

**OCENA ODPORNOŚCI OGNIOWEJ
CZĘŚCIOWO ZABEZPIECZONYCH
STROPÓW ZESPOLONYCH:
PODSTAWY INŻYNIERSKIE
(FRACOF)**

Spis treści

	Strona Nr
1	WPROWADZENIE 1
2	PROGRAM BADAŃ OGNIOWYCH W CARDINGTON 2
2.1	Program badawczy 2
2.2	Badanie 1: Belka utwierdzona 3
2.3	Badanie 2: Rama płaska 5
2.4	Badanie 3: Narożnik 7
2.5	Badanie 4: Narożnik 9
2.6	Badanie 5: Duże pomieszczenie 10
2.7	Badanie 6: Badanie demonstracyjne biura 12
2.8	Badanie 7: Pomieszczenie środkowe 15
2.9	Uwagi ogólne dotyczące obserwowanego zachowania 18
3	BADANIA OGNIOWE PARKINGÓW SAMOCHODOWYCH, FRANCJA 19
4	DANE DOTYCZĄCE POŻARÓW I BADAŃ W INNYCH KRAJACH 25
4.1	Broadgate 25
4.2	Budynek Churchill Plaza, Basingstoke 27
4.3	Australijskie badania ogniowe 28
4.4	Niemieckie badanie ogniowe 31
4.5	Prace badawcze w warunkach temperatury normalnej 32
4.6	Prace badawcze w podwyższonej temperaturze 33
5	UPROSZCZONA METODA PROJEKTOWANIA 34
5.1	Wprowadzenie do teorii plastycznych linii załomów i oddziaływań membranowych 34
5.2	Obliczenia nośności stropów zespolonych zgodnie z uproszczoną metodą projektowania 39
5.3	Zniszczenie betonu przy ściskaniu 52
6	ROZWINIĘCIE WYTYCZNYCH DO PROJEKTOWANIA 53
6.1	Założenia projektowe 53
6.2	Kryterium zniszczenia 54
6.3	Metodologia projektowania 59
6.4	Projektowanie belek obwodowych o odporności ogniowej 60
6.5	Analiza termiczna 68
7	BADANIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ SYSTEMU STROPÓW ZESPOLONYCH W PEŁNEJ SKALI 74
7.1	ZAKRES 74
7.2	Badanie FRACOF 74
7.3	Program badania ogniowego COSSFIRE 89
8	PARAMETRYCZNE BADANIA NUMERYCZNE 100
8.1	Zakres 100
8.2	Weryfikacja modelu numerycznego 100
8.3	Parametryczne badania numeryczne z użyciem standardowej krzywej temperatura-czas 105
8.4	Wnioski 120
9	Bibliografia 121

STRESZCZENIE

Badania ogniowe w dużej skali przeprowadzone w szeregu krajach i obserwacje rzeczywistych pożarów budynków pokazały, że właściwości ogniowe budynków o szkieletowej konstrukcji zespolonej są znacznie lepsze niż wykazywane w badaniach odporności ogniowej poszczególnych elementów. Jest jasne, że w nowoczesnych budynkach o stalowej konstrukcji ramowej występują duże rezerwy odporności ogniowej oraz że normowe badania odporności ogniowej na pojedynczych nieutwierdzonych elementach nie dają satysfakcjonującego wskaźnika właściwości takich konstrukcji.

W wyniku obserwacji i analizy badań ogniowych budynków w dużej skali przeprowadzonych w BRE Cardington w 1995 i 1996 roku, opracowano prosty model projektowy oparty na pracy membranowej stropu zespolonego stalowo-betonowego, który umożliwia projektantom wykorzystanie odporności ogniowej tkwiącej w zespolonej płycie stropowej bez potrzeby uciekania się do złożonej analizy metodą elementów skończonych całościowego zachowania budynku. Tym niemniej, ze względu na swe szczególne cechy, ta innowacyjna koncepcja projektowania pozostaje nadal nieznaną większości inżynierom i władzom. W rezultacie, aby dostarczyć niezbędne informacje źródłowe, opracowano niniejszy dokument techniczny tak, aby pomóc czytelnikowi w łatwiejszym zrozumieniu podstaw rekomendacji projektowych powyższego prostego modelu projektowego.

W niniejszym dokumencie technicznym wyjaśniono podstawy teoretyczne prostego modelu projektowego i jego rozwój w zastosowaniach do inżynierii pożarowej. Przedstawiono również istotny przegląd istniejących wyników badań ogniowych przeprowadzonych w budynkach w pełnej skali na całym świecie oraz streszczono odpowiednie dane z badań. Zamieszczono także informacje dotyczące zachowania budynków wielokondygnacyjnych w pożarach. Z drugiej strony dokument podaje szczegółowy opis badań ogniowych w dużej skali dla systemów stropów zespolonych poddanych długotrwałemu oddziaływaniu ogniowemu według krzywej ISO, które dostarczają więcej dowodów prawidłowości prostego modelu projektowego. Bezpieczeństwo stosowania prostego modelu projektowego jest również jasno zilustrowane poprzez porównanie z parametrycznym studium numerycznym przeprowadzonym za pomocą zaawansowanych modeli obliczeniowych.

1 WPROWADZENIE

Badania ogniowe w dużej skali przeprowadzone w szeregu krajach i obserwacje rzeczywistych pożarów budynków pokazały, że właściwości ogniowe budynków o szkieletowej konstrukcji zespolonej ze stropami zespolonymi (płyty betonowe połączone z belkami stalowymi przy pomocy łączników sworzniowych z łbami) są znacznie lepsze niż wykazywane w normowych badaniach odporności ogniowej płyt zespolonych lub belek zespolonych badanych jako odrębne elementy konstrukcyjne. Jest jasne, że w nowoczesnych budynkach o stalowej konstrukcji ramowej są duże rezerwy odporności ogniowej oraz że normowe badania odporności ogniowej na pojedynczych nieutwierdzonych elementach nie dają satysfakcjonującego wskaźnika faktycznych właściwości takich konstrukcji.

Analiza wykazuje, że te znakomite właściwości ogniowe są wynikiem rozwoju rozciągających oddziaływań membranowych w zbrojonej płycie betonowej i efektu łańcuchowego w belkach stalowych.

W wyniku powyższych obserwacji i analizy w Zjednoczonym Królestwie została opracowana nowa koncepcja projektowania z uwagi na warunki pożarowe nowoczesnych wielokondygnacyjnych budynków o szkielecie stalowym. W 2000 roku po raz pierwszy opublikowano przewodnik projektowania i oprogramowanie wspomagające projektowanie zespolonych płyt stropowych oparte na tej metodzie. Wiele budynków w Zjednoczonym Królestwie skorzystało od tej pory na zastosowaniu prostej metody projektowej, w wyniku ograniczenia kosztów zabezpieczenia ogniochronnego⁽¹⁾.

Koncepcja projektowania pozwala projektantom wykorzystać całościowe zachowanie budynku umożliwiając pozostawienie niektórych elementów niezabezpieczonych, przy zachowaniu poziomu bezpieczeństwa oczekiwanego od w pełni zabezpieczonych konstrukcji. Metoda projektowa umożliwia ocenę odporności ogniowej częściowo zabezpieczonych stropów zespolonych przy oddziaływaniu pożaru naturalnego lub standardowego. To ostatnie ma szczególne znaczenie ponieważ oznacza, że koncepcja projektowania może być stosowana przez inżynierów projektantów bez potrzeby sięgania po specjalistyczną wiedzę z zakresu inżynierii pożarowej.

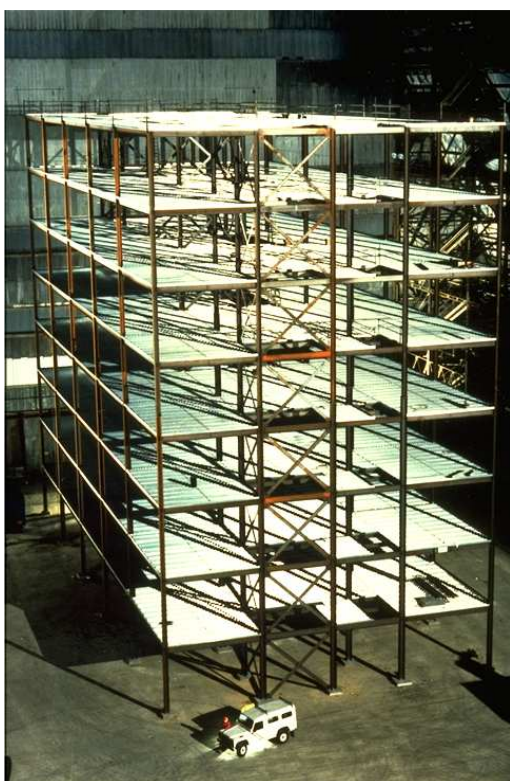
Chociaż szeroko stosowane w Zjednoczonym Królestwie, podwyższenie odporności ogniowej zapewniane przez oddziaływania membranowe i łańcuchowe, jest nadal bardzo nową koncepcją dla większości inżynierów i władz ustawodawczych w Europie. Aby poinformować te grupy potencjalnych użytkowników, niniejszy dokument ma na celu dostarczenie kompletu mocnych podstaw technicznych dla tej koncepcji projektowania, składającego się z:

- przeglądu dostępnych danych dotyczących zachowania konstrukcji zespolonych w badaniach ogniowych w dużej skali oraz w pożarach budynków;
- szczegółowego wyjaśnienia podstaw teoretycznych prostego modelu projektowego dla systemów stropów zespolonych;
- opisu podstawowych założeń przyjętych w prostym modelu projektowym do oceny odporności ogniowej systemów stropów zespolonych stalowo-betonowych;
- szczegółów demonstracyjnego badania ogniowego zespolonego stalowo-betonowego systemu stropowego w pełnej skali według EN 1365-2, przy zastosowaniu standardowej krzywej temperatura – czas, trwającego dłużej niż 120 minut;
- szczegółowych parametrycznych analiz numerycznych, służących weryfikacji danych wyjściowych dla prostego modelu projektowego.

2 PROGRAM BADAŃ OGNIOWYCH W CARDINGTON

2.1 Program badawczy

We wrześniu 1996, w Zjednoczonym Królestwie, w Laboratorium Building Research Establishment w Cardington został zakończony program badań ogniowych. Badania zostały przeprowadzone na ośmiokondygnacyjnym budynku o stalowej szkieletowej konstrukcji zespolonej, który został zaprojektowany i zbudowany, jako typowy wielokondygnacyjny budynek biurowy. Celem badań było sprawdzenie zachowania rzeczywistej konstrukcji w warunkach pożaru rzeczywistego i zebranie danych, które umożliwiłyby weryfikację analizy konstrukcji w warunkach pożarowych wykonanej przy pomocy programów komputerowych.

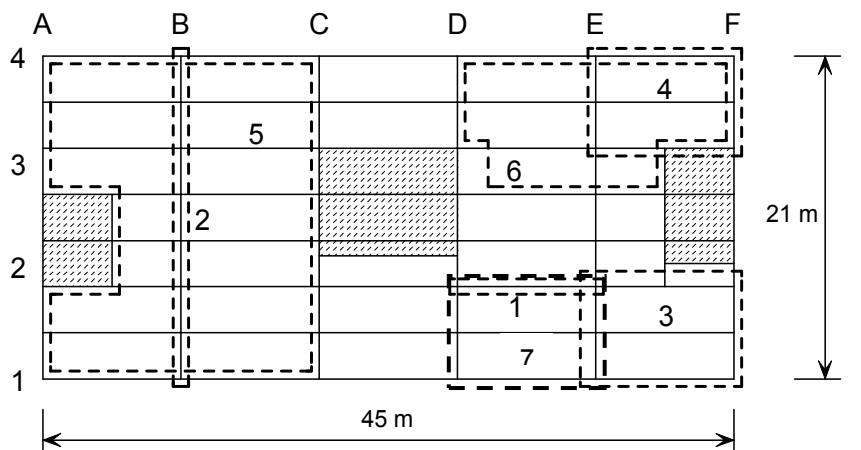


Rysunek 2.1 *Budynek badawczy w Cardington przed betonowaniem stropów*

Budynek badawczy (patrz Rysunek 2.1) został zaprojektowany w sposób stanowiący przykład powszechnie spotykanych w Zjednoczonym Królestwie konstrukcji stężonych pracujących przy typowych poziomach obciążenia. W rzucie budynek miał powierzchnię 21 m x 45 m i ogólną wysokość 33 m. Belki zostały zaprojektowane, jako swobodnie podparte, zespolone z płytą stropową o grubości 130 mm. Normalnie, od budynku tego typu wymagana byłaby 90-minutowa odporność ogniowa. W połączeniach belek zostały użyte blachy zakładkowe zaś w połączeniach belek ze słupami - elastyczne blachy czołowe. Konstrukcja została obciążona workami z piaskiem rozłożonymi na każdym stropie, aby symulować typowe obciążenie biurowe.

W ramach programu badawczego zrealizowano dwa projekty. Jeden projekt był finansowany przez Corus (poprzednio British Steel) oraz Europejską Wspólnotę Węgla i Stali (ECSC);

drugi był finansowany przez Rząd Zjednoczonego Królestwa poprzez Building Research Establishment (BRE). Inne organizacje, które były zaangażowane w programie badawczym to Sheffield University, TNO (Holandia), CTICM (Francja) i The Steel Construction Institute. Badania ogniowe miały miejsce pomiędzy styczniem 1995 i czerwcem 1996. Badania zostały przeprowadzone na różnych kondygnacjach; lokalizacje każdego badania pokazano na planie kondygnacji na Rysunek 2.2.



- | | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| 1. Belka zamocowana (ECSC) | 4. Naroże (BRE) |
| 2. Rama płaska (ECSC) | 5. Duże pomieszczenie (BRE) |
| 3. Naroże (ECSC) | 6. Pomieszczenie biurowe (□CSC) |
| 7. Pomieszczenie centralne (CTU) | |

Rysunek 2.2 Lokalizacje badań

Badanie 1 obejmowało pojedynczą drugorzędną belkę wraz z otaczającą ją płytą stropową, które były nagrzewane przy pomocy zbudowanego w tym celu pieca opalanego gazem. Nagrzewanie w badaniu 2 było również realizowane przy pomocy gazu i było prowadzone na ramie płaskiej rozpiętej w poprzek budynku na jednej kondygnacji; badanie obejmowało belki główne i stowarzyszone z nimi słupy. Badania 3 i 4 obejmowały pomieszczenia różnych rozmiarów poddane, w każdym przypadku, oddziaływaniu pożaru naturalnego pochodzącego od stosów drewna. Słupy w tych badaniach były zabezpieczone aż do spodu płyty stropowej zaś belki i płyta stropowa pozostały niezabezpieczone. Badanie 6 było badaniem demonstracyjnym, w którym jako obciążenie ogniowe użyto mebli i wyposażenia typowego dla nowoczesnych biur i wywołującego najpoważniejszy pożar.

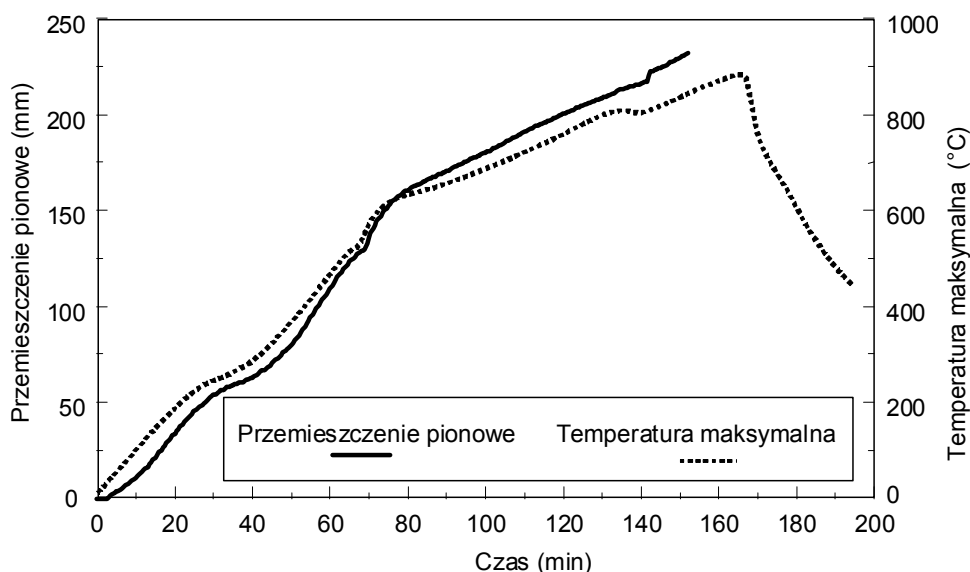
Szczegółowy opis badań został opublikowany⁽¹⁾. Pełne dane z badania, w formie elektronicznej wraz z towarzyszącymi planami rozmieszczenia instrumentów pomiarowych w badaniach są dostępne: dla badań 1, 2, 3 i 6 w Corus RD&T (Swinden Technology Centre) oraz dla badań 4 i 5 w BRE^(3,4).

2.2 Badanie 1: Belka utwierdzona

Badanie zostało przeprowadzone na siódmej kondygnacji budynku. W celu nagrzania drugorzędnej belki (D2/E2) rozpiętej pomiędzy dwoma słupami oraz części otaczającej jej konstrukcji, został zaprojektowany i zbudowany piec opalany gazem, o długości 8,0 m i szerokości 3,0 m. Belka była nagrzewana w środkowej 8-metrowej części jej 9-metrowej długości, a zatem pozostawiając połączenia relatywnie zimne. Celem badania było zbadanie zachowania nagrzewanej belki otoczonej przez nienagrzewaną płytę stropową i zbadanie efektu utwierdzenia nienagrzewanych części konstrukcji.

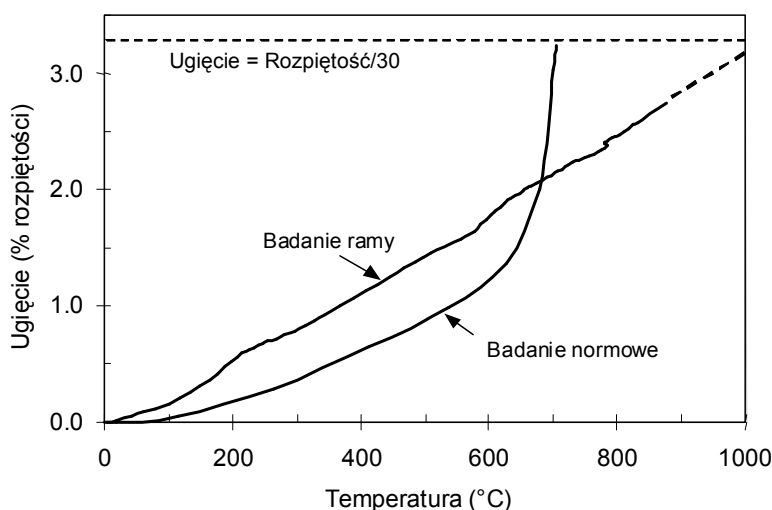
Belka była nagrzewana z prędkością pomiędzy 3 a 10°C na minutę do momentu zarejestrowania temperatury sięgającej 900°C. W najwyższym punkcie temperatury, wynoszącym 875°C w dolnej półce, ugięcie w środku rozpiętości wyniosło 232 mm

(rozpiętość/39) (patrz Rysunek 2.3). Podczas stygnięcia ugięcie w środku rozpiętości powróciło do 113 mm.



Rysunek 2.3 *Przemieszczenie w środku rozpiętości i temperatura maksymalna w badaniu belki utwierdzonej*

Kontrast pomiędzy zachowaniem tej belki a podobnej niezabezpieczonej belki w normowym badaniu ogniowym przy podobnym obciążeniu⁽⁵⁾ pokazano na Rysunku 2.4. Przemieszczenie „startowe” typowe dla swobodnie podpartych belek w badaniu normowym nie wystąpiło w przypadku belki w ramie budynku, pomimo, że w temperaturze około 900°C stal konstrukcyjna zachowuje tylko około 6% swojej granicy plastyczności w temperaturze normalnej.



Rysunek 2.4 *Przemieszczenie w środku rozpiętości i temperatura maksymalna w normowym badaniu ogniowym i w badaniu belki utwierdzonej*

Podczas badania, wystąpiło lokalne wyboczenie na obu końcach badanej belki, w pobliżu ściany pieca (patrz Rysunek 2.5).



Rysunek 2.5 *Wyboczenie półki w belce utwierdzonej*

Ocena wizualna belki po badaniu pokazała, że połączenia na blachy czołowe na obu końcach belki popękały w pobliżu, choć na zewnątrz, strefy spawania poddanej oddziaływaniu ciepła po jednej stronie belki. Było to spowodowane termicznym skróceniem belki podczas stygnięcia, które generuje bardzo duże siły rozciągające. Choć blacha ścięła się w dół jednostronnie, mechanizm ten złagodził wywołane odkształcenia rozciągające, natomiast blacha po drugiej stronie belki zachowała swoją integralność i w ten sposób zapewniła nośność na ścinanie belki. Pękanie blachy można zidentyfikować na podstawie odczytów odkształceń, które wskazują, że podczas stygnięcia, wystąpiło raczej narastające w czasie powiększanie się szczeliny niż gwałtowne pęknięcie.

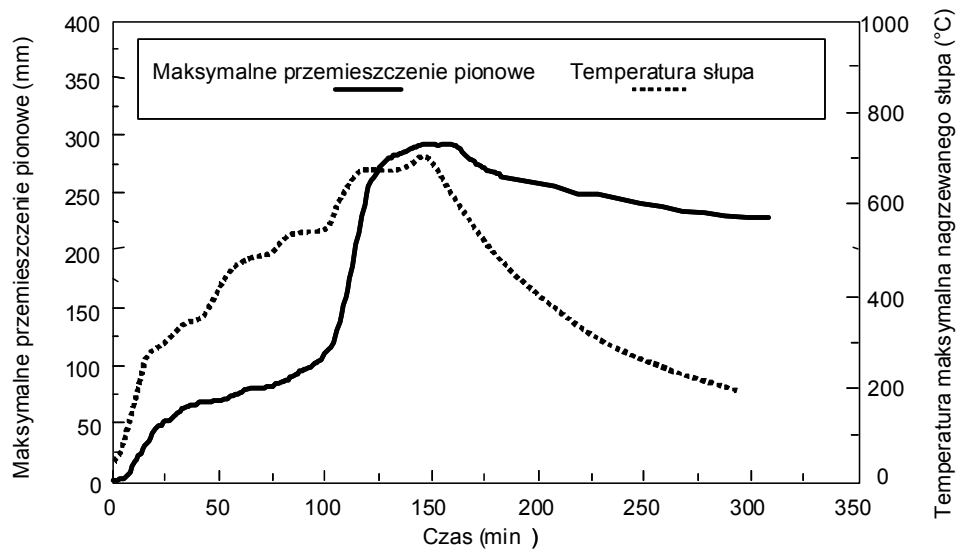
2.3 Badanie 2: Rama płaska

Badanie zostało przeprowadzone na płaskiej ramie składającej się z czterech słupów i trzech belek głównych rozpiętych wzdłuż szerokości budynku w osi B, jak pokazano na Rysunku 2.2.

Piec murowany opalany gazem o długości 21 m x 2.5 m szerokości x 4.0 m wysokości został wybudowany wzdłuż całej szerokości budynku.

Belki główne i drugorzędne, łącznie ze spodem stropu zespolonego, pozostały niezabezpieczone. Słupy zostały zabezpieczone ogniochronnie do wysokości, na której mogłyby być zainstalowany sufit podwieszony (choć żadnego takiego sufitu nie było). Skutkowało to tym, że górne 800 mm słupów, które obejmowało połączenia, pozostawało niezabezpieczone.

Prędkość pionowych przemieszczeń w środku 9-ciometrowej rozpiętości belki stalowej przyrastała gwałtownie pomiędzy około 110 a 125 minutą (patrz Rysunek 2.6). Było to spowodowane przez pionowe przemieszczenia podpierających ją słupów. Eksponowane powierzchnie słupów wewnętrznych zostały zgniecione o około 180 mm (patrz Rysunek 2.7). W chwili lokalnego wyboczenia, temperatura eksponowanej części słupa była równa około 670°C



Rysunek 2.6 *Maksymalne przemieszczenie pionowe środkowej części 9-ciometrowej belki i temperatura eksponowanej górnej części słupa wewnętrznego*

Redukcja wysokości słupa spowodowana lokalnym wyboczeniem, wywołała trwałą deformację około 180 mm we wszystkich stropach powyżej pomieszczenia objętego pożarem. Aby uniknąć takiego zachowania, słupy w późniejszych badaniach zostały zabezpieczone na ich pełnej wysokości.



Rysunek 2.7 *Zgnieciona w następstwie badania głowica słupa*

Każda z belek drugorzędnych ulokowanych po obu stronach belek głównych, była nagrzewana na długości około 1.0 m. Sprawdzenie po badaniu wykazało, iż wiele śrub w połączeniach zakładkowych zostało ściętych (patrz Rysunek 2.8). Śruby zostały ścięte po jednej stronie belki głównej. W podobny sposób do pęknięcia blachy w Badaniu 1, ścięły się śruby w wyniku skrócenia termicznego belki podczas stygnięcia. Skrócenie termiczne wywołało bardzo duże siły rozciągające, które ustąpiły, gdy tylko śruby w blachach zakładkowych po jednej stronie belki głównej uległy ścięciu.



Rysunek 2.8 Połączenie na blachy zakładkowe po badaniu

2.4 Badanie 3: Narożnik

Celem tego badania było sprawdzenie zachowania kompletnego systemu stropowego i, w szczególności, roli „mostkującej” lub działania membranowego stropu w zapewnieniu alternatywnych ścieżek obciążenia, gdy belki podpierające tracą wytrzymałość. Wykorzystując bloczki betonowe, zbudowano pomieszczenie o szerokości 10 m i głębokości 7.6 m w jednym z narożników pierwszej kondygnacji budynku (E2/F1).

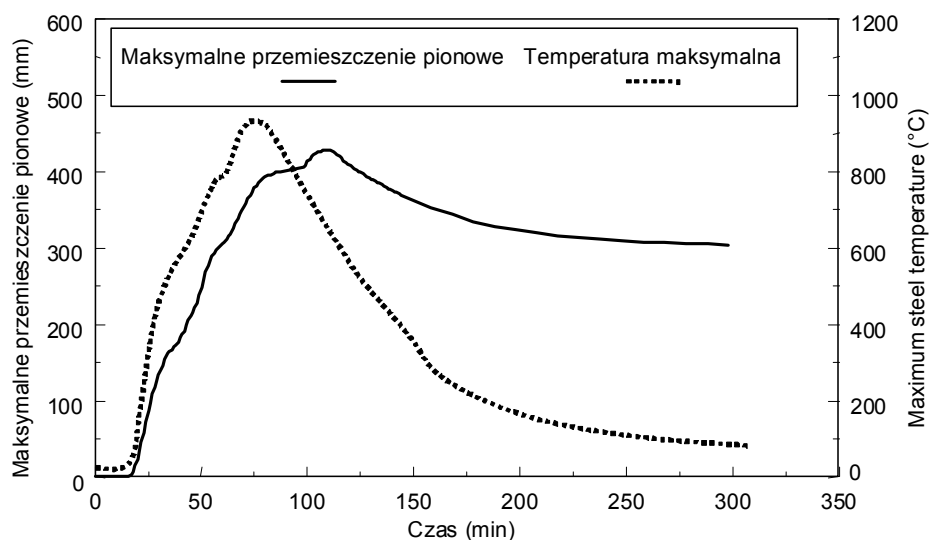
Aby zapewnić, że ściany pomieszczenia nie będą brały udziału w przenoszeniu obciążenia, usunięto wszystkie utwierdzenia i więzy ze ściany szczytowej i górnej warstwy muru. Płyta wełny mineralnej w złączach dylatacyjnych została zastąpiona uszczelką ceramiczną.

Podobnie, słupki wiatrowe w ścianach zewnętrznych zostały odłączone od skrajnej belki powyżej otworu pomieszczenia, aby zapewnić, że ta skrajna belka nie będzie miała dodatkowego podparcia.

Wszystkie słupy, połączenia belka-słup i belki skrajne były zabezpieczone ogniochronnie.

Obciążenie ogniowe w formie stosów drewna było równe 45 kg/m^2 . Takie obciążenie jest dość wysokie i odpowiada 95% kwantylowi obciążenia dla budynków biurowych. W obliczeniach inżynierii bezpieczeństwa pożarowego normalnie używa się 80% kwantylu obciążenia. Wentylacja została zapewniona przez otwór szerokości 6.6 m i wysokości 1.8 m. Zarejestrowana najwyższa temperatura powietrza w pomieszczeniu była równa 1071°C .

Maksymalna temperatura stali wynosząca 1014°C , została zarejestrowana na wewnętrznej belce w osi 2 (E2/F2). Maksymalne pionowe przemieszczenie wynoszące 428 mm (tylko nieco mniejsze niż rozpiętość/20) wystąpiło w środku drugorzędnej belki, w której zarejestrowano najwyższą temperaturę równą 954°C . Podczas stygnięcia, belka ta powróciła do stałego przemieszczenia 296 mm. Zmiany ugięcia i temperatury belki w czasie zostały pokazane na Rysunku 2.9.



Rysunek 2.9 *Maksymalne przemieszczenie pionowe i temperatura belki drugorzędnej*

Cały materiał palny w pomieszczeniu został strawiony przez ogień. Konstrukcja zachowała się nadzwyczaj dobrze, bez żadnych oznak zawalenia (patrz Rysunek 2.10).

Wyboczenie wystąpiło w pobliżu niektórych połączeń belka-słup, ale, w odróżnieniu od Badania 2, śruby w połączeniach nie doznały zniszczenia w wyniku ścinania. Mogłoby to wskazywać, że albo nie wystąpiły duże siły rozciągające albo połączenie miało właściwą plastyczność, aby przenieść przemieszczenia rozciągające.



Rysunek 2.10 *Widok konstrukcji po badaniu*

2.5 Badanie 4: Narożnik

Badanie zostało przeprowadzone na drugiej kondygnacji, we wnęce narożnikowej (E4/F3) o powierzchni 54 m^2 . Wewnętrzne granice pomieszczenia w osiach E i 3 wyznaczały wybudowane ściany działowe na słupkach stalowych z opłytowaniem z płyt ogniochronnych. Ściana działowa miała deklarowaną odporność ogniową 120 minut, przy górnym ugięciu 15 mm. Istniejąca ściana murowana na pełnej wysokości z bloczków, była częścią ściany szczytowej w osi F; ściana zewnętrzna w osi 4, powyżej muru z bloczków o wysokości 1 m, została przeszklona. Pomieszczenie było całkowicie wyodrębnione, okna i drzwi były zamknięte. Słupy były zabezpieczone ogniochronnie do spodu płyty stropowej, łącznie z połączeniami, ale w odróżnieniu od Badania 3, belka nadprożowa (E4/F4) pozostała niezabezpieczona zaś słupki wiatrowe powyżej niej pozostały połączone. Użyto 12 stosów drewna, które dały obciążenie ogniowe równe 40 kg/m^2 .

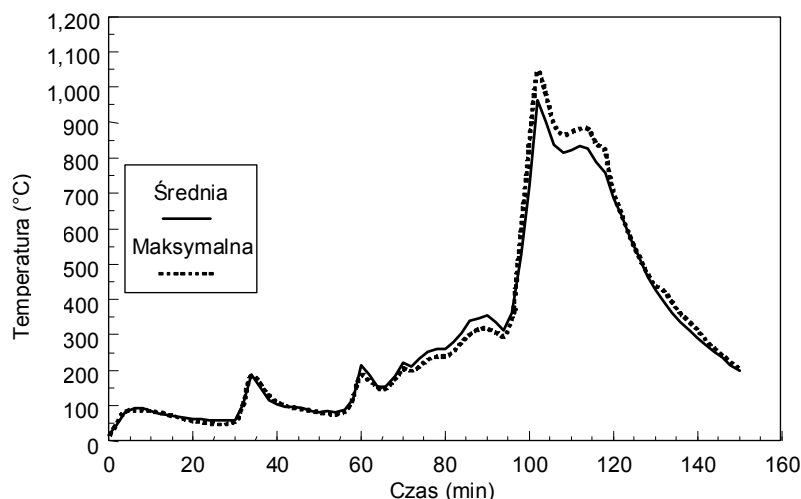
Na rozwój pożaru w głównej mierze oddziaływał brak tlenu w pomieszczeniu. Po początkowym wzroście temperatury, pożar przygasł i tlił się aż do 55 minuty, kiedy to straż pożarna interweniowała, aby poprawić wentylację pomieszczenia poprzez usunięcie jednej szyby z przeszklenia. Spowodowało to niewielki wzrost temperatury a następnie jej spadek. Druga szyba, krótko po pierwszej, została zbita w 64 minucie i temperatura zaczęła równomiernie rosnać; pomiędzy 94 a 100 minutą rozbito pozostałe szyby. Zainicjowało to szybki wzrost temperatury, który trwał, gdyż pożar rozwinął się. Maksymalną temperaturę atmosfery w środku pomieszczenia wynoszącą 1051°C odnotowano po 102 minutach (patrz Rysunek 2.11). Maksymalna temperatura stali równa 903°C została odnotowana po 114 minutach w dolnej półce środkowej belki drugorzędnej.

Maksymalne przemieszczenie płyty było równe 269 mm i wystąpiło w środku pomieszczenia po 130 minutach. Po pożarze wróciło ono do 160 mm.

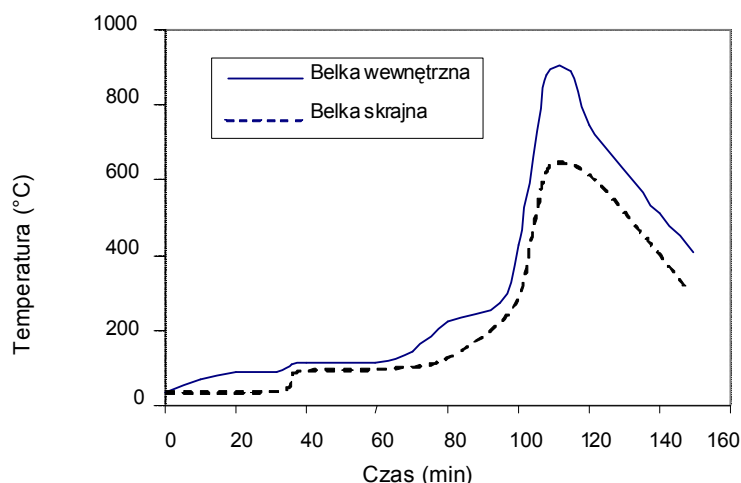
Podczas badania zaobserwowano, że niezabezpieczona skrajna belka w osi 4 była całkowicie ogarnięta pożarem. Jednakże, maksymalna temperatura tej belki równa 680°C , była relatywnie niska w porównaniu z temperaturą belek wewnętrznych, co pokazano na Rysunku 2.12. Odpowiadające maksymalne przemieszczenie skrajnej belki równe 52 mm odnotowano po 114 minutach. To małe przemieszczenie było związane z dodatkowym podparciem zapewnionym przez słupki wiatrowe powyżej pomieszczenia, które działały stężająco podczas badania.

Ściany wewnętrznego pomieszczenia zostały wybudowane bezpośrednio pod niezabezpieczonymi belkami i zachowały się dobrze. Ich szczelność ogniowa została zachowana przez czas badania. Podczas usuwania ściany można było zauważyć, że jedna z belek uległa zwichrzeniu na większej części swojej długości. Zostało to spowodowane wysokim gradientem termicznym w przekroju belki (wywołanym umiejscowieniem ściany pomieszczenia), wraz z dużym ograniczeniem rozszerzalności termicznej.

W żadnej belce nie wystąpiło lokalne wyboczenie, a połączenia nie wykazały żadnej z charakterystycznych oznak wystąpienia dużych sił rozciągających, które były obserwowane podczas stygnięcia w innych badaniach.



Rysunek 2.11 *Temperatura spalin w piecu zarejestrowana w Badaniu 4*



Rysunek 2.12 *Maksymalna temperatura półki belki wewnętrznej i belki skrajnej*

2.6 Badanie 5: Duże pomieszczenie

Badanie przeprowadzono pomiędzy drugą a trzecią kondygnacją, w pomieszczeniu objętym pożarem o powierzchni 340 m², rozciągającym się przez całą szerokość budynku.

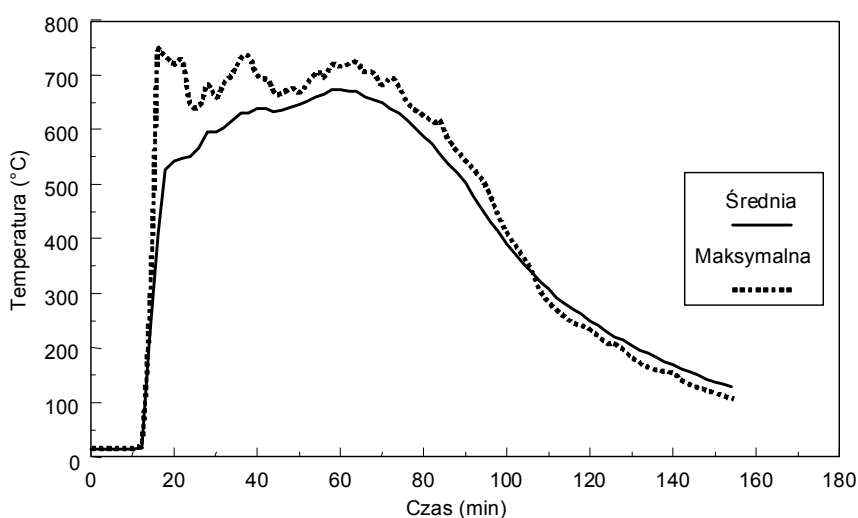
Obciążenie ogniowe o wielkości 40 kg/m² zostało zapewnione przez stopy drewna rozmieszczone równomiernie na powierzchni stropu. Pomieszczenie zostało wybudowane poprzez wzniesienie ścian z płyt gipsowo-kartonowych na konstrukcji stalowej wzdłuż całej szerokości budynku i wybudowanie dodatkowego zabezpieczenia szybu windowego. Po obu stronach budynku zainstalowano przeszklenie zespolone, ale środkowa jedna trzecia przeszklenia po obu stronach budynku pozostała otwarta. Wszystkie belki stalowe, łącznie z belkami skrajnymi, pozostawiono niezabezpieczone. Słupy wewnętrzne i zewnętrzne zostały zabezpieczone w całości wraz z połączeniami.

Warunki wentylacji decydowały o mocy pożaru. Wystąpił początkowy gwałtowny wzrost temperatury, który zniszczył przeszklenie, tworząc wielkie otwory po obu stronach budynku.

Wielka powierzchnia wentylacyjna po obu przeciwnych stronach pomieszczenia dała wzrost pożaru w dłuższym czasie, ale niższe temperatury niż oczekiwano. Zarejestrowana w środku pomieszczenia maksymalna temperatura atmosfery wyniosła 746°C, zaś maksymalna temperatura stali wyniosła 691°C. Zarejestrowane temperatury atmosfery w pomieszczeniu pokazano na Rysunku 2.13. Widok konstrukcji blisko końca pożaru pokazano na Rysunku 2.14.

Maksymalne przemieszczenie płyty osiągnęło wartość 557 mm. Powróciło ono do 481 mm, gdy konstrukcja ostygła.

Rozległe lokalne wyboczenie wystąpiło w pobliżu połączeń belka-belka. Podczas stygnięcia szereg połączeń doczołowych pękało w dół po jednej stronie. W jednym przypadku środnik odspoił się od blachy czołowej tak, że połączenie słup-słup utraciło nośność na ścinanie. Spowodowało to duże pęknięcia w stropie zespolonym powyżej tego połączenia, ale nie wystąpiło zawalenie, gdyż ścinanie belki zostało przejęte przez płytę stropu zespolonego.



Rysunek 2.13 Zarejestrowana maksymalna i średnia temperatura atmosfery



Rysunek 2.14 Zdeformowana konstrukcja podczas pożaru

2.7 Badanie 6: Badanie demonstracyjne biura

Celem tego badania było zademonstrowanie zachowania konstrukcji przy realistycznym scenariuszu pożarowym.

Pomieszczenie o szerokości 18 m i głębokości 10 m o powierzchni podłogi 135 m² zostało wybudowane z bloczków betonowych. Pomieszczenie symulowało biuro o otwartej przestrzeni i zawierało szereg stanowisk pracy składających się z nowoczesnego umeblowania, komputerów i systemów przechowywania akt (patrz Rysunek 2.15). Warunki badania ustalono tak, aby wywołać bardzo silny pożar poprzez umieszczenie stosów drewna/tworzyw sztucznych, aby stworzyć obciążenie ogniowe 46 kg/m² (mniej niż 5% biur mogłoby przekroczyć ten poziom) i ograniczenie powierzchni okien do minimum dopuszczalnego przepisami dla budynków biurowych. Obciążenie ogniowe tworzyło 69% drewna, 20% tworzyw sztucznych i 11% papieru. Całkowita powierzchnia okien była równa 25.6 m² (19% powierzchni podłogi) zaś środkowa część wszystkich okien, o łącznej powierzchni 11.3 m², była pozostawiona nieprzeszklona, aby stworzyć najbardziej niekorzystne warunki wentylacji na początku badania.



Rysunek 2.15 *Biuro przed badaniem*

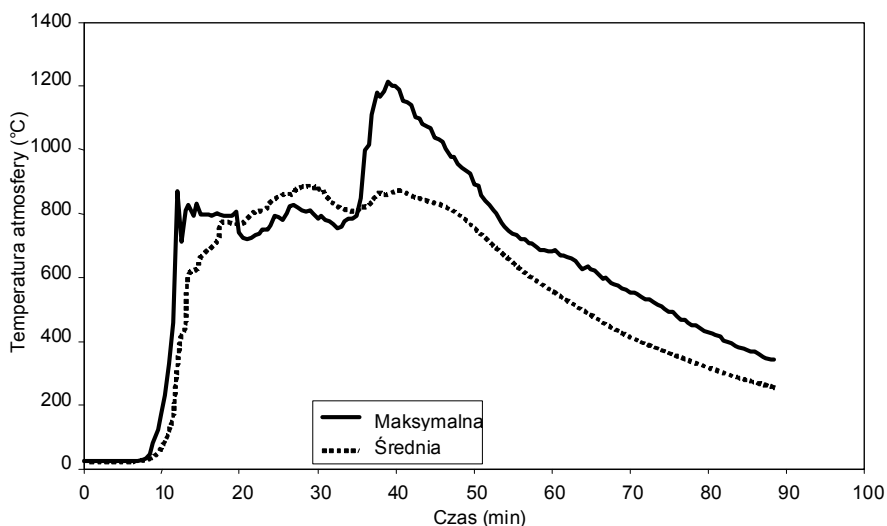
Wewnątrz pomieszczenia, słupy i połączenia belka-słup zostały zabezpieczone ogniochronnie. Zarówno belki główne jak i drugorzędne, wraz ze wszystkimi połączeniami belka-belka pozostały całkowicie ekspozowane na działanie ognia.

Słupki wiatrowe pozostawiono połączone do skrajnych belek i w ten sposób dawały one pewne podparcie podczas pożaru.

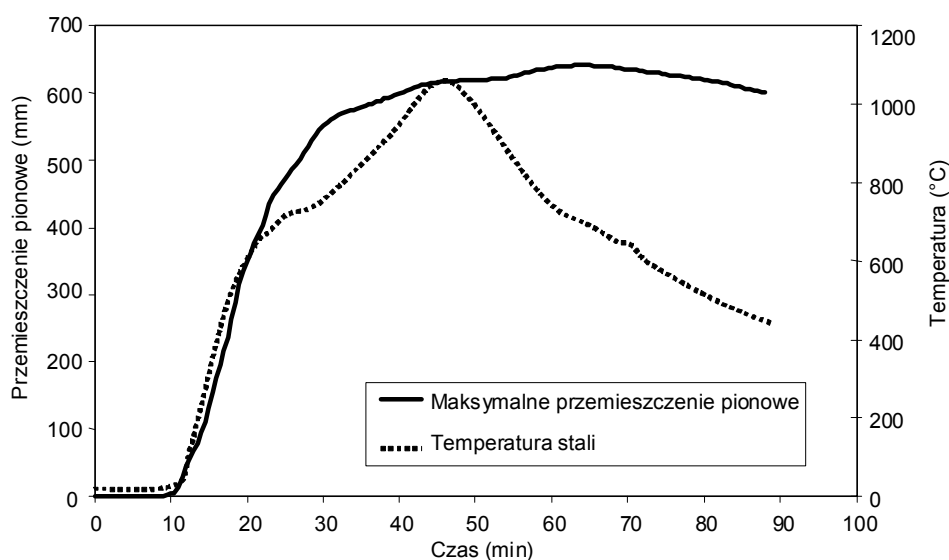
Maksymalna temperatura atmosfery wyniosła 1213°C a maksymalna średnia temperatura wyniosła około 900°C, jak pokazano na Rysunku 2.16. Maksymalna temperatura niezabezpieczonej stali wyniosła 1150°C. Maksymalne przemieszczenie pionowe osiągnęło 640 mm, i powróciło do 540 mm trwałej deformacji podczas stygnięcia (patrz Rysunek 2.17). Najwyższa temperatura belek nadprożowych nad oknami była równa 813°C. Cały materiał palny w pomieszczeniu został spalony, łącznie z zawartością szaf do przechowywania akt. Z tyłu pomieszczenia płyta stropowa ugięła się i oparła na ścianie z bloczków. Konstrukcja nie wykazała oznak zniszczenia.

Widok pożaru z zewnątrz w rejonie jego największego rozwoju pokazano na Rysunek 2.18. Konstrukcję po pożarze pokazano na Rysunku 2.19 i Rysunku 2.20. Rysunek 2.19 przedstawia widok ogólny wypalonego pomieszczenia, zaś Rysunek 2.20 pokazuje głowicę jednego ze słupów. Podczas badania płyta stropowa pękła wokół głowicy jednego ze słupów, jak pokazano na Rysunku 2.21. Pęknięcia wystąpiły podczas fazy stygnięcia, możliwe,

że w wyniku częściowego zniszczenia stalowego połączenia belki i słupa w tym miejscu. Badanie płyty po badaniu wykazało, że w zbrojeniu nie zachowano właściwych zakładów i że w tym obszarze, sąsiednie fragmenty siatki tylko stykały się ze sobą. Ilustruje to znaczenie stosowania zakładów pracujących na rozciąganie pomiędzy sąsiednimi arkuszami siatki zbrojenia.



Rysunek 2.16 *Zmierzona temperatura atmosfery*



Rysunek 2.17 *Maksymalne temperatura stali i maksymalne przemieszczenie pionowe*



Rysunek 2.18 *Widok pożaru z zewnątrz*



Rysunek 2.19 *Widok pomieszczenia po pożarze*



Rysunek 2.20 *Głowica słupa i wybozczone belki*



Rysunek 2.21 *Pęknięta płyta stropowa w obszarze siatek pozbawionych zakładów*

2.8 Badanie 7: Pomieszczenie środkowe

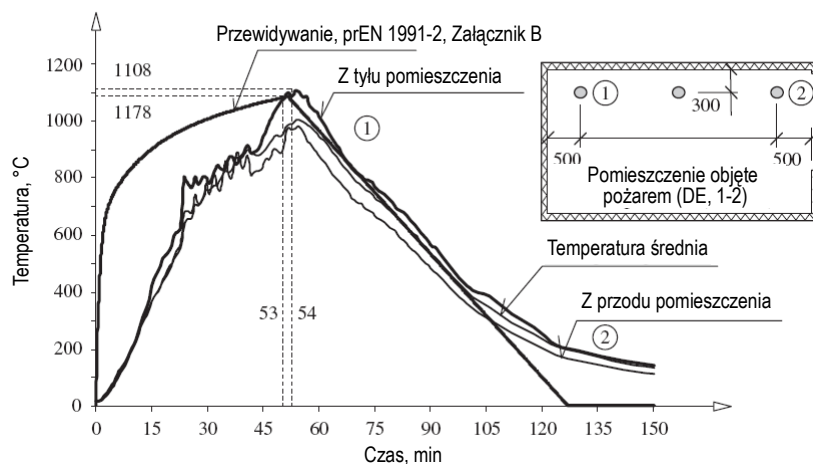
Badanie zostało przeprowadzone w pomieszczeniu o szerokości 11 m i głębokości 7 m, położonym w środku czwartej kondygnacji budynku. Nagrzewana konstrukcja stalowa składała się z dwóch belek głównych o profilu 356x171x51, dwóch słupów 305x305x198 i 305x305x137 oraz trzech drugorzędnych belek 305x165x40 (oznaczenia brytyjskie).

Obciążenie ogniowe o wielkości 40 kg/m^2 zostało zapewnione przez stopy drewna pokrywające całą powierzchnię podłogi. Wentylację zapewniał otwór w fasadzie budynku o wysokości 1.27 m i długości 9 m.

W pomieszczeniu rozmieszczono około 130 termoelementów w różnych miejscach wzdłuż belek, zarówno w profilu stalowym jak i w płytach zespolonych, a także w połączeniach stalowych (blacha zakładkowa i blacha czołowa). Dodatkowych 14 termoelementów umieszczono w zabezpieczonych słupach. W celu zmierzenia rozkładu sił wewnętrznych użyto 2 różnych typów mierników odkształceń: wysokotemperaturowego w połączeniu

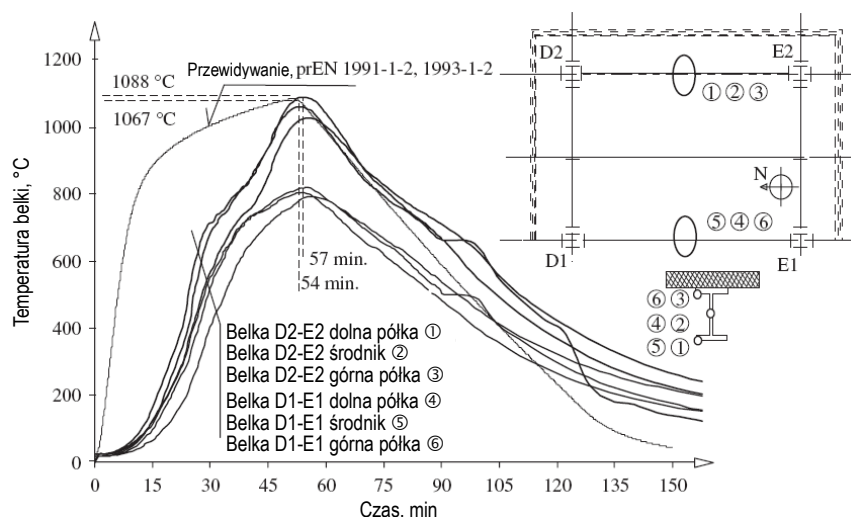
i pracującego w temperaturze otoczenia w zabezpieczonym słupie i elementach nienagrzewanych. Jako wyposażenie pomiarowe do pomiaru kształtu ugięcia stropu i głównych elementów konstrukcyjnych użyto 37 czujników przemieszczenia do pomiaru deformacji płyty betonowej i poziomych przemieszczeń słupów. Dodatkowo, 10 kamer wideo i dwie kamery termograficzne rejestrowały rozwój pożaru i dymu, deformacje konstrukcyjne i rozkład temperatury w czasie.

Temperatury zarejestrowane w różnych miejscach pomieszczenia są porównywane z krzywą parametryczną przedstawioną w prEN 1991-2, Załącznik B⁽³⁷⁾ (patrz Rysunek 2.22). Maksymalna zarejestrowana temperatura w pomieszczeniu wynosiła 1107.8 °C po 54 minutach pożaru.



Rysunek 2.22 Przebieg temperatury w pomieszczeniu objętym pożarem

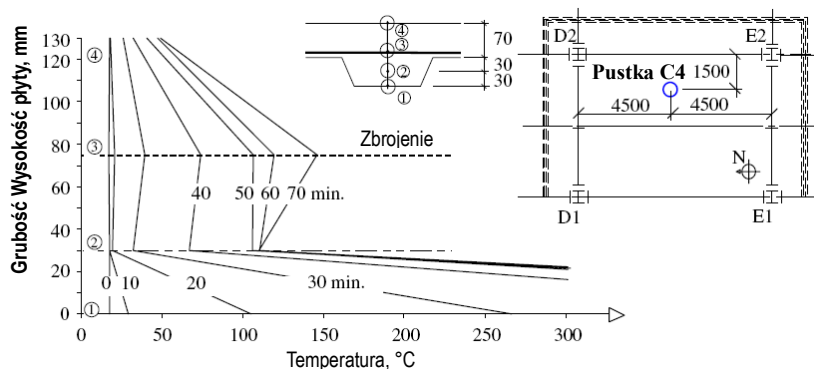
Analizując nagrzewanie belek stalowych można zauważyć, że niezabezpieczone belki stalowe zostały nagrzane do temperatury około 1087.5 °C, która wystąpiła po 57 minutach pożaru w dolnej półce stalowej belki D2-E2 w środku profilu (patrz Rysunek 2.23). Maksymalna temperatura zarejestrowana w połączeniach wyniosła około 200 °C.



Rysunek 2.23 Przebieg temperatury w belkach stalowych

Zestawienie temperatur zarejestrowanych w płycie zespolonej pokazano na Rysunku 2.24 dla temperatur w zbrojeniu żebra. Można zauważyć, że maksymalna temperatura zmierzona

na nienagrzewanej stronie płyty zespolonej było mniejsze niż 100 °C, co jest zgodne z kryteriami izolacyjności.



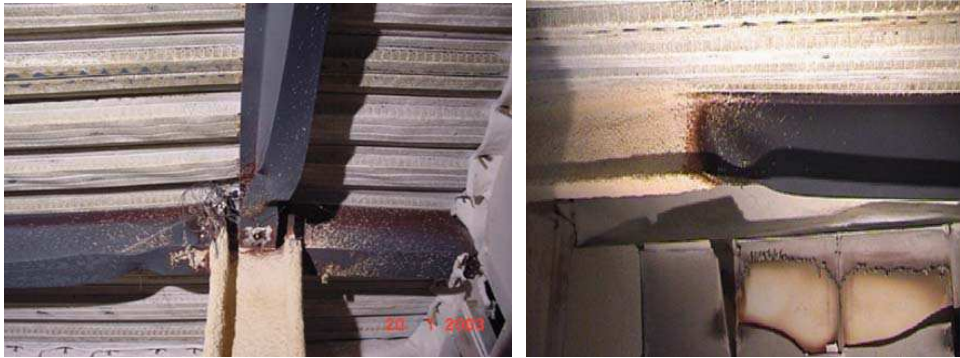
Rysunek 2.24 Przebieg temperatury w stropie zespolonym

Rozważając globalne ugięcie stropu należy zauważyć, że maksymalne ugięcie było równe około 1200 mm. Pomimo wystąpienia tak znacznego ugięcia, przewidywane załamanie stropu nie zostało osiągnięte, co pokazano na Rysunku 2.25. Podczas fazy stygnięcia ugięcie stropu powróciło do około 925 mm.



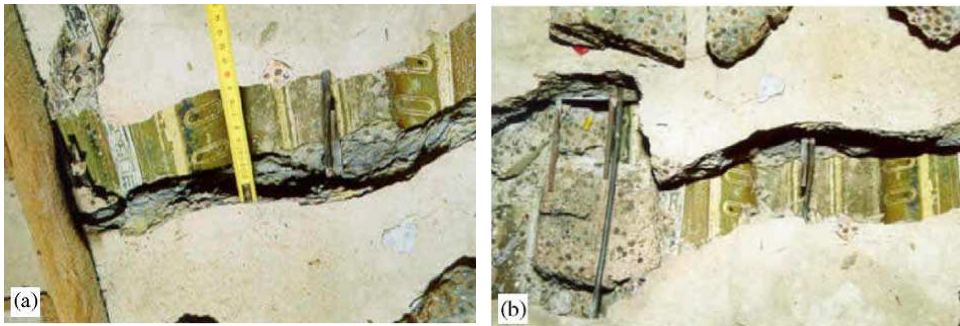
Rysunek 2.25 Widok stropu po badaniu

Wyboczenie wystąpiło w dolnej półce i środku belki w sąsiedztwie złączy podczas fazy nagrzewania po około 23 minutach pożaru (patrz Rysunek 2.26). Lokalne wyboczenie zostało spowodowane przez ograniczenie rozszerzalności termicznej przez otaczającą konstrukcję. Dodatkowo, w przekroju belki sąsiadującym ze strefą zabezpieczoną wystąpiło tworzenie się zgięciowego przegubu plastycznego, wskutek ograniczenia wydłużalności termicznej w sąsiadującej strefie zabezpieczonej.



Rysunek 2.26 *Różne zdeformowane belki stalowe*

Rysunek 2.27 pokazuje rozwarście pęknięć w płycie betonowej wokół głowic słupów. Pęknięcie to przebiega wzdłuż linii zakładu siatki zbrojeniowej bez właściwego połączenia.



Rysunek 2.27 *Pęknięta płyta betonowa wokół głowicy jednego ze słupów*

2.9 Uwagi ogólne dotyczące obserwowanego zachowania

We wszystkich badaniach konstrukcja zachowała się bardzo dobrze i jej stateczność ogólna została zachowana.

Zachowanie całego budynku w pożarze jest znacząco różne od zachowania pojedynczych niezamocowanych elementów w standardowych warunkach badań ogniowych. Jest jasne, że występują interakcje i zmiany w mechanizmach przenoszenia obciążenia w rzeczywistych konstrukcjach, które decydują o sposobie w jaki te elementy się zachowują; całkowicie poza zakresem prostego standardowego badania ogniowego jest odtworzenie lub ocena takich efektów.

Badania w Cardington wykazały, że nowoczesne ramy stalowe pracując w zespoleniu z płytami stropowymi na blasze stalowej wykazują zdolność do współpracy między sobą, która zapewnia odporność ogniową daleko większą niż normalnie zakładana. Potwierdzają to przykłady pochodzące z innych źródeł.

3 BADANIA OGNIOWE PARKINGÓW SAMOCHODOWYCH, FRANCJA

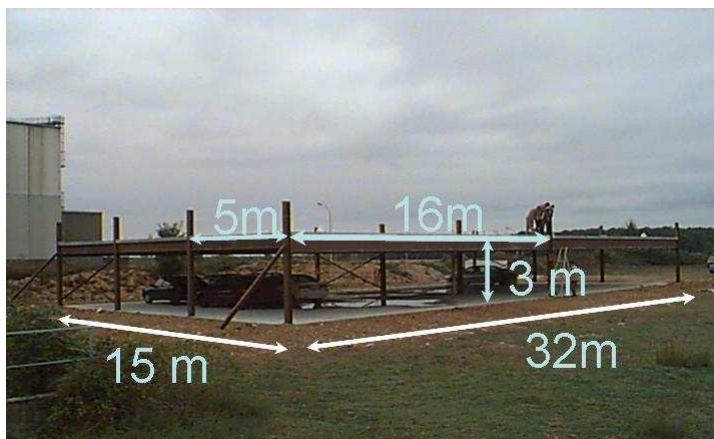
Między 1998 a 2001, jako część projektu finansowanego przez ECSC, zostały przeprowadzone badania otwartych parkingów samochodowych o konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej.

Specjalnie dla potrzeb badań w pełnej skali wybudowano jednokondygnacyjny otwarty parking samochodowy o konstrukcji zespolonej z ramą stalową. Strop parkingu samochodowego miał powierzchnię 32 x 16 m, co odpowiada 48 stanowiskom dla samochodów, i wysokość 3 m (patrz Rysunek 3.1).

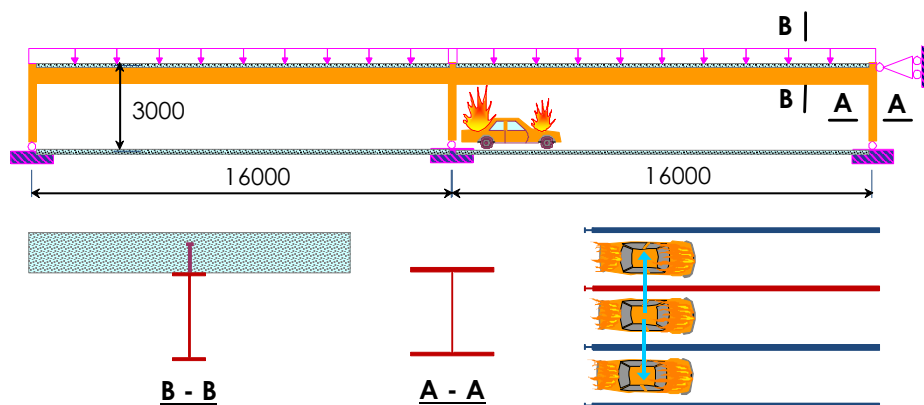
Konstrukcja składała się z:

- niezabezpieczonych stalowych słupów: HEA180 (słupy skrajne) i HEB200 (słupy środkowe),
- belek zespolonych: niezabezpieczonych belek stalowych (IPE 550, IPE 400 i IPE 500) połączonych z płytą zespoloną,
- płyty zespolonej o całkowitej grubości 120 mm (stalowa blacha: COFRASTRA40).

Projekt konstrukcyjny otwartego parkingu samochodowego został opracowany z wykorzystaniem metody inżynierii bezpieczeństwa pożarowego opracowanej specjalnie dla otwartych parkingów samochodowych w ramach wcześniejszego europejskiego projektu badawczego. Dla tej metody został zdefiniowany scenariusz pożarowy oparty na statystyce rzeczywistych pożarów parkingów samochodowych. Wytrzymałość konstrukcji otwartego parkingu samochodowego została sprawdzona przy pomocy zaawansowanego modelu z wykorzystaniem analizy płaskiej ramy, która pomijała wpływ efektów membranowych w płycie zespolonej (patrz Rysunek 3.2).



Rysunek 3.1 *Otwarty parking samochodowy przed badaniami*



Rysunek 3.2 Modelowanie 2D badanego otwartego parkingu samochodowego z płaską ramą zespoloną

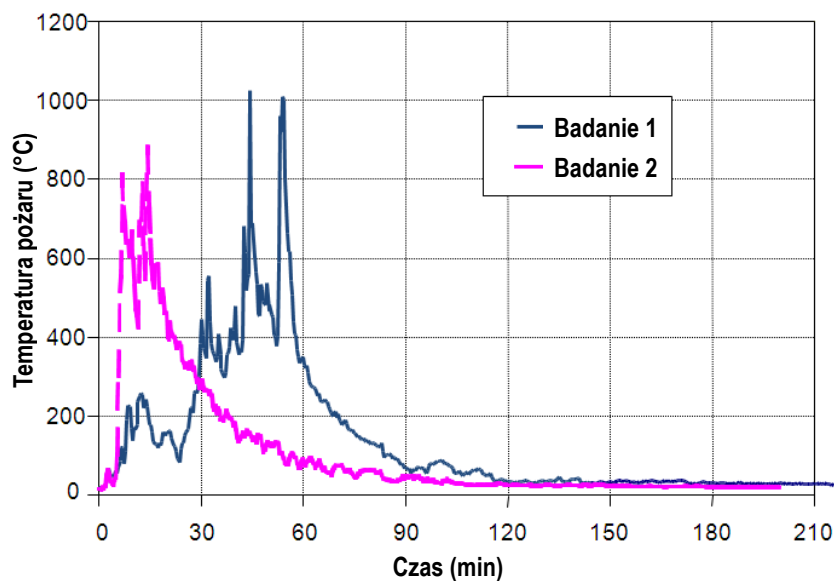
Zostały przeprowadzone trzy badania w otwartym parkingu samochodowym. Dwa pierwsze badania obejmowały trzy samochody; trzecie badanie zostało przeprowadzone, aby ocenić rozprzestrzenianie ognia pomiędzy dwoma samochodami stojącymi naprzeciw siebie. Podczas każdego badania samochody mogły wypalać się do końca.

Najbardziej intensywny pożar został uzyskany w drugim badaniu, podczas którego, pod wpływem silnego wiatru spaleni uległy łącznie trzy samochody, w 10 minut od zapalenia pierwszego spośród nich (patrz Rysunek 3.3). Doprowadziło to w znacznym obszarze stropu do oddziaływania płomieni, które osiągnęły temperaturę wyższą niż 800 °C (patrz Rysunek 3.4). Belki stalowe powyżej spalonych samochodów zostały nagrzane do co najmniej 700 °C (patrz Rysunek 3.5).

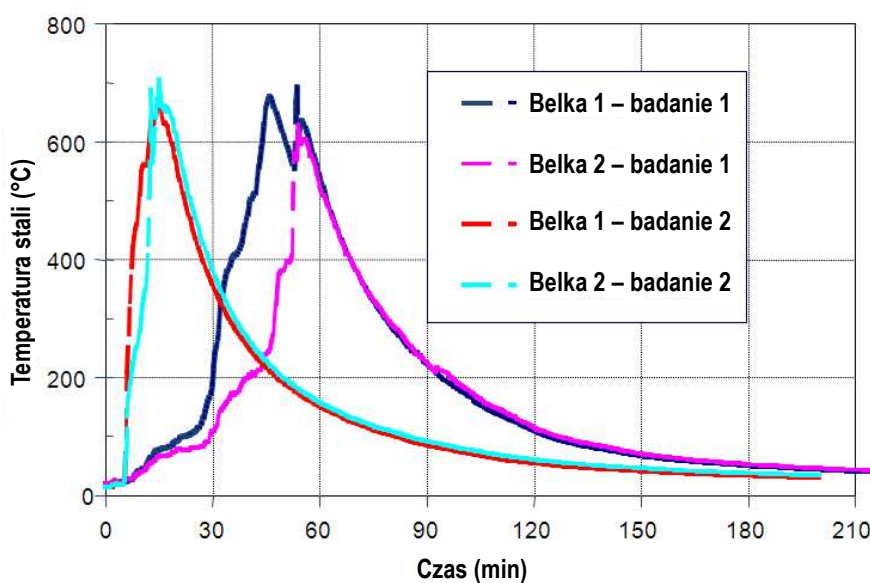


Rysunek 3.3 Pełne rozgorzenie pożaru podczas badania ogniowego

Chociaż nagrzewanie belek stalowych mogłoby skutkować znaczącą redukcją wytrzymałości stali, podczas tych badań ogniowych nie wystąpiło załamanie niezabezpieczonej konstrukcji stalowej. Co więcej, z uwagi na zachowanie konstrukcji, zmierzone maksymalne ugięcie było relatywnie niewielkie i nie przekroczyło 150 mm.



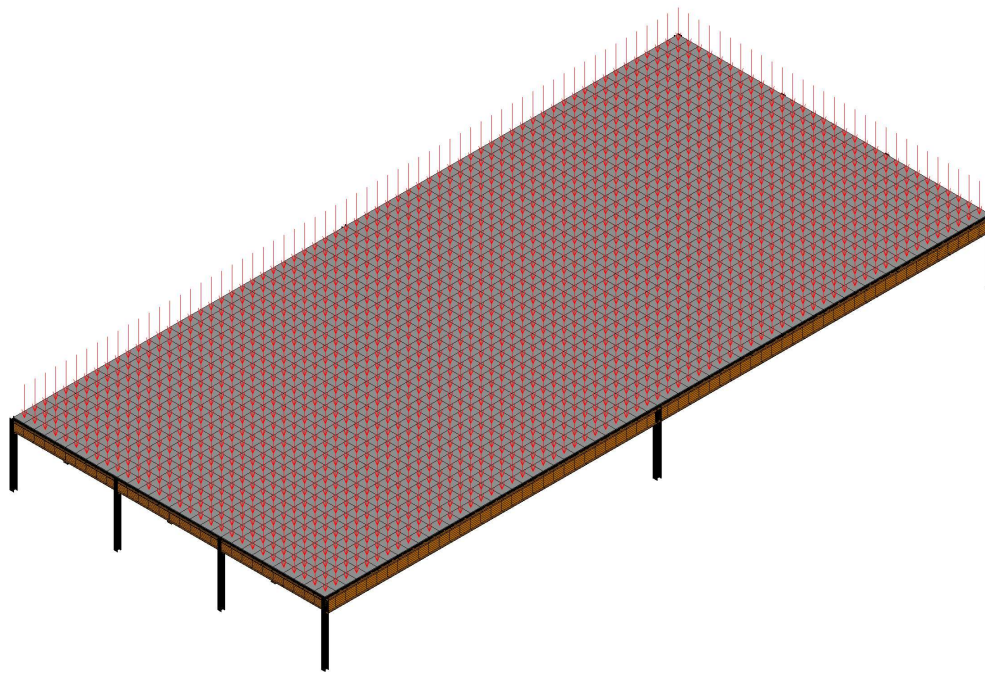
Rysunek 3.4 *Zmierzona temperatura gorących spalin (ognia) powyżej palących się samochodów*



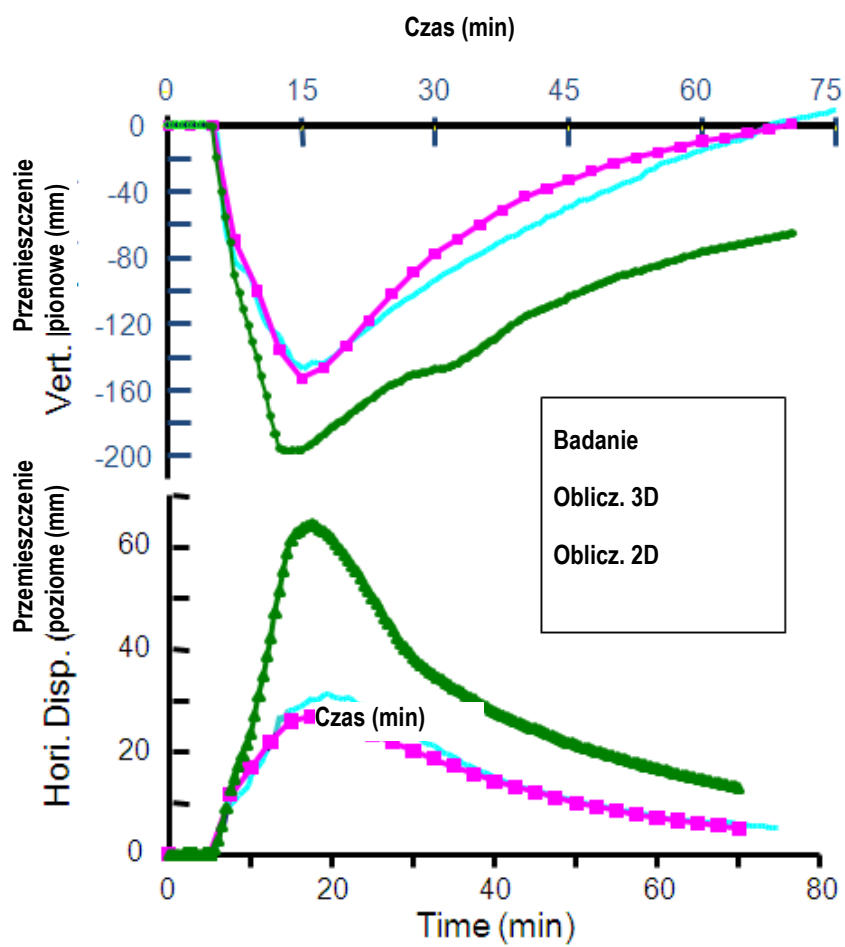
Rysunek 3.5 *Zmierzona temperatura belek stalowych powyżej palących się samochodów*

Zaobserwowano, że ugięcia przewidywane przez dwuwymiarową symulację były wyższe niż ugięcia mierzone zarejestrowane podczas badania. Zatem, aby przewidywać zachowanie konstrukcyjne parkingu samochodowego (patrz Rysunek 3.6), stworzono trójwymiarowy model, używając technik modelowania, które zostały opracowane w drugiej fazie projektu badawczego Cardington.

Rysunek 3.7 ilustruje porównanie pomiędzy ugięciami zmierzonymi w badaniu i ugięciami przewidzianymi przez modele dwu- i trójwymiarowy, na podstawie którego można zauważyć, że przewidywania w modelowaniu 3D skutkują ściślejszą korelacją z wynikami badań. Jest jasne, że efekt membranowy płyty zespolonej zaczyna odgrywać pozytywną rolę już przy relatywnie niewielkim ugięciu.

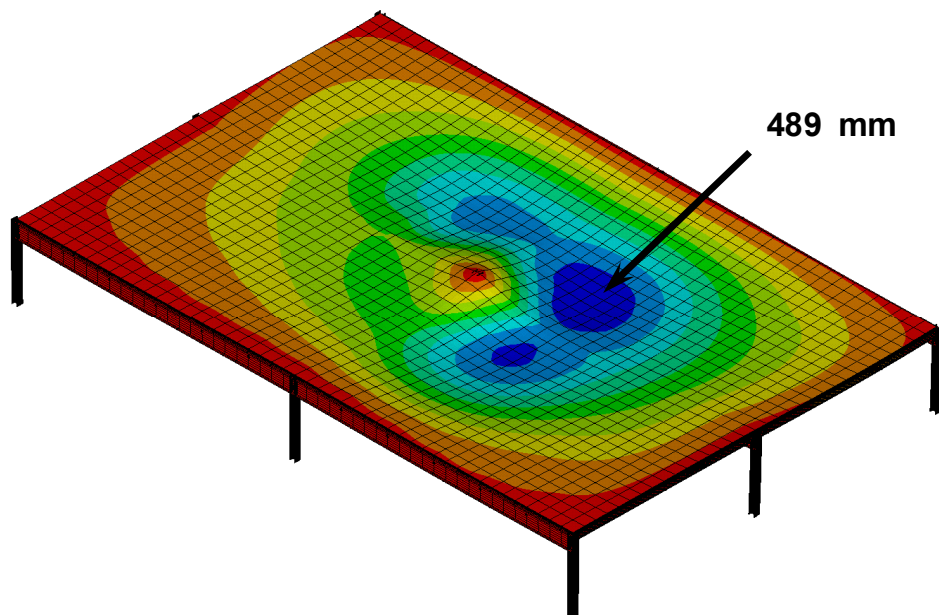


Rysunek 3.6 Modelowanie 3D otwartego parking samochodowego



Rysunek 3.7 Porównanie przemieszczenia pionowego pomiędzy obliczeniami a badaniem

Niemniej jednak, zgodnie ze scenariuszem pożarowym przyjętym w inżynierii bezpieczeństwa pożarowego, elementy stalowe otwartego parking samochodowego mogłyby być nagrzane aż do około 950°C. Jest oczywiste, że przy takim nagrzaniu, ugięcie stropu będzie zwiększone a jego wytrzymałość konstrukcyjna będzie silnie zależała od efektu membranowego (patrz Rysunek 3.8).



Rysunek 3.8 *Przykład ugięcia otwartego parkingu samochodowego przy scenariuszu pożarowym zgodnie z przepisami francuskimi*

W konsekwencji, metodologia oparta na modelowaniu 3D stropu zespolonego otwartych parkingów samochodowych opracowana podczas tego projektu była później stosowana w różnych projektach inżynierii bezpieczeństwa pożarowego we Francji, w celu sprawdzenia stateczności niezabezpieczonych zespolonych otwartych parkingów samochodowych o stalowej konstrukcji ramowej. Można łatwo zrozumieć, że podstawą tej metodologii jest oczywiście efekt membranowy zespolonego stropu stalowo-betonowego. Dodatkowo, w celu ułatwienia stosowania tej metodologii zostało opracowanych szereg tablic projektowych⁽³⁸⁾, w których standardowe rozmiary elementów stalowych, płyt betonowych a także koniecznej siatki zbrojenia stalowego ustala się zgodnie ze przyjętym obciążeniem jak i systemem konstrukcyjnym ramy. Pojedynczy przykład takiej tablicy projektowej podano w Tablicy 3.1.

Tablica 3.2 Tablica projektowa dla otwartego parkingu samochodowego odnoszącą się do odporności ogniowej

	<p>Rozpiętość płyty: 2.5 m Rozpiętość belki drugorzędnej: 7.5 m Rozpiętość belki głównej: 7.5 m Rozstaw słupów: 7.5 m</p> <p>Zastosowane obciążenie (poza ciężarem własnym):</p> <ul style="list-style-type: none"> Kondygnacja typowa: <ul style="list-style-type: none"> - obciążenie stałe: 0.20 kN/m² - obciążenie użytkowe : 2.50 kN/m² Najwyższa kondygnacja : <ul style="list-style-type: none"> - obciążenie stałe: 1.45 kN/m² - obciążenie użytkowe : 2.50 kN/m² Ciężar własny fasady: 7.5 kN/m <p>Orientacja miejsca parkingowego:</p> <ul style="list-style-type: none"> prostopadle do belki drugorzędnej 	
Wysokość w świetle poniżej belki stalowej: 2.1 m		
Minimalny rozmiar przekroju poprzecznego belki drugorzędnej	Kondygnacja typowa	IPE240
	Najwyższa kondygnacja	IPE270
Minimalny rozmiar przekroju poprzecznego belki głównej	Kondygnacja typowa	IPE400
	Najwyższa kondygnacja	IPE450
Projektowany przekrój poprzeczny słupa	Dostępny typ przekroju	HEA, HEB lub HEM
	Maksymalny poziom obciążenia (**)	0.35
Wymaganie mające zastosowanie do płyty betonowej	Całkowita grubość płyty	$\geq 120 \text{ mm}$ i $\leq 140 \text{ mm}$
	Maks. wysokość blachy trapezowej	62 mm
	Maksymalna zwartość żebra blachy trapezowej (*)	0.393
	Minimalna grubość blachy stalowej	0.75 mm
	Minimalna stalowa siatka zbrojeniowa	$\phi 7 \text{ } 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$
	Położenie stalowej siatki zbrojeniowej	30 mm od góry płyty
(*) Zwartość żebra stalowego blachy $\frac{(l_1 + l_2)}{2(l_1 + l_3)}$		
(**) Poziom obciążenia: stosunek zastosowanego obciążenia dla warunków pożarowych do projektowego obciążenia niszczącego dla warunków normalnych		

4 DANE DOTYCZĄCE POŻARÓW I BADAŃ W INNYCH KRAJACH

Dwa pożary budynków powstałe w Anglii na początku lat 90tych ubiegłego wieku (Broadgate i Churchill Plaza) pozwoliły na obserwację zachowania nowoczesnych budynków o konstrukcji ram stalowych w warunkach pożaru. Doświadczenie, jakiego te pożary dostarczyły, miało wpływ na przyszłe projektowanie budynków pod kątem ich odporności pożarowej oraz na wprowadzenie do praktyki wyników badań z Cardington.

Danych na temat zachowania budynków w warunkach pożaru dostarczyły także badania ogniowe w dużej skali prowadzone w Australii i w Niemczech. Zarówno w Australii jak i w Nowej Zelandii opracowano założenia projektowe, które dopuszczają użycie stali niezabezpieczonej w wielokondygnacyjnych budynkach o konstrukcji ram stalowych.

4.1 Broadgate

W 1990 roku doszło do pożaru w częściowo ukończonym, 14-to kondygnacyjnym budynku biurowym w dzielnicy Broadgate w Londynie⁽⁶⁾. Pożar wybuchł w dużej wiacie, przylegającej do ścian budynku na poziomie parteru. Oszacowano, że temperatury w czasie pożaru przekroczyły 1000°C.

Strop skonstruowano przy użyciu zespolonych kratownic o dużej rozpiętości i zespolonych belek wspierających zespolone płyty stropowe. Odporność ogniową płyty stropowej zaprojektowano na 90 minut. W czasie pożaru budynek znajdował się nadal w trakcie budowy i bierna ochrona przeciwpożarowa elementów stalowych była niekompletna. Nie działała również instalacja tryskaczowa ani inne elementy ochrony czynnej.

Po ugaszeniu pożaru badanie metalurgiczne pozwoliło ustalić, że temperatura niezabezpieczonych elementów stalowych najprawdopodobniej nie przekroczyła 600°C. Podobne badanie przeprowadzone na śrubach użytych do łączenia elementów stalowych wykazało, że maksymalna temperatura osiągnięta w śrubach, albo podczas ich wytwarzania albo w wyniku pożaru, wynosiła 540°C.

Zniekształcone belki stalowe uległy trwałym ugięciom o wielkości od 270 do 82 milimetrów. Belki o większych przemieszczeniach wykazywały też miejscowe odkształcenia w obrębie dolnej półki i środnika w pobliżu podpory. Z danych tych wywnioskowano, że zachowanie belek było silnie uwarunkowane ograniczeniem wydłużalności termicznej. To ograniczenie było możliwe dzięki konstrukcji otaczającej, której temperatura była znacząco niższa niż temperatura stali poddanej działaniu ognia. W nagranych belkach pojawiły się siły osiowe, co spowodowało zwiększenie przemieszczenia pionowego na skutek efektu P-delta. Odkształcenie dolnej półki i środnika belki w pobliżu podpory nastąpiło na skutek kombinacji powstałej siły osiowej i ujemnego momentu spowodowanego przez zamocowanie w połączeniu.

Chociaż niekorzystny wpływ zamocowania na wygląd belek stalowych został unaoczniony w badaniu, możliwe efekty korzystne nie były oczywiste, ponieważ podczas pożaru uzyskano tylko relatywnie niskie temperatury stali. Efekty korzystne, które mogły powstać, to oddziaływanie sił wg krzywej łańcuchowej w belkach oraz mostkowanie lub oddziaływanie membranowe w stropach zespolonych.

Kratownice stalowe o rozpiętości 13,5 m osiągnęły maksymalnie stałe przemieszczenie pionowe 552 mm; niektóre elementy kratownic wykazywały oznaki wybożenia. Wykazano, że ograniczenie rozszerzalności termicznej poprzez inne otaczające elementy kratownicy,

w połączeniu z niejednorodnym nagrzewaniem, wywołało dodatkowe ściskające siły osiowe, co spowodowało wyboczenie.

W czasie pożaru nie wszystkie słupy stalowe były zabezpieczone ogniochronnie. W przypadku braku zabezpieczenia, słup ulegał deformacji i skróceniu o około 100 mm (patrz Rysunek 4.1). Te słupy przylegały do dużo cięższych kolumn, które nie wykazywały oznak stałych deformacji. Skrócenie to uznano za skutek ograniczenia rozszerzalności termicznej, które z kolei było powodowane przez sztywną belkę transferową na wyższej kondygnacji budynku oraz słupy znajdujące się poza obszarem objętym przez pożar.



Rysunek 4.1 *Wyboczony słup i zdeformowane belki w Broadgate*

Chociaż niektóre słupy uległy deformacji, konstrukcja nie wykazywała żadnych oznak utraty nośności. Uznano, że mniej dotknięte pożarem części konstrukcji były w stanie przejąć dodatkowe obciążenie z osłabionych obszarów.

W następstwie pożaru, zespolone płyty stropowe uległy dużym deformacjom, przy maksymalnym stałym przemieszczeniu pionowym do 600 mm (patrz Rysunek 4.2). Zaobserwowano pewne uszkodzenia w zbrojeniu. W niektórych miejscach profilowana blacha stalowa utraciła przyczepność do betonowego podłoża. Uznano to za skutek przede wszystkim uwalniania pary z betonu, w połączeniu z efektami ograniczenia termicznego i zróżnicowanej rozszerzalności.

Były zastosowane połączenia na blachy czołowe oraz nakładki z kątowników. W następstwie pożaru, mimo oczywistych zniekształceń, działanie połączeń nie uległo uszkodzeniu. W połączeniach z kątownikami wystąpiły pewne uszkodzenia w otworach na śruby. W jednej z blach węzłowych, pękły dwie śruby; w innej pękła płyta wzdłuż jednej strony belki, ale połączenie w dalszym ciągu mogło przenosić ścinanie. Uznano, że główną przyczyną deformacji były siły rozciągające wywołane podczas chłodzenia.

W następstwie pożaru wymieniono elementy konstrukcyjne pokrywające obszar około 40 na 20 metrów, ale należy zauważyć, że nie nastąpiło żadne uszkodzenie funkcjonalne konstrukcji i w czasie pożaru zachowana została integralność płyt stropowych. Bezpośrednie straty w wyniku pożaru przekroczyły 25 milionów funtów, z czego niecałe dwa miliony przeznaczono na naprawę ram konstrukcyjnych i uszkodzeń stropu; pozostałą sumę pochłonęła naprawa szkód spowodowanych przez dym. Naprawy konstrukcyjne ukończono w ciągu 30 dni.



Rysunek 4.2 *Widok zdeformowanego stropu ponad pożarem (maksymalne ugięcie wyniosło około 600 mm.)*

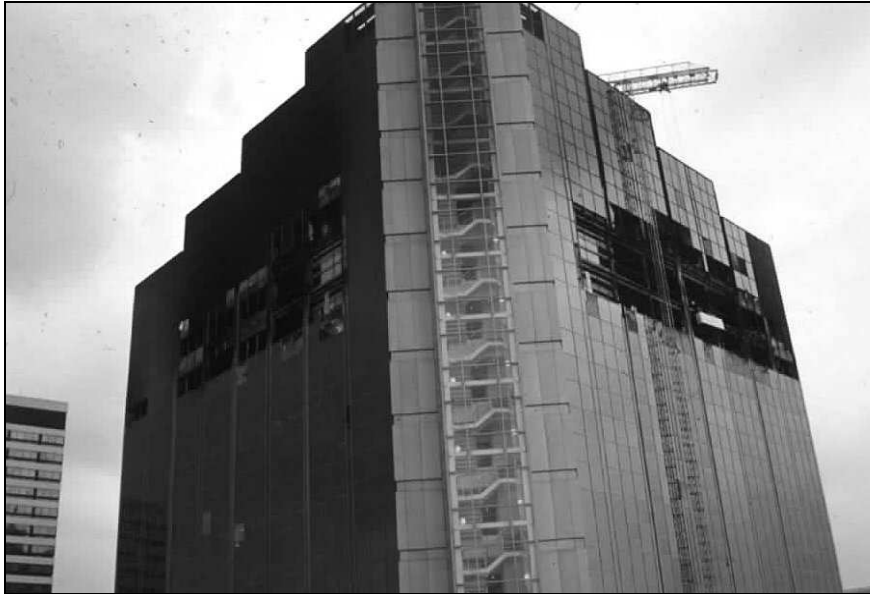
4.2 Budynek Churchill Plaza, Basingstoke

W 1991 roku wybuchł pożar w budynku Mercantile Credit Insurance, na Churchill Plaza w Basingstoke. 12-to kondygnacyjny budynek został wybudowany w 1988 roku. Słupy zabezpieczono ogniochronnie przez opłytywanie, a na zespolone belki stropowe nałożono izolację natryskową. Odporność ogniową konstrukcji zaprojektowano na 90 minut.

Pożar rozpoczął się na ósmym piętrze i szybko rozprzestrzenił się na piętro dziewiąte, a następnie dziesiąte, ponieważ przeszklenie nie stanowiło wystarczającego zabezpieczenia. Podczas pożaru zabezpieczenie ogniochronne spełniło swoje zadanie i nie powstały trwałe deformacje ramy stalowej. Pożar uznano za względnie "chłodny", ponieważ uszkodzenie przeszklenia umożliwiło poprawę wentylacji. Zabezpieczone połączenia nie wykazały zniekształceń.

Miejskami, połączenia stalowego odeskowania utraciły przyczepność do betonowej płyty stropowej (podobnie jak miało to miejsce podczas pożaru w Broadgate). Na najbardziej uszkodzonym obszarze przeprowadzono badanie pod obciążeniem, przykładając obciążenie 1,5 razy większe od projektowego. Badanie wykazało, że płyta posiada wystarczającą nośność i może być dalej wykorzystywana bez konieczności naprawy.

Zabezpieczone elementy stalowe nie uległy uszkodzeniu. Całkowity koszt naprawy przekroczył 15 milionów funtów, z czego większość, podobnie jak w Broadgate, pochłonęło usuwanie szkód spowodowanych przez dym. W odnowionym budynku zainstalowano tryskacze.



Rysunek 4.3 *Churchill Plaza, Basingstoke, po pożarze*

4.3 Australijskie badania ogniowe

BHP, największy producent stali w Australii, od wielu lat prowadzi badania i gromadzi dokumentację^(7, 8) związaną z zastosowaniem zabezpieczeń ogniochronnych w budynkach o konstrukcji ram stalowych. W specjalnie wybudowanym laboratorium w Melbourne umieszczono fragmenty stadionów sportowych, parkingów samochodowych i pomieszczeń biurowych, co pozwoliło na przeprowadzenie badań ogniowych w dużej skali w warunkach naturalnych. Badania pomieszczeń biurowych miały dostarczyć danych dotyczących prac renowacyjnych w centrum handlowym w Melbourne.

Badania ogniowe w budynku na William Street i założenia projektowe

W roku 1971, kiedy został wybudowany, 41-no kondygnacyjny budynek na William Street w centrum Melbourne był najwyższym budynkiem w Australii. Wybudowany na planie kwadratu, posiadał wewnętrzny położony centralnie kwadratowy trzon. Zainstalowano lekką instalację tryskaczową. Konstrukcja stalowa wokół wewnętrznego trzonu i obwodowe słupy stalowe były zabezpieczone poprzez obetonowanie. Belki oraz sufit stropów zespolonych na blasze stalowej były zabezpieczone przez materiały na bazie azbestu. Podczas renowacji w roku 1990 podjęto decyzję o usunięciu niebezpiecznego azbestu.

Konstrukcja stropu została zaprojektowana bardziej z uwagi na kryteria stanu granicznego użytkowania niż z uwagi na kryteria nośności. Oznaczało to, że istniała pewna rezerwa wytrzymałości, bardzo korzystna z punktu widzenia możliwości przetrwania pożaru przez ramę, która mogła dłużej znosić wyższe temperatury zanim osiągnęła warunki graniczne.

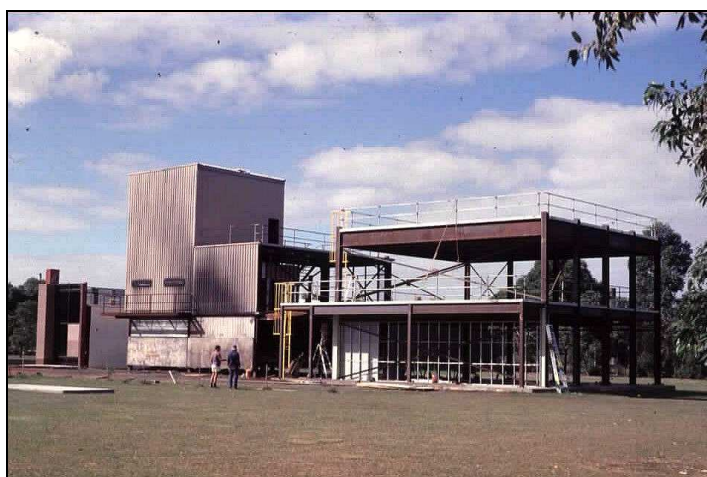
W czasie renowacji budynku, wymagana odporność ogniowa wynosiła 120 minut. Normalnie pociągałoby to za sobą konieczność zastosowania zabezpieczenia ogniochronnego nałożonego na belki stalowe i sufit stropu o bardzo słabym zbrojeniu. (przepisy australijskie uległy zmianom i obecnie pozwalają na to, aby sufit stropu pozostał bez zabezpieczenia przy odporności ogniowej 120 minut). Dodatkowo, istniejąca lekka instalacja tryskaczowa wymagała udoskonalenia, aby spełnić wprowadzone wymagania.

W ciągu roku 1990, odporność ogniowa budynków stała się tematem narodowej dyskusji; wykorzystano tę możliwość, aby przeprowadzić ocenę ryzyka pożarowego i zdecydować, czy w tym budynku konieczne jest nałożenie zabezpieczenia ogniochronnego na konstrukcję

stalową i poprawienie instalacji tryskaczowej. Dokonano dwóch ocen. Pierwszą przeprowadzono na podstawie założenia, że budynek spełnia obecne wymogi bezpieczeństwa bez wprowadzania dodatkowych środków; druga ocena zakładała, że nie będzie zabezpieczenia belek ani sufitu stropu, a obecna instalacja tryskaczowa zostanie utrzymana. W drugiej ocenie uwzględniono także skutki działania systemu wykrywania zagrożeń i systemu zarządzania budynkiem. Władze ustaliły, że o ile rezultaty drugiej oceny ryzyka będą przynajmniej tak korzystne jak wyniki pierwszej oceny, zastosowanie istniejącej instalacji tryskaczowej oraz niezabezpieczonych belek stalowych i płyt zespolonych należy uznać za dopuszczalne.

Przeprowadzono serię czterech badań ogniowych w celu uzyskania danych dla drugiej oceny ryzyka. Badania miały ocenić zjawiska takie jak prawdopodobny charakter pożaru, skuteczność istniejącej instalacji tryskaczowej, zachowanie niezabezpieczonej płyty zespolonej i ażurowych belek w warunkach rzeczywistego pożaru oraz prawdopodobne powstawanie dymu i substancji toksycznych.

Badania przeprowadzono na specjalnie wybudowanym budynku badawczym w laboratoriach badawczych BHP w Melbourne (Rysunek 4.4). Była to symulacja typowej kondygnacji o wymiarach 12 x 12 m w narożnym skrzydle budynku. Budynek testowy otrzymał wyposażenie biurowe i na jego obrzeżu zlokalizowano małe, o wymiarach 4 x 4 m, pomieszczenie biurowe. Pomieszczenie to zostało odgródzone od reszty budynku płytą gipsową, oknami, drzwiami i fasadą budynku badawczego. Przyłożono obciążenie w postaci kontenerów z wodą.



Rysunek 4.4 *Budynek BHP i badanie ogniowe*

Przeprowadzono cztery badania ogniowe. Pierwsze dwa dotyczyły skuteczności lekkiej instalacji tryskaczowej. W badaniu 1, pożar rozpoczął się w małym biurze i tryskacz

uruchomiły się automatycznie. Biuro miało obciążenie ogniowe 52 kg/m^2 . Temperatura atmosfery osiągnęła 60°C zanim tryskacze opanowały pożar i ugasiły go. W badaniu drugim, pożar rozpoczął się na otwartym obszarze bez ścianek działowych pomiędzy czterema tryskaczami. Ten obszar miał obciążenie ogniowe w wysokości $53,5 \text{ kg/m}^2$. Temperatura atmosfery osiągnęła 118 stopni Celsjusza zanim tryskacze opanowały i ugasiły pożar. Oba badania wykazały, że istniejąca lekka instalacja tryskaczowa jest wystarczająca.

Konstrukcyjna i termiczna właściwości płyty zespolonej zostały ocenione w badaniu 3. Belki wsporcze były częściowo zabezpieczone. Pożar rozpoczął się w przestrzeni bez ścianek działowych i pozwolono na jego rozprzestrzenianie się przy wyłączonych tryskaczach. Maksymalna temperatura atmosfery osiągnęła 1254°C . Po osiągnięciu maksymalnej temperatury pożar ugaszono. Strop wytrzymał przyłożone obciążenie. Maksymalna temperatura zanotowana na górnej powierzchni płyty stropowej wyniosła 72°C . Od spodu stropu był częściowo zainstalowany system sufitów, który zasadniczo przetrwał pożar bez zmian.

W badaniu 4, belki stalowe pozostawały niezabezpieczone i pożar rozpoczął się w małym biurze. Pożar nie rozprzestrzenił się na obszar bez ścianek działowych, mimo że ręcznie wybito okna, aby zwiększyć wentylację. Wobec tego na przestrzeni otwartej wzniecono osobne pożary pochodzące ze źródeł zewnętrznych. Najwyższa zanotowana temperatura wyniosła 1228°C , przy maksymalnej temperaturze belki stalowej 632°C ponad sufitem podwieszonym. Po osiągnięciu maksymalnej temperatury pożar ugaszono. Również w tym przypadku belki stalowe i strop były częściowo osłonięte przez sufit. Przemieszczenie środka ażurowej belki wynosiło 120 mm i większość tego ugięcia cofnęła się po ochłodzeniu konstrukcji do poziomu temperatury otoczenia.

Trzy nieobciążone słupy umieszczono w strefie pożaru, aby zbadać skuteczność osłon radiacyjnych. Jeden ze słupów osłonięto arkuszem galwanizowanej blachy stalowej, drugi arkuszem aluminiowanej blachy stalowej a trzeci słup referencyjny pozostał niezabezpieczony. Maksymalne zanotowane temperatury słupów wynosiły odpowiednio 580 , 427 i 1064°C , co wskazuje, że proste osłony radiacyjne mogą zapewnić wystarczające zabezpieczenie elementów stalowych w warunkach niskiego obciążenia ogniowego.

Z wyników czterech badań wywnioskowano, że istniejący system lekkiej instalacji tryskaczowej był wystarczający i nie było wymagane zabezpieczenie ogniochronne belek stalowych ani sufitu stropów zespolonych. Żaden pożar w budynku na William Street nie powinien zdeformować płyt ani belek stalowych w nadmiernym stopniu, pod warunkiem, że temperatura stali nie przekroczy wartości zanotowanych w badaniach.

Na wzrost temperatury w belkach stalowych miał wpływ system podwieszono sufitu, który zasadniczo przetrwał pożar bez zmian.

Największy budynek biurowy w centrum miasta, który był przedmiotem badań technicznych, stanowił własność największej australijskiej firmy ubezpieczeniowej, która zainicjowała i sfinansowała program badań. Wyniki zostały zaakceptowane przez władze lokalne, w wersji bez biernego zabezpieczenia ogniochronnego belek, ale z ulepszonym systemem lekkich tryskaczy i z systemem podwieszono sufitu, który sprawdził się w czasie badań.

4.3.2 Badania ogniowe budynku na Collins Street

Stanowisko badawcze miało stanowić symulację części projektowanego wielokondygnacyjnego budynku o konstrukcji ram stalowych na Collins Street w Melbourne. Celem badania była rejestracja danych temperaturowych pożaru powstałego przez spalanie mebli w typowym pomieszczeniu biurowym.

Pomieszczenie miało wymiary 8,4 x 3,6 m i było wypełnione typowymi meblami biurowymi, które wytworzyły obciążenie ogniowe pomiędzy 44 a 49 kg/m². Zainstalowano system podwieszonego sufitu, niezbadany pod kątem odporności ogniowej, złożony z płyt gipsowych na podłożu z włókna szklanego. Pomieszczenie przekryto nieobciążoną płytą betonową. Podczas badania, rejestrowano temperatury w belkach stalowych pomiędzy płytą betonową a sufitem podwieszonym. Rejestrowano również temperatury trzech wewnętrznych, wolnostojących słupów. Dwa spośród tych słupów były zabezpieczone folią aluminiową i arkuszami stali, działającymi na zasadzie osłon radiacyjnych; trzecia pozostała niezabezpieczona. Wybudowano również trzy nieobciążone słupy zewnętrzne i umieszczono je w odległości 300 mm od okien wzdłuż obwodu pomieszczenia.

Niezbadany pod kątem odporności ogniowej system sufitowy stanowił skuteczną przegrodę dla ognia, powodując utrzymanie niskiej temperatury belek stalowych. Podczas badania większość podwieszonego sufitu nie odpadła. Temperatury pożaru poniżej sufitu wahały się od 831 do 1163 °C - te niższe występowały w pobliżu wybitych okien. Ponad sufitem temperatury powietrza wahały się od 344 do 724 °C - te wyższe występowały w miejscach pęknięć sufitu. Maksymalna temperatura belki stalowej osiągnęła 470°C.

Badane nieobciążone słupy wewnętrzne osiągnęły maksymalną temperaturę 740°C dla słupa niezabezpieczonego i poniżej 403°C dla słupa z osłoną. Nieosłonięte słupy zewnętrzne osiągnęły maksymalną temperaturę 490°C.

Badanie ogniowe wykazało, że temperatury belek i słupów zewnętrznych były wystarczająco niskie aby uzasadnić użycie niezabezpieczonej stali i, podobnie jak w przypadku badania na William Street, zabezpieczenie poprzez niezbadany pod kątem odporności ogniowej sufit było korzystne.

Wnioski z badań australijskich

Badania australijskie i skojarzone z nimi oceny ryzyka udowodniły, że pod warunkiem, iż wysokie budynki biurowe posiadają instalacje tryskaczowe o wystarczającym stopniu niezawodności, zastosowanie niezabezpieczonych belek zapewni wyższy poziom bezpieczeństwa ludzi niż ten, który występuje w podobnych budynkach spełniających wymogi Australijskiego Kodeksu Budowlanego poprzez stosowanie biernego zabezpieczenia. Do początku roku 1999, w Australii wydano pozwolenie na budowę sześciu takich budynków o wysokości pomiędzy 12 a 41 kondygnacji.

4.4 Niemieckie badanie ogniowe

W roku 1985 przeprowadzono badanie ogniowe na czterokondygnacyjnym budynku pokazowym o konstrukcji ram stalowych, wybudowanym na terenie Stuttgart - Vaihingen University w Niemczech⁽⁹⁾. Po pożarze budynek został przeznaczony na biuro i laboratorium.

Budynek został wybudowany z wykorzystaniem wielu zespolonych elementów stalowo - betonowych. Były to słupy wypełnione wodą, słupy częściowo obetonowane, słupy wypełnione betonem, zespolone belki i różne rodzaje zespolonych stropów.

Główne badanie zostało przeprowadzone na trzecim piętrze, w pomieszczeniu zajmującym około jednej trzeciej budynku. Szczapy drewniane zapewniały obciążenie ogniowe, a beczki na benzynę wypełnione wodą - obciążenie grawitacyjne. Podczas badania temperatura otoczenia przekroczyła 1000 °C, a belki stropu osiągnęły temperaturę do 650 °C. Po badaniu przeprowadzono obserwację belek, która wykazała, że w obszarze żelbetonowych środków wystąpiło odpryskiwanie, miejscami odsłaniające zbrojenie. Tym niemniej jednak, belki w czasie badania charakteryzowały się bardzo dobrym zachowaniem, nie doznając w wyniku pożaru żadnych istotnych stałych deformacji. Słupy zewnętrzne oraz te wokół centralnego

trzonu nie wykazały oznak stałych deformacji. Zespólny strop uległ podczas pożaru maksymalnemu przemieszczeniu wynoszącemu 60 mm i zachował szczelność.

Po pożarze, budynek został odnowiony. Prace renowacyjne objęły całkowitą wymianę zewnętrznych paneli ściennych zniszczonych przez ogień, zniszczonych części pokładu stalowego w betonowej płycie stropu i betonowego wypełnienia belek. Ogólnie wykazano, że renowacja konstrukcji jest wykonalna z ekonomicznego punktu widzenia.

4.5 Prace badawcze w warunkach temperatury normalnej

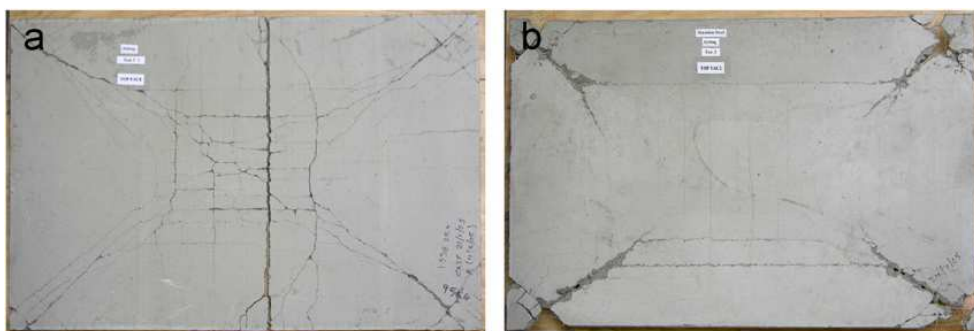
Uproszczona metoda projektowa przedstawiona w rozdziale 5 powstała na podstawie modeli teoretycznych opracowanych dla projektowania w temperaturze normalnej i została zweryfikowana poprzez badanie doświadczalne. Od roku 1961 przeprowadzono pewną liczbę takich badań dla zbadania oddziaływania membranowego w płytach betonowych. (15, 18, 22, 23, 24) bez poziomych zamocowań płyty. We wszystkich badaniach elementy próbne uległy zniszczeniu na skutek dużych pęknięć na całej głębokości płyty wzdłuż krótszego boku a oddziaływanie membranowe było wyraźnie widoczne, jak pokazuje Tablica 4.1.

Tablica 4.1 Porównanie pomiędzy uproszczoną metodą projektową a poprzednimi badaniami w temperaturze normalnej⁽²⁶⁾

Odwołanie	Nr badania	Wymiary płyty (m)	Obciążenie wywołujące linie załomów (kN/m ²)	Obciążenie w badaniu (kN/m ²)	Wzmocnienie zaobserwowane w badaniu	Obliczone wzmocnienie
Hayes & Taylor ⁽²²⁾	R11	0.914x0.914	15.43	31.97*	2.07	2.07
	R12	0.914x0.914	55.64	89.0*	1.60	2.11
	R13	0.914x0.914	29.05	60.8*	2.09	2.09
	R21	1.372x0.914	20.24	36.48*	1.80	1.80
	R31	1.828x0.914	16.37	25.08*	1.53	1.49
Taylor, Maher & Hayes ⁽²³⁾	S1	1.829x1.829	23.83	42.90*	1.80	1.48
	S7	1.829x1.829	23.83	39.03*	1.64	1.68
	S9	1.829x1.829	23.83	38.13*	1.60	1.31
Sawczuk & Winnicki ⁽¹⁸⁾	Typ 1 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	20.6	38.26*	1.86	1.71
	Typ 2 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	10.99	17.18*	1.56	1.46
	Typ 1 ($\alpha = 1.45$)	1.6x1.1	21.04	45.13*	2.14	2.15
Wood ⁽¹⁵⁾		0.610 x0.610	10.45 (kN)	17.14* (kN)	1.64	1.36
BRE ⁽²⁰⁾		9.5 x 6.46	2.58	4.81	1.86	1.68

* oznacza że nie nastąpiło zniszczenie płyty

Bailey i Toh⁽²⁷⁾ przeprowadzili ostatnio serię 22 badań w małej skali na poziomo niezamocowanych płytach betonowych o proporcji boków 1,0 lub 1,55. Zasadniczo w badaniach tych obserwowano dwa mechanizmy zniszczenia, w zależności od stopnia zbrojenia, proporcji boków i ciągliwości zbrojenia. Pęknięcie zbrojenia wzdłuż krótszego boku (Rysunek 4.5(a)) było dominującym mechanizmem zniszczenia większości słabo zbrojonych płyt, podczas gdy silnie zbrojone płyty oraz te, które posiadały wysoki stopień ciągliwości zbrojenia ulegały zniszczeniu głównie na skutek utraty nośności przy ściskaniu w narożach płyty (Rysunek 4.5(b)). Dane doświadczalne dostarczyły informacji niezbędnych do rozszerzenia tej metody na przypadek zbrojenia ortotropowego i do uznania zniszczenia przy ściskaniu betonu za dodatkowy mechanizm, który należy brać pod uwagę.



Rysunek 4.5 *Dwa mechanizmy zniszczenia w badaniach płyt w temperaturze otoczenia*

4.6 Prace badawcze w podwyższonej temperaturze

Oprócz siedmiu badań w pełnej skali, w pełnowymiarowych ośmiokondygnacyjnych budynkach o konstrukcji ram stalowych ze stropami zespolonymi, przeprowadzonych w Cardington w latach 1996 i 2003^(28,29), Bailey i Toh⁽²⁷⁾ przeprowadzili szereg badań w małej skali w podwyższonej temperaturze, aby dokładniej zbadać rozciągające oddziaływanie membranowe w płytach zespolonych. W rezultacie tych badań metoda projektowa opracowana oryginalnie przez Bailey'a i Moore' a została zmodyfikowana do postaci przedstawionej w Rozdziale 5.

Bailey i Toh⁽²⁷⁾ przeprowadzili serię 15 badań w małej skali na poziomo niezamocowanych płytach betonowych, o proporcji boków 1,0 lub 1,55. Ustalili, że w przeciwieństwie do płyt badanych w temperaturze otoczenia, gdzie mechanizm zniszczenia następował na skutek ściskania betonu, we wszystkich 15 płytach badanych w warunkach pożarowych, przyczyną zniszczenia było pęknięcie zbrojenia wzdłuż krótszego boku. (Rysunek 4.6).



Rysunek 4.6 *Mechanizm zniszczenia w badaniach płyt w podwyższonych temperaturach*

5 UPROSZCZONA METODA PROJEKTOWANIA

Od czasu opublikowania przez Johansena pionierskiej pracy dotyczącej analizy plastycznych linii załomów⁽¹⁰⁾, badacze zaobserwowali korzystny wpływ sił membranowych na podniesienia nośności płyt żelbetowych, w porównaniu z oceną nośności na podstawie zachowania przy zginaniu⁽¹¹⁾.

Przeprowadzono szereg badań doświadczalnych i teoretycznych w celu ustalenia korzystnego wpływu sił w płaszczyźnie w temperaturze normalnej, prowadzących do właściwego teoretycznego zrozumienia tego zachowania. W następstwie badań przeprowadzonych w Cardington, teorię tę rozszerzono na scenariusze przy projektowaniu na warunki pożarowe, co zostało przedstawione poniżej.

Doświadczenia przeprowadzone w Cardington oraz dane zgromadzone w innych pożarach rzeczywistych posłużyły do ilustracji tezy, iż w budynkach o konstrukcji zespolonej stalowo – betonowej występują znaczne rezerwy wytrzymałości. Oznacza to, iż zachowanie konstrukcji w pożarze jest lepsze aniżeli oczekiwane na podstawie standardowych badań ogniowych pojedynczych elementów konstrukcyjnych. Badania w Cardington pokazały, iż zespolone belki stalowe wspierające stropy żelbetowe można pozostawić niezabezpieczone. Należało opracować odpowiednie modele projektowe pozwalające konstruktorom uzasadnić projektowanie na warunki pożarowe stropów opartych na niezabezpieczonych belkach stalowych.

Badacze w Building Research Establishment (BRE), korzystając z funduszy Steel Construction Institute, opracowali uproszczoną metodę projektowania stropów zespolonych stalowo – betonowych wykorzystując prace badawcze z Cardington^(12,13). Model opracowany w BRE podlegał walidacji poprzez wyniki badań ogniowych w dużej skali uzyskane w Cardington oraz poprzednie prace doświadczalne prowadzone w warunkach normalnych. Metodę tę przedstawiono i szczegółowo przedyskutowano w Rozdziale 5.2.

Uproszczona metoda projektowania różni się od uproszczonych procedur projektowania podanych w normach projektowania^(32,33), ponieważ uwzględnia zachowanie podzespołu współpracujących elementów konstrukcyjnych, nie zaś pojedynczych elementów. O ile byłoby technicznie możliwe zastosowanie nieliniowej analizy metodą elementów skończonych w celu ustalenia nośności w warunkach pożarowych, takie rozwiązanie byłoby bardziej kosztowne i wymagające znacznej wiedzy i doświadczenia. Metoda przedstawiona w tym dokumencie jest bardziej ukierunkowana na konstruktorów posiadających tylko podstawową wiedzę w zakresie inżynierii bezpieczeństwa pożarowego

5.1 Wprowadzenie do teorii plastycznych linii załomów i oddziaływań membranowych

Teoria plastycznych linii załomów, której pionierem był Johansson, jest teorią stanu granicznego nośności opartą na założonym mechanizmie zniszczenia oraz plastycznych właściwościach płyt żelbetowych o niskim stopniu zbrojenia. Mechanizm zniszczenia jest zdefiniowany przez układ linii uplastycznienia, wzdłuż których zbrojenie ulega uplastycznieniu a płyta doznaje deformacji plastycznych. Zakłada się, iż obszary ograniczone przez linie załomów pozostają sztywne zaś całkowity obrót ma miejsce wokół linii załomów.

Aby teoria plastycznych linii załomów zachowała ważność, należy zapewnić, aby nie następowała utrata nośności przy ścinaniu, awaria przyczepności ani utrata nośności przy ściskaniu. Zależność moment – krzywizna dla płyty musi zapewnić wystarczającą

ciągłość, aby umożliwić przejście w mechanizm. W praktyce nie stanowi to problemu, ponieważ płyty są zawsze niedozbrojone, co prowadzi do ciągłego uplastycznienia zbrojenia wcześniej niż do mechanizmu kruchego zniszczenia takiego jak utrata wytrzymałości przy ściskaniu betonu.

W przypadku płyt kwadratowych i prostokątnych swobodnie podpartych wzdłuż krawędzi, należy oczekiwać układu linii załomów pokazanych na Rysunku 5.1. Taki układ linii załomów przyjęto w poniższej analizie teoretycznej. W rzeczywistości, w budynkach o konstrukcji ram stalowych, strop jest oparty na belkach stalowych o ograniczonej sztywności pomiędzy słupami. Zostanie to omówione w Rozdziale 6 .



Rysunek 5.1 *Typowy układ linii załomów w płycie prostokątnej swobodnie podpartej na czterech krawędziach*

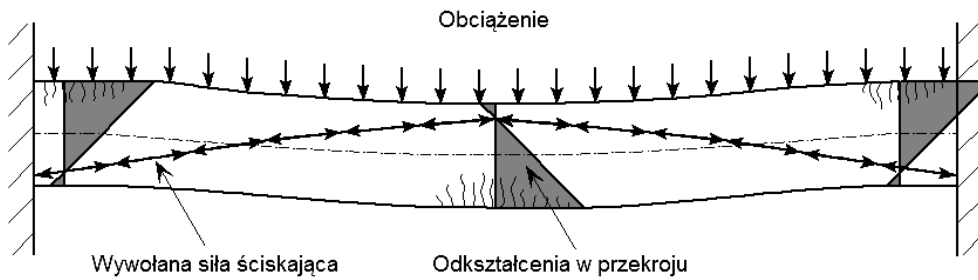
Rozwiązanie stanowiące górne oszacowanie można uzyskać wykorzystując przyjęty układ linii załomów. Rozwiązanie uzyskuje się na podstawie teorii bilansu energii, w której praca zewnętrzna przyłożonych obciążeń na przemieszczeniach sztywnych obszarów jest równa pracy sił wewnętrznych przy obrocie wokół linii załomów. Obciążenie odpowiadające każdemu założonemu mechanizmowi zniszczenia będzie większe lub równe rzeczywistemu obciążeniu konstrukcji wywołującemu zniszczenie, stanowiąc, zatem oszacowanie górne.

Jednak z powodu oddziaływań membranowych w płycie oraz wzmocnienia zbrojenia po uplastycznieniu, to teoretyczne rozwiązanie stanowiące ograniczenie górne wynikające z analizy linii załomów okazuje się znacznie niższe aniżeli rzeczywiste obciążenie niszczące płytę zaobserwowane podczas badań.

Oddziaływanie membranowe w płytach wywołuje siły działające w płaszczyźnie będące wynikiem warunków brzegowych w płycie. Dwa przypadki graniczne, pełnego zamocowania oraz braku zamocowania, zostały przeanalizowane poniżej.

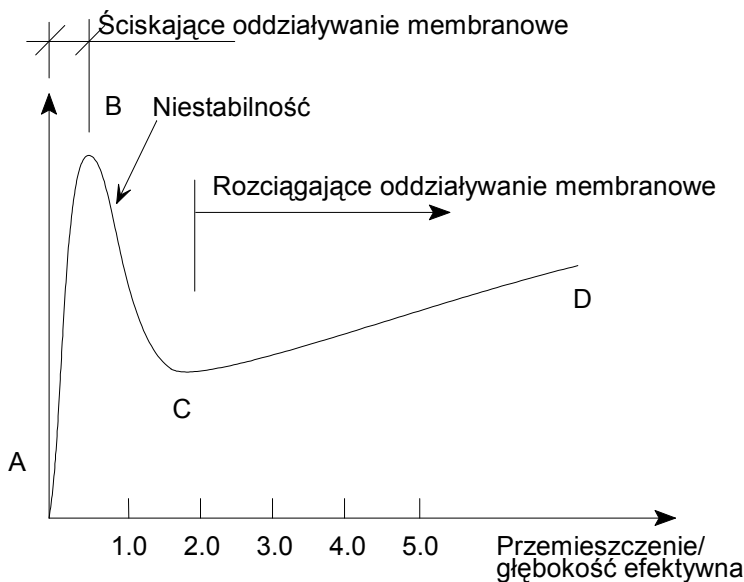
Płyta o pełnym zamocowaniu w płaszczyźnie

Przy pełnym zamocowaniu krawędzi płyty w płaszczyźnie, początkowe małe ugięcia przy zginaniu wywołują ściskające oddziaływania membranowe^(14,15). Mechanizm ten został zilustrowany na Rysunku 5.2 dla elementu rozpiętego w jednym kierunku. Oddziaływanie ściskające przebiegające od spodu powierzchni przy podporze do górnej powierzchni w środku rozpiętości, wywołuje efekt ściskanego łuku w płycie, co prowadzi do podwyższenia nośności jak pokazano na Rysunku 5.3. Ten efekt łuku jest jednak niestabilny wraz ze wzrostem ugięć pionowych do wartości odpowiadającej w przybliżeniu połowie grubości płyty, przy których następuje nagły spadek nośności. Następnie płyta przy większych przemieszczeniach może dalej podlegać rozciągającym oddziaływaniom membranowym.



Rysunek 5.2 Ściskające oddziaływanie membranowe w płycie zamocowanej

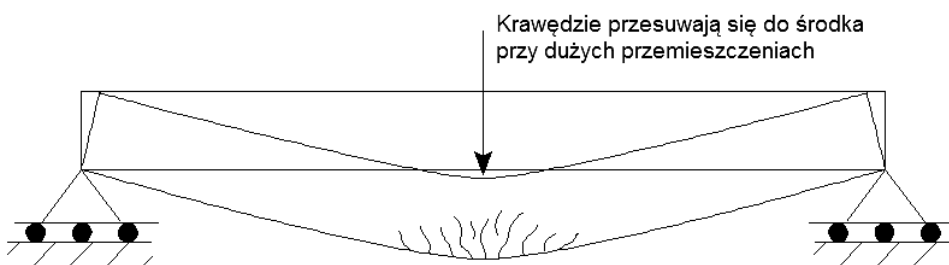
Park⁽¹⁴⁾ zilustrował efekt ściskających oddziaływań membranowych na zamocowaną płytę wykorzystując wykres podobny do Rysunku 5.3. Początkowe ekstremum obciążenia pokazane na rysunku przy przemieszczeniach mniejszych niż grubość płyty jest spowodowane ściskającym oddziaływaniem membranowym. Z chwilą utraty wytrzymałości przy ściskaniu w betonie następuje gwałtowny spadek nośności, któremu towarzyszy wzrost ugięcia. Nośność zaczyna wtedy wzrastać wraz z ugięciem aż do chwili zerwania zbrojenia.



Rysunek 5.3 Oddziaływanie membranowe w płycie o brzegach zamocowanych⁽¹⁵⁾

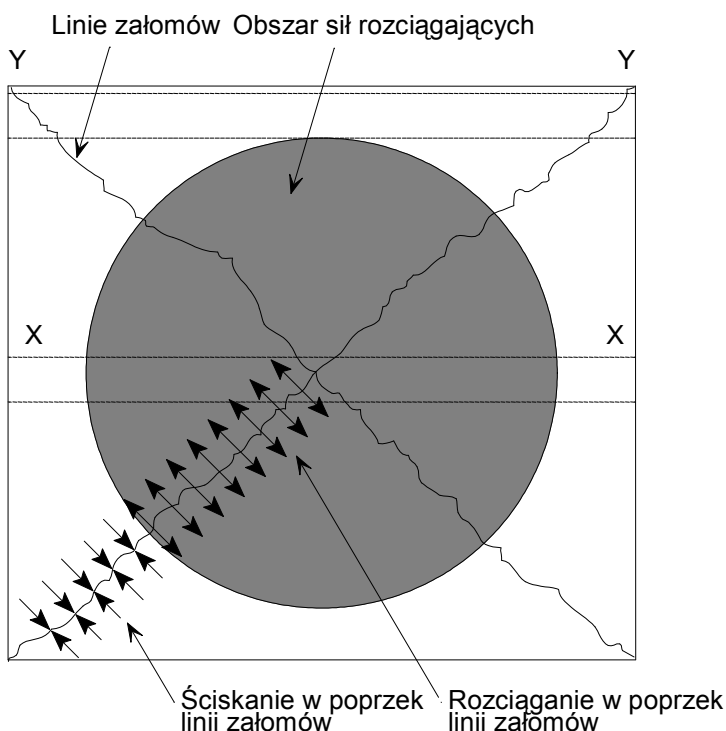
Płyta bez zamocowania działającego w płaszczyźnie płyty

Jeżeli krawędzie płyty nie są zamocowane, zachowanie płyty jest inne. Nie mogą wystąpić ściskające oddziaływania membranowe a po uplastycznieniu pojawiają się rozciągające oddziaływania membranowe. Dla elementu rozpiętego w jednym kierunku, duże przemieszczenia pionowe spowodują przybliżenie końców elementu. Jeżeli to skrócenie zostanie uniemożliwione, powstaną siły rozciągające. W przypadku elementów rozpiętych w jednym kierunku siły zamocowania muszą zostać wyzwolone zewnętrznie na podporach. W przypadku elementu rozpiętego w dwóch kierunkach, np. płyt swobodnie podpartych na czterech krawędziach, zewnętrzne poziome zamocowania nie są wymagane, ponieważ w płycie powstaje układ sił wewnętrznych działających w płaszczyźnie płyty, których efekt działania jest taki sam.



Rysunek 5.4 Element konstrukcyjny rozpięty w jednym kierunku

Rozpatrzmy przypadek płyty rozpiętej w dwóch kierunkach, pokazany na Rysunku 5.5. Płyta ma podpory pionowe wzdłuż obwodu, lecz nie jest zamocowana w płaszczyźnie poziomej. Pasma środkowe płyty oznaczone jako X-X będzie dążyć do skrócenia między podporami, zachowując się podobnie jak jednokierunkowo rozpięty element pokazany na Rysunku 5.4. Jednak pasma oznaczone jako Y-Y w pobliżu krawędzi zamocowanej nie doznają tych samych ugięć pionowych i dlatego nie wykazują znaczącego skrócenia końców. Dlatego pomiędzy tymi pasmami występować będą siły działające w płaszczyźnie zapewniające równowagę, wywołujące w ten sposób naprężenia rozciągające w pasmach takich jak X-X oraz naprężenia ściskające w pasmach Y-Y. Ponieważ takie zachowanie ma miejsce w dwóch kierunkach, w rezultacie powstaje obszar charakteryzujący się stanem naprężeń rozciągających w środku płyty zaznaczony na Rysunku 5.5 przez cieniowanie oraz pierścien ściskany wzdłuż obwodu.



Rysunek 5.5 Powstanie sił membranowych

Wpływ naprężeń membranowych na plastyczne linie załomów

Powstanie działających w płaszczyźnie sił rozciągających oraz ściskających powoduje zmiany momentów w liniach załomów płyty. Następuje redukcja nośności na zginanie w strefie rozciąganej oraz jej podwyższenie w liniach załomów w strefie ściskanej. Dodatkowo, w stosunku do wpływu na nośność przy zginaniu, ma miejsce także podniesienie nośności spowodowane rozciągającym oddziaływaniem membranowym.

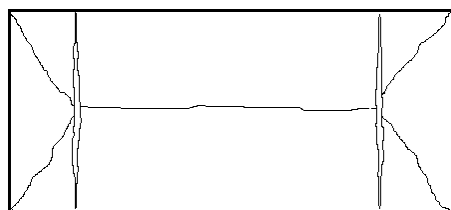
W następstwie prac Johanssona na temat analizy plastycznych linii załomów, Ockleston⁽¹¹⁾ przedstawił wyniki badań niszczących przeprowadzonych w całym budynku. Badania te wykazały, iż obciążenia przenoszone przez stropy były znacząco większe aniżeli przewidywane przez teorię linii załomów, Spowodowało to duże zainteresowanie badaniami nad efektami membranowymi. W kolejnych latach wielu badaczy analizowało te efekty zarówno doświadczalnie jak teoretycznie.

Obserwacje z badań płyt niezamocowanych pokazują, iż układ linii załomów pozostaje niezmienny przy dużych przemieszczeniach. Mechanizm zniszczenia, zgodnie z opisem Wooda⁽¹⁵⁾, polegał na powstaniu dużych rys wzdłuż krótszego boku płyty oraz zrywaniu zbrojenia.

Metody analizy uwzględniające oddziaływanie membranowe w niezamocowanych płytach zostały opracowane przez Wooda⁽¹⁵⁾, Kempa⁽¹⁷⁾, Taylora⁽¹⁶⁾, Sawczuka⁽¹⁸⁾, Hayes⁽¹⁹⁾ oraz Bailey i Moora^(12,13).

Wood uzyskał rozwiązanie dla płyty kołowej o krawędziach swobodnie podpartych, poddanej obciążeniu rozłożonemu. Podobne rozwiązanie dla płyt kwadratowych uzyskał Kemp. Metoda Kempa uwzględniała ściśle sztywno – plastyczne rozwiązanie, w którym nośność wyznacza się na podstawie warunków równowagi sztywnych obszarów płyty. Umożliwia to wyznaczenie wielkości sił membranowych oraz momentów w liniach załomów w funkcji ugięcia płyty. Teoria Kempa pokazuje, iż nośność płyty jest funkcją ugięcia płyty. Autor zauważa, iż w praktyce obciążenie niszczące zostaje osiągnięte z chwilą zerwania zbrojenia lub zgniecenia betonu w zewnętrznym obszarze, jakkolwiek opracowany model nie próbuje zdefiniować końcowego punktu zależności obciążenie – przemieszczenie.

Podejście zaprezentowane przez Sawczuka, uwzględniało powstawanie rys wzdłuż krótkiego boku płyty. Sawczuk ustalił, iż sztywne trójkątne elementy płyty podlegają momentom w płaszczyźnie spowodowanym zmianami sił membranowych wzdłuż linii załomów. Obliczając nośność na zginanie sztywnych obszarów Sawczuk przewidział powstawanie przegubów zgięciowych wzdłuż środkowej linii płyty oraz pękanie wzdłuż krótkiego boku. Pękanie to nie jest uwzględniane w metodach opracowanych przez Taylora i Kempa. Metoda Sawczuka oparta na bilansie energii brała pod uwagę dwa możliwe schematy powstawania rys, jak pokazano na Rysunku 5.6. We wniosku podano, iż krytyczny mechanizm zniszczenia był spowodowany przez rysy powstające wzdłuż krótszego boku, na przecięciu linii załomów, jak pokazano na Rysunku 5.6(a).



(a) Powstawanie rys na przecięciu linii załomów



(b) Powstawanie rys w środku płyty

Rysunek 5.6 Mechanizmy zniszczenia ustalone przez Sawczuka

Hayes zauważył, iż analiza Sawczuka zakładała występowanie sił brzegowych, podczas gdy w rzeczywistości siły te nie mogą wystąpić na brzegu swobodnie podpartym bez zamocowania. Hayes również zaobserwował, że nie był widoczny wzrost nośności, gdy rozważano równowagę momentów w sztywnych obszarach. Kontynuując prace, Hayes uzyskał rozwiązanie dla płyt prostokątnych zbrojonych dwukierunkowo, podchodząc krytycznie do metody Sawczuka zaś pozostając w zgodzie z rozwiązaniem Kempa dla płyt kwadratowych. W swojej metodzie Hayes również zakładał obecność rys wzdłuż krótkiego

boku, na przecięciu linii załamów. Porównując swoją metodę z metodą Sawczuka, Hayes doszedł do wniosku, iż różnice nie były znaczące. Co ważne, Hayes zauważył także, iż poprawa spowodowana efektem membranowym zmniejsza się wraz ze wzrostem stosunku boków płyty lub ortotropią zbrojenia.

Założenie Sawczuka, przyjęte także przez Hayesa, że mechanizm zniszczenia ujmuje także dwie rysy wzdłuż krótkich brzegów płyty, na przecięciu linii załamów, jest sprzeczny z wieloma wynikami badań, w tym także przeprowadzonych przez Building Research Establishment w 2000⁽²⁰⁾. Dlatego Bailey i Moore^(12,13) zmodyfikowali metodę opracowaną przez Hayesa i oparli swoją metodę równowagi na powstawaniu pojedynczej rysy na środku płyty. Jest to mechanizm zniszczenia normalnie obserwowany w badaniach prowadzonych w temperaturze normalnej oraz temperaturze podwyższonej, Rysunek 5.7(b). Modyfikacja wykorzystana przez Bailey'a i Moora jest opisana w Rozdziale 5.2. Początkowo była ona opracowana dla przypadku zbrojenia izotropowego, ale została zaktualizowana w celu ujęcia efektu zbrojenia ortotropowego oraz oddziaływań łańcuchowych w belkach stalowych⁽²¹⁾.

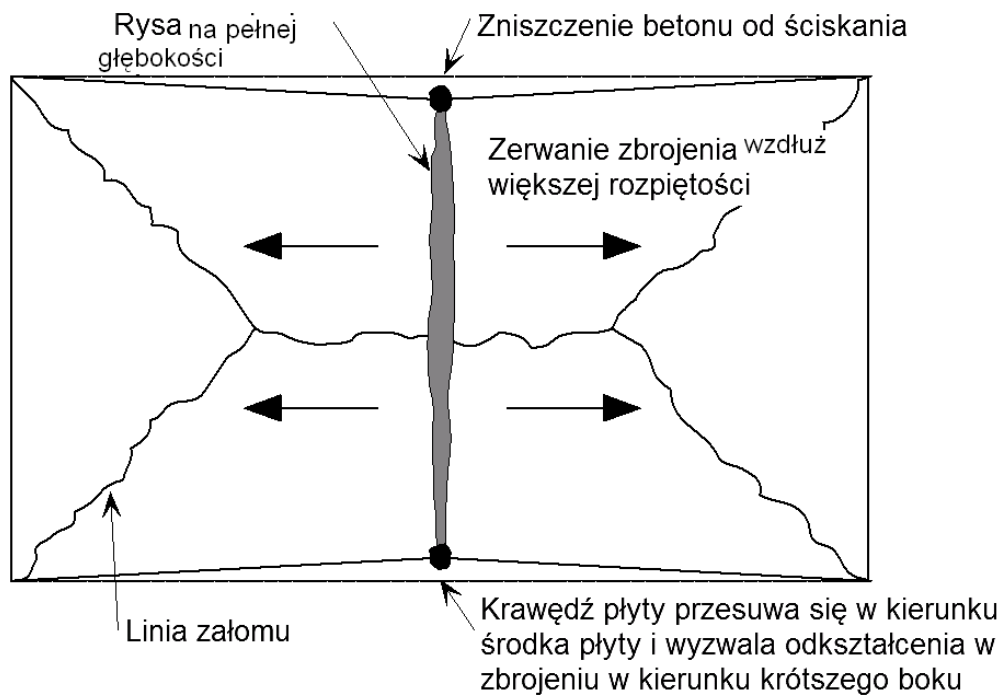
5.2 Obliczenia nośności stropów zespolonych zgodnie z uproszczoną metodą projektowania

Poniższy rozdział przedstawia uproszczoną metodę projektowania, którą można wykorzystać przy obliczaniu nośności prostokątnych zespolonych płyt stropowych. Metoda była opracowywana przez kilka lat. Początkowo^(12,13) była wykorzystywana tylko dla przypadku izotropowego zbrojenia i uwzględniała tylko jeden mechanizm zniszczenia, spowodowany zrywaniem zbrojenia wzdłuż krótkiego boku, jak pokazano na Rysunku 5.7(a). Późniejsze opracowania^(21,25) ujmowały bardziej ogólne rozwiązania, pozwalające na stosowanie zbrojenia ortotropowego a także opis zniszczenia przy ściskaniu betonu w narożach płyty (patrz Rysunek 5.7(b)).

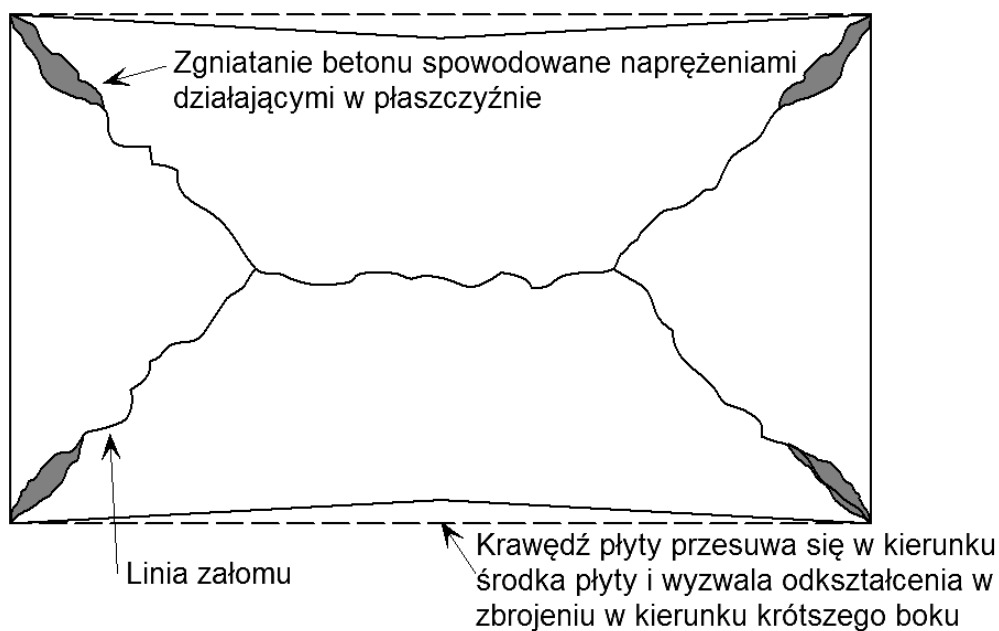
5.2.1 Obliczenia nośności

Nośność dwukierunkowo rozpiętej swobodnie podpartej płyty, pozbawionej poziomego zamocowania na krawędziach, jest większa aniżeli obliczana na podstawie zwykłej teorii plastycznych linii załamów. Zwiększenie nośności jest rezultatem rozciągających oddziaływań membranowych powstających w płycie przy dużych przemieszczeniach oraz rezultatem wzrostu momentu plastycznego w zewnętrznych obszarach płyty, gdzie naprężenia ściskające występują w poprzek linii załamów (patrz Rysunek 5.8).

Podwyższenie nośności wyznaczonej jako dolne oszacowanie dla zniszczenia wg mechanizmu plastycznych linii załamów, polega na przyjęciu założenia iż w warunkach utraty nośności układ linii załamów będzie taki jak pokazano na Rysunku 5.7(a) oraz że zniszczenie zostanie spowodowane pękaniem zbrojenia wzdłuż krótkiego boku płyty w środku jej rozpiętości. Drugi mechanizm zniszczenia mógłby, w pewnych przypadkach, mieć miejsce w wyniku zgniatania betonu w narożach płyty gdzie występują duże siły ściskające działające w płaszczyźnie, jak pokazano na Rysunku 5.7(b). Ten mechanizm zniszczenia jest omówiony w Rozdziale 5.3.



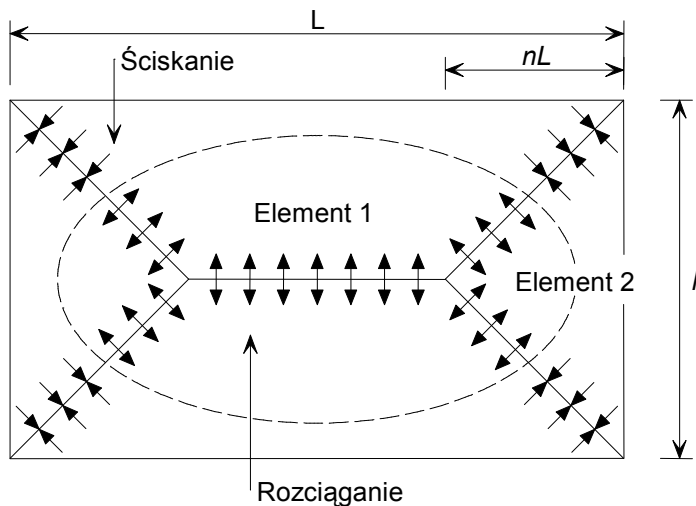
(a) Zniszczenie przy rozciąganiu zbrojenia



(b) Zniszczenie przy ściskaniu betonu

Rysunek 5.7 Zakładany mechanizm zniszczenia stropu zespolonego

Pierwszy z mechanizmów zniszczenia wystąpi wtedy, gdy wytrzymałość betonu na ściskanie przekracza wytrzymałość zbrojenia na rozciąganie, prowadząc do zrywania prętów zbrojenia. Drugi z mechanizmów zniszczenia nastąpi w przypadku, gdy wytrzymałość zbrojenia przekracza wytrzymałość betonu na ściskanie prowadząc do zniszczenia betonu przy ściskaniu w narożach płyty.



Rysunek 5.8 Płyta prostokątna swobodnie podparta na czterech krawędziach z pokazanymi siłami działającymi w płaszczyźnie w poprzek linii załomów w wyniku rozciągających oddziaływań membranowych

Na Rysunku 5.8 pokazano prostokątną płytę swobodnie podpartą wzdłuż obwodu oraz oczekiwane linie załomów przy dolnym oszacowaniu, które powstaną pod obciążeniem równomiernie rozłożonym. Przecięcie linii załomów jest określone przez parametr n obliczany na podstawie ogólnej teorii plastycznych linii załomów i wynoszący:

$$n = \frac{1}{2\sqrt{\mu a^2}} \left(\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1 \right) \quad (11)$$

gdzie

a jest stosunkiem boków płyty (L/l)

μ jest stosunkiem plastycznej nośności na zginanie płyty w prostopadłych kierunkach (zawsze powinien wynosić nie więcej niż 1,0)

Krótszą rozpiętość należy definiować wykorzystując rozpiętość o niższej nośności na zginanie, uzyskując współczynnik ortotropii (μ) o wartości nie większej niż jeden. Dlatego n jest ograniczony maksymalnie do 0,5, co w rezultacie ustala obowiązujący układ linii załomów.

Nośność mechanizmu uformowanego przez linie załomów jest opisana przez następujące równanie:

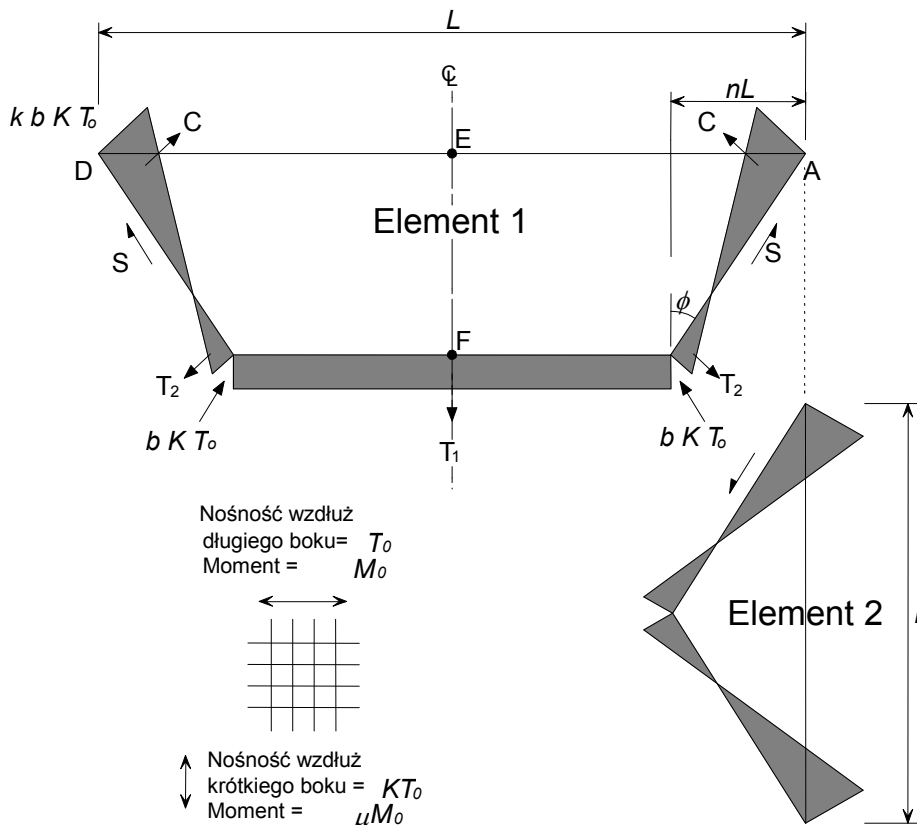
$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[\sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2} - \frac{1}{a'}} \right]^{-2}$$

gdzie

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes⁽¹⁹⁾ zauważył, iż przy założeniu sztywno – plastycznego zachowania, uwzględnia się jedynie przemieszczenia i obroty ciała sztywnego. Przyjęcie dalszych założeń, mówiących o tym, iż osie obojętne wzdłuż linii załomów są liniami prostymi oraz iż bryła naprężeń dla betonu jest prostokątna oznacza, iż zmiany sił membranowych wzdłuż linii załomów

przebiegają liniowo, jak pokazano na Rysunku 5.9. Założenia te oraz wynikający stąd rozkład sił membranowych został także wykorzystany przez Baileya^(12,26).



Rysunek 5.9 Rozkład naprężeń w płaszczyźnie dla elementów 1 i 2

Wyprowadzenie wzoru dla parametru k

Biorąc pod uwagę równowagę działających w płaszczyźnie sił T_1 , T_2 oraz C oddziałujących na Element 1, uzyskuje się następujące zależności:

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

oraz

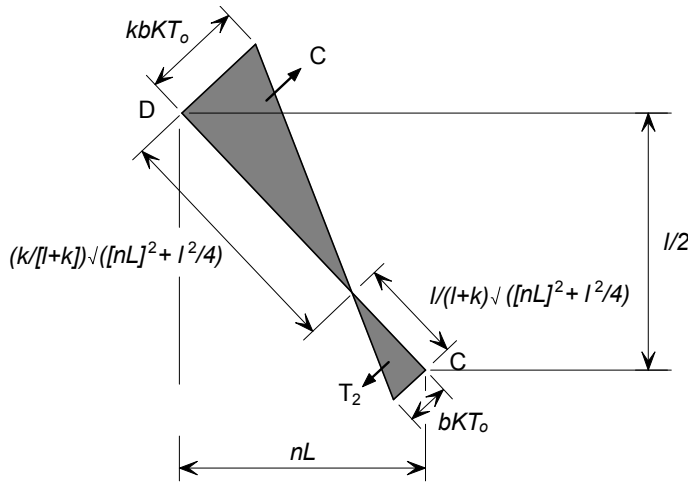
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Stąd

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \quad (1)$$

gdzie

ϕ jest kątem definiującym układ linii załomów.



Rysunek 5.10 Rozkład naprężeń w płaszczyźnie działających wzdłuż plastycznej linii załomu CD

Na Rysunku 5.10 pokazano geometrię rozkładu naprężeń wzdłuż linii załomu CD. Biorąc pod uwagę Rysunek 5.9 oraz Rysunek 5.10,

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

gdzie

b, k są parametrami definiującymi wielkość siły membranowej,

KT_0 jest nośnością stalowej siatki zbrojenia na jednostkę szerokości,

n jest parametrem definiującym układ linii załomów

Wprowadzając powyższe wartości do równania (1), uzyskuje się,

$$\frac{bKT_0(L - 2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Wyrażenie to można przekształcić do postaci wzoru dla parametru k .

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (2)$$

Wyprowadzenie wyrażenia dla parametru b

Analizując zrywanie zbrojenia w poprzek krótkiego boku płyty, można wyprowadzić wyrażenie dla parametru b . Linia EF pokazana na Rysunku 5.11 przedstawia lokalizację miejsc zerwania siatki, którego skutkiem jest rysa na pełnej grubości płyty. Górne graniczne rozwiązanie dla nośności na działanie momentów w płaszczyźnie wzdłuż osi EF, można uzyskać, zakładając, że całe zbrojenie wzdłuż przekroju poddawane jest naprężeniom równym wytrzymałości na rozciąganie (f_u) oraz że centroida bryły naprężeń ściskających znajduje się w punkcie E na Rysunku 5.11.

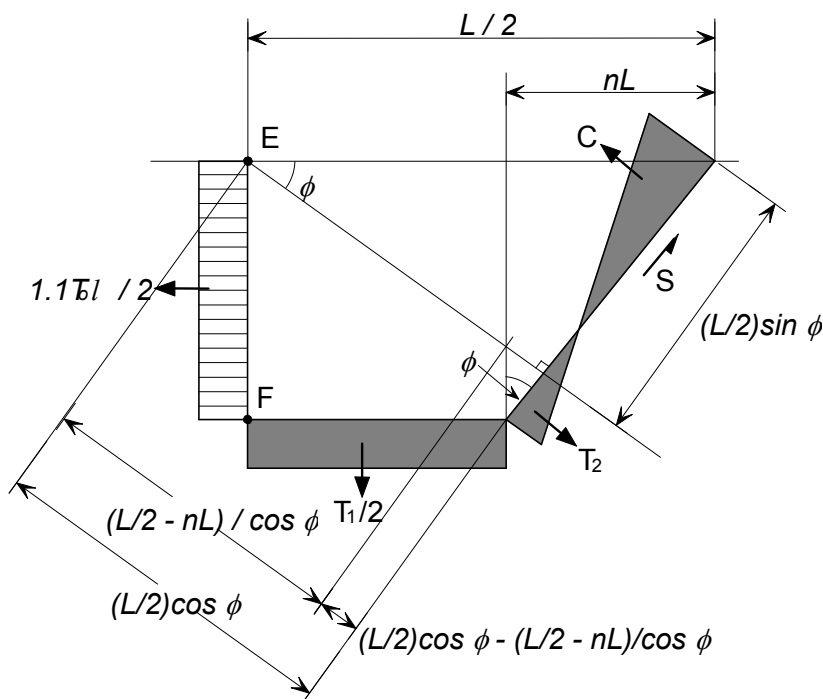
Przyjmuje się, iż

$$f_u = 1.1f_y$$

gdzie

f_y jest granicą plastyczności.

Biorąc pod uwagę moment wokół punktu E na Rysunku 5.11,



Rysunek 5.11 Rozkład naprężeń wzdłuż linii pęknięcia EF

$$\begin{aligned}
 & T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + C \left[\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1T_0 l^2}{8}
 \end{aligned} \tag{3}$$

gdzie

$$\begin{aligned} \frac{T_1}{2} &= bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \\ T_2 &= \frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ C &= \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ S &= \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ \cos \phi &= \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \sin \phi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \tan \phi &= \frac{nL}{(l/2)} \end{aligned}$$

Wstawiając te wyrażenia do Równania (3), uzyskuje się

$$\begin{aligned} &\frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\left(\frac{\left(\frac{l}{2} \right) L}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \left(\frac{L}{2} - nL \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \right) \left(\frac{l}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{\left(\frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{l}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1T_o l^2}{8} \end{aligned}$$

co po przekształceniach, daje

$$\begin{aligned} & \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\ & + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\ & + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{1 \cdot l^2}{8K} \end{aligned} \quad (4)$$

Równanie (4) można zapisać w postaci

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1 \cdot l^2}{8K}$$

Zatem:

$$b = \frac{1 \cdot l^2}{8K(A + B + C - D)} \quad (5)$$

gdzie

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

Parametry k i b definiujące siły w płaszczyźnie, można obliczyć wykorzystując odpowiednie równania (2) i (5).

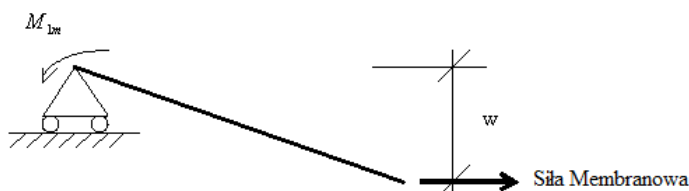
Siły membranowe

Nośność graniczną Elementów 1 i 2 płyty można wyznaczyć analizując wpływ jaki mają siły membranowe na nośność oraz analizując wzrost nośności na zginanie w poprzek linii załomów. Wyniki analizy przedstawiono poniżej. Powyższe efekty można wyrazić w formie wskaźnika wzmocnienia, zwiększającego dolne oszacowanie nośności ustalonej metodą plastycznych linii załomów. Początkowo pominięto wpływ ścinania w płaszczyźnie S (Rysunek 5.9) oraz ścinania pionowego, na formowanie linii załomów. W rezultacie uzyskano dwa nierówne obciążenia obliczone odpowiednio dla Elementów 1 i 2. Następnie obliczono wartość uśrednioną uwzględniając wpływ sił ścinających.

Wpływ sił membranowych na nośność.

a) *Element 1*

Zgodnie z Rysunkiem 5.12, moment nad podporą spowodowany siłą membranową, wynosi:



Rysunek 5.12 Obliczenie momentu spowodowanego siłą membranową

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left(\frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left(\frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

gdzie

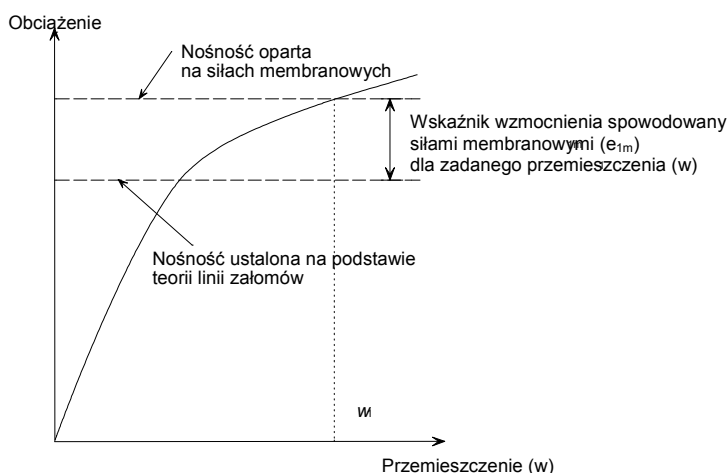
M_{1m} jest momentem względem podpory spowodowanym siłami membranowymi dla elementu 1.

Wyrażenie upraszcza się do postaci:

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

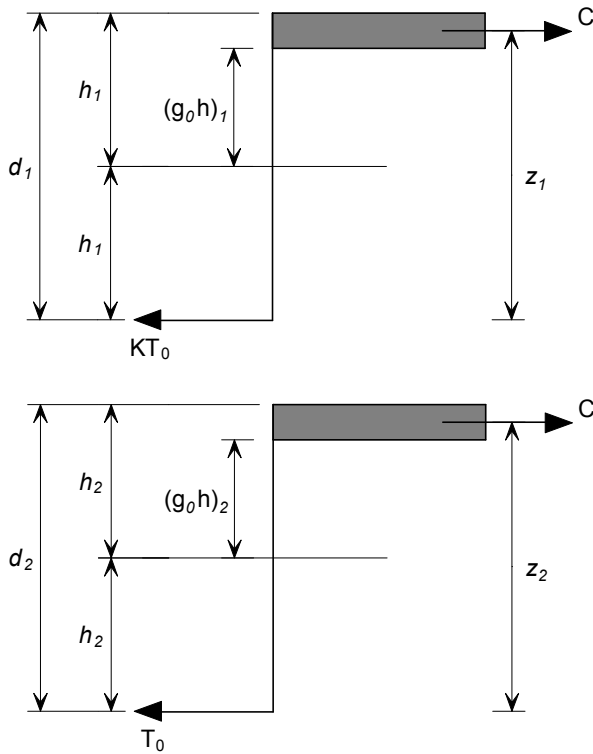
Powyższe wyrażenie definiuje wpływ sił membranowych na nośność. Udział ten należy dodać do składnika wyrażającego podwyższoną nośność na zginanie w obszarach gdzie płyta doznaje sił ściskających. Dla uproszczenia, składniki pochodzące od sił membranowych oraz podwyższonych oddziaływań zgięciowych odnosi się do prostopadłego obciążenia linii załomu. Pozwala to na obliczenie wskaźnika wzmocnienia zarówno dla siły membranowej jak i zwiększonych momentów zginających. Obydwa wskaźniki wzmocnienia mogą być na koniec zsumowane dając łączne wzmocnienie dla płyty, spowodowane oddziaływaniem membranowym.

Podzielenie M_{1m} przez $\mu M_o L$, tj. nośność na zginanie płyty bez udziału siły osiowej, pozwala wyrazić efekt rozciągających oddziaływań membranowych jako podwyższenie nośności przy mechanizmie plastycznych linii załomów (Rysunek 5.13).



Rysunek 5.13 Wskaźnik wzmocnienia spowodowany siłą membranową

Wartość μM_o uzyskuje się na podstawie Rysunku 5.14.



Rysunek 5.14 Obliczenie nośności na zginanie

Momenty zginające μM_0 and M_0 na jednostkę szerokości płyty w każdym z prostopadłych kierunków, wynoszą:

$$\mu M_0 = KT_0 d_1 \left(\frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_0 = T_0 d_2 \left(\frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

gdzie

$(g_0)_1, (g_0)_2$ są parametrami definiującymi bryłę naprężeń przy zginaniu w dwóch prostopadłych kierunkach (patrz Rysunek 5.14)

d_1, d_2 są efektywną głębokością zbrojenia w każdym kierunku.

Współczynnik wzmocnienia e_{1m} , wynosi:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (6)$$

b) Element 2

Moment nad podporą spowodowany siłą membranową, wynosi:

$$M_{2m} = KT_0 l b w \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

gdzie

M_{2m} jest momentem względem podpory wywołanym siłą membranową dla elementu 2.

Efekt rozciągającego oddziaływania membranowego można wyrazić jako zwiększenie nośności wg teorii linii załomów, poprzez podzielenie momentu nad podporą spowodowanego oddziaływaniem membranowym M_{2m} przez nośność na zginanie momentem w kierunku podłużnym przy braku siły osiowej, $M_0 l$, co daje

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} \right) \quad (7)$$

Wpływ sił membranowych na nośność przy zginaniu wzdłuż plastycznych linii załomów, ocenia się biorąc pod uwagę kryterium plastyczności sformułowane przy obecności także siły osiowej, zgodnie z rozwiązaniem Wooda^[6]. W przypadku kierunku krótszej rozpiętości moment zginający z uwzględnieniem siły osiowej, wynosi

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (8a)$$

gdzie

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

oraz

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

Podobnie w przypadku kierunku dłuższej rozpiętości,

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (8b)$$

gdzie

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

oraz

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Wpływ sił membranowych na nośność przy zginaniu

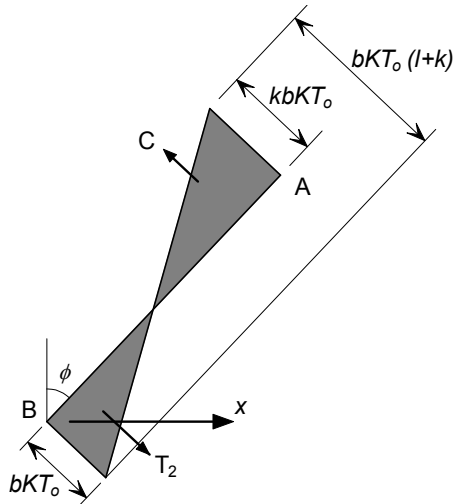
a) Element 1

Wpływ sił membranowych na nośność przy zginaniu analizuje się oddzielnie dla każdej z linii załomów.

Dla linii BC siła membranowa jest stała i wynosi $-bKT_0$, a zatem :

$$\left(\frac{M_N}{M_0}\right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Dla linii załomów AB (Rysunek 5.15),



Rysunek 5.15 Siły przyłożone do elementu 1, linia załomu CD

siła membranowa w poprzek linii załomu, w odległości x od B, wynosi:

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL} (K+1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)$$

Zastępując w Równaniu (8a), uzyskuje się dla linii załomów AB i CD

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha_1 b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

Stąd wynika :

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

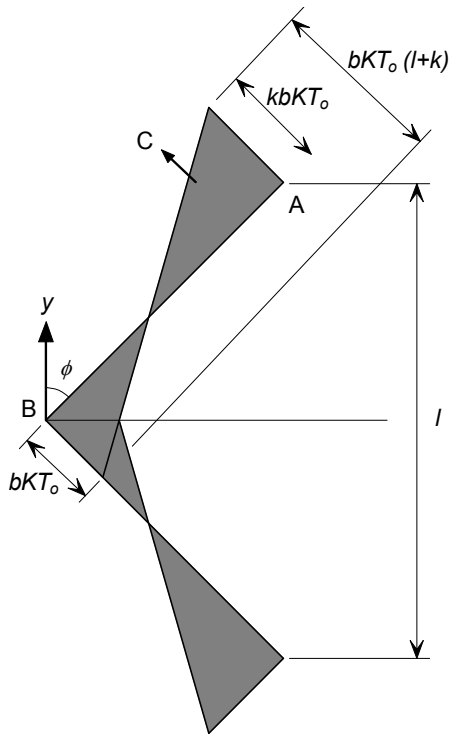
Podwyższenie nośności przy zginaniu spowodowane siłami membranowymi w Elementie 1, można zapisać w postaci :

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (9)$$

b) Element 2

W odniesieniu do Rysunku 5.16 dla elementu 2, siłę w odległości y od B można zapisać następująco:

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2}(k+1)bKT_0$$



Rysunek 5.16 Siły przyłożone do elementu 2

Przekształcając

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

Przez wstawienie do Równania (8b), uzyskuje się:

$$\int_0^{l/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{l/2} \left[1 + \alpha_2 bK \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

W rezultacie,

$$2 \int_0^{l/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Daje to wskaźnik wzmocnienia spowodowany wpływem sił membranowych na nośność przy zginaniu, zgodnie z poniższym wzorem

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (10)$$

Równania (6), (7), (9) i (10) podają wpływ sił membranowych na nośność płyty przy zginaniu.

Całkowity wskaźnik wzmocnienia dla każdego elementu, wynosi:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b}$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b}$$

Jak podano wcześniej, wartości e_1 i e_2 obliczone na podstawie warunków równowagi elementów 1 i 2 nie będą jednakowe a Hayes sugeruje, iż różnice te można wyjaśnić efektem pionowego ścinania lub ścinania w płaszczyźnie oraz iż całkowite wzmocnienie można zapisać, jako

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2}$$

5.3 Zniszczenie betonu przy ściskaniu

Wskaźnik wzmocnienia w Rozdziale 5.2.1 został ustalony na podstawie analizy zniszczenia zbrojenia przy rozciąganiu. Należy jednak brać pod uwagę także możliwość zniszczenia betonu przy ściskaniu w pobliżu naroży płyty, jako możliwy mechanizm zniszczenia, co w pewnych przypadkach może poprzedzić zrywanie zbrojenia. Osiąga się to poprzez ograniczenie wartości parametru 'b', reprezentującego wielkość naprężeń w płaszczyźnie.

Zgodnie z Rysunkiem 5.9, maksymalna siła ściskająca w płaszczyźnie w narożach płyty wynosi $kbKT_0$. Należy również uwzględnić siłę ściskającą spowodowaną zginaniem. Zakładając, iż maksymalna głębokość bryły naprężeń jest ograniczona do 0,45d oraz przyjmując, iż średnia efektywna głębokość sięga do zbrojenia w obu prostopadłych kierunkach, uzyskuje się:

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

gdzie f_{ck} jest wytrzymałością betonu określoną na próbkach cylindrycznych.

Poszukując rozwiązania przy stałej wartości b, uzyskuje się:

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K + 1}{2} \right) \right) \quad (11)$$

Stałą b przyjmuje się, jako minimalną wartość ustaloną na podstawie równań (5) i (11).

6 ROZWINIĘCIE WYTYCZNYCH DO PROJEKTOWANIA

Wcześniejsze badania przeprowadzone w warunkach temperatury normalnej, których przeglądu dokonano w rozdziale 4.5, pokazały, że nośność płyt betonowych wzrasta poprzez powstawanie sił membranowych, gdy strop podparty jest w kierunku pionowym po całym obwodzie. W stropach płaskich, podpartych jedynie w narożnikach w kierunku pionowym, nie występują znaczące siły membranowe, dlatego zyskują one niewiele z korzystnego efektu rozciągania membrany.

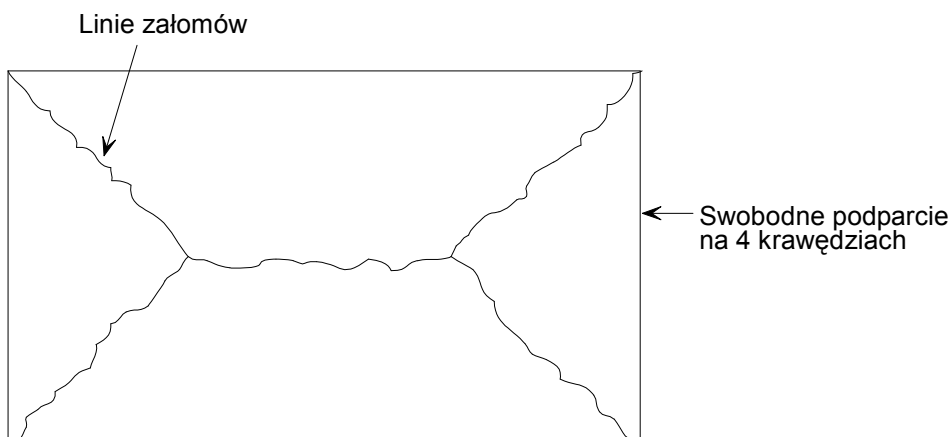
Stąd dla stropu zespolonego wspartego na ruszcie z belek stalowych ważne jest, ażeby podzielić jego powierzchnię na prostokątne pola. Pola te utworzą strefy projektowania, których obwód będzie stanowił pionowe podparcia. Linie podparcia otrzymuje się przez zapewnienie ramowego połączenia belek obwodowych ze słupami i zabezpieczenie ogniochronne tych belek.

W temperaturze otoczenia, powyżej krawędzi każdej ze stref projektowych strop jest ciągły. Jednakże w warunkach pożarowych z powodu dużych krzywizn, jakich doznaje płyta, prawdopodobne jest pojawienie się rys powyżej belek obwodowych. Może to prowadzić do zerwania prętów zbrojeniowych z powodu krzywizn lub z powodu wystąpienia kombinacji zginania i naprężeń membranowych. Zerwanie zbrojenia w tym podporowym rejonie nastąpi przed zerwaniem prętów zbrojeniowych w środku strefy projektowej. Z tego powodu strefy projektowe rozpatruje się przy założeniu, że podpory obwodowe mają możliwość obrotu lub przesuwu poprzecznego.

6.1 Założenia projektowe

W przypadku płyt zespolonych kształt linii załomu będzie zależał od zachowania niezabezpieczonych zespolonych belek, które wraz ze wzrostem temperatury stopniowo tracą swą wytrzymałość. Mechanizm przenoszenia obciążeń zmienia się podczas wzrostu temperatury i nie jest taki, jak w warunkach normalnych. Początkowo płyta zespolona zachowuje się jak jednokierunkowo pracujący element podparty na drugorzędnych belkach. Gdy belki te z powodu temperatury tracą swą nośność, a strop opierając się na wszystkich krawędziach zaczyna pracować dwukierunkowo, zaczyna formować się linia załomu o kształcie przedstawionym na Rysunku 6.1. Opierając się na założeniu, że warunkiem stanu całkowitego zniszczenia jest znaczne obniżenie wytrzymałości belki w stosunku do wytrzymałości stropu, możliwe jest bezpieczne oszacowanie nośności w stosunkowo prosty sposób.

Nośność stropu obliczana jest przy założeniu, że belki zespolone są pozbawione wytrzymałości zaś kształt linii załomów odpowiada warunkom brzegowym i najniższej możliwej nośności. Następnie nośność zwiększa się przez uwzględnienie efektów rozciągania membrany, opierając się na oszacowanej wartości ugięcia i sposobach zniszczenia opisanych w Rozdziale 5. Wytrzymałość belki zespolonej na zginanie dodaje się do tej polepszonej wytrzymałości stropu po to, aby uzyskać nośność całego układu.

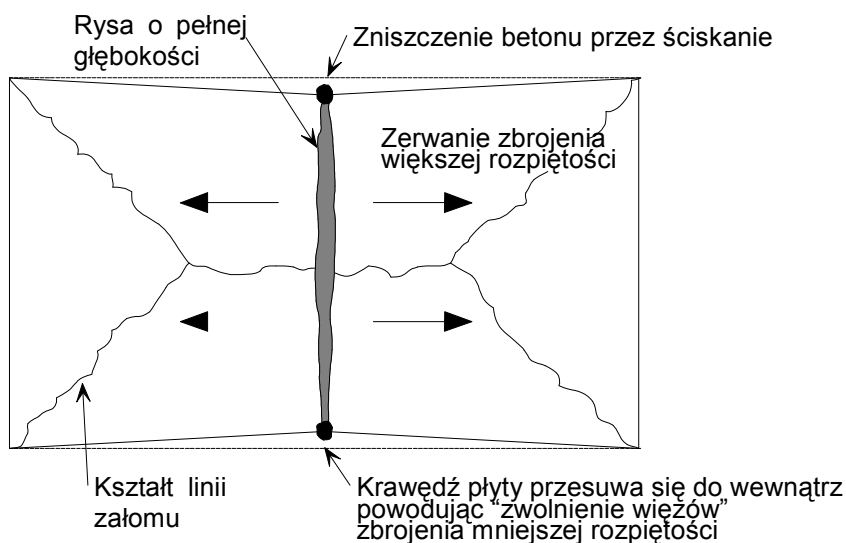


Rysunek 6.1 Typowy przebieg plastycznych linii załomów dla prostokątnej płyty swobodnie podpartej wzdłuż czterech krawędzi

6.2 Kryterium zniszczenia

W badaniach w temperaturze pokojowej i w podwyższonych temperaturach zaobserwowano dwa schematy zniszczenia, zależne od stopnia zbrojenia, kształtu płyty i ciągłości zbrojenia. Zerwanie zbrojenia w kierunku krótszej rozpiętości dominuje w większości płyt słabo zbrojonych, podczas gdy płyty mocno zbrojone i płyty zbrojone zbrojeniem o dużej ciągłości mogą doświadczać zniszczenia przez ściskanie w narożach płyty. Oba schematy zniszczenia znajdują odzwierciedlenie w prostej metodzie projektowania opisanej w Rozdziale 5.2.

Większość badań przeprowadzonych w wysokich temperaturach na swobodnie podpartych płytach betonowych zakończyła się przez powstanie rysy o pełnej głębokości wzdłuż krótszej rozpiętości (l), jak pokazano na Rysunku 6.2. Metoda projektowania przedstawiona w Rozdziale 5.2 pozwala przewidzieć nośność dla danego ugięcia. Rozdział 6.2.1 opisuje wyprowadzenie wyrażenia służącego do szacowania ugięcia tuż przed zniszczeniem płyty, które jest wymagane do obliczenia efektu działania membrany.



Rysunek 6.2 Zniszczenie płyty przy rozciąganiu poprzez zerwanie zbrojenia

6.2.1 Ugięcie płyty

Przedstawiona, prosta metoda projektowania opiera się na założeniach teorii plastyczności, dlatego nie da się jej wykorzystać do wyznaczenia ugięć. Mimo to, aby obliczyć siły membranowe potrzebne jest oszacowanie wartości ugięcia tuż przed zniszczeniem. Takie oszacowanie ugięcia stropu będzie zawierać odkształcenia termiczne wywołane gradientem temperatur w płycie jak również odkształcenia mechaniczne zbrojenia.

Efekty termiczne

Bazując na wcześniejszych badaniach, gdzie maksymalne ugięcie jest większe niż prawie połowa grubości płyty i siły rozciągające zaczynają pojawiać się w środku stropu, jakiegokolwiek ograniczenie wydłużeń termicznych w płaszczyźnie płyty zwiększy pionowe przemieszczenia (tzn. gdy płyta jest w fazie po wyboczeniowej), zatem zwiększy również działanie sił membranowych. Przyjmując bezpieczne założenia i godząc się na wykorzystanie tego przybliżenia dla płyt krawędziowych, ten korzystny efekt jest pomijany i płytę rozpatruje się jako niezamocowaną.

Zespolona płyta w warunkach pożarowych może doznać krzywizn termicznych, które dla nieutwierdzonego stropu, powodują wzrost pionowych przemieszczeń niepowodujących żadnych odkształceń mechanicznych w siatce zbrojeniowej. Jeżeli przyjęto liniowy rozkład temperatury w płycie, wtedy przemieszczenia spowodowane przez ugięcia termiczne są obliczane jako:

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

gdzie

- w - Przemieszczenie pionowe
- α - Współczynnik wydłużalności termicznej
- T_2 - Temperatura spodu
- T_1 - Temperatura wierzchu
- h - Grubość płyty

Pionowe przemieszczenie płyty spowodowane krzywizną termiczną można uzyskać przez scałkowanie powyższego równania, co daje:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

gdzie

- l jest mniejszą rozpiętością płyty

Zależność bazuje na stałej temperaturze otoczenia wewnątrz strefy pożarowej. W celu umożliwienia wykorzystania wzoru do oszacowania przemieszczeń w warunkach prawdziwego pożaru, gdzie równomierne nagrzewanie jest mniej prawdopodobne, do powyższego wyrażenia stosuje się współczynnik redukcyjny równy 2,0. Rezultatem tego jest wartość obliczeniowa pionowego przemieszczenia wywołanego krzywizną termiczną w postaci:

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

Odształcenia mechaniczne zbrojenia

Zakładając, że kształt ugiętej od obciążenia poprzecznego płyty jest paraboliczny, długość ugiętej płyty określa następujący wzór, gdzie większa rozpiętość płyty wynosi (L).

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

gdzie

L_c długość krzywej,

L długość większej rozpiętości płyty przy zerowym przemieszczeniu,

w strzałka ugięcia od krzywizny.

Dla małych krzywizn,

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

Wówczas, odkształcenia w siatce zbrojeniowej mogą być obliczone wg wzoru:

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Równanie to zakłada, że odkształcenie ma tę samą wartość na całej długości płyty. W rzeczywistości płyta doświadczy zwiększenia sztywności od ściskania z odkształceniami skoncentrowanymi w miejscach powstania rys. Zbrojenie przechodzące przez rysy również dozna znaczącego wzrostu odkształceń, powodującego ewentualne jego zerwanie. Dlatego, aby umożliwić zwiększenie sztywności elementu od rozciągania, składowa przemieszczenia wynikająca z odkształceń zbrojenia w_ε bazuje na bezpiecznie określonej wartości średniego odkształcenia, obliczonego przy naprężeniach równych połowie granicy plastyczności w temperaturze pokojowej. Przemieszczenie jest określone przez:

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (1)$$

gdzie:

E_s jest modułem sprężystości zbrojenia w temperaturze pokojowej

f_{sy} jest granicą plastyczności zbrojenia w temperaturze pokojowej

Przemieszczenie od odkształcenia zbrojenia obliczone wg wyrażenia (1) porównano do maksymalnych ugięć pomierzonych podczas badań przeprowadzonych w temperaturze pokojowej. We wszystkich rozważanych przypadkach przemieszczenie ustalone na podstawie równania 1 było mniejsze niż maksymalne przemieszczenie pomierzone w trakcie badań – jak pokazano w Tablicy 6.1.

Tablica 6.1 Porównanie dopuszczalnych ugięć obliczonych wg wzoru (1) i maksymalnych ugięć pomierzonych w trakcie badań przeprowadzonych w temperaturze pokojowej

Badanie	Wymiary płyty (m)	Ekwiwalentna grubość (mm)	Średnica prętów zbrojeniowych (mm)	Rozstaw zbrojenia (mm)	Granica plastyczności stali (N/mm ²)	Maks. zbadane ugięcie (mm)	Dopuszczalne ugięcie Wzór (1) (mm)
BRE	9.56x6.46	66.0	6.0	200	580	223	216
Sawczuk i Winnicki	1.6x1.1	26.0	3.0	30.0	263	127*	25
	2.0x1.0	26.0	3.0	60.0	263	76*	31
Hayes i Taylor	0.914x0.914	15.9	9.5	-†	505	50.8*	19.4
	0.914x1.372	15.9	9.5	-†	505	50.8*	29.1
	0.914x1.829	15.9	9.5	-†	505	50.8*	38.8
Taylor, Maher i Hayes	1.829x1.829	43.6	4.8	76.2	376	81	33.5
	1.829x1.829	37.3	4.8	63.5	376	98	33.5
	1.829x1.829	69.0	4.8	122	376	84	33.5
Brothie i Holley	0.381x0.381	14.2	2.3	-†	414	11.6	7.32
	0.381x0.381	31.0	3.4	-†	379	7.45	7.0

*badanie przerwano przed zerwaniem prętów zbrojeniowych

† Brak danych

Obliczenie ugięcia płyty pozwalającego obliczyć siły membranowe

Działanie rozciągających sił membranowych w stropie oblicza się następnie na podstawie przemieszczeń płyty oszacowanych przez zsumowanie składowych przemieszczeń od krzywizny temperaturowej i odkształceń zbrojenia, czego wynikiem jest:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (2)$$

Rezultatem obliczeń jest konserwatywne oszacowanie nośności, przy czym:

- oszacowane przemieszczenia pionowe od krzywizny termicznej są podzielone przez dwa
- krzywizna termiczna obliczona jest dla krótszej rozpiętości płyty
- jakiegokolwiek dodatkowe przemieszczenia pionowe wywołane przez ograniczenie wydłużeń termicznych, gdy strop jest w stanie po wyboczeniu, są pomijane
- pomija się jakiegokolwiek współpracę z blachą stalową
- wzrost ciągliwości siatki zbrojeniowej z temperaturą jest pomijany.

6.2.2 Kalibracja z uwagi na zgodność z badaniami ogniowymi przeprowadzonymi w Cardington

Bailey i Moore⁽¹²⁾ wykazali, że metoda projektowania stropów przedstawiona w Rozdziale 5.2 pozwoliła uzyskać rozsądne oszacowanie nośności w porównaniu z wynikami badań ogniowych przeprowadzonych w Cardington. Jako część przedstawianego projektu, przeprowadzono następnie badania laboratoryjne w piecu, które opisano w Rozdziale 7.

Podany wyżej wzór na ugięcie stropu porównano do maksymalnych ugięć zarejestrowanych podczas badań przeprowadzonych podczas badań w Cardington. Celem było upewnienie się, że ugięcia będą ostrożnie oszacowane względem realnego zachowania płyty bezpośrednio przed zniszczeniem. Wadą wykorzystania badań dla tego celu był fakt, że nie osiągnięto zniszczenia stropów, dlatego maksymalne zmierzone ugięcia nie odpowiadają zniszczeniu

plyty. Chociaż wiadomo, że rezultaty porównania są bezpieczne, ich stopień bezpieczeństwa nie może być określony ilościowo.

W Tabelicy 6.2 przedstawiono porównanie pomiędzy maksymalnym ugięciem obliczonym za pomocą wyrażenia (2) i maksymalnym zmierzonym ugięciem w każdym z badań przeprowadzonych w Cardington. W porównaniu uwzględniono łącznie odkształcenia mechaniczne i odkształcenia termiczne, gdyż nie da się ich wyróżnić w wynikach badań.

We wszystkich przypadkach równanie (2) określa ugięcia większe niż pomierzone. Z kolei, aby upewnić się, że maksymalne ugięcie graniczne jest ostrożnym oszacowaniem Bailey i Moore⁽¹²⁾ ograniczyli ugięcia do tych zaobserwowanych w trakcie badań.

Tablica 6.2 Porównanie przemieszczeń wyznaczonych z równania (2) do maksymalnych przemieszczeń zarejestrowanych w czasie badań ogniowych przeprowadzonych w Cardington

Badanie	L (m)	l (m)	Ugięcie od krzywizny termicznej (mm)	Ugięcie od odkształceń mechanicznych (mm)	Ugięcie graniczne Równanie (2) (mm)	Maksymalne ugięcie zaobserwowane w badaniu (mm)	Stosunek ugięcia granicznego do ugięcia zbadanego
BRE Corner Test	9.0	6.0	135	208	343	269	1.28
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	135	208	343	232	1.50
British Steel 2-D test	14.0	9.0	0*	324	324	293	1.11
BS Corner Test	10.223	7.875	231	237	468	428	1.09
BRE Large Compartment Test	21.0	9.0	303	486	789	557	1.42
BS Office Demo Test	14.6	10.0	373	338	711	641	1.11

*Ze względu na małą powierzchnię nagrzewaną w trakcie badania, składową przemieszczenia płyty od krzywizny termicznej przyjęto równą zero.

Dla mechanicznych odkształceń Bailey i Moore wprowadzili dodatkowe ograniczenie jak w poniższym wyrażeniu:

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf}} \frac{3L^2}{8} \text{ ale } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Dla ugięć termicznych również zwiększyli ‘współczynnik bezpieczeństwa’ z 2 do 2,4, co dało poniższe ostrożne wyrażenie na oszacowanie ugięć płyty:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8} \quad (3)$$

ale nie więcej niż $\frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$

W Tabelicy 6.3 przedstawiono porównanie ugięć granicznych otrzymanych na podstawie równania (3). Wiedząc, że zniszczenie nie nastąpiło w żadnym badaniu wnioskowano, że redukcja granicznych ugięć do punktu, w którym stosunek ugięcia granicznego do ugięcia pomierzonego byłby taki sam dla wszystkich badań, będzie oszacowaniem zbyt bezpiecznym. Takie ograniczenie wydaje się uzasadnione dla badań przeprowadzonych w dużych pomieszczeniach.

Tablica 6.3 Porównanie przemieszczeń wyznaczonych z równania (3) do maksymalnych przemieszczeń zarejestrowanych w czasie sześciu badań ogniowych przeprowadzonych w Cardington

Badanie	L	l	Ugięcie od krzywizny termicznej (mm)	Ugięcie od odkształceń mechanicznych (mm)	Ugięcie graniczne Równanie (3) (mm)	Maksymalne ugięcie zaobserwowane w badaniu (mm)	Stosunek ugięcia granicznego do ugięcia zbadanego
BRE Corner Test	9.0	6.0	112	200	312	269	1.16
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	112	200	312	232	1.34
British Steel 2-D test	14.0	9.0	0*	300	300	293	1.02
BS Corner Test	10.223	7.875	193	237	430	428	1.00
BRE Large Compartment Test	21.0	9.0	252	300	552	557	0.99
BS Office Demo Test	14.6	10.0	311	333	644	641	1.00

* Ze względu na małą powierzchnię nagrzewaną w trakcie badania, przemieszczenie płyty od krzywizny termicznej przyjęto równe zero.

6.3 Metodologia projektowania

Metodologia projektowania zalecana w niniejszym dokumencie bazuje na dwóch podstawowych zasadach.

- Wynikające z użycia metody ryzyko wobec bezpieczeństwa życia mieszkańców budynku, ratowników pożarowych i innych osób w sąsiedztwie budynku w przypadku wystąpienia pożaru, nie powinno być większe niż wynikające z obecnie stosowanej praktyki.
- Pożar powinien zawierać się w strefie jego źródła i zastosowanie metody projektowania nie powinno prowadzić do zmiany wydzielenia stref pożarowych w budynku.

Przedstawiana metoda jest przeznaczona do stosowania przy projektowaniu zespolonych stalowo-betonowych płyt stropowych podpartych na zespolonych lub niezespolonych słupach. Rama nośna powinna być stężona (nieprzechyłowa), połączenia powinny być proste, nominalnie przegubowe, a mieszanka betonowa stropu powinna być ułożona na stalowej blasze o profilu nieprzekraczającym 80 mm wysokości i podpartej na górnej półce profilu stalowego belki. Belki stalowe powinny być zaprojektowane tak, aby zapewniona była współpraca pomiędzy nimi a płytą betonową, zgodnie z wytycznymi EN 1994-1-1. Z zakresu stosowania metody wykluczone są płyty betonowe, z eksponowanym na ogień sufitem, włączając w to prefabrykowane płyty sprężone i belki ażurowe z otworami w środnikach.

By zastosować uproszczoną metodę projektowania opisaną w Rozdziale 5 do scenariusza projektowego, rozpatrywana płyta stropowa musi zostać podzielona na pewną ilość „stropowych stref projektowych”. Strefy te są ograniczone po obwodzie przez belki (zwykle zabezpieczone ogniochronnie) spełniające wymagania odporności ogniowej stawianej dla płyty stropowej. Każda ze stref projektowych może zawierać pewną ilość wewnętrznych belek drugorzędnych niezabezpieczonych ogniochronnie, które mają znacznie niższą odporność ogniową. Zastosowanie na obwodzie płyt stropowych belek zabezpieczonych powinno w zamierzeniu skutkować zachowaniem stropów zgodnym z założeniem, iż obwód strefy projektowej zapewnia warunki swobodnego podparcia.

Dla klasy odporności ogniowej 60 minut lub wyższej, obwód stref projektowych powinien odpowiadać osiom siatki słupów, a końce każdej belki obwodowej powinny być połączone ze słupami.

Płyta zespolona może być zaprojektowana według wytycznych normy 1994-1-1 i powinna również spełniać warunek minimalnej grubości z uwagi na warunek izolacyjności ogniowej, rekomendowany przez EN 1994-1-2. Zbrojenie stropu zespolonego powinno być wykonane przy użyciu siatki stalowej. Zbrojenia żeber płyty stropowej nie uwzględnia się w metodzie projektowej. Włączenie takiego zbrojenia może wywołać negatywny jak również pozytywny efekt na zachowanie stropu w warunkach pożaru, gdyż może nastąpić zniszczenie przy ściskaniu betonu, jeżeli płyta jest przezbrojona.

6.3.1 Wyznaczenie nośności płyty

Obliczenie nośności stropu za pomocą plastycznych linii załomów oraz powiązane z nimi zwiększenie nośności przy dużych ugięciach płyty, opisano szczegółowo w Rozdziale 5.

6.3.2 Wyznaczenie nośności niezabezpieczonych belek

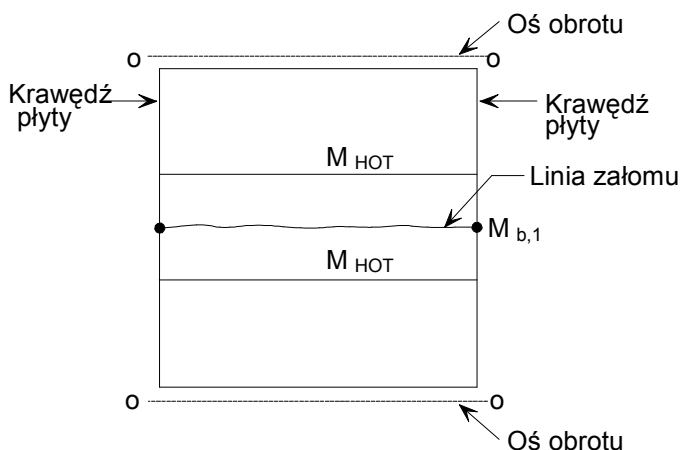
W warunkach pożaru niezabezpieczone belki wewnątrz każdej ze stref projektowych podnoszą wytrzymałość na rozciąganie stropu poprzez działanie według krzywej łańcuchowej. Obecna metoda projektowania bezpiecznie przyjmuje, że tylko wytrzymałość na zginanie tych niezabezpieczonych elementów zwiększa całkowitą nośność płyty.

Temperatura dolnej półki niezabezpieczonych belek oblicza się przy użyciu metody podanej w EN 1994-1-2, p. 4.3.4.2. Do obliczenia wytrzymałości na zginanie przyjmuje się, iż temperatura w dolnej półce i środku przekroju jest jednakowa. Temperaturę górnej półki przyjmują się jako 80% temperatury środkika i dolnej półki, aby uwzględnić korzystny efekt zespolonej płyty na temperaturę półki.

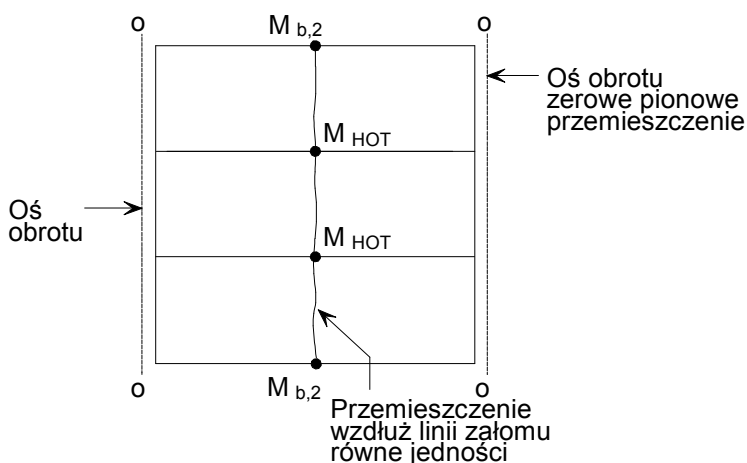
Obliczanie nośności plastycznej belki w podwyższonej temperaturze jest zgodne z zasadami w EN 1994-1-2, p. 4.3, przy uwzględnieniu stopnia ścinania elementów zespalających przekrój stalowy z betonem.

6.4 Projektowanie belek obwodowych o odporności ogniowej

Belki obwodowe, które okalają każdą strefę projektową muszą być zaprojektowane tak, aby osiągały wymagany czas odporności ogniowej dla stropu. Zapewni to odpowiedni kształt linii załomów i związane z nią wzmocnienie przez działanie membranowych sił rozciągających, które uwzględnia się w metodologii projektowania i które faktycznie występują w praktyce. Wymaganą wytrzymałość na zginanie belek skrajnych oblicza się przy uwzględnieniu alternatywnego kształtu linii załomów, który pozwoli płycie na załamanie się wzdłuż osi symetrii, bez wzmocnienia od udziału membranowych sił rozciągających, jak pokazano na Rysunku 6.3 i Rysunku 6.4.



Rysunek 6.3 Alternatywny kształt linii załomów wywołujący formowanie się przegubów plastycznych w belkach obwodowych



Rysunek 6.4 Alternatywny kształt linii załomów wywołujący formowanie się przegubów plastycznych w belkach obwodowych

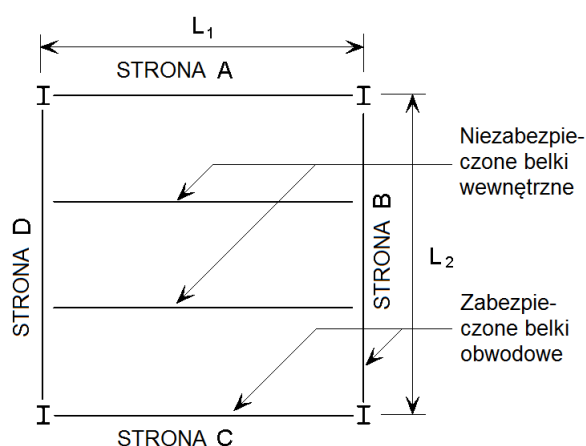
Mając obliczoną wymaganą wytrzymałość na zginanie tych belek, taką aby zapewnić odpowiednie podparcie pozwalające na zwiększenie nośności przez rozciąganie membrany, można obliczyć krytyczną temperaturę belek i zastosować odpowiednie poziomy zabezpieczeń ogniochronnych, tak aby zapewnić nieprzekroczenie temperatury krytycznej w wymaganym czasie odporności ogniowej.

Metoda projektowania opisana w Rozdziale 5 przyjmuje, że w stanie granicznym nośności uformuje się kopertowy kształt linii załomu. Dla powyższego założenia belki na obwodzie muszą mieć wystarczającą wytrzymałość na zginanie, aby zapobiec powstawaniu mechanizmu w belkach i płycie przy niższym poziomie obciążenia.

Dla typowej strefy projektowej stropu, pokazanej na Rysunku 6.5, rozważono dwa układy linii załomów uwzględniające formowanie się przegubu plastycznego w belkach obwodowych. Linie załomów mogą wystąpić przecinając środek płyty, albo równolegle

do niezabezpieczonych belek w kierunku Rozpiętości 1 z formującymi się przegubami plastycznymi w belkach obwodowych po stronach A i C albo prostopadle do niezabezpieczonych belek w kierunku Rozpiętości 2 z przegubami plastycznymi formującymi się po stronach B i D i w niezabezpieczonych belkach.

Wykorzystując ten układ linii załomów i porównując wewnętrzną i zewnętrzną pracę układu, można wyznaczyć wytrzymałość na zginanie belek obwodowych, wymaganą do osiągnięcia nośności równej tej, która ma być wyznaczona dla płyty stropowej. Przekształcenie odpowiednich równań projektowych podano poniżej.

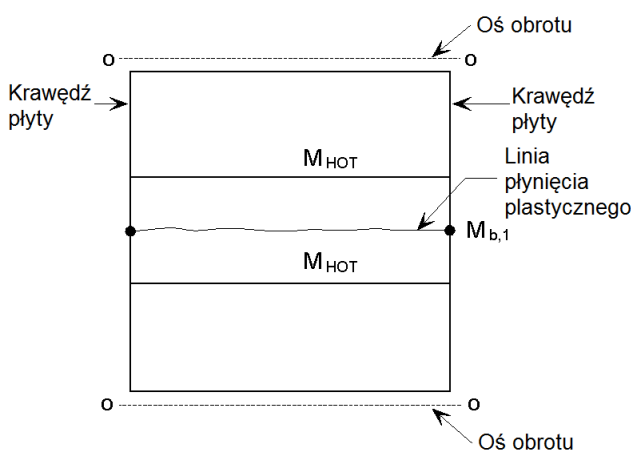


Rysunek 6.5 Typowa strefa projektowa stropu

6.4.1 Niezabezpieczone belki z belkami skrajnymi po obu stronach

Linia załomu równoległa do niezabezpieczonych belek

W tym przypadku rozważa się wymaganą wytrzymałość na zginanie belek obwodowych po Stronach B i D strefy projektowej płyty. Zakłada się również, iż belki te są na krawędzi płyty. Przyjmuje się pojedynczą linię załomu formującą się w przecięciu środka strefy projektowej stropu w kierunku Rozpiętości 1, jak pokazano na Rysunku 6.6. Trzymając się założeń metody projektowej, obwód strefy projektowej stropu przyjmuje się jako swobodnie podparty.



Rysunek 6.6 Linia załomu równoległa do niezabezpieczonych belek będących warunkami brzegowymi po stronie B i D

Rozważając jednostkowe przemieszczenie wzdłuż linii załomu, obrót linii załomu można obliczyć jak następuje:

$$\text{Obrót linii załomu} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Pracę wewnętrzną wykonaną nad obrotem linii załomu wyznaczana jest przez:

$$\text{Praca Wewnętrzna} = (ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

gdzie

$L_{1,\text{eff}}$ jest efektywną długością linii załomu po odjęciu efektywnej szerokości płyty, o której zakładamy iż współpracuje z belkami obwodowymi, gdy te są obliczane jako elementy zespolone

M jest nośnością na zginanie płyty na jednostkę długości linii załomu

Dla jednorodnego obciążenia stropu p , praca zewnętrzna na przemieszczeniu jest dana wzorem:

$$\text{Praca Zewnętrzna} = \frac{1}{2} pL_1L_2$$

Porównując prace wewnętrzną i zewnętrzną otrzymujemy:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Jeżeli obciążenie stropu odpowiada nośności wyznaczonej zgodnie z Rozdziałem 5, wymagana minimalna wartość momentu stanowiącego wytrzymałość na zginanie dla belek obwodowych po stronach B i D jest dana wzorem:

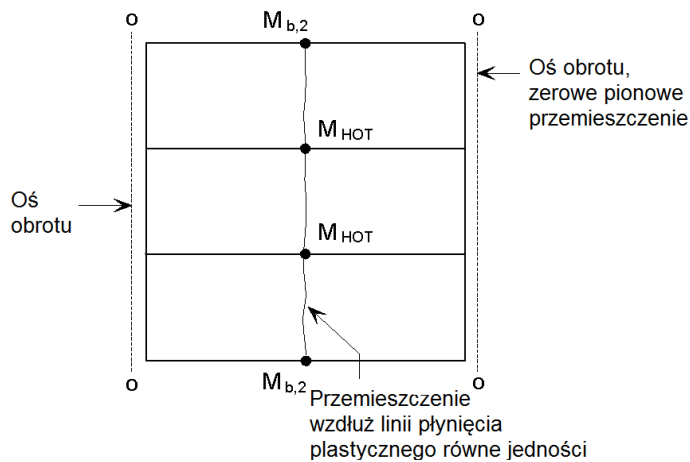
$$M_{b,1} = \frac{pL_1L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

gdzie

p jest równomiernie rozłożonym obciążeniem przenoszonym przez strefę projektową stropu w warunkach pożaru.

Linia załomu prostopadła do niezabezpieczonych belek

W tym przypadku rozważa się wymaganą wytrzymałość na zginanie belek obwodowych po stronach A i C strefy projektowej stropu. Zakłada się pojedynczą linię załomu formującą się w przecięciu środka strefy projektowej stropu w kierunku Rozpiętości 2, jak pokazano na Rysunku 6.7. Trzymając się założeń metody projektowej, obwód strefy projektowej stropu przyjmuje się jako swobodnie podparty.



Rysunek 6.7 Linia załomu prostopadła do niezabezpieczonych belek będących warunkami brzegowymi po stronie A i C

Rozważając jednostkowe przemieszczenie wzdłuż linii załomu, obrót linii załomu można obliczyć jak następuje:

$$\text{Obrót linii załomu} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Praca wewnętrzna wykonana nad obrotem linii załomu, wyznaczana jest przez:

$$\begin{aligned} \text{Praca Wewnętrzna} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

gdzie

$L_{2,\text{eff}}$ jest efektywną długością linii załomu po odjęciu efektywnej szerokości płyty, o której zakładamy że współpracuje z belkami obwodowymi, gdy są one obliczane jako elementy zespolone oraz zespolonymi niezabezpieczonymi belkami wewnętrznymi

M jest wytrzymałością na zginanie płyty na jednostkę długości linii załomu

Pracę zewnętrzną na przemieszczeniach płyty wyraża zależność:

$$\text{Praca Zewnętrzna} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Porównując prace wewnętrzną i zewnętrzną otrzymujemy:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Jeżeli obciążenie stropu odpowiada nośności wyznaczonej zgodnie z Rozdziałem 5, wymagana minimalna wartość momentu stanowiącego wytrzymałość na zginanie dla belek obwodowych po stronach A i C jest dana wzorem:

$$M_{b,2} = \frac{p L_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{16}$$

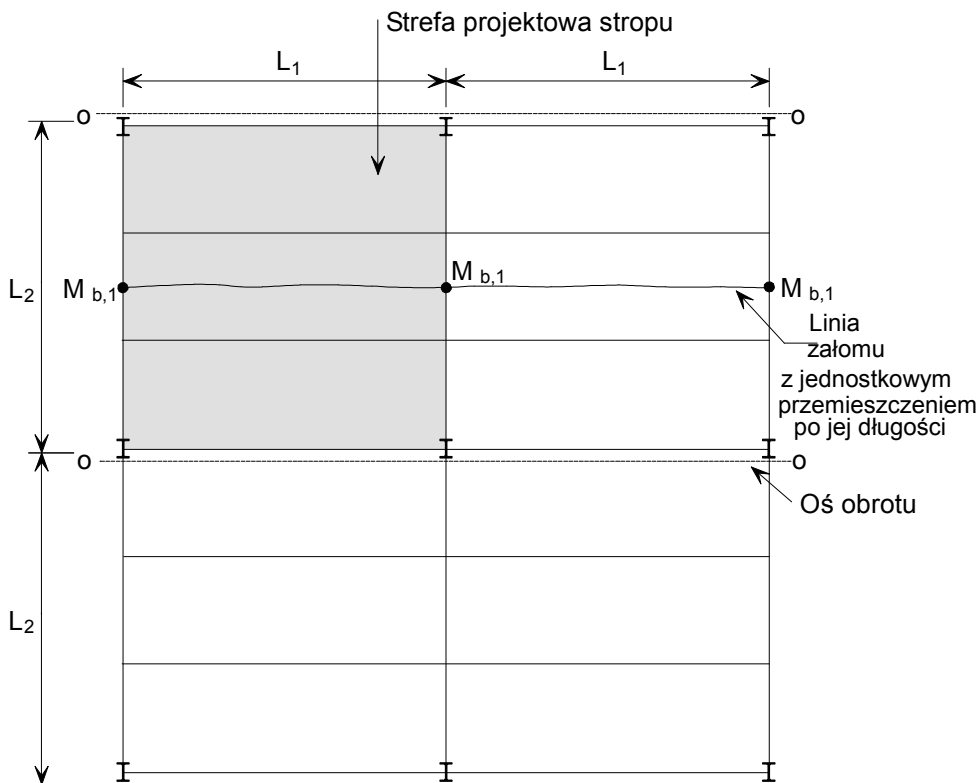
gdzie

p jest równomiernie rozłożonym obciążeniem przenoszonym przez strefę projektową stropu w warunkach pożaru.

6.4.2 Niezabezpieczone belki z belką skrajną po jednej stronie

Linia załomu równoległa do niezabezpieczonych belek

Przypadek ten bierze pod uwagę wymaganą wytrzymałość na zginanie belek obwodowych po stronach B i D strefy projektowej stropu. W tym przypadku belka po stronie B jest wewnętrzną belką obwodową. Jako że oprogramowanie uwzględnia tylko wyizolowaną płytę stropową, obliczenie nośności belki obwodowej wewnętrznej musi brać pod uwagę, iż strefa projektowa stropu przylega po bokach do identycznej powierzchni płyty, w której również zastosowano belki wewnętrzne. Zakłada się pojedynczą linię załomu formującą się w przecięciu środka strefy projektowej stropu w kierunku Rozpiętości 1, jak pokazano na Rysunku 6.6.



Rysunek 6.8 Linia załomu równoległa do niezabezpieczonych belek będących warunkiem brzegowym po stronie D

Rozważając jednostkowe przemieszczenie wzdłuż linii załomu, obrót linii załomu można obliczyć jak następuje:

$$\text{Obrót linii załomu} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Pracę wewnętrzną wykonaną nad obrotem linii załomu wyznaczana się przez:

$$\text{Praca Wewnętrzna} = \left(2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1}\right) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Praca zewnętrzna na przemieszczeniach płyty, wynosi:

$$\text{Praca Zewnętrzna} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Porównując prace wewnętrzną i zewnętrzną, otrzymujemy:

$$pL_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Jeżeli obciążenie stropu odpowiada nośności wyznaczonej zgodnie z Rozdziałem 5, wymagana minimalna wartość momentu stanowiącego wytrzymałość na zginanie dla belek obwodowych po stronach B i D jest dana wzorem:

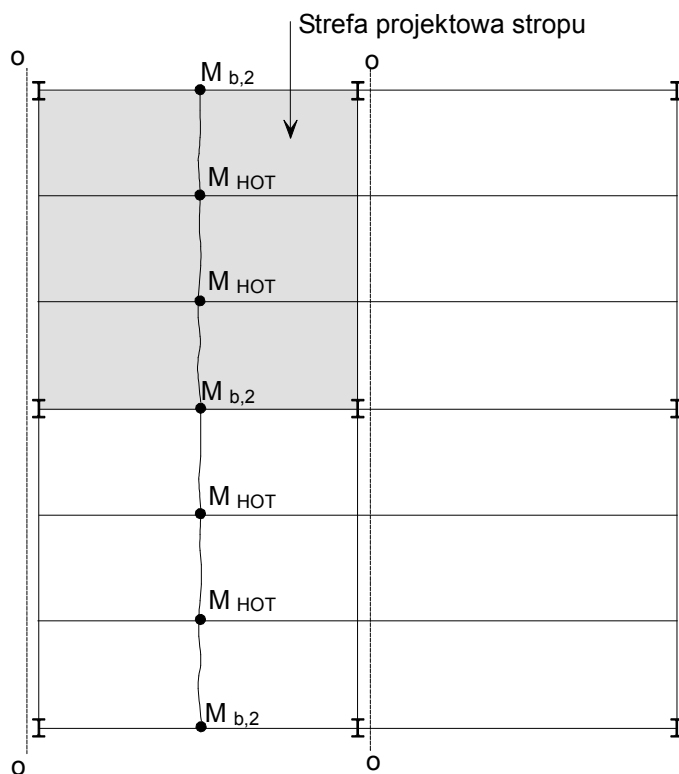
$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

gdzie

- $L_{1,\text{eff}}$ jest efektywną długością linii załomu po odjęciu efektywnej szerokości płyty, o której zakładamy iż współpracuje z belkami obwodowymi, gdy są one obliczane jako elementy zespolone
- M jest wytrzymałością na zginanie płyty na jednostkę długości linii załomu
- p jest równomiernie rozłożonym obciążeniem przenoszonym przez strefę projektową stropu w warunkach pożaru.

Linia załomu prostopadła do niezabezpieczonych belek

Zakłada się pojedynczą linię załomu formującą się w przecięciu środka strefy projektowej stropu w kierunku Rozpiętości 2, jak pokazano na Rysunku 6.9.



Rysunek 6.9 Linia załomu prostopadła do niezabezpieczonych belek będących warunkiem brzegowym po stronie A

Rozważając jednostkowe przemieszczenie wzdłuż linii załomu, obrót linii załomu można obliczyć jak następuje:

$$\text{Obrót linii załomu} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Pracę wewnętrzną wykonaną nad obrotem linii załomu wyznacza się przez:

$$\begin{aligned} \text{Praca Wewnętrzna} &= (2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

Pracę zewnętrzną na przemieszczeniach płyty wyraża wzór :

$$\text{Praca Zewnętrzna} = \frac{1}{2} pL_1 2L_2$$

Porównując pracę wewnętrzną i zewnętrzną, otrzymujemy:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Jeżeli obciążenie stropu odpowiada nośności wyznaczonej zgodnie z Rozdziałem 5, wymagana minimalna wartość momentu stanowiącego wytrzymałość na zginanie dla belek obwodowych po stronach A i C jest dana wzorem:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{12}$$

gdzie

$L_{2,eff}$ jest efektywną długością linii załomu po odjęciu efektywnej szerokości płyty, o której zakładamy iż współpracuje z belkami obwodowymi, gdy są one obliczane jako elementy zespolone oraz zespolonymi niezabezpieczonymi belkami wewnętrznymi

M jest wytrzymałością na zginanie płyty na jednostkę długości linii załomu

p jest równomiernie rozłożonym obciążeniem przenoszonym przez strefę projektową stropu w warunkach pożaru.

6.4.3 Strefa stropowa bez belek skrajnych

Dla stref, w których nie ma belek obwodowych będących belkami skrajnymi, bezpiecznym oszacowaniem będzie użycie wartości wyznaczonych według wyrażień z punktu 6.4.2.

6.4.4 Projektowanie belek skrajnych

Powszechną praktyką dla belek na krawędziach płyt stropowych jest projektowanie ich jako nie zespolonych. Fakt spowodowany jest tym, że koszty zbrojenia na siły poprzeczne są większe niż koszty zastosowania nieznacznie cięższych belek niezespolonych. Niemniej jednak, przy projektowaniu na warunki pożarowe, ważnym jest, aby płyta stropowa była odpowiednio przytwierdzona do belek skrajnych, jeżeli belki te będą na krawędzi stref projektowych stropu. W tym celu, jeśli belki zaprojektowano jako nie zespolone, muszą one mieć łączniki na ścinanie w rozstawie osiowym nie większym niż 300 mm i U-kształtne pręty wiążące belkę skrajną z zespoloną płytą.

6.5 Analiza termiczna

Oprogramowanie FRACOF używa dwuwymiarowej metody różnic skończonych do analizy przepływu ciepła i ustalenia rozkładu temperatury wewnątrz płyty zespolonej. Metoda ta była używana przez SCI przez wiele lat do obliczeń rozkładu temperatury w stalowych i zespolonych przekrojach stalowo-betonowych. Wykazano, iż jest ona w stanie rozsądnie przewidzieć zachowanie przekrojów w trakcie badań odporności ogniowej.

Analizowany obiekt musi być zdefiniowany na siatce prostokątnej. Metoda pozwala także analizować pochyłe krawędzie trapezowych albo wklęsłe wyprofilowanych blach poprzez użycie współczynników konfiguracyjnych podanych niżej.

Właściwości termiczne stali i betonu wykorzystywane przez oprogramowanie FRACOF bazują na wartościach podanych w EN 1994-1-2.

Obciążenia termiczne są obliczane na podstawie strumienia ciepła netto, \dot{h}_{net} oddziaływującego na powierzchnię elementu. Strumień ciepła netto wyznacza się rozważając przewodzenia ciepła przez konwekcję i radiację.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (12)$$

Konwekcyjny strumień ciepła netto określa się następująco

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (13)$$

gdzie

α_c jest współczynnikiem przejmowania ciepła przez konwekcję

θ_g jest temperaturą gazów

θ_m jest temperaturą powierzchni elementu

Przeprowadzając analizę termiczną dla elementu poddawanego nagrzewaniu wg standardowej krzywej temperatura-czas, współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję na nagrzewanej powierzchni jest przyjmowany jako $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Dla modeli pożaru rzeczywistego współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję zwiększa się do $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Na nienagrzewanej powierzchni strumień ciepła netto bazuje na konwekcji, ale współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję przyjmuje się jako $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$, aby wziąć pod uwagę także efekt przewodzenia ciepła przez radiację, którego nie uwzględnia się jawnie w modelu.

Strumień ciepła netto przez radiację wyznacza się według wzoru:

$$h_{\text{net,r}} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (14)$$

gdzie

Φ jest czynnikiem konfiguracyjnym

ε_m jest emisyjnością powierzchni elementu

ε_f jest emisyjnością ognia

σ jest stałą Stefana Boltzmanna ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)

θ_r jest efektywną temperaturą promieniowania środowiska pożaru

θ_m jest temperaturą powierzchni elementu

Emisyjność ognia przyjmuje się równą $\varepsilon_f = 1.0$ zgodnie z wartością zalecaną w EN 1994-1-2. Emisyjność elementu może przyjmować wg Tablicy 6.4.

6.5.1 Mnożniki konfiguracyjne

Dla blach profilowanych stosuje się następujące współczynniki konfiguracyjne do modyfikacji strumienia ciepła netto na każdej powierzchni. Miejsca, w których stosuje się poniższe współczynniki pokazano na Rysunku 6.10 dla blach trapezowych i na Rysunku 6.11 dla blach o przekroju wklęsłe wyprofilowanym.

Profile trapezowe

Przyjmuje się, że dla dolnej półki trapezowego profilu współczynnik konfiguracyjny wynosi 1,0. Dla górnej półki współczynnik konfiguracyjny Φ_{TOP} , oblicza się następująco:

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left(\frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

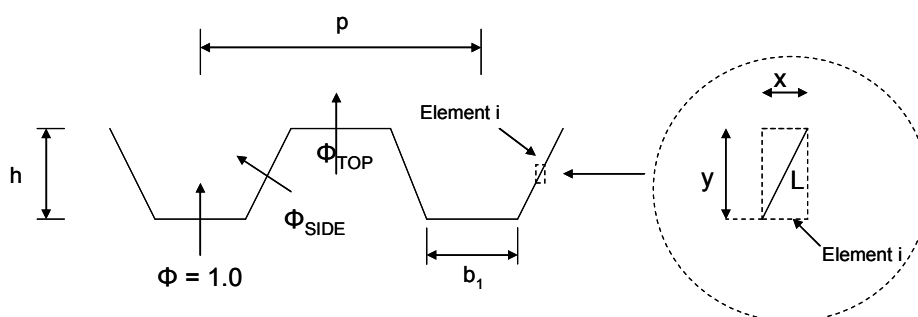
Podobnie dla skośnych śródników profilu trapezowego współczynnik konfiguracyjny Φ_{SIDE} oblicza się następująco:

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0.5 \frac{L}{x + y}$$

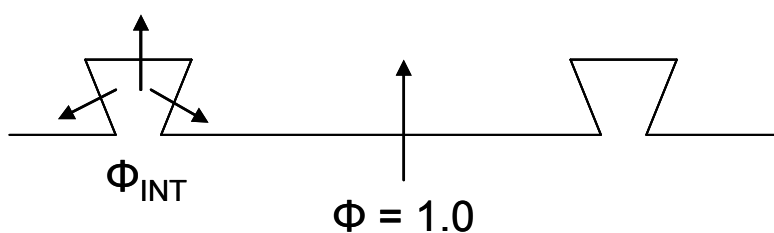
Blachy wklęsłe wyprofilowane

Przyjmuje się, że dla dolnej półki wklęsłe wyprofilowanej blachy współczynnik konfiguracyjny wynosi 1,0. Współczynnik konfiguracyjny dla wklęsłej powierzchni zaciosu oblicza się następująco:

$$\Phi_{\text{INT}} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$



Rysunek 6.10 Współczynniki konfiguracyjne dla blach trapezowych



Rysunek 6.11 Współczynniki konfiguracyjne dla blach wklęsłe profilowanych

6.5.2 Właściwości materiałowe

Wykorzystuje się następujące właściwości materiałowe stali i betonu. Wartości te przyjęto według zaleceń normy EN 1994-1-2. W Tabelicy 6.4 przedstawiono wartości współczynników emisyjności powierzchni, gęstości i zawartości wilgoci dla stali, betonów normalnych (NWC) i betonów lekkich (LWC).

Tablica 6.4 Właściwości materiałowe stali i betonu

	Stal	NWC	LWC
Emisyjność, ε_m	0.7	0.7	0.7
Gęstość, ρ	7850	2300	1850
Wilgotność odniesiona do masy, %	0	4	4

Ciepło właściwe stali C_a , dla stali konstrukcyjnych i zbrojeniowych określone jest według poniższych wzorów zależnych od temperatury:

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.00000222\theta^3 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg} \\ \text{K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Dla suchych betonów zwykłych na kruszywie krzemianowym lub wapiennym wykorzystuje się poniższe zależne od temperatury wartości objętościowego ciepła właściwego, C_c :

$$C_c = 900 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1100 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \end{matrix} \quad \text{dla } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Wg zaleceń EN 1994-1-2 dla betonów lekkich stosuje się poniższą, niezależną od temperatury wartość ciepła właściwego:

$$C_c = 840 \quad \begin{matrix} \text{(J/kg K)} \end{matrix} \quad \text{dla wszystkich temperatur}$$

Przewodność cieplną stali definiuje się zależnym od temperatury związkiem:

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{ale nie mniej niż } 27.3 \quad \begin{matrix} \text{(W/mK)} \end{matrix}$$

Dla betonów zwykłych zastosowano, zdefiniowaną w EN 1994-1-2 wyższą granicę przewodności cieplnej. Przewodność cieplna dla normalnych betonów określona jest poniższym, zależnym od temperatury, związkiem:

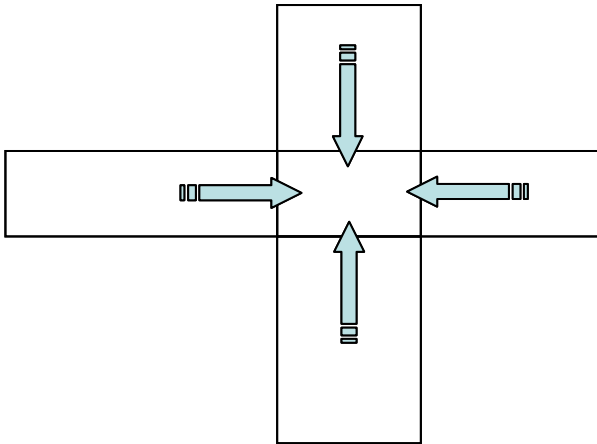
$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad \begin{matrix} \text{(W/mK)} \end{matrix}$$

Przewodność cieplna betonów lekkich jest również zależna od temperatury i określa ją formuła:

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{ale nie mniej niż } 0.5 \quad \begin{matrix} \text{(W/mK)} \end{matrix}$$

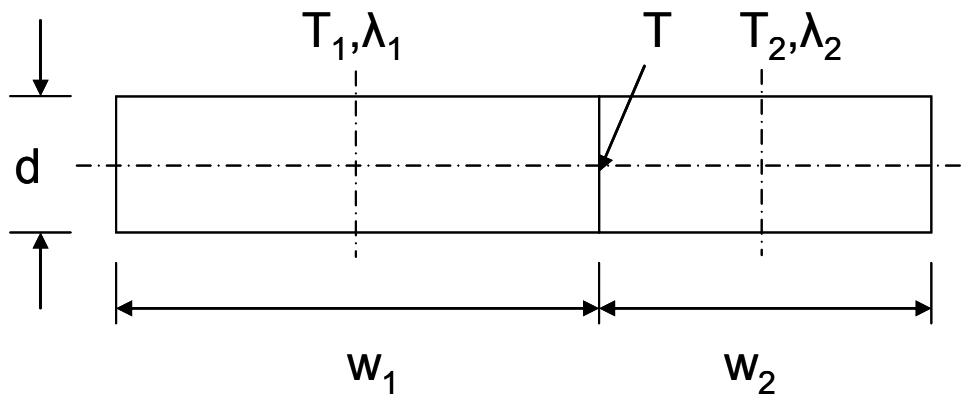
6.5.3 Wewnętrzny przepływ ciepła przez przewodzenie

Analiza termiczna oblicza przepływ ciepła wywołany przewodzeniem pomiędzy komórką i czterema komórkami sąsiednimi położonymi powyżej, poniżej i po bokach (Rysunek 6.12). Nie uwzględnia się innych komórek.



Rysunek 6.12 Podstawowe założenie przepływu ciepła przez przewodzenie

Ciepło przepływające w jednostce czasu zależy od rozmiaru komórek, temperatury każdej z komórek i przewodnictwa cieplnego każdej z komórek. Podczas obliczeń dla każdej pary komórek bierze się pod uwagę zwrot i przepływ ciepła netto napływającego do komórki lub odpływającego z komórki. Podstawowy model przewodzenia pokazano na Rysunku 6.13.



Rysunek 6.13 Podstawowy model przewodzenia

Temperatura każdej z komórek jest określana w jej środku (T_1 , T_2). Temperatura w punkcie styku pomiędzy komórkami wynosi T . Przepływ ciepła z komórki 1 do punktu styku jest taki sam jak przepływ ciepła z punktu styku do komórki 2. Przewodności cieplne komórek wynoszą odpowiednio λ_1 i λ_2 .

Przepływ ciepła w jednostce czasu ze środka komórki 1 do punktu styku wynosi:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

Jest on równy przepływowi ciepła w jednostce czasu z punktu styku do środka komórki 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

W ten sposób, eliminując temperaturę punktu styku T:

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)} \text{ w jednostce czasu}$$

To równanie wykorzystuje się do obliczania przepływu ciepła pomiędzy wszystkimi komórkami. Dla wszystkich pojedynczych komórek wstępnie obliczana jest wartość:

$$\frac{w}{2D}$$

Wartość przewodności cieplnej często zmienia się z temperaturą i jest obliczana w czasowych interwałach (normalnie co 30 sekund) by przyspieszyć obliczenia.

6.5.4 Temperatury obliczeniowe niezabezpieczonych belek stalowych

Obliczeniowe temperatury niezabezpieczonych belek stalowych są obliczane na podstawie uproszczonej metody podanej w EN 1994-1-2 p.4.3.4.2.2. Wzrost temperatury stali w krótkim odcinku czasu obliczany jest przy użyciu następującego równania:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left(\frac{1}{c_a \rho_a}\right) \left(\frac{A_i}{V_i}\right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

gdzie

k_{shadow} jest współczynnikiem korekcyjnym z uwagi na efekt cienia

ρ_a jest gęstością stali

Δt jest przyrostem czasu

A_i/V_i jest wskaźnikiem przekroju dla części „i” przekroju poprzecznego

Oprogramowanie FRACOF oblicza temperaturę stali w dolnej półce przekroju dla przyrostów czasu równych 2,5 sekundy. Współczynnik korekcyjny z uwagi na efekt cienia przyjmuje się jako 1,0.

Wskaźnik przekroju dla dolnej półki wyrażony jest funkcją grubości półki e_1 , wg wzoru:

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

Właściwości materiałowe podano w Rozdziale 6.5.2.

Strumień ciepła netto obliczany jest według Równania 12, ze składowymi konwekcyjnym i radiacyjnym obliczonymi odpowiednio według Równania 13 i Równania 14. Przy obliczaniu radiacyjnego strumienia ciepła netto, współczynnik konfiguracyjny należy przyjmować jako równy 1,0.

7 BADANIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ SYSTEMU STROPÓW ZESPOLONYCH W PEŁNEJ SKALI

7.1 ZAKRES

Jak opisano w rozdziale 5, uproszczona metoda projektowania powstała głównie na podstawie badań ogniowych w pełnej skali, w których na stropy oddziaływał w pełni rozwinięty pożar w pomieszczeniu. W zasadzie koncepcja projektowania może również być wykorzystywana do projektowania na warunki pożarowe przy zastosowaniu standardowej krzywej temperatura-czas. Niemniej jednak pewne pytania wymagają dalszych analiz, takie jak wpływ:

- długo trwających pożarów (do 120 minut)
- różnych detali konstrukcyjnych
- efektu wyższych wartości oddziaływań projektowych

Te rozważania spowodowały przeprowadzenie badania ogniowego w piecu i zostały uwzględnione, jako część projektu FRACOF. Posłużyło ono do zgromadzenia danych w zakresie zachowania stropów zespolonych stalowo-betonowych przy oddziaływaniu standardowej krzywej temperatura-czas i do rozszerzenia zastosowania koncepcji projektowania opartej na oddziaływaniu membranowym. Dodatkowo, w celu ustalenia odporności ogniowej połączeń pomiędzy płytą betonową i elementami stalowymi po obwodzie stropu zespolonego poddanego dużym ugięciom przy oddziaływaniu membranowym, zostało przeprowadzone dodatkowe badanie ogniowe w piecu w ramach projektu COSSFIRE. Badania te przeprowadzono na dwóch różnych elementach próbnym stropu zespolonego stalowo-betonowego w pełnej skali zgodnie z EN 1365-2. Zaobserwowane zachowanie ogniowe systemów stropowych w trakcie badań było nadzwyczaj zadowalające i wykazało trwałość tego typu systemów konstrukcyjnych w przypadku pożaru.

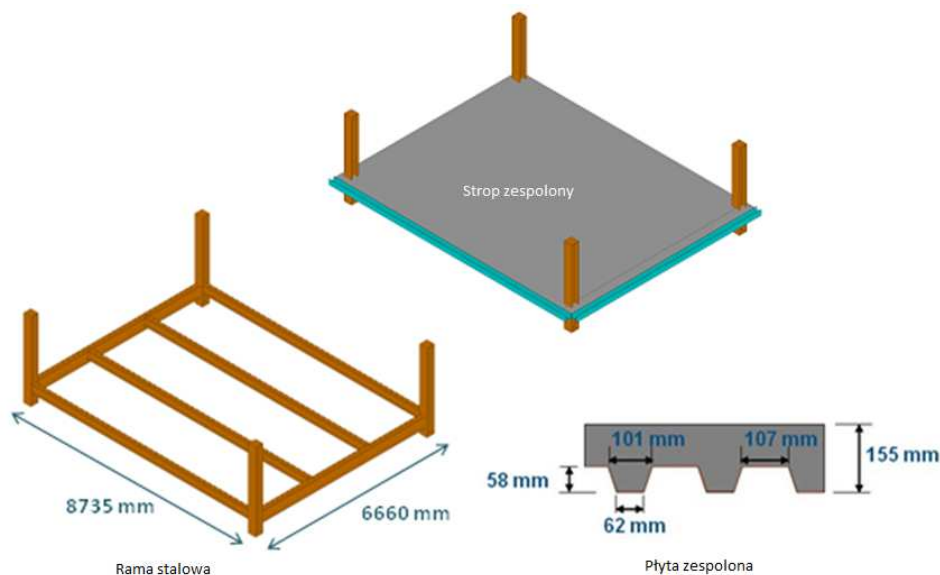
7.2 Badanie FRACOF

7.2.1 Element próbny

Budowę elementu próbnego pokazano na Rysunku 7.1. Strop zespolony stalowo-betonowy składał się z czterech drugorzędnych belek, dwóch belek głównych, czterech słupów stalowych i płyty stropowej o grubości 155 mm.

Element próbny został tak zaprojektowany, aby uzyskać 120-to minutową odporność ogniową. Belki zamocowane do słupów były zabezpieczone ogniochronnie a belki drugorzędne w środku płyty stropowej były niezabezpieczone. Nośność elementu próbnego została obliczona zgodnie z uproszczoną metodą projektowania, traktując element próbny jako stropową strefę projektową, patrz Rozdział 6. Projektowanie wykazało, że umieszczenie stalowej siatki zbrojeniowej o powierzchni $256 \text{ mm}^2/\text{m}$ w obu kierunkach, 50 mm poniżej wierzchu płyty powinno zapewnić odpowiednią nośność. Uproszczona metoda projektowania przewiduje, że element próbny powinien mieć nośność $7,58 \text{ kN/m}^2$ w trakcie 120 minut nagrzewania według krzywej standardowej temperatura-czas. Grubość płyty stropowej została dobrana tak, aby spełnić wymagania w zakresie izolacyjności ogniowej w czasie 120 min odporności ogniowej, zgodnie z wytycznymi podanymi w EN 1994-1-2⁽³³⁾.

Belki stalowe zostały zamocowane do płyty betonowej za pomocą trzpieni z łbami. Połączenia belek ze słupami zostały wykonane przy użyciu podatnych czołowych blach węzłowych (do półek słupów) i obejmy z dwóch kątowników (do środka słupa). Połączenia belek zostały wykonane z obejm z dwóch kątowników (Rysunek 7.2). Zespolona płyta stalowo-betonowa została wykonana z podkładu ze stalowej blachy trapezowej o grubości 0.75 mm COFRAPLUS60. Ten podkład stalowy jest często stosowany na rynku francuskim. Charakteryzuje się małą ilością betonu w żebrach i dlatego zakłada się, że nagrzewanie będzie przebiegało szybciej niż w innych podkładach o podobnym kształcie.



Rysunek 7.1 *Badany układ*

Wymiary elementu próbnego:

- rozpiętość belek drugorzędnych: 8.735 m
- rozpiętość belek głównych: 6.66 m
- rozpiętość stropu zespolonego: 2.22 m
- całkowita długość każdego słupa: 2.5 m, z długością 0.8 m poniżej płyty zespolonej

Przy projektowaniu elementów konstrukcyjnych tego stropu uwzględniono następujące charakterystyczne wielkości oddziaływań:

- Oddziaływania stałe: ciężar własny konstrukcji plus 1,25 kN/m² dla elementów niekonstrukcyjnych
- obciążenie zmienne: 5.0 kN/m²

W przypadku projektowania w warunkach temperatury normalnej, zgodnie z EN 1990 zastosowano następującą kombinację oddziaływań

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

gdzie:

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$ jest częściowych współczynnikiem dla oddziaływania stałego, j (przyjmowany jako 1.35)

$G_{k,j,\text{sup}}$ jest oddziaływaniem stałym, j

$\gamma_{Q,1}$ jest częściowym współczynnikiem oddziaływania obciążenia zmiennego (przyjmowany jako 1.5)

$Q_{k,1}$ jest dominującym oddziaływaniem zmiennym.

Dla powyższych obciążeń, przekroje wszystkich elementów stalowych oraz połączenia ścinane belek zespolonych zostały zweryfikowane zgodnie z wymaganiami EN 1994-1-1⁽³⁴⁾ przy projektowaniu konstrukcji zespolonych w warunkach temperatury normalnej. Połączenia stalowe zostały zaprojektowane zgodnie z wymaganiami EN 1993-1-8⁽³⁵⁾. Dobrano następujące wielkości przekrojów dla głównych elementów konstrukcyjnych:

- belki drugorzędne: IPE300 ze stali gatunku S235
- belki główne: IPE 400 ze stali gatunku S355
- słupy: HEB 260 ze stali gatunku S235

Płytę żelbetową wykonano z betonu normalnego klasy C30/37.



(a) Połączenie belki ze słupem w postaci podatnej blachy czołowej i obejmi środkowej z dwóch kątowników

(b) Połączenia belek z obejmi środkowej z dwóch kątowników

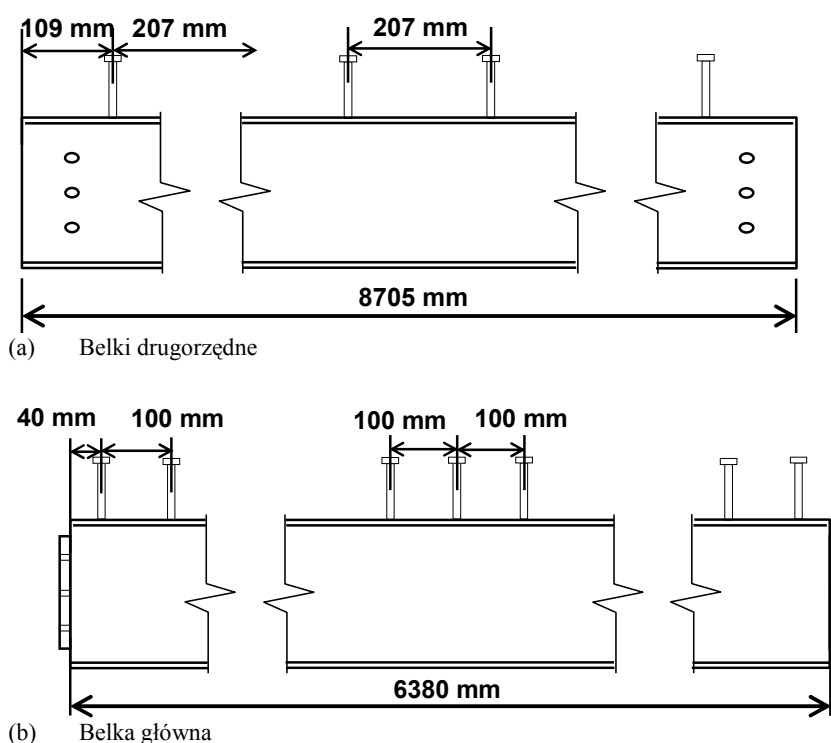
Rysunek 7.2 *Połączenia elementów stalowych*

Rzeczywiste właściwości materiałowe stali i betonu zmierzono w temperaturze normalnej. Nominalne i zmierzone wartości podano w Tablicy 7.1.

Tablica 7.1 Właściwości materiałowe badanych elementów

Rodzaj materiału	Parametry właściwości mechanicznych			
Belki drugorzędne Gatunek S235	Granica plastyczności (MPa)		Wytrzymałość na rozciąganie (MPa)	Zmierzone maksymalne wydłużenie
	Nominalna	Zmierzona	Zmierzona	
	235	311	446	31.6 %
Belki główne Gatunek S355	Granica plastyczności (MPa)		Wytrzymałość na rozciąganie (MPa)	Zmierzone maksymalne wydłużenie
	Nominalna	Zmierzona	Zmierzona	
	355	423	549	29.9 %
Stalowa siatka zbrojeniowa Gatunek B500A	Granica plastyczności (MPa)		Wytrzymałość na rozciąganie (MPa)	Zmierzone maksymalne wydłużenie
	Nominalna	Zmierzona	631	
	500	594		15.5 %
Beton C30/37	Wytrzymałość na ściskanie (MPa)			
	Wartość charakterystyczna		Wartość zmierzona	
	30		36.7	

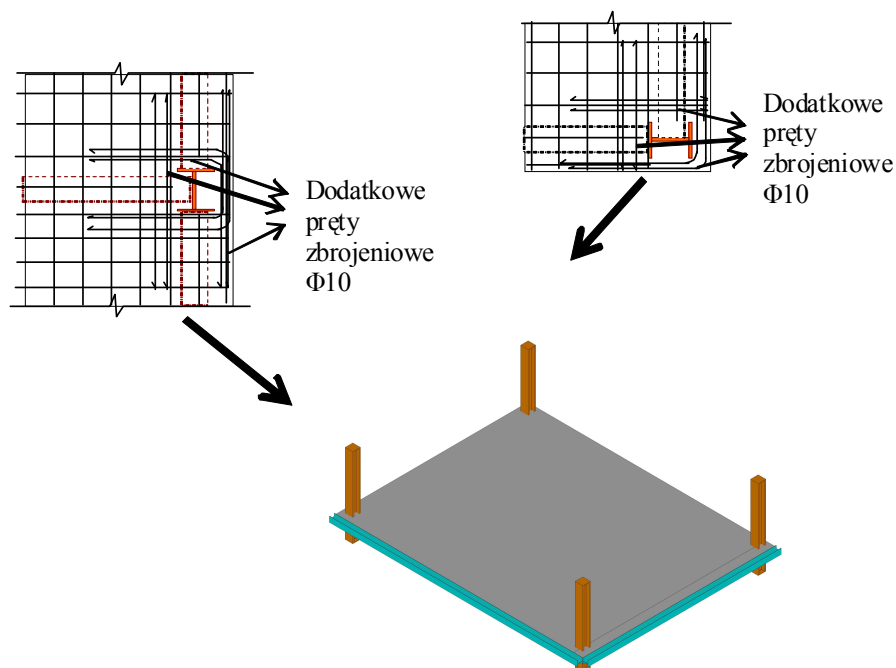
Łącznikami na ścinanie były trzpienie o średnicy 19 mm i wysokości 125 mm, ich rozmieszczenie pokazano na Rysunku 7.3.



Rysunek 7.3 Rozmieszczenie łączników na ścinanie na belkach stalowych

Siatka zbrojeniowa położona płyta 50 mm od wierzchu płyty. Siatka wykonana była z prętów o średnicy 7 mm, ze stali gatunku S500 w rozstawie osiowym 150 mm w obu

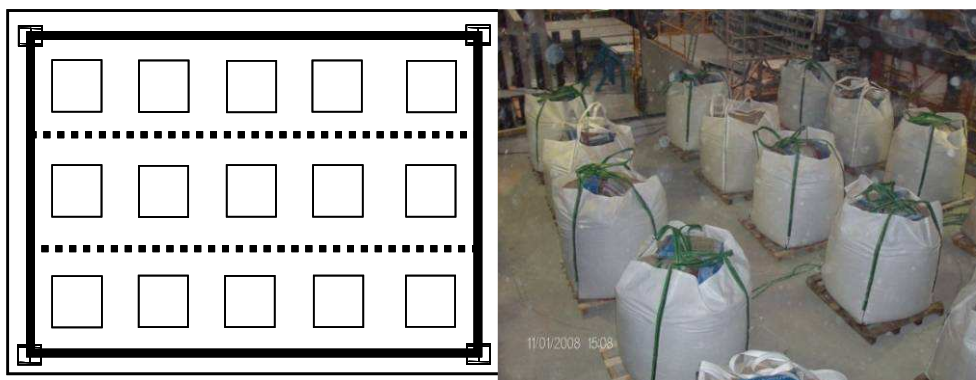
kierunkach. Dodatkowe pręty zbrojeniowe o średnicy 10 mm zastosowano na połączeniu obwodowym zespalającym stal i beton (patrz Rysunek 7.4)



Rysunek 7.4 Konfiguracje połączeń sprawdzane w badaniu ogniowym

7.2.2 Metodologia badawcza

W trakcie badania, obciążenie mechaniczne na stropie było przyłożone za pomocą piętnastu worków z piaskiem równomiernie rozmieszczonych na stropie (patrz Rysunek 7.5). Każdy worek z piaskiem ważył dokładnie 15.0 kN, równowartość obciążenia równomiernie rozłożonego 3.87 kN/m². Wartość ta jest niewiele wyższa niż wartość obliczeniowa 3.75 kN/m² dla kombinacji oddziaływań według Eurokodu dla budynków biurowych w przypadku pożaru, stosując zalecaną wartość 0.5 dla współczynnika kombinacyjnego ψ_1 .

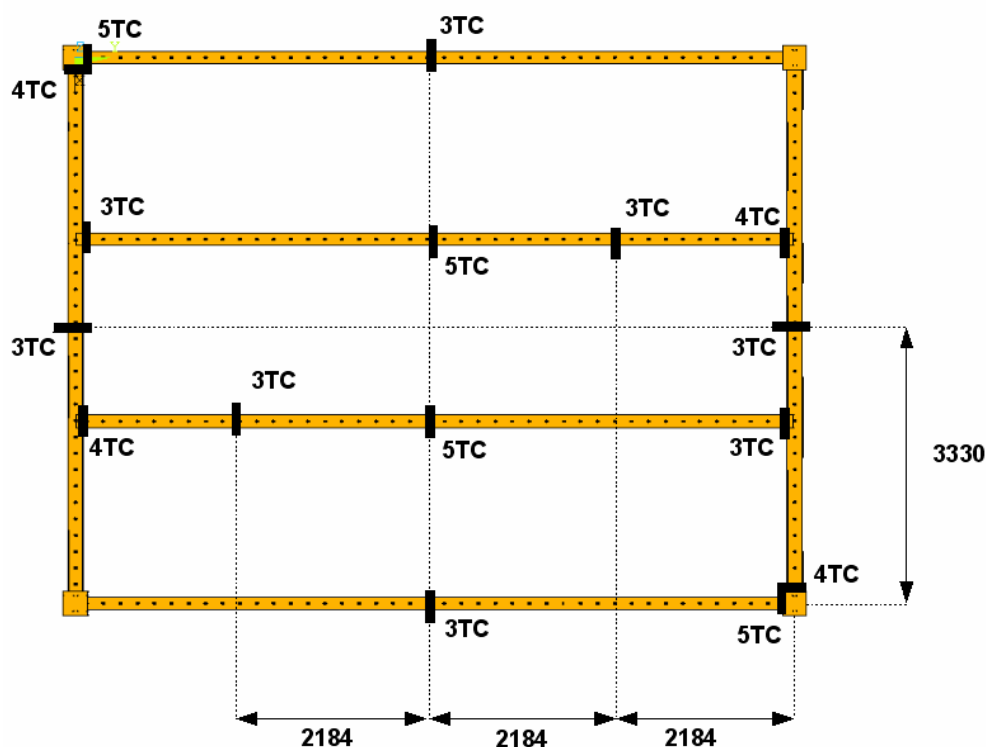


Rysunek 7.5 Obciążenie stropu workami z piaskiem

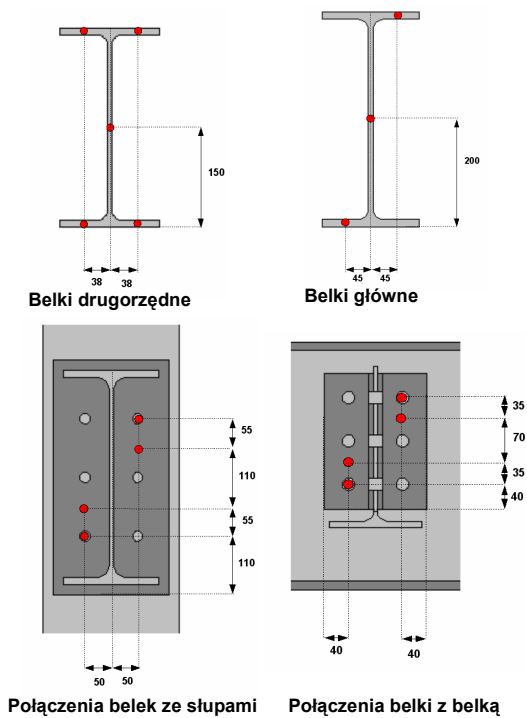
Stosując się do uproszczonej metody projektowania opisanej w Rozdziale 5 dla tego typu stropu, dwie belki drugorzędne i płyta zespolona były niezabezpieczone. Niemniej jednak, wszystkie belki skrajne po obwodzie stropowej strefy projektowej (wszystkie belki bezpośrednio połączone ze słupami) i wszystkie słupy były zabezpieczone ogniochronnie tak, aby zapewnić stateczność konstrukcyjną w przypadku pożaru. Wszystkie połączenia były również zabezpieczone. Zastosowany materiał ogniochronny składał się z dwóch warstw mat

z włókien mineralnych [$25\text{ mm}-128\text{ kg/m}^3$]. Siatka zbrojeniowa po dwóch stronach płyty była przyspawana do dwóch stalowych belek znajdujących się wzdłuż krawędzi płyty jak pokazano na Rysunku 7.4. Belki te z drugiej strony były zamocowane do konstrukcji pieca w celu stworzenia warunku ciągłości stropu zespolonego.

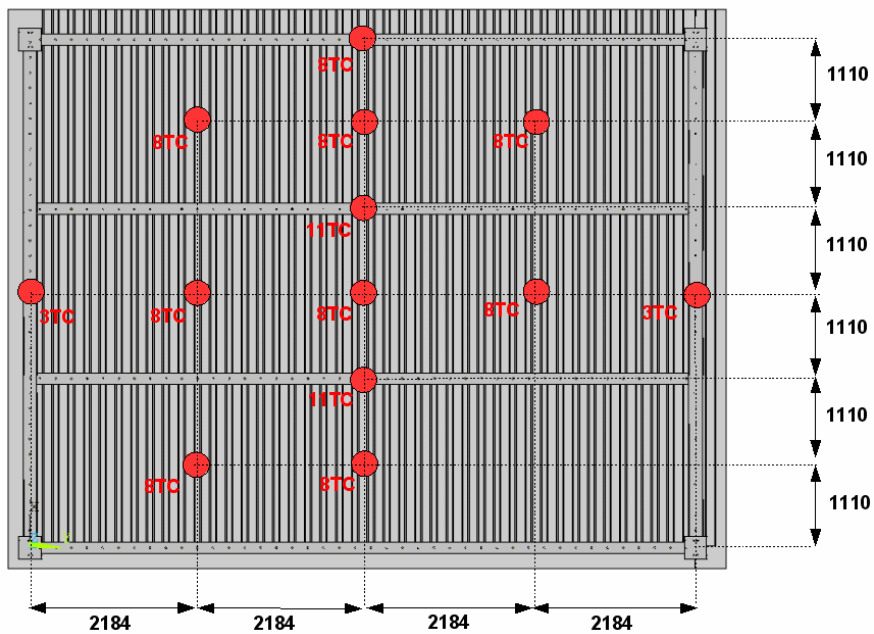
Pomiarów dokonano w 194 punktach pomiarowych w celu zarejestrowania zachowania elementu próbnego. Główne pomiary obejmowały temperaturę i kształt deformacji stropu. Około 17 termoelementów zostało użyte do śledzenia temperatury ramy stalowej (patrz Rysunek 7.6 i Rysunek 7.7) i rozkład temperatury w płycie (patrz Rysunek 7.8 i Rysunek 7.9). Zainstalowano siedem przetworników przemieszczenia to pomiaru pionowego ugięcia stropu (patrz Rysunek 7.10). Dwa inne przetworniki zostały zastosowane do pomiaru poziomego przemieszczenia stropu. Specjalna kamera odporna na wysoką temperaturę została umieszczona w piecu do zarejestrowania widocznych deformacji stropu w czasie badania.



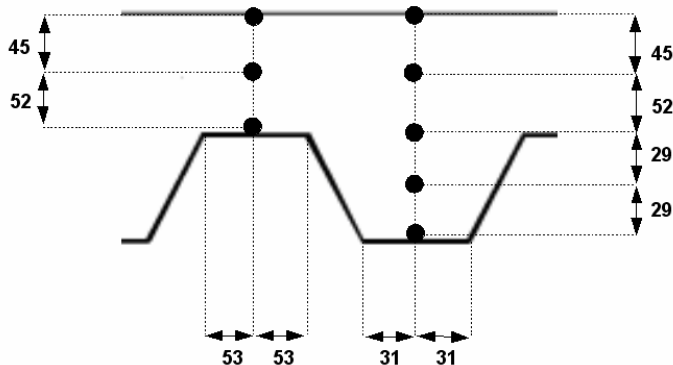
Rysunek 7.6 Położenie termoelementów na ramie stalowej



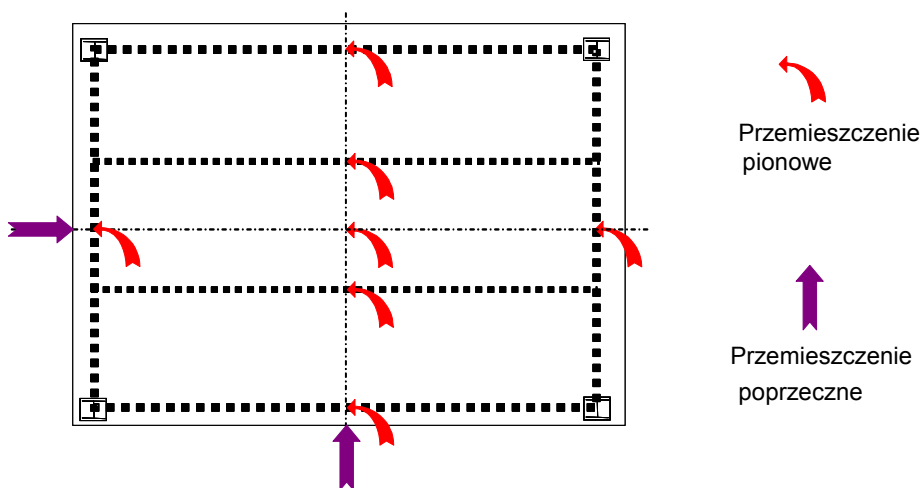
Rysunek 7.7 Położenie termoelementów na każdym opomiarowanym przekroju elementu stalowego



Rysunek 7.8 Położenie i numery termoelementów w płycie zespolonej



Rysunek 7.9 Powtarzalny przekrój płyty zespolonej pokazujący położenie termoelementów.



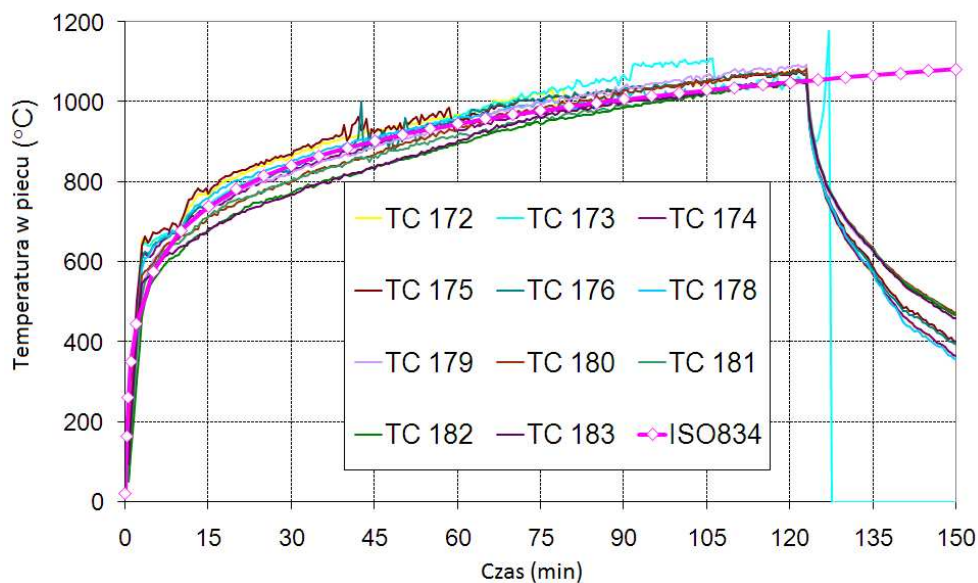
Rysunek 7.10 Położenie przetworników przeszczenia

7.2.3 Wyniki

Badanie trwało ponad 120 minut a nagrzewanie przerwano w następstwie utraty szczelności ogniowej stropu. Jednakże rejestrację zachowania się elementu próbnego kontynuowano do 900 minuty, aby umożliwić monitorowanie właściwości stropu w trakcie fazy studzenia.

Zmiana temperatury w konstrukcji

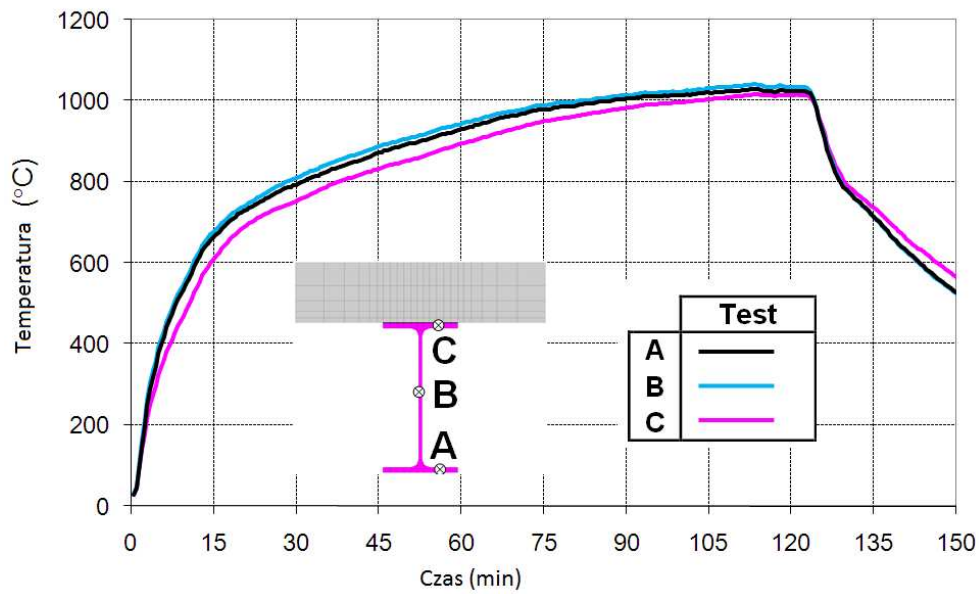
W trakcie badania temperatura w piecu była monitorowana za pomocą termometrów płytkowych zgodnie z zaleceniami EN 1363-1. Termometry płytkowe były umieszczone jedynie poniżej stropu i zarejestrowana temperatura przez te czujniki pokazuje, że temperatura w piecu była kontrolowana w zakresie dopuszczalnych odchyleń określonych przez normę dotyczącą badań ogniowych EN 1363-1 (patrz Rysunek 7.11).



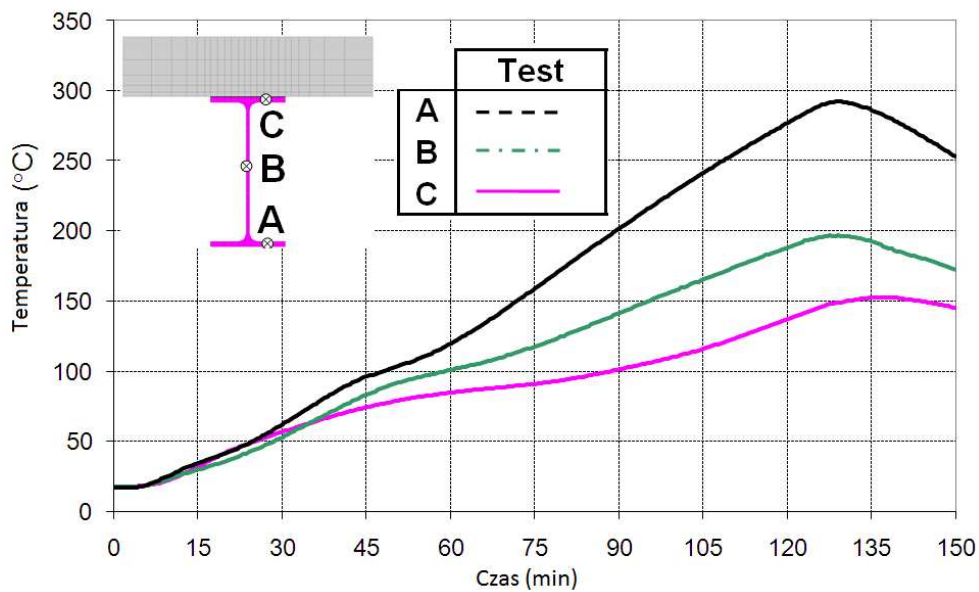
Rysunek 7.11 Temperatura w piecu w odniesieniu do standardowej krzywej temperatura-czas.

Pomiary temperatury w środku rozpiętości belek zespolonych były prowadzone na półce dolnej, środku i półce górnej w każdym przekroju. Zestawienie temperatury zarejestrowanej w belkach pokazano na Rysunku 7.12 i Rysunku 7.13. Belki niezabezpieczone osiągnęły maksymalną temperaturę 1040°C. Przeciwnie, zabezpieczone belki stalowe osiągnęły maksymalną temperaturę 300°C, temperatura ta jest niższa niż mogłaby być oczekiwana w rzeczywistości z powodu ograniczonej ekspozycji ogniowej elementów zlokalizowanych na brzegach pieca.

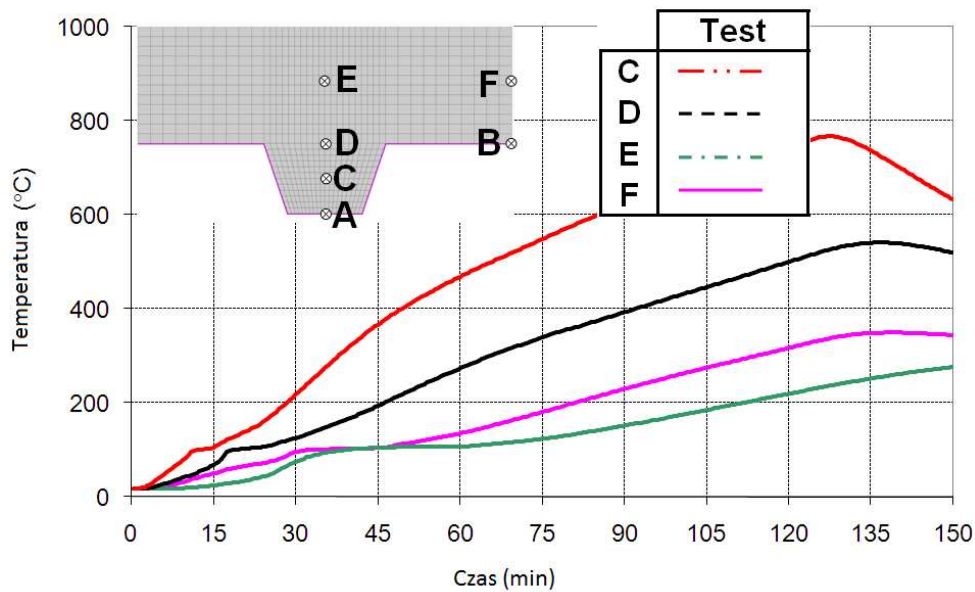
Zestawienie temperatury zarejestrowanej w płycie zespolonej przedstawiono na Rysunku 7.14. Temperatura w punktach A i B nie była rejestrowana, ponieważ termoelementy zamocowane do blachy stalowej uległy awarii na początku badania, prawdopodobnie z powodu utraty przyczepności pomiędzy blachą stalową i betonem w trakcie nagrzewania. Utrata połączenia stalowej blachy nastąpiła na dużej części spodniej powierzchni płyty zespolonej. Temperaturę zarejestrowaną na nienagrzewanej stronie płyty zespolonej przedstawiono na Rysunku 7.15. Przyrost temperatury powierzchni nienagrzewanej płyty zespolonej po 120 minutach nagrzewania wynosił niewiele powyżej 100°C, to jest poniżej dopuszczalnej wartości 140°C określającej kryterium izolacyjności ogniowej.



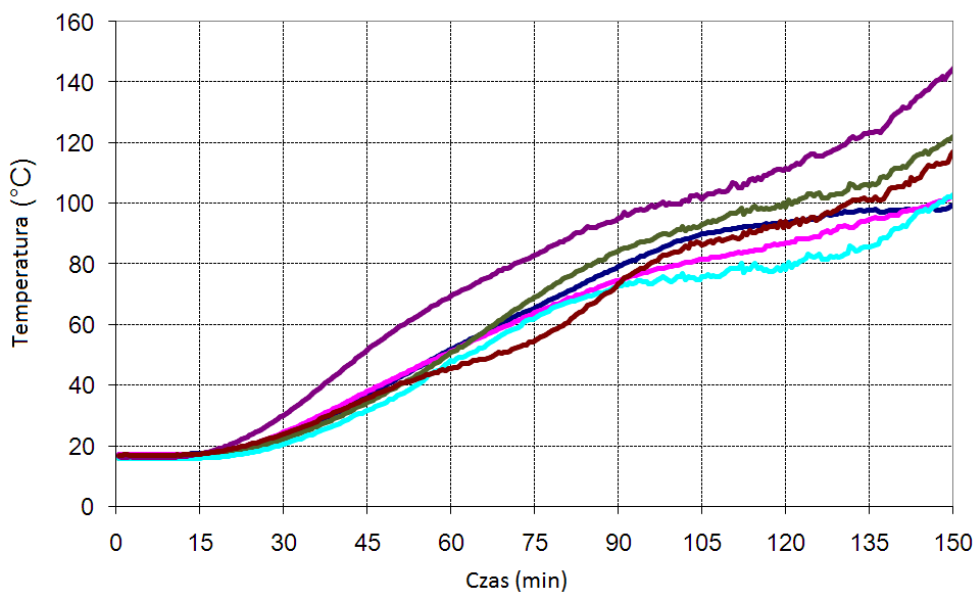
Rysunek 7.12 Wzrost temperatury w niezabezpieczonych belkach stalowych



Rysunek 7.13 Wzrost temperatury w zabezpieczonych belkach stalowych



Rysunek 7.14 Wzrost temperatury w płycie zespolonej



Rysunek 7.15 Temperatura zarejestrowana na nienagrzewanej powierzchni płyty zespolonej

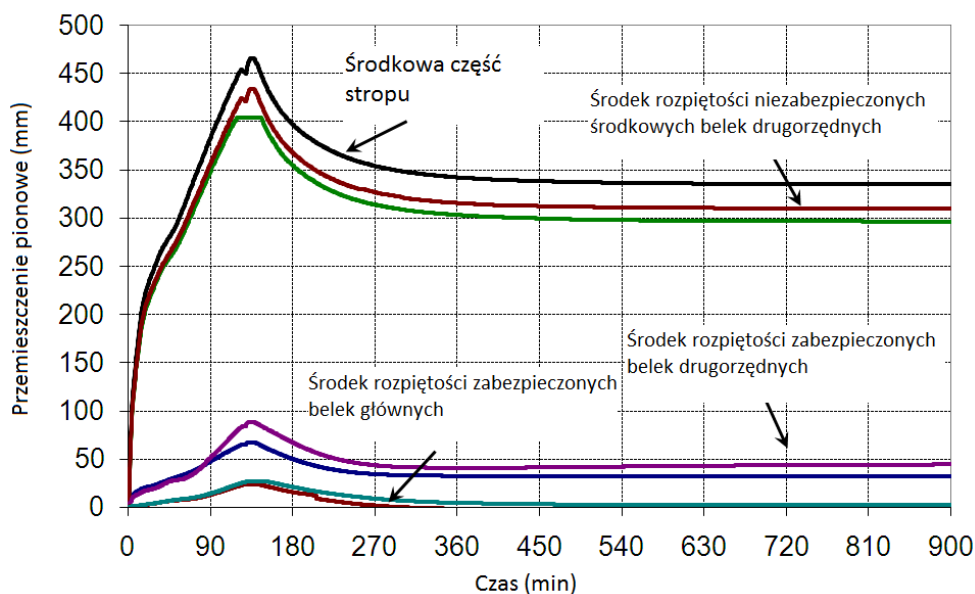
Zmiany przemieszczenia elementów konstrukcyjnych.

Na Rysunku 7.16 pokazano pionowe przemieszczenia stropu w trakcie całego czasu badania. Zmniejszenie się ugięcia po 120 minutach odpowiada czasowi gdy wyłączono palniki pieca. Bardziej szczegółowe przedstawienie tych przemieszczeń, głównie w trakcie nagrzewania podane jest na Rysunku 7.17. Można tam zaobserwować, że maksymalne ugięcie stropu wynosi około 450 mm a zmierzone ugięcia dwóch niezabezpieczonych belek drugorzędnych wynosiły około 420 mm, mniej niż jedna-dwudziesta ich rozpiętości. W trakcie studzenia ugięcie niewiele wzrosło i osiągnęło maksymalną wartość w 135 minucie. Pomimo,

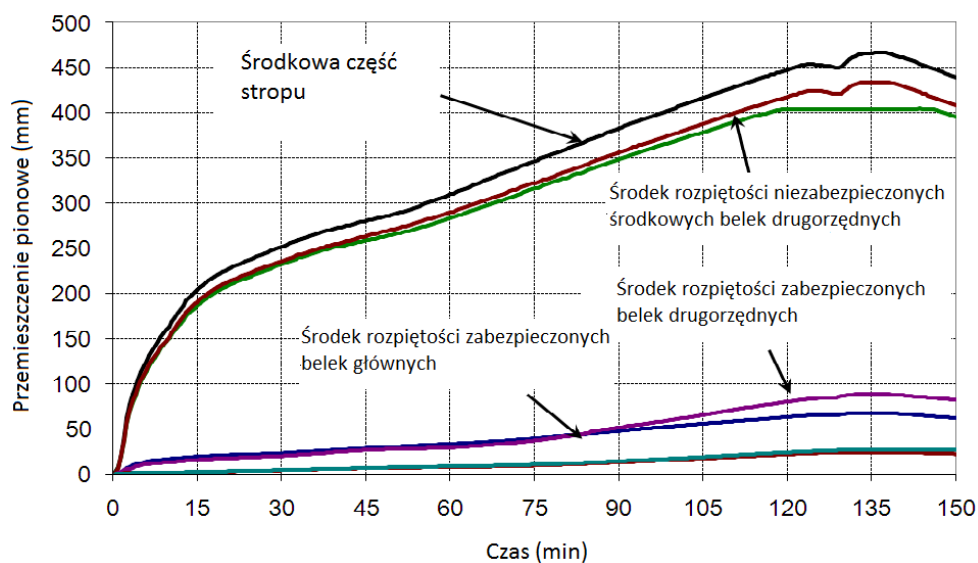
że temperatura w piecu spadła z 1050°C do jedynie 600°C (patrz Rysunek 7.11), płyta zespolona była nagrzewana na grubości i w tym czasie osiągnięta została maksymalna temperatura siatki zbrojeniowej (patrz Rysunek 7.14).

Zabezpieczone ogniochronnie belki znajdujące się po obwodzie elementu próbnego osiągnęły jedynie temperaturę 300°C. W związku z tym, że stal w temperaturze 300°C zachowuje 100% granicy plastyczności w temperaturze normalnej, ugięcie tych belek jest mniejsze niż zakładano, gdyż wynosiło maksimum 100 mm w środku rozpiętości belek drugorzędnych. W rzeczywistości rozsądnym byłoby założenie, że temperatura krytyczna tych belek mogłaby być pomiędzy 500°C i 600°C a ugięcie ponad rozpiętość/30.

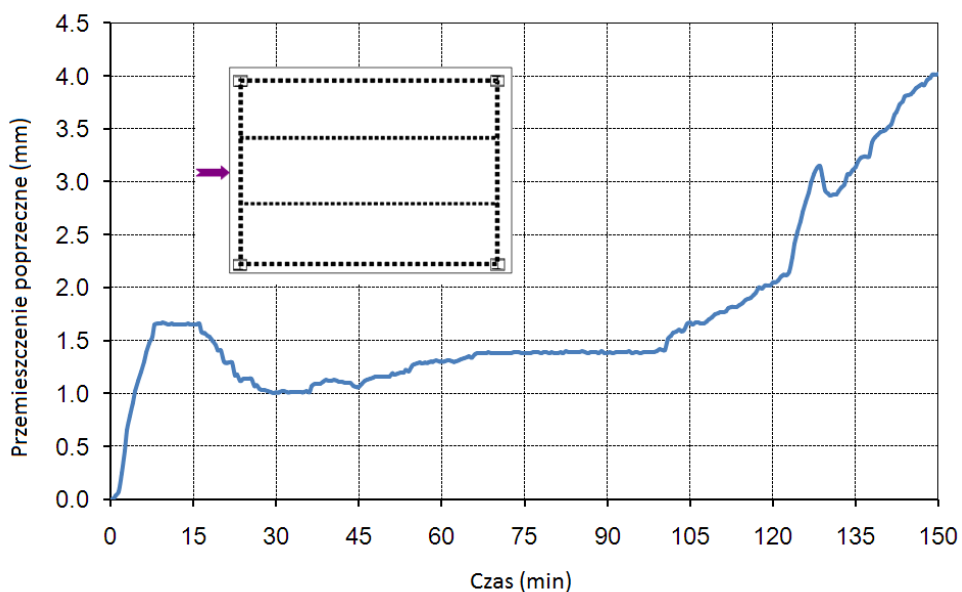
Jeżeli poświęci się więcej uwagi zmianom ugięcia stropu, można zauważyć, że narastało ono bardzo szybko w trakcie pierwszych 20 minut nagrzewania a później wzrastało z niemal stałą prędkością. Jeżeli to ugięcie odniesiemy do wzrostu temperatury w niezabezpieczonych belkach, można zauważyć, że również te belki nagrzewały się stopniowo do 700°C. Oczywiście ich nośność na zginanie przy tym poziomie temperatury nie pozwoliłaby im na przeniesienie przyłożonego obciążenia. W rezultacie stopniowo ujawniał się efekt membranowy w stropie zapewniając ogólną stateczność tego stropu. Rozciągający efekt membranowy został jasno zobrazowany pomiarami przemieszczenia poprzecznego brzegów stropu przedstawionymi na Rysunku 7.18. Śledząc ponownie 15 minut nagrzewania, można zauważyć, że krawędź stropu przemieściła się do środka z powodu rozciągającego efektu membranowego. Nagły wzrost tego przemieszczenia około 105 minuty może być wyjaśniony istotnym uszkodzeniem siatki zbrojeniowej w środkowej części stropu (więcej szczegółów, patrz Rozdział 7.4.3).



Rysunek 7.16 Ugięcie stropu pomierzone w trakcie całego czasu badania



Rysunek 7.17 *Ugięcie stropu pomierzone w trakcie nagrzewania*



Rysunek 7.18 *Przemieszczenie poprzeczne na brzegu stropu w trakcie nagrzewania*

Zachowanie płyty zespolonej zaobserwowane w trakcie badania

Główne obserwacje dotyczące pęknięć płyty betonowej:

- Niewielkie pęknięcia powstały w betonie, szczególnie wokół słupów stalowych i ciągłych brzegów płyty na początku badania ogniowego, co pokazano na Rysunku 7.19(a).
- Niektóre z tych pęknięć uległy powiększeniu w trakcie nagrzewania, ale nie miały istotnego wpływu na szczelność ogniową stropu (patrz Rysunek 7.19(b)).
- Znaczne pęknięcia powstały w środkowej części stropu po czasie 105 minut nagrzewania, co pokazano na Rysunku 7.20.

Po badaniu przeprowadzono obserwacje, w trakcie których ustalono, że pęknięcie w części środkowej spowodowane było awarią połączenia spawanego łączącego siatki zbrojeniowe, co pokazano na Rysunku 7.21. Ponieważ uproszczona metoda projektowania pozwala na pełne wykorzystanie naprężeń w zbrojeniu aż do obciążenia zrywającego zbrojenie w środku płyty, należy zapewnić pełne zakłady siatek z uwagi na rozciąganie na wszystkich połączeniach warstw siatki zbrojeniowej. Tego typu awarii można uniknąć, jeżeli detale konstrukcyjne zostaną zrealizowane zgodnie z EN 1992-1-1⁽³⁶⁾.

W związku z tym, że element próbny nie uległ zawaleniu w trakcie badania, można stwierdzić, iż pojawienie się tak znacznego pęknięcia i awaria siatki zbrojeniowej w kierunku podłużnym w środkowej części stropu nie miała wpływu na jego nośność.



(a) Na początku badania

(b) Na końcu badania

Rysunek 7.19 Stan płyty wokół słupa stalowego



(a) Wygląd pęknięcia w części środkowej stropu

(b) Wygląd pęknięcia po studzeniu

Rysunek 7.20 Stan płyty w części środkowej stropu w trakcie i po badaniu



(a) Połączenie spawane przed zabetonowaniem



(b) Wygląd po studzeniu połączenia zbrojenia w miejscu pęknięcia

Rysunek 7.21 Złącze stalowych siatek zbrojeniowych przed i po badaniu

7.2.4 Komentarz do wyników badania

Wyniki badania wykazały odpowiednie właściwości zespolonej płyty stropowej zaprojektowanej zgodnie z uproszczoną metodą projektowania. Uwagi wynikające z badania odnośnie zachowania ogniowego stropu są następujące:

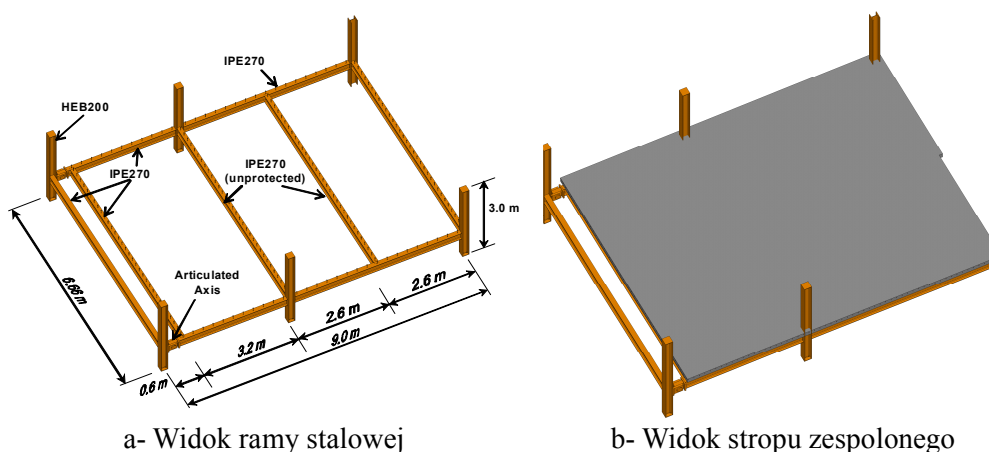
- pomimo braku zabezpieczenia stalowych belek drugorzędnych o rozpiętości 8.735 m, kryterium nośności ogniowej (R) zostało spełnione przez czas dłuższy niż 120 minut,
- kryterium szczelności ogniowej (E) i kryteria izolacyjności ogniowej (I) były spełnione przez czas 105 minut. Awaria nastąpiła w wyniku pęknięcia w poprzek płyty zespolonej, powstałego w następstwie przedwczesnej awarii stalowej siatki zbrojeniowej, patrz Rozdział 7.4.3,
- cały strop zachował wytrzymałość konstrukcyjną w trakcie nagrzewania, pomimo uszkodzenia stalowej siatki zbrojeniowej w płycie betonowej,
- należy zapewnić, aby siatka zbrojeniowa miała właściwe zakłady zapewniające powstania oddziaływań membranowych oraz ciągłość przenoszenia obciążeń, zwłaszcza w obszarze niezabezpieczonych belek i wokół słupów,
- pęknięcie betonu na brzegu stropu było bardzo ograniczone i nie miało wpływu na szczelność i izolacyjność stropu,
- zachowanie stropu było zadawalające w trakcie fazy studzenia,
- stalowe połączenia były odpowiednio zabezpieczone i ich temperatura została ograniczona do około 500°C. Wszystkie połączenia elementów stalowych zachowały się bardzo dobrze zarówno w fazie nagrzewania jak i studzenia.

7.3 Program badania ogniowego COSSFIRE

7.3.1 Element próbny

W ramach projektu COSSFIRE zbadano inny typowy strop zespolony pokazany na Rysunku 7.22. Przekroje stalowych belek i stalowych słupów w tym stropie wykonano odpowiednio z IPE 270 i HEB 200. Nominalny gatunek stali tych elementów konstrukcji – S235. Strop z uwagi na warunki normalne został zaprojektowany zgodnie z wymaganiami EN 1993-1-1⁽³⁴⁾ przy obciążeniu stałym 1.25 kN/m^2 , jako dodatkowym w stosunku do ciężaru własnego i obciążenia użytkowego 5.0 kN/m^2 . Badania ogniowe przeprowadzono przy obciążeniu 3.93 kN/m^2 co w przybliżeniu odpowiadało 100% różnych oddziaływań stałych i 50% oddziaływań użytkowych, zgodnie z podaną w Eurokodach kombinacją obciążenia w warunkach pożaru dla budynków biurowych. Połączenia stalowe zaprojektowano zgodnie z wymaganiami EN 1993-1-8⁽³⁵⁾.

Płyta zespolona została wykonana z betonu zwykłego klasy C30/37 wylewanego na budowie. Całkowita grubość płyty wynosiła 135 mm; blachę stalową stanowi profil COFRAPLUS60 (trapezowy). Wszystkie łączniki na ścinanie były wykonane z trzpieni z łbami o średnicy 19 mm i wysokości 125 mm, a ich rozmieszczenie na belkach stalowych wynosiło odpowiednio – jeden trzpień co 207 mm w belkach drugorzędnych i jeden trzpień co 300 mm w belkach głównych. Siatka zbrojeniowa gatunku S500 i średnicy 7 mm, znajdowała się 35 mm poniżej wierzchu płyty. Wielkość oczek wynosiła 150 x 150 mm.



Rysunek 7.22 Układ badany ogniowo

Rzeczywiste właściwości mechaniczne zastosowanych w tym badaniu materiałów podsumowano w Tabelicy 7.2 zamieszczonej poniżej.

Tabelica 7.2 Właściwości materiałowe elementów badanych w ramach COSSFIRE

Element	Wartość
Gatunek stali belek głównych	320 MPa
Gatunek stali belek drugorzędnych	320 MPa
Gatunek stali zbrojeniowej	590 MPa
Wytrzymałość ma ściskanie betonu	38.0 MPa

Zgodnie z prostą inżynierską metodą projektowania tego typu stropów przy oddziaływaniu membranowym, dwie pośrednie belki drugorzędne i płyta zespolona pozostają niezabezpieczone. Jednakże wszystkie belki obwodowe stropu zostały zabezpieczone ogniochronnie na czas 120 minut oddziaływania pożaru. Słupy stalowe zostały również

zabezpieczone z wyjątkiem fragmentów wokół złączy, których nie zabezpieczono celowo. Ich nagrzewanie w fazie nagrzewania było ważne, z uwagi na możliwość dokonania oceny wpływu nagrzewania na zachowanie połączeń w fazie studzenia.

W celu dokonania oceny zachowania w pożarze połączeń pomiędzy płytą betonową i elementami stalowymi na krawędziach stropu zespolonego, zastosowano sześć konfiguracji połączeń w tym stropie, co pokazano na Rysunku 7.23.

Obciążenie mechaniczne w trakcie badania ogniowego zostało przyłożone za pomocą dwudziestu worków z piaskiem, równomiernie rozłożonych w obrębie stropu. Każdy z tych worków ważył dokładnie 11.0 kN razem z paletą drewnianą i blokami z betonu lekkiego, co stanowi odpowiednik obciążenia równomiernego 3,93 kN/m². W trakcie nagrzewania stosowano standardową krzywą nagrzewania ISO do momentu gdy zbliżało się zawalenie stropu. Jednakże rejestracja wyników badania trwała dalej w fazie studzenia, w celu poznania zachowania stropu w trakcie całego czasu oddziaływania pożaru.



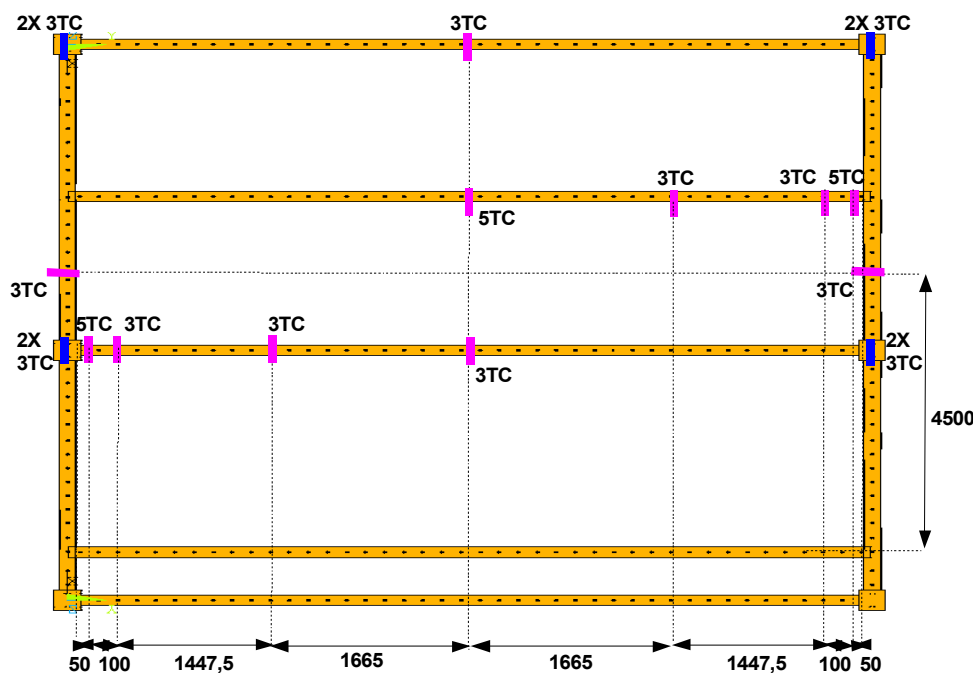
Rysunek 7.23 *Różne konfiguracje stalowo-betonowych połączeń zespolonych*



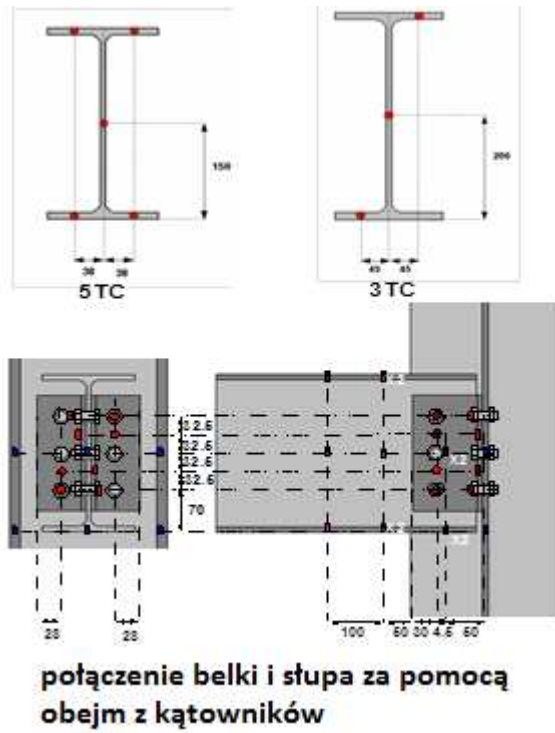
Rysunek 7.24 Warunki obciążenia stropu zespolonego stalowo-betonowego przy oddziaływaniu pożaru

7.3.2 Pomiary wyników badania

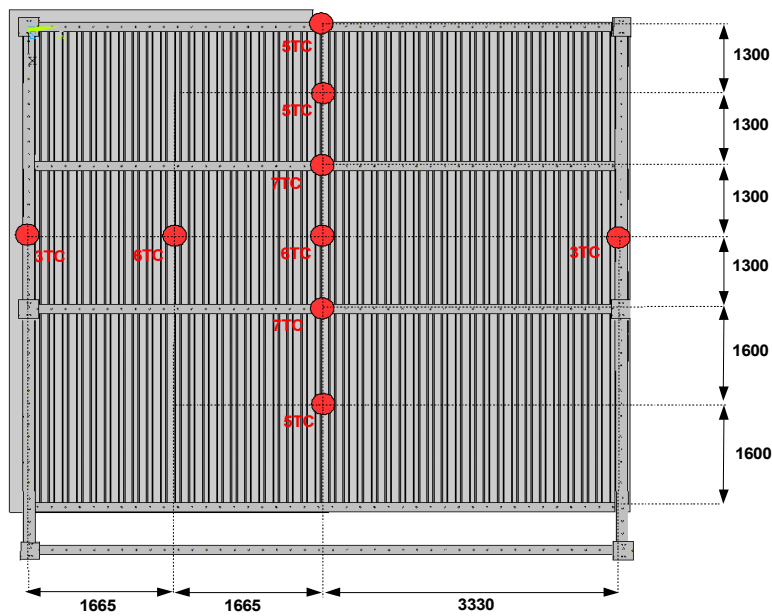
Główne pomiary w badaniu dotyczą temperatury i ugięcia stropu. W celu pomiaru temperatury w piecu i elemencie próbnym zastosowano 203 termoelementy, z których 66 na elementach stalowych (Rysunek 7.25), 80 na połączeniach (Rysunek 7.26) i 57 w płycie zespolonej (patrz Rysunek 7.27 i Rysunek 7.28). Dodatkowo zainstalowano 20 przetworników przemieszczeń do pomiaru ugięcia stropu, z których 16 służyło do pomiaru przemieszczeń pionowych (Rysunek 7.29). Pozostałe 4 przetworniki zastosowano do pomiaru poziomego przemieszczenia stropu. Dodatkowo wewnątrz pieca umieszczono specjalną kamerę, która nagrywała wygląd ugięcia stropu w czasie.



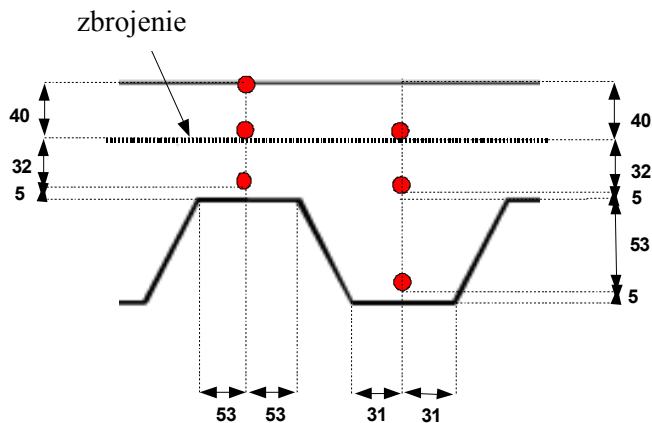
Rysunek 7.25 Lokalizacja termoelementów na ramie stalowej



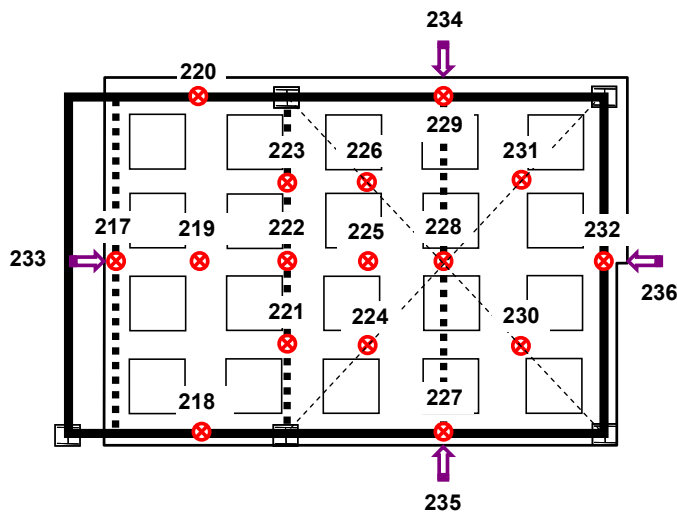
Rysunek 7.26 Lokalizacja termoelementów na każdym opomiarowanym przekroju elementu stalowego



Rysunek 7.27 Lokalizacja i numery termoelementów w płycie zespolonej



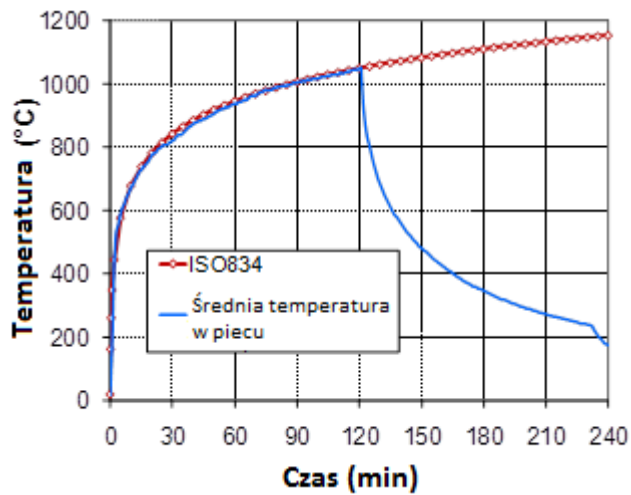
Rysunek 7.28 Typowy przekrój przez płytę zespoloną pokazujący położenie termoelementów.



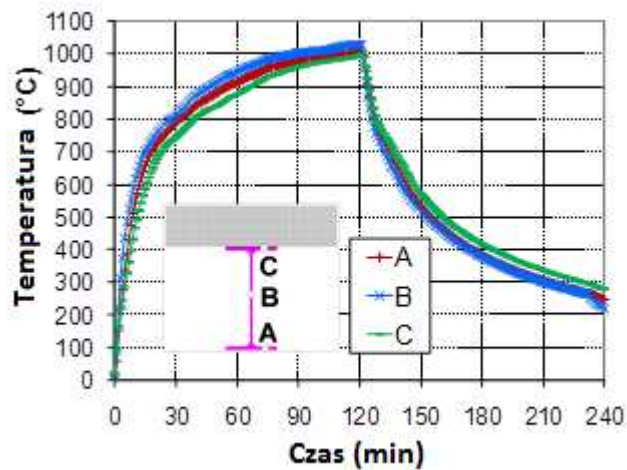
Rysunek 7.29 Położenie przetworników przemieszczeń

7.3.3 Najważniejsze wyniki badania

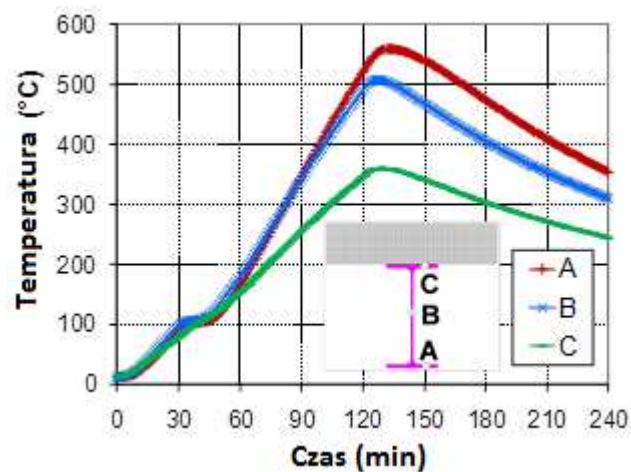
Faza nagrzewania zgodnie z krzywą ISO-834 (Rysunek 7.30), trwała dłużej niż 120 minut, aż do widocznego zawalenia się jednej z drugorzędnych belek obwodowych zamocowanej do belek głównych (patrz D6 na Rysunku 7.36). Następnie wszystkie palniki zostały wyłączone i rozpoczęło się naturalne stygnięcie pieca. Stygnięcie belek przebiegało w zróżnicowany sposób zależnie od sposobu ich zabezpieczenia. Niezabezpieczone belki stalowe położone w środku stropu nagrzały się powyżej 1000 °C (Rysunek 7.31). Przeciwnie, belki zabezpieczone nagrzały się do około 550 °C (Rysunek 7.32) z wyjątkiem jednej zabezpieczonej drugorzędnej belki obwodowej, która była znacznie bardziej nagrzana niż pozostałe zabezpieczone belki, z pewnością z powodu uszkodzenia w trakcie badania izolacji ogniochronnej (Rysunek 7.33).



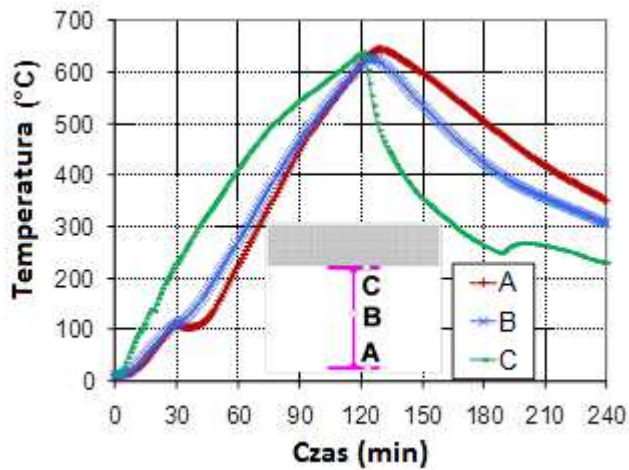
Rysunek 7.30 Temperatura w piecu w odniesieniu do krzywej nagrzewania ISO



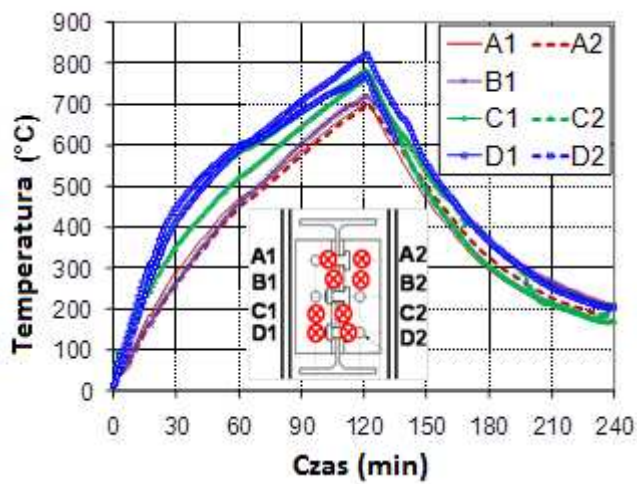
Rysunek 7.31 Nagrzewanie niezabezpieczonych belek drugorzędnych



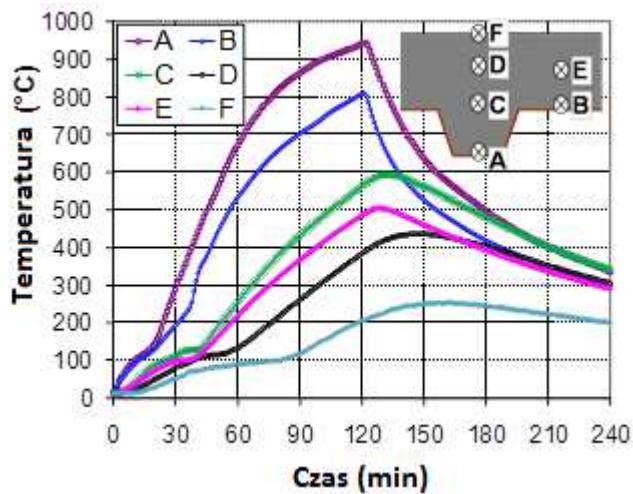
Rysunek 7.32 Nagrzewanie zabezpieczonej belki głównej



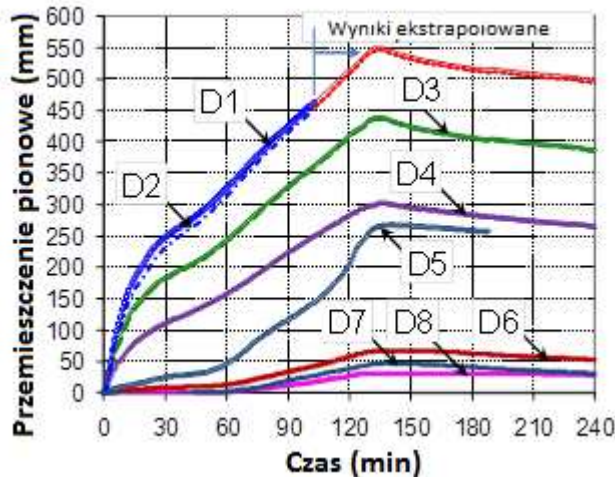
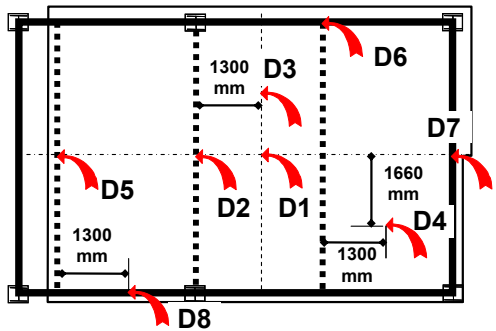
Rysunek 7.33 Nagrzewanie belki obwodowej która uległa zawaleniu



Rysunek 7.34 Nagrzewanie połączenia belki i słupa za pomocą obejm z kątowników



Rysunek 7.35 Nagrzewanie płyty zespolonej



Rysunek 7.36 Pomierzone pionowe przemieszczenia stropu w trakcie badania

Ponieważ badane połączenia stalowe nie były w pełni zabezpieczone, niektóre śruby zostały nagrzane powyżej 800 °C (Rysunek 7.34). Z pomiarów temperatury w płycie zespolonej wynika iż maksymalna temperatura w odległości 5 mm od powierzchni nagrzewanej wyniosła około 950°C (Rysunek 7.35) a siatka zbrojenia została nagrzana do około 500°C. Ponadto, temperatura pomierzona po stronie nienagrzewanej zespolonego stropu wyniosła ponad 200°C po czasie ponad 120 minut nagrzewania, przekraczając kryterium izolacyjności ogniowej.

W trakcie badania przerwano nagrzewanie z chwilą, gdy zaobserwowano, iż jedna z belek skrajnych ulega zawaleniu po około 120 minutach (patrz D6 Rysunek 7.36). Mówiąc o globalnym ugięciu stropu, wzrastało ono znacznie na początku do 30 minuty badania, a następnie postępowało wolniej. Po 120 minutach nagrzewania standardowego, całkowite ugięcie stropu przekroczyło 500 mm. Po przerwaniu nagrzewania, ugięcie stropu postępowało przez około 15 minut a następnie powoli zaczęło się zmniejszać. Końcowe cofnięcie ugięcia stropu wynosiło około 100 mm.

7.3.4 Obserwacje badania ogniowego

Na podstawie pomiarów globalnego ugięcia stropu ustalono, że narastało ono do wartości powyżej 500 mm po 120 minutach. Jednakże strop nadal zachowywał się bardzo dobrze i nie było oznak awarii w jego części środkowej. Niemniej jednak nagrzewanie przerwano z powodu nadmiernego ugięcia najbardziej nagrzanej obwodowej belki drugorzędnej (Rysunek 7.37). Bliższe przyjrzenie się tej belce obwodowej pokazuje, że pojawiło się znaczne spękanie betonu w środku rozpiętości, co oznacza, że belka ta rzeczywiście ulegała załamaniu. Niemniej jednak awaria ta nie doprowadziła do zawalenia się całości stropu, co wynika wyraźnie z redystrybucji obciążenia przy efekcie membranowym (patrz Rysunek 7.38).

Lokalna utrata stateczności niezabezpieczonej belki drugorzędnej zamocowanej do belek środkowych przy połączeniach, jest widoczna na jej półce dolnej i środku (patrz Rysunek 7.39). Jednakże najbardziej zauważalną właściwością stalowych połączeń w tym badaniu było ich dobre zachowanie zarówno w fazie nagrzewania jak i studzenia. Również w przypadku niezabezpieczonych belek drugorzędnych zamocowanych do stalowych belek głównych nie stwierdzono lokalnego wybożenia przy złączeniu (Rysunek 7.40). Ponadto nie zaobserwowano awarii w obrębie krawędziowych połączeń pomiędzy płytą betonową i elementami stalowymi



Rysunek 7.37 Zawalenie belki obwodowej



Rysunek 7.38 Badany strop w trakcie i po nagrzewaniu



Rysunek 7.39 *Lokalna utrata stateczności niezabezpieczonych belek drugorzędnych zamocowanych do słupów*



Rysunek 7.40 *Brak lokalnej utraty stateczności niezabezpieczonych belek drugorzędnych zamocowanych do belek głównych*



Rysunek 7.41 *Pęknięcia betonu w narożnikach stropu*



Rysunek 7.42 Pęknięcia betonu wokół słupów środkowych



Rysunek 7.43 Zakłady stalowych siatek zbrojeniowych w płycie zespolonej

Innym ważnym zjawiskiem, o którym należy wspomnieć, jest pęknięcie stropu zespolonego wokół słupów, co może mieć bezpośredni wpływ na właściwości ogniowe stropu. Główne zaobserwowane w tym aspekcie wyniki są następujące:

- Odnośnie pęknięcia betonu w narożach stropu - małe i bez ujemnego wpływu na kryterium szczelności ogniowej (patrz Rysunek 7.41).
- W przypadku pęknięcia betonu wokół słupów środkowych – istotne ugięcie niezabezpieczonej belki znajdującej się poniżej spowodowało duże ugięcie płyty w kierunku wnętrza komory pieca; możliwy jest ujemny wpływ na kryterium szczelności ogniowej z powodu otwartej rysy przed słupem (patrz Rysunek 7.42).
- Nie powstało znaczne pęknięcie w płycie betonowej w środkowej części stropu, co oznacza, że stalowa siatka zbrojeniowa zachowała się poprawnie przy oddziaływaniu membranowym nawet przy nagraniu do 500 °C. Tak dobre zachowanie bez wątpienia związane jest z poprawnym zakładem stalowych siatek zbrojeniowych (patrz Rysunek 7.43).
- Szczegóły konstrukcji stalowej siatki zbrojeniowej umieszczonej za trzpieniami belek obwodowych potwierdziły, że są bardzo skuteczne w przypadku działania efektu membranowego w stropie zespolonym, gdyż mogą zapewnić korzystne poprzeczne zamocowania do płyty stropowej.
- Resztkowa nośność stropu pozostała odpowiednia i wystarczająca pomimo znacznego ugięcia stropu.

8 PARAMETRYCZNE BADANIA NUMERYCZNE

8.1 Zakres

Standardowe badania ogniowe w pełnej skali po raz kolejny potwierdziły doskonałą pracę stropów zespolonych, związaną z występowaniem rozciągających oddziaływań membranowych, zaobserwowanymi i opisanymi przez Bailey'a i Moore'a^(12,13). Pomimo tego, koniecznym wciąż wydaje się weryfikacja uproszczonej metody projektowania w pełnym zakresie jej zastosowań. Dzięki dzisiejszej wiedzy z dziedziny inżynierii bezpieczeństwa pożarowego, taka weryfikacja może być przeprowadzona z zastosowaniem parametrycznych badań numerycznych, w oparciu o zaawansowane modele obliczeniowe, w których w prosty sposób można określić wiele kluczowych parametrów takich jak graniczne ugięcie stropu czy wydłużenie siatki zbrojeniowej. Przed przeprowadzeniem badań parametrycznych w niniejszym projekcie, zaawansowany model numeryczny został zwalidowany na podstawie badania ogniowego.

8.2 Weryfikacja modelu numerycznego

8.2.1 Wprowadzenie

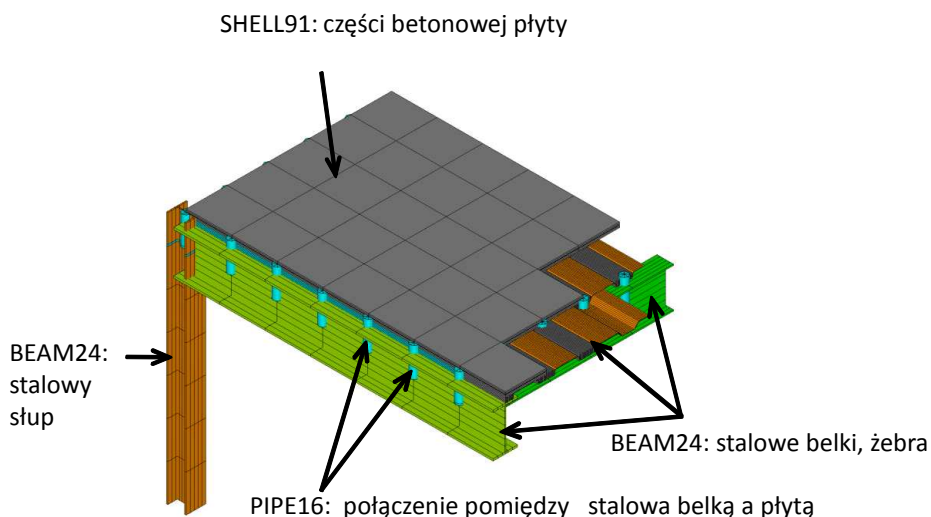
W celu przygotowania zwalidowanego modelu numerycznego do symulacji zachowań stropów zespolonych, przeprowadzono obliczenia numeryczne obejmujące badania ogniowe w pełnej skali opisane w Rozdziale 7. Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem pakietu oprogramowania ANSYS. Model numeryczny składał się z dwóch części, jednej dotyczącej przepływu ciepła oraz drugiej obejmującej analizę konstrukcyjną.

8.2.2 Analiza konstrukcyjna

Analiza konstrukcyjna bazowała na hybrydowym modelu konstrukcji, w którym uwzględniono stalowe belki, stalowe blachy, betonowe żebra oraz stalową siatkę zbrojeniową (Rysunek 8.1). W modelu konstrukcyjnym zastosowano poniższe trzy typy elementów skończonych:

- Trójwymiarowy nieliniowy element belkowy – BEAM24,
- Trójwymiarowy nieliniowy wielowarstwowy element powłokowy – SHELL91,
- Trójwymiarowy liniowy element – PIPE16.

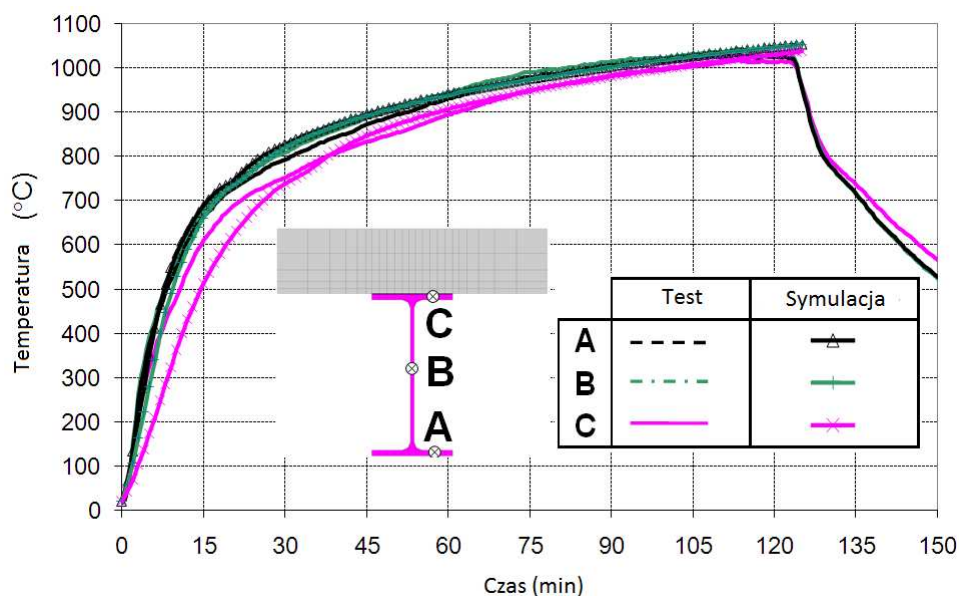
Strop zespolony był odwzorowany za pomocą elementów powłokowych dla betonowej płyty wraz ze stalową siatką zbrojenia. Elementy belkowo-słupowe zostały użyte dla elementów stalowych, blachy i żeber płyty zespolonej. Elementy typu „Link” zastosowano do odwzorowania ścinanych połączeń pomiędzy stalowymi belkami a zespoloną płytą.



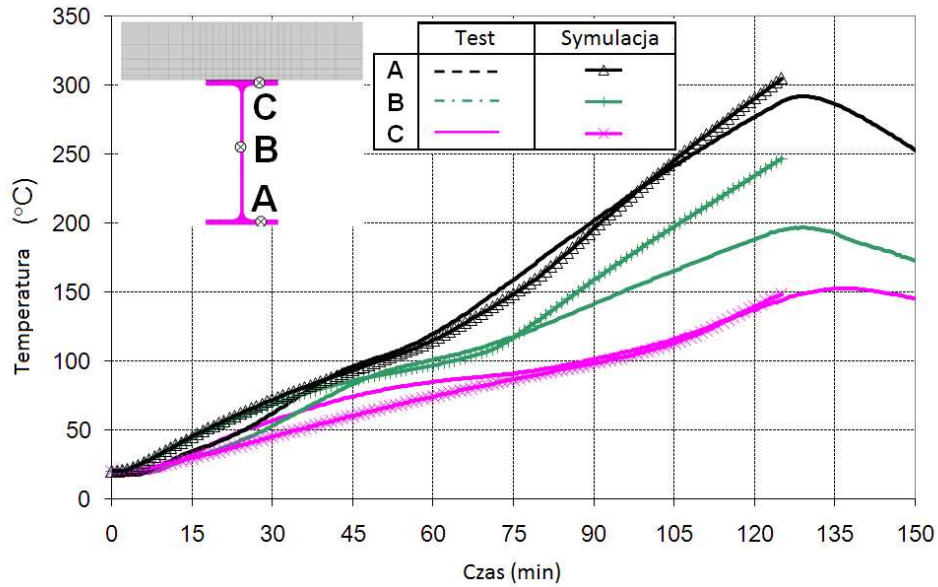
Rysunek 8.1 *Elementy modelu konstrukcyjnego*

8.2.3 Analiza przepływu ciepła

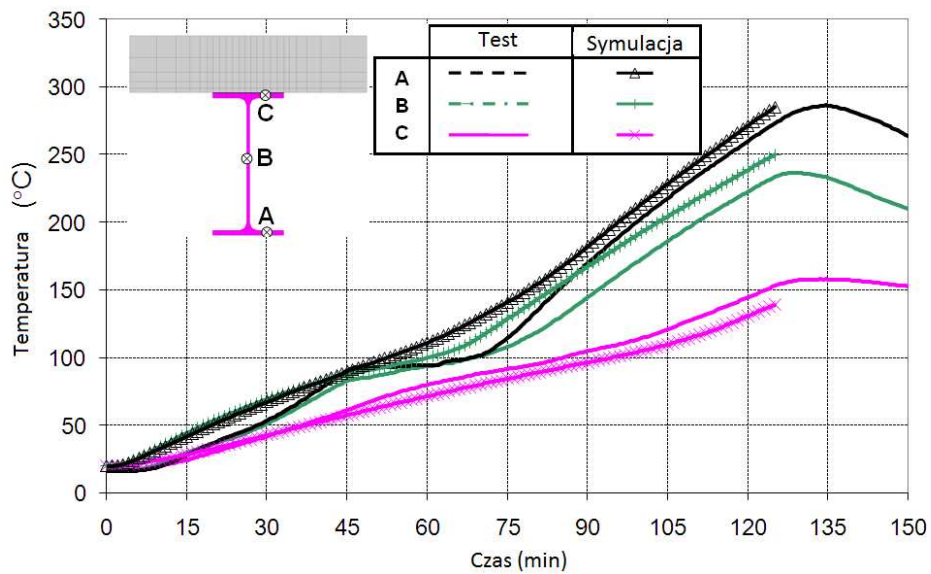
Przy analizie przepływu ciepła, nagrzewanie elementów konstrukcji było obliczane z zastosowaniem dwuwymiarowych modeli typowego przekroju każdego z elementów. Ponieważ walidacja metody numerycznej dotyczyła głównie zachowania konstrukcji, właściwości termiczne materiału izolacyjnego zostały dopasowane w sposób odzwierciedlający proces nagrzewania elementów w badaniu ogniowym. Dla elementów stalowych i betonowych, właściwości termiczne zaczerpnięto z EN 1994-1-2⁽³³⁾. Porównanie temperatur obliczonych z rejestrowanymi w badaniach pokazano na Rysunkach 82 do 8.5.



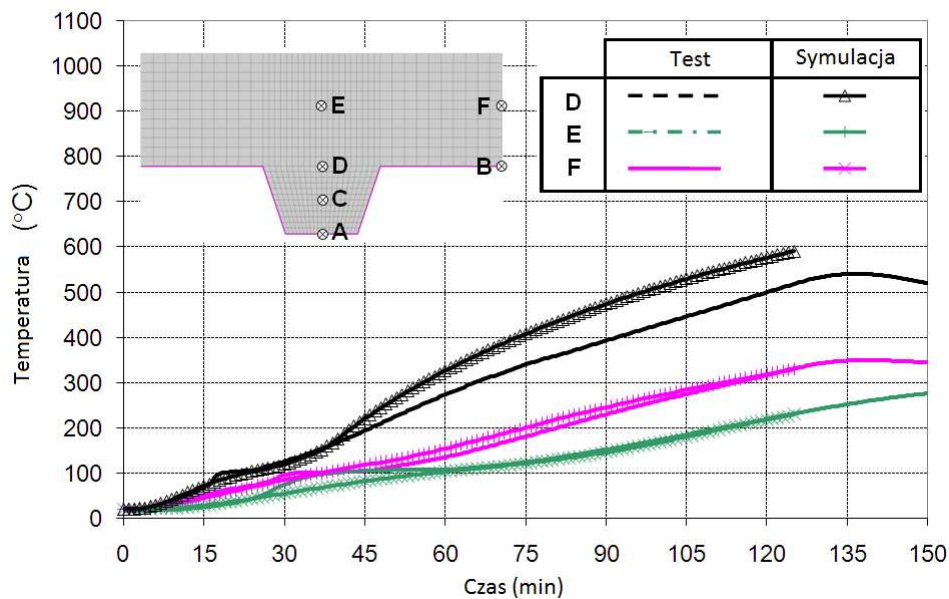
Rysunek 8.2 *Porównanie temperatury niezabezpieczonej belki stalowej – badanie i obliczenia numeryczne*



Rysunek 8.3 Porównanie temperatury zabezpieczonej belki drugorzędnej – badanie i obliczenia numeryczne



Rysunek 8.4 Porównanie temperatury zabezpieczonej belki głównej – badania i obliczenia numeryczne

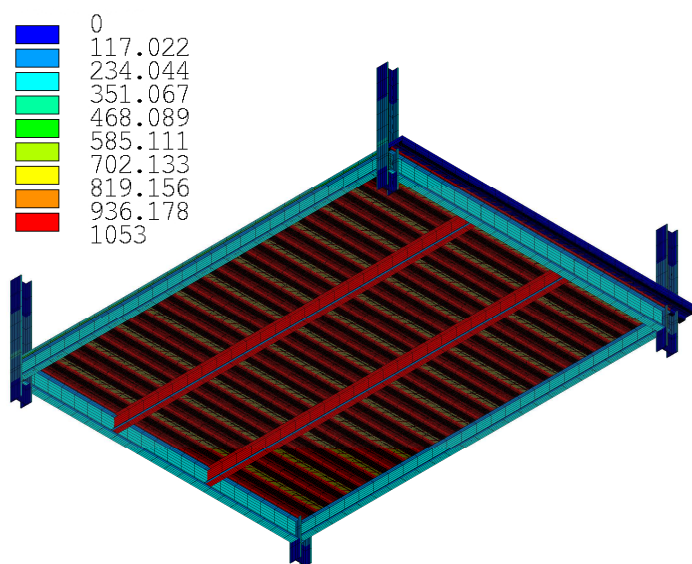


Rysunek 8.5 Porównanie temperatury płyty zespolonej – badanie i obliczenia numeryczne

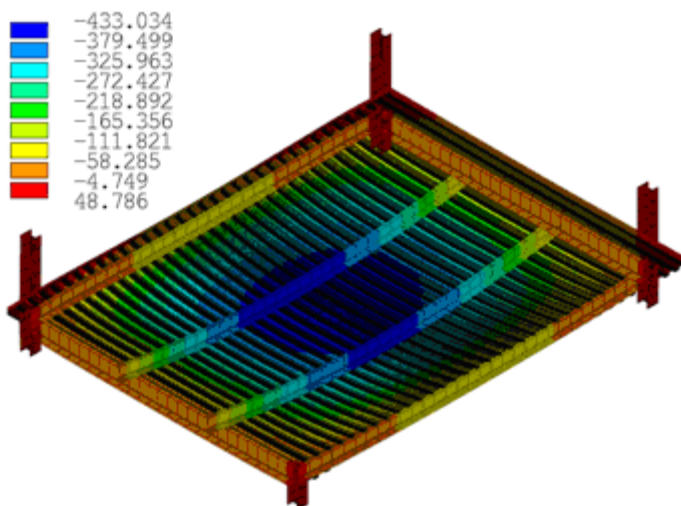
8.2.4 Mechaniczne zachowanie elementów konstrukcyjnych

Mechaniczne zachowanie stropu analizowano na podstawie temperatur otrzymanych za pomocą modelu przepływu ciepła. Model konstrukcyjny przedstawiono na Rysunku 8.1.

Na poniższym modelu można łatwo zaobserwować, że centralna część stropu była silniej nagrzewana niż otaczające go elementy stalowe. Wynik symulacji zachowania stropu pokazano na Rysunku 8.7, na którym widać postać odkształconą przewidywaną przez model numeryczny po 120 minutach oddziaływania standardowej krzywej temperatura-czas.

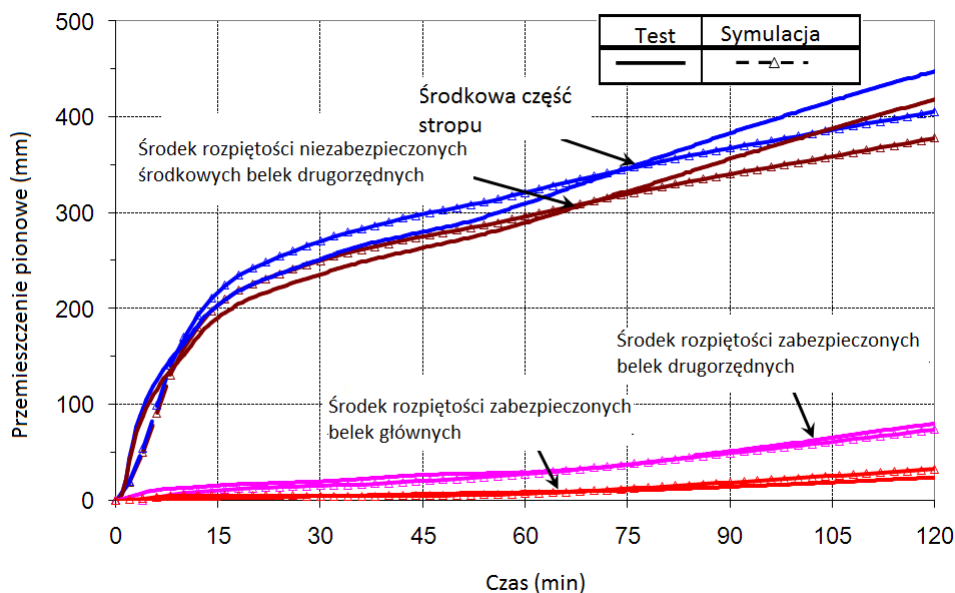


Rysunek 8.6 Model konstrukcji i przypisane mu pole temperatur po 120 minutach oddziaływania krzywej ISO



Rysunek 8.7 Przewidywane odkształcenie stropu

Porównanie ugięcia stropu obliczonego z zastosowaniem metod numerycznych oraz wartości pochodzącej z badania pokazano na Rysunku 8.8. Można zaobserwować, że w skali globalnej wyniki modelu numerycznego są bardzo bliskie rzeczywistości. Największe różnice występują w ugięciu niezabezpieczonych belek po około 50 minutach nagrzewania. Zjawisko to wynikało z utraty ciągłości stalowego zbrojenia w czasie badania, co spowodowało większe ugięcie niezabezpieczonych belek. Poza tą różnicą, udało się wykazać poprawność modelu numerycznego w przewidywaniu zachowania konstrukcji w sytuacji pożarowej.



Rysunek 8.8 Porównanie ugięcia stropu w trakcie nagrzewania – badanie i obliczenia numeryczne

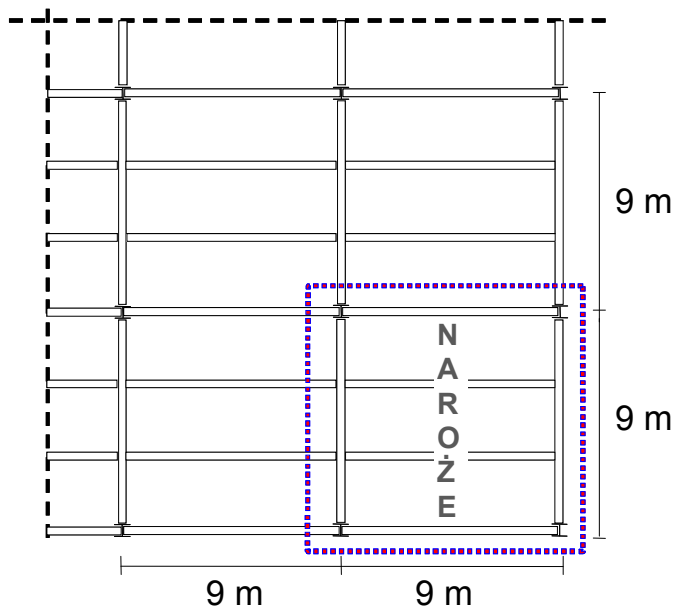
8.3 Parametryczne badania numeryczne z użyciem standardowej krzywej temperatura-czas

8.3.1 Dane wejściowe do badań parametrycznych

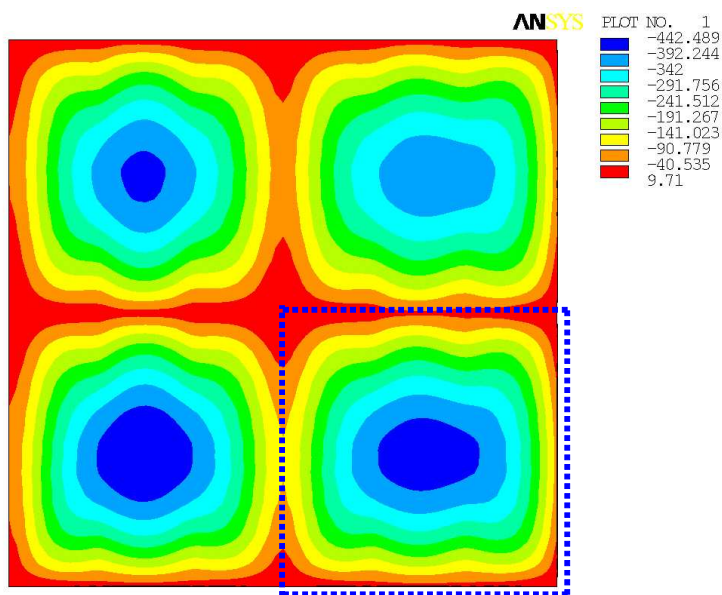
Badania parametryczne zostały zastosowane w celu zbadania uproszczonej metody projektowania w pełnym zakresie jej zastosowań. Pełne badania parametryczne wymagałyby przeprowadzenia dużej ilości symulacji numerycznych, generujących olbrzymi koszt związany z prowadzeniem obliczeń. W rezultacie, zakres badań parametrycznych ograniczono do następujących kluczowych parametrów:

- Wielkość stropu,
- Stopień wykorzystania nośności,
- Czas trwania pożaru.

Należy pamiętać, że niniejsze badania parametryczne zostały ograniczone do zachowania stropów zespolonych stalowo - betonowych poddanych oddziaływaniu standardowej krzywej temperatura-czas. Przeprowadzono wstępne obliczenia numeryczne dla stropu zespolonego o wymiarach 18 m na 18 m, składającego się z dwóch przęseł o rozpiętości 9 m (patrz Rysunek 8.9(a)). Głównym celem wstępnej analizy było określenie odpowiednich warunków brzegowych, w szczególności parametrów dla więzów w przypadku, gdy w dalszych badaniach parametrycznych model zostanie ograniczony do pojedynczej części płyty. Jak pokazano na Rysunku 8.9(b), przewidywane ugięcie sekcji narożnej z dwoma brzegami ciągłymi jest największe ze wszystkich czterech segmentów (pozostałe sekcje miały trzy lub cztery brzegi ciągłe). W konsekwencji wszystkie symulacje numeryczne w badaniach parametrycznych, w celu odzwierciedlenia ciągłości płyty, odwzorowywały warunki brzegowe sekcji narożnej tj. poprzeczne zamocowanie dwóch krawędzi.



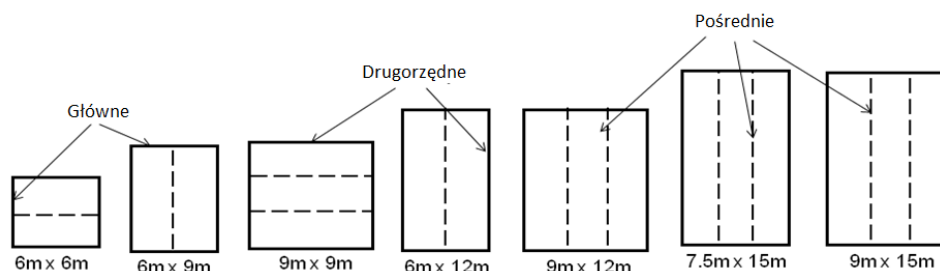
(a) Konstrukcja stropu w budynku rzeczywistym



(b) model ANSYS

Rysunek 8.9 Obliczenia numeryczne czterech segmentów stropu

Przebadano siedem rozmiarów pojedynczego segmentu: 6×6 m, 6×9 m, 6×12 m, 9×9 m, 9×12 m, 9×15 m and 7.5×15 m (Rysunek 8.10). Wszystkie przypadki były modelowane z odzwierciedloną ciągłością płyty zespolonej na dwóch brzegach. Wszystkie belki brzegowe były zabezpieczone, podczas gdy wszystkie belki drugorzędne były niezabezpieczone.



Rysunek 8.10 Stropy analizowane w numerycznych badaniach parametrycznych

Rozważono trzy różne wartości obciążeń charakterystycznych, podane w Tabelicy 8.1. Wartości obciążeń zmiennych odpowiadają wartościom powszechnie stosowanym przy projektowaniu dla temperatur normalnych we Francji. Pomimo tego, w przypadku użycia innych obciążeń, ich wpływ na uproszczoną metodę projektową byłby niewielki, ponieważ obciążenie jest jedynie jedną z danych dostarczaną przez projektantów. W badaniach parametrycznych, przebadano jedynie Przypadki 1 i 3. Przypadek 2 uznano za pośredni pomiędzy Przypadkami 1 i 3.

Tabelica 8.1 Wartości uwzględnianych obciążeń stałych i zmiennych.

Przypadek	Obciążenie stałe G	Obciążenie zmienne Q
1	Ciężar własny + 1.25 kN/m ²	2.5 kN/m ²
2	Ciężar własny + 1.25 kN/m ²	3.5 kN/m ²
3	Ciężar własny + 1.25 kN/m ²	5.0 kN/m ²

Rozważono cztery standardowe czasy trwania pożaru: 30, 60, 90 i 120 minut. Grubość płyty zespolonej w każdym z przypadków określana była zgodnie z kryteriami izolacyjności dla każdego z podanych czasów trwania pożaru. Bazując na zastosowaniu trapezowego profilu stalowego o wysokości 60 mm, otrzymano grubości płyty 120, 130, 140 i 150 mm. Kształt profilu trapezowego oparto na profilu COFRAPLUS 60, który jest najpowszechniej stosowanym podkładowym profilem w Francji. Profil ten ma relatywnie wąskie żebra w porównaniu z innymi profilami, przez co charakteryzuje się mniejszą wytrzymałością mechaniczną i bardziej zróżnicowanym przebiegiem temperatury. W związku z tym weryfikacja uproszczonej metody projektowej dla tego profilu pozwala na bezpieczne wykorzystanie wniosków dla każdego innego profilu stalowego.

Łącząc wszystkie kombinacje powyższych parametrów, przeprowadzono całkowitą ilość 112 numerycznych symulacji.

Przed analizą zachowania pożarowego różnych siatek stropu, przeprowadzono wstępne obliczenia zgodnie z EN 1994-1-1⁽³⁴⁾, w celu określenia rozmiarów elementów konstrukcyjnych. W projektach tych, wszystkie belki były podłączone do płyty zespolonej za pomocą trzpieni z łbami. Do rozważań materiałowych przyjęto klasę betonu C30/37 z wytrzymałością na ściskanie 30 MPa. Stal zbrojeniowa gatunku S500. W belkach wykorzystano głównie stal gatunku S235.

Istotnym parametrem dla określenia zachowania pożarowego stropu zespolonego z zastosowaniem uproszczonej metody projektowej, jest wielkość zbrojenia zastosowanego w płycie. Ponieważ badania parametryczne miały zweryfikować uproszczoną metodę projektową, rozmiary zbrojenia były określane z zastosowaniem tej metody. Dodatkowo, odległość osiową (tj odległość od osi prętów podłużnych do nienagrzewanej powierzchni płyty betonowej) przyjęto jako 45 mm dla każdego z przypadków.

Nagrzewanie zabezpieczonych ogniochronnie belek brzegowych i słupów także wpływa na zachowanie płyty stropowej. W badaniach parametrycznych, właściwości termiczne zabezpieczeń ogniochronnych zamodelowano w taki sposób, że temperatura elementów w oczekiwanym czasie trwania pożaru wynosiła około 550 °C. Jednak, gdy temperatura ta była osiągnięta przed końcem nagrzewania, nagrzewanie konkretnego elementu ograniczano w takim stopniu, aby utrzymać temperaturę około 550 °C do końca trwania symulacji.

W Tablicach 8.2 przedstawiono rozmiary belek stalowych i zbrojenia dla każdego przypadku. Tablice podają także stopień zespolenia belek zespolonych oraz gatunki stali jeżeli są inne niż S235. B1, B2, S i DC oznaczają kolejno belki główne, belki drugorzędne, powierzchnię zbrojenia w mm²/m i stopień zespolenia. Ponadto, parametr Rozpiętość 1 określa długość belek drugorzędnych, a Rozpiętość 2 belek głównych. Dla każdego z przypadków, przeprowadzono dwie symulacje: jedną przy występującym połączeniu pomiędzy płytą i słupami (np. poprzez dodatkowe zbrojenie) oraz drugą - bez tego połączenia.

Tablica 8.2 Parametry dobrane dla stropów o 30 minutowej odporności ogniowej

R 30 Grubość = 120 mm		Rozpiętość 1 [m]								
Rozpiętość 2 [m]	Obciążenie [kN/m ²]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0.9		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
			DC: 0.8		DC: 0.7		DC: 0.7			
		S	84	S	99	S	142			
		5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1			IPE500
	DC: 0.9			DC: 1.0		DC: 1.0				
	B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
			DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6			
	S		99	S	142	S	142			
	7.5		2.5+1.25							B1
								DC: 1.0		
B2		IPE550		B2	IPE450	B2	IPE500			
						DC: 0.7				
						S	142			
5.0+1.25								B1	IPE600	
							-S355			
							DC: 1.0			
						B2	IPE600			
						DC: 0.7				
						S	142			
9	2.5+1.25	B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600			
			DC: 0.6		DC: 0.8		DC: 1.0			
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE500			
			DC: 0.7		DC: 0.7		DC: 0.7			
		S	99	S	142	S	142			
		5.0+1.25	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE600		
	DC: 0.6			DC: 0.8		DC: 1.0				
	B2		IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600			
			DC: 0.6		DC: 0.6		DC: 0.7			
	S		142	S	142	S	142			

Tablica 8.3 Parametry dobrane dla stropów o 60 minutowej odporności ogniowej

R 60 Grubość = 130 mm		Rozpiętość 1 [m]							
Rozpiętość 2 [m]	Obciążenie [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0.8		DC: 0.9		DC: 1.0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0.8		DC: 0.8		DC: 0.7				
	S	115	S	193	S	284			
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
			DC: 0.8		DC: 0.9		DC: 1.0		
		B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500		
	DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.5				
S	151	S	227	S	347				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
									DC: 1.0
									B2
	5.0+1.25								DC: 0.7
								B1	IPE600-S355
									DC: 1.0
						B2	IPE600		
							DC: 0.6		
						S	433		
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600
					DC: 0.5		DC: 0.7		DC: 0.9
					B2		IPE360		B2
	DC: 0.8	DC: 0.7	DC: 0.7						
	S	166	S	245	S	311			
	5.0+1.25			B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x
					DC: 0.5		DC: 0.7		DC: 0.9
					B2		IPE400		B2
	DC: 0.6	DC: 0.5	DC: 0.6						
S	210	S	297	S	393				

Tablica 8.4 Parametry dobrane dla stropów o 90 minutowej odporności ogniowej

R 90 Grubość = 140 mm		Rozpiętość 1 [m]								
Rozpiętość 2 [m]	Obciążenie [kN/m²]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0.7		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7					
	S	119	S	187	S	291				
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
			DC: 0.7		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6					
S	146	S	233	S	355					
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600	
									DC: 0.9	
									B2	IPE550
									DC: 0.7	
									S	393
	5.0+1.25							B1	IPE600-S355	
						DC: 0.9				
						B2	IPE600			
								DC: 0.6		
								S	473	
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600-S355	
					DC: 0.5		DC: 0.6		DC: 0.7	
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550			
	DC: 0.8		DC: 0.7		DC: 0.7					
	S	177	S	252	S	340				
	5.0+1.25	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x 173			
			DC: 0.5		DC: 0.6		DC: 0.7			
		B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600			
	DC: 0.6		DC: 0.6		DC: 0.6					
S	215	S	311	S	433					

Tablica 8.5 Parametry dobrane dla stropów o 120 minutowej odporności ogniowej

R 120 Grubość = 140 mm		Rozpiętość 1 [m]							
Rozpiętość 2 [m]	Obciążenie [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0.6		DC: 1.0		DC: 1.0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7				
	S	132	S	204	S	318			
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
			DC: 0.6		DC: 1.0		DC: 1.0		
		B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500		
	DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6				
S	161	S	252	S	393				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
									DC: 0.8
									B2
	5.0+1.25							B1	IPE600-S355
									DC: 0.8
									B2
								DC: 0.6	
								S	503
9	2.5+1.25	B1	IPE550	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355		
			DC: 0.4		DC: 0.6		DC: 0.7		
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550		
	DC: 0.8		DC: 0.7		DC: 0.7				
	S	193	S	277	S	377			
	5.0+1.25	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x 173		
			DC: 0.4		DC: 0.6		DC: 0.7		
		B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600		
	DC: 0.6		DC: 0.6		DC: 0.6				
S	252	S	340	S	457				

8.3.2 Dane wejściowe dla badań parametrycznych

Rezultaty badań parametrycznych wykorzystano w celu analizy następujących dwóch problemów, mających istotne znaczenie dla zastosowania uproszczonej metody projektowej w praktyce:

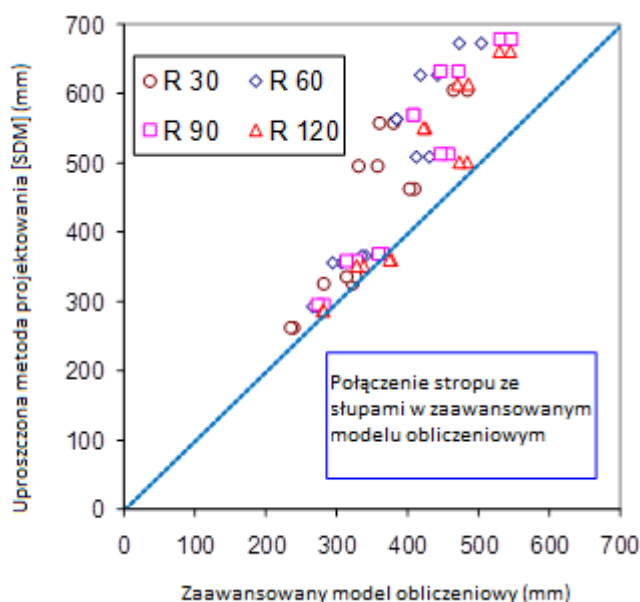
- Maksymalne ugięcie stropu
- Maksymalne wydłużenie mechaniczne zbrojenia

Maksymalne ugięcie stropu

Jak opisano w rozdziale dotyczącym uproszczonej metodzie projektowej (Rozdział 5) i pokazano w trakcie badań ogniowych (Rozdział 7), przed zniszczeniem stropu zespolonego może wystąpić jego znaczne ugięcie. Ponieważ wytrzymałość płyty zespolonej zależy od rozciągających oddziaływań membranowych, duże ugięcie jest konieczne w procesie przenoszenia obciążeń. Jednak duże ugięcie stropu może prowadzić do utraty szczelności w wyniku pęknięć betonu, wysokich naprężeń w zbrojeniu i możliwych zmian warunków obciążenia przy znacznym spadku nachylenia stropu. Władze zazwyczaj są zaniepokojone stosowaniem metod, w których ugięcia są znacznie większe niż te powszechnie występujące w badaniach ogniowych, aczkolwiek obawy te nie mają znaczenia dla metody projektowania prezentowanej w niniejszym opracowaniu. Uproszczona metoda projektowania zakłada, że belki na obwodzie każdego ze stropów zachowują sztywność. W rzeczywistości, belki

obwodowe doznają ugięć pod wpływem oddziaływania pożaru. W związku z tym, badania parametryczne zwracają szczególną uwagę na ugięcia.

W uproszczonej metodzie projektowania, maksymalna dopuszczalna wartość ugięcia została założona (Rozdział 6.2.1) w celu przewidzenia maksymalnej nośności stropu. Przez to pierwszym krokiem obecnych rozważań, jest stwierdzenie czy określone w uproszczonej metodzie projektowej maksymalne ugięcie jest zbieżne z wartością ugięcia określoną z użyciem zaawansowanych metod obliczeniowych. W wyniku tego otrzymano porównanie maksymalnego dopuszczalnego ugięcia określonego uproszczoną metodą projektową i wartości otrzymanej drogą analizy numerycznej. Wyniki przedstawiono na Rysunku 8.11 (przy mechanicznym połączeniu pomiędzy słupami a płytą) i Rysunku 8.12 (bez połączenia pomiędzy słupami a płytą). W związku z tym, że uproszczona metoda projektowania zakłada, iż podpory obrzeżne ograniczają przemieszczenia pionowe, podczas gdy zaawansowane metody obliczeniowe uwzględniają podatność obwodowych belek stalowych, porównania pomiędzy tymi przypadkami dokonano dla całkowitego ugięcia stropu w warunkach pożarowych, od którego odjęto ugięcie obrzeżnych belek.



Rysunek 8.11 Porównanie ugięcia określonego przy zastosowaniu zaawansowanego modelu obliczeniowego z maksymalnym ugięciem obliczonym zgodnie z uproszczoną metodą projektowania (SDM) przy wykorzystaniu połączenia stropu ze słupami

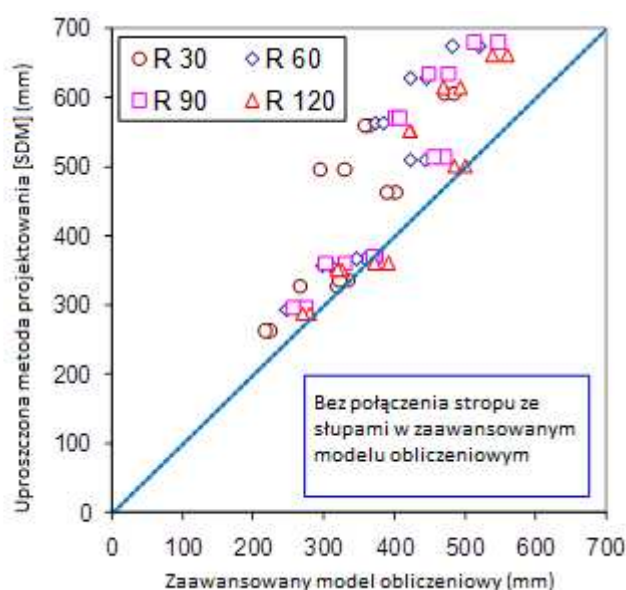
Z powyższego porównania wynika, że maksymalne dopuszczalne ugięcie określone w uproszczonej metodzie projektowania jest zawsze większe niż maksymalne ugięcie określone w analizie numerycznej. Różnica pomiędzy otrzymanymi wynikami wzrasta w funkcji wielkości płyty. Wynika stąd, iż uproszczona metoda projektowa przewiduje mniejszą nośność stropu niż zaawansowane metody obliczeniowe, dla tych samych wartości ugięcia. Z tego punktu widzenia, uproszczona metoda projektowa może być uznana jako bezpieczna.

Krajowe przepisy dotyczące bezpieczeństwa pożarowego, definiują kryterium zniszczenia pojedynczego zginanego elementu jako wartość ugięcia równą $1/30$ rozpiętości, dla badań przeprowadzanych zgodnie z krzywą ISO⁽³⁸⁾. W przypadku stropów zespolonych składających się z belek głównych, drugorzędnych oraz płyty, całkowite maksymalne ugięcie powinno stanowić sumę maksymalnych dopuszczalnych ugięć każdego z elementów,

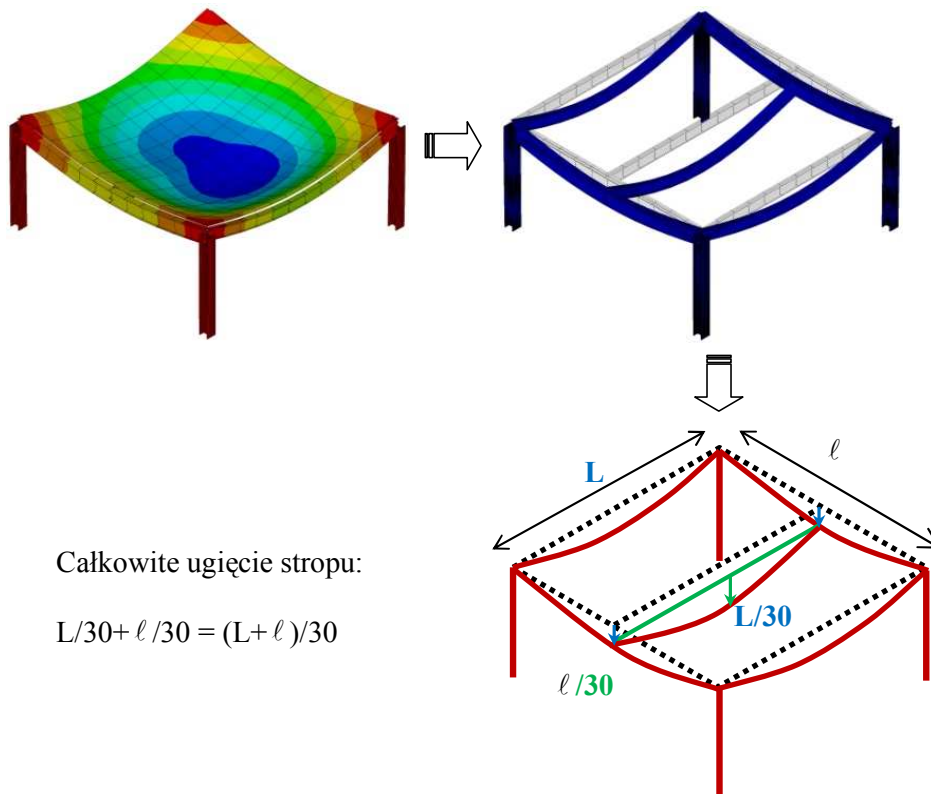
zgodnie z Rysunkiem 8.13, nie zaś indywidualnego ugięcia każdego z elementów. Ma to związek z faktem, że wszystkie elementy są ze sobą połączone.

Zatem, niezależnie od rozmieszczenia belek, maksymalne dopuszczalne ugięcie powinno wynosić co najmniej $(\text{Rozpiętość 1} + \text{Rozpiętość 2})/30$, gdzie Rozpiętość 1 stanowi długość belek drugorzędnych, a Rozpiętość 2 - długość belek głównych.

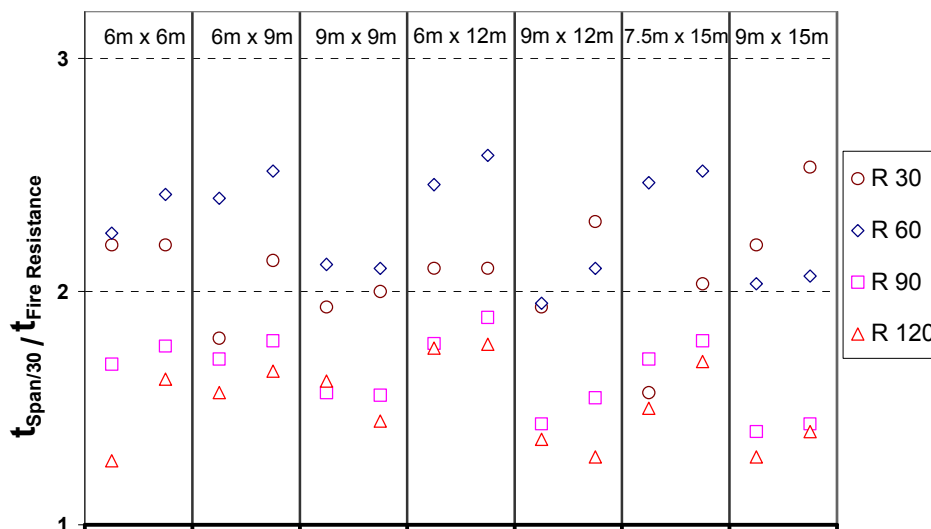
Interesującym jest porównanie klasyfikacji ogniowej stropu dla tego kryterium zniszczenia, Porównanie zilustrowano na Rysunku 8.14, gdzie pokazano stosunek pomiędzy wartościami otrzymanymi w wyniku obliczeń z zastosowaniem uproszczonej metody projektowania i zaawansowanego modelu numerycznego, dla różnych czasów trwania pożaru. We wszystkich przypadkach stosunek ten wynosi więcej niż 1.0, co oznacza, że stosując powyższe kryterium zniszczenia, klasyfikacja ogniowa będzie wyższa niż w przypadku zastosowania uproszczonej metody obliczeniowej. Dzięki temu, proste obliczenia automatycznie spełnią powyższe kryterium ugięcia.



Rysunek 8.12 Porównanie ugięcia określonego przy zastosowaniu zaawansowanego modelu obliczeniowego z maksymalnym ugięciem obliczonym uproszczoną metodą projektowania (SDM) dla przypadku brakumechanicznego połączenia stropu ze słupami



Rysunek 8.13 Maksymalne całkowite ugięcie według kryterium rozpiętość/30



Rysunek 8.14 Stosunek czasu po którym ugięcie osiągnie wartość 1/30 rozpiętości do czasu odporności ogniowej określonej wg uproszczonej metody projektowej

Europejska norma dla badań odporności ogniowej ⁽³²⁾, definiuje następujące wartości ugięcia dla oceny kryterium nośności elementów poddawanych zginaniu. Utrata nośności elementu konstrukcyjnego następuje wtedy, gdy zmierzone ugięcie przekracza ugięcie graniczne lub przekroczona zostaje prędkość przyrastania ugięć, których wartości podane poniżej

Kryterium ugięcia, $D = \frac{L^2}{400d}$ mm; oraz,

Kryterium szybkości przyrostu ugięcia, $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d}$ mm/min

gdzie:

- L rozpiętość elementu badanego, w mm
- d jest odległością od skrajnych włókien strefy ściskanej do skrajnych włókien strefy rozciąganej, dla normalnych warunków projektowania, w [mm]

Kryterium szybkości narastania ugięć nie obowiązuje przed osiągnięciem kryterium 1/30 rozpiętości. W związku z tym, można zrezygnować ze stosowania tego kryterium, ponieważ jest już wcześniej uwzględnione w kryterium opartym na 1/30 rozpiętości. Te same zasady, jak przy rozważaniach dot. kryterium 1/30 rozpiętości mogą być zastosowane do określenia maksymalnego dopuszczalnego ugięcia stropu.

Wydłużenie stalowego zbrojenia

Poza ugięciem stropu, drugim istotnym parametrem przebadanym parametrycznie jest wydłużenie zbrojenia. Uproszczona metoda projektowania bazuje na plastycznej analizie nośności systemu stropowego, pozwalającej uwzględnić wzmocnienie wynikające z rozciągającego oddziaływania membranowego. Zgodnie z rozważaniami zawartymi w Rozdziale 6, zniszczenie płyty może nastąpić w wyniku zerwania zbrojenia wzdłuż krótszego boku płyty. Ponadto, zerwanie może wystąpić również w krawędziowych częściach stropu, gdzie występuje ciągłość płyty.

Badania parametryczne przedstawione w niniejszej publikacji dały możliwość określenia odkształceń w zbrojeniu, przewidywanych przez zaawansowany model obliczeniowy, w momencie osiągnięcia docelowej odporności ogniowej. Znając wydłużenie zbrojenia przy zerwaniu można wyciągnąć wniosek dotyczący marginesu bezpieczeństwa przy obliczeniach zrywania zbrojenia z użyciem metody uproszczonej.

Ponieważ zbrojenie ułożone jest na całej powierzchni stropu i zachowuje ciągłość powyżej wszystkich belek, w tym belek zabezpieczonych ogniochronnie, znaczne odkształcenia rozciągające wystąpią także ponad zabezpieczonymi belkami i wokół słupów.

Jeżeli wydłużenie jest zbyt duże, może nastąpić zerwanie zbrojenia, co może prowadzić do utraty szczelności i izolacyjności ogniowej, przed osiągnięciem stanu krytycznego nośności. Pojawia się jednak wątpliwość, co do kryterium stosowanego przy ocenie zdolności wydłużenia stali zbrojeniowej. Norma EN 1992-1-2⁽³⁵⁾ podaje, że przy projektowaniu w zakresie plastycznym, minimalna wydłużalność stali zbrojeniowej dla wytrzymałości na rozciąganie, musi wynosić, co najmniej 5%. Dlatego w dalszym ciągu przedstawianego studium, przyjmuje się tę wartość, jako kryterium wydłużalności.

Wyniki badań parametrycznych odniesione do maksymalnego ugięcia stropów uzyskanego dla każdej z odporności ogniowych, i maksymalnego wydłużenia stali zbrojeniowej wzdłuż dwóch prostopadłych kierunków (odpowiednio dla belek głównych i drugorzędnych) zostały podane w Tablicach 8.10. W tablicach tych, SDM odnosi się do uproszczonej metody projektowej, zaś rozpiętość oznacza sumę (Rozpiętość 1 + Rozpiętość 2). Z tablic wynika, że we wszystkich przypadkach, maksymalne dopuszczalne ugięcie wykorzystywane przy określaniu nośności w uproszczonej metodzie projektowania zawsze przewyższało wartości uzyskane za pomocą zaawansowanego modelu numerycznego. Maksymalne wydłużenie zbrojenia uzyskane z użyciem modelu numerycznego, dla żadnej z odporności ogniowych, nie przekroczyło 5%, co stanowi zadowalający wynik.

Tablica 8.6 Ugięcie stropu i wydłużenie zbrojenia dla klasy odporności ogniowej R30
(przypadek mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	248	239	262	400	500	2.8%	3.0%
5.0+1.25	6	6	240	235	262	400	462	2.9%	2.7%
2.5+1.25	9	6	359	322	326	500	609	2.8%	2.4%
5.0+1.25	9	6	312	282	326	500	563	3.0%	2.3%
2.5+1.26	9	9	359	331	495	600	844	3.4%	2.6%
5.0+1.25	9	9	389	358	495	600	779	3.0%	2.4%
2.5+1.25	12	6	379	326	335	600	789	3.1%	2.3%
5.0+1.25	12	6	361	314	335	600	726	3.0%	2.5%
2.5+1.25	12	9	443	381	558	700	987	3.2%	2.3%
5.0+1.25	12	9	416	361	558	700	907	3.0%	2.6%
2.5+1.25	15	7.5	480	410	462	750	1049	3.1%	3.8%
5.0+1.25	15	7.5	461	403	462	750	977	3.0%	4.0%
2.5+1.25	15	9	539	465	605	800	1234	3.2%	3.1%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.5%	4.4%

Tablica 8.7 Ugięcie stropu i wydłużenie zbrojenia dla klasy odporności ogniowej R60
(przypadek mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	288	271	293	400	486	3.6%	3.1%
5.0+1.25	6	6	280	266	293	400	450	3.7%	2.9%
2.5+1.25	9	6	348	307	356	500	597	3.5%	2.8%
5.0+1.25	9	6	334	294	356	500	552	3.4%	2.6%
2.5+1.26	9	9	434	385	563	600	827	3.9%	2.9%
5.0+1.25	9	9	429	384	563	600	764	3.6%	2.8%
2.5+1.25	12	6	409	341	366	600	776	3.3%	2.4%
5.0+1.25	12	6	397	335	366	600	714	3.1%	2.5%
2.5+1.25	12	9	527	442	627	700	970	3.7%	2.7%
5.0+1.25	12	9	499	419	627	700	893	3.4%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	524	431	509	750	1034	3.1%	3.7%
5.0+1.25	15	7.5	492	413	509	750	963	2.8%	3.4%
2.5+1.25	15	9	607	505	673	800	1125	3.6%	3.4%
5.0+1.25	15	9	571	474	673	800	1048	3.3%	3.1%

Tablica 8.8 Ugięcie stropu i wydłużenie zbrojenia dla klasy odporności ogniowej R90
(przypadek mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	306	282	295	400	474	2.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	294	274	295	400	439	2.8%	2.3%
2.5+1.25	9	6	379	328	359	500	585	2.7%	2.5%
5.0+1.25	9	6	364	314	359	500	542	2.7%	2.2%
2.5+1.26	9	9	471	408	569	600	810	3.3%	2.2%
5.0+1.25	9	9	468	409	569	600	750	3.1%	2.2%
2.5+1.25	12	6	448	365	369	600	763	2.5%	2.6%
5.0+1.25	12	6	436	360	369	600	703	2.2%	2.4%
2.5+1.25	12	9	579	472	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	548	447	633	700	879	2.7%	2.3%
2.5+1.25	15	7.5	579	458	513	750	1019	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	7.5	550	446	513	750	950	1.9%	2.9%
2.5+1.25	15	9	670	532	679	800	1109	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	9	668	547	679	800	1034	2.3%	2.5%

Tablica 8.9 Ugięcie stropu i wydłużenie zbrojenia dla klasy odporności ogniowej R120
(przypadek mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	360	281	287	400	462	3.1%	2.6%
5.0+1.25	6	6	305	281	287	400	429	3.2%	2.7%
2.5+1.25	9	6	398	339	351	500	574	3.0%	2.7%
5.0+1.25	9	6	386	328	351	500	532	3.0%	2.6%
2.5+1.26	9	9	500	426	551	600	794	3.9%	2.7%
5.0+1.25	9	9	492	422	551	600	736	3.6%	2.6%
2.5+1.25	12	6	476	377	360	600	750	2.8%	3.1%
5.0+1.25	12	6	464	374	360	600	692	2.4%	3.0%
2.5+1.25	12	9	616	487	614	700	938	3.6%	2.8%
5.0+1.25	12	9	626	470	614	700	865	3.4%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	625	485	501	750	1004	2.6%	3.6%
5.0+1.25	15	7.5	592	473	501	750	938	2.2%	3.4%
2.5+1.25	15	9	705	545	661	800	1093	3.2%	3.3%
5.0+1.25	15	9	676	530	661	800	1020	2.7%	3.2%

Powyższe badania parametryczne z wykorzystaniem zaawansowanego modelu obliczeniowego ANSYS bazowały na założeniu, że płyta jest połączona ze stalowymi słupami za pomocą dodatkowych prętów zbrojeniowych. To rozwiązanie konstrukcyjne może wpłynąć na zmniejszenie ugięcia stropu, jednak w rzeczywistości nie zawsze jest to

możliwe do zastosowania, w szczególności dla belek skrajnych. Istotnym jest wstępne określenie, czy jeżeli powyższy element konstrukcyjny będzie zastosowany, to jaki będzie jego wpływ na globalne zachowanie stropu. Dodatkowa seria obliczeń została przeprowadzona bez tego elementu konstrukcyjnego a wyniki przedstawiono w Tablicach 8.10 do 8.13. Maksymalne otrzymane ugięcia są niemal zawsze mniejsze niż wcześniej. Ponadto, maksymalne wydłużenie zbrojenia dla każdego stropu jest wciąż niższe niż 5% dla każdej z odporności ogniowych.

Tablica 8.10 *Ugięcie stropu i wydłużenie stali zbrojeniowej dla odporności ogniowej R30 (przypadek braku mechanicznego połączenia płyty ze słupami)*

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	305	224	262	400	500	2.8%	2.4%
5.0+1.25	6	6	285	218	262	400	462	3.0%	2.2%
2.5+1.25	9	6	363	274	326	500	609	2.9%	2.2%
5.0+1.25	9	6	330	267	326	500	563	3.0%	2.1%
2.5+1.26	9	9	406	295	495	600	844	3.2%	2.2%
5.0+1.25	9	9	394	330	495	600	779	3.1%	2.4%
2.5+1.25	12	6	415	335	335	600	789	3.4%	2.1%
5.0+1.25	12	6	392	323	335	600	726	3.0%	2.2%
2.5+1.25	12	9	464	364	558	700	987	3.3%	2.2%
5.0+1.25	12	9	442	359	558	700	907	3.0%	2.5%
2.5+1.25	15	7.5	490	402	462	750	1049	3.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	463	390	462	750	977	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	569	472	605	800	1234	3.0%	3.6%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.1%	4.0%

Tablica 8.11 Ugięcie stropu i wydłużenie stali zbrojeniowej dla odporności ogniowej R30
(przypadek braku mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	348	264	293	400	486	3.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	325	248	293	400	450	3.7%	2.6%
2.5+1.25	9	6	400	310	356	500	597	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	6	380	298	356	500	552	3.6%	2.5%
2.5+1.26	9	9	493	373	563	600	827	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	9	481	385	563	600	764	3.2%	2.5%
2.5+1.25	12	6	463	359	366	600	776	4.0%	2.6%
5.0+1.25	12	6	435	346	366	600	714	3.8%	2.8%
2.5+1.25	12	9	587	445	627	700	970	3.8%	2.6%
5.0+1.25	12	9	548	423	627	700	893	3.5%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	565	444	509	750	1034	3.6%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	520	423	509	750	963	3.3%	3.0%
2.5+1.25	15	9	660	520	673	800	1125	3.1%	3.6%
5.0+1.25	15	9	607	483	673	800	1048	2.8%	3.4%

Tablica 8.12 Ugięcie stropu i wydłużenie stali zbrojeniowej dla odporności ogniowej R30
(przypadek braku mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	363	275	295	400	474	4.1%	3.0%
5.0+1.25	6	6	338	257	295	400	439	4.3%	3.1%
2.5+1.25	9	6	433	331	359	500	585	2.6%	2.3%
5.0+1.25	9	6	403	303	359	500	542	3.8%	3.0%
2.5+1.26	9	9	531	402	569	600	810	3.3%	2.0%
5.0+1.25	9	9	521	408	569	600	750	2.2%	2.2%
2.5+1.25	12	6	497	375	369	600	763	2.5%	2.4%
5.0+1.25	12	6	475	370	369	600	703	3.2%	2.2%
2.5+1.25	12	9	644	477	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	599	450	633	700	879	2.8%	2.2%
2.5+1.25	15	7.5	624	472	513	750	1019	2.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	582	457	513	750	950	1.9%	2.8%
2.5+1.25	15	9	726	548	679	800	1109	2.6%	2.8%
5.0+1.25	15	9	670	514	679	800	1034	2.3%	2.5%

Tablica 8.13 Ugięcie stropu i wydłużenie stali zbrojeniowej dla odporności ogniowej R30 (przypadek braku mechanicznego połączenia płyty ze słupami)

Obciążenie [kN/m ²]	Rozpiętość 1 L [m]	Rozpiętość 2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		SDM [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Wydłużenie Rozpiętość 1 [%]	Wydłużenie Rozpiętość 2 [%]
			Całkowite	Płyta					
2.5+1.25	6	6	393	280	287	400	462	4.9%	3.8%
5.0+1.25	6	6	353	270	287	400	429	5.2%	3.7%
2.5+1.25	9	6	466	326	351	500	574	4.6%	4.1%
5.0+1.25	9	6	434	320	351	500	532	4.5%	3.9%
2.5+1.26	9	9	567	423	551	600	794	2.8%	2.9%
5.0+1.25	9	9	548	421	551	600	736	3.6%	4.5%
2.5+1.25	12	6	537	392	360	600	750	4.1%	2.6%
5.0+1.25	12	6	509	372	360	600	692	3.8%	2.6%
2.5+1.25	12	9	686	493	614	700	938	3.7%	2.8%
5.0+1.25	12	9	663	469	614	700	865	3.5%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	677	501	501	750	1004	3.2%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	625	485	501	750	938	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	767	560	661	800	1093	2.7%	3.5%
5.0+1.25	15	9	717	539	661	800	1020	2.8%	3.1%

8.4 Wnioski

Celem badań parametrycznych było dokładne sprawdzenie wyników otrzymanych przy użyciu uproszczonej metody projektowej, za pomocą zaawansowanych modeli obliczeniowych, wcześniej poddanych walidacji na podstawie badania ogniowego wg krzywej ISO. Z badań parametrycznych wynika:

- Analizując nośność stropu, uproszczona metoda projektowa daje konserwatywne wyniki, w porównaniu z zaawansowanymi metodami obliczeniowymi;
- Stosując tradycyjne kryterium ugięć bazujące na zachowaniu pojedynczych zginanych elementów konstrukcyjnych, zachowanie stropów zespolonych w warunkach pożarowych, określone za pomocą uproszczonej metody projektowania pozostaje po stronie bezpiecznej;
- Rozważając wydłużalność zbrojenia, pozostaje ono poniżej 5%, co stanowi minimalne wymaganie dla wydłużalności stali zbrojeniowej, rekomendowane przez EN 1992-1-2 dla wszystkich gatunków stali zbrojeniowej;
- Mechaniczne połączenie płyty i słupów nie jest wymagane, jednakże ten konstrukcyjny detal może przyczynić się do zmniejszenia ugięcia stropu w sytuacji pożarowej.

Wyniki otrzymane z pomocą badań parametrycznych pokazują, że uproszczona metoda projektowania jest w pełni zdolna do przewidywania w sposób bezpieczny pracy konstrukcji stropu zespolonego stalowo-betonowego poddanego oddziaływaniu pożaru wg krzywej ISO. Może to stanowić dowód na użyteczność metody przy projektowaniu konstrukcji na wypadek pożaru.

9 Bibliografia

1. 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.
2. 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999
3. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
4. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996
5. Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987
6. Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
7. Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
8. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
9. Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen (Fire behaviour of steel and composite construction), Verlag TUV Rheinland, 1986.
10. Johansen, K.W., 'The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.', International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress, Liege, September 1948.
11. Ockleston AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):304-22
12. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory
13. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design
14. Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, pp125-150.
15. Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961.
16. Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186
17. Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. The structural Engineer Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240.
18. Sawczuk A. and Winnicki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111.
19. Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol. 20 No. 81 Dec 1968. pp 205-212.

20. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, *Engineering Structures*, vol. 22, no12, pp. 1583-1595
21. Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', *Fire Safety Journal*, 42, 00425-436, 2007.
22. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. *The Consulting Engineer*. Nov. 1969. pp 46-47
23. Taylor R., Maher D.R.H. and Hayes B. Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforce concrete slabs. *Magazine of concrete research* Vol 18 No. 55. June 1966. pp 85-94
24. Moy S.S.J. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. *Magazine of concrete research* Vol 24 No. 81 Dec. 1972. pp 209-218.
25. Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 2003, pp931-949.
26. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, *Engineering Structures*, 23, 2001, pp470-483.
27. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
28. O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. *Struct Eng* 2003;81(2):27-36.
29. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. *Struct Eng* 1999; 77(8):15-21.
30. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Engineering Structures* 26 2004:1691-1703.
31. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. *Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55-67*
32. EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
33. EN 1994-1-2, Eurocode 2, Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
34. EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
35. EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN
36. EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
37. EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire, CEN.
38. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.
39. EN 1363-1 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements, CEN.(35)