



Konstrukcje płytowo-słupowe Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej

Autorzy:
Włodzimierz STAROSOLSKI
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK

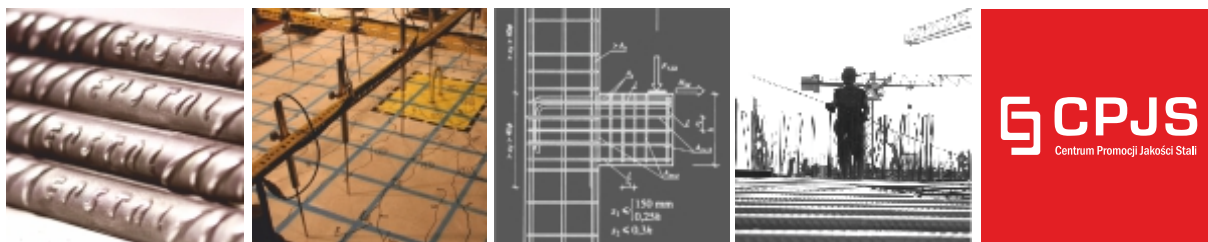
Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Konstrukcje płytowo-słupowe Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej

Autorzy:
Włodzimierz STAROSOLSKI
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK

Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali

Witamy w CPJS



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

Działalność CPJS to:

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

www.cpjs.pl

Centrum Promocji Jakości Stali

Al. Niepodległości 69

02-626 Warszawa

Tel.: +48 22 322 76 32

Fax: +48 22 322 76 33

E-mail: biuro@cpjs.pl

Stal zbrojeniowa ze znakiem jako ci EPSTAL



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

Najwa niejsze zalety stali EPSTAL to:

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

Spis treści

1 Wprowadzenie.....	7
2 Rys historyczny.....	8
3 Problemy uj te w tematyce biuletynu.....	11
4 Strategie projektowania konstrukcji w wietle wymaga normowych.....	12
5 Elementy konstrukcyjnych zabezpiecze budynków przed oddziaływaniami wyj tkowymi w wietle przepisów normowych.....	15
5.1 Metoda wi zi ł cz cych.....	15
5.1.1 Wi zi poziome.....	15
5.1.2 Wi zi pionowe.....	15
5.2 Metoda cie ek zast pczych.....	16
5.3 Metoda elementu kluczowego.....	17
6 Obci enia wyj tkowe.....	17
6.1 Kombinacje.....	17
6.2 Typy obci e wyj tkowych uwzgl dnione w normach.....	19
6.2.1 Obci enia wg PN-EN 1991-1-7:2008.....	19
6.2.2 Obci enia wg PN-EN 1991-1-2:2006.....	21
6.2.3 Obci enia wg PN-EN 1991-1-6:2007.....	21
7 Materiały.....	22
7.1 Beton.....	22
7.2 Stal.....	23
8 Zabezpieczania konstrukcji płytowo-słupowych - opis ogólny.....	24
8.1 Zabezpieczenie przed zniszczeniem płyty stropowej w prz le - przeci enie.....	24
8.1.1 Pole wewn trzne.....	24
8.1.2 Pole skrajne.....	25
8.2 Zabezpieczenie przed zniszczeniem jednego, dowolnego słupa podpieraj cego.....	27
8.2.1 Zniszczenie słupa wewn trznego.....	28
8.2.2 Zniszczenie słupa kraw dziowego.....	30
8.2.3 Zniszczenie słupa naro nego.....	35
8.3 Zabezpieczenie przed zniszczeniem strefy przypodorowej słupa.....	42
8.3.1 Sprecyzowanie zagadnienia.....	42
8.3.2 Zalecenia norm i normatywów obcych.....	44
8.3.3 Badania.....	48
8.3.4 Podsumowanie.....	54
9 Podsumowanie.....	55
9.1 Rozmieszczenie zbrojenia w stropie.....	55
9.2 Uwagi odno nie konstrukcji zbrojenia.....	59
9.2.1 Konstrukcja zbrojenia w wie cach.....	59
9.2.2 Konstrukcja zbrojenie w prz słach.....	59
9.3 Uwagi ogólne autorów.....	60
10 Literatura.....	62
Normy.....	62
Publikacje.....	62
Strony internetowe.....	64

1. Wprowadzenie

Od połowy XX wieku w budownictwie mieszkaniowym, przemysłowym oraz usługowym coraz częściej stosowane są monolityczne ustroje płytowo-słupowe, co jest spowodowane niewątpliwymi zaletami tego typu konstrukcji. Jednakże, proporcjonalnie do ich popularności, wzrasta również liczba awarii oraz katastrof budowlanych takich ustrojów, wywołanych różnymi czynnikami. Przy wielu zaletach konstrukcji płytowo-słupowych jedną z istotnych wad jest ich mniejsza odporność na obciążenia wyjątkowe, w porównaniu do budynków cianowych, czy typowych ustrojów szkieletowych słupowo-ryglowych.

Rozpatrując zagadnienie bezpieczeństwa konstrukcji płytowo-słupowych w aspekcie katastrof postępujących należy wyraźnie podkreślić, że ujęte w przepisach norm polskich ([7], [10], [13], [14]) i europejskich ([2]) a także innych, sposoby zabezpieczenia dotyczą wyłącznie zagrożeń spowodowanych błędami ludzkimi, na dowolnym etapie życia (istnienia) konstrukcji. Przepisy te nie obejmują działań celowych, zmierzających do zniszczenia obiektu – czyli działań o podłożu terrorystycznym lub samobójczym.

Zagadnienie występowania i oddziaływania obciążeń wyjątkowych w normach polskich ujmowano dotychczas praktycznie jedynie w formie pojedynczych przepisów konstrukcyjnych w PN-B-03264:2002 [7]. Dopiero wprowadzenie nowych norm obciążeniowych PN-EN 1990:2004 [9] oraz PN-EN 1991-1-1:2004 [10], a w szczególności normy PN-EN 1991-1-7:2008 [13], postawiło bardziej jednoznaczne wymagania w tym względzie, niezależnie od przepisów konstrukcyjnych zawartych obecnie w PN-EN 1992-1-1:2008 [14]. Temat ten jest znacznie szerzej omówiony w załączniku do normy brytyjskiej BS 8110 Part 1:1997 [2] oraz w normie szwajcarskiej [16], a także w wytycznych projektowych Model Code 1990 [3], czy Model Code 2010 [4]. Najbardziej szczegółowe informacje odnoszące się do obciążeń wyjątkowych, wraz z wytycznymi zabezpieczenia przeciwko działaniom terrorystycznym, znajdziemy także w przepisach amerykańskich: Unified Facilities Criteria (UFC) [18] oraz Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Offices Buildings and Major Modernization Projects [15]. Ogólne przepisy zestawiono w International Building Code 2009 [6].

Wymienione przepisy skupiają się na określeniu działań prewencyjnych, marginalizując zagadnienia obliczeniowe oraz analizy sytuacji po zaistniałej awarii. Widoczny brak korelacji pomiędzy poszczególnymi przepisami wynika – według autorów – nie tyle z nowości problemu, ile głównie z braku odpowiedniego rozeznania badawczego.

2. Rys historyczny

Awarie obiektów budowlanych zdarzały się od czasu powstania pierwszych budynków. W literaturze wiatowej można znaleźć informacje o różnych katastrofach, które dotyczyły najpierw konstrukcji z drewna, kamienia, cegły, a następnie także konstrukcji stalowych i żelbetonowych. Pierwszą awarią budowlanego obiektu żelbetonowego, określaną jako katastrofę postępującą, szeroko opisaną przez wiatowe media, było zniszczenie budynku Ronan Point w Anglii [50]. Zdarzenie to miało miejsce w dniu 16 maja 1968 roku. W 23-kondygnacyjnym prefabrykowanym, żelbetonowym budynku mieszkalnym, na 18 piętrze doszło do wybuchu gazu. Eksplozja wyrzuciła na zewnątrz fragment zewnętrznej ściany narożnej feralnego piętra, skutkiem czego pięter położonych powyżej straciło oparcie i spadło, niszcąc po kolei dolne kondygnacje (rys.1). Zginęły trzy osoby.

Wybrane katastrofy, dotyczące ustrojów płytowo-słupowych, zestawiono jako przykłady w tab.1.



Rys. 1.
Budynek mieszkalny Ronan Point w Londynie w Anglii [50].

Tab. 1.
Wybrane awarie ustrojów płytowo-słupowych.

Rok	Obiekt	Przyczyna	Skutki
1955	USA, New York, Coliseum	le zaprojektowane i wykonane deskowanie szalunkowe	załamanie stropu na pierwszym piętrem powyżej poziomu podparcia
1970	South Korean, Wow Apartment	błądy wykonawcze i zbyt szybki proces budowy doprowadziły do niestabilności osadzenia obiektu po jego wybudowaniu	budynek zawalił się po 3 miesiącach użytkowania, 33 osób zginęło, a 38 zostało rannych
1971	USA, Boston, Massachusetts 2000 Commonwealth Avenue	plyta dachowa spadła na nieznacznej kondygnacji powodując zniszczenie tej kondygnacji poprzez wystąpienie przebiecia w strefach podparcia płyta-słup	zawalenie się wschodniego fragmentu 16 piętrowego budynku, 4 robotników zabitych i 20 rannych
1973	USA, Fairfax County, Virginia Skyline Towers Building	zbyt wczesne usunięcie drewnianego deskowania stropu na 23 piętrze spowodowało wystąpienie przebiecia w strefach podparcia płyta-słup	26 piętrowy budynek zawalił się w całości, 14 osób zginęło, a 34 zostało rannych
1978	USA, Hartford, Connecticut Civic Arena Roof	błądnie zaprojektowany słup w wyniku zwińszenia obciążenia uległ wyboczeniu	zniszczenie dachu
1981	USA, Cocoa Beach, Florida Harbour Cay Condominium	błąd projektanta, polegający na nie uwzględnieniu zagadnienia przebiecia, czego efektem było zaprojektowanie na 5 piętrze płyty stropowej o niewystarczającej grubości	plyta spadła na stropy znajdujące się poniżej, co doprowadziło do stopniowego zawalenia się całego budynku, 11 pracowników zginęło, a 23 zostało rannych
1983	Liban, Bejrut, Millitary Barracks	atak terrorystyczny - dwie ciężarówki wypełnione materiałami wybuchowymi uderzyły jednocześnie w dwa siedzący ze sobą budynki	w wyniku eksplozji zniszczeniu uległy elementy konstrukcyjne budynków zabijając 299 amerykańskich i francuskich żołnierzy
1986	Little India, Singapore, Hotel New World	błąd projektanta, polegający na pominięciu w obliczeniach ciężaru własnego budynku, spowodował zaprojektowanie i wykonanie słupów o niewystarczającej nośności	po kilku latach eksploatacji 6 piętrowy hotel zawalił się, 33 osoby zginęły, a 17 zostało rannych
1986	Grecja, Papaioannou, Katrantzos Sports Department Store	wybuch pożaru spowodował osłabienie elementów konstrukcyjnych	nastąpiło częściowe zawalenie budynku, brak informacji o ofiarach
1987	USA, Bridgeport, Connecticut, L'Ambiance Plaza	niewłaściwe wykorzystanie systemu szalunkowego spowodowało kaskadowe opadnięcie kolejnych płyt stropowych	16 piętrowy budynek zawalił się w trakcie budowy, 28 osób zginęło
1993	USA, New York, World Trade Center	atak terrorystyczny - w podziemnym parkingu północnej wieży eksplodowała ciężarówka wypełniona materiałami wybuchowymi	uszkodzenie stropów na najniższych kondygnacjach północnej wieży WTC, zginęło 6 osób i ponad 1000 zostało rannych

1995	USA, Oklahoma, Alfred P. Murrah	zamach terrorystyczny - ciarówka wyładowana materiałami wybuchowymi eksplodowała blisko jednego ze słupów nośnych budynku	zniszczona została znaczna część budynku, zginęło 168 osób
1995	South Korea, Seoul, Sampoong Department Store	błąd projektowy, polegający na usunięciu kilku słupów nośnych na niższych piętrach, w celu zapewnienia miejsca dla schodów ruchomych, a także związkowane ponad przewidziane obciążenie dachu, spowodowały wystąpienie postępującego przebiecia kolejnych poziomów płyta-słup	budynek praktycznie w całości uległ zniszczeniu, zginęło 501 osób, a 937 zostało rannych
1997	Anglia, Wolverhampton, Piper's Row Car	szereg z czynników (projektowych, wykonawczych, użytkowych) przyczynił się do początkowego przebiecia jednego z poziomów płyta-słup, który zainicjował postępującą katastrofę	część stropu na najwyższym piętrze wielopoziomowego parkingu uległa znacznemu uszkodzeniu
2000	Egipt, Alexandria, Egyptian Clothing Factory	wskutek powaru naruszone zostały elementy konstrukcyjne 6-piętrowego obiektu	budynek nagle zawalił się zabijając 15 osób i raniąc wiele innych
2002	Rosja, St. Petersburg, Apartment Block	w trakcie przebudowy uszkodzona została instalacja gazowa i nastąpił wybuch, w wyniku którego doszło do zniszczenia głównych elementów konstrukcyjnych	budynek całkowicie zawalił się, 3 osoby zginęły, a 430 straciło swoje mieszkania
2003	USA, Atlantic City, Tropicana Casino parking garage	szereg z czynników (projektowych, wykonawczych, użytkowych) doprowadził do zawalenia pięciu kondygnacji parkingowych	budynek zawalił się w trakcie budowy, zabijając 4 pracowników budowlanych i raniąc ponad 30 innych
2005	Hiszpania, Madryt, Windsor Tower	w wyniku 5-godzinnej powaru, który wybuchł na 21 piętrze, betonowa płytowo-słupowa konstrukcja nośna uległa uszkodzeniu	zawaleniu uległo 11 górnych kondygnacji w 28 piętrowym budynku, nikt nie zginął
2003	Polska, Warszawa, budynek magazynowo-parkingowy	w wyniku nieodpowiedniej pielęgnacji betonu (dopuszczono do przemrożeń) nastąpiła znaczna utrata parametrów wytrzymałościowych betonu, zbyt wcześnie usunięto deskowanie	zawaleniu uległ segment stropu na czterech kondygnacjach
2008	Holandia, Delft, University of Technology	wybuch powaru na 6 i 13 piętrowego stalowego budynku spowodował uszkodzenie elementów konstrukcyjnych	w wyniku powaru nastąpiła częściowa zawalenie obiektu, budynek został rozebrany ze względu na duży zakres szkód, nie było ofiar śmiertelnych
2013	Bangladesz, Savar Rana Plaza	zmiana funkcji obiektu z kompleksu biurowego na fabrykę spowodowała obciążenie elementów konstrukcyjnych dodatkowymi oddziaływaniami dynamicznymi, które przyczyniły się do osłabienia i awarii głównych elementów konstrukcyjnych	nastąpiło całkowite zawalenie obiektu, 1129 osób zginęło i ok. 2515 zostało rannych

3. Problemy ujęte w tematyce biuletynu

Wraz z wprowadzeniem do praktyki projektowej Eurokodów zmieniła się metodologia zbrojenia stropów, w szczególności stropów w ustrojach płytowo-słupowych. Dotychczas najważniejsze i decydujące było obliczenie ilości i określenie rozmieszczenia zbrojenia ze względu na stany graniczne, natomiast wszystkie inne zagadnienia były traktowane jako informacje dodatkowe.

Obecnie, projektując zbrojenie w ustrojach płytowo-słupowych, należy w oparciu o Eurokody (PN-EN 1990:2004 [9], PN-EN 1991-1-1:2004 [10], PN-EN 1991-1-7:2008 [13]), w pierwszej kolejności uwzględnić zagrożenia z tytułu:

- obciążenia wyjątkowe (zagrożenie katastrof postępujących),
- powoń,

rozstrzygnięciem bowiem na dalszy ciąg projektowania.

Dopiero wtedy następuje określenie i rozmieszczenie zbrojenia ze względu na stan graniczny nośności i sprawdzenie, a w razie potrzeby zwiększenie zbrojenia, ze względu na stany graniczne użytkowalności (zarysowania, ugięcia).

Tematyka niniejszego biuletynu, obejmująca zabezpieczenia przeciwko uszkodzeniom, które wywołane zostały oddziaływaniami nieumyślnymi, dotyczy przede wszystkim ustrojów płytowo-słupowych i elementów o charakterze lokalnym, obejmujących pojedyncze elementy konstrukcji:

- jeden słup,
- jedną strefę podporową,
- jedno pole między słupami.

Zabezpieczenia te, choć lokalne, dotyczą mogących oczywiście uszkodzić w wielu miejscach obiektu, jednak jest to efekt wtórny. Należy zwrócić szczególną uwagę na fakt, iż zabezpieczenia powinny nas chronić jednocześnie nie przed dwoma typami uszkodzeń:

- a) uszkodzeniami wywołanymi czynnikami mechanicznymi – siłowymi,
- b) uszkodzeniami wywołanymi czynnikami technologicznymi,

co znajduje potwierdzenie w wyżej prezentowanym zestawieniu katastrof (tab.1).

Ad. a) Uszkodzenia wywołane czynnikami mechanicznymi – siłowymi:

Przykładami zniszczenia spowodowanego czynnikami mechanicznymi mogą być: uszkodzenie słupa po uderzeniu w niego samochodem, zniszczenia powstałe w wyniku wybuchu (wykluczając wybuchy kaskadowe), powłoki stali zbrojeniowej spowodowane błędem produkcyjnym w procesie walcowania itp. We wszystkich tych przypadkach zakładamy, iż beton posiada przewidzianą projektem wytrzymałość i momenty liczone na siły przyczepności pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem, a obciążenie konstrukcji w chwili zagrożenia awaryjnego jest równe obciążeniu eksploatacyjnemu.

Ad. b) Uszkodzenia wywołane czynnikami technologicznymi:

Jako przyczyn technologicznych traktujemy wystąpienie drastycznie zmniejszonej wytrzymałości betonu (błąd dostawcy), przemrozenie betonu, rozdeskowanie konstrukcji w zbyt krótkim czasie od betonowania. We wszystkich tych przypadkach nie możemy liczyć na siły przyczepności pomiędzy stalą zbrojenia a betonem. W takiej sytuacji można przyjąć, że do uszkodzenia dochodzi w czasie wznoszenia obiektu, a obciążenie konstrukcji w strefie zagrożenia odpowiada obciążeniu realizacyjnemu (ciężar własny i składowane materiały).

Niezależnie od przyczyny uszkodzenia urządzenie musi być tak skonstruowane, aby w razie lokalnego uszkodzenia nie stracił stateczności jako całość – nie złożył się jak przysłowiowy „domek z kart”. Stateczność taką powinny zapewnić np. odpowiednie ciany stabilizujące, względnie trzony komunikacyjne. Przyjmując, iż stabilizacje te w rozważanych w niniejszym biuletynie sytuacjach zostały wprowadzone. Takie postępowanie jest zgodne ze strategiami projektowania elementów oraz całych konstrukcji.

4. Strategie projektowania konstrukcji w wietlewymaga normowych

Strategie projektowania budowli o zmniejszonej odporności na obciążenia wyjątkowe podzielić można według wytycznych normowych na dwie grupy:

- 1) Metody pośrednie, polegające na zapewnieniu przeszywnienia konstrukcyjnego, czyli zapewnieniu minimalnych odkształceń analizowanej konstrukcji po jej awaryjnym uszkodzeniu. Podstawową metodą z tej grupy jest metoda wiązanych.
- 2) Metody bezpośrednie, w których poszczególne elementy nie projektuje się tak, aby zdolne były przenosić obciążenia wyjątkowe działające w sposób dowolny. Wyróżnić tu należy metodę elementu kluczowego oraz metodę ciężkiej zastępczej, do której zalicza się omawianą w dalszej części prac koncepcję.

Według zaleceń PN-EN 1991-1-7:2008 [13] nie wszystkie obiekty budowlane muszą być w jednakowym stopniu zabezpieczane przed działaniem obciążeń wyjątkowych. Przepisy europejskie [13] dzielą zabezpieczenia budynków na cztery poziomy w zależności od klasy konsekwencji, których opis zamieszczono w tab.2.

Tab. 2.
Przyporządkowanie klas konsekwencji wg [13].

Klasa konsekwencji	Przyporządkowanie rodzaju budynku i sposobu użytkowania
1	<ul style="list-style-type: none"> domy prywatne nie przekraczają 4 kondygnacji budynki rolnicze budynki, w których ludzie przebywają rzadko, pod warunkiem, że żadna część budynku nie jest bliżej innego budynku lub obszaru, w którym ludzie faktycznie przebywają, niż w odległości 1,5 - krotności wysokości budynku
2a grupa niższego ryzyka	<ul style="list-style-type: none"> 5-kondygnacyjne domy prywatne hotele nie przekraczają 4 kondygnacji mieszkania, apartamenty i inne budynki mieszkalne nie przekraczają 4 kondygnacji biura nie przekraczają 4 kondygnacji budynki przemysłowe nie przekraczają 3 kondygnacji siedziby sprzedaży detalicznej nie przekraczają 3 kondygnacji, o powierzchni podłogi mniejszej niż 1000 m² na każdej kondygnacji jednokondygnacyjne budynki o wiatowe wszystkie budynki z dostępem publicznym, nie przekraczają 2 kondygnacji, które mają powierzchnię podłogi nie przekraczającą 2000 m² na każdej kondygnacji
2b grupa wyższego ryzyka	<ul style="list-style-type: none"> hotele, mieszkania, apartamenty i inne budynki mieszkalne wyśze niż 4 kondygnacje, ale nie przekraczają 15 kondygnacji budynki o wiatowe wyśze niż jednokondygnacyjne, ale nie przekraczają 15 kondygnacji siedziby sprzedaży detalicznej wyśze niż 3 kondygnacje, ale nie przekraczają 15 kondygnacji szpitale nie przekraczają 3 kondygnacji biura wyśze niż 4 kondygnacje, ale nie przekraczają 15 kondygnacji wszystkie budynki z dostępem publicznym, które mają powierzchnię podłogi przekraczającą 2000 m², ale nie większą niż 5000 m² na każdej kondygnacji parkingi samochodowe nie przekraczają 6 kondygnacji
3	<ul style="list-style-type: none"> wszystkie rodzaje budynków zdefiniowanych w klasie 2 (niższego i wyższego ryzyka), które przekraczają podane ograniczenia powierzchni i liczby kondygnacji wszystkie budynki, do których ma dostęp znaczna liczba osób stadiony mieszczące więcej niż 5000 widzów budynki, w których przechowywane są niebezpieczne substancje lub prowadzi niebezpieczne procesy

W zależności od tego, do której z powyższych kategorii b d poziomu zabezpieczenia zalicza się dany obiekt, podczas projektowania należy zastosować odpowiedni metod. Zgodnie z wytycznymi zawartymi m. in. w [25], które id w ład za [13], w celu zabezpieczenia budynków przed działaniem nieokreślonych przyczyn zaleca się zastosowanie podanych niżej strategii postępowania:

A. Klasa konsekwencji 1

W tym przypadku nie są konieczne żadne dodatkowe działania, o ile budynek jest zaprojektowany i eksploatowany zgodnie z zasadami podanymi w Eurokodach (PN-EN 1990 ÷ PN-EN 1999).

B. Klasa konsekwencji 2a (grupa niskiego ryzyka)

Dla budynków tej grupy, poza dotrzymaniem wszystkich przepisów zawartych w Eurokodach (PN-EN 1990 ÷ PN-EN 1999), konieczne jest dodatkowo zapewnienie:

- skutecznych więziezi poziomych dla ram,
- skutecznego zakotwienia stropów w ścianach.

C. Klasa konsekwencji 2b (grupa wysokiego ryzyka)

W stosunku do budynków tej grupy konieczne jest nie tylko dotrzymanie wszystkich przepisów zawartych w Eurokodach (PN-EN 1990 ÷ PN-EN 1999), ale dodatkowo zapewnienie:

- skutecznych więziezi poziomych dla ram,
- skutecznego zakotwienia stropów w ścianach,
- pionowych więziezi we wszystkich wspierających słupach i ścianach.

Wskazania odnośnie tych dodatkowych zabezpieczeń można znaleźć w zaleceniach konstrukcyjnych dotyczących konstrukcji belbetowych w Eurokodach i w związku z tym powyższe wymienienie ma jedynie charakter podkreślenia wagi tych elementów.

Zgodnie z [13], w tej klasie konsekwencji dopuszcza się alternatywnie sprawdzenie budynku, w celu stwierdzenia, czy po umownym usunięciu dowolnego wspierającego słupa, względnie dowolnego „nominalnego odcinka ściany”, wreszcie dowolnej belki wspierającej słup, budynek pozostanie stateczny i zasięg uszkodzenia nie przekroczy określonej granicy. Przyjmuje się, że usunięciu podlega w każdym wariancie analizy jedynie jeden element. Dokładniejszy opis tego zagadnienia zamieszczony został w kolejnym rozdziale.

D. Klasa konsekwencji 3

Wymaga się, aby prowadzona była systematyczna ocena ryzyka uwzględniająca zarówno obciążenia przewidywalne, jak i nieprzewidywalne.

Ten lapidarny zapis jest konsekwencją podstawowego założenia, że przepisy zawarte w Eurokodach zapewniają bezpieczeństwo konstrukcji jedynie przy klasie konsekwencji 2. Oczywiście jest, że obiekty wchodzące w zakres klasy konsekwencji 3, muszą co najmniej spełniać warunki stawiane obiektom w klasie konsekwencji 2b. Oznacza to, że powinny być wprowadzone także dodatkowe zabezpieczenia ponad te, które są wymagane w klasie 2b, natomiast ani przepisy normowe ani przepisy administracyjne w Polsce nie precyzują, jakie to powinny być zabezpieczenia. W tej sytuacji należy spodziewać się, że nawet dla bardzo odpowiedzialnych obiektów spełnione będą jedynie wymagania stawiane klasie konsekwencji 2b – nie jest to jednak sytuacja prawidłowa.

5. Elementy konstrukcyjnych zabezpieczeń budynków przed oddziaływaniami wybuchowymi w świetle przepisów normowych

5.1 Metoda wiązanych

Metoda wiązanych stosuje się m.in. w wytycznych amerykańskich [18]. W przypadku budynków żelbetonowych wytyczne te oparto na betonowej normie brytyjskiej [2]. Wprowadzono ją także do Eurokodów [13]. Metoda ta polega na wytworzeniu w ustroju nośnym budynku wiązanych poszczególne jego elementy nośne, poprzez zapewnienie ciągłości zbrojenia i ciągłości konstrukcji. Wiązane mają za zadanie ułatwić redystrybucję sił wewnętrznych w przypadku uszkodzenia któregoś z elementów nośnych budynku. Zwykle wykorzystuje się w tym celu typowe elementy konstrukcyjne budynku, projektowane zgodnie z konwencjonalnymi procedurami. Rozróżnia się:

- wiązane poziome: obwodowe, wewnętrzne, łaczące słupy krawędziowe i narożne,
- wiązane pionowe.

5.1.1 Wiązane poziome

Wszystkie wiązane muszą być geometrycznie proste, a zmiany ich kierunku w celu ominięcia otworów i podobnych nieciągłości wymagają zastosowania zastępczych układów nośnych, umożliwiających odpowiednie przekazanie obciążeń (dokładny opis tego zagadnienia znajduje się w dalszej części biuletynu).

Wiązane poziome należy stosować:

- dookoła każdego kondygnacji na poziomie stropu i dachu,
- wewnętrzne, na poziomie stropów, w dwóch prostopadłych kierunkach, w sposób zapewniający bezpieczne zwinięcie słupów i cian z konstrukcji stropów i pozostałymi elementami budynku.

Zadaniem wiązanych poziomych jest niedopuszczenie do oderwania, przesunięcia lub rozsunienia pionowych elementów nośnych. Ten rodzaj wiązań, w postaci wieńców obwodowych, był w polskim budownictwie stosowany tradycyjnie od wielu dziesiątek lat we wszelkiego typu konstrukcjach: szkieletowych, cianowych, ceramicznych i betonowych, a także w konstrukcjach halowych. Do wyjątku należą budowle (oczywiście z wyłączeniem zabytkowych), w których wyraźnie wieńce nie występują. Wymagają one stosowania słupów i ciał zlokalizowanych możliwie jak najbliżej krawędzi stropów oraz rzędów słupów.

5.1.2 Wiązane pionowe

Podstawowym dla słupów pionowych jest stwierdzenie [13] „każdy słup i ciana należy stać w sposób ciągły od fundamentu do poziomu dachu”. Konieczne jest, aby słupki pionowe były kotwione do konstrukcji dachu, gdy w przypadku wybuchu, dach zostaje uniesiony i ciany tracą oparcie na górnej krawędzi, co zmienia schemat ich pracy na wolnostojący wspornik. W przypadku budynków o konstrukcji szkieletowej, do których powinniśmy zaliczyć także ustroje płytowo-słupowe, wymaga się [13], aby słupy i ciany przenoszące oddziaływania pionowe były zdolne do przeniesienia obciążeniowej, wybuchowej siły rozciągającej. Przyjta do obliczeń siła rozciągająca powinna być równa największej reakcji, od obciążeń stałych i zmiennych, przyłożonej do słupa (ciany) z pojedynczej kondygnacji. Jest to równoznaczne z uwzględnieniem przeciwdziałania słupa (ciany) poniżej.

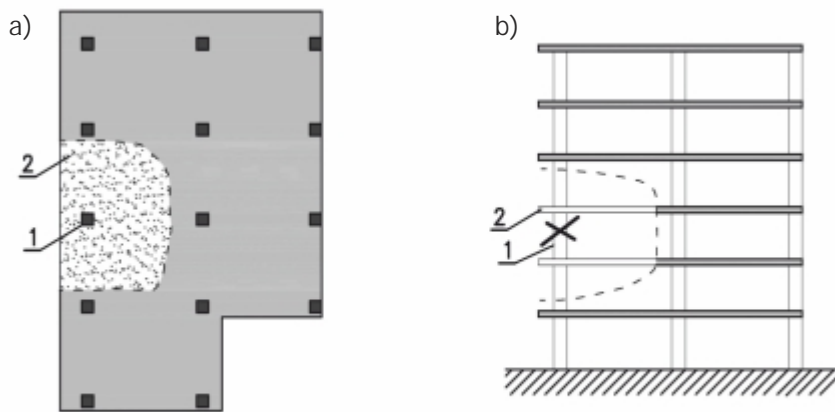
5.2. Metoda cieki zastępczych

Metoda cieki zastępczej zalecana jest w wytycznych Department of Defense (DoD) [18] oraz General Services Administration USA (GSA) [15] przy projektowaniu i remontowaniu budynków rzadowych i administracyjnych w USA. Norma EC1 [13] dopuszcza również jej zastosowanie jako alternatywnej metody do metody wiązki cząsteczek w przypadku niektórych obiektów. Polega ona na poddaniu analizie odpowiedzi budowli po usunięciu jednego głównego elementu nośnego. Wynikiem analiz przeprowadzonych metodą cieki zastępczej jest określenie zakresu zniszczenia, które mogą nastąpić w wyniku utraty elementu nośnego.

Dopuszczalne granice wpływu uszkodzenia miejscowego mogą być różne dla różnego typu budynków. Zaleca się [13] przyjmować mniejszą z wartości:

- 15% powierzchni podłogi,
- 100 m² na każde z dwóch siedmiu kondygnacji (rys.2).

Jeżeli usunięcie jednego elementu nośnego mogłoby doprowadzić do większych uszkodzeń niż wyżej wskazane, wówczas takie elementy należy projektować jako tzw. elementy kluczowe (zagadnienie omówione dalej).



Rys. 2.

Zasięg uszkodzenia w przypadku usunięcia jednego słupa na kondygnacji [13]:

a) rzut poziomy, b) przekrój: 1- umowne usunięcie słupa, 2- uszkodzenia stropów dwóch siedmiu kondygnacji o polu powierzchni nie większym niż 15% rzutu stropu.

5.3. Metoda elementu kluczowego

Element kluczowy powinien być zdolny do przeniesienia obliczeniowego oddziaływania wyjątkowego A_p . Oddziaływanie A_p może być przyjęte zarówno poziomo, jak i pionowo, przy czym zakłada się, że jednocześnie nie działa w jednym z tych dwóch kierunków. Oddziaływaniem wyjątkowym obciąża się zarówno element kluczowy, jak i wszystkie inne związane z nim elementy, uwzględniając wytrzymałość tych elementów oraz wytrzymałość ich połączeń. Zaleca się przyjęcie $A_p = 34 \text{ kN/m}^2$.

Zdaniem autorów, koncepcja elementów kluczowych, które nie ulegną uszkodzeniu, wywiedziona jest z przepisów angielskich, stworzonych na podstawie doświadczeń z analizy katastrofy Ronan Point w Londynie [50]. Może mieć ona jednak bardzo ograniczone zastosowanie. Wyobraźmy sobie ustrój monolityczny szkieletowy, w którym podciąg i słupy mogą być potraktowane jako elementy kluczowe. Należałoby w tym przypadku stropy obciążone na dół i do góry obciążeniem 34 kN/m^2 . Prowadzi to do nierealnego przewymiarowania całej konstrukcji. Z kolei, jeżeli potraktujemy jako element kluczowy słup zewnętrzny konstrukcji szkieletowej z lekkimi ścianami osłonowymi, związanymi ze słupem jedynie więzami przenoszącymi działanie wiatru, to w takiej sytuacji prawie każdy słup spełni warunki elementu kluczowego.

Tego rodzaju podejście może być zastosowane np. do sprawdzania ścian trzonów usztywniających, które powinny być z zasady konstruowane jako elementy kluczowe. Należy tu zastrzec, że obciążenie 34 kN/m^2 należy traktować jako przykładane niezależnie na każdej kondygnacji oddzielnie, a nie wspólnie na całej wysokości, co wynika z założeń omówionych uprzednio. Jak widać z powyższego, określając poszczególne elementy jako kluczowe, należy kierować się podejściem rozsądkowym, gdy zarówno przepisy normowe, jak i administracyjne nie dają wskazówek ani zaleceń w tym względzie.

6. Obciążenia wyjątkowe

6.1. Kombinacje

Poprzednio wg [8], a obecnie zgodnie z [9] do obciążeń wyjątkowych wlicza się: obciążenia wywołane pojazdami, działaniami sejsmicznymi, wybuchami, porażeniami i szeregiem innych obciążeń, dalej nie omawianych. Obciążenia obliczeniowe wyjątkowe A_d wchodzi w skład obliczeniowych kombinacji obciążeń wyjątkowych, których wartość obliczeniową efektów oddziaływania E_d uwzględnia się jedynie wtedy, gdy mogą realnie wystąpić. W takich sytuacjach rozwija się należy [9] każda dorazowo kombinacja oddziaływania:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) \quad j \geq 1; i > 1$$

gdzie:

- ψ_1 - współczynnik dla wartości cząstki oddziaływania zmiennego ($\psi_1 \leq 1$) – tab.3,
- ψ_2 - współczynnik dla wartości prawie stałej oddziaływania zmiennego ($\psi_2 \leq 1$) – tab.3,
- P - miarodajna wartość reprezentatywna oddziaływania sprężającego.

Wybór między $\psi_{1,i}$ $Q_{k,i}$ i $\psi_{2,i}$ $Q_{k,i}$ dokonuje się odpowiednio do miarodajnej sytuacji obliczeniowej.

Tab. 3.

Zalecane wartości współczynników γ dla budynków wg [9] tab. A1.1.

Oddziaływania	γ_0	γ_1	γ_2
Obciążenie zmienne w budynkach, kategoria (patrz EN 1991-1-1)			
Kategoria A: powierzchnie mieszkalne	0,7	0,5	0,3
Kategoria B: powierzchnie biurowe	0,7	0,5	0,3
Kategoria C: miejsca zebra	0,7	0,7	0,6
Kategoria D: powierzchnie handlowe	0,7	0,7	0,6
Kategoria E: powierzchnie magazynowe	1	0,9	0,8
Kategoria F: powierzchnie ruchu pojazdów, pojazdy < 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategoria G: powierzchnie ruchu pojazdów 30 kN < ciężar pojazdu < 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategoria H: dachy	0	0	0
Obciążenie budynków śniegiem (patrz EN 1991-1-3)			
Finlandia, Islandia, Norwegia, Szwecja	0,7	0,5	0,2
pozostałe kraje CEN, miejscowość położone na wysokości H > 1000m ponad poziom morza	0,7	0,5	0,2
pozostałe kraje CEN, miejscowość położone na wysokości H < 1000m ponad poziom morza	0,5	0,2	0,2
Obciążenie wiatrem (patrz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (nie powietrza) w budynku (patrz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

W [9] zalecono, na co warto zwrócić uwagę, aby kombinacje oddziaływań dla wyjątkowych sytuacji obliczeniowych dotyczyły:

- albo wyłączenie oddziaływania wyjątkowego A_d ,
- albo sytuacji zaistniałej po wydarzeniu wyjątkowym ($A_d = 0$).

Zaleca się, aby [9] „w sytuacjach pożarowych, niezależnie od wpływu temperatury na właściwości materiału, wartość A_d wyrażała wartość obliczeniową pośredniego oddziaływania wywołanego pożarem”.

6.2. Typy obciążeń wyjątkowych uwzględnione w normach

6.2.1. Obciążenia wg PN-EN 1991-1-7:2008

W normie PN-EN 1991-1-7:2008 [13] zakres oddziaływań wyjątkowych na budynki ograniczono do obciążeń:

- a) wywołanych uderzeniem przez pojazdy i helikoptery oraz obciążenia ruchem kolejowym i ruchem statków;
- b) spowodowanych eksplozjami wewnętrznymi;
- c) wywołanych miejscowym zniszczeniem od nieokreślonej przyczyny.

Dokładny opis metodologii wyznaczania obciążeń znajduje się w PN-EN 1991-1-7:2008 [13] oraz w pozycjach [19], [20].

Ad. a) Uderzenia

Przy obliczeniach budynków zakłada się, że ciało uderzające pochłania całą energię - jest to tzw. „uderzenie twarde”. Założenie to pozwala na uzyskanie wyników po stronie bezpiecznej. Przy obliczaniu, dla uzyskania efektów mniej korzystnych, stosuje się obliczeniowe wartości charakterystyczne obciążeń i prędkości - odpowiednio dolne lub górne. Zarówno do oceny równowagi statycznej obiektu, jak i wytrzymałości oraz odkształceń uderzonej konstrukcji, stosowana jest uproszczona metoda obliczeniowa, w której zakłada się równoważną siłę dynamiczną sił statycznych. Obciążenie uderzeniem należy uwzględnić w stosunku do budynków:

- wykorzystywanych na parkingi;
- gdy obciążenie stanowi ruchome pojazdy, w tym wózki widłowe oraz usytuowanych w pobliżu tras ruchu drogowego;
- gdy na dachu przewidziano lądowisko helikopterów.

Ad. b) Wybuchy

W ramach tej grupy obciążeń, omówione zostaną, zgodnie z normami [13], jedynie obciążenia spowodowane eksplozjami wewnętrznymi, z wyłączeniem efektów spowodowanych wybuchem materiałów wybuchowych i kaskadowych efektów wybuchu gazu w kolejnych położonych pomieszczeniach. Jako eksplozję wewnętrzną definiuje się gwałtowną reakcję chemiczną pyłów, gazów lub oparów w powietrzu, przebiegającą przy wysokich temperaturach i wysokim ciśnieniu. Należy przyjąć, że ciśnienie wybuchu działa skutecznie równocześnie na wszystkie powierzchnie otaczające obszar, na którym wystąpił wybuch. Obciążenia spowodowane eksplozją wewnętrzną „powinny być uwzględniane przy projektowaniu wszystkich części budynków i innych budowli inżynierskich, gdzie gaz jest spalany lub przetwarzany, względnie gdzie materiały takie jak gazy wybuchowe, płyny tworzące wybuchowe opary lub gazy są składowane albo transportowane” [13]. Norma [13] wymaga podania w projekcie, co może być bardzo trudne, dozwolonych ilości pyłów, gazów lub oparów w poszczególnych pomieszczeniach, grupach pomieszczeń i w całym budynku, w celu określenia przyjętej geometrii pomieszczenia i efektywności upustów.

W przypadku budynków wyposażonych w instalacje gazu ziemnego, konstrukcja powinna być wg [13] obliczana na przeniesienie działającego w efekcie eksplozji „nominalnego efektywnego ciśnienia statycznego” p_d . W obliczeniach dla pomieszczeń do 1000 m³ przyjmuje się do obliczeń wartość nominalnego efektu ciśnienia statycznego otrzymanego ze wzorów:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0,04}{\left(\frac{A_v}{V}\right)^2} \quad [\text{kN/m}^2]$$

w których:

- p_{stat} - równomierne ciśnienie statyczne powodujące otwarcie elementów upustowych w kN/m²,
- A_v - powierzchnia elementów upustowych w m²,
- V - objętość wewnętrznej przestrzeni obudowanej w m³.

Powierzchnia elementów upustowych A_v powinna się mieścić w granicach:

$$0,05 V [1/\text{m}] \leq A_v \leq 0,15 V [1/\text{m}]$$

W budynkach mieszkalnych zwykle same okna spełniają ten warunek.

Podane w [13] wzory są wzorami Dragosovića (za [20]). Oczywiście znanych jest szereg innych wzorów autorskich na wartość maksymalnego ciśnienia powstałego w efekcie wybuchu gazu - niektóre z nich przedstawiono w [28]. W układzie za [28] podano w tab.4 orientacyjne wartości ciśnienia niszczenia elementy upustowe.

Tab. 4.
Orientacyjne ciśnienia niszczenia elementy upustowe wg [28].

Element	Ciśnienie niszczenia p_{stat} [kPa]
szyby okienne	2÷7
wewnętrzne drzwi mieszkaniowe	2÷3
lekkie cianki działowe	2÷5
50 mm cianki z pełnych bloczków żuławnych	4÷5
cianki ceglane	7÷15

6.2.2. Obciążenia wg PN-EN 1991-1-2:2006

Obciążenie po tarasach jest oddziaływaniem niepożądanym oraz niebezpiecznym ze względu na drastyczne oddziaływanie zarówno na samą konstrukcję, jak i na osoby znajdujące się w obiekcie. Oddziaływanie po tarasach – związanej z temperatury powinno być szczególnie uwzględnione przy projektowaniu wszystkich części budynków i innych budowli inżynierskich, gdzie istnieje duże prawdopodobieństwo wywołania po tarasach wynikających głównie z przeznaczenia danych pomieszczeń.

Norma PN-EN 1991-1-2:2006 [11] podaje następujące niezbadane wymagania w celu ograniczenia ryzyka po tarasach: „Obiekty budowlane powinny być zaprojektowane i wykonane w taki sposób, aby w przypadku po tarasach:

- niepożądanej konstrukcji mogła być zapewniona przez ustalony okres czasu,
- powstanie i rozprzestrzenianie się ognia i dymu w obiektach było ograniczone,
- rozprzestrzenianie się ognia na sąsiednie obiekty było ograniczone,
- mieszkańcy mogli opuścić obiekt lub być uratowani w inny sposób,
- było uwzględnione bezpieczeństwo ekip ratowniczych”.

6.2.3. Obciążenia wg PN-EN 1991-1-6:2007

Norma PN-EN 1991-1-6:2007 [12] dotyczy obciążenia w trakcie realizacji obiektu uwzględnia następujące zagadnienia:

- a) uderzenia w elementy konstrukcyjne,
- b) uderzenia związane ze upadkiem sprzętu na konstrukcję,
- c) uderzenia spowodowane upadkiem ludzi.

Ad. a) Według [12] oddziaływania wyjątkowe, takie jak:

- uderzenia od pojazdów,
- uderzenia dźwigów,
- uderzenia sprzętu budowlanego,
- uderzenia przemieszczanych materiałów (np. przy opuszczaniu wieżowego betonu),

należy uwzględnić w przypadkach, kiedy mogą spowodować zniszczenie nośnych elementów konstrukcyjnych.

Ponadto według [12]:

- wiskierze nieprzewidywane koncentracje sprzętu budowlanego i/lub materiałów budowlanych na nośnych elementach konstrukcyjnych nie są uwzględniane za obciążenia wyjątkowe;
- zalecana wartość współczynnika dynamicznego wynosi 2, natomiast w przypadkach szczególnych wymagana jest analiza dynamiczna;
- oddziaływania wyjątkowe od dźwigów można określić dla konkretnych projektów.

Ad. b) W stosownych przypadkach należy uwzględnić oddziaływania na skutek upadku sprzętu na konstrukcję lub z konstrukcji, z uwzględnieniem efektów dynamicznych.

Ad. c) Obciążenie od uderzenia spowodowanego przez upadek człowieka uwzględnia się jako obciążenie wyjątkowe, traktowane jako quasi statyczna siła pionowa. Przykładowymi wartościami są:

- 2,5 kN przyłożone na powierzchni 200×200 mm, aby uwzględnić efekty potknięcia,
- 6,0 kN przyłożone na powierzchni 300×300 mm, aby uwzględnić efekty opadania.

Obciążenia te dotyczą jedynie elementów małych wymiarów (stopnie schodów).

7. Materiały

7.1. Beton

Wymiarując nową konstrukcję określamy odpowiednio klasę betonu i przyporządkujemy jej odpowiednie wartości wytrzymałości charakterystycznych f_{ck} i f_{ctk} , konsekwentnie używane potem w dalszych obliczeniach. Niejawnie przyjmuje się, że są to wartości wytrzymałości dla odpowiednio długiego czasu eksploatacji. Jak wiadomo na pozór wytrzymałość betonu, zarówno ściskowego, jak i rozciągającego, ma wpływ zarówno wiek betonu, jak i szybkość narastania obciążenia. Przyjmując jako wytrzymałość wyjściową wytrzymałość standardową po 28 dniach, wytrzymałość ta, dla betonu nie poddanego dużym naprężeniom ściskającym, wzrasta po roku o 20 i więcej procent. Z drugiej strony wytrzymałość betonu poddanego po 28 dniach dojrzewania relatywnie do dużych naprężeniom ściskającym spada do 85 %, a nawet 70 % [27] wartości pierwotnej. W przypadku obciążenia wyjątkowego należy ka dorazowo rozważyć, z jaką sytuacją mamy do czynienia. Czy obciążenie wyjątkowe jest przykładane do elementu, w którym trwale występują relatywnie małe naprężenia w betonie (zginanie belek), czy też odwrotnie - występują w nim relatywnie duże naprężenia (słupy w wysokich obiektach). Według wiadomości autorów brak jest odpowiednich badań dla tych sytuacji. Można tu wskazać, że wytyczne GSA [15] pozwalają, zarówno przy wymiarowaniu sprężystym, jak i z uwzględnieniem uplastycznienia, zwiększyć wytrzymałość betonu mnożąc ją przez 1,25.

Ze zjawiskiem zbyt szybkiego obciążenia elementów konstrukcyjnych związane jest zagadnienie słabego betonu. Istnieje wiele przyczyn, w wyniku których obciążony, słaby beton będzie stwarzał znaczne zagrożenie awaryjne:

- nie zaprojektowana lub wykonana mieszanka betonowa,
- zbyt wczesne rozdeszkowanie konstrukcji,
- nie przeprowadzona pielęgnacja, np. dopuszczanie do przemarzania lub zbyt szybkiego wysychania betonu.

Powyższe czynniki powodują najczęściej: zwiększenie ilości porów, brak odpowiedniej przyczepności stali do betonu, czy też brak odpowiednich parametrów mechanicznych betonu, mogących przetrwać powstałe w konstrukcji naprężenia. W efekcie wraz z przyłożeniem jakiegokolwiek obciążenia (nawet ciążą własną) do elementu ulega on zniszczeniu. Dodatkowym czynnikiem, który należy brać pod uwagę, jest ewentualne oddziaływanie wysokich temperatur. Do głównych zjawisk związanych z wysokimi temperaturami należą:

- spadek przyczepności między betonem i stalą

Przyczepność między betonem i stalą wykazuje spadek przy wzroście temperatury, podobnie jak wytrzymałość na rozciąganie. W przypadku konstrukcji betonowych do wiadomości dostarczyły jak dotąd bardzo niewiele dowodów na zniszczenie w wyniku utraty przyczepności spowodowanej działaniem wysokich temperatur. Problem ten jest istotniejszy w elementach strunobetonowych.

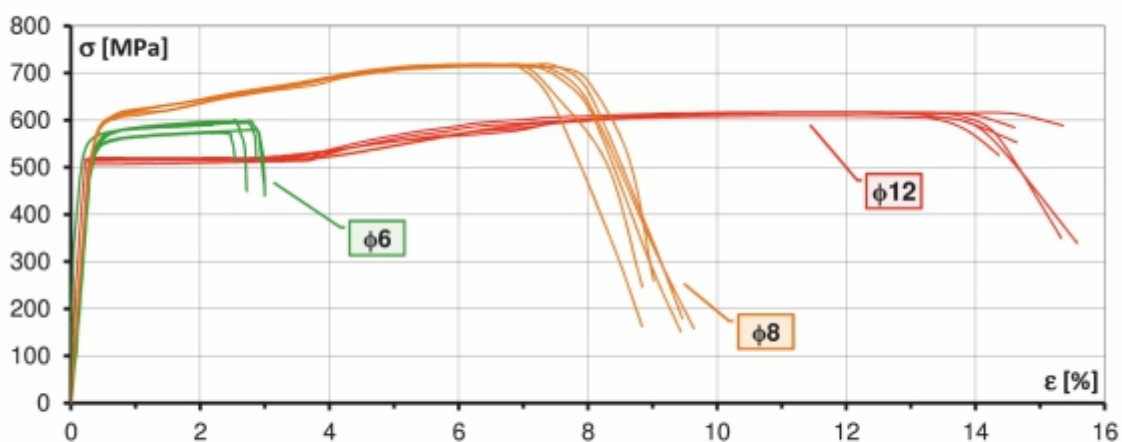
- odpryskiwanie betonu

Odpryskiwanie betonu w konstrukcjach jest bardzo ważną charakterystyką, powiązaną z wysokimi temperaturami. Różne typy zachowania są często nazywane odpryskiwaniem, od postępującego łuszczenia się powierzchni, co stopniowo wystawia wewnętrzne części przekroju i przybrożenia na wysokie temperatury, a do eksplozywnego odpryskiwania, które gwałtownie całkowicie niszczy zewnętrzne warstwy materiału. Obecnie prowadzone są intensywne badania, których celem jest poznanie i ograniczenie tego zjawiska. Problem staje się bardziej kluczowy wraz z wprowadzaniem betonów wysokiej wytrzymałości, ponieważ mają one bardziej zamknięte i rozproszone pory, co sprzyja narastaniu w nich ciśnienia pary wodnej, a co za tym idzie odpryskiwaniu betonu.

7.2. Stal

Zabezpieczaj c obiekt przed katastrof post puj c jest oczywiste (cho autorzy nie znale li wyra nego nakazu normowego), e powinni my stosowa stale o mo liwie du ej ci gliwo ci. B d to stale typu C wg nomenklatury normy [14]. Przypomnijmy, e s to stale, co do których wymaga si , aby ich charakterystyczne odkształcenie przy maksymalnej sile ϵ_{uk} było nie mniejsze ni 7,5% ($\epsilon_{uk,min}$ 7,5%).

Dla orientacji przedstawiono na rys.3 wyniki badania próbek rozci ganych ze stali klasy C ($\epsilon_{uk,min}$ 7,5%), klasy B ($\epsilon_{uk,min}$ 5,0%), klasy A ($\epsilon_{uk,min}$ 2,5%). Potrzeb stosowania, na zabezpieczenia przeciw katastrofom post puj cym, stali o du ej wydłu alno ci (stal klasy C) omówimy dalej szczegółowo. Tutaj stwierdzimy jedynie, e du a wydłu alno pozwala na realizacj obrotów plastycznych, wydatkowanie du ej energii w czasie powstawania przemieszcze oraz umo liwia ci gnow (membranow) prac uszkodzonego ustroju.



Rys. 3.

Przykładowe wyniki badania pr tów stalowych – wykresy - dla stali klasy A, B i C [40].

Jak wspomniano wcze niej, wraz ze wzrostem temperatury znacznej redukcji ulegaj parametry mechaniczne stali. Naley podkre li , e redukcja parametrów wytrzymało ciowych stali od pewnego poziomu przebiega bardzo gwałtownie. Granica plastyczno ci stali przy podwy szonych temperaturach ulega znacznemu obni eniu. Relatywna redukcja nie zale y od warto ci granicy plastyczno ci w temperaturze pokojowej, ale od typu stali. I tak kolejno od najmniej wra liwych na działanie temperatury do najbardziej wra liwych mo na wyró ni stale: walcowane na gor co, zimno-ci gnione, stale hartowane i odpuszczane oraz zimno-ci gnione stale spr aj ce. Redukcji od pewnego poziomu temperatury ulega równie moduł spr ysto ci stali.

8. Zabezpieczania konstrukcji płytowo-słupowych – opis ogólny

Rozważamy tutaj dziemy zabezpieczenia w przypadku wystąpienia:

- a) zniszczenia płyty stropowej w przelocie (przecięcie – obciążenie działające),
- b) zniszczenie jednego (dowolnego) słupa podpierającego,
- c) zniszczenie strefy przypodporowej, co należy rozpatrywać w dwóch wariantach:
 - zniszczenie strefy przypodporowej w wyniku przecięcia,
 - zniszczenie strefy przypodporowej w wyniku przedwczesnego usunięcia deskowania lub w przypadku betonu przemrozonego.

Rozważamy tutaj sytuację, w której konstrukcja szkieletowa jest usztywniona przez trzony, względnie ciany. Przyjmujemy dalej także, że stropy stanowią poziome, praktycznie nieodkształcalne, tarcze.

8.1. Zabezpieczenie przed zniszczeniem płyty stropowej w przelocie – przecięcie

8.1.1. Pole wewnętrzne

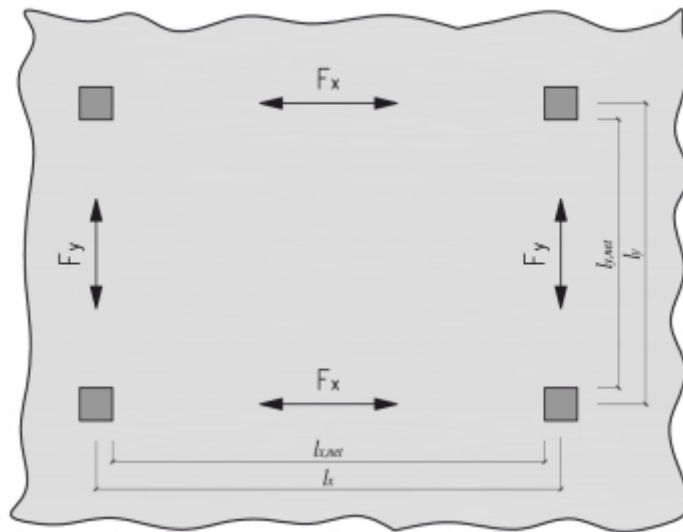
Zniszczenie strefy przelotowej ustrojów płytowo-słupowych obejmuje zarówno jedno pole między-słupowe, jak i kilka takich pól. Jeżeli przyjmiemy, że sposobem zabezpieczenia strefy przelotowej ustroju płytowo-słupowego przed katastrofami postępującymi są układy cięgnowe, to szczególnego znaczenia nabiera sposób układania zbrojenia przelotowego. Stąd, analizując stropy płytowo-słupowe pod obciążeniami wyjątkowymi, należy brać pod uwagę możliwość przekazania obciążenia na cęgno tylko jednego kierunku – albo kierunku x albo y. Dlatego te układy cięgnowy powinien być zdolny do przeniesienia (rys. 4) zarówno sił w kierunku x, jak i y o wartości [3].

$$F_x = 0,8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_y^* \cdot l_{x,net}$$

$$F_y = 0,8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_x^* \cdot l_{y,net}$$

gdzie:

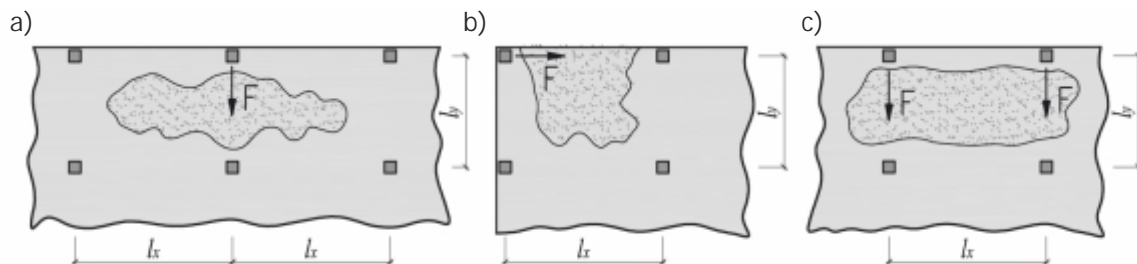
$l_{x,net}, l_{y,net}$ - rozpiętości w świetle słupów dla kierunku odpowiednio x i y;
 l_x^*, l_y^* - szerokości zbierania obciążenia na cęgno.



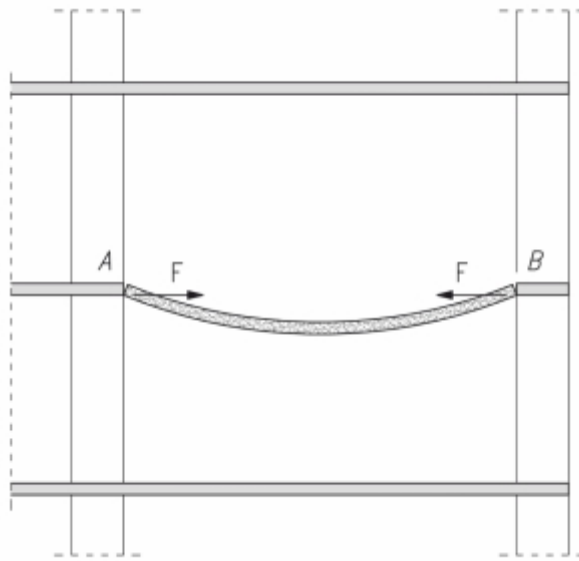
Rys. 4.
Oznaczenia sił w układzie cięgowym stropu płytowo-słupowego w obliczeniowej sytuacji wyjtkowej.

8.1.2. Pole skrajne

Należy na wstępie rozważyć zaniebany problem zniszczenia płyty opartej na skrajnym lub narożnym słupie (rys.5a, rys.5b). Przekształcając się w cięgno fragment płyty formalnie traci swój sztywność i jednocześnie nie przekazuje sił F w cięgnię na podpory. Siła F przekazana do wnętrza ustroju (rys.6 - podpora A) powinna być zneutralizowana przez tarczę stropów, ale oczywiście pod warunkiem właściwego zakotwienia zbrojenia. Problemem może być przejście siły zakotwienia cięgnię F na podporze zewnętrznej (rys.6 - podpora B). Siła ta musi być przekazana poprzez słup na siednie kondygnacji (górną i dolną). Oczywiście część siły zostanie przejta przez otaczającą płytę stropów, ale w stopniu trudnym do oszacowania. Jeżeli jednak takiemu uszkodzeniu ulegną dwa równoległe pasma płyty, to cała siła przekaże się na słupy skrajne. Rozplanowanie tych sił przedstawiono na rys.5c.



Rys. 5.
Siły obciążające słupy w wyniku utraty części stropu:
a) słup krawędziowy, b) słup narożny, c) dwa słupy krawędziowe.



Rys. 6.

Obciążenie skrajnego słupa siłą działającą w konstrukcji ciągnowej powstałej w wyniku awarii.

Przyjmij c dla uproszczenia, e szerokość zbierania obciążenia sił ga jedynie do połowy przysła i e jest to obciążenie równomierne, poszczególne słupy b d obciążone niezależnie na każdej kondygnacji sił :

- słup krańdowy (rys.5a):

$$F = 0,8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_y \cdot l_x$$

- słup narożny (rys.5b):

$$F = 0,4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_y \cdot l_x$$

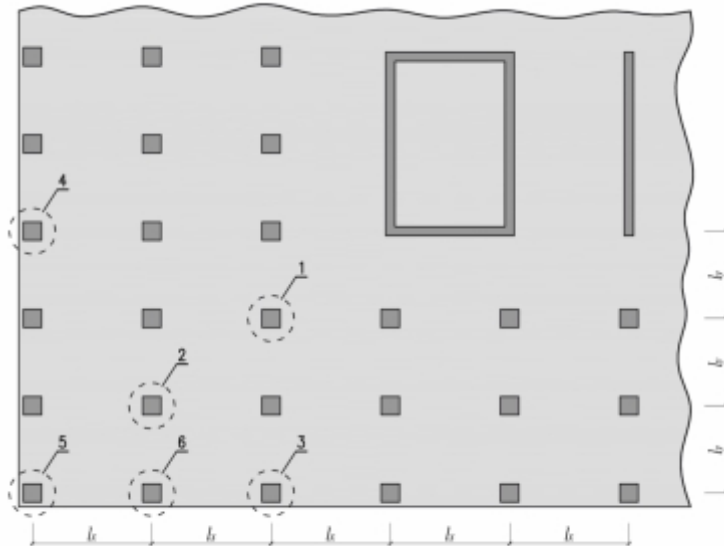
To, co powiedziano wyżej, wi e si jednocześnie nie z bardzo istotnym zaleceniem – aby no no zbrojenia ł cz tego belki i słupy nie była wi ksza ni no no konieczna. W przeciwnym przypadku mamy obowiązek wymiarować połączenie i zbierające siły w nim elementy na siły wynikłe z no no ci zbrojenia, a nie działających obciążenie. Oczywiście pracownicy w jaki sposób wspomaga b d także inne zbrojenia (przykładowo górne, jeżeli nie zostanie oderwane). Te dodatkowe czynniki traktować należy wyłącznie jako niezidentyfikowaną rezerwę, ale nie ujmowaną przy wymiarowaniu zbrojenia przeznaczonego w stanie awaryjnym do pracy jako ci gna.

Analiza przeprowadzona w [31] wykazała, że zało ona niejawnie w [13] minimalna wartość wydłużenia całkowitego $\epsilon = 0,065$ jest mniejsza niż wymagana minimalna wartość dla stali klasy C (wg EC2 [14]). Dla klasy C wymaga się $0,075$. W rzeczywistości ta wydłużalność jest znacznie większa. Przedstawiona w [31] analiza wskazała, że przyjęcia dokonane w [13], przy założeniu pracy ciągnowej, są bezpieczne. Niewykorzystanie pełnej wydłużalności ujmuje dodatkowe wpływy, a przede wszystkim niepełną swobodę wydłużenia ci gna oraz niemonotoniczny, bardziej poligonalny, przebieg tego wydłużenia.

8.2. Zabezpieczenie przed zniszczeniem jednego, dowolnego słupa podpierającego

Zajmowa si b dziemy tutaj zagadnieniem utraty jednego ze słupów no nych. Zwykle rozwa a si , jako reprezentatywne, kilka mo liwo ci utraty (rys.7):

- | | |
|--|--|
| 1 - słupa wewn trznego | 4 - słupa kraw dziowego na kraw dzi krótszej |
| 2 - słupa wewn trznego przykraw dziowego | 5 - słupa naro nikowego |
| 3 - słupa kraw dziowego na kraw dzi dłu szej | 6 - słupa kraw dziowego przynaronego |



Rys. 7.
Lokalizacja słupów potencjalnie nara onych na zniszczenie.

Typuj c słupy, których utrat nale y rozwa y , konieczne jest uwzgl dnienie faktu, e na słupy s siednie do słupa utraconego przeka si dodatkowe siły poziome i pionowe, które ustrój powinien przenie . Usuni cie słupa prowadzi oczywi cie tak e do przegrupowania sił pionowych w pozostałych słupach, które to siły powinny by , nawet z rezerw , przez te słupy przej te. W zwykłych post powaniach przyjmuje si cz sto (w przypadku oblicze uproszczonych), e siły w słupach zbierane s z przynale nej powierzchni stropu. Jest to znaczne uproszczenie, w szczególno ci do pierwszych podpór wewn trznych.

Konstrukcja płytowo-słupowa mo e by zabezpieczona przed ewentualn katastrof post puj c w ten sposób, aby przemieszczenia wywołane utrat słupa były relatywnie małe. W tym przypadku płyty wymiaruje si na warto ci sił wyliczonych przy zało eniu liniowej spr ysto ci materiału lub uwzgl dnia si spr ysto-plastyczn prac ustroju z mo liwo ci powstania przegubów plastycznych i znacznych odkształce . Jednak e podstawow trudno ci przy podj ciu decyzji, co do zastosowanego modelu pracy konstrukcji po awarii, s dwa fakty:

- brak jasnego i jednoznacznego zdefiniowania zakresu wymaganego zabezpieczenia w powi zaniu z konkretnymi sytuacjami;
- brak (równie w literaturze wiatowej) odpowiednich bada fizycznych na modelach w skali naturalnej lub zbli onej, pozwalaj cych zweryfikowa poczynione w tych modelach zało enia.

Traktuj c sytuacj poawaryjn jak typow sytuacj obliczeniow obliczenia mo na przeprowadzi w sposób konwencjonalny. W efekcie uzyskuje si ok. trzykrotne zwi kszenie zapotrzebowania na stal zbrojonych , a w szeregu przypadkach konieczne b dzie jednocze nie zwi kszenie przekrojow elementów.

Na podstawie przedstawionej metodologii projektowania w [25] podano przykład obliczeniowy dla ustroju belkowo-słupowego. Według przeprowadzonej analizy konieczne było znaczne zwiększenie przekrojów elementów belkowych oraz ilości zastosowanego zbrojenia, w niektórych przypadkach nawet dwukrotnie.

Jeżeli respektowanie tego typu modeli obliczeniowych nie zostanie u nas wymuszone drogą administracyjną należy się dziwić, że inwestorzy na takie zabezpieczenia nie będą decydowali się. Z tych względów zajmijmy się tutaj zabezpieczeniem ustrojów szkieletowych przez zapewnienie możliwości zahamowania rozwoju katastrofy na drodze utworzenia odpowiedniego układu cięgienowego.

Przyjmując w normie [13] założenie co do siły w cięgnię zabezpiecza konstrukcję jedynie przed zawaleniem się. Przyjmuje się bowiem, że każda kondygnacja jest w stanie przeniesienia działającej w jej ramach. Ten sposób postępowania, jakkolwiek bardzo ekonomiczny, niesie ze sobą także szereg niedostatków:

1. Przyjmując cięgienowego sposobu zabezpieczenia ustroju powoduje, że uszkodzenie propaguje się na całej wysokości ustroju. To przyjęcie jest w sprzeczności z normowym [13] ograniczeniem zasięgu uszkodzeń powstałych w wyniku usunięcia słupa. Widzimy, że w samej normie [13] występuje wyrażenie na sprzeczność.
2. Praca cięgienowa ustroju wiąże się z dużymi zwisami konstrukcji – siłgajcami teoretycznie, w przypadku usunięcia słupa skrajnego przy siatce słupów 6×6 m – ok. 1,8 m, a przy siatce 7,2×7,2 m – ok. 2,2 m. Tak duże zwisy mogą spowodować wypadanie na zewnątrz ustroju nie tylko ciany zewnętrznych, ale także ludzi. Tak więc zabezpieczenie ustroju metodami cięgienowymi wymaga takiego rozwiązania ciany zewnętrznych i ich połączenia z konstrukcją, aby ciany te i ich połączenia zdolne były do przetrzymania tak wielkich przemieszczeń. Dodatkowo należy zwrócić uwagę na to, aby ciany te były w stanie zabezpieczyć osoby przebywające w obiekcie przed wypadnięciem na zewnątrz.
3. Założenie cięgienowego sposobu zabezpieczenia ustroju wymaga takiego jego skonstruowania, aby miało ono szanse zadziałać. Sprowadza się to do możliwości realizacji odpowiedniego kąta obrotu plastycznego na podporach.

W stosunku do ustrojów monolitycznych szkieletowych istnieje pogląd, że cięgienowych mogłyby być przejęte przez cięgienę zbrojenie płyt. Autorzy uważają, że takie podejście za niewłaściwe z dwóch powodów:

- trudno jest prowadzić cięgienę zbrojenie w płytach;
- może to prowadzić w efekcie do przekazania sił i uszkodzeń dalszych elementów.

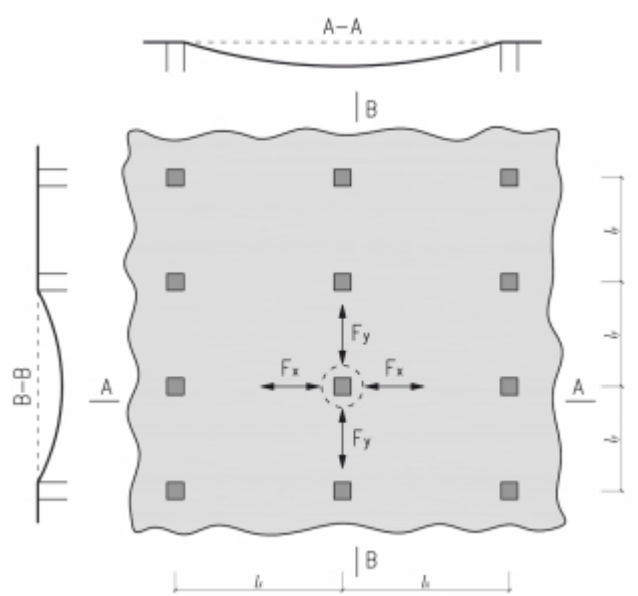
Należy zatem uznać za najwłaściwsze przekazanie sił od oddziaływań wyjątkowych na układ cięgienowy usytuowany w pobliżu osi słupów.

8.2.1. Zniszczenie słupa wewnętrznego

Rozpatrujemy usunięcie słupa wewnętrznego (rys.8) w przypadku nierównych rozpiętości półnależy przyjmijmy jako decydujący zwis cięgieny na kierunku krótszym $l_y < l_x$. Przy takim założeniu siły F_x i F_y wyznacza się z poniższych wzorów:

$$F_x = \frac{1,6 \cdot [(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_y] \cdot l_x^2}{l_y} \quad F_y = 1,6 \cdot [(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_x] \cdot l_y$$

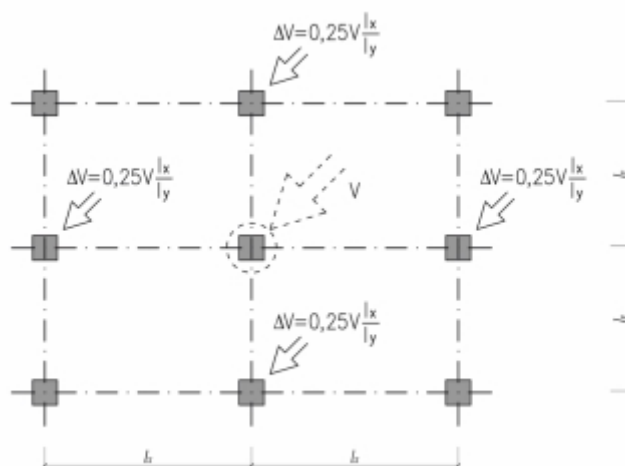
przyjmując l_x i l_y jako wartości średnie ze współpracujących przęseł.



Rys. 8.
Oznaczenia dla rozpatrywania sytuacji w przypadku słupa wewnętrznego.

Postępowanie to zawiera oczywiste rezerwy, usprawiedliwione jednak niedużą niepewnością modelu i nieokreślonością przebiegu awarii. Zbrojenie przenoszące siły F_x i F_y musi być prowadzone w sposób ciągły.

Rozważając utratę słupa wewnętrznego należy uwzględnić fakt przekazania na słupy sąsiednie dodatkowych reakcji spowodowanych wyłączeniem analizowanego słupa. Trzeba tu mieć wiadomości w analogii do układów liczonych jako sprężyste, siły przekazane bezpośrednio po utracie słupa na słupy sąsiednie będą w kształcie, nie siły wynikłe z rozdzielenia reakcji przenoszonej przez utracony słup. Wynika to z dociekania słupów sąsiednich przez momenty zamocowania występujące na tych słupach. Jest to szczególnie istotne wtedy, gdy przeguby plastyczne powstaną nie w licu słupa, tylko w pewnej odległości od tego lica. Jako minimalne wartości dodatkowych sił traktować należy wartości przedstawione na rys.9. Zakłada się, że siły poziome, wynikłe z zakotwienia cięgien, powinny być, w przypadku utraty słupa wewnętrznego, przejść przez tarcze stropów.



Rys. 9.
Dodatkowe siły przejmowane przez słupy sąsiednie w stosunku do słupa utraconego.
V - siła w utraconym słupie.

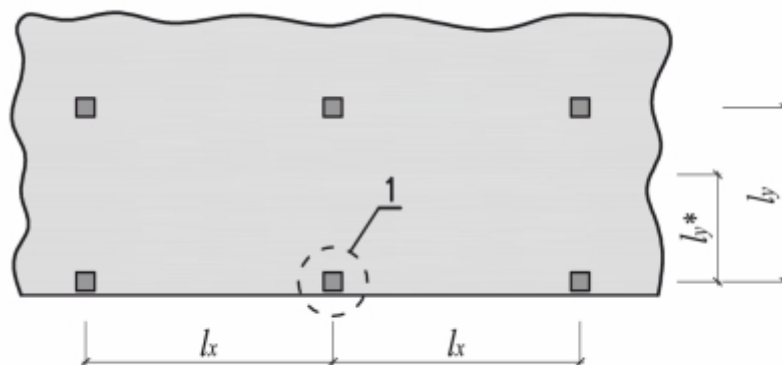
8.2.2. Zniszczenie słupa kraw dziowego

Utrata słupa skrajnego zawsze stanowi większe zagrożenie dla konstrukcji, niż utrata słupa wewnętrznego. O ile w przypadku słupa wewnętrznego zabezpieczenie przed rozwojem katastrofy stanowi dwa razy więcej, to w przypadku słupa skrajnego zabezpieczenie stanowi praktycznie jedynie tyle samo.

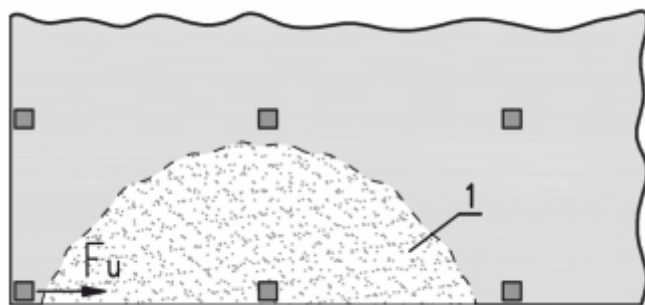
W przypadku monolitycznej konstrukcji płytowo-słupowej (rys.10) siła F_y występująca w cięgniach kraw dziowych wyznaczyć można, w pełnej analogii do wzorów poprzednich, ze wzoru:

$$F_y = 1,6 \cdot [(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot l_x] \cdot l_y^*$$

w którym przez l_y^* oznaczono szerokość zbierania obciążenia (rys.10).



Rys. 10.
Układ stropu płytowo-słupowego – sytuacja słupa kraw dziowego:
1 –słup utracony.

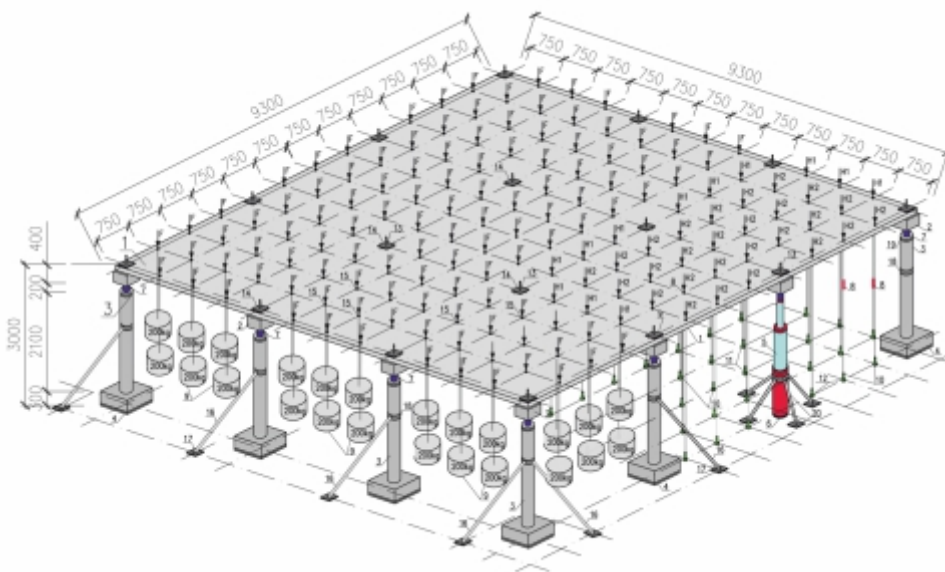


Rys. 11.
Zasada przejmowania sił poziomych działających w przypadku obciążenia wyjątkowego na słup kraw dziowy przynajmniej: 1- strefa zniszczona; F_u - pozioma składowa siły w cięgniach.

W przypadku utraty słupa kraw dziowego przynaronego (rys.11) o ograniczeniu rozprzestrzeniania się uszkodzenia zdecydowałyby siły poziome płyty stropowej, unieruchamiającej słup skrajny. Utrata słupa kraw dziowego, jak przedstawiono na rys.11, powoduje powstanie poziomej siły obciążającej słup narożny. Taki efekt zaobserwowano również w badaniach elastycznej płyty stropowej o wymiarach 9300×9300×100 mm, którą podparto na szesnastu podporach [39] (rys.12). Celem prowadzonych badań do wiadczalnych było określenie mechanizmu zniszczenia ustroju płytowo-słupowego po usunięciu słupa kraw dziowego przynaronego (rys.13). Ze względu na brak sztywności słupa narożnego nastąpiłoby jego zniszczenie płyty stropowej (rys.14 i rys.15), które w postaci przemieszczeń pokazano na rys.16. Należy zwrócić uwagę na fakt, że w rzeczywistym ustroju płytowo-słupowym prawdopodobnie w pierwszej kolejności nastąpiłoby zniszczenie słupa narożnego.

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdza się, że:

- Ilość zbrojenia uzyskana z wzoru powyżej jest wystarczająca do zabezpieczenia ustroju płytowo-słupowego po usunięciu słupa kraw dziowego. Wartość dodatkowego obciążenia (ponad ciężar własny), przy którym nastąpiło zniszczenie w badanym [39] modelu, była prawie trzy razy większa od wartości obciążenia zmiennego, na które projektowany był strop modelu.
- W czasie projektowania stropu bezwzględnie należy uwzględnić możliwość usunięcia przynaronego słupa kraw dziowego i odpowiednio zaprojektować słup oraz połączenie płyta-słup na taką sytuację.



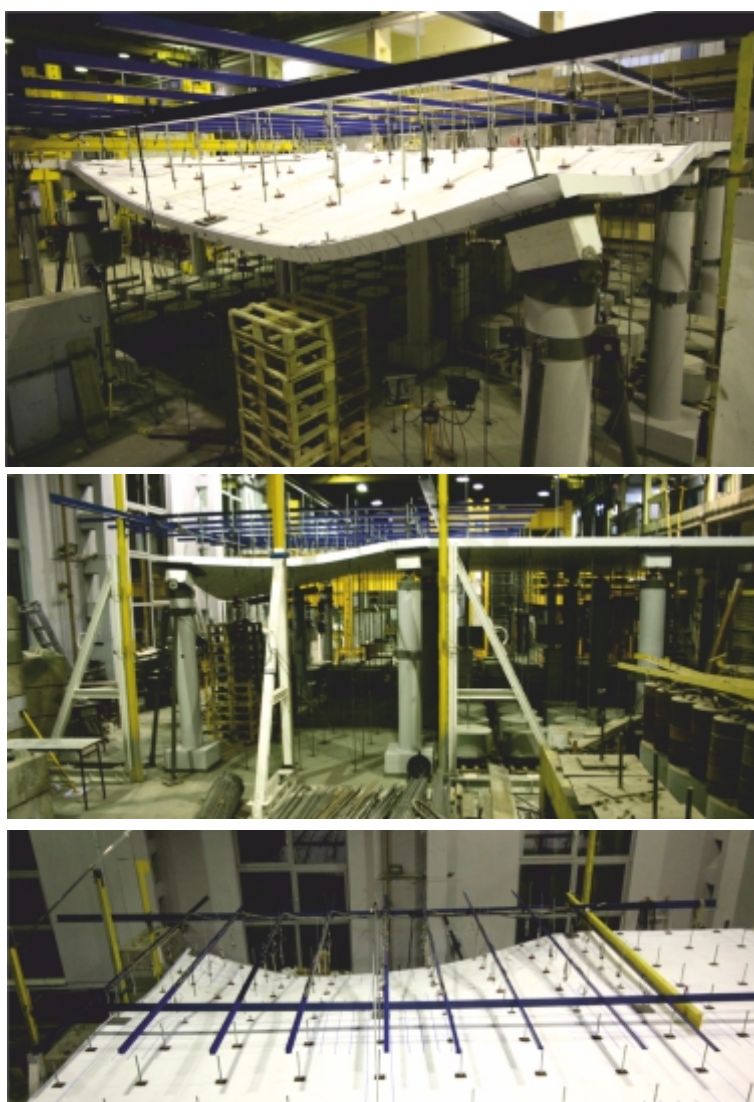
Rys. 12.

Szczegółowy widok stanowiska oraz modelu badawczego [39]:

- 1 - model badawczy; 2 - prefabrykowana podpora dwufazowego działania; 3 - podpora słupowa; 5 - siłownik długiego wysuwu; 7 - siłomierze do pomiaru reakcji podporowych; 8 - siłomierze do pomiaru wartości obciążenia; 9 - obciążenie grawitacyjne; 10,11 - obciążenie hydrauliczne; 16 - stalowe zastrzały stabilizujące słupy.



Rys. 13.
Widok Modelu 1 w czasie bada [39].

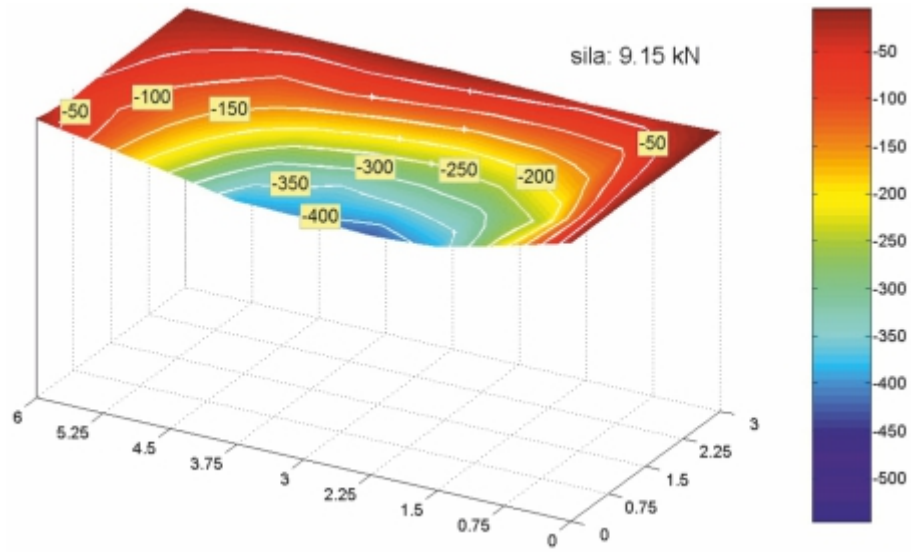


Rys. 14.
Widok Modelu 1 po zniszczeniu [39].

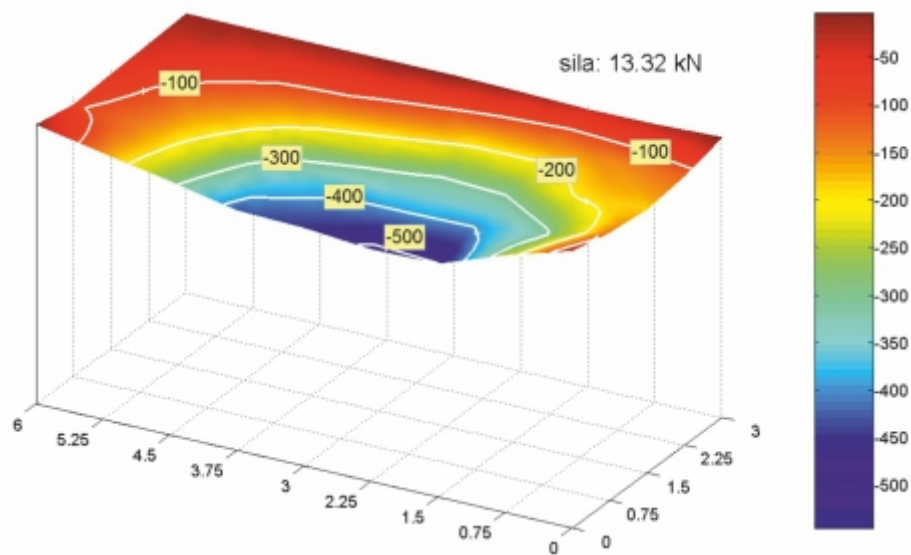


Rys. 15.
Widok Modelu 2 po zniszczeniu [39].

a)



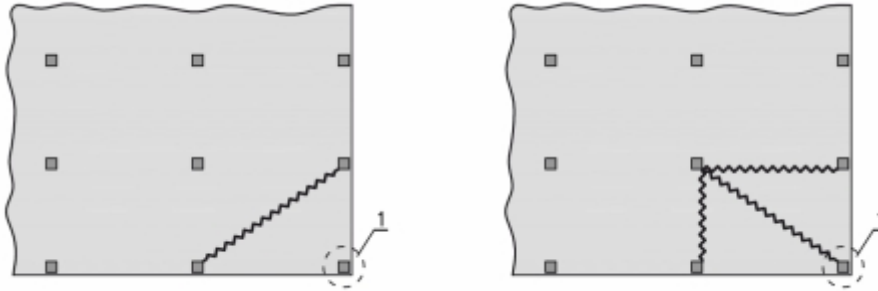
b)



Rys. 16.
Przemieszczenia górnej powierzchni w chwili zniszczenia [39]:
a) Model 1, b) Model 2.

8.2.3. Zniszczenie słupa narożnego

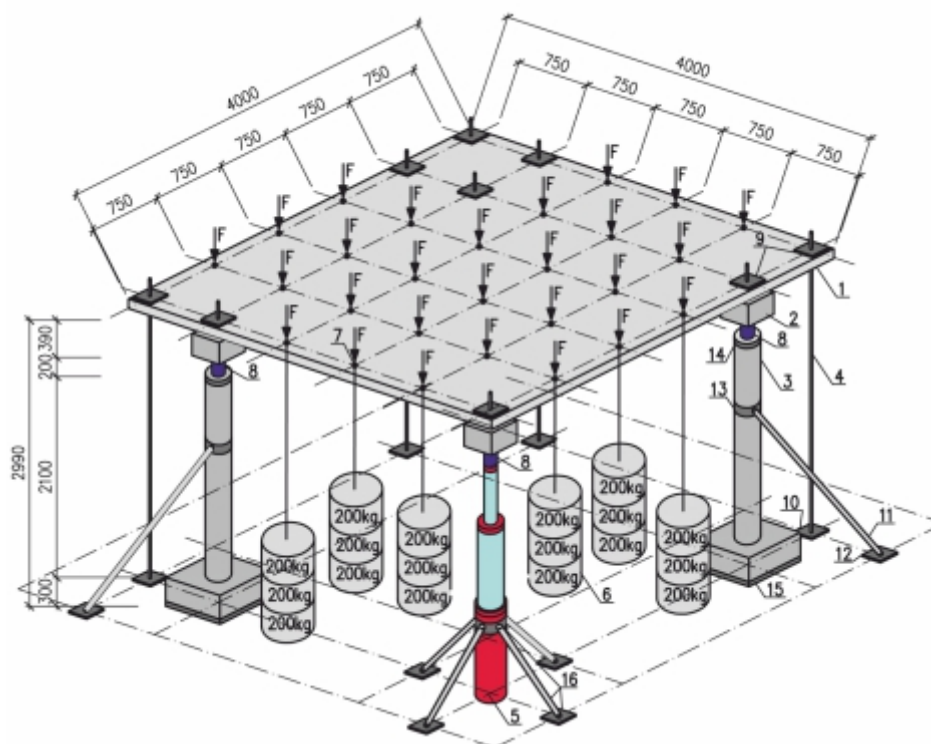
Najtrudniejsza sytuacja powstaje w przypadku utraty słupa narożnego. W przypadku monolitycznej konstrukcji płytowo-słupowej w literaturze [30], [31] rozpowszechniona była propozycja oparta na dwóch modelach (rys.17). Propozycja ta była zaadaptowana z metodologii stosowanej dla ustrojów płytowo-cianowych w sytuacji awaryjnego usunięcia ciany. Jak wykazały to badania na modelach ([42], [46], [47]) w rzeczywistości sposób zniszczenia jest inny.



Rys. 17.
Formowanie ukośnego zastrzału ścianki w konstrukcjach płytowo-słupowych (opis w tekście) [30].

W 2011 roku zakończono badania ([46], [47]), których celem było określenie, który z wcześniej podanych mechanizmów dokładniej odzwierciedla rzeczywistą sytuację. Badania przeprowadzono na modelu rzeczywistego ustroju płytowo-słupowego wykonanego w skali 1:2. Model badawczy stanowiła płaska płyta podparta w czterech punktach (rys.18 i rys.19).

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że zaobserwowane obrazy oraz schemat zniszczenia znacznie odbiegały od zakładanych wstępnie mechanizmów zniszczenia modelu – „wspornikowego” lub „kopertowego” według [30], [31]. W wyniku utraty podpory narożnej przekształcała się płyta przybrała kształt odwróconej powłoki o niewielkiej wzniesłości. Okazało się, że strzałka wzniesłości tej powłoki w chwili zniszczenia wyniosła ok. 160 mm w stosunku do grubości modelu wynoszącej 100 mm (rys.20 i rys.21). Uzyskana zmiana kształtu elementu w przekroju przekładowym (przekrój przekładowy zmienił się z prostokątnego w łukowy - rys.22), zwiększyła znacznie siły wewnętrzne, co m.in. spowodowało uzyskanie znacznie większej nośności modelu niż przewidywano.



Rys. 18.

Model i stanowisko badawcze [46], [47]:

1- model badawczy; 2,3- prefabrykowane podpory;

4- stalowe ci ężno słu ące do stabilizacji modelu; 5- siłownik długiego wysuwu;

6- obci ężniki betonowe 7- punkty przył ężenia obci ężenia; 8- siłomierze.



Rys. 19.

Widok modelu przed badaniami [46], [47].



Rys. 20.

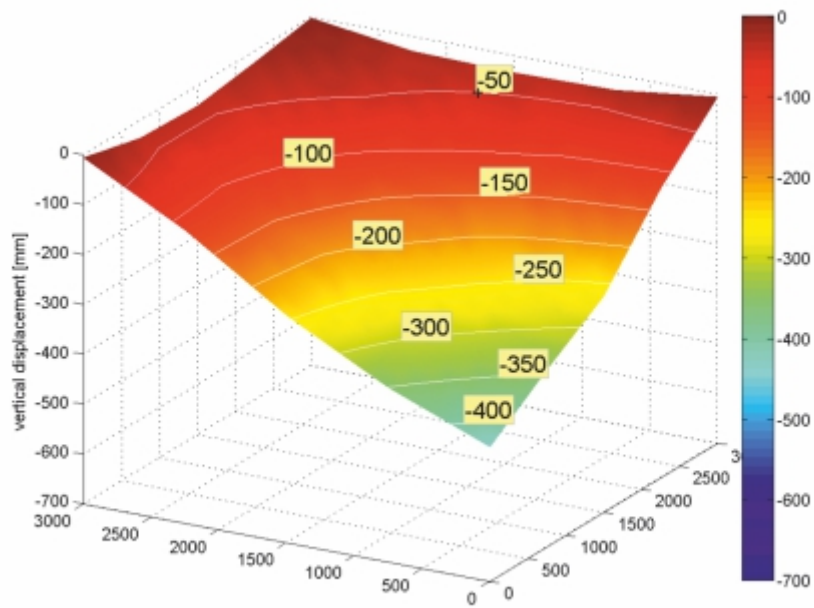
Widok odkształceń modelu w ostatniej fazie obciążenia – obciążenie 1300 kg na jednej linie [46], [47]:

a) model podparty na czterech słupach,

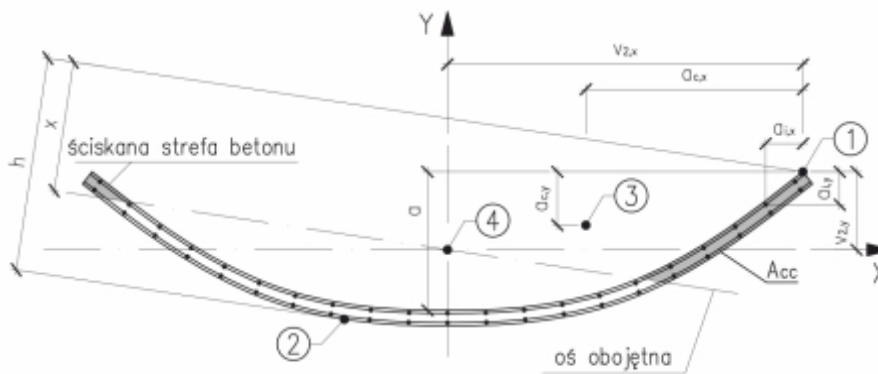
b) widok z boku – ugięcie rodka krawędzi 110 mm,

c) ugięcie naroża równe 430 mm tuż przed zniszczeniem – widok z boku,

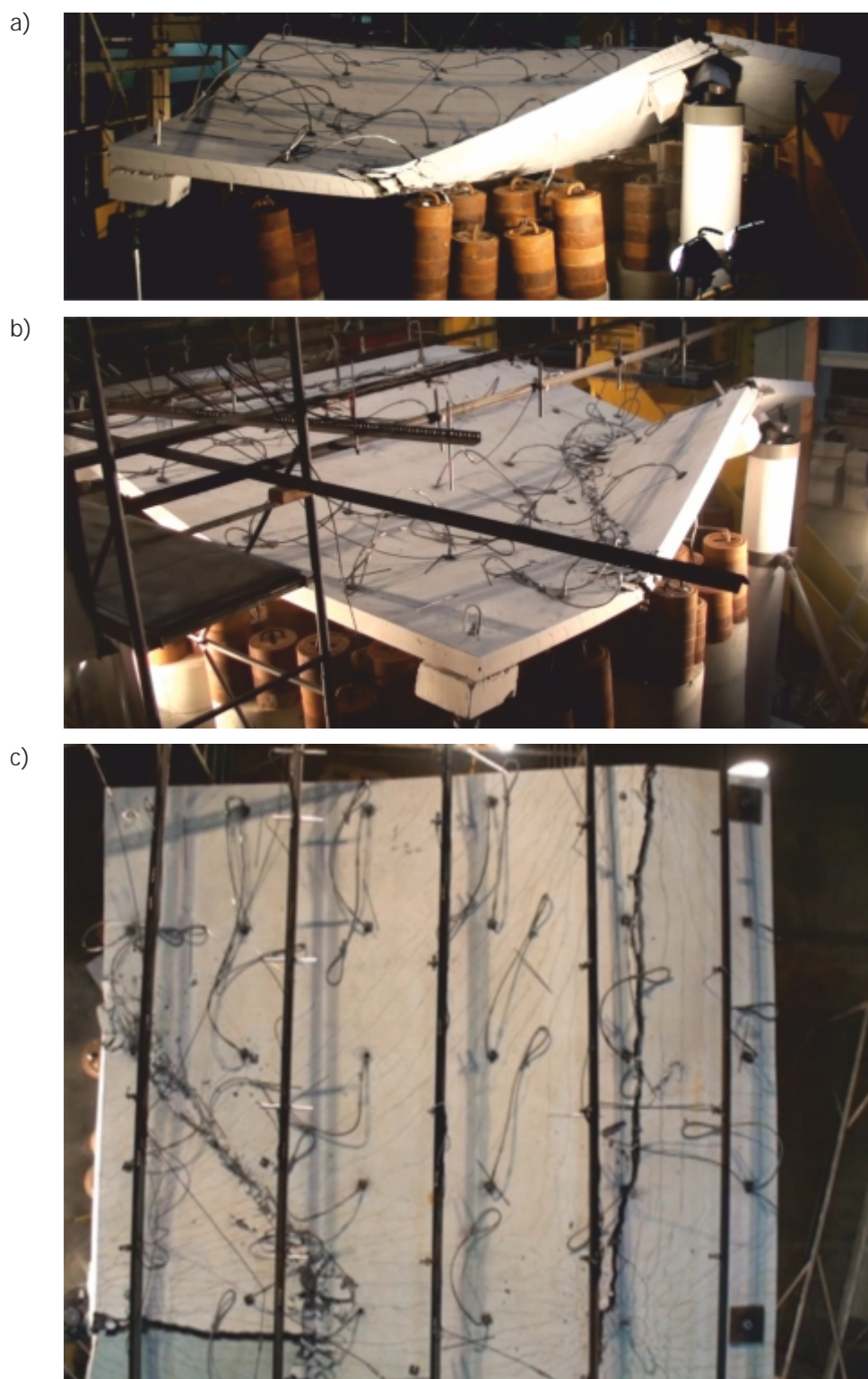
d) ugięcie naroża równe 430 mm tuż przed zniszczeniem – widok izometryczny.



Rys. 21.
Wykresy przemieszczeń górnej powierzchni modelu w chwili zniszczenia [46], [47].



Rys. 22.
Przekrój modelu badawczego wzdłuż przekrojonej w chwili zniszczenia [46], [47].

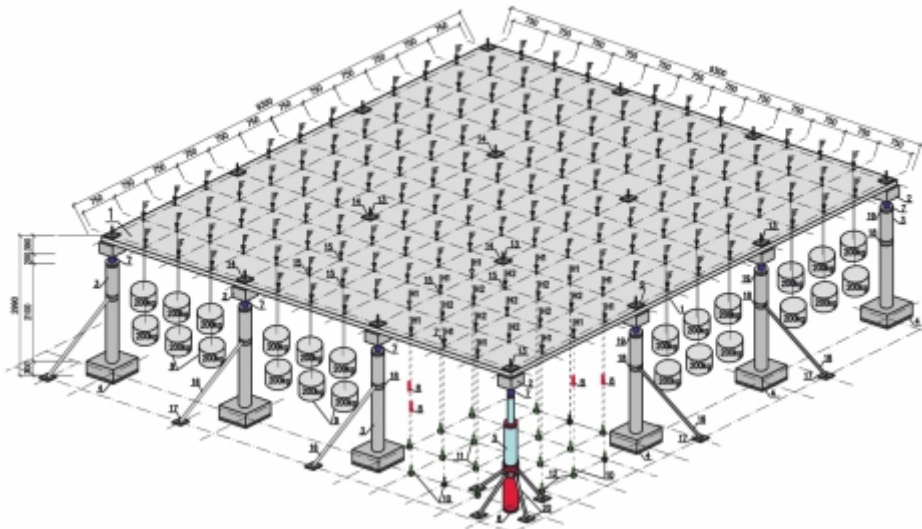


Rys. 23.
Zniszczenie modelu wg [46], [47]:
a) widok z boku, b) widok izometryczny, c) widok z góry.

Na podstawie zaprezentowanych w [46], [47] badań oraz wykonanych na ich podstawie obliczeń analitycznych i symulacji numerycznych ([42], [43], [44]), w pracy [45] przedstawiono propozycję inżynierskiego modelu obliczeniowego. Celem weryfikacji tego modelu obliczeniowego wykonano model belbetowej płyty o wymiarach 9300×9300×100 mm (rys.24). Na rys.25 przedstawiono widok modelu w chwili zniszczenia, natomiast na rys.26 zamieszczono wykresy pionowych przemieszczeń górnej powierzchni płyty w chwili zniszczenia.

Przeprowadzona pozytywnie weryfikacja zaproponowanego modelu inżynierskiego pozwala stwierdzić, że:

- Wykonane badania umożliwiają wysuniecie tezy, iż dobrze obliczony i wykonany strop płytowo-słupowy, o zbliżonej do kwadratowej siatce podpór, jest w stanie, w sytuacji awaryjnego usunięcia podpory narożnej, przenosić załamanie w obliczeniach wartości obciążenia charakterystycznego, czy nawet obciążenia obliczeniowego.
- Wprowadzenie do modelu większej ilości zbrojenia podporowego w paśmie skrajnym – przynajmniej 20% nadwyżki ponad wyniki otrzymane z obliczeń standardowych – pozwoliło na wytworzenie w badanych fragmentach narożnych ustroju wtórnego: odwróconej powłoki. Spowodowało to uzyskanie znacznego zwiększenia nośności uszkodzonego fragmentu. Otrzymany mechanizm pracy fragmentu narożnego, który powstał po usunięciu podpory, był niespodziewany i różnił się od mechanizmów stosowanych przy klasycznym podejściu do tego zagadnienia.
- Wykazane w czasie badań znaczne rezerwy nośności, wynikające ze zmiany charakteru pracy elementu, mogą występować w rzeczywistych obiektach prawdopodobnie jedynie w przypadku odpowiedniego rozdysponowania zbrojenia na stropie oraz zastosowania stali zbrojeniowej o dużej ciągliwości.
- Wniosek o konieczności stosowania zbrojenia o dużej ciągliwości potwierdzają badania [46], [47]. W czasie tych badań stwierdzono wczesne wyczerpanie nośności czynnika zbrojenia wykonanego ze stali o małej ciągliwości (wszystkie wkładki zbrojenia klasy A w strefie powstałych pęknięć uległy zerwaniu) oraz pracę w pełnym zakresie obciążenia zbrojenia o dużej ciągliwości (nigdzie nie nastąpiło zerwanie wkładek zbrojeniowych wykonanych ze stali klasy C). W strefie zbrojenia stal klasy C zniszczenie nastąpiło jedynie przez zmianę twardości betonu.



Rys. 24.

Rzut izometryczny stanowiska i modelu badawczego [41]:

- 1- model badawczy; 2, 3- prefabrykowane podpory;
 4- stalowe cięgna słupowe do stabilizacji modelu; 5- siłownik długiego wysuwu;
 6- obciążniki betonowe; 7- punkty przyłożenia obciążenia; 8- siłomierze.

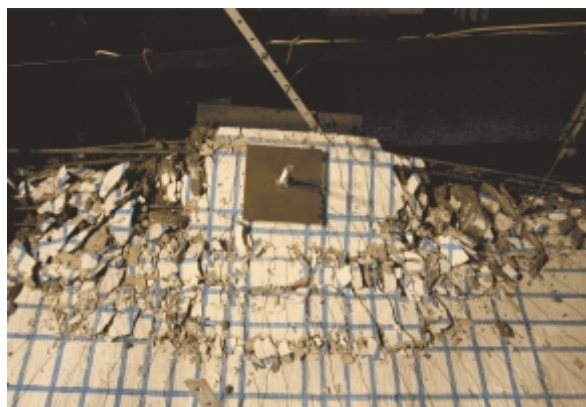
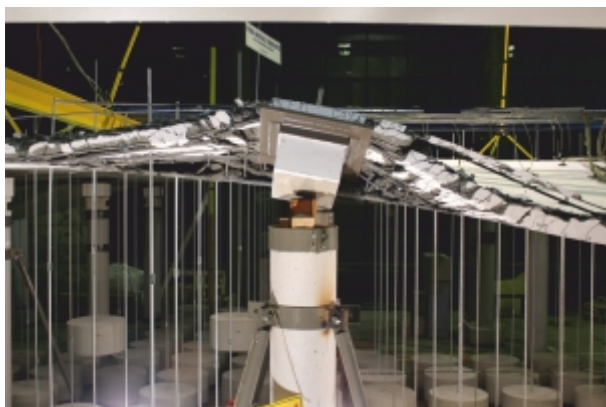
a)



b)



c)

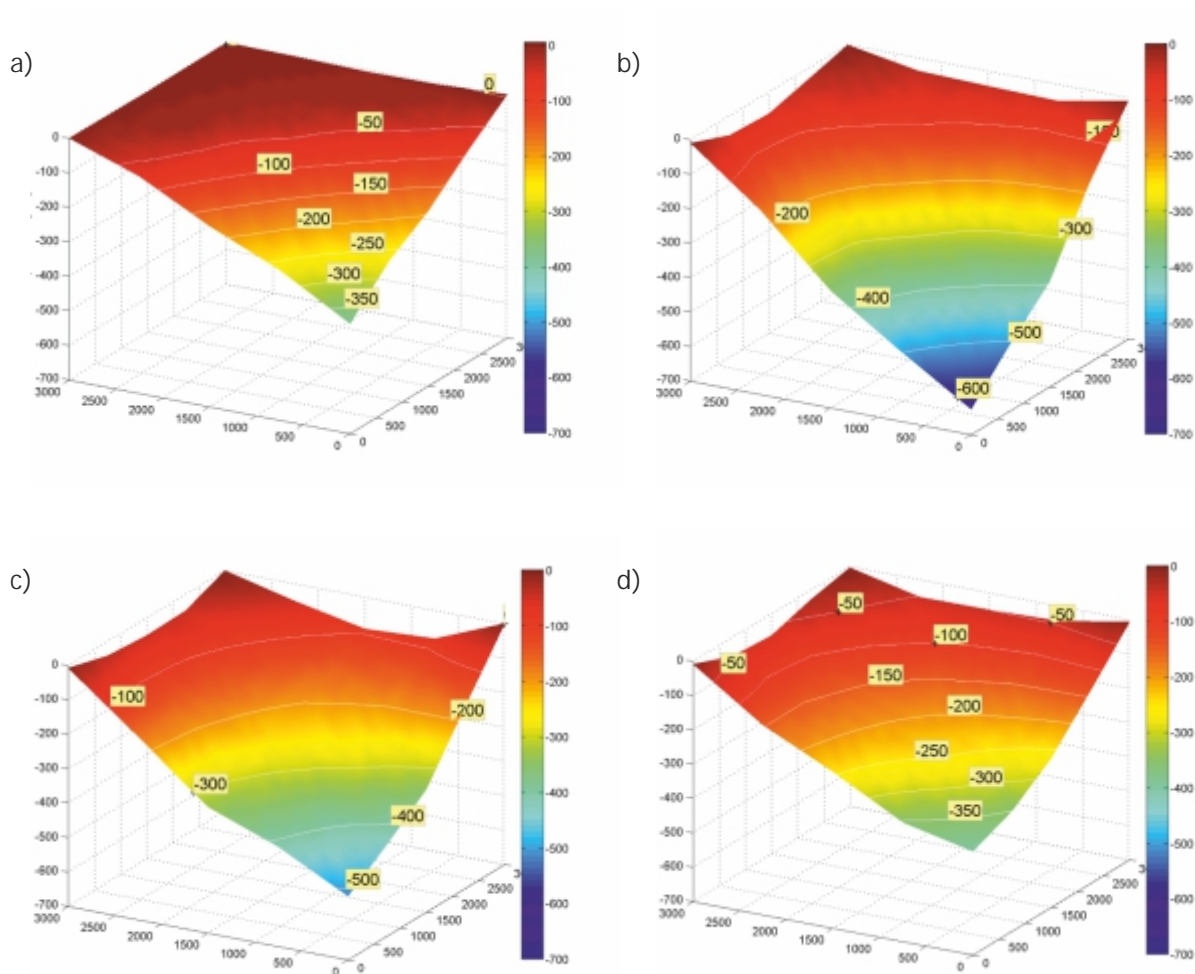


d)



Rys. 25.

Obrazy zniszczenia [41]: a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4.



Rys. 26.
Wykresy przemieszczeń górnej powierzchni modelu w chwili zniszczenia [41]:
a) Model 1, b) Model 2, c) Model 3, d) Model 4.

8.3. Zabezpieczenie przed zniszczeniem strefy przypodporowej słupa

8.3.1. Sprecyzowanie zagadnienia

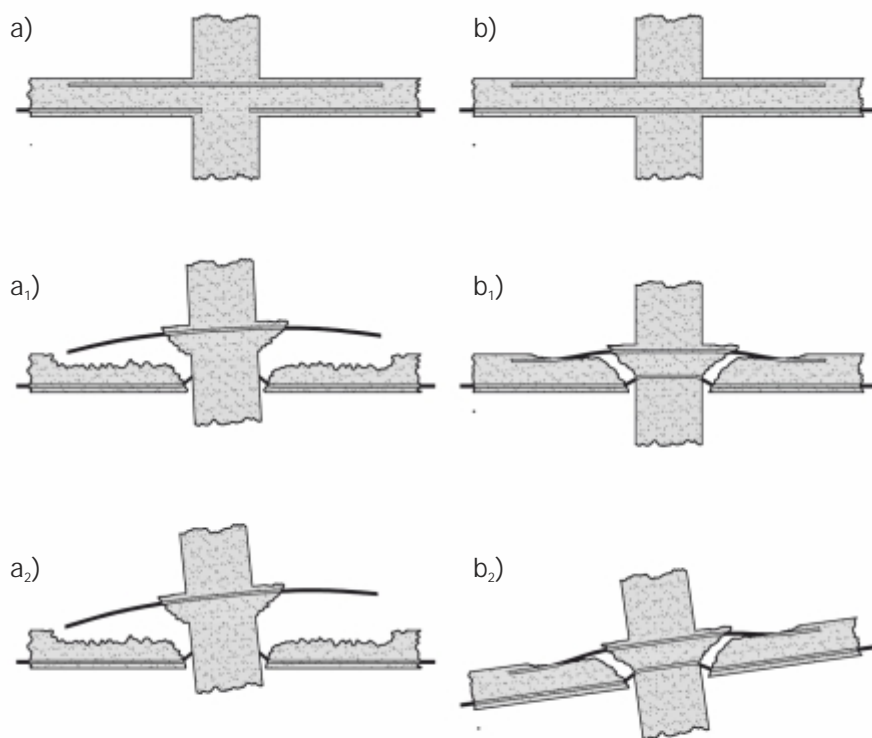
W ustrojach płytowo-słupowych wikszość katastrof miała swój prapoczątek w zniszczeniu strefy przypodporowej. Stąd też właśnie tej strefie należałoby poświęcić szczególną uwagę. Cechą wspólną niemal wszystkich wymienionych w rozdziale 2 katastrof jest fakt widocznego zbrojenia górnego oderwanego od płyty stropowej, która opadła w dół (rys.27). Można przyjąć jako pewnik, że zbrojenie to w ostatniej fazie zniszczenia strefy przypodporowej praktycznie nie istnieje. Dotyczy to zarówno sytuacji, gdy obciążenie działa na słup osiowo (rys.28a, i rys.28b₁), jak i w sytuacji, kiedy obciążenie przyłożone jest mimośrodowo (rys.28a₂, i rys.28b₂). Jedynie zbrojenie dolne (prawidłowo dobrane i skonstruowane) jest w stanie powstrzymać rozwój katastrofy. Podstawowym warunkiem jest, aby zbrojenie przechodzące nad słupem było dość gęste, względnie ucięte w ten sposób, aby pod wpływem siły zbrojenie to mogło się jedynie urwać, ale nigdy nie wyrwać.



Rys. 27.

Wybrane obrazy katastrof ustrojów płytowo-słupowych:

- a) 26 story Skyline Towers Building [51], [52],
- b) Gara Piper's Row Car w Wolverhampton [49],
- c) budynek magazynowo-parkingowy w Warszawie (fot. K. Szulborski).



Rys. 28.

Syntetyczny obraz zachowania si strefy przypodporowej po jej zniszczeniu przez przebicie:

- a) w przypadku zakotwienia zbrojenia dolnego w słupie;
- b) w przypadku przeprowadzenia zbrojenia ponad ładem słupa w sposób ci gły.

8.3.2. Zalecenia norm i normatywów obcych

Podstawowym problemem jest określenie zapotrzebowania na zbrojenie dolne, zabezpieczające przed rozwojem katastrofy w strefie przysłupowej. W sposób bezpośredni zagadnienie nie jest ujęte ani w PN-EN 1991-1-7:2008 [13], PN-EN 1992-1-1:2008 [14] ani w PN-B-03264:2002 [7]. Ponieważ w [14], oprócz wymogu (konieczności) poprowadzenia dwóch wkładek ciętych w każdym z dwóch prostopadłych kierunków, nie podano innych wytycznych, autorzy podają niżej wymogi przepisów zagranicznych. Z obcych norm zagadnienie jest poruszone w Model Code 1990 [3] (obecnie w Model Code 2010 [4]) oraz w normach kanadyjskiej [5] i szwajcarskiej [7].

Ze względu na wagę tego zagadnienia, wymienione wyżej materiały przedstawione zostaną do szeroko.

a) Canadian Standard Association A23.3 [5]

Na podstawie normy kanadyjskiej, sumaryczne pole powierzchni dolnego zbrojenia ł cz cego płyt ze słupem, na wszystkich powierzchniach obwodu słupa, powinno wynosić :

$$A_{sb} = \frac{2V_{se}}{f_y} \quad \text{lub} \quad A_{sb} = \frac{2V_{se}}{f_{py}}$$

gdzie:

A_{sb} - minimalna powierzchnia dolnego zbrojenia przechodzącego nad słupem, potrzebna do zapewnienia odpowiedniego zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej;

V_{se} - siła przenoszona na słup, wywołana przez działające obciążenia, nie mniejsza niż siła odpowiadająca podwójnemu ciarowi własnemu płyty;

f_y - granica plastyczności dla niesprężonego zbrojenia;

f_{py} - granica plastyczności ciętych sprężających.

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 przęsła płyty. Ponadto CSA A23.3 [5] wymaga spełnienia jednego lub więcej warunków:

- dolne zbrojenie powinno być na tyle długie, aby łczenie na zakład odbywało się w siedniskach przęsła na odcinku o długości $2l_d$;
- w przypadku dochodzenia zbrojenia do krawędzi zewnętrznej słupa krawędziowego, konieczne jest jego przedłużenie i zagięcie lub mechaniczne zakotwienie tak, aby możliwie było pełne wykorzystanie granicy plastyczności tego zbrojenia.

Jeżeli zbrojenie dolne przeciwko katastrofie postępującej, przechodzące nad ładem słupa, jest wykonywane w postaci cięgien sprężających, to minimalne pole łcznej powierzchni stali sprężającej powinno być obliczane przy uwzględnieniu granicy plastyczności cięgien sprężających.

b) Model Code 2010 [4]

W ostatniej wersji Model Code rozszerzono zagadnienia związane ze zbrojeniem zabezpieczającym połączenie płyta-słup po przebiciu. Wymaga się, aby zbrojenie to składało się z co najmniej czterech krzyżujących się prętów, po dwa na każdej krawędzi, umieszczonych nad polem podparcia i poprawnie przedłużonych po stronie ciskanej płyty. Ciągła (kable) sprężyna również mogłyby być uwzględniane jako zbrojenie zabezpieczające. Niezależnie od tego, jeśli jest zapewniona przez istniejące zbrojenie po przebiciu, powinna być obliczana ze wzoru:

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

gdzie:

A_s – suma przekroju całego zbrojenia, odpowiednio przedłużonego poza pole podparcia po stronie ciskanej płyty lub pole zbrojenia dobrze zakotwionych prętów odgiętych;

f_{yd} – obliczeniowa wytrzymałość prętów zbrojenia zabezpieczającego;

$(f_t/f_y)_k$ – stosunek wartości wytrzymałości, zdefiniowany jak w EC2 [14] i zależny od klasy stali zbrojeniowej.

Dla celów projektowania określono w [4] trzy klasy stali, które zdefiniowane są przez minimalne wymagane wartości charakterystyczne stosunku (f_t/f_y) oraz charakterystyczne wartości odkształceń przy maksymalnym naprężeniu e_{uk} :

klasa A: $(f_t/f_y)_k \geq 1.05$ i $e_{uk} \leq 2.5\%$

klasa B: $(f_t/f_y)_k \geq 1.08$ i $e_{uk} \leq 5\%$

klasa C: $(f_t/f_y)_k \geq 1.35$ i $e_{uk} \leq 7.5\%$

Wartość charakterystyczna stosunku (f_t/f_y) , czyli $(f_t/f_y)_k$ odpowiada 5-procentowemu kwantylowi zależności rzeczywistej wytrzymałości na rozciąganie f_t od rzeczywistej granicy plastyczności f_y .

α_{ult} – kąt nachylenia prętów przechodzących nad ładem słupa względem poziomu, po wystąpieniu plastycznych deformacji w fazie po przebiciu, dopuszczalne wartości kąta α_{ult} w zależności od klasy stali są następujące:

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

gdzie α jest kątem nachylenia prętów integrujących względem płaszczyzny płyty (przed wystąpieniem przebicia - rys.29b);

g_c - czynniki bezpieczeństwa dla właściwości materiałowych betonu;

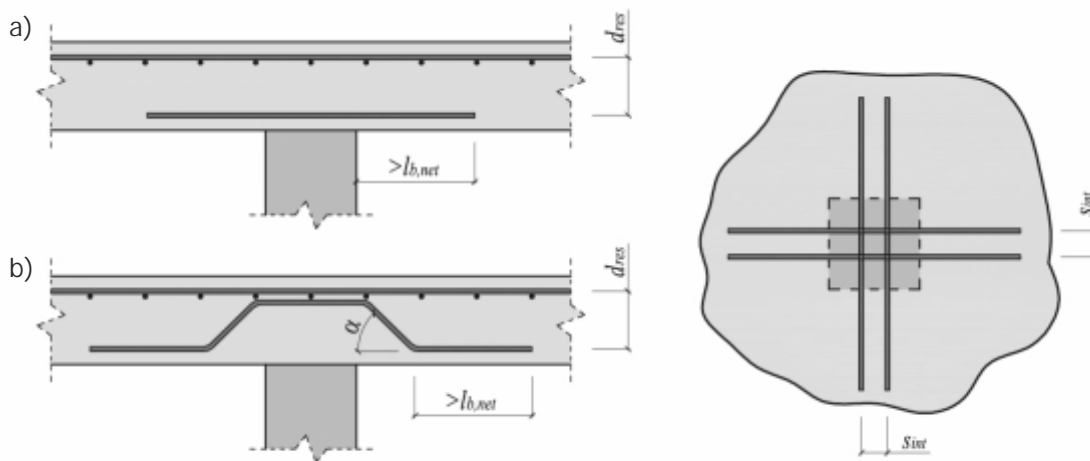
f_{ck} - charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu przy osiowym ściskaniu;

d_{res} - odległości od osi rodkiem do osi zbrojenia na zginanie i od osi rodkiem do osi zbrojenia zabezpieczającego (rys.29a, rys.29b);

b_{int} - obwód kontrolny, aktywny - dla zbrojenia zabezpieczającego cemu po przebiciu, może być obliczany jako:

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

gdzie sumowanie dotyczy grup prętów aktywnych na krawędzi pola podparcia, a s_{int} jest szerokością tej grupy prętów (rys.29).



Rys.29.

Rozkład zbrojenia przeciwko katastrofie postępującej wg [4]:
a) z prętów prostych, b) z prętów odgiętych (opis w tekście).

c) rekomendacje do normy amerykańskiej ACI 352.1R [1]

Kolejne edycje normy amerykańskiej w zakresie konstruowania dolnego zbrojenia pasm słupowych, wskazują na wzrost wiadomości i potrzeb coraz silniejszego zabezpieczania obiektów przed katastrofami postępującymi. Pierwotnie wymagano, aby co najmniej 50% zbrojenia doprowadzone było 70 mm poza linię krawędzi słupa, następnie (1989 r.) – aby co najmniej dwie cięgle wkładki przechodziły przez światło słupa, a ostatnio (od 2002 r.) powołując się na normę – aby wszystkie wkładki w paśmie słupowym, wynikłe z obliczeń w przekroju przelotowym, były doprowadzone do osi podpory i ucięte gładko.

Według rekomendacji [1] zbrojenie dla zwiększenia odporności układu konstrukcyjnego przeciwko katastrofie postępującej, powinno być określone według schematu przedstawionego na rys.30. Jeżeli rozpatrujemy połączenie wewnętrzne bez belek to dolne, ucięte gładko zbrojenie przechodzące nad słupem, w każdym głównym kierunku powinno mieć powierzchnię co najmniej równą:

$$A_{sm} = \frac{0,5w_u l_1 l_2}{\phi f_y}$$

gdzie:

A_{sm} – minimalna powierzchnia efektywnych, ciętych prętów dolnych, umieszczonych nad podporą, w każdym kierunku głównym;

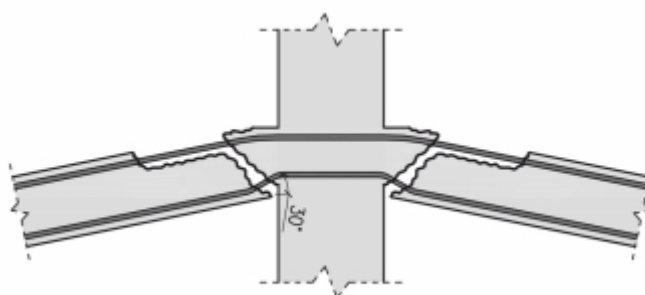
w_u – obliczeniowe obciążenie równomiernie rozłożone, nie mniejsze niż dwukrotny ciężar własny płyty;

l_1, l_2 – rozpiętość od rodka do rodka przelotowym w każdym kierunku głównym;

f_y – granica plastyczności stali;

$\phi = 0,9$.

Powierzchnia poprzeczna zbrojenia A_{sm} może być wg [1] zmniejszona do dwóch trzecich wartości, określonej na podstawie podanego wzoru, jeżeli analizowane jest krawędziowe połączenie płyta-słup lub do połowy tej wartości, w przypadku analizy narożnego połączenia płyta-słup. W przypadku, gdy obliczone wartości A_{sm} , w danym kierunku dla siedmiu przelotowych sił, należy do projektowania przyjąć większą wartość.



Rys.30.

Model połączenia podczas zniszczenia przez przebiecie [1] (opis w tekście).

Dolne pręty o polu powierzchni A , mogą zostać uznane [1] za cięte, jeżeli spełniają one:

1. łożone na zakład poza obrysem słupa w odległości $2l_d$ od niego, a minimalna długość połączenia na zakład jest równa l_d ;
2. kotwione w sposób mechaniczny, tu przy zewnętrznej powierzchni krawędziowej w taki sposób, aby umożliwić powstanie w zbrojeniu naprężeń plastycznych.

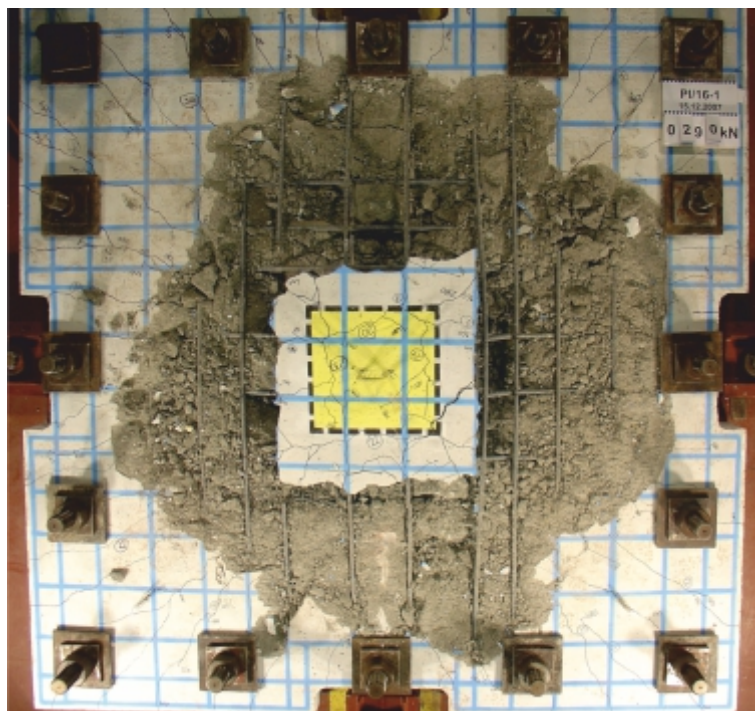
W powyższych założeniach należy przyjąć, że na połączenie działa siła obliczeniowa dla sytuacji wyjtkowych V_{Ed} , a wić siła określona przy najmniej korzystnej konfiguracji obciążeń zmiennych, przy zastosowaniu odpowiednich dla kombinacji wyjtkowej współczynników zwikszających, określonych w oparciu o PN-EN-1990:2004 [9].

8.3.3. Badania

Powyższe zalecenia opierają się raczej głównie na obserwacjach poawaryjnych stanów konstrukcji niż na szerszych badaniach eksperymentalnych zachowania się połączenia płyta-słup po przebiciu, które w wićskzoćci wykonywane są na modelach o skali pomniejszonej. Autorzy znaleli jedynie kilka artykułów o tej tematyce [19], [21], [22], [26]. Analiza przedstawionych rezultatów badań pozwala wysnuć następujące wnioski, które odnoszą się jedynie do wymienionych publikacji:

- Płyty stropowe bez zbrojenia wzmacniającego połączenie płyta-słup, po przebiciu ulegają natychmiastowemu kruchemu zniszczeniu, przy czym górne pręty zbrojeniowe są automatycznie wyrwane i następuje odspojenie otuliny z górnej powierzchni płyty.
- Przy zastosowaniu pola przekroju zbrojenia zabezpieczającego wg CSA A23.3-04 [5], nie uzyskano w żadnym z badanych modeli nośności prętów zbrojeniowych wićskzoćci na przebicie. Jedynie w jednym z modeli badawczych, w którym zbrojenie górne było zakotwione w modelu poprzez odgięcie jego końców ku dołowi modelu w postaci haków prostych pod kątem 90° , uzyskano wartość siły niszczącej zbrojenie o wartości 98% siły przebijającej.
- Wraz ze zwićkszaniem grubości płyty, a tym samym zwićkszaniem nośności na przebicie, spada efektywność zbrojenia zabezpieczającego połączenie płyta-słup po przebiciu.
- Przy zastosowaniu prętów przechodzących nad ładem słupa, przedłużonych o wartość $2l_d$ poza obrys słupa zgodnie z wymogami CSA A23.3-04 [5] oraz ACI 352.1R [1], nie nastąpiło ich oderwanie od dolnej powierzchni modelu po przebiciu.

Przeprowadzone w roku 2007 na Politechnice Łódzkiej badania [23], [24] (rys.31) wskazały, że założenia [3], [5] są raczej zbyt optymistyczne. Jakkolwiek były to badania mało liczne, obejmujące tylko dwa modele, to uzyskano w nich kąt zwićszenia do 22° , co wskazuje na stosunek $F/V_{Ed} \sim 2,5$.

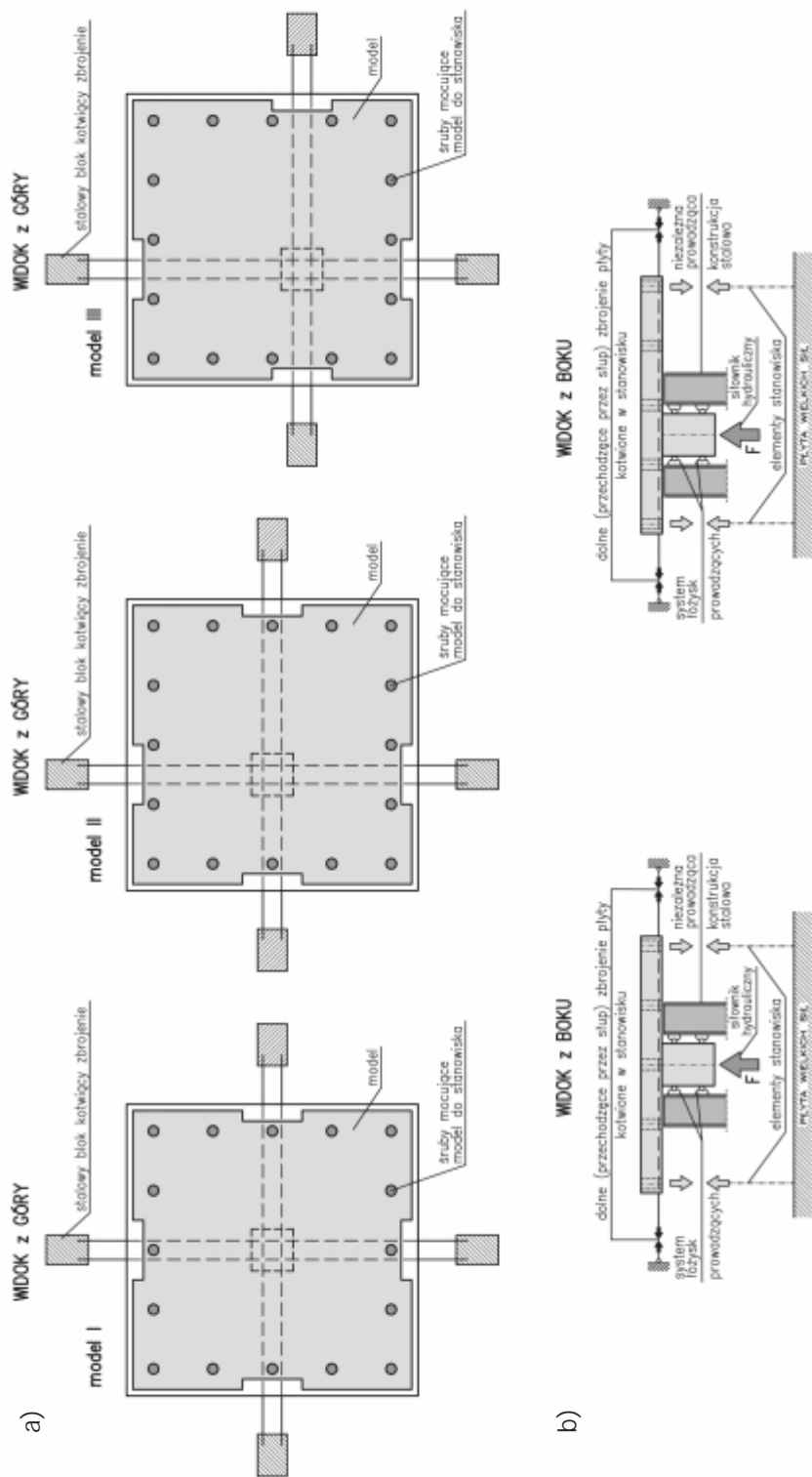


Rys.31.
Widok modelu strefy nadstępowej po przebicciu [23], [24].

Celem dokładniejszego rozeznania zagadnienia, podjęte zostały badania skierowane na bardziej szczegółową analizę zjawisk zachodzących w tego typu połączeniach konstrukcyjnych. Badania przeprowadzone na Politechnice Śląskiej w ramach grantu europejskiego POIG.01.01.02-10-106/09 [32], obejmowały wykonanie w skali naturalnej rzeczywistych, pełnotętelowych modeli połączenia płyta-słup, uwzględniających różne usytuowania słupa podpierającego w stosunku do płyty (rys.32 i rys.33):

- połączenie osiowe,
- połączenie z jednokierunkowym mimośrodem,
- połączenie z dwukierunkowym mimośrodem.

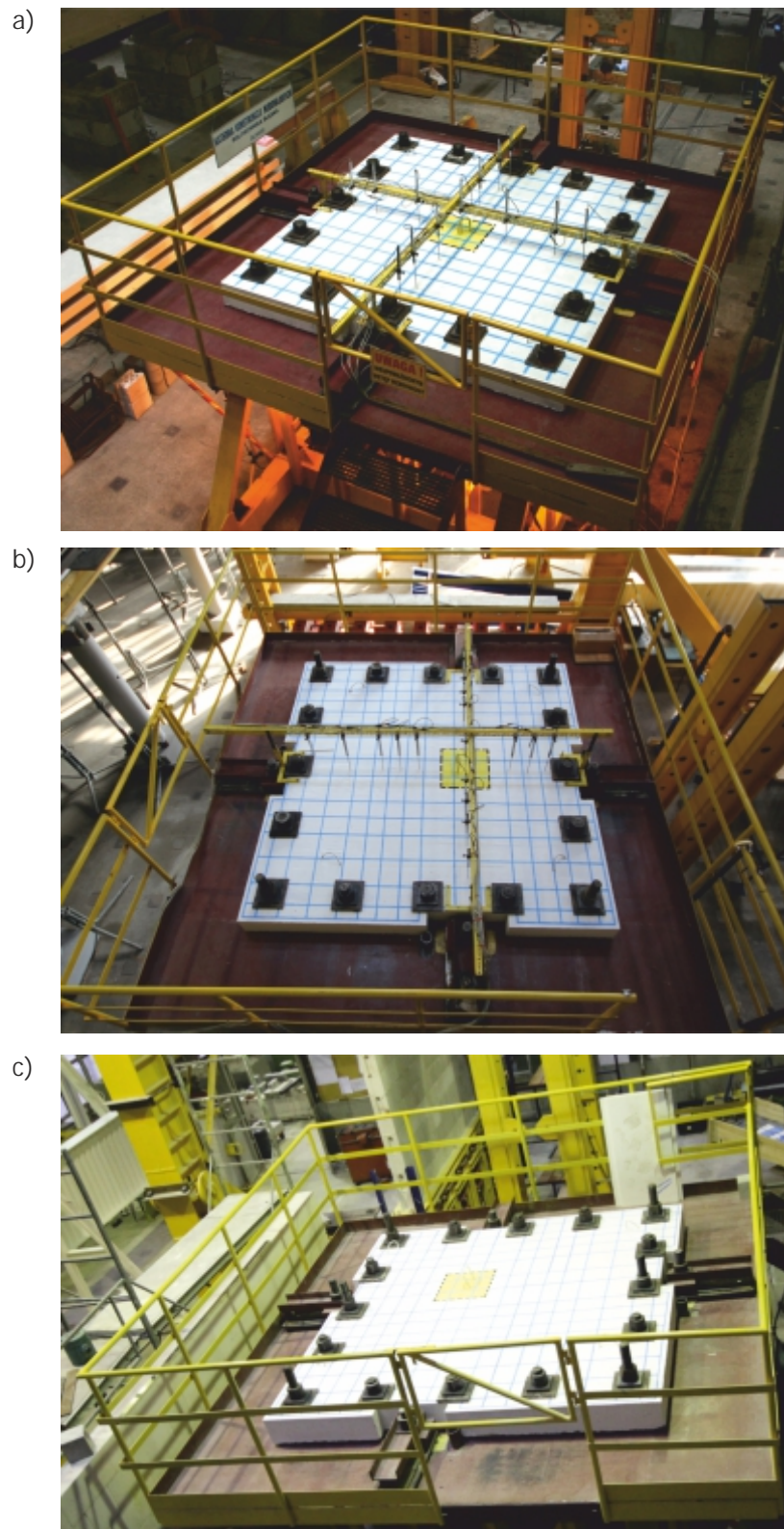
Na rys.34 zamieszczono zdjęcia przedstawiające kolejne etapy procesu niszczenia modelu z osiowo umieszczonym słupem.



Rys.32.

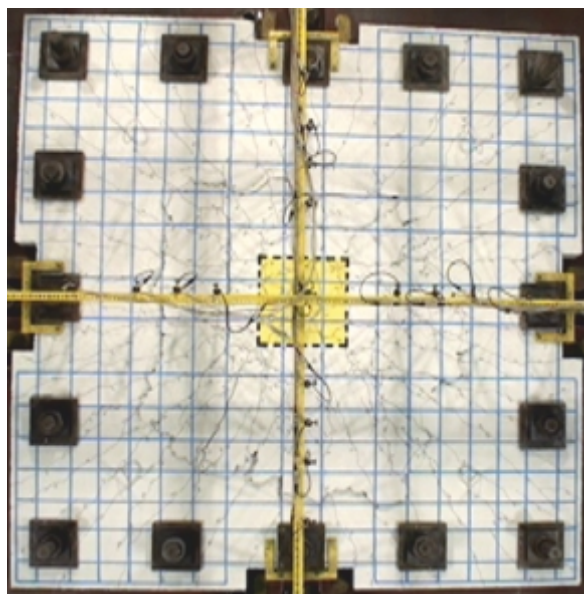
Schemat statyczny badania [32]:

- a) widok z góry - modele ostowe z jednokierunkowym mimo rodem i dwukierunkowym mimo rodem,
- b) widok z boku dla osi ze słupem usytuowanym osiowo i odpowiednio na mimo rodzie.

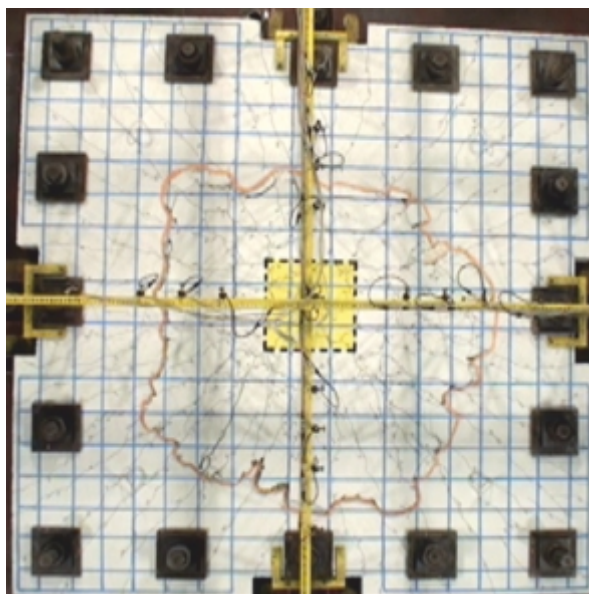


Rys.33.
Widok modeli [32] ze słupem usytuowanym:
a) osiowo, b) jednokierunkowo na mimo rodzie, c) dwukierunkowo na mimo rodzie.

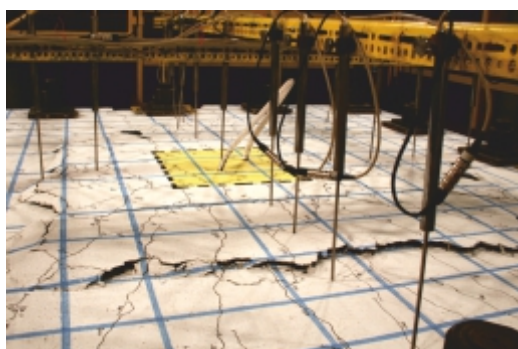
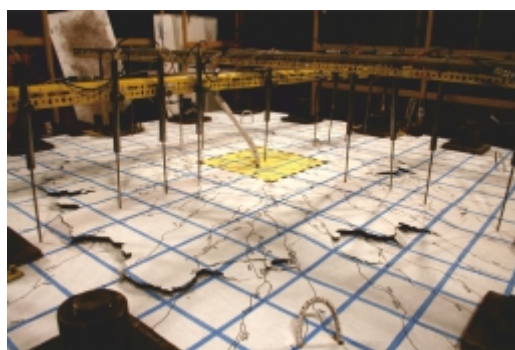
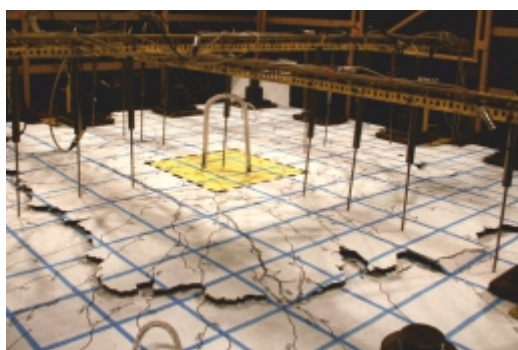
a)

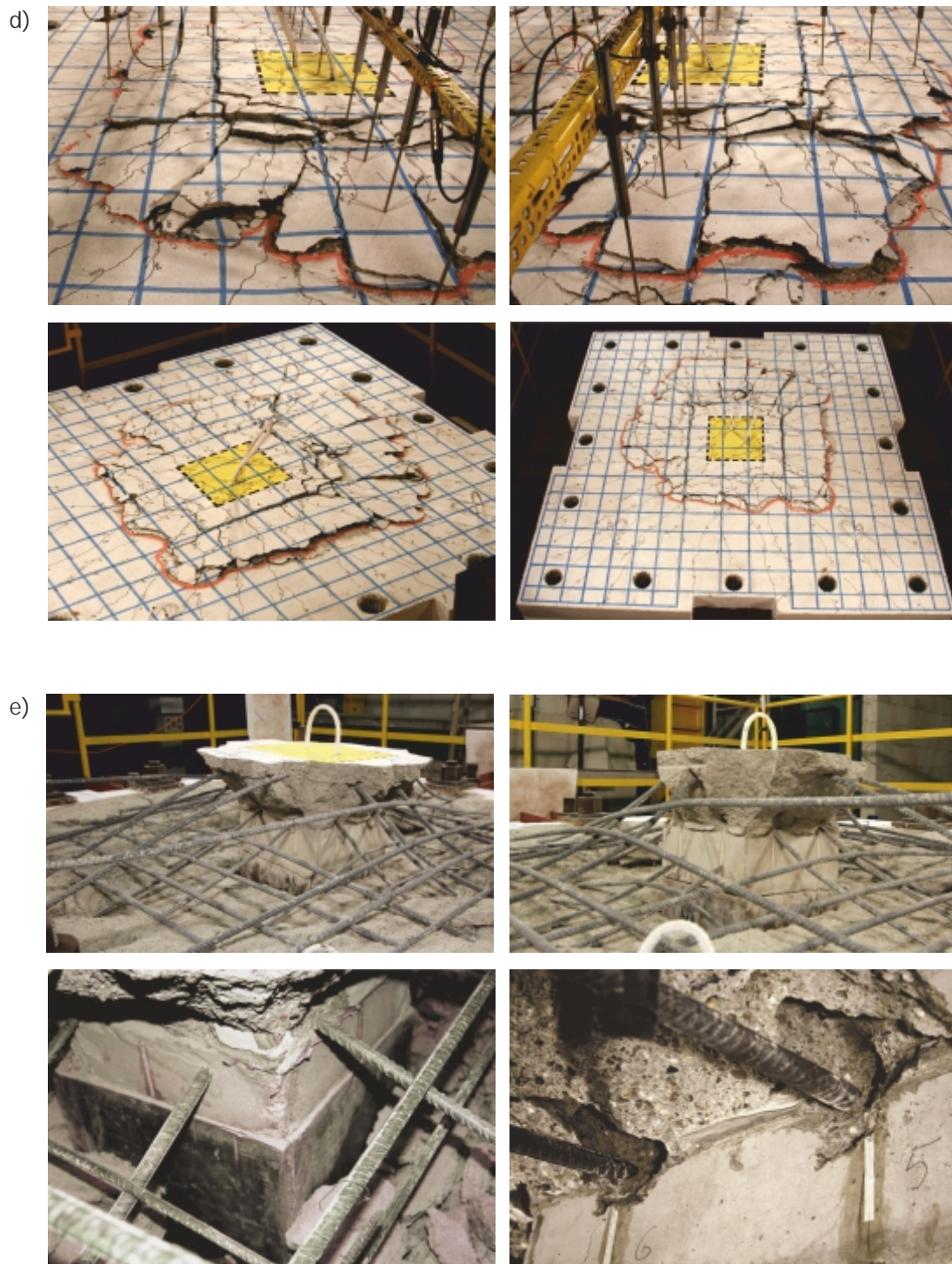


b)



c)





Rys.34.

Przykładowy proces niszczenia wybranego modelu [32]:

- a) widok obrazu zarysowania płyty przed przebiciem, b) widok wychodni sto ka przebicia, c) widok strefy przebicia, d) widok uszkodze na górnej powierzchni płyty po zniszczeniu, e) widok zerwanych pr tów zbrojenia dolnego.

8.3.4. Podsumowanie

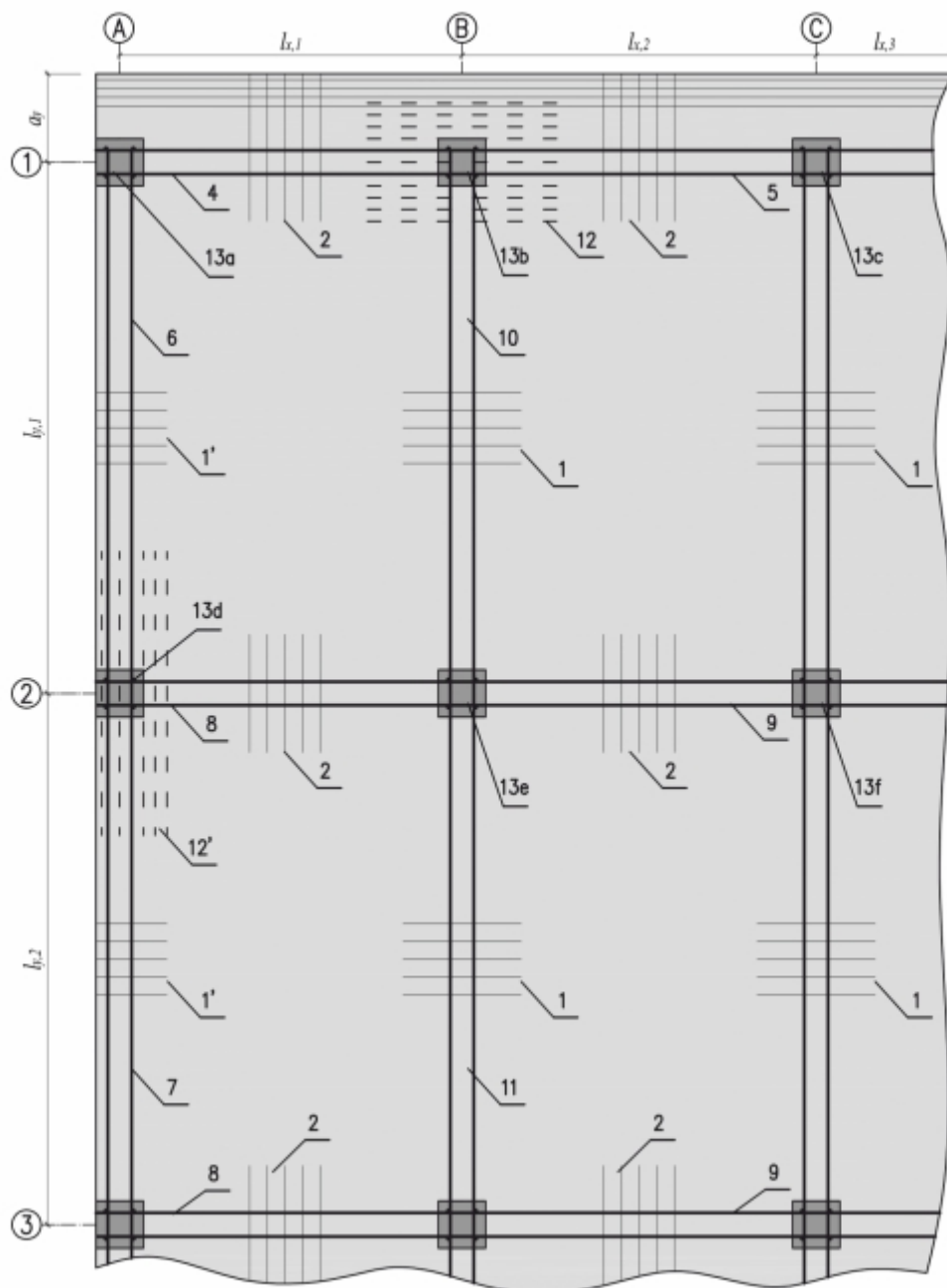
Na podstawie przeprowadzonych badań [33], [35], [36], obliczeń analitycznych [37] i analiz numerycznych [34], [38], stwierdzono, że:

- W czasie prowadzonych badań laboratoryjnych uzyskano wartości proporcji siły obciążającej do nośności zbrojenia w zakresie od 2,5 do ok. 2,9, w zależności od rodzaju badanego połączenia. We wzorach normowych m.in. w [4], [5] wartość tej proporcji przyjęto równą ~2,0, a wartości około 25÷45% mniejsze pokazują to wyniki badań.
- Różnica w wynikach pomiarów wzorami normowymi a wynikami badań bierze się przypuszczalnie głównie z faktu pominięcia dodatkowego zginania, jakie pojawia się w przeciętnym zbrojeniu w miejscu połączenia słupa z płytą. Wpływ ten w przebadanych sytuacjach wskazuje na zmniejszenie nośności tych prętów ze względu na dodatkowy efekt zginania na poziomie ok. 10–20 % w zależności od rednicy prętów.
- Zalecenia z norm nie są wystarczające:
 - Jedynie Model Code 2010 [4] zwraca uwagę na różnicę w nośności wynikającą z parametru cięgliwości stali zbrojeniowej. Przy stosowaniu stali klasy B, zaleca zwiększenie ilości stali o 32% w stosunku do klasy C. Ponadto praktycznie wyklucza stosowanie stali klasy A. Niestety norma nie podaje dokładnych wytycznych dla przypadków połączeń krawędziowych czy narożnych.
 - Uszczegółowienie wytycznych dla sytuacji połączenia krawędziowego oraz połączenia narożnego uwzględnia się jedynie w rekomendacjach do normy amerykańskiej [1].
 - Wszystkie normy podają wymóg ucięcia zbrojenia na całej jego długości, aby umożliwić podtrzymanie płyty stropowej nawet w przypadku odspojenia całej otuliny.

9. Podsumowanie

9.1. Rozmieszczenie zbrojenia w stropie

Na podstawie przedstawionego powyżej opisu oraz omówionych badań, na rys.35 przedstawiono w nawinięciu do przepisów normowych zasady kształtowania zbrojenia przeciw katastrofom postępującym. Opis poszczególnych rodzajów zbrojenia zamieszczono w tab.5.



Rys.35.
Propozycja zasad kształtowania zbrojenia przeciwko katastrofom postępującym (opis w tekście).

Tab.6.

Opis i sposób wyznaczania sił – uwagi dodatkowe (oznaczenia wielko ci geometrycznych wg rys.35).

Oznaczenie zbrojenia	Pole przekroju poprzecznego zbrojenia okre la si ze wzoru $A_{st} = \frac{F_i}{f_{yd}}$								
	gdzie: - F_i siła dla odpowiedniego numeru zbrojenia - f_{yd} obliczeniowa granica plastyczno ci stali								
1	Zbrojenie rozło one po długo ci (w tym przypadku rozwa ane s odległo ci $l_{y,1}$ oraz $l_{y,2}$). Warto siły okre la si ze wzoru: $F_1 = F_{tie,int} = 20 \text{ kN/(m szeroko ci)}$. Zbrojenie wymagane przez EC2. Jest to zbrojenie dodatkowe i słu y do uci glenia wkładek zbrojenia dolnego. Autorzy zalecaj ze wzgl dów po arowych da podwójn długo zakotwienia pomi dzy tymi pr tami zbrojenia, a dochodz cymi z prz seł pr tami zbrojenia prz słowego. W przypadku pr tów dochodz cych do kraw dzi (pr ty 1') ich zakotwienie powinno by wykonane w sposób mechaniczny lub poprzez odgi cie hakiem prostym do góry.								
2	analogicznie jak zbrojenie 1 – zamieniaj c oznaczenia y na x								
3	Zbrojenie rozło one na szeroko ci nie wi kszej ni 1,20 m od kraw dzi wspornika (wymiar a_y). W przypadku, gdy wspornik jest krótszy od 1,20 m zaleca si równomierne rozmieszczenie wkładek na całej szeroko ci wspornika. Warto siły okre la si ze wzoru: $F_3 = F_{tie,per} = l_i \times 10 \text{ kN/m}$, gdzie l_i jest długo ci prz sła skrajnego - w tym przypadku rozwa ana jest odległo $l_{x,1}$, $l_{x,2}$, $l_{x,3}$. Na całej długo ci wspornika zaleca si przy cie jednej warto ci siły okre lonej dla maksymalnej rozpi to ci. Zbrojenie wymagane przez EC2. Jest to zbrojenie dodatkowe. Jego zadaniem jest wytworzenie we wsporniku wie ca obwodowego. Wkładki powinny by uci glone na całej długo ci – zbrojenie mo e by ł czone poprzez zakłady.								
4	Zbrojenie zewn trzne wie cowe obwodowe. Warto siły okre la si jako maksimum z: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;"></td> <td>Warto siły wynikaj ca z mo liwo ci usuni cia słu pa w osiach B i 1 $F_4 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (a_y + 0,5l_{y,1})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Warto siły wynikaj ca z konieczno ci zachowania wi zi poziomych $F_4 = F_{tie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozwa ana jest odległo $l_{x,1}$)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Minimalna warto siły $F_4 = F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Warto siły wynikaj ca z konieczno ci przeniesienia obci e po przebicciu poł czenia płyta- słu p w osiach A i 1 $F_4 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times 0,5l_{x,1} \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$</td> </tr> </table> <p>Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzgl dnie powinno by uci glone na całej długo ci przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze wzgl dów po arowych zbrojenie to nie mo e by ł czone poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzgl dnie powinno składa si z co najmniej 2 pr tów wykonanych ze stali klasy C.</p>		Warto siły wynikaj ca z mo liwo ci usuni cia słu pa w osiach B i 1 $F_4 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (a_y + 0,5l_{y,1})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$		Warto siły wynikaj ca z konieczno ci zachowania wi zi poziomych $F_4 = F_{tie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozwa ana jest odległo $l_{x,1}$)		Minimalna warto siły $F_4 = F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$		Warto siły wynikaj ca z konieczno ci przeniesienia obci e po przebicciu poł czenia płyta- słu p w osiach A i 1 $F_4 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times 0,5l_{x,1} \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$
	Warto siły wynikaj ca z mo liwo ci usuni cia słu pa w osiach B i 1 $F_4 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (a_y + 0,5l_{y,1})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$								
	Warto siły wynikaj ca z konieczno ci zachowania wi zi poziomych $F_4 = F_{tie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozwa ana jest odległo $l_{x,1}$)								
	Minimalna warto siły $F_4 = F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$								
	Warto siły wynikaj ca z konieczno ci przeniesienia obci e po przebicciu poł czenia płyta- słu p w osiach A i 1 $F_4 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times 0,5l_{x,1} \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$								

5	<p>Zbrojenie zewnętrzne wieńcowe obwodowe.</p> <p>Wartości siły wynikają z momentu usunięcia słupa w osiach B i 1 $F_5 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (a_y + 0,5l_{y,1})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$</p> <p>Wartości siły wynikają z konieczności zachowania wiązki poziomych $F_5 = F_{tie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozważana jest odległość $l_{x,2}$)</p> <p>Minimalna wartość siły $F_5 = F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$</p> <p>Wartości siły wynikają z konieczności przeniesienia obciążenia po przebiegu połacie płyty-słup w osiach B i 1 $F_5 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$</p> <p>Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być ułożone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze względu na warunki zbrojenie to nie może być wykonane poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzględnie powinno składa się z co najmniej <u>2 prętów wykonanych ze stali klasy C.</u></p>
6	analogicznie jak zbrojenie 4 – zamieniając oznaczenia y na x
7	analogicznie jak zbrojenie 5 – zamieniając oznaczenia y na x
8	<p>Zbrojenie wewnętrzne wieńcowe obwodowe.</p> <p>Wartości siły wynikają z momentu usunięcia słupa w osiach B i 2 $F_8 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$</p> <p>Wartości siły wynikają z konieczności zachowania wiązki poziomych $F_8 = F_{tie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozważana jest odległość $l_{x,1}$)</p> <p>Minimalna wartość siły $F_8 = F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$</p> <p>Wartości siły wynikają z konieczności przeniesienia obciążenia po przebiegu połacie płyty-słup w osiach A i 2 $F_8 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times 0,5l_{x,1} \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})]$</p> <p>Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być ułożone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze względu na warunki zbrojenie to nie może być wykonane poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzględnie powinno składa się z co najmniej <u>2 prętów wykonanych ze stali klasy C.</u></p>

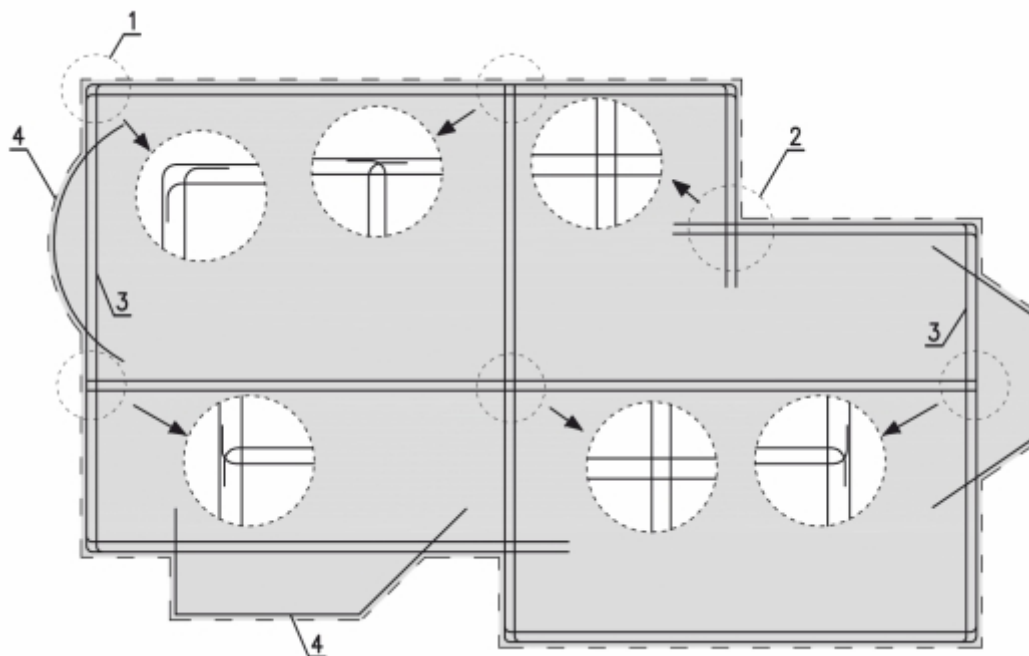
9	Zbrojenie zewnętrzne wieńcowe obwodowe.
Wartości określa się jako maksimum z:	Wartości wynikają z możliwości usunięcia słupa w osiach B i 2 $F_9 = F_x = 0,8 [(g_k + q_k) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})] \times (l_{x,1} + l_{x,2})$
	Wartości wynikają z konieczności zachowania wiązki poziomych $F_9 = F_{ie,per} = l_i \times 20 \text{ kN/m}$ (w tym przypadku rozważana jest odległość $l_{x,2}$)
	Minimalna wartość siły $F_9 = F_{ie,col} = 150 \text{ kN}$
	Wartości wynikają z konieczności przeniesienia obciążenia po przebiegu połączenia płyta-słup w osiach B i 2 $F_9 = 3,0 \times [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})]$
	Zbrojenie wymagane przez EC1-7 i EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być ułożone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Ze względu na dół paraboliczny zbrojenie to nie może być łukowe poprzez zakłady. Zbrojenie bezwzględnie powinno składa się z co najmniej 2 prętów wykonanych ze stali klasy C.
10	analogicznie jak zbrojenie 8 – zamieniając oznaczenia y na x
11	analogicznie jak zbrojenie 9 – zamieniając oznaczenia y na x
12	Górne zbrojenie podporowe o polu powierzchni zwiększonym o 20% w stosunku do typowego zbrojenia określonego na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i w całości wyjątkowo o wartości $0,3l_{x,1}$ i $0,3l_{x,2}$ poza obrys słupa. W przypadku prętów 12' zbrojenie powinno być w całości wyjątkowo o wartości $0,3l_{y,1}$ i $0,3l_{y,2}$ poza obrys słupa. Zwiększenie ilości tego zbrojenia nie jest wymagane przepisami normowymi. Jednak jak wykazały przeprowadzone badania, zapewnia ono odpowiedni poziom bezpieczeństwa konstrukcji po usunięciu słupa narożnego.
13	W przypadku ustrojów płytowo-słupowych, wymaga się, aby słupy przenosiły oddziaływania pionowe były zdolne do przeniesienia obciążeniowej, wyjątkowej siły rozciągającej. Przy tej do obciążenia siła rozciągająca powinna być równa największej reakcji od obciążenia stałych i zmiennych przyłożonej do słupa (ściany) z pojedynczej kondygnacji. Jest to równoznaczne z przecięciem słupa poniżej. Wartości określa się ze wzorów: $F_{13a} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1}) \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$ $F_{13b} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$ $F_{13c} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,2} + 0,5l_{x,3}) \times (a_y + 0,5l_{y,1})]$ $F_{13d} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1}) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})]$ $F_{13e} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,1} + 0,5l_{x,2}) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})]$ $F_{13f} = [(g_k + q_k) \times (0,5l_{x,2} + 0,5l_{x,3}) \times (0,5l_{y,1} + 0,5l_{y,2})]$ Zbrojenie wymagane przez EC2. Zbrojenie bezwzględnie powinno być ułożone na całej długości przez spawanie lub inny sposób mechaniczny. Zbrojenie bezwzględnie powinno składa się z co najmniej 4 prętów wykonanych ze stali klasy C.

9.2. Uwagi odno nie konstrukcji zbrojenia

9.2.1. Konstrukcja zbrojenia w wiecach

Jedną z wymienionych norm nie precyzuje, gdzie powinno być zlokalizowane zbrojenie słupowe. Jeśli jednak zważy się, że zbrojenie to powinno współpracować w sytuacji ustroju wtórnego, gdy nastąpiło zniszczenie słupa poniżej, to jest oczywiste, że zbrojenie słupowe powinno być usytuowane możliwie najniżej. Chodzi bowiem o to, aby zbrojenie to nie mogło oderwać się od konstrukcji i przenosić pełną siłę do zerwania.

Przy wykonywaniu – konstruowaniu wież poziomych w pierwszej kolejności zbrojenia stropów należy bezwzględnie założyć wież obwodowe zewnętrzne. Układ tego zbrojenia i jego zakłady (nr 1 wg rys.36) muszą być prowadzone w sposób właściwy dla wież ców. Dotyczy to w szczególności ców wszystkich naroży i wklęsłych (nr 2 wg rys.36). Jeśli poza podstawową krawędź budynku wystają niewielkie fragmenty (balkony, wykusze), to zbrojenie wiecowe prowadzi się także z pominięciem tych elementów (nr 3 wg rys.36). Oczywiście te wystające elementy powinny posiadać swoje niezależne zbrojenie obwodowe (nr 4 wg rys.36).



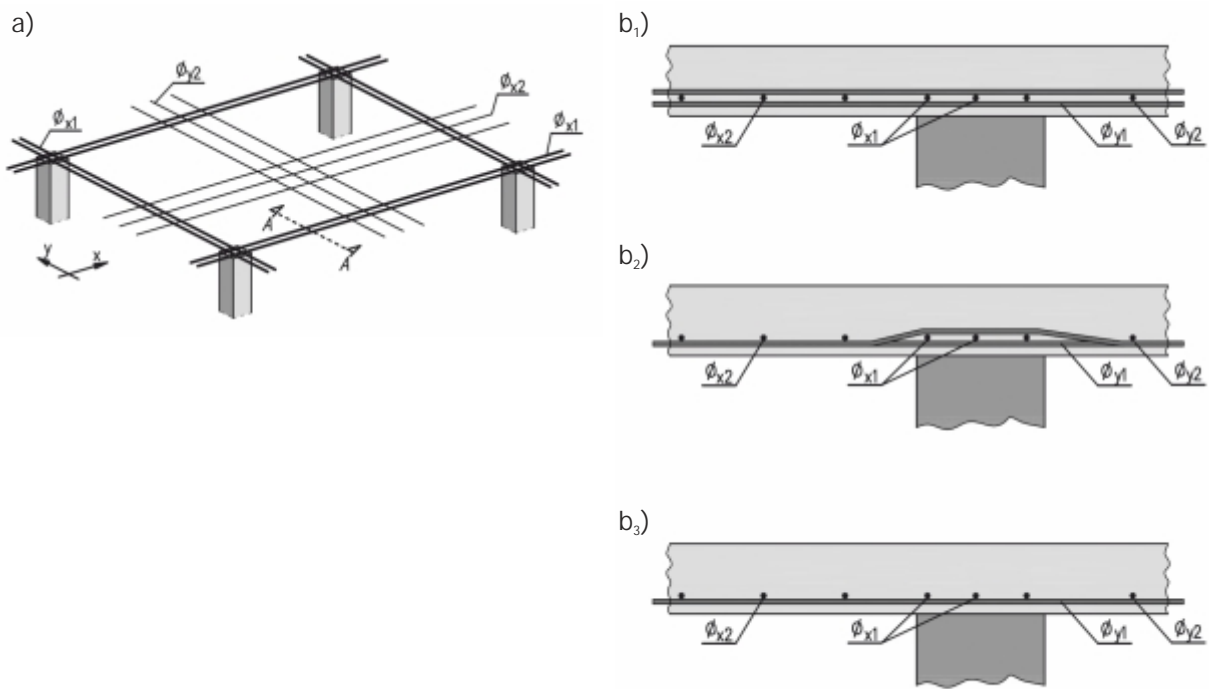
Rys.36.

Zasady prowadzenia zbrojenia wiecowego obwodowego w ustrojach płytowo słupowych (opis w tekście) [31].

9.2.2. Konstrukcja zbrojenie w prz słach

Poprawnym sposobem zbrojenia stref prz słowych jest założenie jako pierwszego (licząc od dołu) zbrojenia przechodzącego ponad słupami. Na tym zbrojeniu powinno się dopiero opierać pozostałe zbrojenie dolne (rys.37b₁). Ten sposób układania zbrojenia wymaga odgięcia zbrojenia jednej warstwy, aby nie doprowadzi do nadmiernego zwężenia otuliny, co jednak nie jest najwygodniejsze (rys.37b₂).

Niekiedy stosowane jest również układanie zbrojenia krzyżowego w dwóch warstwach (rys.37b₃). W takim przypadku, w sytuacji odpadnięcia otuliny, automatycznie wyłącza się jednak ze współpracy całe zbrojenie jednego kierunku (z wyjątkiem wkładek przechodzących nad słupem). Taka utrata otuliny jest sytuacją realną, np. w przypadku porażenia gwałtownie gaszonego woda, zaawansowanej korozji itp.



Rys.37.

Układanie zbrojenia w stropach płytowo-słupowych:

a) oznaczenia; b) sposoby rozłożenia zbrojenia (opis w tekście).

9.3. Uwagi ogólne autorów

Z omówionych sposobów zabezpieczenia konstrukcji płytowo-słupowej przed niekontrolowanym rozwojem katastrofy na uwagę zasługują dwie metody: „metoda giętna” oraz „metoda cięgnowa”. Metoda giętna zapewnia najwyższy poziom bezpieczeństwa ustroju po usunięciu słupa, a tym samym spełnia wymagania normy [13] w kwestii ograniczenia strefy uszkodzenia. Wadą tej metody jest znaczny koszt wynikający z konieczności nawet trzykrotnego zwiększenia ilości zbrojenia lub zwiększenia wymiarów przekrojów elementów. Zabezpieczenie konstrukcji metodą cięgową wymaga stosunkowo niewielkiego nakładu dodatkowego zbrojenia, czasami wręcz w ogóle go nie wymaga, jednakże w takim przypadku konieczna jest pewna ingerencja w sposób zbrojenia konstrukcji. Mankamentem tego rozwiązania jest dopuszczenie do znacznych odkształceń w strefie uszkodzenia elementu podporowego. Jeżeli tym uszkodzonym elementem podporowym jest słup, przemieszczeniu ulegną wszystkie słupy powyżej usunięcia tego. Ponadto sposób ten nie spełnia wymagającego z przepisów normy [13] ograniczenia strefy uszkodzenia. Ograniczenie strefy uszkodzenia w pionie ustroju może, przy tym sposobie zabezpieczenia, nastąpić jedynie przez wprowadzenie pieter technicznych zdolnych, w przypadku usunięcia dowolnego słupa, do przejścia całości obciążenia. Tego rodzaju nośniki pieter techniczne znalazły zastosowanie w niektórych bardzo wysokich budynkach.

Z przyczyn ekonomicznych należy się spodziewać, że w przypadku konstrukcji szkieletowych w najbliższej przyszłości stosować będziemy praktycznie jedynie sposób zabezpieczenia przy przyjęciu cięgowego (błonowego) modelu ich pracy. Sposób ten, przy wszystkich jego mankamentach, ogranicza rozwój katastrofy nie wymagając jednocześnie istotnego zwiększenia zbrojenia w ustroju. Pamiętaj jednak należy, że warunkiem, aby ten model pracy ustroju zadziałał w przypadku usunięcia słupa, konieczne jest zapewnienie właściwego połączenia prętów mających stanowić zastępczy ustrój cięgowy. Pręty te, jak to już podkreślano, mogą się urwać, ale nigdy nie mogą zostać wyrwane z konstrukcji. Oczywiście zbrojenie przeznaczone do pracy jako cięgna musi być wykonane ze stali o dużej ciągliwości (stal klasy C).

Na koniec jedna uwaga podstawowa. Jeżeli chodzi o konstrukcje płytowo – słupowe podlegające obciążeniom wyjątkowym, w szczególności usunięciu jednego ze słupów, dostarczony materiał do wiadczenia ma jedynie charakter incydentalny. Proponowane metody obliczeniowe, w tym usankcjonowane normowo, wynikają głównie z rozważań teoretycznych, przy braku weryfikacji do wiadczenia, dotyczących zarówno podstawowych fragmentów, jak i całych konstrukcji. Przy małej precyzji metod obliczeniowych istotnego znaczenia nabiera intuicja i do wiadczenia projektanta, w szczególności w stosunku do stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych.

10. Literatura

Normy

- [1] ACI 352.1R-89: Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures, American Concrete Institute, 1988.
- [2] BS 8110 Part 1:1997, Structural use of concrete. Part 1. Code of practice for design and construction.
- [3] CEB-FIB – Model Code 1990, Thomas Telford, London 1993
- [4] CEB-FIB – Model Code 2010: Final draft, Volume 1 and 2, Bulletin 65 and 66 of the fib Model Code for Concrete Structures.
- [5] CSA Standard A23.3-04, Canadian Standard Association, 2004.
- [6] International Building Code 2009, International Code Council INC.
- [7] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, elbetowe i spr one. Obliczenia statyczne i projektowanie, Grudzie 2002.
- [8] PN-82/B-02004 – Obci enia budowli. Obci enia zmienne technologiczne. Obci enia pojazdami.
- [9] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [10] PN-EN 1991-1-1:2004 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Cz 1-1: Oddziaływania ogólne. Ci ar obj to ciowy, ci ar własny, obci enia u ytkowe w budynkach.
- [11] PN-EN 1991-1-2:2006 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Cz 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach po aru.
- [12] PN-EN 1991-1-6:2007/AC:2008 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Cz 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.
- [13] PN-EN 1991-1-7:2008 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, Cz 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyj tkowe.
- [14] PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Cz 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [15] Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Offices Buildings and Major Modernization Projects, General Services Administration , June 2003
- [16] SIA 262: Construction en béton, 94 p., SIA , Zurich, Switzerland, 2003.
- [17] SN 505 262 Norm suisse, Construction en béton armé.
- [18] Unified Facilities Criteria (UFC) – Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Department of Defense USA, UFC 4-023-03, 25 January 2005.

Publikacje

- [19] Aoude H., Cook W.D., Mitchell D.: Two-way slab parking structures in Canada, Concrete International, 2013.
- [20] Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi. Projektowanie konstrukcji i obliczenia, Praca zbiorowa: Kier. Zespołu. B. Lewicki, Arkady, Warszawa, 1979.
- [21] Habibi F., Redi E., Cook W.D., Mitchell D.: Assessment of CSA A23.3 structural integrity requirements for two-way slabs. Canadian Journal of Civil Engineering, 39, 2012.
- [22] Habbii F., Cook W.D., Mitchell D.: Predicting post-punching shear response of slab-column connections, ACI Structural Journal, 2014.tion, 2004.
- [23] Jasi ski R., Kupczyk R., Starosolski W., Wieczorek M.: Badania elbetowych poł cze płyta-słup w stadium awaryjnym. In ynieria i Budownictwo, nr 9/2009.
- [24] Jasi ski R., Kupczyk R., Starosolski W., Wieczorek M.: Badania no no ci strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych po przebicciu, LIV Konferencja Naukowa Komitetu In ynierii L dowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Wrocław - Krynica, 2008.
- [25] Kobiela S., Tatko R.: Metody projektowania budynków elbetowych o zwi kszoney odporno ci na obci enia wyj tkowe, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Czasopismo Techniczne z.6. Budownictwo, z. 2-B, 2007.
- [26] Mirzaei, Y.: Post-punching behavior of reinforced concrete slabs. Ph.D. thesis, School of Architecture, Civil and Environmental Engineering, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Switzerland, 2010.

- [27] Neville A.M.: Właściwość betonu, Arkady, Warszawa, 1977.
- [28] Ochrona budynków przed zagrożeniem wybuchem gazu, Praca zbiorowa pod redakcją Pawła Krzyszolika, Główny Instytut Górnictwa, Katowice, 2002.
- [29] Rawska-Skotniczy A.: Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według eurokodów, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2013.
- [30] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych, tom. 2, wyd. 14. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa 2013.
- [31] 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.
- [32] Starosolski W., Pajk Z. Wieczorek B., M. Wieczorek M.: Raport naukowy z realizacji celów naukowo-badawczych „MILESTONES”, okres realizacji: 2010-2012. (materiały niepublikowane)
- [33] 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*, Vol. 57, 2013.
- [34] Wieczorek B.: Load-bearing capacity of reinforcing bars in the zone of the slab-column connection determined experimentally and in the result of numerical calculations, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013.
- [35] Wieczorek B.: Idea of a simplified model to determination of the load capacity of and inner slab-column connection after its punching, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013.
- [36] Wieczorek B.: Experimental tests for the analysis of a load-bearing capacity of an internal slab-column connection after its punching at various positions of the column, *Advanced Materials Research*, Vol. 969, 2014.
- [37] Wieczorek B.: Theoretical algorithm to assess the values of the breaking load of bars situated in the supporting zone of the slab-column connection, 20th International Conference "Engineering Mechanics", Svratka, Czech Republic, May 12-15, 2014.
- [38] Wieczorek B.: Numerical model and the geometrical and material imperfection of the test model on the example of experimental investigations of a punching in the central connection of the slab with the column, 12th International Conference "New Trends in Statics and Dynamics of Buildings", Bratislava, Slovakia, October 16-17, 2014.
- [39] 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, CPJS Centrum Promocji Jakości Stali*, 2013, <http://www.cpjs.pl/wp-content/uploads/2013/10/biuletyn-5-korekta.pdf>
- [40] Wieczorek M.: Nośność ustroju płytowo-słupowego w przypadku awaryjnego zniszczenia narożnej podpory. Rozprawa doktorska. Politechnika Śląska. Wydział Budownictwa. Gliwice, 2012.
- [41] Wieczorek M.: Influence of amount and arrangement of reinforcement on the mechanism of destruction of the corner part of a slab-column structure, *Procedia Engineering*, Vol. 57, 2013.
- [42] Wieczorek M.: Investigations concerning the corner part of the reinforced concrete structure in the emergency of removing the corner support, *Procedia Engineering*, Vol. 65, 2013.
- [43] Wieczorek M.: Comparison experimental tests of behavior of the slab-column structure after removal of the corner support with the simplified models describing the mechanism of destruction, *Advanced Materials Research*, Vol. 969, 2014.
- [44] Wieczorek M.: Numerical analysis of the deformation of the corner part of slab-column structures, 20th International Conference "Engineering Mechanics", Svratka, Czech Republic, May 12-15, 2014.
- [45] Wieczorek M.: Theoretic-strength model of the destruction of the corner part of a slab-column structure, 26th Symposium „Experimental Mechanics of Solids”, Jachranka, October 22÷25, 2014.
- [46] 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.

- [47] Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania si narowego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo-słupowych zbrojonego stal EPSTAL o wysokiej ci gliwo ci w sytuacji awaryjnej wywołanej usuni ciem podpory, Biuletyn techniczny nr 4, CPJS Centrum Promocji Jako ci Stali, 2012. <http://www.cpjs.pl/wp-content/uploads/2012/01/CPJS-Biuletyn-nr-4.pdf>
- [48] Zeszyty edukacyjne Buildera. Zeszyt 1 Podstawy projektowania konstrukcji budowlanych, Oddziaływania na konstrukcje oraz Projektowanie konstrukcji stalowych.

Strony internetowe

- [49] <http://civildigital.com/punching-shear-punching-shear-flat-slabs/>
- [50] http://en.wikipedia.org/wiki/Ronan_Point
- [51] <http://failures.wikispaces.com/Bailey%27s+Crossroads+-+Skyline+Plaza>
- [52] http://matdl.org/failurecases/Building_Collapse_Cases/Skyline_Plaza_at_Bailey%27s_Crossroad.html

Stal EPSTAL – właściwości i dane do projektowania

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

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

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

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

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