzy stwierdzili, że zbrojenie wykonane jak na rys. 41a może być niedostatecznie zakotwione. Alternatywnym podejściem jest zastosowanie zbrojenia pętlicowego (rys. 41b).

Należy również zwrócić uwagę na sposób odpowiedniego kotwienia zbrojenia podporowego. Wskazania [39] oraz zalecania [16] wymagają, aby w przypadku, gdy skrajna krawędź płyty nie wystaje lub wystaje niewiele poza zewnętrzną krawędź słupa, przyjąć, że na słup mogą zostać przekazane momenty jedynie z prostopadłego do krawędzi stropu pasma podporowego o szerokości 3h+c (rys. 42). Pręty zbrojenia górnego powinny być rozmieszczone w rozstawie nie rzadziej niż 0.75d oraz powinny być w pełni zakotwione. Na rys. 3b i rys. 3c przedstawiono dwie dopuszczalne propozycje zakotwienia prętów zbrojenia górnego, przy czym autorzy sugerują stosowanie rozwiązania pokazanego na rys. 42c ze względu na fakt, iż – jak wykazały badania - tak zakotwione zbrojenie jest w stanie w pewnym stopniu zwiększyć nośność połączenia płyta-słup po przebiciu.

Przeprowadzone badania omówionych modeli w fazie II (w stadium awaryjnym) wykazały, że strefa przysłupowa była zdolna do przeniesienia siły $F_{p,exp} = 492-533$ kN w wypadku zastosowania stali **EPSTAL** o wysokiej ciągliwości. Wpływ zastosowanego mimośrodu nie był istotny – spowodował degradacje nośności względem obciążenia osiowego w granicach 4.5-4.7%.

Rys. 41. Widok izometryczny zakotwienia prętów zbrojenia integrującego w przypadku połączenia krawędziowego: a) układ niezalecany, b) układ zalecany – zbrojenie dochodzące do krawędzi wykonane w postaci pętli, c) układ zalecany – zbrojenie dochodzące do krawędzi kotwione mechanicznie za pomocą blachy oporowej (1- uciąglenie prętów za pomocą spawania lub łączników mechanicznych, 2- stalowa blacha oporowa).

Rys. 42. Zasady kotwienia zbrojenia podporowego w strefie słupa skrajnego przy braku wsporników.

53

Uzyskane w badaniach maksymalne siły w połączeniu płyta-słup po zniszczeniu przez przebicie były mniejsze niż obliczone według rekomendacji do normy amerykańskiej ACI 352.1R[2], przy uwzględnieniu pracy sześciu prętów. Należy zaznaczyć, że choć przeprowadzone badania, jako jednostkowe, nie pozwalają na uogólnienie wniosków, to wyraźnie wskazują na możliwość przeszacowania nośności strefy przypodporowej po awarii w wypadku stosowania wspomnianych przepisów. Może to prowadzić do niebezpiecznego zawyżenia obliczeniowej nośności w tej fazie pracy konstrukcji.

Na podstawie badań przeprowadzonych na 4 modelach wykazano , że $F_{p,exp} \approx F_{p,tot,4}$. Na tej podstawie można domniemywać, że zbrojenie prostopadłe do krawędzi modelu **"nie liczy się".** Wniosek ten wynika z faktu przyjęcia założenia do obliczeń, iż pręty zbrojeniowe nie doznają uplastycznienia, a w efekcie niemożliwe będzie uzyskanie tak dużych przemieszczeń pionowych słupa po przebiciu. W związku z tym suma nośności zbrojenia z obu stron słupa musi być nie mniejsza niż siła przebijająca. Prowadzi to do wniosku, iż pole powierzchni zbrojenia A_s z każdej strony słupa nie może być mniejsze niż siła przebijająca podzielona przez wytrzymałość stali zbrojeniowej.

Rys. 43. Uproszczony schemat do określenia ilości zbrojenia integrującego w połączeniu krawędziowym.

Przy projektowaniu do obliczeń potrzebnego zbrojenia autorzy proponują przyjąć charakterystyczną siłę przebijającą F_k działająca na słup, obliczoną jak dla kombinacji obciążeń wyjątkowych według EC1 [5]. W kolejnym kroku należy przyjąć, że przyjmowana wartość wytrzymałości stali jest równa obliczeniowej wytrzymałość stali f_{vd} .

Przy takim założeniu zbrojenie z jednej strony słupa równoległe do krawędzi stropu proponuje się liczyć ze wzoru:

$$A_{s} = \frac{F_{k}}{f_{yd}}$$

Ten sposób liczenia daje dodatkowa rezerwę w postaci stosunku f_{yt}/f_{yd} , naszym zdaniem konieczną z uwagi na niedoskonałość oszacowania siły F_k i nieokreślone wpływy dodatkowe (np. dynamiczne).

Badania potwierdziły konieczność stosowania na dolne i górne zbrojenie nadpodporowe **stali o możliwie dużej ciągliwości. Duża ciągliwość stali zastosowanej w badaniach umożliwiła znaczną deformację modeli badawczych, daleko posuniętą destrukcję betonu, zanim nastąpiło całkowite zniszczenie modeli.** Na tej podstawie można wnioskować, że przy odpowiedniej ilości zbrojenia integrującego w połączeniu płyta-słup zapewni się możliwość przeniesienia działających na strop obciążeń, mimo przebicia strefy przypodporowej.

10. Literatura

Normy

- [1] ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318M-14, American Concrete Institute, ACI Committee 318, USA, 2015, 519 s.
- [2] ACI 352.1R-89: Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures, American Concrete Institute, 1988.
- [3] CSA Standard A23.3-04, Canadian Standard Association, 2004.
- [4] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, Grudzień 2002.
- [5] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [6] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [7] PN-EN 1991-1-7:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 1-7: Oddziaływania ogólne Oddziaływania wyjątkowe.
- [8] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [9] PN-H-93220 Stal B500SP o podwyższonej ciągliwości do zbrojenia betonu. Pręty i walcówka żebrowana.
- [10] PN-H-93247-1:2008 Spajalna stal B500A do zbrojenia betonu. Część 1: Drut żebrowany.
- [11] Instrukcji ITB nr 194 Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.
- [12] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania
- [13] PN-EN 12390-6 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania
- [14] PN-EN 10002-1:1998 Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.

Publikacje

- [15] ACI 318-08 Building code requirements for structural concrete and commentary. Reported by ACI Committee 318.
- [16] ACI-ASCE Committee 352: Recomendations for design of slab-column connection in monolithic reinforced concrete structures, ACI Structural Journal, nr 6, 1988, s. 675-696
- [17] Ajdukiewicz A., Starosolski W.: Żelbetowe ustroje płytowo-słupowe, Arkady, Warszawa, 1981, 415 s.

Centrum Promocji Jakości Stali Biuletyn Techniczny nr 8

56

- [18] Brandt A.M., Glinicki M.A.: Ocena jakości betonu w budynku, który uległ katastrofie w wyniku przemrożenia betonu, Przegląd Budowlany, 11/2007, s. 50-54.
- [19] Brandt A.M., Glinicki M.A.: Ocena jakości betonu w budynku, który uległ katastrofie w wyniku przemrożenia betonu, XXII Konferencja Naukowo-Techniczna "Awarie Budowlane", Międzyzdroje, 2005, s. 163-171.
- [20] Broms C.E. Elimination of flat plate punching failure mode, ACI Structural Journal, Vol. 97, No.1, 2000, pp. 94-101.
- [21] Carino N.J., Woodward K.A., Leyendecker E.V., Fattal S.G.: A review of the Skyline Plaza collapse, Concrete International, Vol. 5, No. 7, 1983, s. 35–42.
- [22] Ebead U., Marzouk H. Strenghtening of two-way slabs using steel plater. ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, 2002. s. 23-31.
- [23] El-Salakawy E.F., Polak M.A., Soudki K.A. New shear strengthening technique for concrete slabcolumn connections. ACI Structural Journal, Vol. 100, No.3, 2003, s. 297-304.
- [24] Favre R., Jaccoud J.P., Burdet O., Charif H.: Dimensionnement des structures en béton Aptitude au service et éléments de structures, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 3è éd., Lausanne, Switzerland, 2004, 612 s.
- [25] Feld J.: Lessons from failure of concrete structures, American Concrete Institute, Monograph Series No. 1, 1964, 179 s.
- [26] Feld J., Carper K. L.: Construction failure, John Wiley & Sons, New York, 1997, 512 s.
- [27] Gray C.: The Coliseum; The 'Hybrid Pseudo-Modern' on columbus circle, New York Times, 1987.
- [28] Hawkins N. M., Mitchell D. Progressive collapse of flat plate structures, ACI Jour nal, July 1979, s. 775-805.
- [29] Heger F.J.: Public-safety issues in collapse of L'Ambiance Plaza, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 5, No. 2, 1991, s. 99-112.
- [30] Investigation of October 30, 2003 Fatal Parking Garage Collapse at the Tropicana Casino Resort, Atlantic City, NJ, U.S. Department of Labor Occupational Safety and Health Administration, 2004, 55 s.
- [31] Kaminetzky D.: Design and construction failures: Lessons from Forensic Investigations, McGraw-Hill, New York, 1991, 600 s.
- [32] Kosińska A. Wpływ zbrojenia poprzecznego na nośność złączy płytowo-słupowych, Praca doktorska, Politechnika Łódzka, 1981.
- [33] Leyendecker E.V., Fattal S.G.: Investigation of the Skyline Plaza collapse in Fairfax County, Virginia, Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology, Center for Building Technology, U.S. Govt. Printing Office, Washington, DC, 1977.
- [34] Mitchell D., Cook W., D. Preventing progressive collapse of slabs structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No.7, 1984, s.1513-1532.
- [35] Schousboe I.: Bailey's Crossroads collapse reviewed, Journal of the Construction Division, Vol. 102, No. 2, 1976, s. 365-378.

- [36] Scribner C., Culver C.: Investigation of the collapse of L'Ambiance Plaza, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 2, No. 2, 1988, s. 58-79.
- [37] Seible F., Ghali A., Dilger W.H. Preassembled shear reinforcing units for flat plater, ACI Journal, No 1-2, 1980, s. 28-35.
- [38] Starosolski, W: Zabezpieczenie ustrojów przed obciążeniami wyjątkowymi, XXV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji (Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno - materiałowo technologiczne. Konstrukcje żelbetowe.), Szczyrk, 10-13 marca 2010 r. T. 3: Wykłady, Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa o/Gliwicach. Gliwice : AMGRAF, 2010, s. 263-345.
- [39] Starosolski W., Ajdukiewicz A., Kliszczewicz R., Pająk Z.: Wytyczne projektowania monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych" Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego (COB-PBO), Warszawa, 1984, s. 47.
- [40] Starosolski W., Jasiński R., Wieczorek M., Kupczyk R.: Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo słupowych w stadium awaryjnym, Biuletyn techniczny nr 2, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2008.
- [41] Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, Biuletyn techniczny nr 6, Centrum Promocji Jakości Stali, Warszawa, 2015.
- [42] Subramanian N.: Alternative punching shear reinforcement for RC flat slabs, The Indian Concrete Journal, Vol. 88, No. 1, 2014, s. 33-44.
- [43] Urban T. Zbrojenie poprzeczne stref przysłupowych. Badania i analiza wytrzymałościowa, Inżynieria i Budownictwo Nr 4/2003, s. 208-214.
- [44] Urban T. Przebicie w żelbecie. Wybrane Zagadnienia, Politechnika Łódzka, Zeszyty Naukowe Nr 959, Łódź 2005.
- [45] Urban T. Wzmacnianie stropów żelbetowych typu płyta-słup w strefach podporowych, Inżynieria i Budownictwo, Nr 10/2005, s. 547-551.
- [46] Urban T. Diagnostyka i wzmacnianie płyt żelbetowych na przebicie, X Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, Warszawa Miedzeszyn, 22-24 kwietnia 2008 r., s. 91-109.
- [47] Wood J.G.M.: Pipers Row Car Park, Wolverhampton Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March, 1997, 114 s.

Strony internetowe

- [48] https://failures.wikispaces.com/Tropacana+Casino+Parking+Garage
- [49] http://www.corrosionengineering.co.uk/knowledge-library/corrosion-of-steel-in-concrete/
- [50] http://engagedscholarship.csuohio.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1024&context=encee_facpub

Stal EPSTAL – właściwości i dane do projektowania

Gatunek stali	Średnica nominalna	Nominalna powierzchnia przekroju poprzecznego	Masa nominalna 1 m*
	lmml	[mm²]	i kg/m1
	8	50,30	0,40
	10	78,50	0,62
	12	113,00	0,89
	14	153,94	1,21
B500SP	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				
$\boldsymbol{f}_{_{\boldsymbol{y}\boldsymbol{k}}}$	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 [-]				
٤ _{uk}	Wydłużenie próbki pod maksymalnym obciążeniem	≥ 8 [%]				

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

Średnica	Pole przekroju	Przekrój zbrojenia w cm²/m w zależności od rozstawu prętów					
lmml	[Cm²]	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 cm²w zależności od ilości prętów									
		2	3							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	29,27	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.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