



Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
w Warszawie

Instytut Inżynierii Lądowej

mgr inż. Wojciech Łukasz Górski

Modelowanie numeryczne stanu zdefektowanych złączy konstrukcyjnych w budownictwie wielkopłytowym

Numerical modelling of the state of defective structural joints
in large-panel construction

Praca doktorska

Doctoral thesis

Rozprawa doktorska wykonana pod kierunkiem

prof. dr hab. inż. Eugeniusza Kody

Instytut Inżynierii Lądowej

Promotor pomocniczy

dr inż. Jarosław Szulc

Instytut Techniki Budowlanej

Warszawa, 2024 rok

Oświadczenie promotora rozprawy doktorskiej

Oświadczam, że niniejsza rozprawa została przygotowana pod moim kierunkiem i stwierdzam, że spełnia warunki do przedstawienia jej w postępowaniu o nadanie stopnia naukowego doktora.

Data 30.07.24.....

Czytelny podpis promotora .....

Oświadczenie autora rozprawy doktorskiej


Świadom/a odpowiedzialności prawnej, w tym odpowiedzialności karnej za złożenie fałszywego oświadczenia, oświadczam, że niniejsza rozprawa doktorska została napisana przez mnie samodzielnie i nie zawiera treści uzyskanych w sposób niezgodny z obowiązującymi przepisami prawa, w szczególności z ustawą z dnia 4 lutego 1994 r. o prawie autorskim i prawach pokrewnych (tj. z dnia 28 października 2022 r., Dz.U. z 2022 r. poz. 2509 ze zm.)

Oświadczam, że przedstawiona rozprawa nie była wcześniej podstawą żadnej procedury związanej z uzyskaniem stopnia naukowego doktora.

Oświadczam ponadto, że niniejsza wersja rozprawy jest identyczna z załączoną wersją elektroniczną.

Przyjmuję do wiadomości, że rozprawa doktorska poddana zostanie procedurze antyplagiatowej.

Data 30.07.24.....

Czytelny podpis autora rozprawy .....

Streszczenie

Tytuł pracy: Modelowanie numeryczne stanu zdefektowanych złączy konstrukcyjnych w budownictwie wielkopłytkowym

Budownictwo wielkopłytkowe, szczególnie popularne w latach 70 i 80 XX. wieku, odgrywało kluczową rolę w szybkiej urbanizacji i zaspokajaniu potrzeb mieszkaniowych społeczeństwa. Jego znaczenie wynika z efektywności kosztowej i szybkości budowy, co umożliwiło zwiększenie dostępności mieszkań. Od początku budownictwo wielkopłytkowe wzbudzało dyskusje dotyczące jakości i trwałości. W pracy przedstawiono i omówiono wyniki analizy numerycznej złączy konstrukcyjnych budynków wielkopłytkowych wzniesionych w jednym z najpopularniejszych w Polsce systemie Wk-70. Badaniu zostały poddane modele, które zawierały defekty w postaci rys, kawern, obniżonych parametrów materiałowych betonu, korozji zbrojenia oraz braków w zbrojeniu złącza. Na podstawie uzyskanych wyników modelowania, wykazano istotny wpływ tych defektów na wytrzymałość i bezpieczeństwo konstrukcji oraz zaproponowano sposób postępowania podczas oceny bezpieczeństwa tego typu elementów konstrukcyjnych. Jest to szczególnie istotne dla bezpieczeństwa konstrukcji, ponieważ złącza muszą zapewnić wymaganą wytrzymałość w całym okresie eksploatacji na poziomie nie mniejszym niż nośność samego elementu.

Słowa kluczowe – budownictwo prefabrykowane, złącze konstrukcyjne, MES, wielka płyta, Wk-70, Ansys.

Summary

Title: Numerical modeling of the state of defective structural joints in large-panel construction

Prefabricated large-panel construction, particularly popular in the 1970s and 1980s, played a key role in rapid urbanization and meeting the housing needs of society. Its significance lies in cost-effectiveness and speed of construction, which increased housing availability. From the outset, large-panel construction sparked discussions about quality and durability. This study presents and discusses the results of a numerical analysis of the structural joints in large-panel buildings constructed using the Wk-70 system. The analysis focused on models containing defects such as cracks, cavities, reduced concrete material parameters, rebar corrosion, and deficiencies in joint reinforcement. Based on the modeling results, the significant impact of these defects on the strength and safety of the structures was demonstrated. Additionally, the study proposes a procedure for assessing the safety of such structural elements. This is particularly important for structural safety, as joints must ensure the required strength throughout the entire service life, maintaining a capacity no less than that of the element itself.

Keywords - prefabricated construction, structural connection, FEM, large panel system building, Wk-70, Ansys.

SPIS TREŚCI

1.	WSTĘP	9
1.1.	UZASADNIENIE WYBORU TEMATU	9
1.2.	ZAKRES I CELE BADAŃ, HIPOTEZA BADAWCZA	14
1.3.	ZAKRES PRACY	14
2.	AKTUALNY STAN WIEDZY	16
2.1.	BUDOWNICTWO UPZEMYSŁOWIONE	16
2.2.	BEZPIECZEŃSTWO KONSTRUKCJI	27
2.3.	MONITORING KONSTRUKCJI	28
2.4.	BADANIA NIENISZCZĄCE	33
2.5.	BADANIA NISZCZĄCE I SEMINISZCZĄCE	44
2.6.	ŹRÓDŁA I RODZAJE DEFECTÓW	45
2.7.	MODELOWANIE I SYMULACJA KOMPUTEROWA	55
2.8.	PODSUMOWANIE	72
3.	CZĘŚĆ DOŚWIADCZALNA	74
3.1.	ZAŁOŻENIA I METODYKA BADAŃ	74
3.2.	OBLICZENIOWY MODEL REFERENCYJNY ZŁĄCZA	86
3.2.1.	ETAPY MODELOWANIA	86
3.2.2.	ELEMENTY BAZOWE	89
3.3.	MODELE OBLICZENIOWE ZAWIERAJĄCE DEFECTY ZŁĄCZY	104
4.	WYNIKI I DYSKUSJA	116
4.1.	ZAKRES ANALIZY NUMERYCZNEJ	116
4.2.	OBLICZENIOWY MODEL REFERENCYJNY ZŁĄCZA	116
4.3.	KĄT OBROTU	119
4.4.	GRANICA PLASTYCZNOŚCI STALI ZBROJENIOWEJ	127
4.4.1.	ZŁĄCZE REFERENCYJNE	127
4.4.2.	RAKI	133
4.4.3.	KOROZJA ZBROJENIA	140
4.4.4.	RYSY	145
4.4.5.	ZANIŻENIE KLASY BETONU	153
4.5.	WSPÓŁCZYNNIK BEZPIECZEŃSTWA BETONU	159
4.5.1.	ZŁĄCZE REFERENCYJNE	159
4.5.2.	RAKI	165
4.5.3.	KOROZJA ZBROJENIA	174

4.5.4.	RYSY	180
4.5.5.	ZANIŻENIE KLASY BETONU.....	191
4.5.6.	BRAKI W ZBROJENIU.....	198
5.	PODSUMOWANIE ORAZ PROPOZYCJA NARZĘDZIA WSPOMAGAJĄCEGO OCENĘ RYZYKA	201
6.	WNIOSKI I KIERUNKI DALSZYCH PRAC BADAWCZYCH.....	206
6.1.	WNIOSKI OGÓLNE	206
6.2.	WNIOSKI Z WYKONANYCH BADAŃ WŁASNYCH	206
6.3.	KIERUNKI DALSZYCH PRAC BADAWCZYCH	207
•	BIBLIOGRAFIA	208
•	SPIS RYSUNKÓW	219
•	SPIS TABEL	230
•	SPIS SYMBOLI I OZNACZEŃ	231

1. WSTĘP

1.1. UZASADNIENIE WYBORU TEMATU

Podczas I i II wojny światowej zniszczeniu w Polsce uległo około dwóch milionów mieszkań i wiele budynków przemysłowych (Rys. 1). Odbudowa kraju z powojennych ruin stanowiła poważne wyzwanie dla całego narodu. Zniszczona sieć dróg szynowych i kołowych, niedobory kadrowe, braki materiałowe, niejednolite regulacje prawne oraz trudności finansowe sprawiły, że polskie miasta odradzały się bardzo powoli. Standardem stało się życie kilku rodzin w jednym lokalu w oczekiwaniu na przydział własnego mieszkania.

Przez kolejne lata starano się zaspokoić podstawowe potrzeby ludności remontując stare oraz budując nowe mieszkania z materiałów pochodzących z odzysku i rozbiórki nieraz całych budynków. Mimo wysiłków społeczeństwa i stale rosnącej liczby mieszkań oddawanych do użytku średni czas oczekiwania wynosił co najmniej kilka lat. Liczba zawieranych małżeństw często wielokrotnie przewyższała liczbę nowo wybudowanych mieszkań. Przykładowo w latach 1950–1955 wybudowano ok. 400 tys. Mieszkań, a liczba zawartych w tym czasie małżeństw była czterokrotnie większa [1].

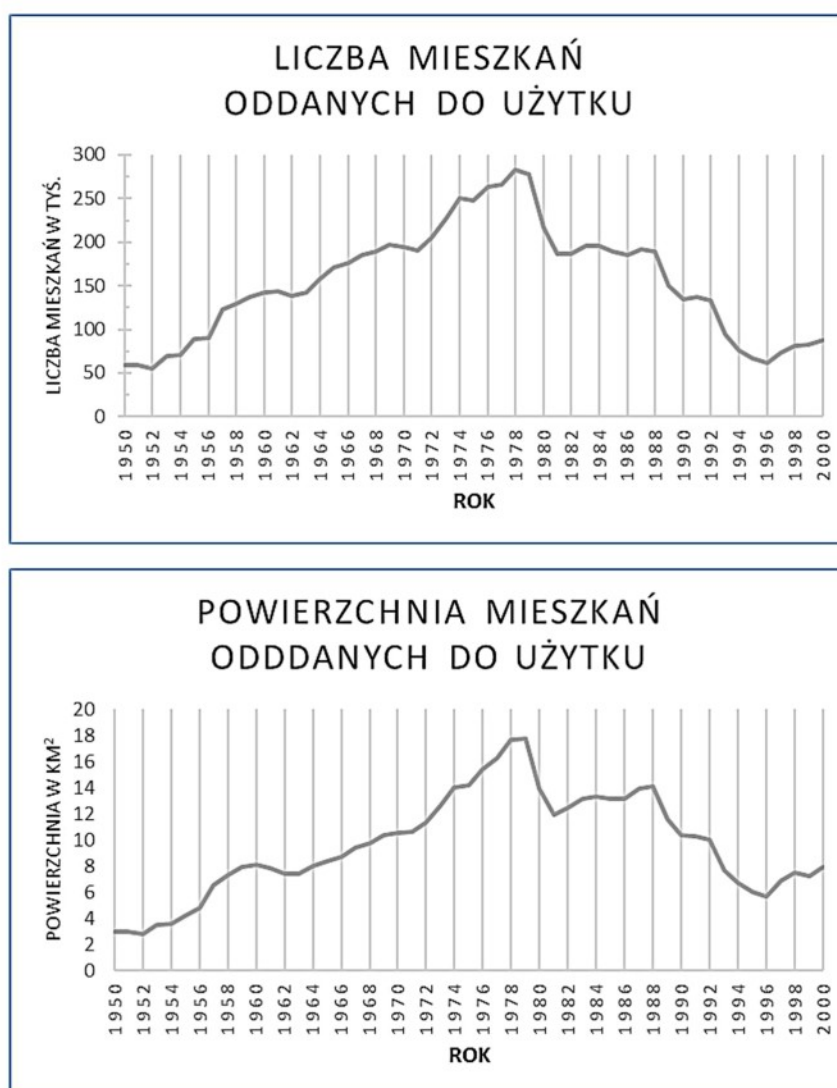
Temat ten był często podejmowany przez twórców filmowych z czasów PRL. Można tu wymienić kilka znanych tytułów, takich jak: „Skarb” (1948) i „Przygoda na Mariensztacie” (1953) Leonarda Buczkowskiego, „Człowiek z M-3” (1968) Leona Jeannota, „Nie ma róży bez ognia” (1974) kultowy serial „Alternatywy 4” (1983-1986) Stanisława Barei, „Człowiek z marmuru” (1976) Andrzeja Wajdy.



Rys. 1. Widok jednej z dzielnic Warszawy po zakończeniu II wojny światowej [2].

Tak duże zapotrzebowanie próbowano zaspokoić licznymi programami mieszkaniowymi i szukaniem technologii, która pozwoli budować szybko i dużo. Idealnym wówczas rozwiązaniem, choć nie pozbawionym wad, okazał się wybór technologii wielkopłytywnej.

Powstawało wiele systemów budownictwa wielkopłytywego, takich jak np.: Wk-70, Wroclawska Wielka Płyta, czy system Szczeciński. Dzięki temu, że pozwalały na szybką budowę dużej liczby lokali, ich udział w polskim budownictwie mieszkaniowym rósł z roku na rok. Część z nich po modyfikacjach jest wykorzystywana do dzisiaj. Pierwsze budynki z elementów prefabrykowanych powstały w Polsce w latach 60 XX wieku, a już dekadę później budowano w tej technologii całe osiedla. W latach 70 i 80 oddano do użytku rekordową liczbę lokali mieszkalnych, przy czym najwięcej w roku 1978 i było to 283,6 tys. mieszkań (Rys. 2).



Rys. 2. Liczba i powierzchnia mieszkań oddanych do użytku w latach 1950 – 2000 – odpowiednio w tys. i km² [3].

Okres użytkowania budynków z wielkiej płyty przewidywany był na 50–60 lat. Z czasem ujawniały się defekty mające swoje źródło na różnych etapach procesu inwestycyjnego oraz podczas eksploatacji budynku. Część z nich dotyczyła wrażeń estetycznych bez wpływu na konstrukcję budynku, inne wymagały podjęcia radykalnych działań w celu zapewnienia bezpieczeństwa użytkownikom. Wspólną cechą wielu budynków wybudowanych w technologiach uprzemysłowionych jest niestety niska jakość funkcjonalno-użytkowa mieszkań, nadmierna przenikalność cieplna przegród zewnętrznych, zły stan instalacji i urządzeń budowlanych oraz nieestetyczna i pogarszająca się z czasem estetyka elewacji.

Mając na uwadze powyższe, należy założyć, że dalsza eksploatacja budynków z elementów prefabrykowanych wiąże się z koniecznością przeprowadzenia specjalistycznych przeglądów pozwalających na ocenę stanu technicznego i wykonania badań przydatności do dalszego, bezpiecznego użytkowania.

Wybór tematu badań niniejszej rozprawy podyktowany był koniecznością oceny bezpieczeństwa złączy płyt zawierających defekty. Udział budynków wykonanych w technologii prefabrykowanej (technologia wielkopłytowa i wielkoblokowa) w budownictwie mieszkaniowym wielorodzinnym Polski wynosi ok. 74% [4] (Rys.3.). Dlatego należy założyć, że liczba złączy konstrukcyjnych, które powinny zostać poddane ocenie, jest wysoka. Opracowane narzędzie wspomagające ocenę bezpieczeństwa konstrukcji bazujące na wynikach uzyskanych z analiz numerycznych modeli obliczeniowych, może służyć jako pomoc podczas przeprowadzanych specjalistycznych przeglądów budynków.

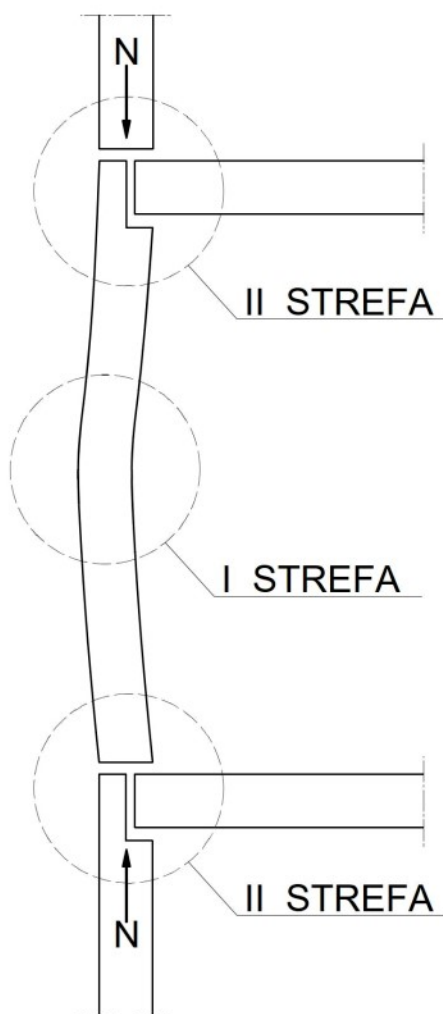


Rys. 3. Udział technologii realizacji w budownictwie mieszkaniowym wielorodzinnym w latach 1946–1992 [4].

W latach 70-tych XX wieku, podczas projektowania systemów budownictwa wielkopłytowego, opierano się na normach i wytycznych, które pozwalały na rozwiązanie typowych problemów technicznych. Nowe rozwiązania wymagały przeprowadzenia szeregu badań, których wyniki były podstawą do dalszych prac projektowych. Najliczniejszą grupę

stanowią badania systemów centralnych, do których należą W-70, jego odmiana Wk-70 oraz system Szczeciński. Dostęp do laboratoryjnych wyników badań był niezbędny do kalibracji numerycznego modelu referencyjnego, dlatego też do analizy wybrano system Wk-70, który po modyfikacji jest stosowany również obecnie [5].

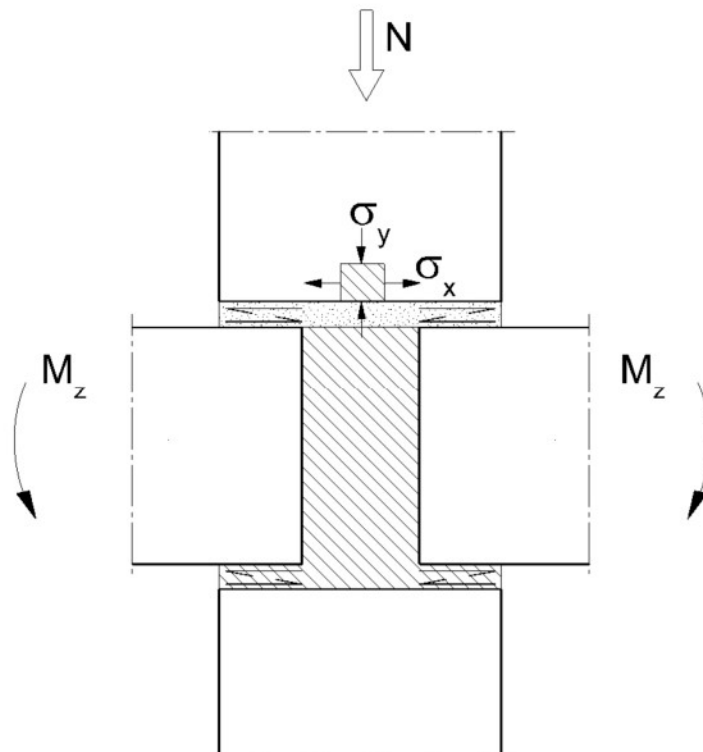
W ścianach nośnych możemy wyróżnić dwie główne strefy (Rys. 4), które odgrywają kluczową rolę w przenoszeniu obciążeń. Pierwsza z nich zlokalizowana jest mniej więcej w połowie jej wysokości. W miejscu tym ściana nośna pracuje jako element mimośrodowo ściskany siłą podłużną. Nośność ściany w strefie pierwszej możemy określić jako funkcję czterech składowych: parametrów materiałowych, charakterystyki geometrycznej, warunków podparcia oraz położenia siły podłużnej w niej działającej. Drugą strefą jest obszar złącza poziomego ścian i stropów wraz z przylegającymi do niego fragmentami prefabrykatów. W strefie tej występuje złożony stan naprężeń, stąd przy jej analizie stosuje się ogólny współczynnik zmniejszający nośność pełnego przekroju ściany.



Rys. 4. Główne strefy odgrywające kluczową rolę w przenoszeniu obciążeń w ścianach nośnych [6].

Ma on za zadanie uwzględnić obecność złącza oraz parametrów zmiennych takich jak długość oparcia stropu na ścianie lub wytrzymałość zaprawy. Nie uwzględnia jednak obecności defektów występujących w złączu i wpływających na pracę konstrukcji w tej strefie. Złącza muszą zapewnić nośność w całym okresie przewidywanej trwałości, na poziomie nie mniejszym niż nośność samego elementu. Rozkład sił wywołanych momentem zamocowania stropów w prawidłowo wykonanym złączu przedstawiono na Rys. 5. Praca zawiera wyniki analiz numerycznych, do których wybrano modele złącza poziomego płyty stropowej i ścian nośnych. Jakość wykonania tego złącza w znaczący sposób wpływa na bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji i jest jednym z czynników, determinujących wielkość ugięcia płyty stropowej.

Na przestrzeni lat w złączach konstrukcyjnych ujawniano szereg wad wykonawczych oraz tych, które powstawały podczas eksploatacji budynku. Do analizy wybrano te, które występują najczęściej. Zaliczamy do nich korozję zbrojenia, pustki, czyli tzw. „raki” w betonie, obniżenie parametrów materiałowych elementów prefabrykowanych, nieodpowiednią kulturę pracy powodującą nieraz brak połączenia na granicy prefabrykatów oraz braki w zbrojeniu złącza. Zagadnienie dotyczące defektów zostało opisane szerzej w rozdziale 2.6.



Rys. 5. Schemat rozkładu sił wywołanych działaniem momentu zamocowania stropów w złączu [6].

1.2. ZAKRES I CELE BADAŃ, HIPOTEZA BADAWCZA

Zakres przeprowadzonych badań złączy konstrukcyjnych systemu Wk-70 obejmował:

- opracowanie i walidację modelu numerycznego złącza referencyjnego,
- opracowanie modeli numerycznych złączy zawierających wybrane typy defektów,
- przeanalizowanie pracy tych złączy pod wpływem przyłożonych obciążeń,
- określenie poziomu bezpieczeństwa badanych złączy i wskazanie konieczności podjęcia określonych działań.

Zakres pracy nie obejmował badań diagnostycznych stwierdzających występowanie lub określających udział defektów w złączach konstrukcyjnych budownictwa prefabrykowanego. Metody monitoringu i badań tego typu zostały przedstawione w rozdziale 2.2.

Cele prowadzonych badań i pracy określono w następujący sposób.

- *Opracowanie metodyki oceny poziomu bezpieczeństwa złączy konstrukcyjnych z defektami.*
- *Opracowanie referencyjnego modelu numerycznego złącza konstrukcyjnego systemu Wk-70 oraz modeli złączy zawierających defekty, na potrzeby oceny bezpieczeństwa konstrukcji.*

Analizując powyższe elementy została sformułowana hipoteza badawcza rozprawy.

Modelowanie numeryczne może być wykorzystane jako skuteczne narzędzie do oceny nośności i trwałości złączy konstrukcyjnych w budynkach wielkopłytowych.

1.3. ZAKRES PRACY

Praca została podzielona na siedem rozdziałów.

W rozdziale pierwszym przedstawiono uzasadnienie wyboru tematu rozprawy, cele i postawioną hipotezę badawczą. Zamieszczono również krótki przegląd treści rozprawy.

Drugi rozdział zawiera przegląd literatury w zakresie podjętego tematu badań. Przedstawiono początki oraz rozwój budownictwa uprzemysłowionego w Polsce. Omówiono szereg systemów które były stosowane w Polsce, układy konstrukcyjne oraz rodzaje złączy. W podrozdziale dotyczącym bezpieczeństwa konstrukcji omówiono metody monitoringu elementów konstrukcyjnych, metody badań niszczących i nieniszczących oraz

seminiszcujących. Szeroko omówiono zagadnienia dotyczące wad występujących w budownictwie wielkopłytyowym. Ostatni podrozdział zawiera przegląd metod modelowania i symulacji komputerowych zagadnień z obszaru budownictwa przemysłowego.

W trzecim rozdziale, dotyczącym części doświadczalnej, opisano założenia i metodykę badań złączy. Przedstawiono obliczeniowy model referencyjny złączy i modele zawierające defekty w postaci rys, obniżonych parametrów materiałowych, pustek w postaci kawern, korozji zbrojenia lub braku niektórych z jej elementów.

Czwarty rozdział, zawiera wyniki modelowania numerycznego wraz z dyskusją wyników, która koncentruje się na analizie wpływu defektów na kąt obrotu płyty stropowej, granicy plastyczności stali zbrojeniowej oraz współczynnika bezpieczeństwa betonu. Omówiono, jak poszczególne defekty przyczyniają się do szybszego osiągnięcia wartości krytycznych oraz rozwoju degradacji konstrukcji.

W rozdziale piątym przedstawiono algorytm oceny ryzyka użytkowania elementów konstrukcyjnych zawierających defekty w złączach. Proponowane narzędzie bazuje na analizach numerycznych i jest wspierane przez bazę danych przypadków defektów, które mogą być uzupełniane w miarę przeprowadzania kolejnych badań.

Zawarte w rozdziale szóstym podsumowanie badań wskazuje na skuteczność modelowania numerycznego jako narzędzia do oceny nośności i trwałości złączy konstrukcyjnych w budynkach wielkopłytyowych. Wyniki analiz numerycznych potwierdzają hipotezę badawczą i podkreślają konieczność regularnych przeglądów technicznych oraz zastosowania nowoczesnych metod diagnostycznych.

Wnioski ogólne przedstawione w ostatnim, siódmym rozdziale podkreślają znaczenie technologii wielkopłytyowej dla budownictwa powojennego oraz wykazują negatywny wpływ defektów występujących w złączach budynków wielkopłytyowych. Wnioski z badań własnych potwierdzają słuszność przyjętej hipotezy i wskazują na efektywność modelowania numerycznego. Zaproponowano kierunki dalszych badań, obejmujące m.in. rozwój nowych standardów diagnostycznych oraz kontynuację badań nad defektami konstrukcyjnymi.

W końcowej części pracy zamieszczono bibliografię oraz spisy rysunków i tabel.

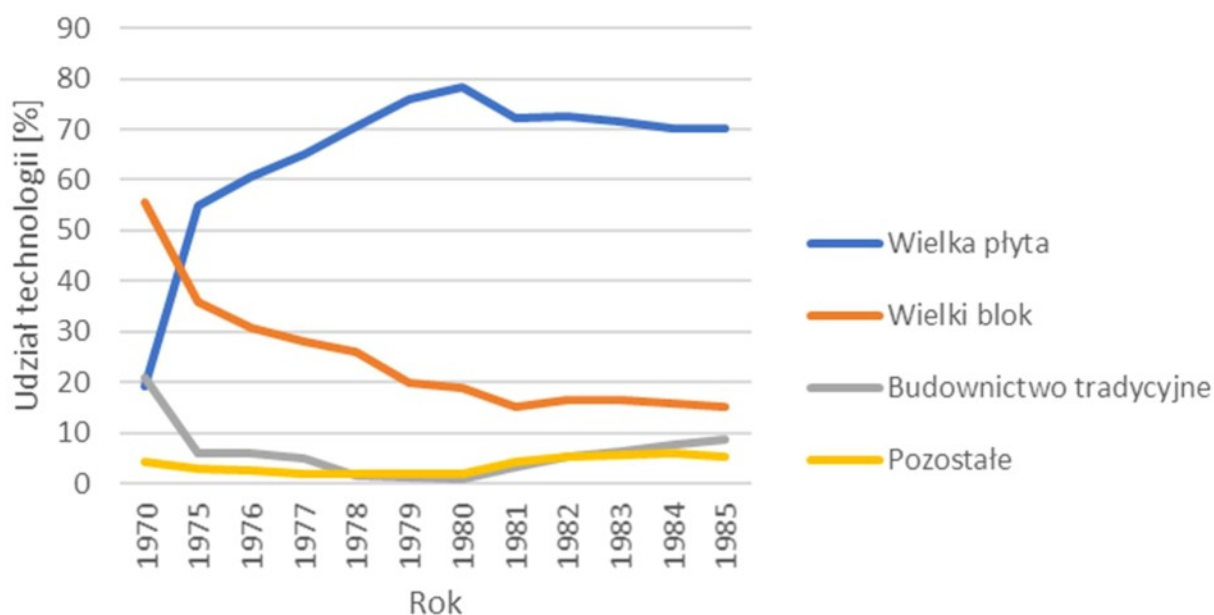
2. AKTUALNY STAN WIEDZY

2.1. BUDOWNICTWO UPRZEMYSŁOWIONE

RYS HISTORYCZNY

Budynki z elementów prefabrykowanych nazywane, potocznie budynkami z wielkiej płyty, można znaleźć niemal w każdym polskim mieście. Stały się trwałym elementem architektonicznym wśród starszej, historycznej zabudowy lub tworzącym nowe osiedla mieszkaniowe. Prefabrykaty, są to elementy wytwarzane poza placem budowy, a następnie dostarczane na budowę w celu ich późniejszego wbudowania. Jedną z zalet takiego rozwiązania jest znaczące skrócenie czasu budowy i z założenia lepsza jakość produkcji.

Udział poszczególnych technologii wznoszenia budynków zmieniał się na przestrzeni lat. Popularna w latach 70-tych technologia wielkoblokowa (wykorzystująca elementy o szerokości do 2,4 m) wraz z upływem czasu traciła na popularności na rzecz wielkiej płyty Rys. 6.



Rys. 6. Udział technologii powstających budynków w latach 1970 – 1985 r. [3].

W Polsce, w ramach typizacji budownictwa wielkopłytkowego, opracowano szereg systemów, wśród których można wymienić:

- systemy typizacji centralnej otwartej,
- systemy typizacji centralnej zamkniętej,
- systemy typizacji regionalnej (lokalnej) zamkniętej.

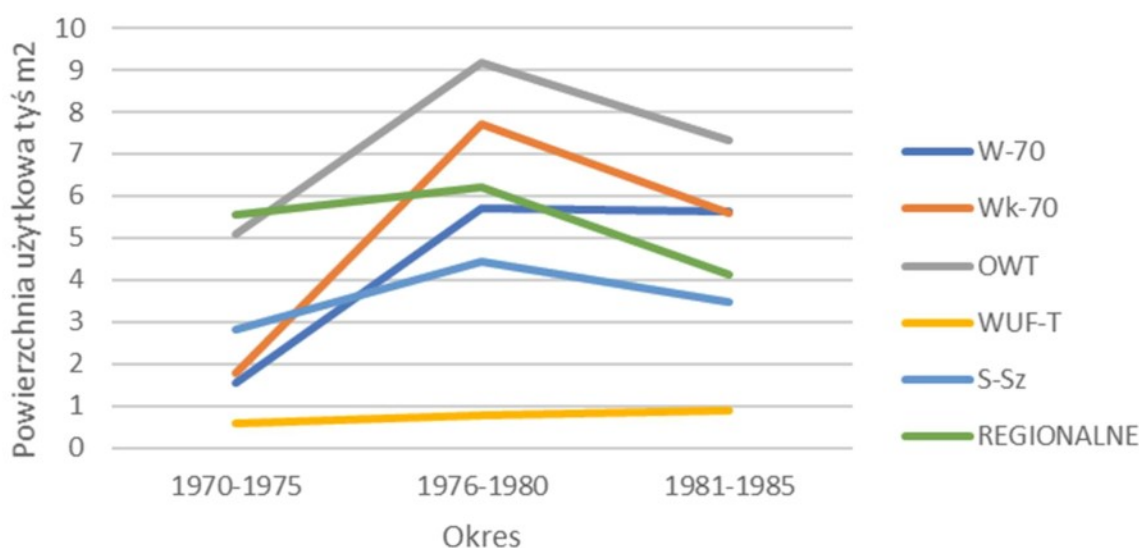
Podstawą systemów typizacji centralnej, otwartej, były zunifikowane katalogi zawierające elementy wielkowymiarowe tworzące typoszeregi prefabrykatów o wielokrotności modułu 60 cm [7]. Pozwalało to na kształtowanie różnych układów mieszkań, segmentów i budynków. Do tej grupy zaliczamy systemy W-70 i Wk-70.

Systemy typizacji centralnej zamkniętej charakteryzowały się tym, że elementy wielkopłytkowe składane były w jeden sposób. Stosując go otrzymywano budynek, segment lub mieszkanie których układ ograniczony był do powtarzalnego rozwiązania. Przedstawicielami tej grupy są systemy: OWT-67, OWT-67/N, OWT-75, WUF-T, WUF-T75; Szczeciński (S-Sz).

Podobnie jak w przypadku typizacji centralnej zamkniętej, systemy typizacji regionalnej zamkniętej ograniczały się do powtarzalnego rozwiązania z tym, że dodatkowym ograniczeniem było stosowanie danego rozwiązania jedynie w określonym regionie, najczęściej w danym województwie. Zaliczmy do nich między innymi: Wrocławską Wielką Płytę (WWP), RBM-75, Dąbrowe ŁSM (Łódź), Częstochowską Wielką Płytę (CzWP), czy Rzeszowską Wielką Płytę (RzWP).

PREFABRYKACJA MIESZKANIOWA W LATACH 1970-1985

W latach 1970-1985 zostało wybudowanych w Polsce wielorodzinnych budynków mieszkalne o łącznej powierzchni użytkowej wynoszącej 77,2 tys. m² i kubaturze 351,7 tys. m³. W systemach centralnych realizowano 80% budynków mieszkalnych, a pozostałe 20% powstało w systemach regionalnych. Udział w liczbie oddawanych do użytku budynków dla poszczególnych systemów w tym okresie przedstawia Rys. 7.



Rys. 7. Zestawienie powierzchni użytkowej budynków oddawanych do użytku w latach 1970-1985 r. realizowanych w różnych systemach [8].

Projektanci, oprócz specyficznych cech każdego systemu, musieli brać pod uwagę ograniczenia wynikające z przepisów określających powierzchnię pomieszczeń i całych mieszkań, czyli tak zwanych Normatywów Technicznych Projektowania mieszkań (NTP). Przykładowe zestawienie porównawcze powierzchni normatywnej w budynkach zawiera Tabela 1 oraz Tabela 2.

Tabela 1. Minimalne wymagania dla określonych pomieszczeń w budynkach wielorodzinnych według przykładowych normatywów technicznych projektowania (NTP) [9].

Nazwa pomieszczenia lub elementu funkcjonalnego	NTP-1959	NTP-1974
Pokój ogólny	16 m ²	18 m ²
Pokój dwuosobowy	9 m ²	11 m ²
Pokój jednoosobowy	6 m ²	8 m ²
Kuchnia	4,5 m ²	6 m ²
Łazienka	3,2 m ²	3,2 m ²
Ustęp wydzielony	0,8 x 1,1 m	0,9 x 1,1 m
Szafy wbudowane	0,54 m ² na osobę	0,7 m ² na osobę
Komunikacja wewnętrzna	wynikowo w granicach powierzchni mieszkania	wynikowo w granicach powierzchni mieszkania

Tabela 2. Zestawienie zmian powierzchni mieszkań w budownictwie wielorodzinnym dla ludności nierolniczej w Polsce określonej przez Normatywy Techniczne Projektowania mieszkań [9].

Kategoria mieszkań odpowiadająca liczbie użytkowników	NTP-1959	NTP-1974	PR-5 (1978)	NTP-1974 (zmiana od 1982)
M-1	17–20	25–28	nie ustalono	do 30
M-2	24–30	30–36	do 42	do 44
M-3	33–38	44–52	do 62	do 56
M-4	42–48	56–63	do 72	do 65
M-5	51–57	65–73	do 82	do 75
M-6	59–65	75–85	do 92	do 85

UKŁAD KONSTRUKCJI

Powierzchnia pomieszczeń i lokali wynikała (po części) z układu konstrukcyjnego przyjętego przez projektanta. Jako konstrukcję budynku określamy układ ścian konstrukcyjnych, stropów i fundamentów, których zadaniem jest przenoszenie obciążeń i przeciwdziałanie siłom zewnętrznym zgodnie z przeznaczeniem budynku. Ściany konstrukcyjne przenoszą ciężar własny oraz pionowe i poziome obciążenia od innych

elementów budynku. Dzielimy je na ściany nośne (przenoszenie obciążeń pionowych od stropów i ścian wyższych kondygnacji), samonośne (przenoszą jedynie obciążenia od ściany z wyższych kondygnacji) i usztywniające (pełnią funkcję usztywniającą i stabilizującą).

Do elementów niekonstrukcyjnych zaliczamy między innymi:

- trzony kominowe, które są samonośne i oddylatowane od pozostałych elementów,
- ściany niekonstrukcyjne, które mają za zadanie zapewnić wydzielenie określonej przestrzeni tworząc przegrodę wizualną, akustyczną lub termiczną. Dzielimy je na ściany działowe zlokalizowane wewnątrz lokali oraz osłonowe zapewniające przegrodę zewnętrzną.

Jeden z głównych podziałów budynków prefabrykowanych opiera się na rodzaju konstrukcji przenoszącej obciążenia od stropów i ścian. Wyróżniamy budynki:

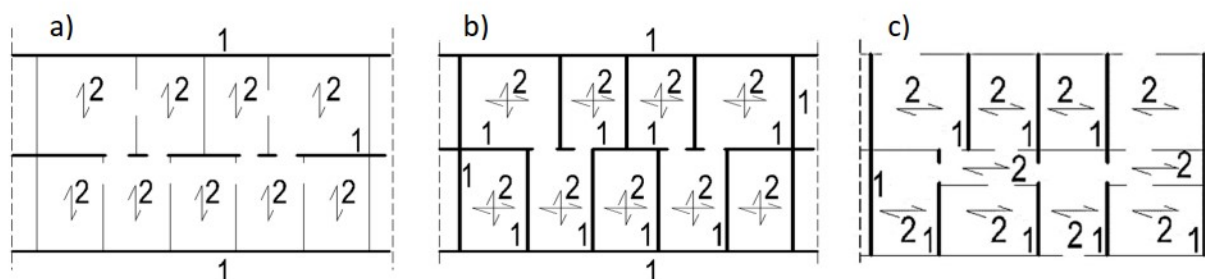
- ze ścianami nośnymi,
- o konstrukcji szkieletowej,
- z prefabrykatów wielkoprzestrzennych.

Największą grupę stanowią budynki o konstrukcji składającej się ze ścian nośnych. W zależności od ich usytuowania względem osi podłużnej budynku wyróżniamy:

- układ podłużny (Rys. 8a),
- układ krzyżowy (Rys. 8b),
- układ poprzeczny (Rys. 8c),
- układ mieszany.

W układzie podłużnym ściany nośne usytuowane są równoległe do osi budynku.

Układ poprzeczny charakteryzuje się ich usytuowaniem prostopadłym do osi, a w układzie krzyżowym ściany nośne zlokalizowane są w obydwu kierunkach. Układ mieszany złożony jest z układu podłużnego oraz poprzecznego.

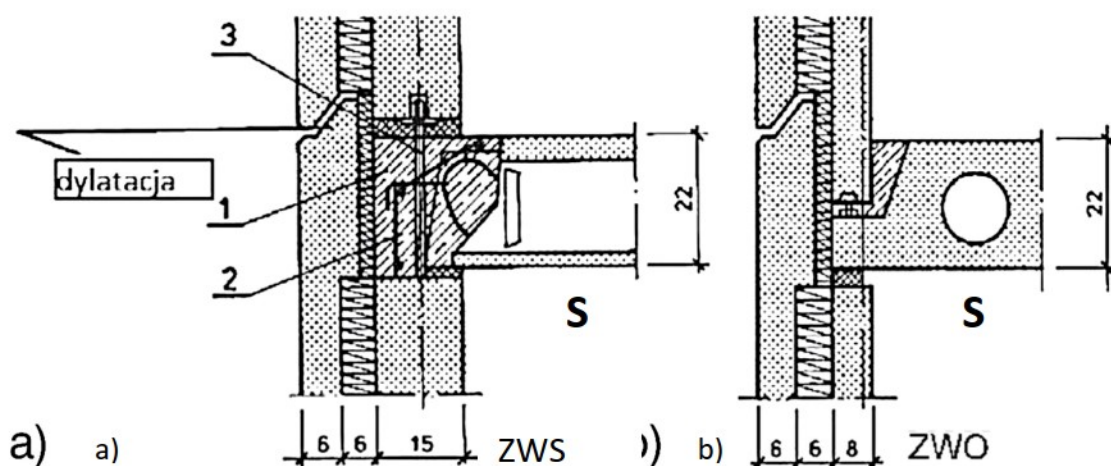


Rys. 8. Układy konstrukcyjne budynków ze ścianami nośnymi: a) podłużny, b) krzyżowy, c) poprzeczny; 1- ściany nośne, 2 – kierunek rozpięcia stropów.

RODZAJE ZŁĄCZY KONSTRUKCYJNYCH

Niezależnie od wybranego układu wszystkie elementy konstrukcyjne muszą być połączone złączami zgodnie z założeniami określonymi w wytycznych dla danego systemu.

Złącza konstrukcyjne możemy podzielić na poziome (Rys. 9) i pionowe (Rys. 10). Podstawowym zadaniem konstrukcyjnym złączy poziomych jest przenoszenie obciążeń ze stropów oraz obciążeń pionowych z wyższych kondygnacji na niższe. Zostały one zaprojektowane tak, aby przynosiły siły pionowe w ścianach kolejnych kondygnacji, bez pojawiania się nadmiernych koncentracji naprężeń. Większość sił pionowych przenoszona jest za pośrednictwem wieńca żelbetowego przy niewielkim udziale płyt stropowych.



Rys. 9. Złącze w poziomie stropu kondygnacji powtarzalnej, ZWO – ścian zewnętrzna warstwowa osłonowa, S-strop, ZWS - ścian zewnętrzna warstwowa samonośna [10].

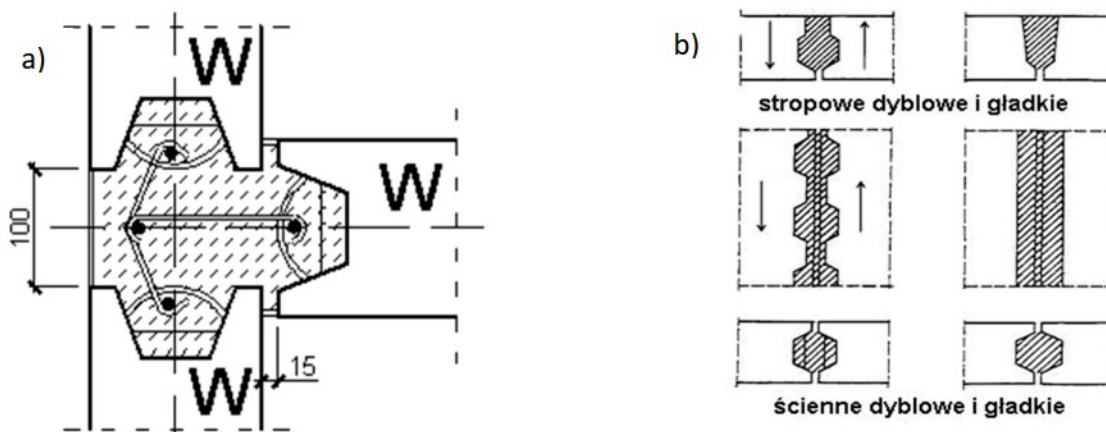
W ścianach zewnętrznych nośnych i w ścianach osłonowych występują po trzy typy złączy poziomych:

- złącza w poziomie stropu kondygnacji powtarzalnej,
- złącza w poziomie stropu nad piwnicami,
- złącza w poziomie stropu nad ostatnią kondygnacją.

Zadaniem złączy pionowych jest przeniesienie pionowych sił statycznych w miejscu łączenia prefabrykatów ściennych. Zostały one zaprojektowane jako złącza żelbetowe. Siły statyczne przenoszone są dzięki mechanicznemu zespoleniu betonu wypełniającego złącze z betonem warstw nośnych łączonych płyty ściennych. Zespolenie płyt ściennych zapewnia dybłowe ukształtowanie bocznych obrzeży warstw nośnych (Rys. 9). Poziome siły rozciągające przenoszone są dzięki zbrojeniu umieszczonym w monolitycznych wieńcach wykonanych w

poziomie stropów. Dodatkowe wzmocnienie złącza zapewnia umieszczona w nim prefabrykowana drabinka zbrojeniowa.

W przypadku ścian osłonowych, głównym zadaniem konstrukcyjnym złączy pionowych jest zapewnienie monolitycznego połączenia ich z konstrukcją budynku (wewnętrznymi ścianami nośnymi).

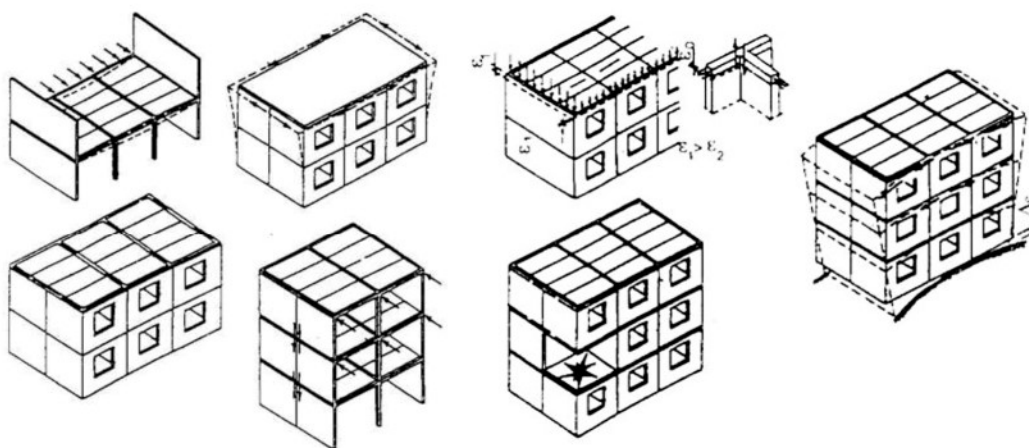


Rys. 10. a) Złącze pionowe ścian wewnętrznych nośnych (W); b) Złącza pionowe płyt poddane ścinaniu [11].

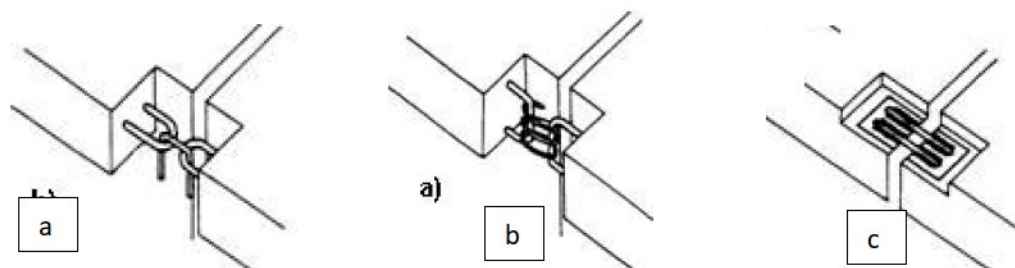
Jednym z elementów konstrukcji jest wieńiec, będący specjalnie zaprojektowanym rodzajem belki żelbetowej. Wykonywany jest wzdłuż ścian zewnętrznych, a jego zadaniem jest połączenie stropu i ścian oraz usztywnienie całego budynku (Rys. 11). W przypadku lokalnej utraty nośności elementów konstrukcyjnych, na przykład w wyniku wybuchu w kotłowni, dziury w ścianie czy nawet zawalenia się fragmentu stropu, wieńiec minimalizuje ryzyko wystąpienia katastrofy postępującej skutkującej zawaleniem się większej części budynku. Ponieważ w budownictwie wielkopłytowym sztywność uzyskuje się poprzez odpowiednie ukształtowanie złączy podłużnych, między prefabrykatami i wykonanie wieńców w poziomie stropów, dlatego pełnią one bardziej znaczącą rolę w porównaniu do budownictwa, w którym wykorzystuje się technologię stropów monolitycznych czy gęstożebrowych. Bardzo ważne jest, aby pamiętać, że spójność tarcz stropowych i ściennych oraz ich sztywność w swojej płaszczyźnie nie wynika jedynie z technologii wykonania tych tarcz, ale również z odpowiedniego ukształtowania złączy podłużnych między prefabrykatami i wykonania wieńców w płaszczyźnie stropów. Wieńce żelbetowe można wykonać tradycyjnie jak na ścianach murowanych lub przez połączenie (najczęściej spawane) prętów zbrojenia znajdującego się w płytach ściennych – tak zwane – wieńce ukryte.

Różne rodzaje połączeń poziomych zbrojenia wypuszczonego z płyty przedstawiono na Rys. 12. Dzięki połączeniu prętów za pomocą klamer lub spiral, złącze może się znacznie

odkształcać, co jest dużą zaletą, gdy dochodzi do powstania wtórnego ustroju nośnego nad miejscem lokalnego zniszczenia ściany nośnej. Natomiast będzie to sytuacja negatywna, gdy dojdzie do znacznego przemieszczenia podłoża (posadowienie budynku na słabych gruntach). Wtedy w zbrojeniu wieńcowym mogą pojawiać się duże siły rozciągające. W takiej sytuacji należy zastosować mocniejsze połączenie i pręty zbrojenia łączyć za pomocą spawania (Rys. 12 c).



Rys. 11. Funkcje konstrukcyjne wieńców w budynkach wielopłytowych [12].



Rys. 12. Połączenie prętów zbrojenia wieńców: a) na klamry, b) na spirale, c) dodatkowymi prętami przyspawanymi do marek stalowych [13].

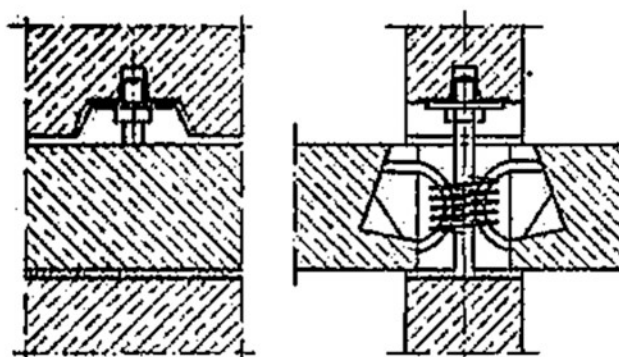
PRZEGLĄD SYSTEMÓW

Pierwszy budynek z elementów wielopłytowych w Polsce powstał na warszawskich Jelonkach w 1957 r. [14]. Historyczne bloki wybudowano w systemie budownictwa mieszkaniowego stosowanego przez Przedsiębiorstwo Budownictwa Uprzemysłowanego (PBU). Jedną z pierwszych wersji był system PBU-59 z krzyżowym układem ścian nośnych. Następnie powstała nowsza wersja systemu PBU-63 o poprzecznych ścianach nośnych. W tym okresie powstawały również systemy: Domino, Dąbrowa i Fadom.

W 1962 r. Biuro Projektów Typowych i Studiów Budownictwa Miejskiego w Warszawie, na bazie OW-1700, opracowało system Oszczędnościowy Wielopłytowy – Typowy (OW- T).

W roku 1967 na bazie systemów OW-700 oraz OW-1700K opracowano system OWT-67. Poprawiono w nim funkcjonalność oraz zwiększono stopień uprzemysłowienia procesów budowlanych. W kolejnych latach wprowadzano modyfikacje dostosowując go do normatywów technicznych projektowania (NTP) oraz adaptując na potrzeby rolnictwa (RBM-75). Przyjęta koncepcja konstrukcyjno-technologiczna została wzbogacona o konstrukcje ściennoszkieletowe w 1978 r. i 1981 r. (OWT-57NS). OWT-67 należy do grupy systemów centralnych zamkniętych. Bazował na powtarzalnych elementach o określonej liczbie typorozmiarów prefabrykatów. Pozwalał na realizację budynków o wysokości 5 i 11 kondygnacji, a systemy OWT-75 i OWT-67/N na budowę do 16 kondygnacji.

System OW-T 67 umożliwiał budowę mieszkań od M1 do M7 i charakteryzował się prostokątną siatką modułarną $n \times 270 \times 480$ cm lub $n \times 270 \times 540$ cm, o głębokości traktów 480 i 540 cm. Wysokość kondygnacji brutto wynosiła 270 cm, a rozstaw poprzecznych ścian konstrukcyjnych 270 i 540 cm. Część podziemna była wykonywana jako monolit, przy czym budynki do 5 kondygnacji miały strop prefabrykowany, a średniowysokie monolityczny. Płyty stropowe pełne, żelbetowe zbrojone krzyżowo, podparte były na trzech krawędziach, z czwartą krawędzią przygotowaną pod złącze monolityczne. Ściany wewnętrzne prefabrykowane o grubości 14 cm, będące podporami dla stropów. Ściany zewnętrzne, podłużne (belkościany o grubości 16 cm) i szczytowe (grubość 24 cm) najczęściej trójwarstwowe. W 1975 opracowano rozwiązanie oznaczone symbolem OWT-75, wprowadzało ono szereg modyfikacji polegających między innymi na zwiększeniu grubości ścian nośnych do 15 cm, stropów do 16 cm, grubości warstwy izolacji termicznej i warstwy faktury elewacyjnej do 6 cm, nowy sposób łączenia elementów prefabrykowanych, nowe elementy w postaci bloków sanitarnych i filarek międzyokiennych. Ważną zmianą było wprowadzenie przymusowego montażu na śrubach rektyfikacyjnych (Rys. 13).



Rys. 13. Złącze systemu OWT-75 ze śrubą rektyfikacyjną [15].

System określany jako Warszawska Uniwersalna Forma (WUF-T) powstał w roku 1967. Pierwsze budynki wybudowano w latach 1968-1970 w Warszawie. W kolejnych latach

pojawiły się jego modyfikacje oznaczane jako WUF-T/75 (wersja dostosowana do normatywu z 1975 r.) oraz WUF-T/K (wersja krakowska wprowadzająca modyfikacje konstrukcji). Cała grupa systemów WUF to systemy typizacji centralnej zamkniętej, w związku z tym stosowane były na terenie całego kraju, z wyłączeniem obszarów objętych szkodami górniczymi. W systemie tym powstawały dwustronne mieszkania kategorii od M2 do M7. W początkowym okresie powstawały budynki mieszkalne o liczbie kondygnacji 5 i 11. Wprowadzenie normatywu NTP-74 pozwoliło na wznoszenie budynków od 5 do 16 kondygnacji. Siatka modułarna wynosiła $n \times 150 \times 480$ cm, przy czym maksymalny wymiar wynosił 750×480 cm. Stosowano poprzeczny i podłużny układ ścian nośnych z rozstawem ścian od 300 - 750 cm ze skokiem co 150 cm. Podstawowa głębokość traktów wynosiła 480 cm, a wysokość kondygnacji brutto 270 cm. W zależności od liczby kondygnacji stosowany był układ konstrukcyjny podłużny (do 5 kondygnacji) lub poprzeczny i krzyżowy (od 5 do 16 kondygnacji).

Część nośna trójwarstwowych ścian zewnętrznych, ściany wewnętrzne, płyty stropowe oraz elementy klatek schodowych, wykonywano jako elementy żelbetowe o grubości 14 cm. Płyty stropowe opierano na dwóch, trzech lub wszystkich krawędziach [15]. Grubość ścian działowych wynosiła 5 cm (żelbetowe) lub 7 cm (gipsowe). Elementy prefabrykowane wykonywano z betonu R_w 200, co obecnie odpowiada (w przybliżeniu) klasom C12/15, C16/20 i stali zbrojeniowej 34GS i St0. Dla zapewnienia stateczności konstrukcji na etapie montażu połączenia elementów prefabrykowanych były spawane. Niezależnie od tego podczas montażu stosowano rozpory zabezpieczające.

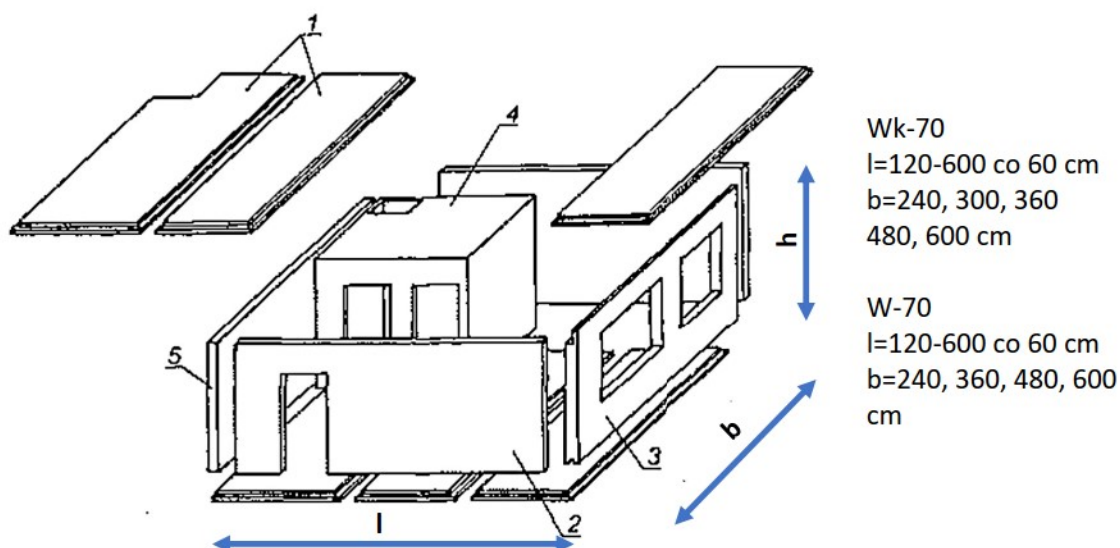
W roku 1968 ogłoszono państwowy konkurs na opracowanie systemu konstrukcyjno-montażowego, który mógłby stać się wiodący dla ówczesnego przemysłu budowlanego. Wybrano system otwarty W-70 opracowany przez małżeństwo Marii i Kazimierza Piechotków. Bazowali oni na rozwiązaniach stosowanych w NRD. Po raz pierwszy wykorzystano go do budowy osiedla mieszkaniowego Ustronie w Radomiu. System ten głównie stosowany był w budownictwie mieszkaniowym do wznoszenia budynków 5 i 11 kondygnacyjnych. Niektóre z jego wariantów stosowano w budownictwie użyteczności publicznej (do budowy np. hoteli, domów akademickich, budynków administracyjnych, służby zdrowia, szkół). Dzięki przemyślanym założeniom i siatce modułarnej 60×60 cm stał się on jednym z najpopularniejszych systemów budownictwa wielkopłytkowego w Polsce. Posiadał katalog elementów prefabrykowanych, złączy i węzłów konstrukcyjnych oraz przykłady możliwych realizacji. Ze względu na zasięg obowiązywania i szczegółowość rozwiązań, przyjęto podział na trzy grupy typizacji: centralną, regionalną i lokalną. Typizacja centralna zawierała rozwiązania podstawowe na bazie których uszczegóławiano rozwiązania regionalne i lokalne

oraz modyfikowano je w zależności od istniejących potrzeb. Przykładowo wersja W-70/SG przeznaczona była dla terenów objętych eksploatacją górnictwem i charakteryzowała się dodatkowym zbrojeniem prefabrykatów oraz ich obrzeży. Opracowany zestaw katalogów był na bieżąco dostosowywany do obowiązujących norm i przepisów. System W-70 charakteryzował się czterema rozpiętościami od 2,4 do 6,0 m, ze skokiem co 1,2 m. Szerokość wszystkich elementów była wielokrotnością 60 cm. Głębokość traktów wynosiła 5,4 i 6,0 m, a wysokość kondygnacji brutto 2,8 m. Podstawowym układem ścian nośnych był układ poprzeczny, ale dopuszczalna była zmiana kierunku układania stropów.

Żelbetowe ściany nośne wykonywano jako elementy o grubości 15 cm, płyty stropowe, kanałowe o wysokości 22 cm, trójwarstwowe ściany zewnętrzne osłonowe o grubości 20 cm i zewnętrzne ściany nośne o grubości całkowitej 27 cm (6+6+15 cm). Do produkcji prefabrykatów używano betonu B20, co obecnie odpowiada klasie C16/20 i stali zbrojeniowej 34GS, St0 i St0S. Złącza wypełniano betonem klasy B15 (obecnie C12/15).

Szczególną odmianą systemu W-70 był opracowany w latach 1972-1973 system Wk-70 (Rys. 14). Zachowuje on wszystkie podstawowe założenia, a różnice występują w rozwiązaniach i wymiarach poszczególnych elementów oraz w wykończeniu ich obrzeży. Główni projektantami konstrukcji byli Stefan Goetz oraz Mieczysław Michiewicz. Podobnie jak pierwowzór system WK-70, posiada różne modyfikacje regionalne. Na przykład dla terenów górniczych Wk-70/SG, a dla Zamościa uszkieletowioną Wk-70/Z. Stropy kanałowe zostały zastąpione stropami pełnymi o grubości 16 cm. Zmodyfikowano oparcie płyt stropowych na ścianie poprzecznej oraz sposób montowania ścian zewnętrznych i wewnętrznych. W systemie tym powstawały budynki mieszkalne wielorodzinne 5 i 11 kondygnacyjne. Cechuje go siatka modułarna 60x60 cm, rozstaw ścian konstrukcyjnych od 2,4 do 6,0 m, ze skokiem co 1,2 m i z dodatkowym rozstawem 3,0 m, głębokość traktów 4,8 i 5,4 m oraz wysokość kondygnacji brutto 2,8 m. Wprowadzenie pełnych płyt wymusiło wprowadzenie dodatkowej podpory przy rozpiętości 6,0 m. Materiały do wykonania elementów prefabrykowanych zastosowano takie same jak w przypadku W-70. Wśród głównych cech systemu Wk-70 można wyróżnić ponadto: przeważnie poprzeczny układ ścian nośnych, płyty stropowe pełne zbrojone jednokierunkowo o wysokości 16 cm i szerokościach 120, 180 i 240 cm oraz długości 240, 300, 360, 480 i 600 cm (rzeczywista długość płyt była mniejsza o 2 cm, a szerokość o 1 cm od wymiarów modułarnych), ściany wewnętrzne o grubości 15 cm dla kondygnacji mieszkalnych oraz o grubości 20 cm dla kondygnacji piwnicy, ściany zewnętrzne wielowarstwowe o gr. 27 cm. Płyty ścienne wewnętrzne grubość 15 cm, a szerokość 120-600 cm (skok co 60 cm).

Dzięki zróżnicowaniu długości elementów możliwe było stosowanie różnorodnych układów funkcjonalnych. Zastosowanie wciętych obrzeży oraz długości rzeczywistej mniejszej od modularnej ułatwiało prawidłowe połączenie ścian. Każda płyta ścienna posiadała zabetonowane dwa śrubowe trzpienie rektyfikacyjne wystające z górnego obrzeża płyty, które służyły do prawidłowego montowania ścian. Możemy wyróżnić ściany zewnętrzne osłonowe i nośne oraz wewnętrzne działowe i nośne.



Rys. 14. Układ konstrukcyjny systemu W-70 (Wk-70); 1 — płyty stropowe, 2 — ściana wewnętrzna, 3 — ściana zewnętrzna, 4 — kabina sanitarna (prefabrykat przestrzenny), 5 — ściana wewnętrzna [16].

System Szczeciński (S-Sz) został opracowany jako system centralny zamknięty w latach 1968-1969. Oparto go na dwóch głównych rozpiętościach wynoszących 2,4 i 4,8 m. Budynki korytarzowe posiadały dodatkową rozpiętość wynoszącą 1,55 m. Głębokość traktów wynosiła 4,8 m oraz 5,4 m, a wysokość kondygnacji brutto 2,8 m. Budynki mieszkaniowe wielorodzinne wznoszone w tej technologii wielopłytkowej miały po 5 i 11 kondygnacji. Podobnie jak w przypadku wspomnianych wcześniej systemów wraz z upływem lat rozwiązania przyjęte dla S-Sz były dostosowywane do obowiązujących norm i normatywów. Powstające mieszkania (M1 do M6) oparte były na siatce 240x480 cm i 480x480 cm. Jako podstawowy stosowano układ konstrukcyjny poprzeczny z dopuszczeniem układu podłużnego. Katalog 49 przykładowych segmentów i sekcji pozwalał dopasować budynki do wymagań w różnych częściach kraju. Żelbetowe ściany nośne wewnętrzne mają grubość 15 cm, a pełne płyty stropowe 14 cm. W początkowym okresie grubość ścian zewnętrznych wynosiła 36 cm dla ścian osłonowych i 40 cm dla szczytowych. Niska izolacyjność termiczna wymusiła ich przeprojektowanie i w kolejnych latach stosowano ściany trójwarstwowe o grubości 22 cm (osłonowe) i 27 cm (szczytowe).

Przedstawicielem systemu regionalnego zamkniętego jest opracowana w latach 1966-1968 Wroclawska Wielka Płyta (WWP). W roku 1975 dostosowano go do wymogów NTP-74, a w latach 1983-1985 wprowadzono modyfikację ścian zewnętrznych w celu zapewnienia zgodności z Polską Normą PN-82/B-02020 [8]. Jego podstawą są powtarzalne segmenty pozwalające na wznoszenie budynków 5 i 11 kondygnacyjnych na siatkach modularnych 120x540 cm, 270x540 cm, lub 270x540 cm. Głębokość traktów wynosił 5,4 m, a wysokość kondygnacji brutto 2,7 m. Grubość ścian zewnętrznych z izolacją zależała od ich lokalizacji w budynku i wynosiła 16, 17-19, 21, 22 lub 28 cm [8]. Ściany nośne, wewnętrzne oraz żelbetowe płyty stropowe zaprojektowano o grubości 14 cm. Dużą dokładność konstrukcji osiągnęto wykorzystując podczas montażu śruby rektyfikacyjne.

2.2. BEZPIECZEŃSTWO KONSTRUKCJI

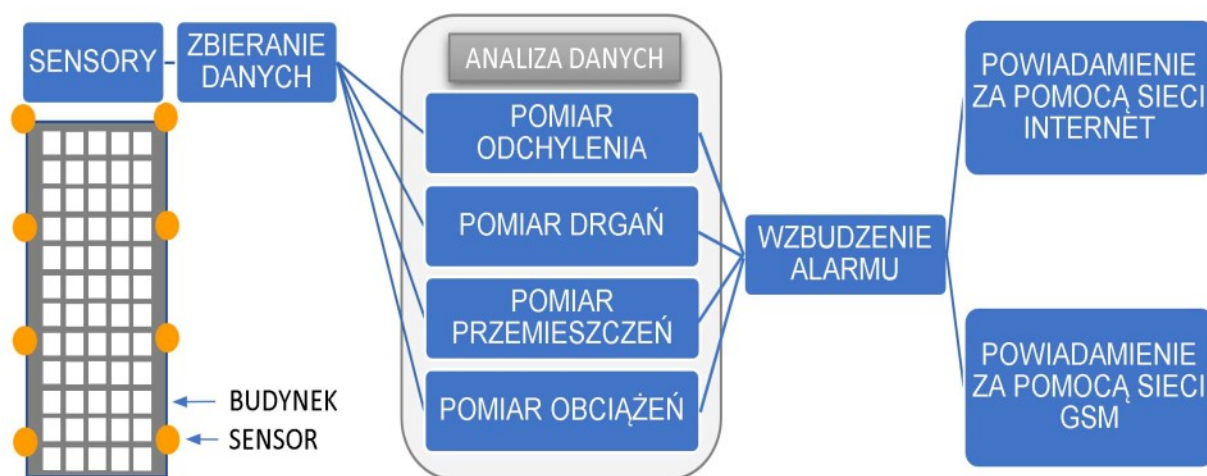
Aby wyeliminować zawodny czynnik ludzki i zagwarantować bezpieczeństwo budynku, stosuje się różne systemy monitoringu, np.: system sygnalizacji pożarowej, monitoring wizyjny czy monitoring konstrukcji. Nowe technologie w budownictwie pozwalają poprawić bezpieczeństwo, a czasem nawet uniknąć awarii budowlanych. Pomiar odchylenia, drgań, przemieszczeń i obciążeń konstrukcji wykonywane przy użyciu sieci bezprzewodowych czujników pozwalają zareagować w sytuacji, gdy nastąpi przekroczenie ustalonych wartości granicznych. W pracy [17] omówiono możliwości monitorowania stanu konstrukcji budynku przy użyciu metod statycznych, dynamicznych i elementów skończonych w celu wykrywania lub przewidywania uszkodzeń budynku. Do monitorowania stanu konstrukcji wykorzystywane są różne czujniki między innymi: światłowodowe, piezoelektryczne oraz czujniki temperatury i akcelerometry. Pozwala to na objęcie obserwacją budynków różnego typu, w tym wielokondygnacyjnych, komercyjnych i zabytków.

W Warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w § 203, dotyczącym zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji budynku w ustępie 7, zapisano zalecenie stosowania urządzeń do stałej kontroli parametrów związanych z bezpieczeństwem konstrukcji [18]:

Budynki użyteczności publicznej z pomieszczeniami przeznaczonymi do przebywania znacznej liczby osób, takie jak: hale widowiskowe, sportowe, wystawowe, targowe, handlowe, dworcowe powinny być wyposażone, w zależności od potrzeb, w urządzenia do stałej kontroli parametrów istotnych dla bezpieczeństwa konstrukcji, takich jak: przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia w konstrukcji.

2.3. MONITORING KONSTRUKCJI

Systemy monitoringu strukturalnego, SHM (od ang. Structural Health Monitoring) dostarczają informacji o każdej istotnej zmianie lub uszkodzeniu występującemu w konstrukcji. Podstawowym celem stosowanie systemów SHM jest identyfikacja lokalizacji, rodzaju uszkodzenia i jego przyczyny. Pozwala to określić skalę nieprawidłowości i przewidzieć pozostały okres użytkowania konstrukcji. Przyczyny awarii mogą wynikać z czynników wewnętrznych, takich jak korozja, zmęczenie, starzenie oraz czynników zewnętrznych, takich jak: trzęsienia ziemi, obciążenia wiatrem i obciążenia udarowe. Propagacja uszkodzeń może następować z różną intensywnością. Przy niewielkich przyrostach skutki mogą być trudne do zaobserwowania. Przekroczenie poziomu granicznego może skutkować groźnymi konsekwencjami dla konstrukcji i osób przebywających w danym obiekcie. Wykrywanie uszkodzeń ma kluczowe znaczenie dla zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji przez cały okres jej eksploatacji. Metody monitoringu stosowane są coraz szerzej dla zapewnienia bezpieczeństwa różnym obiektom poprzez pozyskiwanie danych i analizę predykcyjną Rys. 15. Należy mieć na uwadze, że sam montaż czujników nie gwarantuje bezpieczeństwa. Muszą być one dobrane dokładnie do celu jaki mają spełnić. Ponadto, należy pamiętać o rozmieszczeniu zgodnym z zaleceniami producenta i projektanta systemu oraz o ich ograniczonej żywotności. W pracy [19] zbadano żywotność czujników stosowanych w systemach monitoringu i wykazano, że średni okres eksploatacji wynosił 10 lat. Autorzy proponują, aby stosować większą liczbę równomiernie rozlokowanych czujników, aby uzyskać ich obciążenie na zbliżonym poziomie, co pozwoli na wydłużenie okresu niezawodnej pracy.



Rys. 15. Zasada działania systemu SHM w budynku wielokondygnacyjnym.

Ciekawym zastosowaniem omawianej metody był monitoring krótko- i długoterminowy stanu konstrukcji XVI-wiecznego kościoła Św. Piotra Apostoła w Andahuaylillas zlokalizowanego w Cusco, w regionie andyjskim w Peru. Jest on uważany za arcydzieło południowoamerykańskiej architektury barokowej. Analizie poddano zmiany temperatury i wilgotności [20], mające negatywny wpływ na stan zabytkowej konstrukcji.

Lorenzoni i in. [21] monitorowali przez około trzy lata dwa zabytkowe budynki, katedrę w Conegliano i rzymski amfiteatr. Wykorzystali w tym celu 16 jednoosiowych akcelerometrów piezoelektrycznych i przetworników przemieszczeń zintegrowanych z czujnikami wilgotności i temperatury. Analiza zebranych danych pozwoliła na identyfikację lokalizacji oraz określenie stopnia uszkodzenia i zużycia.

Wraz z rozwojem technologii powstaje coraz więcej rozwiązań stosowanych w obiektach różnego przeznaczenia. W pracy [22] zaproponowano nowy model wykorzystujący iterację Gaussa-Newtona i metody Rungego-Kutty do oszacowania przemieszczeń powierzchni składowiska, umożliwiającą symulację przemieszczeń bryły składowiska w oparciu o zbiory danych monitoringowych z wykorzystaniem pomiarów Globalnych Systemów Nawigacji Satelitarnej (GNSS). W pracy przeanalizowano i matematycznie opisano przemieszczenia składowiska. Badania i obliczenia geodezyjne GNSS pozwoliły stwierdzić, że na przestrzeni lat przemieszczenia były zgodne z przewidywaniami. Podobne systemy mogą być stosowane w budynkach.

Idee oraz cele stawiane systemom przeznaczonym do monitorowania stanu technicznego konstrukcji hydrotechnicznych zostały przedstawione w pracy [23]. Omówiono zakres monitoringu opartego na nowoczesnych systemach, wraz z podaniem przykładów rzeczywistych aplikacji światłowodowych systemów pomiarowych wykorzystanych do kontroli stanu technicznego zapór i wałów oraz żelbetowych budowli hydrotechnicznych.

Złożoność i różnorodność oddziaływań jakim poddawane są konstrukcje budowlane sprawia, że analiza i przewidywanie zachowania się danego obiektu pod wpływem określonych bodźców są niejednokrotnie bardzo trudne do przewidzenia. W takich sytuacjach pomocną staje się analiza numeryczna.

Powstało szereg prac, w których autorzy, rozpatrując zagadnienia związane z systemami monitoringu strukturalnego, posiłkują się modelowaniem komputerowym [24] [25] [26] [27] [28] [29] [30]. Warunkiem uzyskania wiarygodnych wyników jest stworzenie poprawnego modelu i właściwe zoptymalizowanie warunków brzegowych.

W pracy [26] zbudowano model 2D trzypiętrowej szpitalnej konstrukcji stalowej. Przeprowadzono nieliniową analizę statyczną przy użyciu oprogramowania SAP2000 i FEMA35. W badaniach wykorzystano czujniki piezoelektryczne do pomiarów naprężeń i odkształceń.

Pierdicca i in. [16] przeprowadził monitoring budynku o konstrukcji żelbetowej, koncentrując się na analizie drgań oddziałujących na budynek. Następnie opracowano model MES do symulacji numerycznej. Wyniki monitoringu długoterminowego były zbieżne z tymi, które otrzymano z analizy numerycznej.

Systemy monitoringu mogą być stosowane z powodzeniem w konstrukcjach stalowych [26] [31], żelbetowych [32] [33] oraz kompozytowych. Ayyildiz i in. [34] wykorzystali czujniki piezoelektryczne do wykrycia uszkodzeń i pęknięć kolumn z polimerobetonu wzmocnionego włóknem węglowym.

Zhao i in. [21] zademonstrowali zaawansowany system (MAS – Multi Agent System), polegający na połączeniu trzech różnych typów czujników: piezoelektrycznych, światłowodowych i tensometru, aby monitorować różne parametry w tym samym czasie. Wyniki pokazały, że w przypadku dużych konstrukcji jest to rozwiązanie dużo bardziej efektywne niż systemy konwencjonalne.

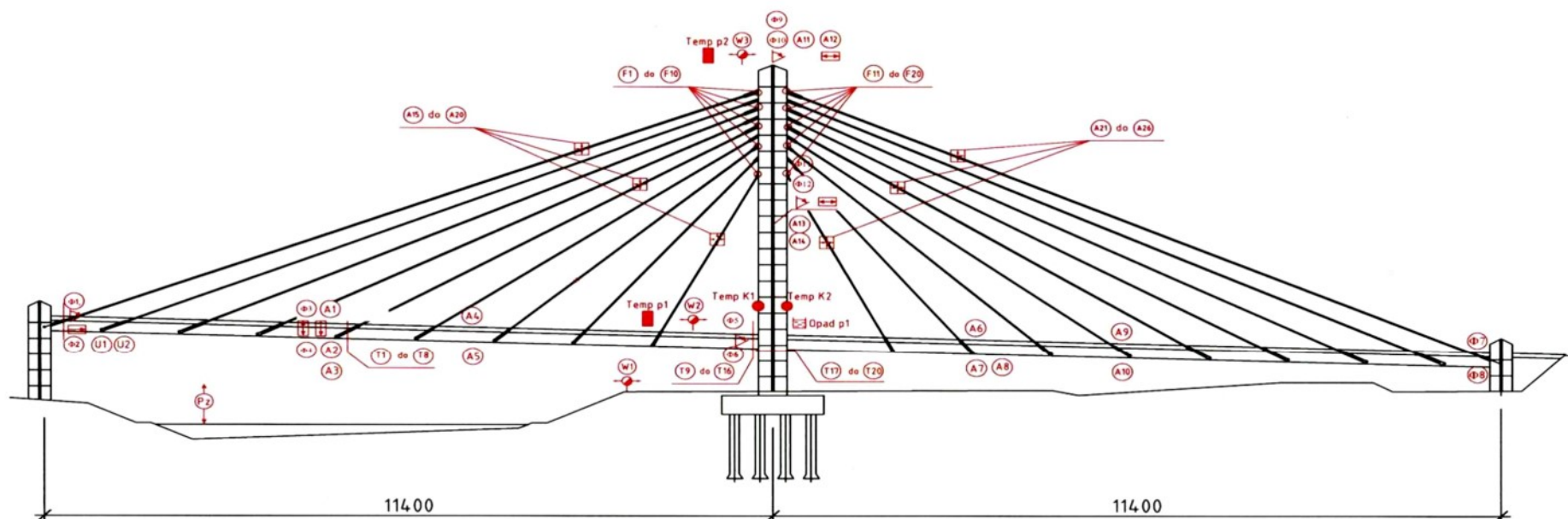
W pracy [35] poddano monitoringowi wieżę w Szanghaju, której wysokość wynosi 632 m. Zastosowano ograniczoną liczbę czujników zbierających informacje o poziomie uszkodzeń i analizujących zachowanie konstrukcji. Celem badań było zmniejszenie liczby sensorów przy zachowaniu optymalnych wyników. Autorzy postanowili zastosować nową technologię wykrywania, polegającą na wykorzystaniu akcelerometrów trójosiowych wykorzystujących algorytm optymalizacji hipotrochoidalnej. Takie podejście jest bardziej efektywne w budynkach wysokościowych w tym również wielkopłytowych.

Fujino i in. [36] przedstawili przegląd budynków i mostów w Japonii poddanych szerokiemu zakresowi badań, takich jak obserwacje pod kątem sejsmicznym, wykrywanie uszkodzeń i ocena stanu konstrukcji. Wyniki sugerują, że stosowane dotychczas czujniki powinny być bardziej wytrzymałe i zdolne do nadmiernego obciążenia. Ponadto do skutecznego monitorowania masywnych konstrukcji zaleca się stosowanie czujników bezprzewodowych.

Również Polsce spotyka się coraz częściej obiekty ze stałym systemem monitoringu. Przykładowe rozwiązanie rozmieszczenia czujników na mostach pokazano na Rys. 16 (most przez San w Przemyślu) oraz na Rys. 17 (most Średnicowy w Warszawie) [37].

Pod wpływem podwyższenia wilgotności następuje utrata właściwości izolacyjnych. Wzrasta współczynnik przewodzenia ciepła, a co za tym idzie zwiększają się straty ciepła w budynku. Ponadto, w materiałach takich jak beton komórkowy, gips i anhydryt, pod wpływem wilgoci następuje zmniejszenie wytrzymałości mechanicznej materiału. Najbardziej niebezpieczny jest wpływ zawilgocenia na układ konstrukcyjny.

MONITORING KONSTRUKCJI

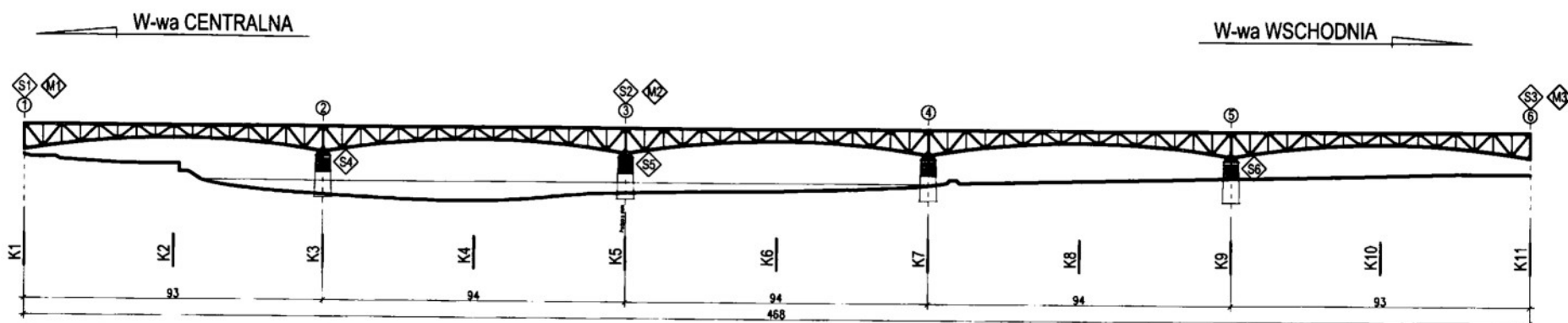


Legenda:

- ▲ (Ti) - TENSOMETRYCZNE PUNKTY POMIAROWE
- ▶ (Φi) - PUNKT POMIAROWY KĄTA OBROTU
- ↔ (Ai) - PUNKT POMIAROWY PRZYSPIESZEŃ
- ⊕ (Ai) - PUNKT POMIAROWY PRZYSPIESZEŃ WANTY
- (Fi) - PUNKT POMIAROWY SIŁY W WANTACH
- ⇒ (Ui) - PUNKT POMIAROWY PRZEMIESZCZEŃ

- Temp Ki - PUNKT POMIAROWY TEMPERATURY KONSTRUKCJI
- Temp pi - PUNKT POMIAROWY TEMPERATURY POWIETRZA
- ⊙ (Wi) - WIATROMIERZ, PUNKT POMIAROWY PRĘDKOŚCI I KIERUNKU WIATRU
- ☒ Opad pi - PUNKT POMIAROWY OPADU ATMOSFERYCZNEGO
- ⊕ (Pz) - PUNKT POMIAROWY ZWIERCIADŁA WODY

Rys. 16. Most przez San w Przemyślu. Rozmieszczenie punktów wymiarowych [37].



Punkty monitoringu konstrukcji:	K1, K2, ..., K11				
	PG	PD	K	S	Z
KP - czujnik do pomiaru przemieszczeń x, y, z	1	1	2	2	1
KK - czujnik do pomiaru przemieszczeń kątowych względem osi x, y, z	1	1	1	1	1
KA - czujnik do pomiaru przyspieszeń x, y, z	1	1	1	1	1
KO - czujnik do pomiaru odkształceń (tensometry)	1	1	1	1	1
KG - geodezyjny punkt pomiaru przemieszczeń x, y, z	1	1	1	1	1
KT - czujniki do pomiaru temperatury materiału konstrukcji	1	1	1	1	1

UWAGI:
 PG – pas górny
 PD – pas dolny
 K – krzyżulec
 S – słupek
 Z – zwiatrowania

Czujniki monitorujące otoczenie – środowisko konstrukcji:	S1	S2	S3	S4	S5	S6
ST - czujnik do pomiaru temperatury powietrza	+	+	+	+	+	+
SH - czujnik do pomiaru wilgotności względnej	+	+	+	+	+	+
SC - czujnik do pomiaru ciśnienia atmosferycznego	+	+	+	+	+	+
SR - wskaźnik punktu rosy	+	+	+	+	+	+
SW - czujnik do pomiaru kierunku i siły wiatru	+	+	+	+	+	+
SP - czujnik do pomiaru promieniowania/usłonecznienia	+	+	+	+	+	+
SO - czujnik określający opad atmosferyczny i jego ilość (deszcz, śnieg, grad)		+				
SF - punkt pomiarowy wysokości lustra wody (wodowskaz)				+	+	+
SV - czujnik do pomiaru szybkości przepływu wody, wielkości przepływu				+	+	+
SD - punkt dozoru wizyjnego	+	+	+	+	+	+

Rys. 17. Most Średnicowy w Warszawie. Schemat rozmieszczenia elementów systemu monitoringu [37].

Wilgoć powoduje korozję metalowych elementów budynku. Przemieszczając się w konstrukcjach murowych prowadzi do rozpuszczania substancji wiążących, obniżając przewidywaną nośność przegrody. Istotnym zjawiskiem jest również zwiększenie objętości wody podczas zamarzania, co prowadzi do degradacji elementów obiektu budowlanego na skutek cyklicznego zamarzania i odmarzania wody zawartej w porach i kapilarach. Nie zawsze możliwa jest bieżąca kontrola newralgicznych miejsc narażonych na niszczące działanie wody. Cataldo i in. [38] zaproponowali metodę znaną jako reflektometryczny pomiar wilgotności (TDR), wykorzystującą układ rozproszonych czujników, które osadzono na stałe w ścianie, podczas budowy lub renowacji budynku. Metoda ta pozwala nie tylko monitorować wilgotność wewnątrz przegrody [39], ale także ogólny stan zdrowia budynku SHM [38].

Grinzato i in. [40] wdrożyli monitoring wilgotności w czasie rzeczywistym zabytkowego budynku znajdującym się w Wenecji. Wykorzystali termografię do zbadania stanu wykończenia przegród i określenia niewidocznej struktury ścian.

2.4. BADANIA NIENISZCZĄCE

Odkrycie w 1895 r., a następnie pierwsze zastosowanie promieniowania X przez Wilhelma Conrada Roentgena uznaje się jako początek badań nieniszczących różnych organizmów i materiałów [41]. W kolejnych latach nastąpił gwałtowny rozwój tego kluczowego dla nowoczesnego przemysłu obszaru wiedzy. W 1893 r. wykorzystano do badań materiałów ultradźwięki. Wiedza na temat struktury i wad materiałowych, które można określić przy pomocy tego typu badań sprawiła, że rozpoczęto prace nad nowymi metodami wykorzystującymi zjawiska elektromagnetyczne, takie jak: prądy wirowe, magnetyczny strumień rozproszenia, szumy Barkhausena, czy przepływ prądu (tomografia impedancyjna) [42].

Niezawodność konstrukcji budowlanych zależy od nośności i efektów obciążeń. Nośność konstrukcji zależy między innymi od paramentów materiałowych. Zagrożenia, awarie i katastrofy często mają swoje źródło w złej jakości i trwałości materiałów.

Cechą konstrukcji budynków prefabrykowanych jest obecność w tarczach stropowych i ściennych złączy monolitycznych między elementami. Są to miejsca występowania potencjalnego zarysowania. Spójność przestrzenną budynku zapewniają prefabrykowane płyty połączone za pomocą wieńcy i zbrojenia podporowego w tarczach stropowych i ściennych. Są to miejsca podatne na działanie czynników generujących wady. Od tego na ile uda się

wykryć ich ewentualną obecności i określić lokalizację może zależeć bezpieczeństwo użytkownika budynku.

Konieczność działań diagnostycznych budynków wielkopłytowych może wynikać z kilku powodów:

- przepisów o utrzymaniu obiektów budowlanych i ich okresowych kontrolach,
- zmian wymagań normowych,
- wątpliwości użytkowników budynków dotyczące stanu technicznego budynków.

Podczas analizy diagnostycznej budynku stosuje się ocenę wizualną oraz wiele różnych metod badawczych wykorzystujących specjalistyczną aparaturę.

Ze względu na stopień ingerencji w konstrukcję można je podzielić na niszczące, seminieniszczące i nieniszczące [43]. Do badań niszczących pobierane są przeważnie próbki z elementów konstrukcji. W wyjątkowych sytuacjach zdarza się, że pobierane są do badań całe elementy. Cechą charakterystyczną badań seminieniszczących jest to, że podczas pobierania próbek dochodzi do niewielkiej, lokalnej ingerencji w strukturę materiału. Ponieważ często zdarza się, że ocenie należy poddać element lub cały budynek, w którym mieszkają ludzie, dlatego o ile to możliwe, stosowane są tak zwane metody nieniszczące – NDT (ang. non destructive testing). Obejmują one swym zakresem szereg działań, których głównym celem jest wykrycie ewentualnych wad i uzyskanie informacji na temat stanu materiału badanego elementu. Są one szeroko stosowane, ponieważ pozwalają na diagnostykę nie naruszając stanu konstrukcyjnego obiektu czy urządzenia. Przez długi czas badania nieniszczące wykorzystywane były głównie w takich branżach jak przemysł energetyczny, stoczniowy, badanie konstrukcji stalowych, czy w petrochemii. Obecnie z powodzeniem można badać nimi materiały niemetaliczne, takie jak różnego rodzaju laminaty, beton, polimery czy element elektroniczne. Wybór metody zależy od różnych czynników, między innymi od materiału z jakiego wykonany jest oceniany element, wymaganej dokładności badania czy warunków w jakich wykonywane jest badanie [44]. W zależności od zastosowanej technologii metody NDT może podzielić na:

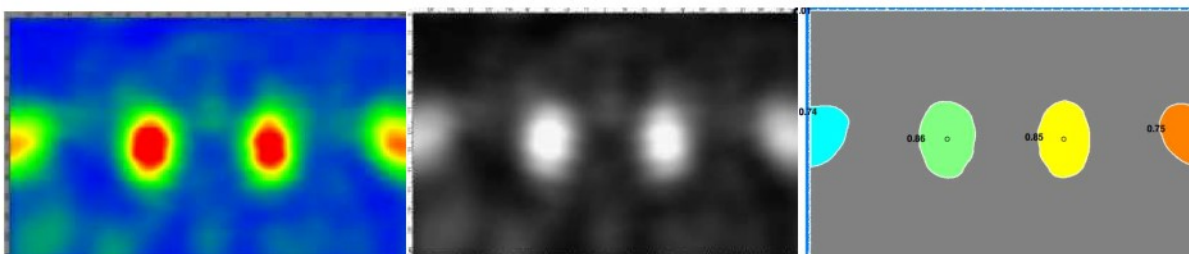
- badania radiograficzne (RT) – analogowe i cyfrowe,
- badania ultradźwiękowe (UT),
- badania wizualne (VT),
- badania identyfikacji materiału (PMI),
- badania prądami wirowymi (ET),
- badania twardości (HT),

- Badania magnetyczno-proszkowe (MT),
- Badania penetracyjne (PT).

W pracy [45] przedstawiono zestawienie metod nieniszczących wykorzystywanych w diagnostyce obiektów budowlanych (Rys. 20).

Celem przeprowadzenia badań diagnostycznych „in situ” elementów konstrukcyjnych wykonanych z żelbetu jest ocena [44]:

- wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie,
- jednorodności, raków i kawern w betonie,
- połączeń pomiędzy elementami betonowymi [46],
- połączeń pomiędzy betonem i zbrojeniem w węzłach (Rys. 18),
- sztywności i grubości elementów.

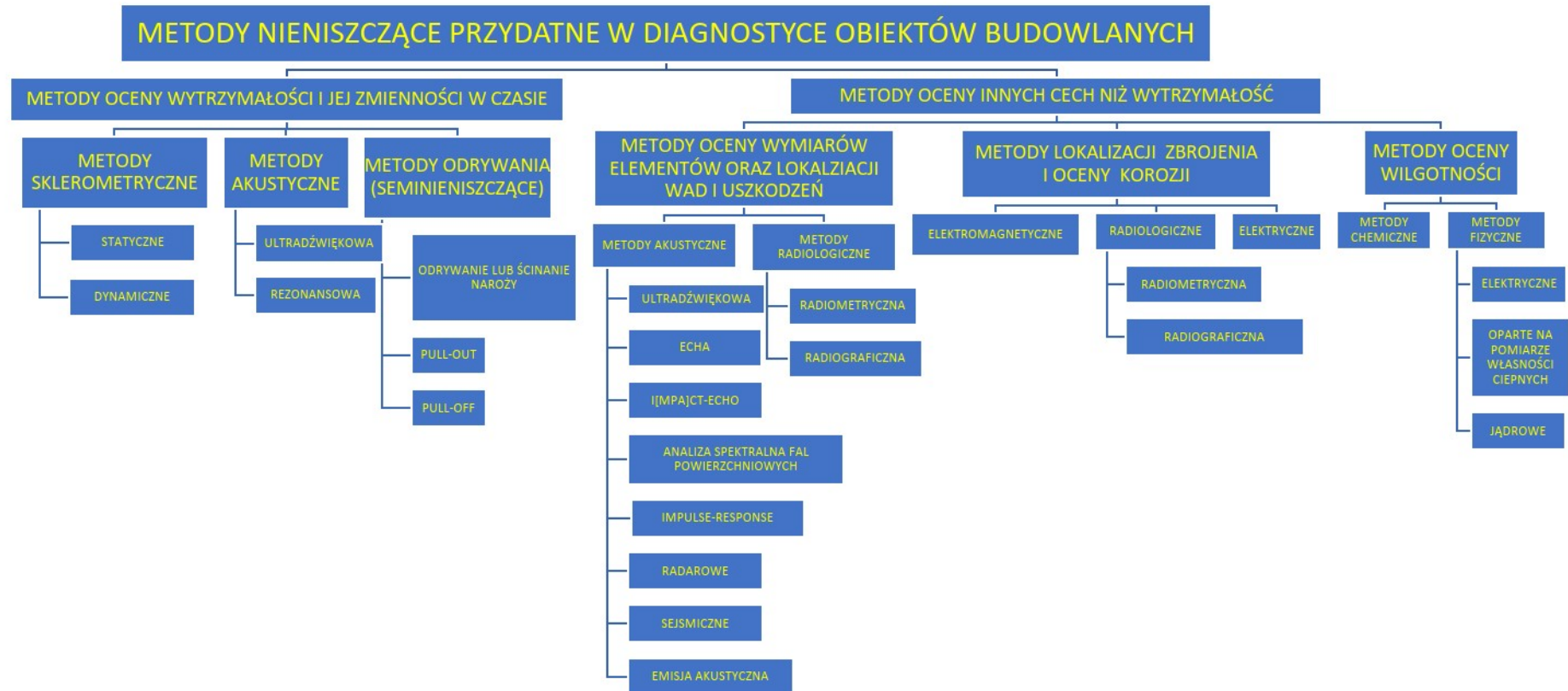


Rys. 18. Przykład badania ukazującego lokalizację zbrojenia [47].

W niektórych sytuacjach nie ma możliwości swobodnego dostępu do każdego miejsca na badanym elemencie. Ograniczenie takie może wynikać z obecności wody lub gruntu. Jako przykład można podać badania fundamentów, pali (Rys. 19) [48] kolektorów (Rys. 21) [49], posadzek [50], ścian garaży podziemnych, ścian tuneli [51] oraz różnych elementów konstrukcyjnych obiektów hydrotechnicznych [52]. Zestawienie nieniszczących metod akustycznych pozwalających na badanie elementów dostępnych jednostronnie, wraz z określeniem celu badania i metod stosowanych kompleksowo przedstawiono na Rys. 22 [43].



Rys. 19. Badanie ciągłości pali fundamentowych [48].



Rys. 20. Nieniszczące metody badań stosowane w diagnostyce obiektów budowlanych [45].

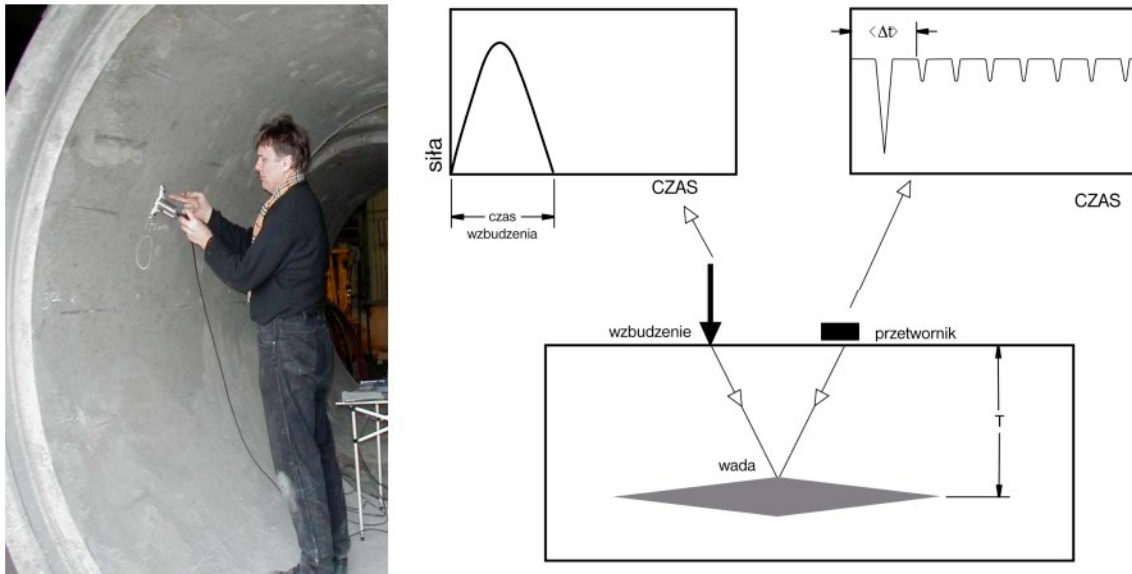
Sposób podejścia do badanego elementu zależy jest od zakresu posiadanych danych. Jeżeli dysponujemy informacjami na temat typu, lokalizacji, wielkości oraz intensywności wady, to stosunkowo łatwo można dobrać odpowiednią metodę do jej zbadania i przeanalizowania. Jeżeli nie posiadamy takich informacji, to najpierw należy wykonać badanie wstępne odpowiednio wybraną metodą i aparaturą. W kolejnym kroku na podstawie przeprowadzonej heurystycznie analizy otrzymanych rezultatów należy zastosować odpowiednią metodę, aparaturę i metodykę badań.

Schemat przedstawiony na Rys. 22 przygotowano na podstawie badań pięciu typu wad: nieprawidłowej grubości elementu, delaminacji, dużych pustek powietrznych, strefy makroniejednorodności betonu i rys. Każda z imperfekcji została podzielona na cztery grupy, które pozwoliły na określanie celowości użycia danej metody badawczej (tomografii ultradźwiękowej, Impact-echo, Impulse-response, tomografii ultradźwiękowej w połączeniu z Impact-echo, tomografii ultradźwiękowej w połączeniu z Impulse-response, Impact-echo w połączeniu z Impulse-response). Najmniej przydatnym układem okazało się połączenie tomografii ultradźwiękowej w połączeniu z Impulse-response. Metoda ta okazała się nieskuteczna w badaniu nieprawidłowych grubości elementu oraz rys. Problemem było też określenie intensywności delaminacji oraz stref makroniejednorodności betonu. Najwyższą skuteczność uzyskano stosując tomografię ultradźwiękową w połączeniu z Impact-echo. Ograniczeniem jest częściowa możliwość określenia intensywności delaminacji, strefy makroniejednorodności betonu oraz nieprawidłowej grubości elementu [43].

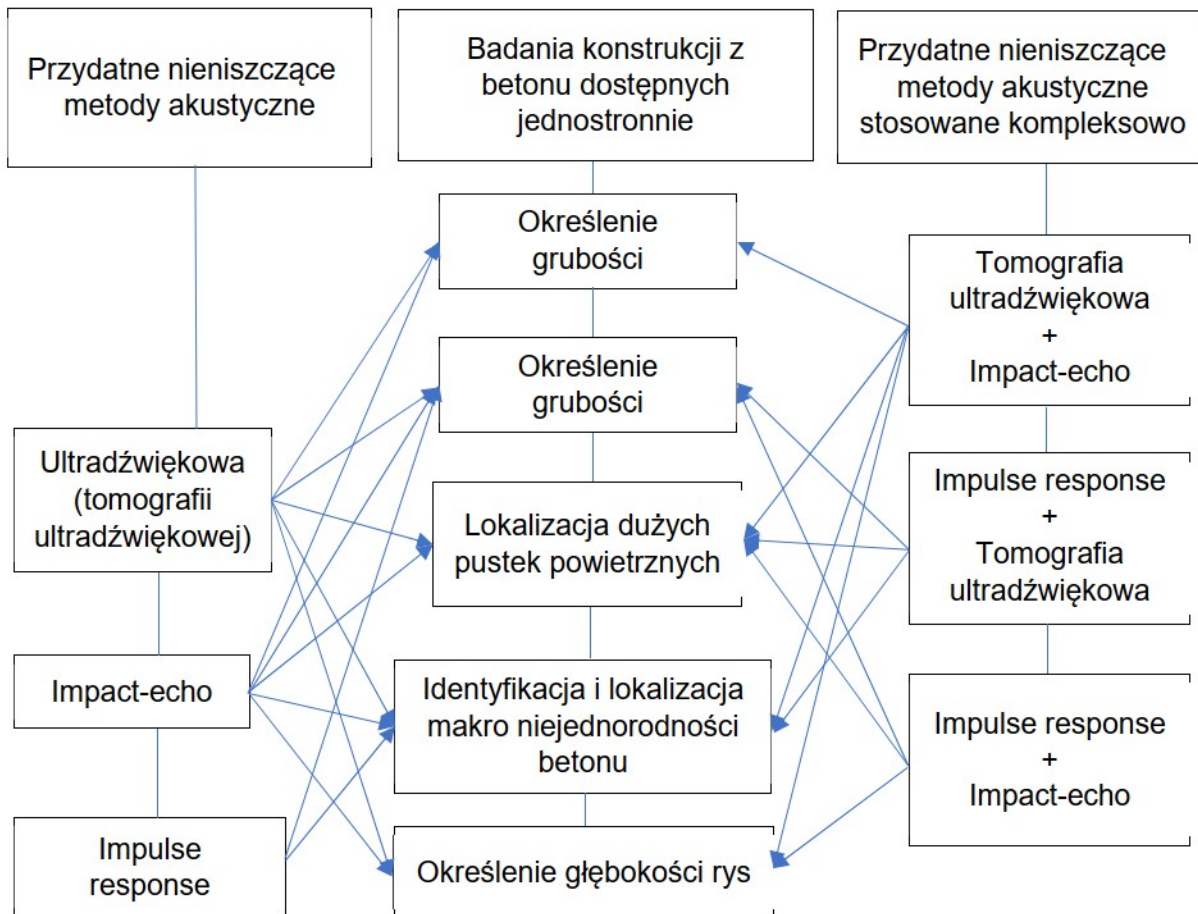
Metody akustyczne, to grupa metod bazujących na wprowadzona impulsowo fala ultradźwiękowa do badanego materiału za pomocą głowicy aparatu ultradźwiękowego. Fala może rozejść się w badanym obszarze bez przeszkód lub odbić się od powierzchni, styku wad i nierówności. Po dotarciu do głowicy i przetworzeniu w pamięci komputera połączonego z defektoskopem, otrzymywana jest informacja o czasie przejścia fali i jej amplitudzie.

Metoda echa polega na przyłożeniu głowicy nadawczej i odbiorczej do badanego elementu, po wcześniejszym przygotowaniu powierzchni elementu. Środek sprzęgający zapewnia zmniejszenie strat sygnału na wyjściu i wejściu poprzez prawidłowe przyleganie głowicy do badanego elementu. Pozwala ona na wykrycie i określenie lokalizacji pęknięć i pustek powietrznych w strukturze próbki/materiału.

Na Rys. 23 pokazano przebieg fali ultradźwiękowej w zależności od defektów występujących w strukturze materiału. Przy przejściu nr 1 fala przechodzi bez przeszkód. Czas przejścia przez strukturę materiału jest najkrótszy. Przy przejściu nr 2, nr 3 oraz nr 4 fala napotyka defekt materiału, który zaburza jej dotarcie najkrótszą drogą do głowicy odbiorczej.

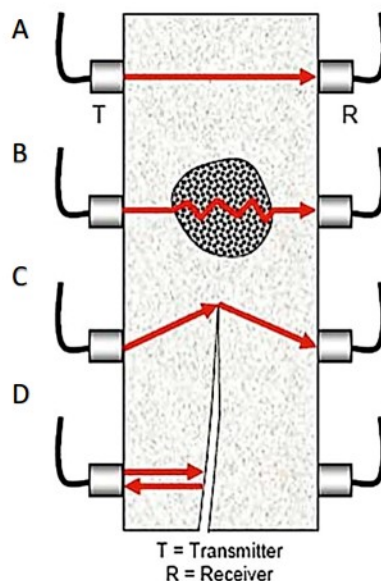


Rys. 21. (a) Badanie kolektora metodą Impact-Echo [49]; (b) Idea działania metody Impact-Echo [53].



Rys. 22. Zestawienie nowoczesnych nieniszczących metod akustycznych stosowanych w badaniu dostępnych jednostronnie konstrukcji betonowych [43].

W zależności od odczytu głowicy operator może wyciągnąć wnioski na temat struktury wewnątrz elementu/materiału.

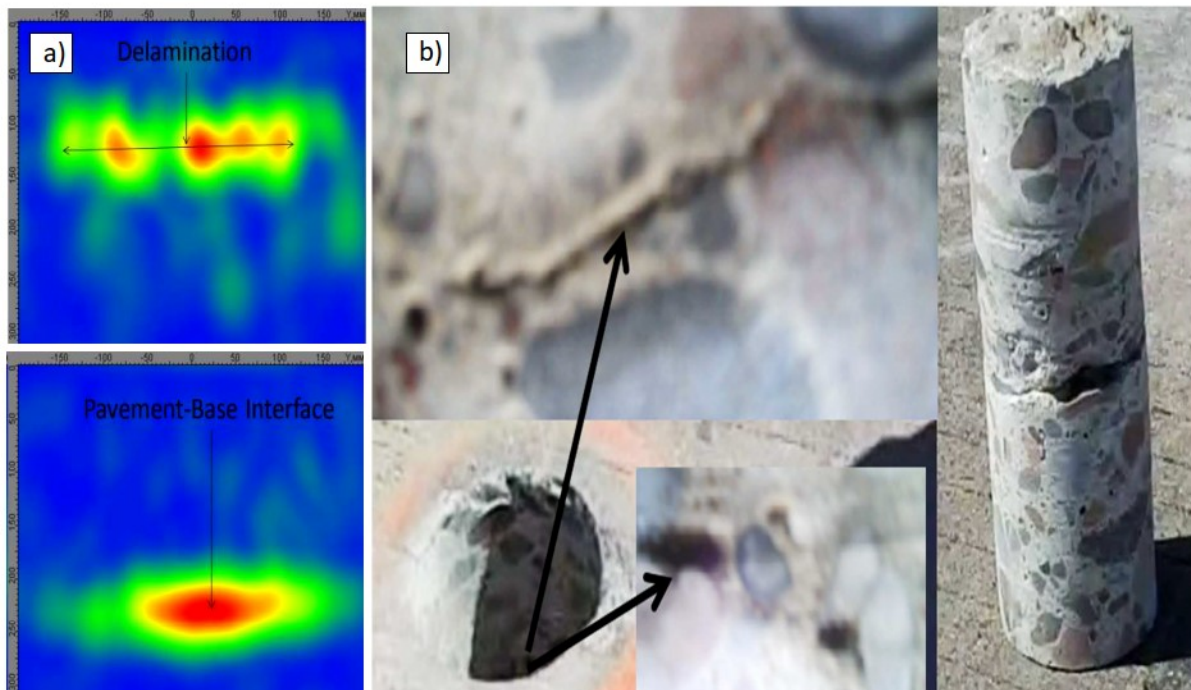


Rys. 23. Idea badania elementu betonowego zawierającego podstawowe wady [54].

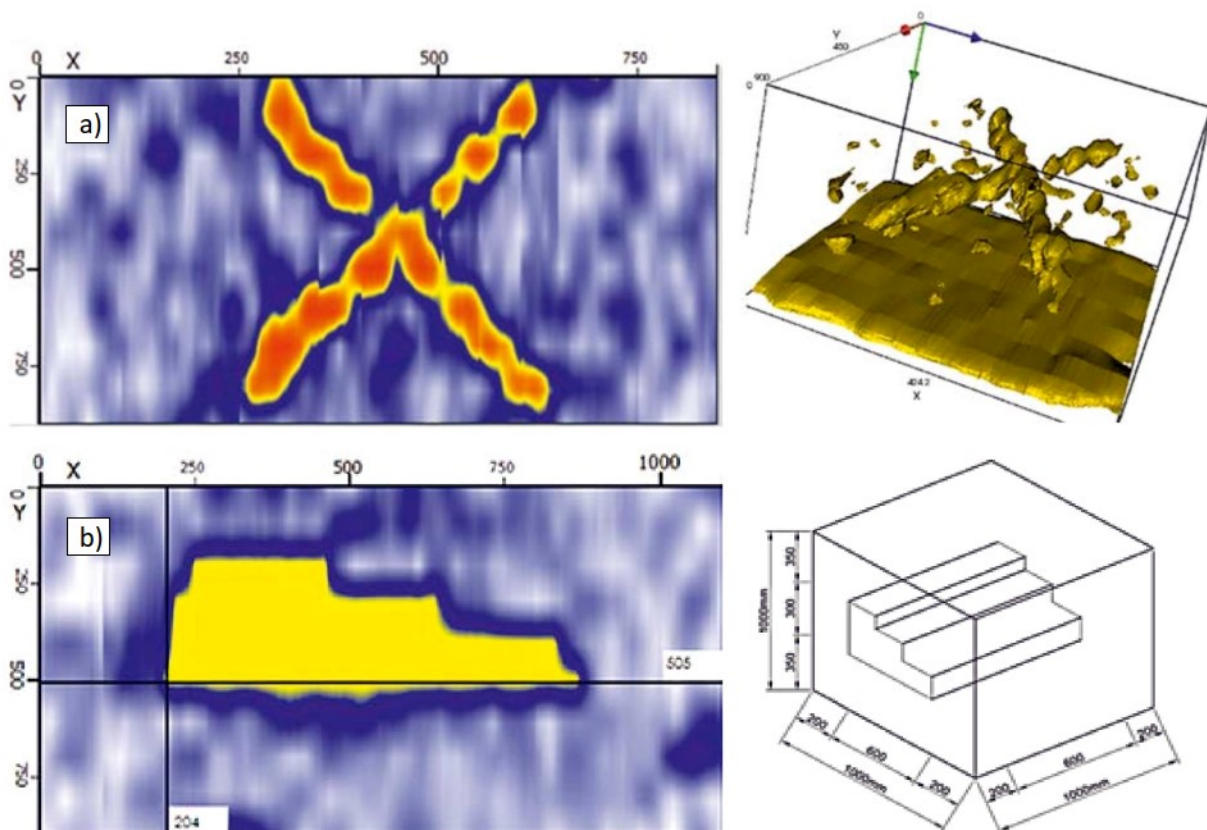
Wiele urządzeń wykorzystywanych w różnych technikach badań ultradźwiękowych bazuje na znacznie bardziej rozbudowanych zasadach generowania i przetwarzania sygnału, co pozwala na wykrycie i ocenę wielu wad materiałowych.

Jedną z metod, która w ostatnim czasie bardzo zyskała na popularności, jest tomografia ultradźwiękowa. Zasada jej działania również opiera się na propagacji fal sprężystych w badanym ośrodku. Głównym elementem urządzenia jest antena wielogłowicowa będąca źródłem wzbudzenia fali oraz jej odbierania i przetwarzania. Zawiera ona około kilkudziesięciu zintegrowanych przetworników będących głowicami ultradźwiękowymi. Badanie wykonuje się przesuwając tomograf w ściśle określonym kierunku według wcześniej ustalonej siatki linii [55].

Przykład efektów uzyskanych podczas badania tomografem ultradźwiękowym pokazano na rysunkach na Rys. 24 i Rys. 25 przedstawiono przykład badania ujawniającego rozwarstwienie i degradację oraz wykonane odwierty z miejsc zawierających wady potwierdzające ich występowanie [47]. Wyniki badań doświadczalnych próbek zawierających wcześniej wprowadzone wady przedstawiono na Rys. 25. Widoczny jest układ zbrojenia z siatką w warstwie dolnej oraz dwa skrzyżowane pręty w warstwie górnej. Rys. 25 b przedstawia wynik skanowania betonowej próbki sześcienniej zawierającej obiekt schodkowy wykonany z płyt styropianowych, zlokalizowany w połowie wysokości bloku [56].



Rys. 24. (a) Przykład badania ujawniającego rozwarstwienie i degradację. (b) Wykonane odwierty z miejsc zawierających wady [47].



Rys. 25. Wyniki otrzymane za pomocą tomografii ultradźwiękowej próbki zawierającej: (a) układ zbrojenia siatką w warstwie dolnej oraz dwoma skrzyżowanymi prętami w warstwie górnej (b) element schodkowy wykonany z płyt styropianowych zlokalizowany w połowie wysokości bloku [56].

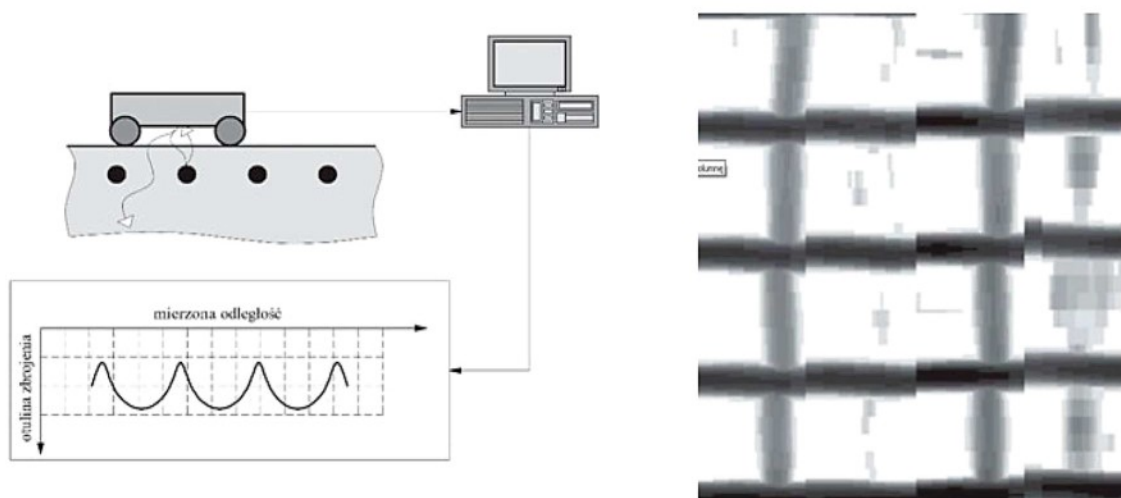
W trakcie eksploatacji obiektów budowlanych zdarza się, że zachodzi potrzeba diagnostyki konstrukcyjnej. Dokumentacja projektowa zaginęła albo jest częściowo zdekompletowana. W efekcie nie mamy miarodajnych informacji na temat układu konstrukcyjnego i jego nośności. Brak informacji na temat lokalizacji prętów zbrojeniowych, ich średnicy, wzajemnego położenia oraz otuliny prętów zbrojeniowych, utrudnia lub czasem uniemożliwia przeprowadzenie analizy ustroju konstrukcyjnego. W takiej sytuacji pomocne stają się badania nieniszczące.

Spośród metod pozwalających na uzyskanie informacji na temat zbrojenia elementu żelbetowego możemy wymienić:

- metody radiograficzne,
- metody elektromagnetyczne,
- metody radarowe,
- metody ultradźwiękowe.

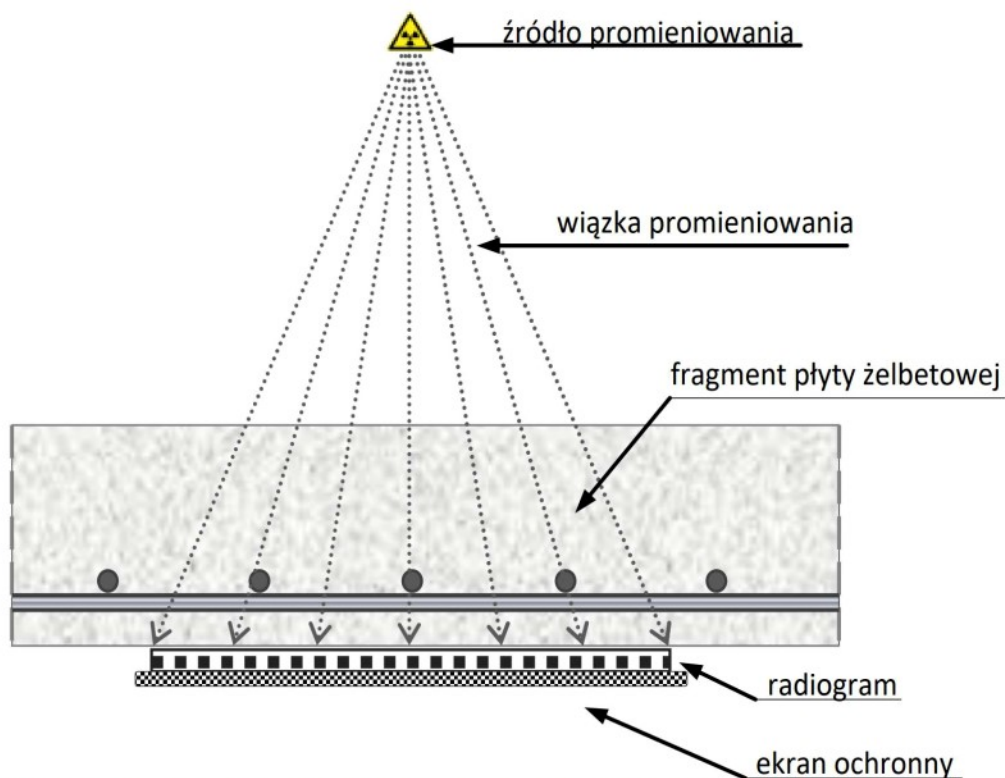
Jak przedstawiono powyżej metody ultradźwiękowe służą głównie do badania jednorodności betonu. Pewne rozwinięcia metod bazujących na wykorzystaniu fal ultradźwiękowych pozwalają co prawda uzyskać informacje na temat lokalizacji prętów zbrojeniowych, ale nie jesteśmy w stanie uzyskać informacji o średnicy prętów oraz o grubości ich otuliny [57] (Rys. 25).

Metody elektromagnetyczne opierają się na wykorzystaniu prądów wirowych, pomiaru zmian pola magnetycznego lub strumienia rozproszenia. Emitowana jest fala elektromagnetyczna w głąb konstrukcji, o częstotliwości z zakresu od krótkich do ultrakrótkich fal radiowych, która po odbiciu jest rejestrowana, a otrzymane dane są przetwarzane przez odpowiednie oprogramowanie (Rys. 26)



Rys. 26. Schemat przeprowadzenia badania metodą elektromagnetyczną (po lewej) oraz wynik badania po obróbce komputerowej otrzymanych danych z badania (po prawej) [58].

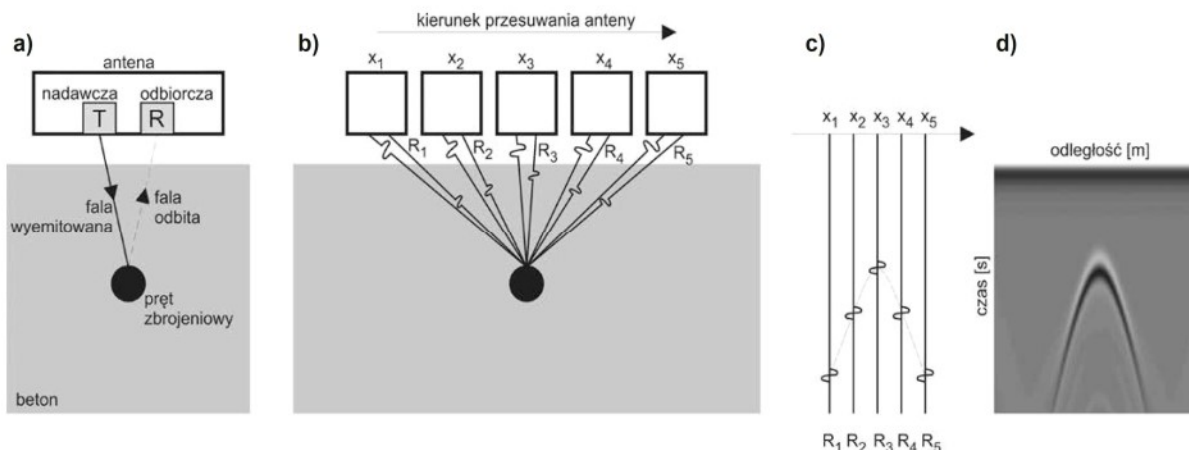
Metody radiograficzne należą do metod charakteryzujących się najwyższą dokładnością. Rejestracja obrazu na nośniku następuje pod wpływem emitowania promieniowania jonizującego ze źródła. Promienie przechodzą przez analizowany obszar i są utrwalane na nośniku, którym mogą być błony radiograficzne, płyty luminoforowe lub ekran komputera podłączony do urządzenia pomiarowego (Rys. 27).



Rys. 27. Schemat badania elementu żelbetowego metodą radiograficzną [57].

Metody radarowe opierają się emisji fali elektromagnetycznej, która w zależności od ośrodka, jaki napotka na swojej drodze, może przez niego po części przeniknąć, ulec rozproszeniu albo odbiciu. Zachowanie się fali zależne jest od właściwości dielektrycznych ośrodka, który napotka. Na podstawie sygnałów zarejestrowanych przez antenę zbiorczą powstaje falogram (Rys. 28). Metody te mają pewne ograniczenia w stosunku do opisanych wcześniej. Są uznawane za mniej dokładne oraz wymagają wstępnych pomiarów rozpoznawczych. Dużym utrudnieniem prowadzenia badań i interpretacji wyników jest brak zaleceń normowych. Nie jest możliwe ustalenie średnicy prętów zbrojeniowych a określenie grubości otuliny również nastęrcza wielu trudności [57], niemniej są przydatne w diagnostyce budynków wielkopłytowych (Rys. 29).

Badania nieniszczące mogą być stosowane nie tylko w nowoczesnych budynkach, ale także w zabytkowych. Przykładem może być badany XVI wieczny budynek w Izmirze w Turcji z czasów Imperium Osmańskiego [59].



Rys. 28. Schemat działania metody georadarowej: a) wykonanie pomiaru, b) wykonanie serii pomiarów podczas ruchu anteny, c) zapisy zarejestrowane przez georadar, d) wynik badania w postaci mapy georadarowej [60].



Rys. 29. (a) Pręty montażowe pozostawione z czasów budowy budynku prefabrykowanego, (b) Pomiar georadarem przestrzeni dylatacyjnej pomiędzy przegrodami pionowymi w budynku prefabrykowanym [61].

Przedstawione metody badań przy właściwym wykorzystaniu mogą stanowić cenne źródło wiedzy na temat badanych elementów. Należy przy tym pamiętać o ograniczeniach jakie są przypisane do każdej z metod. Przykładowo nie jesteśmy w stanie uzyskać informacji o wytrzymałości zastosowanej stali zbrojeniowej. Aby uzyskać takie informacje należy wykonać odkrywki i pobrać próbki do badań niszczących.

Chcąc określić wytrzymałość betonu w istniejącej konstrukcji, bez konieczności wykonywania odwiertów, można skorzystać z metody ultradźwiękowej lub sklerometrycznej [62]. Metody sklerometryczne stosowane są do oceny, w sposób pośredni, wytrzymałości i jednorodności betonu. Zasada działania sklerometru nie jest skomplikowana i polega na przeanalizowaniu wartości otrzymanych z dynamicznego uderzenia wglębniaka o określonej energii. Uzyskana podczas badania liczba odbicia – R skorelowana jest z wytrzymałością betonu na ściskanie (f_c). Znając jej wartość możemy wyznaczyć wytrzymałość betonu na

ściskanie, korzystając z zależności empirycznej dla młotków Schmidta określonego typu (L lub N).

Metoda ta umożliwia w krótkim czasie wykonanie dużej liczby pomiarów, dzięki czemu nadaje się do oceny jednorodności przypowierzchniowej warstwy betonu. W zależności od energii uderzenia użytego młotka zasięg oddziaływania w głąb betonu wynosi od 3 cm (typ N) do 10 cm (typ M). Tak niewielka głębokość sprawia, że jest to metoda przeznaczona do badania tylko przypowierzchniowej warstwy betonu.

Do metod optycznych możemy zaliczyć te, które wymagają korzystania z aparatury badawczej w postaci endoskopu lub boroskopu. Szczególnie przydatne w połączeniu z wykonaniem odkrywek (metoda niszcząca), pozwalających na dostęp do pustych przestrzeni występujących w materiale [63].

2.5. BADANIA NISZCZĄCE I SEMINISZCZĄCE

Metody niszczące, mają na celu bezpośrednio określenie wytrzymałości betonu na ściskanie przy użyciu maszyny wytrzymałościowej w laboratorium Rys. 30. Badanie polega na pobraniu próbek rdzeniowych, przygotowaniu ich do badań, oznaczeniu wytrzymałości na ściskanie oraz opracowaniu zestawienia wyników badań wytrzymałości wraz z opracowaniem raportu [64] [65].



Rys. 30. Przygotowanie próbki oraz przeprowadzenie badania wytrzymałości na ściskanie [66].

Metody, które można umiejscowić pomiędzy badaniami niszczącymi i nieniszczącymi są to metody seminiszczące. Charakteryzują się niewielką ingerencją w strukturę materiału powodując lokalne, niewielkie zniszczenia. Zaliczamy do nich między innymi [67]:

- pull-out, polegającą na wyrywaniu kotew osadzonych w stwardniałym betonie [68],

- pull-off, w której odrywane są krążki przyklejone do powierzchni stwardniałego betonu,
- lock-out, polegającą na wrywaniu kotew, które zostały umieszczone w konstrukcji przed jej zabetonowaniem,
- break-off, w której następuje wyłamywanie bloków betonowych w kształcie walca, powstałych po nawierceniu wiertnicą.

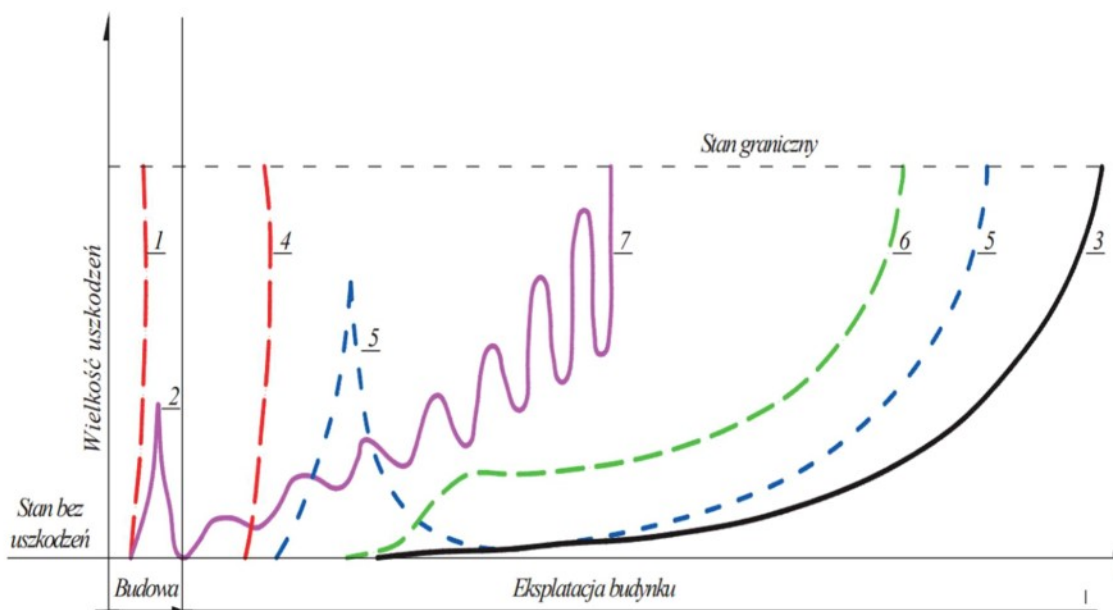
2.6. ŹRÓDŁA I RODZAJE DEFEKTÓW

Duży udział budownictwa wielkopłytkowego w zasobach mieszkaniowych Polski, ich zróżnicowany stan techniczny, zmieniające się normy i przepisy oraz rosnące obawy społeczne o bezpieczeństwo budynków wzniesionych kilkadziesiąt lat temu w tej technologii, spowodowały gwałtowny wzrost publikacji poruszających te zagadnienia [10] [14] [69] [70] [71] [72] [73] [74] [75] [76] [77] [78] [79] [80]. Schemat możliwych uszkodzeń/defektów budynku wykonanego w technologii uprzemysłowionej przedstawiono na Rys. 31.

Istotnym elementem zapewniającym integralność i spójność ustroju konstrukcyjnego budynków wielkopłytkowych są połączenia między wielkogabarytowymi elementami prefabrykowanymi. W okresie wznoszenia budynków prowadzono szereg prac naukowo-badawczych, ukierunkowanych na poprawę jakości tych złączy i eliminowanie możliwości nieprawidłowego ich wykonania [81] [82] [83] [84] [85] [86] [87]. W miejscach połączenia elementów wprowadzano kolejne modyfikacje - pomimo tego, złącza nadal pozostawały miejscem wrażliwym w aspekcie ich pracy w przestrzennym ustroju nośnym. Występujące dodatkowo nieszczelności złączy oraz inne wady wykonawcze, stanowiły źródła pojawiających się wątpliwości, które dotyczyły właściwego stanu technicznego budynków wielkopłytkowych, zapewniającego bezpieczną eksploatację.

Spośród zasadniczych przyczyn powstawania defektów w systemie Wk-70 można wymienić [11] [72]:

- etap projektowania - nieuwzględnienie rzeczywistych tolerancji w produkcji elementów,
- etap produkcji – niedobory zbrojenia, zła jakość betonu, wadliwe jego zagęszczenie i nieprawidłowa pielęgnacja, uszkodzenie prefabrykatów,
- etap transportu i składowania - uszkodzenia mechaniczne,
- etap montażu – odchyłki montażowe i wadliwa rektyfikacja, wadliwe wykonanie zbrojenia i spawów montażowych, nieodpowiednia grubość zaprawy w tzw. podlewach, montaż obiektów w nieodpowiednich warunkach atmosferycznych.



Rys. 31. Schematy możliwych uszkodzeń budynku wykonanego w technologii uprzemysłowionej [73]:
 1) zniszczenie całej konstrukcji w czasie budowy (katastrofa),
 2) uszkodzenie fragmentu konstrukcji w czasie budowy – dalsza realizacja obiektu możliwa po jego usunięciu,
 3) prawidłowo zmieniający się stan konstrukcji, wyłącznie na skutek naturalnego zużycia, przedłużany przez prawidłową konserwację,
 4) awaria całej konstrukcji w czasie eksploatacji,
 5) uszkodzenie fragmentu konstrukcji w czasie eksploatacji – dalsza eksploatacja obiektu możliwa po jego usunięciu,
 6) uszkodzenie w czasie eksploatacji (stabilizacja w dowolnym czasie).

Zastosowane materiały, sposób produkcji, rodzaje połączeń, geometria i wymiary elementów sprawiają, że budynki w technologii wielkopłytywowej posiadają cechy odróżniające je od budynków wznoszonych w sposób tradycyjny. Oprócz typowych problemów mogących wystąpić podczas budowy i eksploatacji w budynkach z elementów prefabrykowanych występują usterki i uszkodzenia, które są związane ze specyfiką tego typu budownictwa (Rys. 32).



Rys. 32. Przyczyny i rodzaje uszkodzeń w budynkach wznoszonych metodami uprzemysłowionymi [15].

Błędy powstające w fazie projektowania głównie spowodowane były słabą znajomością zasad, którymi należy kierować się przy projektowaniu budynków bazujących na metodach uprzemysłowionych [88]. Wykonywanie budynków w technologii tradycyjnej pozwala zgubić pewne niedoskonałości wymiarowe podczas murowania i wyrównywania zaprawą kolejnych warstw, natomiast w technologii wielkopłytywnej, bardzo ważne było ustalenie dopuszczalnych tolerancji wymiarów prefabrykatów oraz warunków ich montażu. Od tego zależały między innymi luzy w węzłach i spoinach, głębokość oparcia płyt stropowych, poprawny montaż elementów prefabrykowanych i w konsekwencji jakość wykonanych połączeń. Na wielkość luzów wpływ miał typ połączenia, który przyjął projektant, parametry materiałowe elementów składowych oraz warunki niezbędne do wykonania połączenia. Technologia wielkopłytyowa pozwalała na szybkie wznoszenie budynków, ale wymagała od uczestników tego procesu ścisłego przestrzegania wytycznych narzuconych w projekcie. Na różnych etapach budowy mogło dochodzić do powstawania błędów, które były trudne lub niemożliwe do wyeliminowania w trakcie dalszych prac. Dlatego tak ważne jest określenie dopuszczalnych tolerancji na poszczególnych etapach, takich jak: wyznaczanie bazy pomiarowej, określenie osi elementów konstrukcyjnych, przenoszenie punktów pomiarowych pomiędzy elementami oraz poziomowanie i pionowanie montowanych elementów. W początkowym okresie istnienia technologii wielkopłytywnej brakowało niezbędnego w budownictwie doświadczenia. W związku z tym, projektanci przyjmowali wymiary spoin na podstawie założeń teoretycznych, a wykonawcy nie zawsze byli w stanie wykonać je w założony sposób. W konsekwencji rzeczywiste wymiary odbiegały od tych, które były podane w projekcie. Większe zużycie materiałów i nieprawidłowy montaż powodowały powstawanie szeregu wad mających wpływ na stan techniczny i użytkowy wznoszonych budynków. Dużym problemem był też dobór nieodpowiednich materiałów. Brak wiedzy na temat parametrów materiałowych, trudności w ich dostępności w połączeniu z błędnymi rozwiązaniami projektowymi prowadziły do przenikania wody, przemarzania przegród, korozji i w konsekwencji uszkodzeń większych elementów budynku.

Podczas produkcji i transportu elementów prefabrykowanych dochodziło nieraz do zaniedbań na wielu płaszczyznach: wady materiałowe, zła jakość produkowanych elementów [89], uszkodzenia podczas składowania i transportu. Wśród przyczyn obniżonej jakości betonu wymienić można niską jakość używanego kruszywa, stosowanie zmiennego uziarnienia i wilgotności, stosowanie niewłaściwych receptur oraz nadmierne dodawanie wody dla poprawy urabialności mieszanki [84] [90].

Prawidłowo przeprowadzony etap wibrowania betonu pozwala na usunięcie powietrza i gazów powstałych podczas reakcji składników oraz właściwe otulenie zbrojenia mieszanką betonową. Dzięki temu można uzyskać założone parametry. Podczas wykonywania elementów prefabrykowanych często nie przestrzegano odpowiedniego reżimu produkcyjnego. Etap zagęszczania betonu traktowany był po macoszemu lub całkowicie pomijany. Część z używanych form była wiotka co powodowało deformację prefabrykatów, dyskwalifikując ich w budowanie. Do problemów jakie pojawiały się na etapie formowania elementów zaliczamy: złą jakość form i ich zamków, niewystarczającą sztywność i wysoki poziom zużycia metalowych elementów. Nieprawidłowe składowanie świeżych prefabrykatów w wadliwie podpartych stosach skutkowało powstawaniem deformacji w postaci ugięć i zwichrowania płyt. Nałożenie się kilku z wymienionych czynników powodowało występowanie wysokich odchylek wymiarowych i błędów kształtu. Próba montażu takich elementów nastęrczała wiele problemów wykonawcom i przyczyniała się do generowania kolejnych rozbieżności z projektem [15] [83].

Niedobór materiałów sprawiał, że odbiór transportów na placu budowy ograniczał się do zgodności liczby dostarczonych elementów z pominięciem kontroli jakościowej.

Pojawienie się technologii wielkiej płyty wymusiło na osobach związanych z branżą budowlaną konieczność zdobycia w tym zakresie nowej wiedzy. Dotychczasowy sposób wytwarzania, montażu i kontroli był zupełnie inny niż wymagała tego nowa technologia. Z powodu braku doświadczenia w początkowym okresie dochodziło do błędów, których częstotliwość występowania była wprost proporcjonalna do udziału osób o niskich kwalifikacjach. Brakowało osób mogących zweryfikować poprawność połączeń w węzłach, jakość wypełnienia spoin czy dokładność montażu [91] [92]. Konsekwencją tych zaniedbań były między innymi takie wady jak: niezabetonowane węzły pionowe, skorodowane połączenia w węzłach, czy wadliwe zabetonowanie wieńców [84].

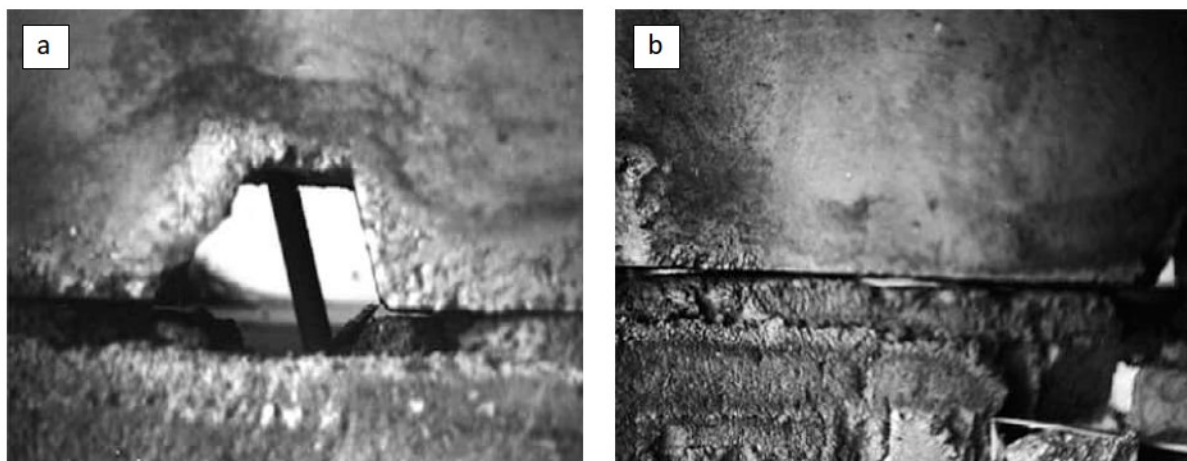
Mimo, że projekty zakładały osiowy montaż prefabrykatów, to bardzo często były one montowane zgodnie z ich krawędzią. W gotowym budynku przesunięcia od prawidłowego położenia dochodziły w pionie do 10 cm, w poziomie do 20 cm, odchylenia od pionu ścian w obrębie kondygnacji do 6 cm, a przesunięcia ścian nośnych pomiędzy kondygnacjami wynosiło nawet do 7,5 cm [15] [83] [91]. Takie błędy pociągają za sobą kolejne problemy związane z nieprawidłową geometrią spoin, błędnym ukształtowaniem węzłów, co z kolei przekłada się na obniżenie bezpieczeństwa konstrukcji.

Niedokładne wykonanie obróbek blacharskich powodowało, że penetrująca woda przedostawała się w różne miejsca konstrukcji powodując korozję i obniżenie izolacyjności przegród zewnętrznych. Częstym problemem było niedokładne i niechlujne wykonywanie złączy elementów prefabrykowanych. Zdarzały się przypadki, w których: brakowało zbrojenia; w złączach występowały pustki rzędu 30-50% przekroju poprzecznego; zbrojenie nie było połączone w odpowiedni sposób [90].

Odległość pomiędzy płytami ściennymi (dla systemu Wk-70) wymagana do zachowania w złączu podczas montażu budynku wynosiła 5 mm. Niestety wartość ta była często przekraczana, dochodząc nawet do 60 - 80 mm [84]. Zgodnie z *Instrukcją kontroli dokładności wykonania i montażu prefabrykatów wielkowymiarowych*, wydaną przez Instytut Techniki Budowlanej, dopuszczalne odchyłki montażu stropów i ścian wynoszą ± 10 mm [93].

Wyróżniamy dwie metody montażu prefabrykatów: montaż swobodny i wymuszony. W metodzie montażu swobodnego elementy prefabrykatów ustawiane są według wcześniej określonych linii. Dopuszcza ona pewne niewielkie przesunięcia elementów w pionie i poziomie od zakładanych wytycznych. Efekt końcowy w dużej mierze zależy od dokładności pracy pracowników. Montaż wymuszony jest bardziej pracochłonny, ale za to pozwala uzyskać oczekiwane efekty pod warunkiem wykorzystania dobrej jakości prefabrykatów oraz skorzystania z doświadczenia wykwalifikowanej ekipy montażowej. Wymaga uprzedniego zabetonowania trzpieni i gniazd rektyfikacyjnych w elementach podczas ich wytwarzania w zakładzie prefabrykacji. To one odpowiadały za osiowe i pionowe wbudowane w granicach ustalonych, minimalnych tolerancji. Odpowiednie położenie płyt uzyskiwano za pomocą manipulacji śrub rektyfikacyjnych. W metodzie tej, do osiągnięcia dużej dokładności niezbędne było korzystanie z instrumentów geodezyjnych [84].

Śruby rektyfikacyjne, które odpowiadały za uzyskanie odpowiedniej geometrii budynku podczas jego montażu były nierzadko przyginane za pomocą kilku silnych uderzeń młota (Rys. 33) [82] [94]. Przyczyna była dość prozaiczna. Źle osadzone śruby wymagały poświęcenia dodatkowego czasu na uzyskanie prawidłowego połączenia. Ponadto, w poszczególnych systemach dla złożenia budynku o tych samych wymiarach potrzebna była różna liczba elementów. Przykładowo system OWT wymagał najmniejszej liczby a systemem, który wymagał największej liczby był WK-70. W skrajnym przypadkach te różnice wynosiły nawet 25%. Przekładało się to na dłuższy czas montażu stanu surowego budynku. Do systemów, w których stosowano montaż wymuszony zaliczamy „Szczecin”, W-70 i Wk-70.



Rys. 33. Przykłady nieprawidłowego montażu elementów prefabrykowanych: (a) skrzywiona śruba rektyfikacyjna (b) nieprawidłowe wypełnienie szczeliny między elementami ściennymi [94].

Badania konstrukcji przedstawione w pracy [95] wykazały wiele nieprawidłowości w zakresie wykonawstwa. Pod uwagę wzięto grupę 10 budynków mieszkalnych wzniesionych przez trzech różnych wykonawców w systemie W-70. Ocenie poddano całe budynki, w tym 2357 złączy konstrukcyjnych. Na podstawie wykonanych odkrywek i oględzin zaobserwowano wady (Rys. 34), które dla usystematyzowania podzielono według poniższych kryteriów:

A. Uszkodzenia widoczne od strony zewnętrznej budynku:

1. Uszkodzenia występujące w płytach ściennych i ich złączach.
2. Uszkodzenia balkonów i wejść do budynków.

B. Uszkodzenia występujące wewnątrz budynku:

1. Uszkodzenia w elementach ściennych i ich złączach.
2. Uszkodzenia stropów.
3. Inne uszkodzenia.

Jako podstawowe wady wykonawcze wskazano:

- niewykonanie lub złe zabetonowanie wieńca w dolnym złączu poziomym,
- niezwolnienie nakrętek śrub rektyfikacyjnych,
- złącza pionowe nie zostały w pełni wypełnione betonem (niedostateczne zagęszczenie),
- zła jakość betonu w złączach.

Otrzymane wyniki wskazują, że problem uszkodzeń złączy powstałych w wyniku wad wykonawczych również może być statystycznie istotny.

W roku 1975 na podstawie wniosków nadzoru wdrożeniowego systemu technologicznego budownictwa wielkopłytowego opracowano „Katalog wad produkcyjnych prefabrykatów i częstych wad wykonawstwa budynków Wk-70” [83]. Każda karta zawierała opis różnego rodzaju wady produkcyjnej prefabrykatów lub wykonawczej budynków z określeniem

przyczyny jej powstania. Opisano konsekwencje jakie powoduje oraz zakres rekomendowanych działań, w celu uniknięcia powstania danej wady. Dołączono oznaczenia graficzne wad lub szkice nieprawidłowych realizacji. Dla lepszego zrozumienia omawianych zagadnień dołączono również szkice prawidłowych realizacji prefabrykatów lub detali konstrukcyjnych budynku. Część wad powtarza się w wielu publikacjach i zostały już one poruszone w poprzedniej części rozprawy. Warto wspomnieć o innych, które występowały na tyle często, że postanowiono umieścić je we wspomnianym Katalogu. Przykładowo wadliwa stabilizacja pętli zbrojenia w obrzeżach płyt stropowych, polegająca na wtopieniu lub wsunięciu w górę pętli znacząco utrudniała, a w skrajnych przypadkach uniemożliwiała montaż ścian. Nieprawidłowa geometria nie pozwalała na założenie zbrojenia spiralnego. Wyginanie za pomocą uderzeń młota pętli zbrojenia nie zawsze przynosiło oczekiwane rezultaty.



Rys. 34. Przykładowe uszkodzenia budynku przedstawione w pracy [95].

Istotną wadą z punktu widzenia pracy konstrukcji jest niedokładne osadzenie elementów ścian nośnych na wieńcu betonowym. Wady te były spowodowane niestarannym wypełnieniem złącza poziomego betonem (brak lub niestaranne zawibrowanie mieszanki betonowej) lub nawet ukrywaniem wady wypełnienia złącza przez zamaskowanie zaprawą styku prefabrykatów ściennych i stropowych.

Do pozostałych błędów wymienionych w Katalogu należą między innymi:

- niedokładne wykonanie ociepleń wieńców ścian zewnętrznych piwnicznych styropianem skutkujące przemarzaniem złącza;
- skrzywione lub zbyt głęboko wtopione śruby rektyfikacyjne;
- brak płaskownika we wnęce rektyfikacyjnej elementu górnego ściany nośnej, w efekcie następowało wykruszenie betonu w strefie oparcia elementu na nakrętkę śruby, (powiększające się zagłębienie prowadziło do zwiększania wartości odchyłek montażowych);
- nierównomierne rozłożenie warstwy wełny mineralnej w elementach wielowarstwowych, powodujące powstawanie mostków termicznych;
- niedokładne rozmieszczenia dwudzielnych śrub rektyfikacyjnych w wieńcach stropu;
- krzywe otwory drzwiowe i brak wtopionych w ościeża drewnianych kołków montażowych do mocowania futryn;
- montaż elementów wentylacyjnych nierównoległy z montażem kondygnacji budynku;
- wykorzystywanie podczas montażu elementów uszkodzonych;
- wadliwe montowanie stolarki okiennej i niewłaściwe uszczelnianie pakułami;
- montaż wewnętrznych, elektrycznych linii zasilających nierównoległy z montażem budynku (zalecenie: brygady montażowe uzupełnić o elektryka);
- nieprawidłowa izolacja termiczna stropów nad najwyższą kondygnacją;
- niestaranne wykończenie nad loggiami dostawianymi;
- brak spadków na loggiach;
- brak obróbek blacharskich stropów loggii;
- zaklejenie skrzyżowania spoin poziomych i pionowych w ścianach zewnętrznych kitem trwale plastycznym;
- brak uszczelki pionowych w złączach pionowych ścian;
- szereg innych wad związanych ze złą izolacją termiczną (lub jej brakiem).

Szybki rozwój budownictwa wymusił konieczność opracowania nowych rozwiązań materiałowych. Ponieważ część z nich nie została dokładnie przebadana po pewnym czasie pojawiały się wady spowodowane ich niewłaściwym doborem. Jako nietrafione rozwiązania można wymienić: stosowanie zbyt cienkiej warstwy szkła piankowego i uszczelnianie spoin sznurem smołowanym [15].

Nie bez znaczenia dla stanu technicznego miała też odpowiednia eksploatacja i konserwacja budynku. Drobne usterki, jeżeli nie są usuwane na czas mogą powodować powstawanie większych uszkodzeń. Zaniedbanie narastających problemów z wentylacją może prowadzić do pojawienia się pleśni i grzybów.

Poza wymienionymi powyżej należy wspomnieć o tych przyczynach uszkodzeń, które mogą wystąpić we wszystkich typach konstrukcji budynków, zaliczamy do nich:

- agresywne działanie środowiska zewnętrznego,
- działanie klęsk żywiołowych,
- wystąpienie katastrof budowlanych,
- oddziaływanie wilgoci i wody na konstrukcje budowlane,
- wstrząsy i drgania,
- osiadanie gruntu i fundamentów,
- wpływ temperatury i skurcz materiałów.

Dużym problemem są uszkodzenia różnego typu elementów mocujących. Ze względu na braki materiałowe powodujące stosowanie niewłaściwych gatunków stali łączników w konstrukcjach wielkopłytkowych z lat 60-80 ubiegłego wieku, pojawił się problem z trwałością ścian osłonowych [96] [97] [98] [99] [100] [101] [102] [103]. Łączniki nie biorą udziału w przenoszeniu obciążeń i w związku z tym ich awaria nie stanowi zagrożenia dla konstrukcji budynku. Jednak spadające z dużej wysokości elementy mogą być realnym zagrożeniem dla osób znajdujących się w pobliżu. Obniżenie bezpieczeństwa łącznika może być spowodowane przez pęknięcia korozyjne stali oraz ryzyko odpadania warstwy fakturowej.

Jednym z możliwych defektów złączy są tzw. „raki” w betonie, czyli puste przestrzenie w strukturze wypełnienia (Rys. 35) mogą być one zlokalizowane przy powierzchni lub wewnątrz elementu konstrukcyjnego [71], [104]. Raki powodują obniżenie sztywności i nośności złącza, a w konsekwencji innych elementów konstrukcyjnych. W sytuacjach, gdy dochodzi do odsłonięcia zbrojenia i bezpośredniego oddziaływania agresywnych czynników zewnętrznych, powstaje również zagrożenie korozyjne stali zbrojeniowej i obniżenie trwałości połączenia [71].



Rys. 35. Przykłady praktyczne występowania niejednorodności struktury wypełnienia złączy (tzw. „raków”) uzyskane z badań istniejących złączy konstrukcyjnych budynków wybudowanych w systemie Wk-70 (widok z kamery inspekcyjnej) [25].

Wraz z upływem czasu budynek traci swoją pierwotną wartość użytkową, której zmniejszenie można analizować z punktu widzenia technicznego [105] i funkcjonalnego. Niewystarczająca wielkość mieszkań lub pomieszczeń, ich układ funkcjonalny, wielkość otworów okiennych, szerokość korytarzy, rozwiązania techniczne z czasem stają się niewystarczające dla zaspokojenia stale zmieniających się potrzeb społeczeństwa. Zużycia funkcjonalnego budynku nie można zatrzymać ani cofnąć za pomocą remontu lub wymiany elementów składowych, jedynym rozwiązaniem jest wykonanie modernizacji. Należy jednak pamiętać, że obiekty wznoszone metodami uprzemysłowionymi, ze względu na specyfikę konstrukcji, są na nią mało podatne. Jest to ogólna cecha wszystkich systemów, niezależnie od okresu w jakim powstały.

Wszystkie budynki podlegają stopniowej i naturalnej degradacji [105]. Poziom obniżenia wartości użytkowej zależy od stopnia zużycia technicznego i zależy od zaniedbań na etapie projektowym, wykonawczym oraz bieżącej konserwacji. Zużycie techniczne można zmniejszyć przez naprawę lub wymianę zniszczonych elementów. Należy je rozpatrywać jako funkcję zużycia elementów konstrukcyjnych, wykończeniowych, wyposażenia i instalacji. Zagadnienia mające na celu określenie technicznych możliwości modernizacji budynków z wielkiej płyty są tematem wielu publikacji [10] [70] [97] [98] [104] [106] [107] [108] [109] [109] [110] [13] [111] [112].

Zmieniające się normy, standardy oraz oczekiwania użytkowników sprawiły, że budynki z wielkiej płyty nie spełniają obecnych wymagań. W związku z tym część z nich podczas remontów mieszkań dokonuje zmian w ich obrębie, aby zapewnić sobie oczekiwany standard. Niestety, często wiąże się to z tym, że wykonywane są nowe otwory w ścianach nośnych bez uzyskania stosownego projektu konstrukcji nie mówiąc już o wymaganych prawem

pozwoleniach. W skrajnym wypadku zdarzało się, że dochodziło do usuwania fragmentów lub nawet całych ścian nośnych [77]. Samowolne działania tego typu podejmowane przez właścicieli mieszkań są bardzo ryzykowne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji i mogą doprowadzić do awarii budynku, lub nawet do katastrofy budowlanej.

Zakres defektów w złączach konstrukcyjnych budynków determinuje możliwość ich dalszej eksploatacji (Rys. 31). Określenie stanu alertowego, przy którym może dojść do awarii lub katastrofy jest zagadnieniem kluczowym dla zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania budynków oraz ewentualnego podejmowania decyzji o ich naprawie lub wzmocnieniu [76] [113] [114] [115] [116].

Wszystkie budynki podczas eksploatacji ulegają zużyciu technicznemu. Aby prawidłowo ocenić jego stopień należy zastosować metody, które pozwolą dokonać tego w przejrzysty sposób. Powstało szereg prac wskazujących na potrzebę opracowania nowych lub opisujących istniejące sposoby określenia zużycia budynków, które wykonane są z elementów prefabrykowanych [69] [105] [117] [118] [119]. W pracy [71] przedstawiono procedury diagnostyczne budynków wielkopłytowych. Wskazano, że podejście do oceny diagnostycznej budownictwa prefabrykowanego powinno być takie samo jak do budynków wniesionych w innych technologiach. Zebrane w niej podstawowe aspekty diagnostyki budynków dotyczyły wieloletniej działalności ITB.

Podsumowując, można stwierdzić, że do głównych przyczyny powstawania wad w budynkach uprzemysłowionych zaliczamy brak nadzoru podczas realizacji prac i niewykwalifikowane ekipy budowlane. Sytuację pogarszało nieprzestrzeganie reżimów produkcyjnych w fabrykach, a także niewłaściwy transport i złe warunki składowania elementów prefabrykowanych.

2.7. MODELOWANIE I SYMULACJA KOMPUTEROWA

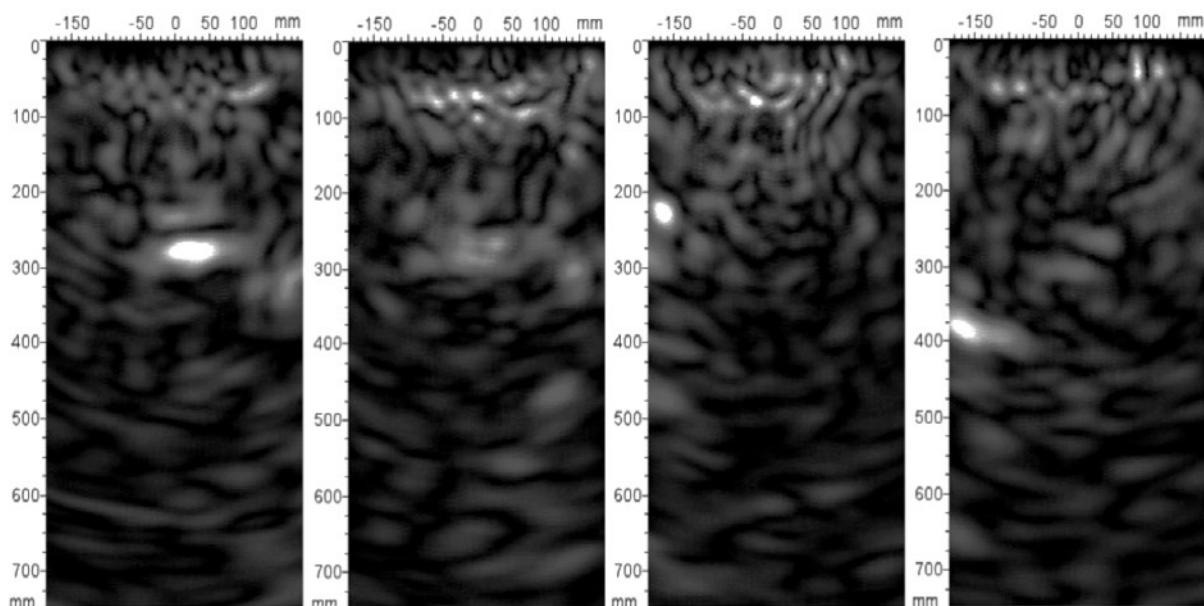
Przygotowanie modelu do analizy numerycznej polega na stworzeniu układu badawczego z jak największym odwzorowaniem wszystkich jego cech rzeczywistych oraz uwzględnieniem jego relacji z otoczeniem, które mogą mieć wpływ na wynik przeprowadzonej analizy. Dobrze działający i walidowany model pozwala obniżyć koszty niezbędne do przeprowadzenia badań diagnostycznych oraz skrócić czas ich realizacji.

Zalety modelowania komputerowego sprawiły, że jest ono coraz szerzej wykorzystywane w wielu obszarach, m. in.: w projektowaniu maszyn i urządzeń [120], geotechnice [121],

projektowaniu budynków i budowli [122], motoryzacji [123], lotnictwie [124], transporcie [125], energetyce [126], przemyśle chemicznym [127] i wielu innych.

Trudności związane z występowaniem wad w budownictwie wielopłytowym XX wieku skłoniły badaczy do wspomaganie się technikami komputerowymi. W efekcie powstał szereg prac, w których opisano badania często niemożliwe do zrealizowania w inny sposób.

W pracy [55] przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych przy użyciu tomografii ultradźwiękowej i metod numerycznych w celu określenia nośności elementu betonowego (Rys. 36). W pierwszym etapie próbka o wymiarach 1000 x 1000 x 500 mm, wykonana z betonu C45/50 na kruszywie do 8 mm została przebadana w celu określenia występowania i ewentualnej lokalizacji strefy osłabionej. Na powierzchni nie wykryto widocznych rys i ubytków. Skanowanie wykonane tomografem ultradźwiękowym wykazało istnienie stref nie zagęszczonego betonu, co spowodowało obniżenie wytrzymałości i modułu sprężystości.



Rys. 36. Wyniki tomografii ultradźwiękowej przedstawiające lokalizację stref osłabionego betonu [55].

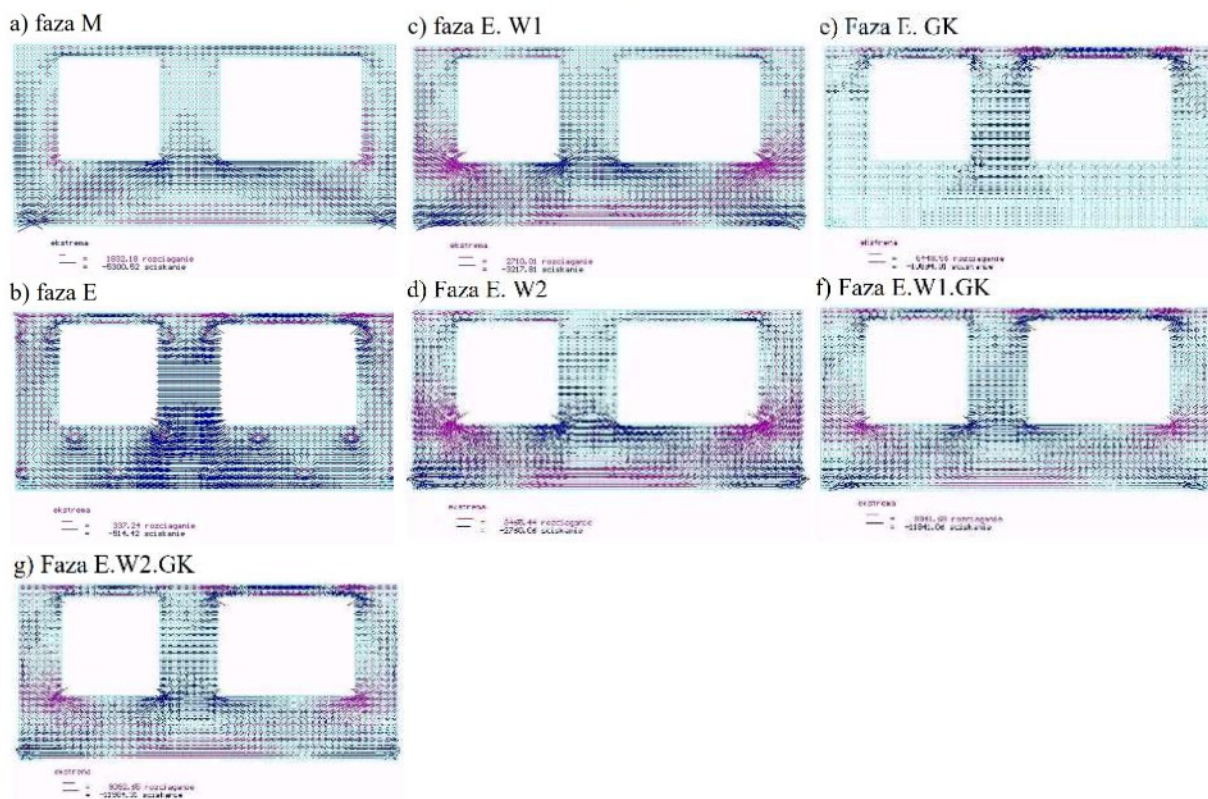
Otrzymane wyniki stały się podstawą do przygotowania modelu i przeprowadzenia symulacji zniszczenia próbki w programie ABAQUS.

Zagadnienia sztywności przestrzennej budynków wielopłytowych zostały poruszone między innymi w publikacjach [100] [106] [112] [128] [129] [130]. W pracy [112] na podstawie autorskiego modelu komputerowego przeprowadzono analizę teoretyczną wpływu ścian osłonowych ZWO na usztywnienie ścian nośnych oraz na sztywność przestrzenną 11-kondygnacyjnego budynku wielopłytowego zbudowanego w systemie W-70. Model uwzględniał symulację złączy ZWO-O-ZWO wykonanych w sposób prawidłowy i błędny. Uszkodzenia i wady w złączach konstrukcyjnych zostały uwzględnione poprzez zadanie

odpowiednich warunków brzegowych oraz przyjęcie odpowiedniego schematu obliczeniowego.

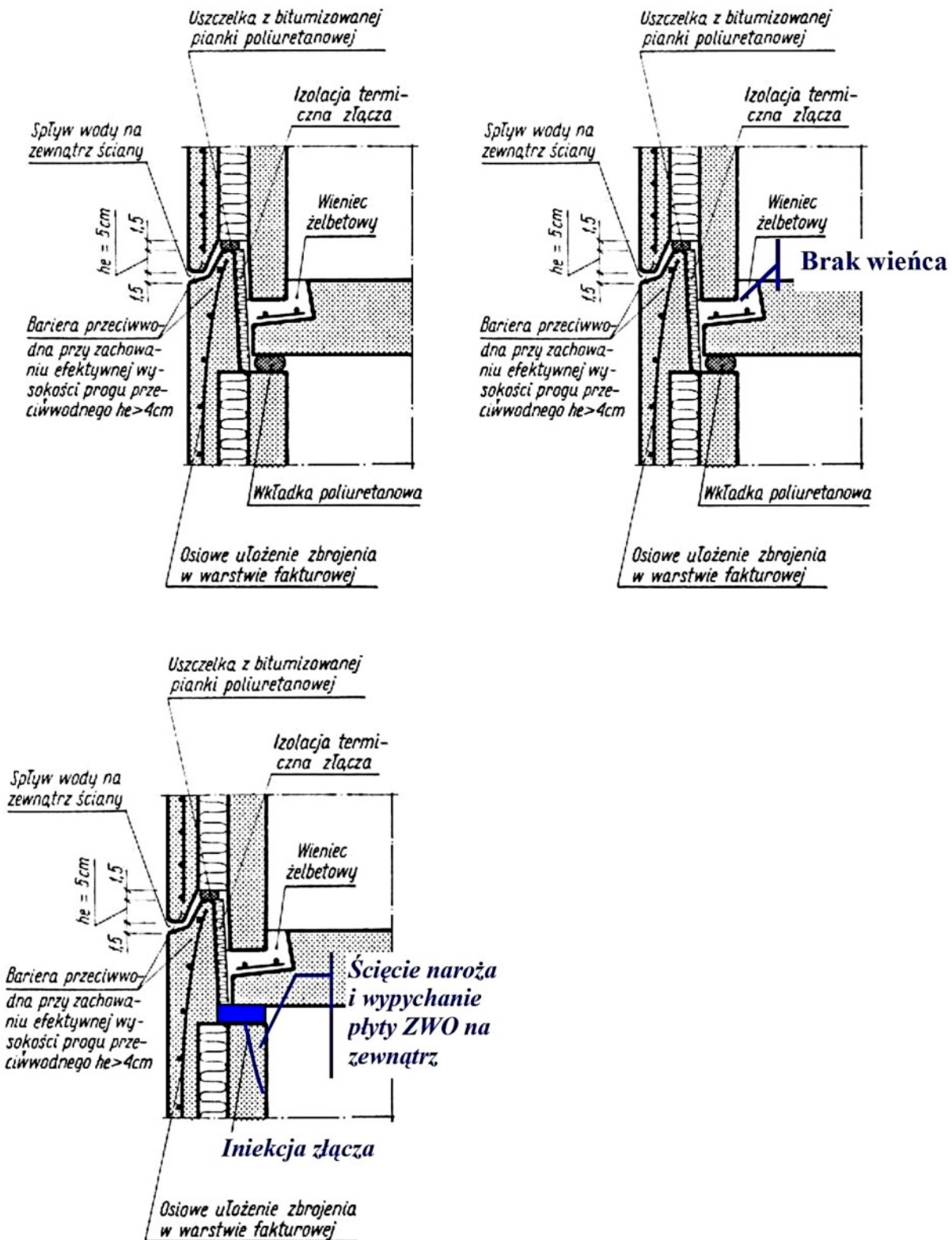
Analiza uwzględniała 7 różnych przypadków pracy ściany osłonowej (Rys. 37):

1. Faza montażu (M), prefabrykat wsparty jedynie na nakrętkach śrub rektyfikacyjnych.
2. Faza eksploatacyjna (E) – zgodna z założeniami dokumentacji projektowej (nakrętki śrub rektyfikacyjnych zwolnione). Górna krawędź prefabrykatu swobodna i nie obciążona, ciągle przegubowe podparcie wzdłuż złącza dolnego, przegubowe zawieszenie prefabrykatu w złączach pionowych.
3. Faza eksploatacyjna (E.W1) – uwzględniono wady wykonawcze w postaci niezwolnionych nakrętek śrub rektyfikacyjnych oraz braku wypełnienia poziomego złącza dolnego.
4. Faza eksploatacyjna (E.W2) – uwzględniono wadę wykonawczą w postaci braku wypełnienia poziomego złącza dolnego.
5. Fazy eksploatacyjne (E.W1.GK oraz E.W2.GK) – w tych fazach uwzględnione zostały wady z punktu 1 lub 2 z dodatkowym obciążeniem ściany osłonowej, które zostało zadane wzdłuż górnej krawędzi.



Rys. 37. Wyniki analizy numerycznej dla poszczególnych faz - rozkład naprężeń głównych w tarczy ZWO-6000 [112].

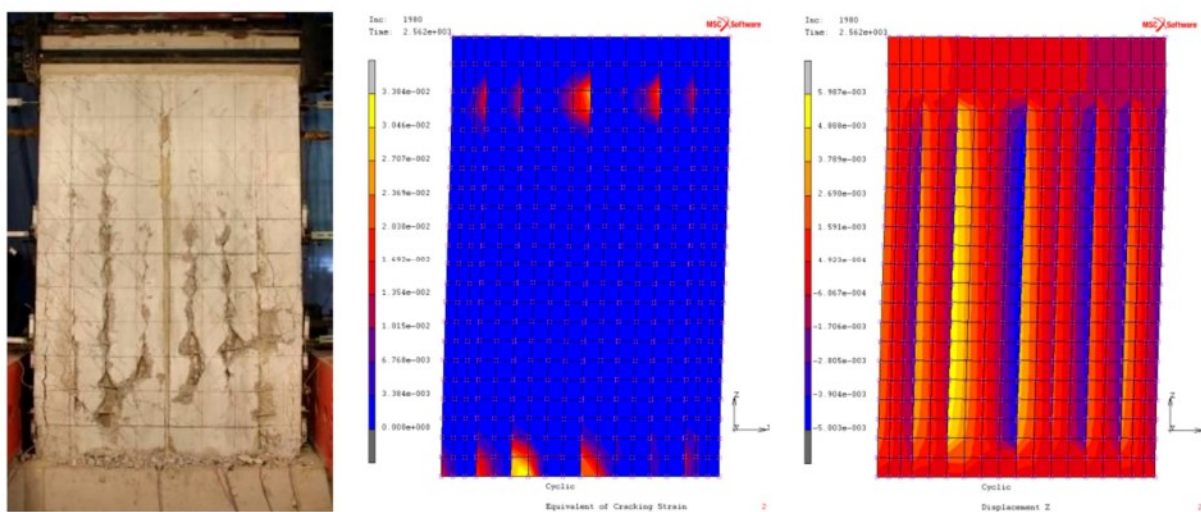
Sytuacja opisana punkcie 5 może się pojawić na przykład w momencie, gdy szczelina pod stropem zostaje wypełniona zaprawą cementową w trakcie użytkowania budynku (Rys. 38).



Rys. 38. Złącze ZWO-S-ZWO: a) rozwiązanie projektowe; wady wykonawcze: b) brak wypełnienia wieńca, c) iniekcja złącza w trakcie eksploatacji budynku [112].

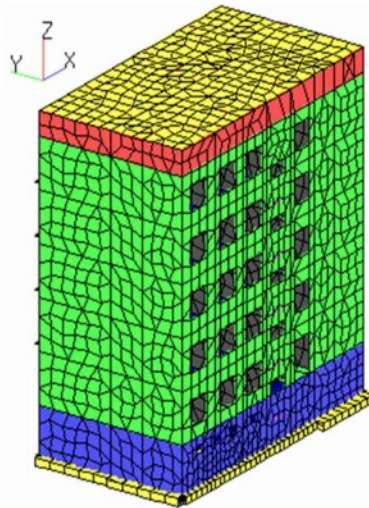
Podobne podejście zastosowano w pracy [106]. Porównano wartości naprężeń w elementach konstrukcji budynku wielkopłytkowego systemu W-70. Przeprowadzono dwa rodzaje analiz/symulacji. Jeden rodzaj uwzględniał współpracę ścian ZWO z konstrukcją budynku, a drugi, jej nie uwzględniał. Pozwoliło to na odwzorowanie zarysowania w pionowych złączach ZWO-W-ZWO i ZWS-ZWO. Obliczenia przeprowadzono przy użyciu metody elementów skończonych. Przyjęto dwuwymiarowy element płytowo-tarczowy w oparciu o statykę liniową. Modele uwzględniały redukcję sztywności złączy konstrukcyjnych.

Analizę wytrzymałościową elementów prefabrykowanych przedstawiono również w pracy [131]. Przebadano 5 typów ścian usztywniających: jedną ścianę odlewaną na miejscu, jedną ścianę bez połączeń pionowych i trzy ściany z połączeniami pionowymi. Na podstawie otrzymanych wyników z badań doświadczalnych i obliczeń numerycznych (Rys. 39) wskazano, które z rozwiązań będzie optymalne w warunkach sejsmicznych. Wyniki wskazały, że model numeryczny może być dobrym narzędziem do symulacji proponowanego systemu ścian usztywniających i oceny warunków pracy złączy.



Rys. 39. Badanie doświadczalne i symulacja numeryczna płyty prefabrykowanej pionowym [131].

Wpływ zmian geometrii ustroju budynku na siły wewnętrzne w ścianach konstrukcji wielkopłytkowej omówiono w pracy [129]. Obliczenia przeprowadzono dla budynków o trzech podstawowych typach rzutów poziomych. Uzyskane wyniki pozwoliły określić wpływ parametrów charakteryzujących geometrię ustroju na wartości uogólnionych sił wewnętrznych w budynkach o konstrukcji ścianowej. Analiza numeryczna opierała się na metodzie elementów skończonych. Do modelowania budynków wykorzystano ruszt belkowy lub powłokę przestrzenną (Rys. 40).

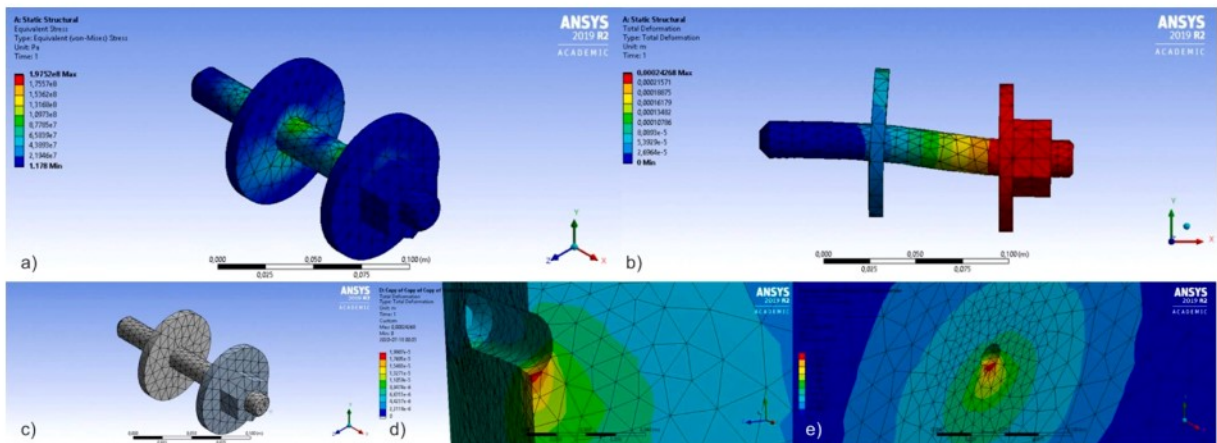


Rys. 40. Przyjęte modele obliczeniowe budynków [129].

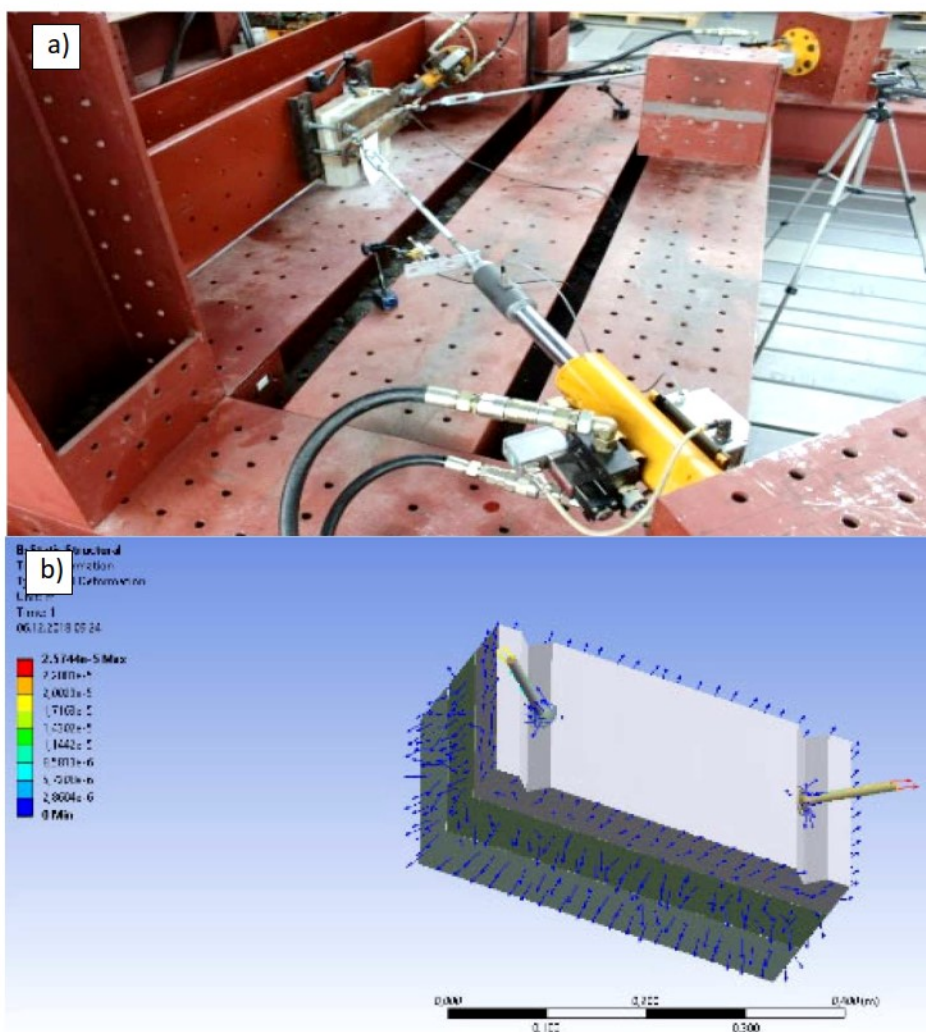
W pracy [132] przeanalizowano pracę złącza konstrukcyjnego elementów prefabrykowanych przeznaczonych do niskiej zabudowy. Przedstawiono wyniki otrzymane z badań doświadczalnych oraz z przeprowadzonych analiz numerycznych. Na ich podstawie przygotowano numeryczny model obliczeniowy trzypiętrowej konstrukcji, którą przebadano pod kątem odporności na trzęsienia ziemi.

W pracy [133] opracowano koncepcję skutecznego wzmocnienia połączeń ścian osłonowych oraz sformułowano zalecenia dotyczące skutecznego ich testowania w trudno dostępnych miejscach. Badania i ocena stanu zewnętrznych ścian osłonowych stosowanych w typowych prefabrykowanych systemach budownictwa mieszkaniowego XX wieku są ważne ze względu na skalę problemu oraz konsekwencje jakie niosą za sobą awarie tych elementów. Zakładana na etapie projektowania trwałość przegrody zewnętrznej wynosi 50 lat. Kluczową rolę w trwałości tych elementów odgrywają połączenia. Podczas prac zastosowano szereg technik badawczych, badania nieniszczące pozwoliły ograniczyć wymaganą liczbę badań niszczących. Uzyskano wyniki, które pozwoliły na określenie rzeczywistych parametrów materiałów użytych do budowy połączeń. Pozwoliło to na zbudowanie modelu obliczeniowego oraz przeprowadzenie weryfikacji stanu wyęźnienia elementów konstrukcyjnych (Rys. 41).

Temat zastosowania kotew wklejanych w trójwarstwowe ściany zewnętrzne budynków wielkopłytowych został również omówiony przez Baryłkę i Tomaszewicza [134]. Przeprowadzono badania laboratoryjne elementów kotwiących ustawionych w różnych konfiguracjach (Rys. 42). Wyniki z badań eksperymentalnych porównano z tymi, które otrzymano z analizy numerycznej (różnica wynosiła ok. 13%). Pozwoliło to oszacować teoretyczną nośność nowych zakotwień wklejanych.



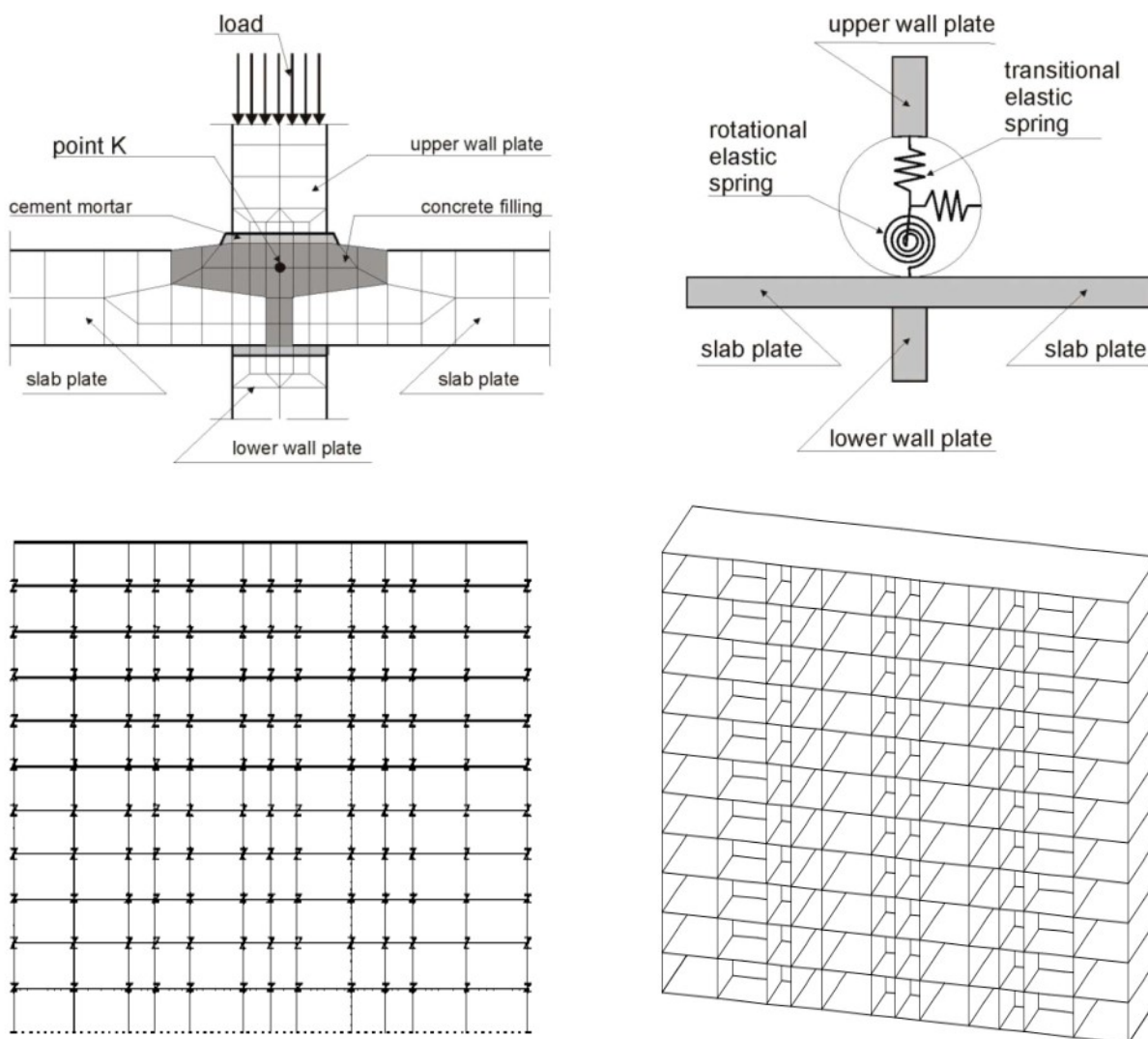
Rys. 41. Przykładowe wyniki analizy numerycznej: a) rozkład naprężeń, b) odkształcenie, c) dyskretyzacja, d) e) odkształcenie warstwy konstrukcyjnej betonu w strefie styku ze śrubą kotwiącą [133].



Rys. 42. (a) Stanowisko badawcze podczas badania podwójnego zakotwienia (kąt zakotwienia 45°), (b) Odkształcenia modelu zakotwionego podwójnie (kąt zakotwienia 45°) [134].

Bezpieczeństwo i komfort użytkownika budynków wzniesionych metodami uprzemysłowionymi zależy od ich stanu technicznego. Liczne badania przyczyniają się do rozwiązania wielu charakterystycznych dla nich problemów. Modelowanie złączy

konstrukcyjnych i analiza ich zachowania w różnym stanie odkształcenia [25] pozwala przewidzieć zachowanie konstrukcji w określonych sytuacjach. W pracy [135] przedstawiono wyniki komputerowego modelowania i analizy typowych prefabrykowanych wielkopłytowych wielokondygnacyjnych budynków mieszkalnych. Badania uwzględniały modele dwu- i trójwymiarowe w stanie idealnym oraz zawierającym wady (Rys. 43).

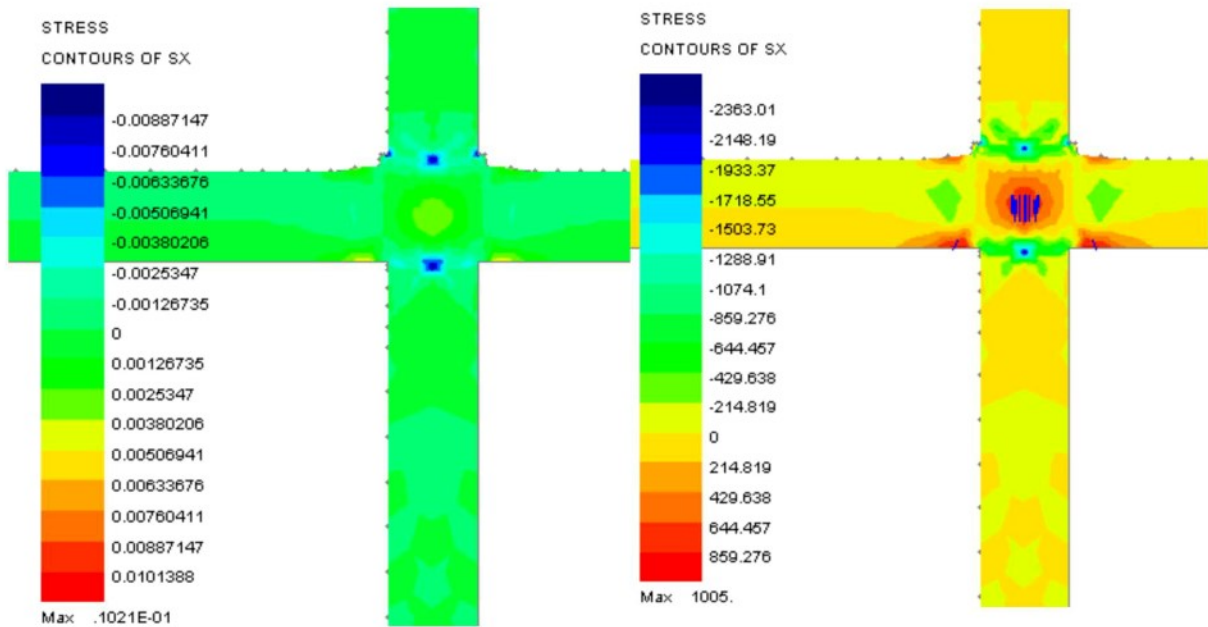


Rys. 43. (a) Dwuwymiarowy model złącza poziomego. (b) Dwuwymiarowy model budynku z elementami 2D JOINT oraz model przestrzenny z elementami typu 3D JOINT [135].

Zgodność działania modelu MES z rzeczywistym złączem zapewniono poprzez określenie sztywności więzów stosowanych w elementach typu JOINT. Zastosowano nieliniowe charakterystyki materiału na podstawie wbudowanego modułu oprogramowania Lusas. Jednym z dostępnych modeli materiałów jaki został użyty, był: beton zawierający pęknięcia.

Analizę pracy złącza poziomego przeprowadzono również w pracy [136]. Zaproponowany model był geometrycznie zgodny z typowym złączem poziomym stosowanym w prefabrykacjach systemu Wrocławska Wielka Płyta. Składał się pięciu elementów: płyty

stropowej, górnej i dolnej płyty ściennej, betonu wypełniającego spoiny oraz zaprawy cementowej. Należy zaznaczyć, że symulacja nie uwzględniła zbrojenia istniejącego w złączu rzeczywistym. W tym przypadku również zastosowano model materiałowy symulujący beton zawierający pęknięcia z wbudowanego katalogu modułu oprogramowania Lusas. Wyniki analizy nieliniowej przedstawiono na Rys. 44.

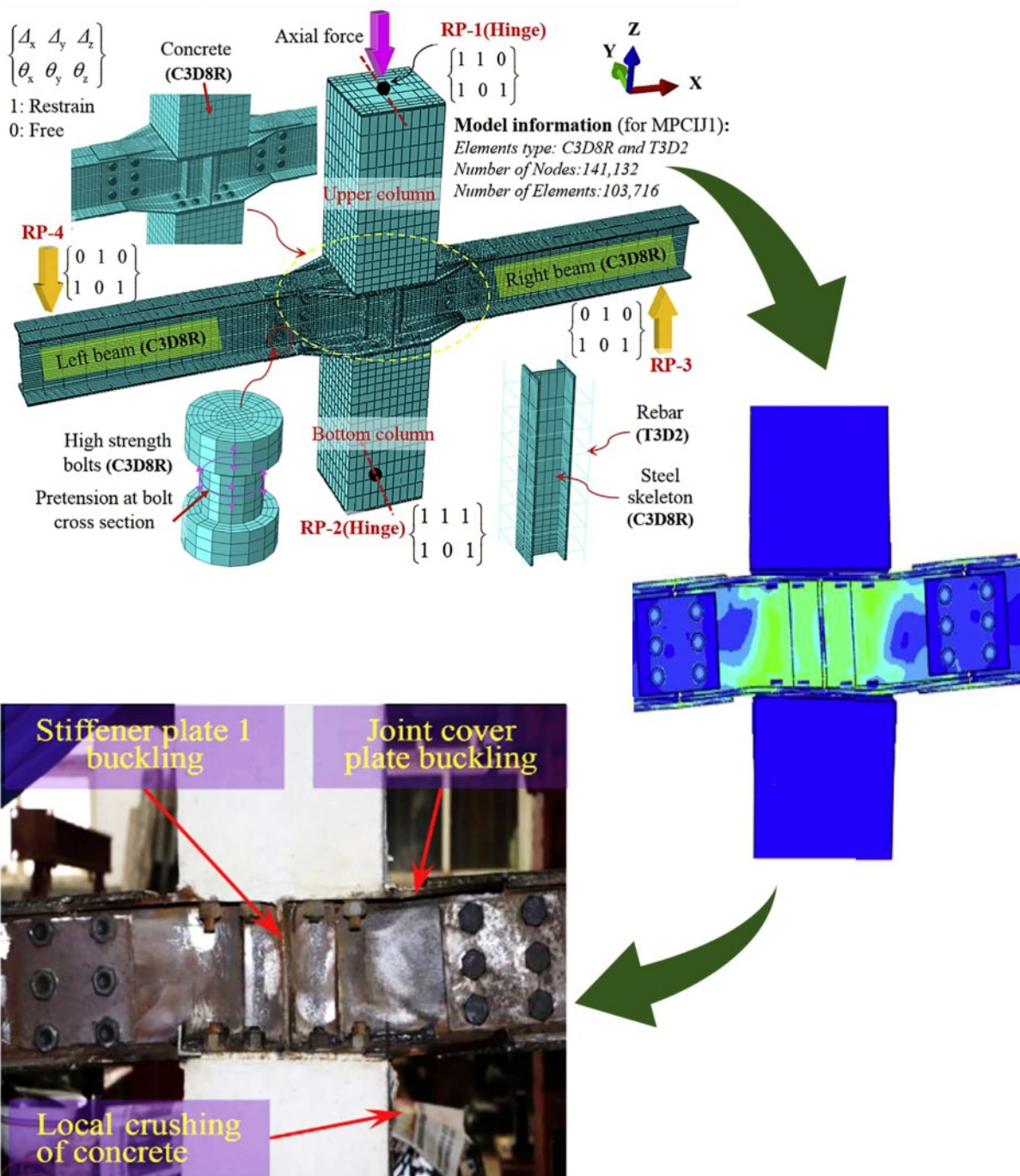


Rys. 44. Model zgodny z założeniami projektowymi wg [136].

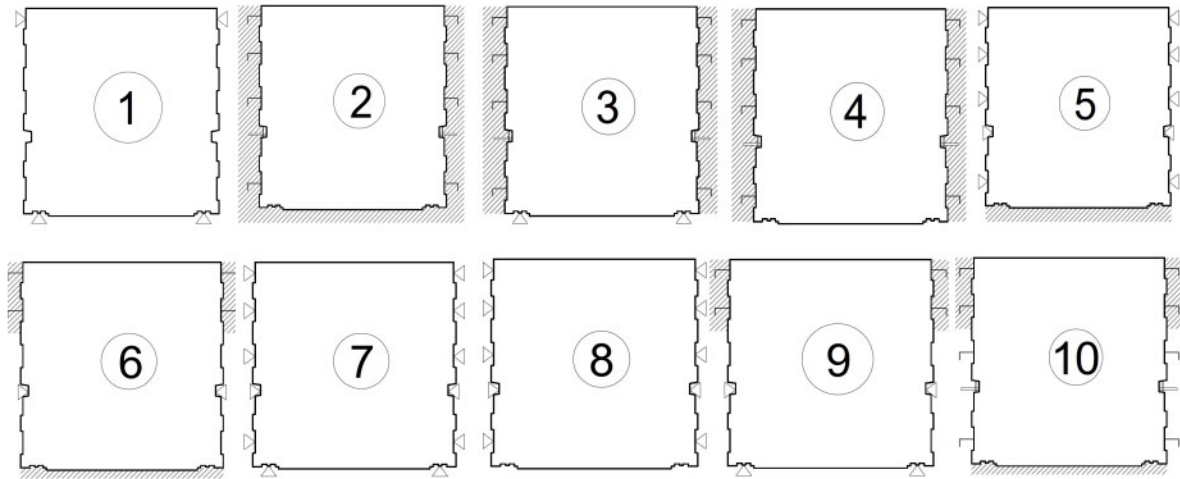
Wartym uwagi przykładem analizy numerycznej złącza konstrukcyjnego jest praca [137], w której określono własności mechaniczne modułowych prefabrykowanych wewnętrznych złączy kompozytowych, stalowo-betonowych pod obciążeniem cyklicznym. Porównanie wyników otrzymanych metodami doświadczalnymi z metodami analizy numerycznej wykazuje ich dużą zbieżność (Rys. 45). Odpowiednia walidacja modelu pozwoliła wykonać kolejne analizy jedynie w oparciu o referencyjny model numeryczny. W kolejnych krokach zmieniając warunki obliczeń udało się skutecznie poprawić nośność złącza, odporność ogniową oraz odporność na korozję.

W pracy [95] na podstawie wad zaobserwowanych w budynkach wielkopłytowych wykonano modele numeryczne i przeprowadzono analizę uszkodzeń ścian w programie Robot Office v 19.0. Uzyskane wyniki posłużyły do stworzenia interaktywnego programu do diagnozowania uszkodzeń elementów konstrukcyjnych oraz projektowania wzmocnień w budynkach prefabrykowanych. Do analizy obliczeniowej dotyczącej zagadnienia wpływu ukrytych wad wykonawczych na powstawanie i rozwój uszkodzeń w złączach konstrukcyjnych oraz warstwie nośnej ścian ZWO przyjęto 11 modeli tarczowo-płytowych w trzech grupach.

Pierwsza grupa (modele nr: 1 i 2) obejmowała schematy statyczne odpowiadające fazie montażu oraz prawidłowej pracy konstrukcji i była zgodna z założeniami projektowymi. Druga grupa (modele nr: 3, 4, 5) obejmowała zakres wad wykonawczo-montażowych poruszanych w literaturze. Trzecia grupa dotyczy modeli autorskich będących prawdopodobnymi kombinacjami występujących wad (modele nr: 6, 7, 8, 9, 10 i 11). Wad złącz wprowadzono do każdego z modeli poprzez zadanie odpowiednich warunków brzegowych dla modeli tarczowych (Rys. 46). Przykładowe wyniki rozkładu naprężeń głównych w elemencie ściennym, które uzyskano w trakcie badań przedstawiono na Rys. 47.

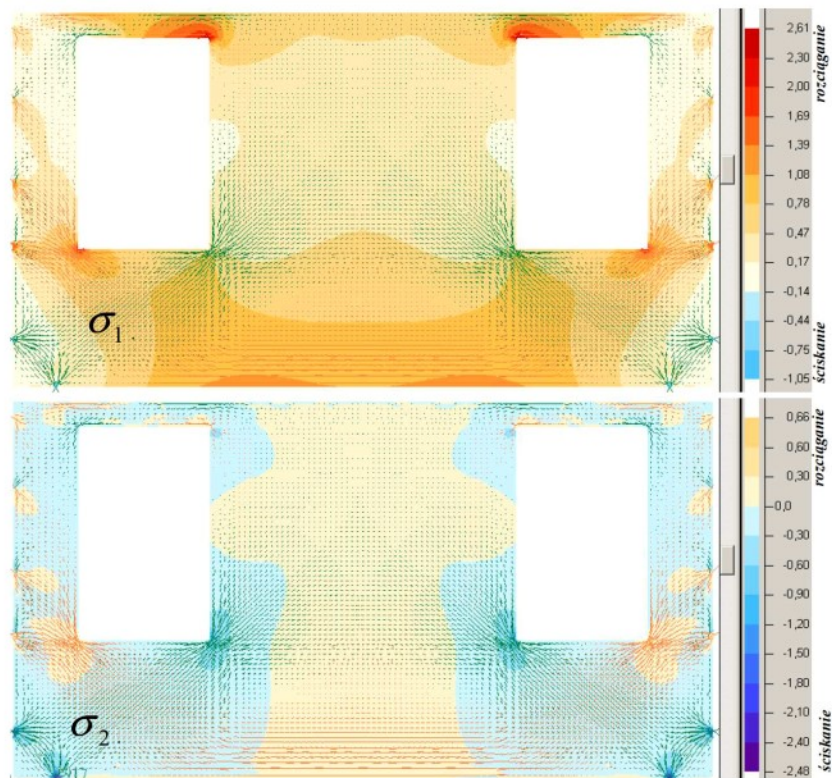


Rys. 45. Porównanie modelu doświadczalnego z modelem numerycznym [137].

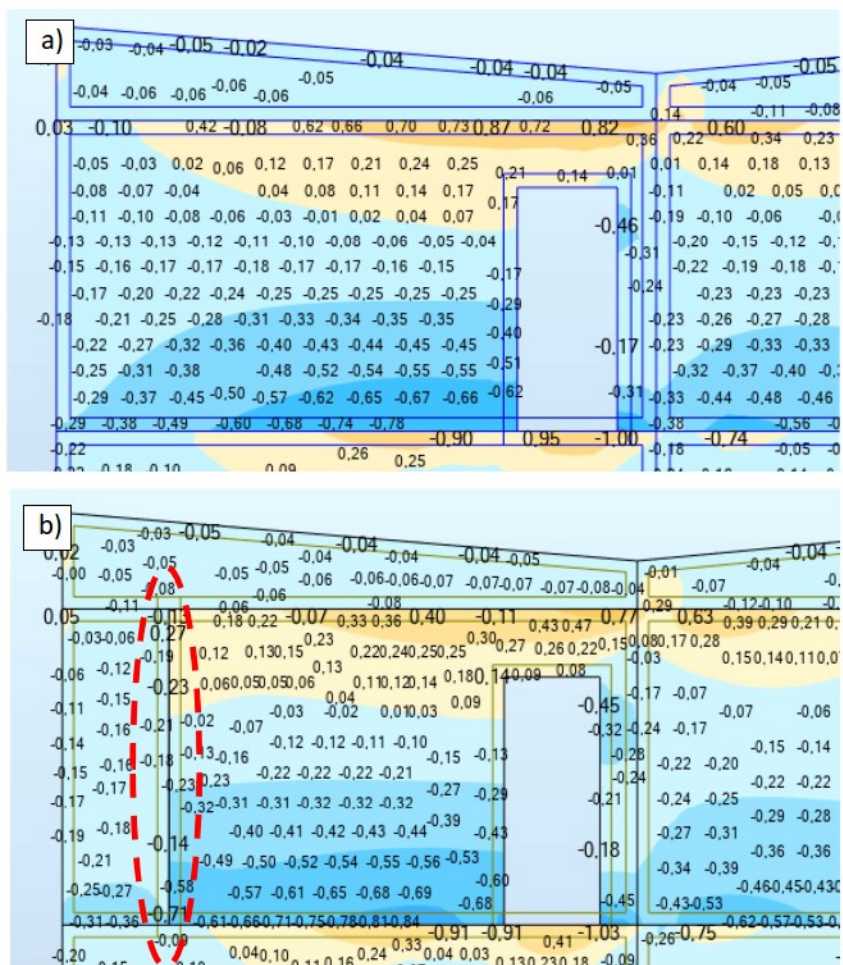


Rys. 46. Modele przyjęte do analizy obliczeniowej w pracy [95].

Podobne podejście zaprezentowano w pracach [138] [139]. Do przeprowadzenia analizy metodą elementów skończonych budynku wielkopłytkowego zastosowano model powłokowy zbudowany w programie Robot Structural Analysis firmy Autodesk. W pracy [138] przeanalizowano zachowanie się kilku modeli budynku wzniesionego w systemie Wk-70, które zawierały rysy zlokalizowane w różnych miejscach konstrukcji. Wadę w postaci rys modelowano jako przerwę pomiędzy sąsiednimi elementami (Rys. 48).



Rys. 47. Przykładowy rozkład naprężeń głównych w elemencie ściennym dla modelu nr 7 [95].

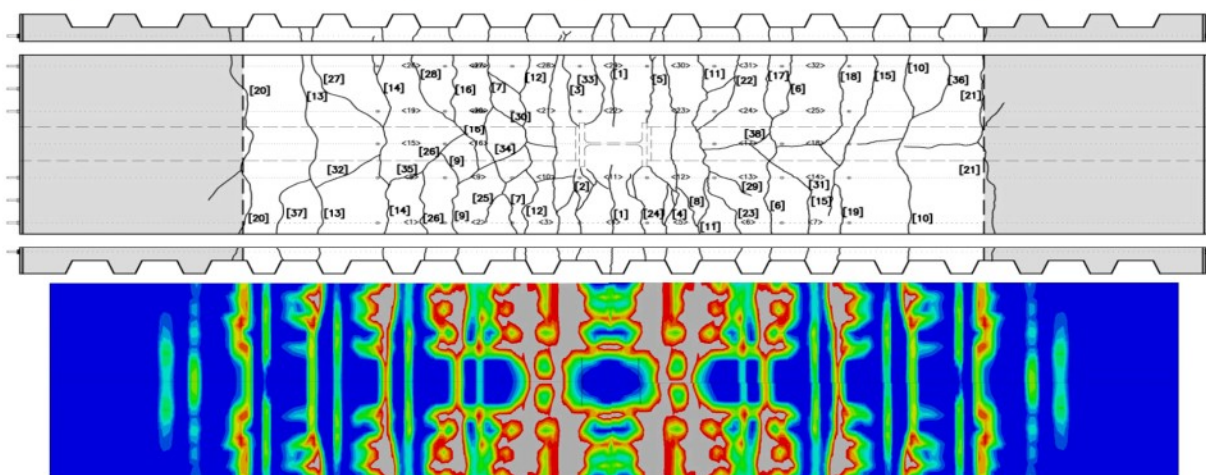


Rys. 48. Sposób modelowania wad w postaci rys w pracy [138]. (a) Ściana bez wady, (b) Ściana z rysą.

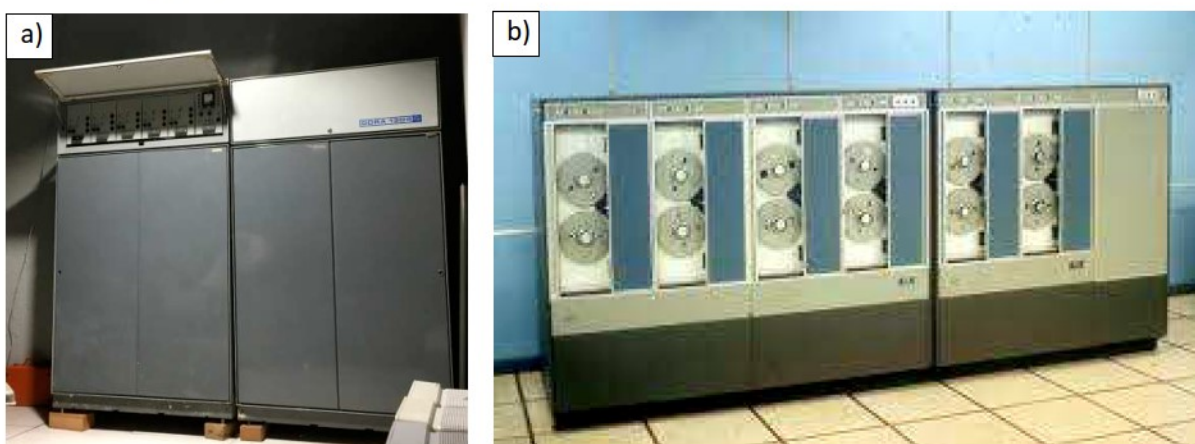
Bieranowski i Baryłka [140] zaproponowali autorską metodę do oceny poziomu bezpieczeństwa w budynkach prefabrykowanych, która opiera się na wieloletnich badaniach komputerowych prowadzonych przez autorów. Przeprowadzona analiza numeryczna opiera się na konstrukcji powłokowej wykonanej w programie Robot Structural Analysis.

Sposób modelowania zachowania zginanych elementów zespolonych stalowo-betonowych został omówiony w pracy [141]. Model stworzono przy wykorzystaniu metody elementów skończonych w programie ABAQUS/Standard. Zamodelowano płytę jako żebrowy strop zespolony. Uwzględniono zjawiska zachodzące w rozciąganej płycie żelbetowej w bezpośrednim sąsiedztwie podatnego węzła. Model uwzględniał sprężystą degradację betonu w strefie ściskanej i rozciąganej. Autorzy porównali rozkład parametru zniszczenia betonu w strefie rozciąganej dt (parametr zniszczenia betonu) w płycie betonowej z rzeczywistym rozstawem rys zaobserwowanym podczas badań doświadczalnych. Zaproponowany model numeryczny uwzględniał zjawisko stabilizacji zarysowania. Objawiało się to tym, że od pewnej wartości momentu zginającego obciążającego węzeł, w płycie betonowej nie pojawiają się nowe rysy (Rys. 49).

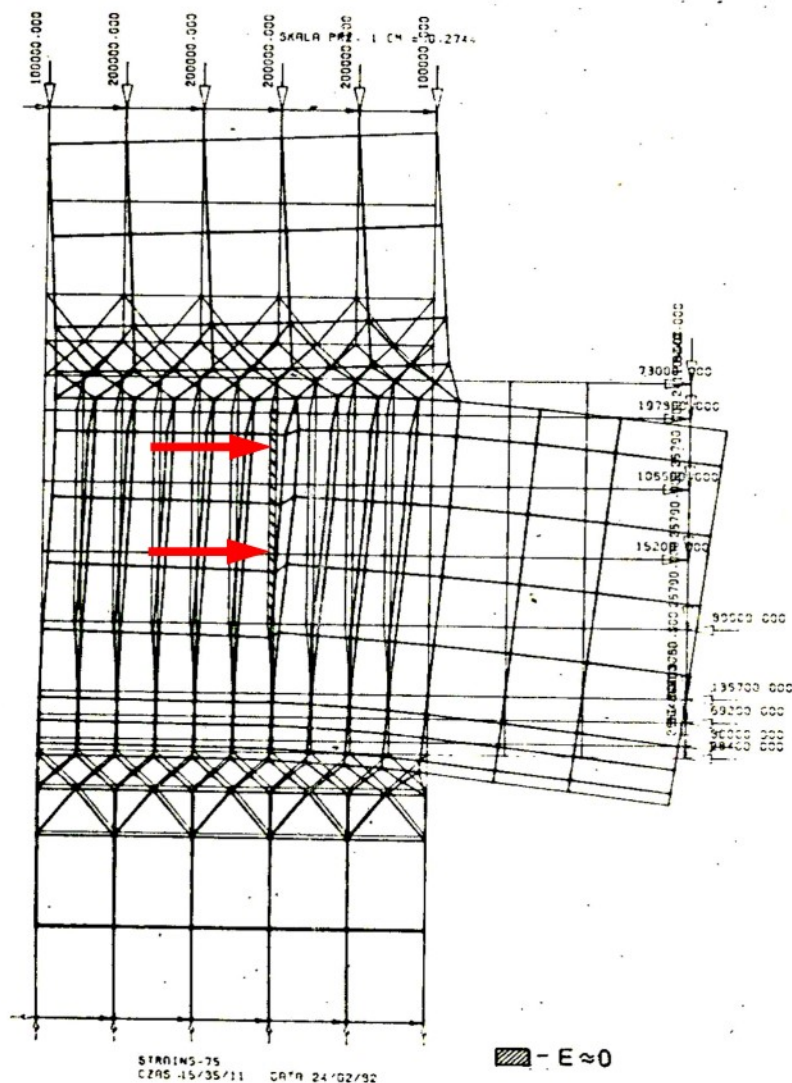
Pogorzelski [142] przeprowadził analizę pracy złącza poziomego strop-ściana w budynkach wielkopłytowych wykorzystując w tym celu jedne z pierwszych komputerów z lat 70. (Rys. 50). Do obliczeń zastosowano system oparty na metodzie elementów skończonych pod nazwą Strains-75. Opracowany został w Instytucie Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej. Pozwalał on na przeprowadzenie analizy prętowych i powierzchniowych. System ten korzystał z języka Strains, który pozwalał na pisanie indywidualnych programów. Jego uruchomienie możliwe było na komputerach Odra serii 1300, ICL serii 1900 oraz ICL 2903 (Rys. 50). Wyniki zapisywane były na taśmie magnetycznej. Dysponując nowoczesnym jak na lata 80. komputerem stworzono model złącza w postaci tarczy, którego charakterystyka sprężysta (podatność zamocowania stropu w ścianie określona współczynnikiem κ) była identyczna jak uzyskana w badaniach laboratoryjnych. Na podstawie analizy stanu naprężenia ustalono rozkład sił wywołujących zamocowanie stropu. Wady materiałowe określano poprzez zmniejszenie wartości modułu Younga (Rys. 51).



Rys. 49. Porównanie rozstawu rys w płycie betonowej z obliczonym rozkładem parametru dt dla węzła zespolonego [141].



Rys. 50. Komputer (a) Odra serii 1300 stworzony przez Eugeniusza Bliskiego [143]; (b) ICL 1900 [144].



Rys. 51. Model złącza z zamodelowaną rysą [142].

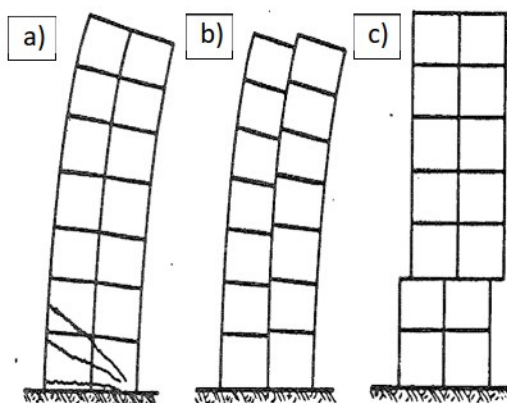
Badania nad odpornością budynków wielkopłytowych na oddziaływania parasejsmiczne były już prowadzone w latach 80. XX wieku. Fischinger i in. [145] analizowali zachowanie budynku o konstrukcji prefabrykowanej poddanej działaniu drgań sejsmicznych (Rys. 52). Do obliczeń numerycznych wykorzystano program numeryczny DRAIN-2D-2 opracowany na Uniwersytecie Kalifornijskim w Berkeley. Program ten posiadał wiele ograniczeń jednak wykorzystanie go do tego typu analiz było ważnym krokiem w kierunku wykorzystania metod komputerowego wspomaganie obliczeń w budownictwie.

W pracy [146] przeprowadzono analizę wpływu zmian konstrukcyjnych modernizowanych budynków ścianowych na częstotliwości ich drgań własnych. Na terenach objętych przewidywanymi szkodliwymi wpływami robót górniczych obserwuje się zjawisko występowania jednocześnie drgań parasejsmicznych i deformacji gruntu. Wpływa to na wzrost zagrożenia dla bezpieczeństwa użytkowania obiektów. Często wznoszone tam budynki nie

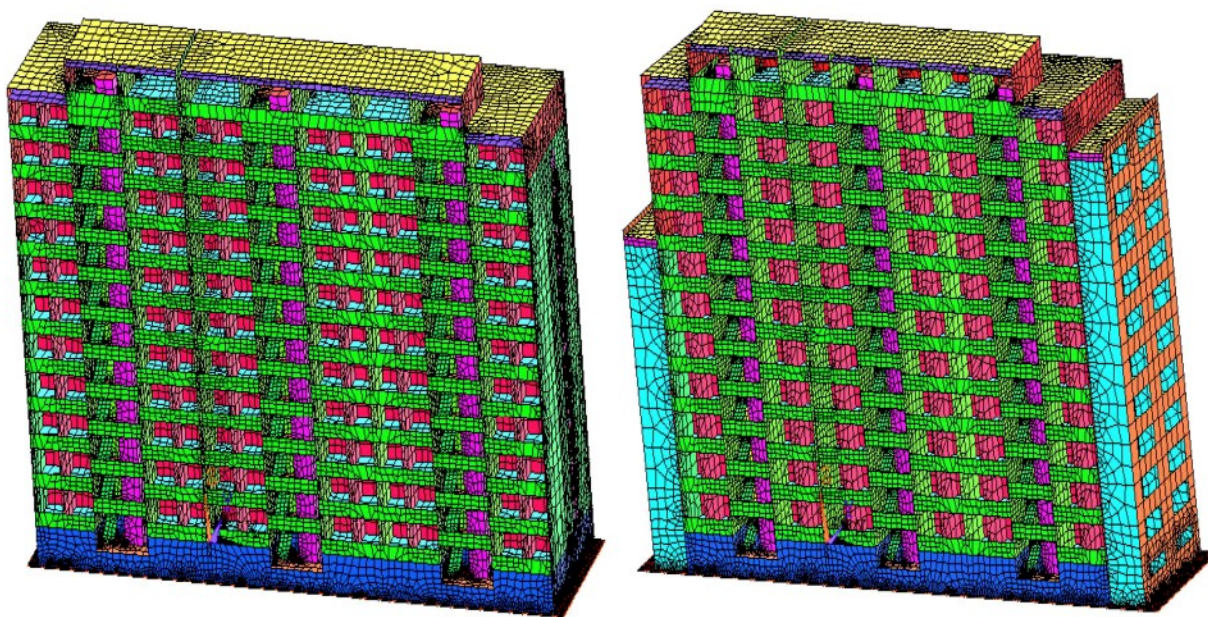
uwzględniały możliwości wystąpienia wstrząsów związanych z eksploatacją złóż. W badaniach wzięto również pod uwagę istniejące budynki, które zostały wzmocnione, aby zminimalizować negatywne konsekwencje występujących wstrząsów. Wpływ modernizacji budynku wielopłytowego na zmianę częstotliwości drgań własnych typowych ścian konstrukcyjnych badano przypadku:

- osłabienia konstrukcji wybijaniem nowych lub poszerzaniem już istniejących otworów drzwiowych,
- wzmocnienia ścian poprzez dołożenie do nich dodatkowych elementów.

Zbudowano modele numeryczne, które bazowały na metodzie elementów skończonych (Rys. 53). Do wyznaczenia częstotliwości drgań własnych konstrukcji po modernizacji wykorzystano sztuczne sieci neuronowe.

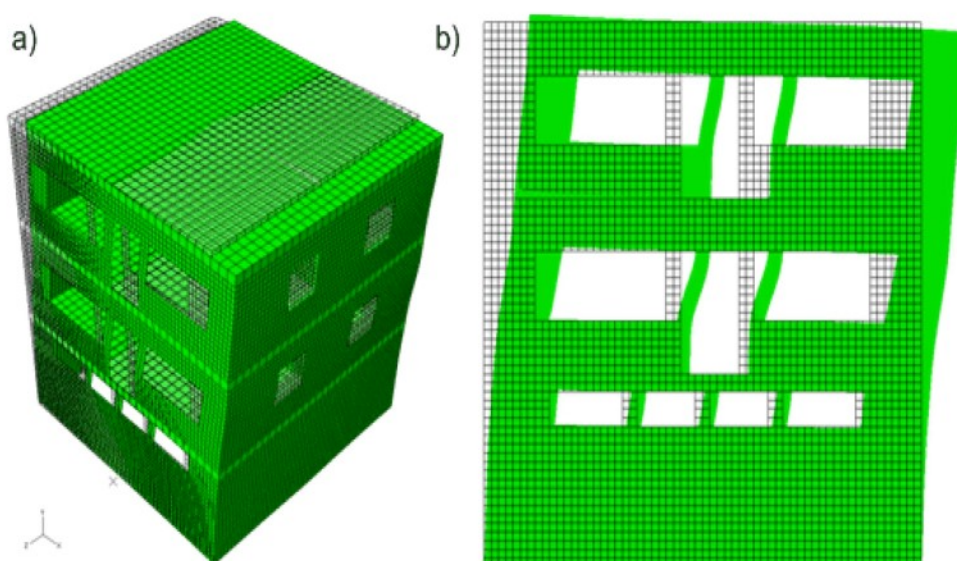


Rys. 52. (a) Konstrukcja bez osłabionych złączy. (b) Niższa wytrzymałość złączy pionowych. (c) Niższa wytrzymałość złączy poziomych [145].



Rys. 53. Modele numeryczne analizowanych budynków [146].

W pracy [147] przeprowadzono nieliniową analizę numeryczną dynamicznej odpowiedzi uszkodzonych budynków murowych. Stworzono modele budynków dwuwymiarowe i trójwymiarowe (Rys. 54), które zawierały różne układy uszkodzeń. Określono warunki i ograniczenia modelowania obiektów 3D jako zastępczych płaskich układów ścianowych. Obliczenia przeprowadzono pod kątem odporności dynamicznej rozpatrywanych budynków. Podano zasady stosowania nieliniowego modelu w analizach oddziaływań parasejsmicznych. Wadę modelowano w sposób geometryczny w postaci rysy będącej przerwą w strukturze materiału o szerokości jednego, 4-wzłowego elementu (4 mm), stałej szerokości i zakończeniu prostokątnym.

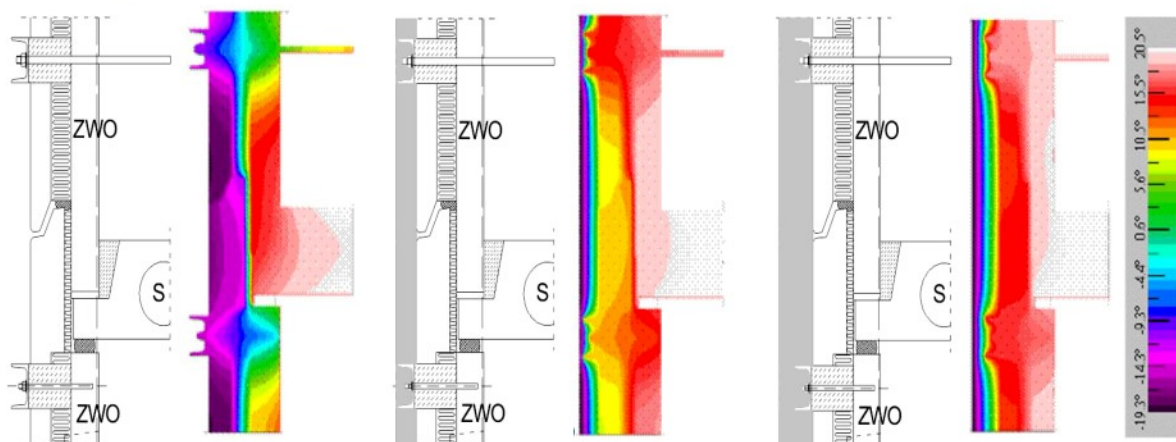


Rys. 54. Pierwsza postać drgań własnych budynku a) przestrzennego, b) tarczowego [147].

Budynki prefabrykowane wznoszone w latach XX wieku charakteryzowały się wymaganiami izolacyjności cieplnej o wiele niższymi niż te, które są obecnie standardem. Dodatkowo przez lata następowała degradacja materiałów izolacyjnych, a część z budynków zwyczajnie była zaniedbywana. Jeżeli dodamy do tego wady projektowe, materiałowe lub wykonawcze, to okaże się, że wiele budynków prefabrykowanych wymaga przeprowadzenia pilnej termomodernizacji. Co prawda w większych miastach sytuacja wygląda dużo lepiej ale są rejony w Polsce gdzie straty ciepła w budynkach z wielkiej płyty są znaczne. Jest to duży problem dla mieszkańców ze względu na obniżony komfort życia, a także ze względu na podwyższone koszty ogrzewania. Temat modelowania numerycznego dotyczącego zagadnień przepływu ciepła został poruszony w wielu pracach, [106] [108] [148] [149] [150].

W pracy [108] omówiono wpływ wzmocnień budynków wielkopłytowych na lokalną zmianę izolacyjności ściany. W analizie pod uwagę wzięto budynki, w których wykonano konstrukcyjne wzmocnienie złączy ZWO-W-ZWO (Rys. 55). Obliczenia uwzględniały trzy

rodzaje wzmocnienia. Każdy z nich był rozpatrywany dla trzech różnych grubości izolacji termicznej. Na podstawie otrzymanych wyników wykazano, że problem mechanicznych wzmocnień ścian zewnętrznych w budynkach wielkopłytowych jest istotny. Wskazano, że instalowanie mechanicznych wzmocnień ścian zewnętrznych może generować powstawanie uszkodzeń w konstrukcji docieplenia budynków oraz powoduje powstawanie mostków cieplnych. Dlatego też jest to problem, który powinni wziąć pod uwagę audytorzy energetyczni oraz zarządcy nieruchomości.



Rys. 55. Rozkład temperatur w przekroju dla wzmocnienia z zastosowaniem betonowych korków dystansowych: a) bez dodatkowej warstwy izolacji termicznej, b) z dodatkową izolacją termiczną o gr. 6 cm warstwa izolacyjną, c) z dodatkową izolacją termiczną o gr. 10 cm [108].

W pracy [148] omówiono typowe docieplenia ścian budynków mieszkalnych wielkopłytowych. Przedstawiono analizy przepływu ciepła przez nieprawidłowo wypełnione lub częściowo niewypełnione złącza prefabrykatów. Należy pamiętać, że izolacyjność cieplna złączy jest wyraźnie niższa niż w płytach. Duży udział złączy sprawia, że powstający mostek liniowy jest źródłem dużych strat ciepła.

W pracy [149] przeprowadzając obliczenia komputerowe z wykorzystaniem programu KOBRA z pakietu PHYSIBEL przeanalizowano wpływ docieplenia ścian wielkopłytowych na możliwość ograniczenia mostków cieplnych. Wykazano, że docieplenie ścian od zewnętrznej strony budynku minimalizuje wpływ mostków na przenikanie ciepła w węzłach konstrukcyjnych zlokalizowanych w obrębie przegród zewnętrznych. Niestety mostki cieplne w okolicy otworów okiennych i drzwiowych nie ulegają likwidacji mimo wykonania dodatkowej zewnętrznej izolacji cieplnej, wpływając w sposób znaczący na wartości współczynnika przenikania ciepła.

W pracy [150] przedstawiono obliczenia projektowego obciążenia cieplnego w lokalu mieszkalnym w budynku wielorodzinnym. Analiza obejmowała trzy warianty obejmujące różne wartości współczynników przenikania ciepła liniowych mostków cieplnych:

1. określone w załączniku do normy PN-EN ISO 14683:2008,
2. zebrane w katalogach mostków cieplnych,
3. bazując na obliczeniach numerycznych (metoda elementów brzegowych) wykonanych przy użyciu autorskiego programu komputerowego.

Wykazano wpływ przedstawionych wariantów na całkowite projektowe straty ciepła w lokalu mieszkalnym.

Modelowanie numeryczne jest kluczowym narzędziem w nowoczesnym budownictwie, pozwalającym na precyzyjną analizę i optymalizację różnorodnych struktur oraz materiałów budowlanych. Badania wskazują na szerokie możliwości i korzyści płynące z tego podejścia, w tym poprawę bezpieczeństwa, efektywności i trwałości konstrukcji. W pracy [151] Gajewski przedstawił wpływ współczynnika Poissona zaprawy oraz właściwości lepkościowych na efektywną sztywność i anizotropię mieszanki asfaltowej. Zastosowano numeryczne modele do analizy tych parametrów, co pozwoliło na lepsze zrozumienie zachowania materiału pod obciążeniem i potencjalne optymalizacje w projektowaniu nawierzchni asfaltowych.

W pracach [152] i [153] przeanalizowano odporność na wyboczenie stalowych belek dwuteowych, które nie są podatne na zwichrzenie boczne. Modele numeryczne oparte na MES zostały użyte do weryfikacji krzywych wyboczeniowych według Eurokodu, co pozwoliło na dokładniejszą ocenę stabilności takich konstrukcji.

W badaniach przedstawionych w [154] oraz [155] zastosowano modele MES do estymacji wytrzymałości wyboczeniowej spawanych kolumn stalowych o wysokiej wytrzymałości. Takie podejście umożliwiło dokładniejsze przewidywania i optymalizacje, co jest kluczowe dla projektowania trwałych i bezpiecznych konstrukcji stalowych.

2.8. PODSUMOWANIE

Budynki z elementów prefabrykowanych, zwane potocznie budynkami z wielkiej płyty, są obecne niemal w każdym polskim mieście. Prefabrykaty, czyli elementy wytwarzane poza placem budowy, umożliwiają skrócenie czasu budowy i poprawę jakości produkcji. W Polsce, w ramach typizacji budownictwa wielkopłytkowego, opracowano szereg systemów, takich jak systemy typizacji centralnej otwartej (np. W-70, Wk-70), typizacji centralnej zamkniętej (np. OWT-67, WUF-T), oraz regionalnej zamkniętej (np. Wroclawska Wielka Płyta, RBM-75).

W latach 1970-1985 w Polsce zaprojektowano i wzniesiono budynki wielorodzinne o łącznej powierzchni użytkowej wynoszącej 772 tys. m² i kubaturze 3517 tys. m³. Szczegółowe wymagania techniczne w tym powierzchnię pomieszczeń określały tzw.

Normatywy Techniczne Projektowania mieszkań (NTP). Sztywność i wymaganą wytrzymałość budynku zapewniają złącza konstrukcyjne, które dzielą się na poziome i pionowe. Ich zadaniem jest przenoszenie obciążeń ze stropów i wyższych kondygnacji. W ścianach zewnętrznych nośnych i osłonowych występują trzy typy złączy poziomych: w poziomie stropu kondygnacji powtarzalnej, nad piwnicami i nad ostatnią kondygnacją. Złącza pionowe zapewniają monolityczne połączenie prefabrykatów ściennych.

Monitoring konstrukcji jest istotny dla zapewnienia bezpieczeństwa budynków przez cały okres ich eksploatacji. Rozwój technologii pozwala dobrać odpowiednie systemy w zależności od aktualnych wymagań. Systemy monitoringu konstrukcji (SHM) dostarczają informacji o zmianach lub uszkodzeniach konstrukcji. W tym celu można zastosować różnego rodzaju czujniki, m.in. światłowodowe, piezoelektryczne oraz czujniki temperatury i akcelerometry.

Defekty mogą wynikać z etapów projektowania, produkcji, transportu, składowania oraz montażu. Przykładowe defekty obejmują niedobory zbrojenia, złą jakość betonu, uszkodzenia mechaniczne oraz wadliwe wykonanie zbrojenia i spawów montażowych.

Wykrycie wad zlokalizowanych w złączach bez naruszania stanu konstrukcji umożliwia zastosowanie badań nieniszczących. Są one szeroko stosowane do diagnostyki stanu technicznego budynków. Metody te obejmują m.in. badania radiograficzne, ultradźwiękowe, wizualne, prądami wirowymi oraz twardości. Są one przydatne do oceny jednorodności betonu, połączeń między elementami oraz lokalizacji zbrojenia.

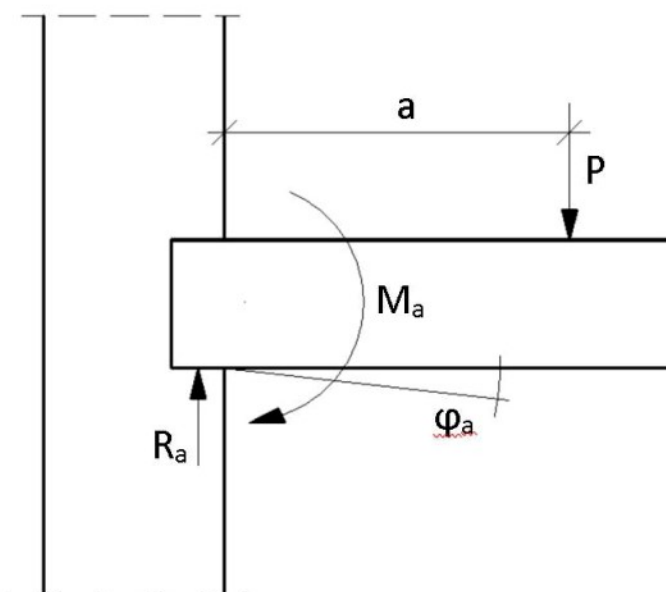
Badania niszczące, takie jak próby wytrzymałości na ściskanie oraz seminiszczące, np. pull-out czy pull-off, są stosowane do bezpośredniego określenia wytrzymałości materiałów konstrukcyjnych. Metody te charakteryzują się różnym stopniem ingerencji w strukturę materiału.

Przedstawione badania i analizy podkreślają znaczenie monitoringu konstrukcji oraz stosowania badań nieniszczących i niszczących dla oceny stanu technicznego budynków wielkopłytowych. Efektywność tych metod w wykrywaniu defektów oraz w ocenie wytrzymałości konstrukcji jest kluczowa dla zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania budynków. Kontynuacja badań nad technologiami monitoringu oraz diagnostyki konstrukcji jest istotna dla rozwoju nowoczesnych standardów i metod oceny stanu technicznego budynków prefabrykowanych.

3. CZĘŚĆ DOŚWIADCZALNA

3.1. ZAŁOŻENIA I METODYKA BADAŃ

W pracy przeanalizowano wpływ defektów złącza konstrukcyjnego strop-ściana systemu Wk-70 na ugięcie płyty stropowej. W tym celu zbudowano numeryczny model referencyjny złącza, który nie zawierał defektów i poddano go walidacji. Założeniem autora było zbudowanie modelu, który będzie odzwierciedlał rzeczywistą pracę elementów konstrukcyjnych. Po uzyskaniu zgodności wyników z badaniami doświadczalnymi, na jego bazie zbudowano modele numeryczne, które zawierały różne defekty, a następnie poddano je symulacji i analizie. Na podstawie otrzymanych wyników opracowano metodę oceny bezpieczeństwa użytkowania osłabionych obszarów konstrukcji. Schemat zestawu badawczego przedstawiono na Rys. 56. W układzie tym płyta stropowa była elementem wspornikowym, dlatego założono, że możliwy obrót jest znacznie większy od naturalnego. Kolejnym krokiem było określenie wartości granicznych, które będą zgodne z pracą rzeczywistej płyty stropowej o pełnej długości opartej obustronnie. Założenie to pozwala na analizę i porównanie różnych sytuacji obliczeniowych, w których otrzymano wyniki kąta obrotu przekroju przypodporowego stropu. Wyniki nanoszono na układ współrzędnych, gdzie oś rzędnych odpowiadała wartościom momentu zginającego (M), a oś odciętych wartościom kąta obrotu przekroju przypodporowego płyty stropowej (φ).



Rys. 56. Schemat modelu badawczego; a – ramię działania siły, P – siła przyłożona do płyty stropowej, M_a – moment podporowy, R_a – reakcja.

Można wyróżnić dwie podstawowe sytuacje:

- a) dla stropu utwierdzonego na obu podporach

$$M_Z = \frac{pl^2}{12}$$

$$\varphi = 0$$

przy czym, pełne utwierdzenie występuje w sytuacji, gdy płyta stropowa obciążona jest w miejscu złącza konstrukcyjnego ścianami wyższych kondygnacji.

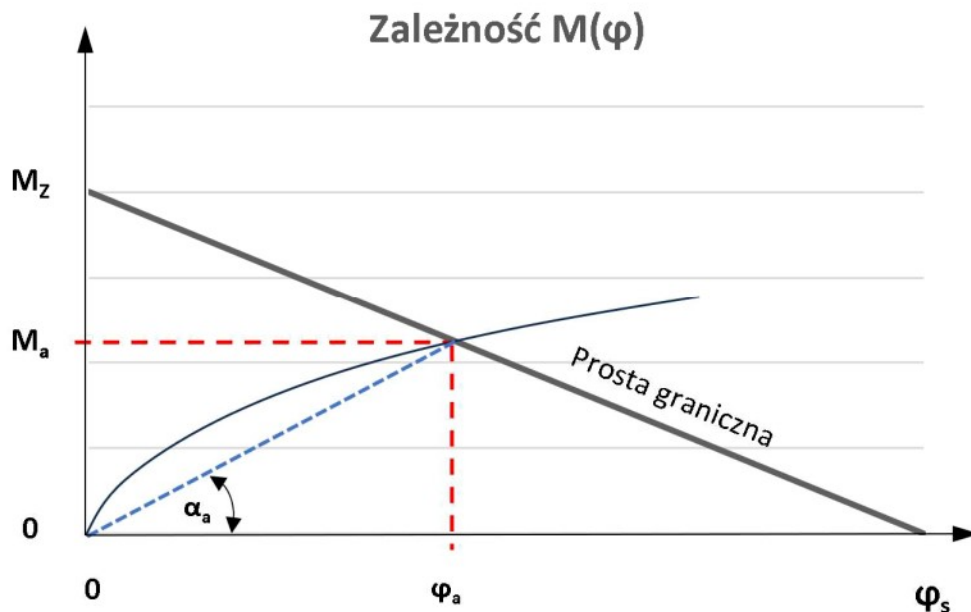
- b) Dla stropu podpartego na obu podporach przegubowo:

$$M_Z = 0$$

$$\varphi = \varphi_s$$

$$\varphi_s = 8\text{‰}$$

przy czym, wartość kąta obrotu przekroju φ_s określono przyjmując maksymalne ugięcie płyty w środku rozpiętości wynoszące 1/200 (przy założeniu, że linia ugięcia jest parabolą). Prosta poprowadzona przez te dwa punktu to prosta graniczna, która zawiera punkty pośrednie współrzędnych M i φ odpowiadające częściowemu zamocowaniu stropu (Rys. 57).



Rys. 57. Konstrukcja prostej granicznej [142].

Dla określenia warunków pracy badanego złącza zgodnych z warunkami rzeczywistym wyliczono długość ramienia i siłę jaką należy przyłożyć do płyty stropowej. Pozwoli to na zachowanie odpowiedniego stosunku pomiędzy wartością momentu podporowego M_a a wartością reakcji R_a . Ponieważ w pracy [142] założono, że moment podporowy przybiera wartość ok 0,7 do 0,9 wartości momentu M_Z , stąd:

$$M_a = Pa$$

$$P = R_a$$

$$a = \frac{M_a}{R_a}$$

Przyjęto do obliczeń:

- Rozpiętość płyty $l_p = 6$ m.
- Obciążenie zmienne $p = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.
- Obciążenie stałe $g = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

$$R_a = 0,5 * l_p(p + g) = 0,5 * 6 * (3 + 4) = 21 \text{ kN}$$

$$M_z = \frac{ql^2}{12} = 9 \text{ kNm}$$

$$M_a = 0,85 \cdot M_z = 0,85 \cdot 9 = 7,65 \text{ kNm}$$

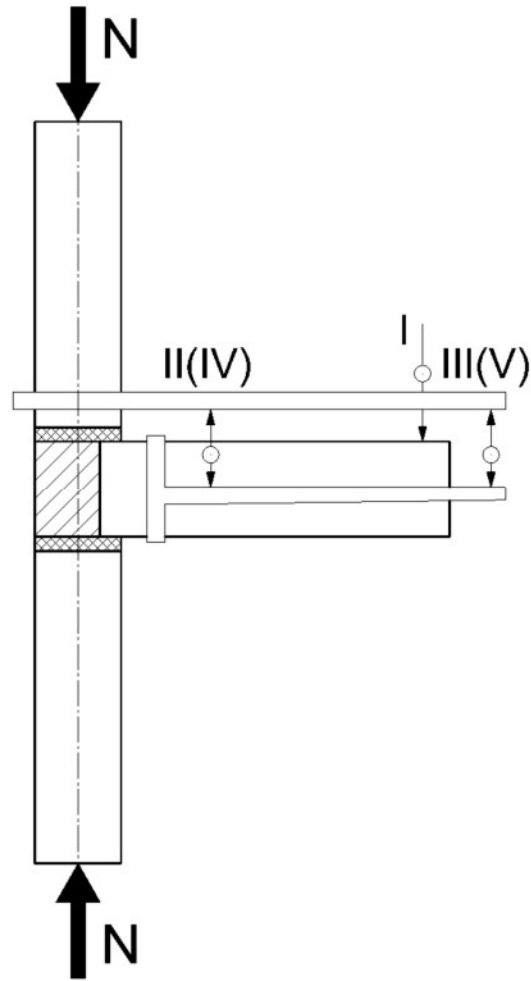
$$a = \frac{7,65}{21} = 0,36 \text{ m}$$

Przyjęto ramię działania siły P wynoszące 0,4 m.

Kąt obrotu φ można ustalić na podstawie odczytu różnic wartości wskazanych przez czujniki zegarowe w funkcji ich wzajemnej odległości. Przykładowe oprzyrządowanie, które zostało użyte w pracy [142] do badania kąta obrotu φ przekroju stropowego w stosunku do ściany, przedstawiono na Rys. 58.

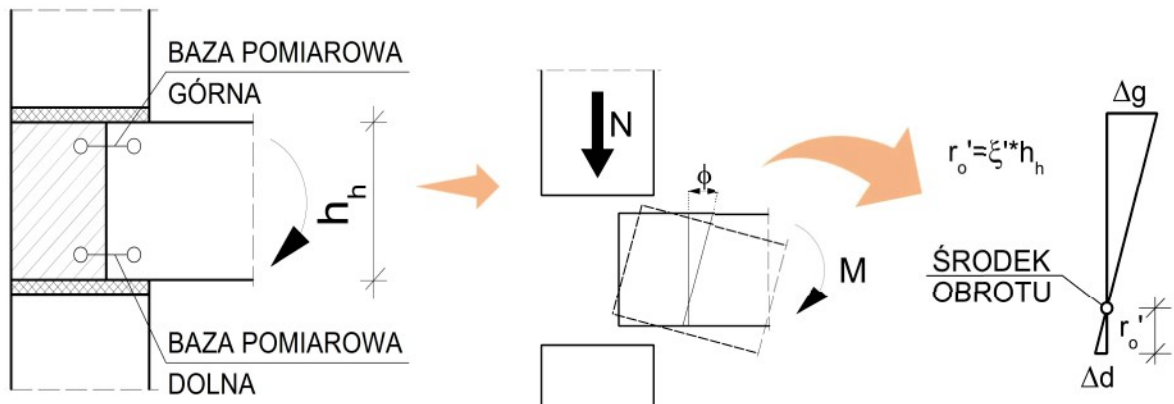
Na ścianie górnej zostały zamontowane obejmki, których zadaniem było stabilizowanie dwóch ceowników ustawionych równolegle do górnej płaszczyzny płyty stropowej. W odległości 5 cm od lica ściany zamontowano na obydwu bocznych powierzchniach płyty stropowej układ kątowników, w taki sposób, aby dłuższe ramię znajdowało się w pozycji równoległej do wcześniej zamocowanych ceowników. Pomiędzy ramionami ceowników i kątowników zamontowano z każdej strony zestawu badawczego po dwa czujniki zegarowe.

Głównym elementem weryfikującym uproszczony model obliczeniowy złącza poziomego jest wartość współczynnika κ , który charakteryzuje podatność zamocowania stropu w ścianie. Określa on współzależność momentu podporowego M w stropie oraz kąta obrotu φ przekroju podporowego stropu, mierzonego w stosunku do ściany. Odwrotność podatności nazywana jest sztywnością złącza i oznaczana jest symbolem K .



Rys. 58. Przykładowy zestaw do badania kąta obrotu [142].

$$\kappa = \frac{1}{K} = \frac{\varphi}{M}$$



Rys. 59. Graficzne przedstawienie środka i kąta obrotu płyty stropowej, gdzie: Δg - przemieszczenie punktu na górnej płaszczyźnie płyty stropowej, Δd - przemieszczenie punktu na dolnej płaszczyźnie płyty stropowej [142].

Mając dane o odkształceniach złącza strop-wieniec, możemy wyznaczyć niezbędne współczynniki, które pozwolą na wyznaczenie środka obrotu płyty stropowej.

$$r_0 = \xi \cdot h_p$$

Obliczenie współczynnika ξ określającego położenie środka obrotu płaszczyzny czołowej stropu w stosunku do grubości stropu polega na policzeniu współczynnika ξ' , wyrażającego położenie środka obrotu stropu w odniesieniu do grubości stropu i odległości od dolnej bazy tensometru (Rys. 59), zgodnie z poniższym wzorem:

$$\xi' = \frac{y}{y - x}$$

gdzie:

$$x = \Delta(a + c)$$

$$y = \Delta(b + d)$$

a – odczyt bazy tensometru A,

b – odczyt bazy tensometru B,

c – odczyt bazy tensometru C,

d – odczyt bazy tensometru D,

Następnie po dodaniu ilorazu - odległości bazy tensometru od dolnej płaszczyzny płyty stropowej przez grubość płyty stropowej zgodnie z poniższym wzorem:

$$\xi = \xi' + \frac{h_T}{h_p}$$

gdzie:

h_T – odległość bazy tensometru od dolnej płaszczyzny płyty stropowej,

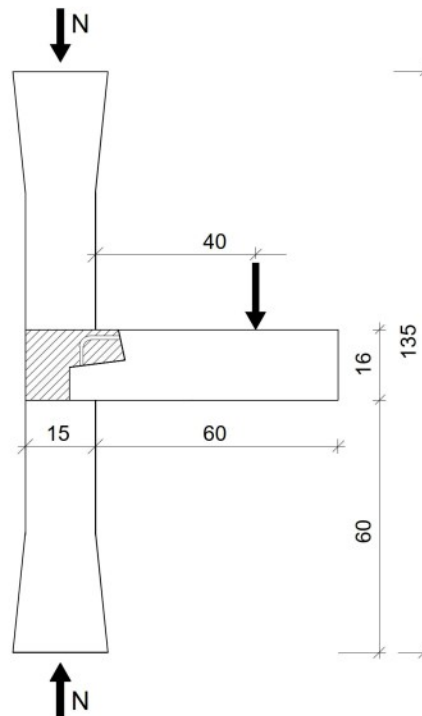
h_p – grubość płyty stropowej.

W celu określenia przebiegu prostej granicznej założono odwzorowanie płyty stropowej o rozpiętości równej 6 m, przy obciążeniu wynoszącym $p=3 \text{ kN/m}^2$, $g=4 \text{ kN/m}^2$ oraz ugięciu płyty w środku rozpiętości wynoszącym $l/200$ (linię ugięcia przyjęto jako parabolę).

Wyniki otrzymane z analizy numerycznej modelu obliczeniowego autora zostały porównywane z wynikami doświadczalnymi z pracy [142]. Poniżej przedstawiono przygotowanie zestawów doświadczalnych (odwzorowujących fragmenty płyty stropowej oraz betonowych ścian wewnętrznych budynku wzniesionego w systemie Wk-70) oraz sposób przeprowadzenia badań laboratoryjnych.

Wszystkie elementy, które wchodziły w skład zestawu badawczego zostały wykonane w laboratorium (Rys. 60). Do przygotowywania elementów wykorzystano stół wibracyjny. Z każdego zarobu pobrano próbki do badań, które pozwoliły na określenie parametrów

wytrzymałościowych dla każdego z elementów. Otrzymano następujące wartości wytrzymałości na ściskanie: ściany górnej 22,0 MPa, ściany dolnej 22 MPa, stropu 22,2 MPa, oraz wieńca 15,5 MPa.



Rys. 60. Model badawczy ukazujący lokalizację działania sił. Wysokość płyt ściennych i długość płyty stropowej wynosiła 60 cm.

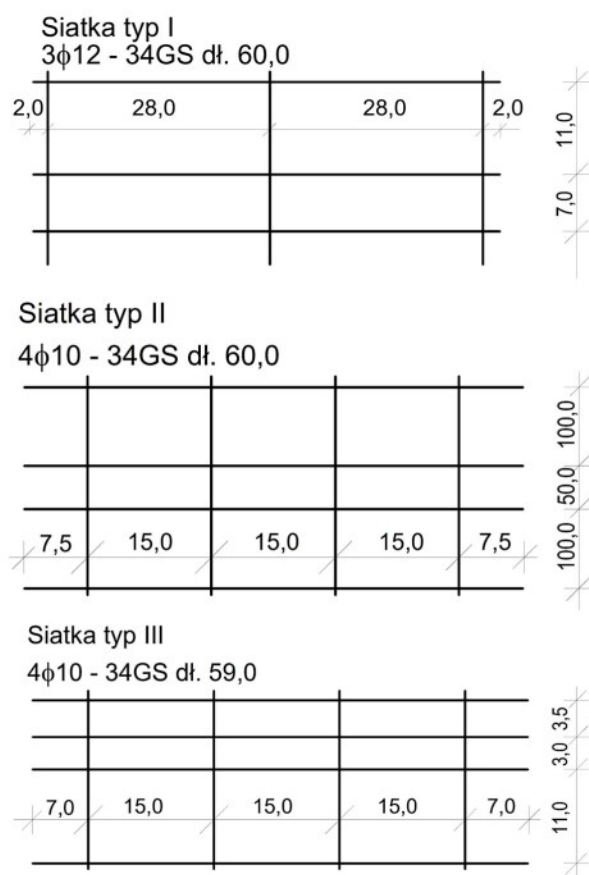
W pierwszym etapie ustawiono dolną ścianę na warstwie zaprawy cementowej o gr. 1 cm, następnie na powierzchni wsporczej ściany, która odpowiadała głębokości oparcia stropu, rozłożono zaprawę cementową oraz klocki dystansowe o grubości 1,5 cm, na których oparto element stropowy. Po związaniu zaprawy usunięto dystanse i uzupełniono puste miejsca zaprawą. W kolejnym kroku ułożono wieńiec i zabetonowano go do górnej powierzchni stropu. Następnie ponownie rozłożono zaprawę oraz klocki dystansowe na których ustawiono górną ścianę. Po związaniu zaprawy, podobnie jak poprzednio usunięto dystanse i uzupełniono puste miejsca zaprawą. Dla uzyskania dobrego kontaktu powierzchni górnej ściany z prasą, ułożono warstwę pośrednią w postaci zaprawy i miękkiej płyty pilśniowej.

Badania doświadczalne przeprowadzono na trzech grupach zestawów badawczych przygotowanych z elementów prefabrykowanych systemu Wk-70 różniących się badanymi złączami:

- Zestaw Wk-1 – złącza w ścianie wewnętrznej obciążonej obustronnie stropami i wieńcem zbrojonym siatką typu I. Badaniu poddano zestawy oznaczone jako Wk1-1, Wk1-2, Wk1-3, Wk1-4.

- Zestaw Wk-2 - złącza w ścianie wewnętrznej obciążonej obustronnie stropami i wieńcem zbrojonym siatką typu II. Badaniu poddano zestawy oznaczone jako Wk2-1, Wk2-2, Wk2-3.
- Zestaw Wk-4 - złącza w ścianie wewnętrznej obciążonej jednostronnie stropami i wieńcem zbrojonym siatką typu III. Badaniu oddano zestawy oznaczone jako Wk4-1 oraz Wk4-2.

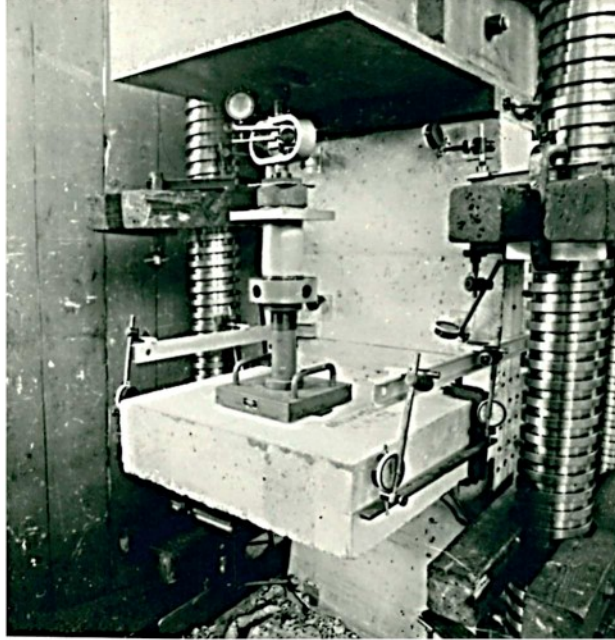
Układ siatek przedstawiono na Rys. 61.



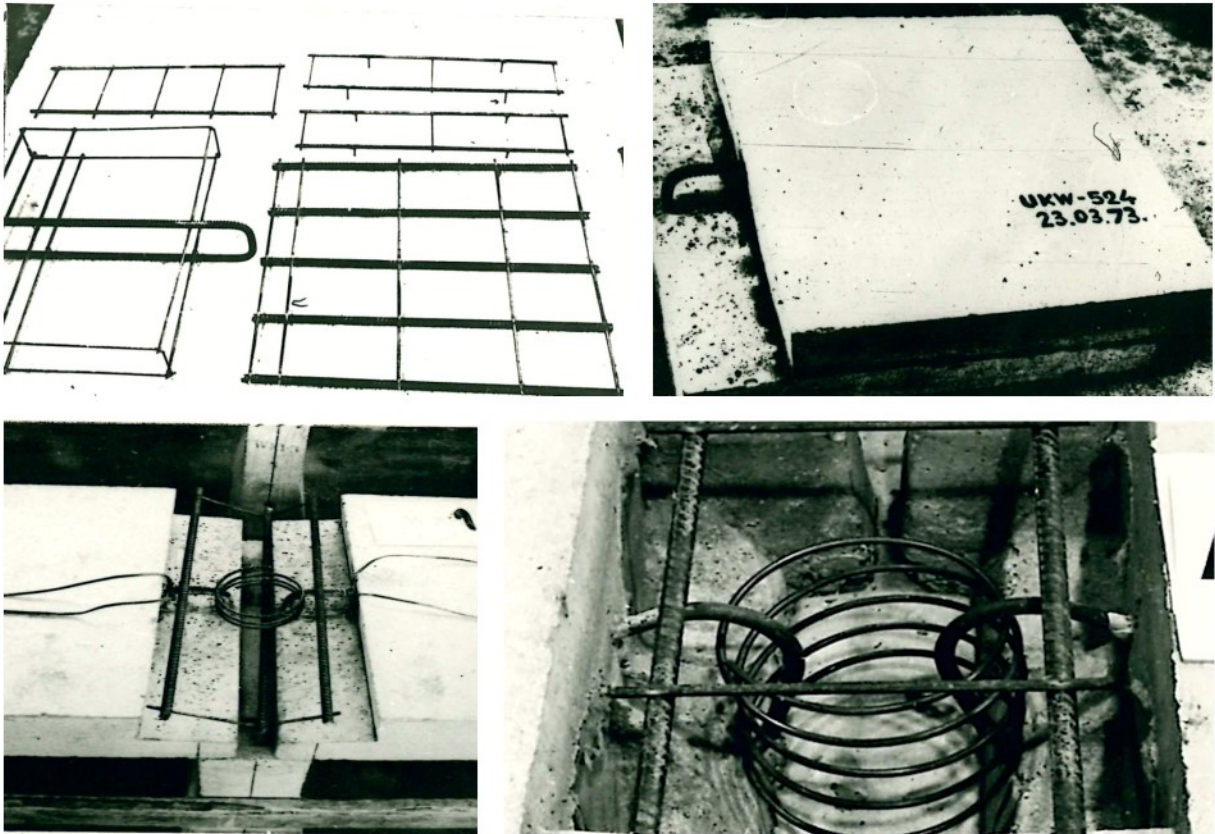
Rys. 61. Geometria siatek użytych podczas badań przedstawionych w pracy [142].

Autor w dalszej części pracy będzie odnosił się do zestawów z grupy Wk4-X, których geometria jest zgodna z jego modelem obliczeniowym. Ze względu na ograniczenia techniczno-ekonomiczne badania laboratoryjne przeprowadzono na elementach o określonych wymiarach, dopasowanych do możliwości użytej maszyny (Rys. 60, Rys. 62). Wymiary prefabrykatów ściennych wynosiły 60x60x15 cm natomiast płyty stropowej 65x60x16 cm. Pętla stropowa służąca do mocowania stropu usytuowana była w środku szerokości płyty. Zbrojenie płyty stropowej, gotowy element prefabrykowany oraz zbrojenie wieńca przedstawiono na Rys. 63. Charakterystyczną cechą omawianego złącza jest spiralnie ukształtowany pręt łączący pętle wychodzącą z płyty stropowej oraz pozostałe elementy

zbrojenia Rys. 63 d. Badania laboratoryjne zostały przeprowadzone za pomocą maszyny wytrzymałościowej firmy Amsler, dla której maksymalny nacisk wynosi 5 000 kN. Pomiar siły odbywał się przy użyciu pałkowego siłomierza sprężynowego, który umieszczono pomiędzy belką oporową a lewarem.

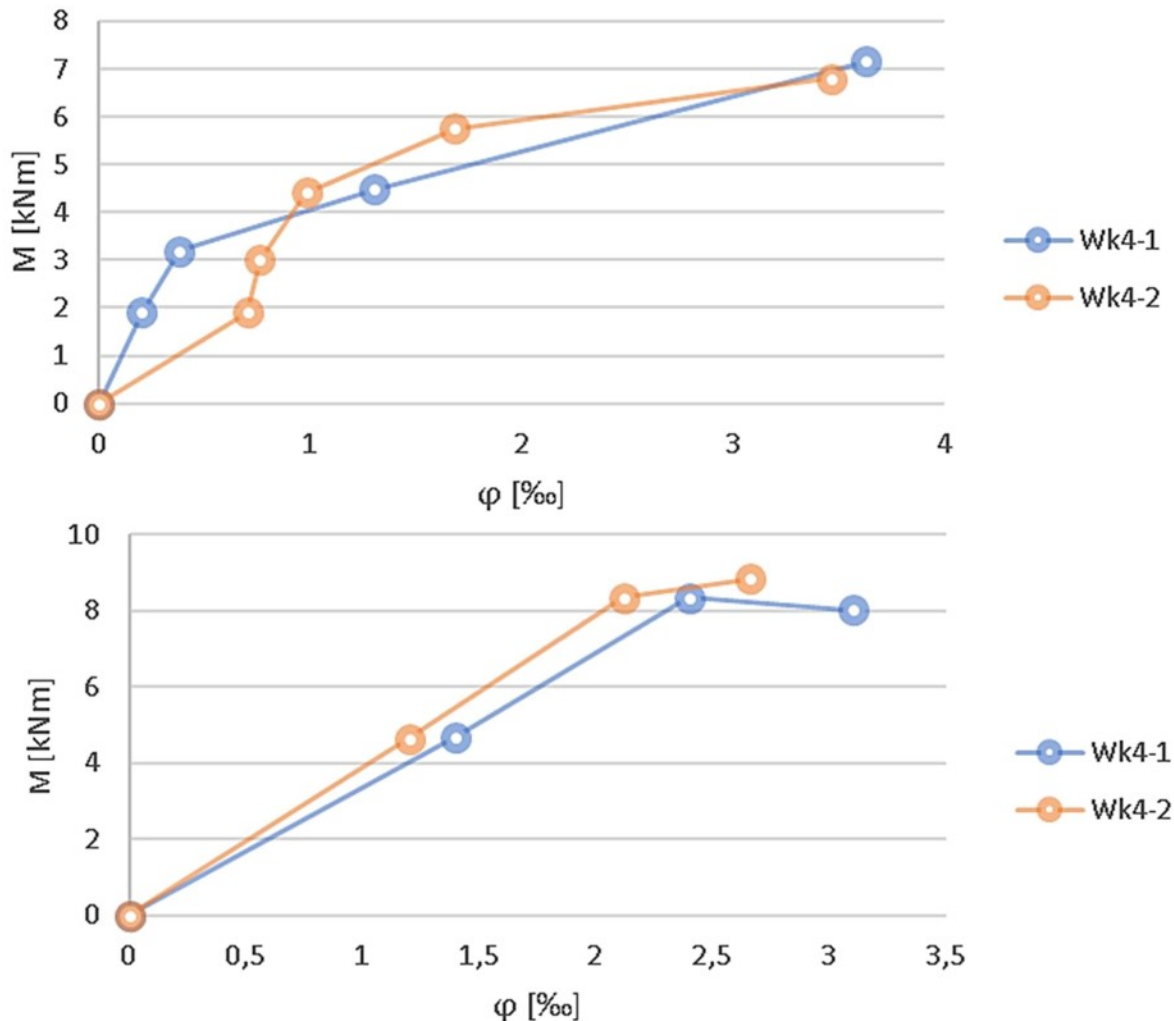


Rys. 62. Sposób obciążenia wspornika stropowego [142].



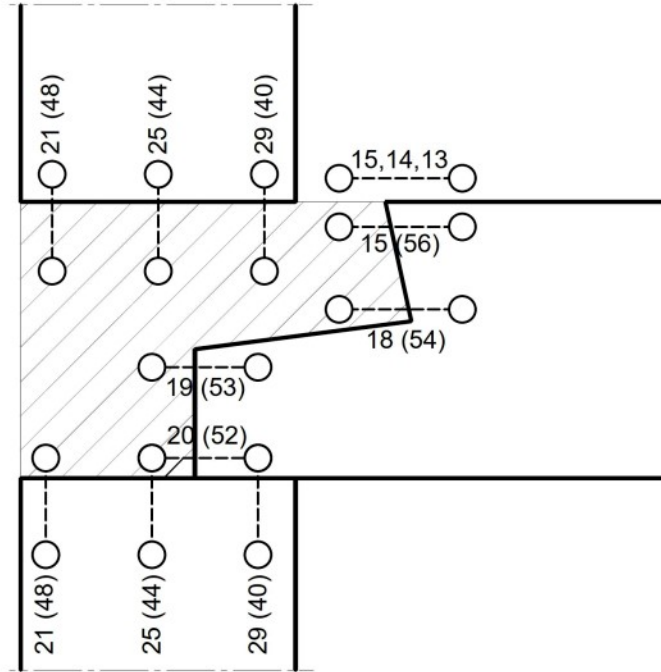
Rys. 63. a) Zbrojenie płyty stropowej systemu Wk-70; b) gotowy prefabrykat płyty stropowej; c) Zbrojenie wieńca; d) Zbrojenie spiralne złącza [142].

Badania zestawów przeprowadzono dla naprężeń w stropie wynoszącym 2,22 MPa oraz 5,56 MPa. Ściany obciążono osiowo przykładając siłę do jej górnej, poziomej płaszczyzny, natomiast obciążenie momentem zginającym zrealizowano poprzez przyłożenie siły pionowej na ramieniu o długości 40 cm, działającej na wsporniku stropowym (Rys. 60 i Rys. 62). Po przyłożeniu obciążenia do stropu obliczano kąt obrotu ϕ . Po każdym badaniu otrzymywano wykres $M-\phi$ z krzywą ograniczoną prostą graniczną. Przykładowy wykres $M-\phi$ przedstawia Rys. 64.



Rys. 64. Zależności $M-\phi$ dla różnych naprężeń działających w ścianie: a) Naprężenie w ścianie wynoszące 2,22 [MPa]; b) Naprężenie w ścianie wynoszące 5,56 [MPa] [142].

Dla wszystkich badanych złączy systemu Wk-70 określono wartości kątów obrotu przekroju przypodporowego stropu w stosunku do ściany. Przeprowadzono także pomiary przemieszczeń poszczególnych elementów zestawu. W tym celu wykorzystano tensometry nasadowe firmy Mayes & Son, których dokładność odczytu wynosiła $2,47 \cdot 10^{-5}$ oraz $1,00 \cdot 10^{-5}$. Rozmieszczenie baz tensometrycznych przedstawiono na Rys. 65.



Rys. 65. Rozmieszczenie baz tensometrów nasadowych na powierzchniach bocznych złącza. W nawiasach podano numery baz z przeciwległej strony [142].

W Tabeli 3 przedstawiono wyniki dla dwóch poziomów naprężeń występujących w ścianie oraz różnych wartości obciążenia przekazywanego na strop. Tabela 3 zawiera odczyty odkształcalności, które zostały przeprowadzone na bazach tensometrycznych, oraz wartości współczynników ξ' (dla niepełnej wysokości stropu), które są niezbędne do wyznaczenia punktów obrotu stropu mierzonego od dolnej bazy tensometru.

Tabela 3. Zestawienie odkształceń strop-wieniec i obliczenie wartości współczynnika ξ' dla złączy typu Wk [142]

Numer badania	Naprężenie w ścianie [MPa]	Obciążenie na strop [kNm]	Odczyty na bazach tensometru. Numer bazy:				WYNIKI LABORATORYJNE		
			16	20	22 (56)	(52)	$\Delta 8$ (16+22)	$\Delta 9$ (20+58)	$\xi' = \frac{(9)}{(9) - (8)}$
Wk4-1	2,22	3,2	708	938	724	718	69	-7	0,092
			744	932	757	717			
Wk4-1	5,56	8	1244	935	1270	714	108	-13	0,107
			1284	926	1338	710			
Wk4-2	2,22	2,7	688	695	714	829	135	-16	0,106
			754	691	783	817			

Dolna baza tensometru zlokalizowana została 0,5 cm od dolnej powierzchni stropu, stąd wartość ξ (dla pełnej wysokości stropu) wynosi:

$$\xi = \xi' + \frac{0,5}{16}$$

Wartości współczynnika ξ określającego położenie środka obrotu płaszczyzny czołowej stropu w stosunku do grubości stropu dla różnych naprężeń w ścianie i obciążen stropu zestawiono w Tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie wartości współczynnika ξ dla zestawów Wk4-1, Wk4-2.

Numer badania	Naprężenie w ścianie [MPa]	Moment w złączu [kNm]	ξ	r_0 [cm]
WkX-X				
Wk4-1	2,22	3,2	0,12325	2,0
Wk4-1	5,56	8	0,13825	2,2
Wk4-2	2,22	2,7	0,13725	2,2

Po przyłożeniu obciążenia i przekroczeniu określonego poziomu naprężeń na elementach zestawu badawczego pojawiały się rysy, które propagując prowadziły do zniszczenia prefabrykatów. Przykładowy układ rys przedstawiono na Rys. 66. Szczegółowe omówienie tego zagadnienia zostało przedstawione w podrozdziale 4.

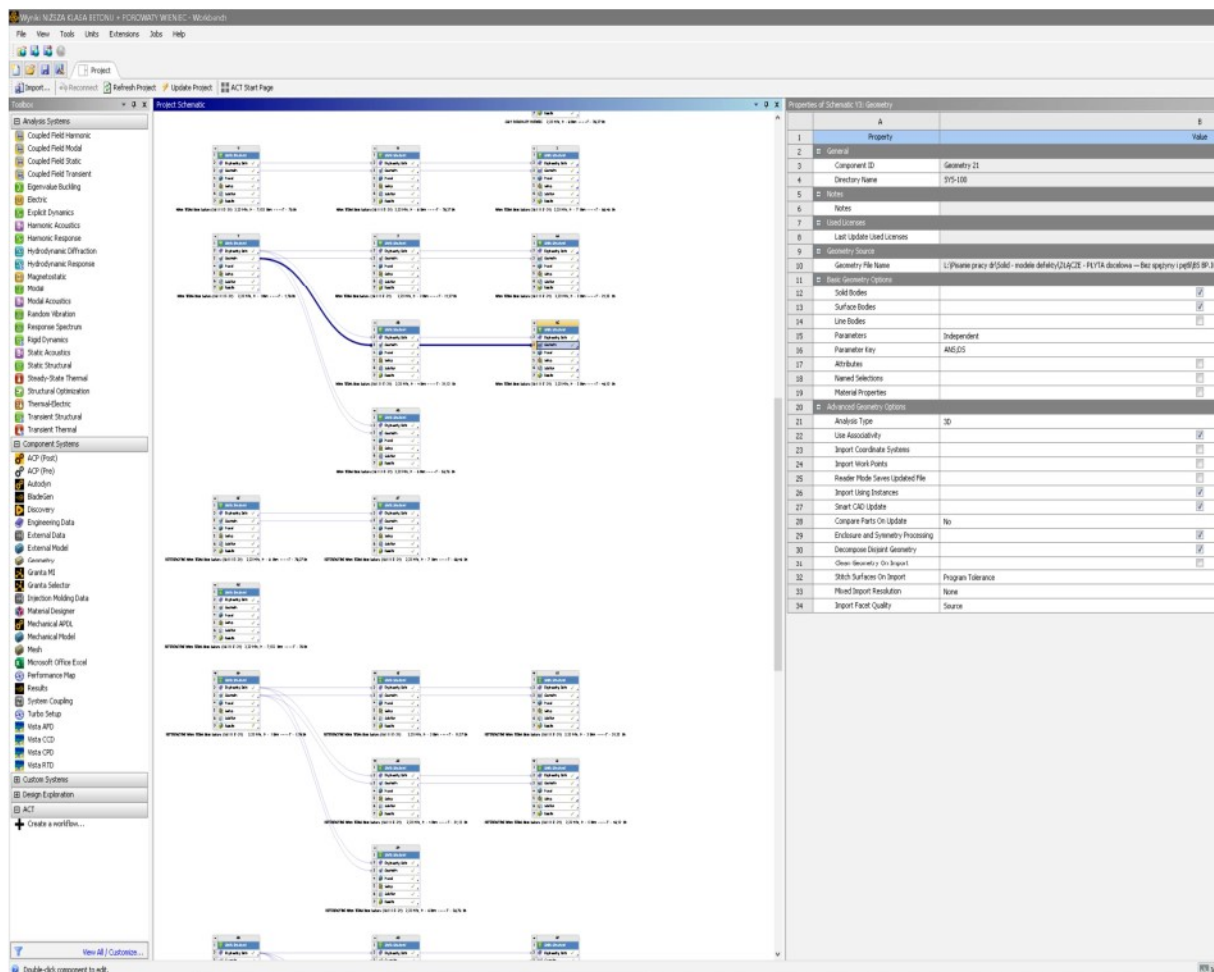


Rys. 66. Przykładowe zarysowania zestawu badawczego poddanego działaniu obciążenia [6].

Na podstawie danych doświadczalnych autor przygotował modele numeryczne, które zostały poddane obciążeniom zgodnym z tymi, które występują w rzeczywistych konstrukcjach budownictwa wielkopłytkowego wzniesionego w systemie Wk-70. Analizie poddano model

referencyjny oraz modele złączy zawierające różne rodzaje defektów. Etapy budowy poszczególnych modeli przedstawiono w pracy w podrozdziałach o numerach 3.2 oraz 3.3.

Badania własne autor prowadził w środowisku programu ANSYS Workbench. Jest to jednolite środowisko pracy, które pozwala na przeprowadzenie zarówno preprocessingu (przygotowanie i wstępne przetworzenie), jak i postprocessingu (przetwarzanie końcowe) w zakresie symulacji komputerowych. Jego zaletą jest możliwość współpracy pomiędzy modułami na różnym etapie procesu. Dane uzyskane w trakcie jednej symulacji mogą zostać wykorzystane jako dane wejściowe dla kolejnych, nowych analiz. Możliwość wpisywania dowolnych funkcjonalności w języku C lub Python pozwala na zaoszczędzenie czasu całego procesu symulacji. Wygląd okna głównego środowiska Ansys Workbench przedstawiono na Rys. 67. Wyniki wykazały zgodność modelu referencyjnego z tymi które uzyskano poddając badaniu rzeczywisty zestaw doświadczalny. Na podstawie analizy danych uzyskanych z symulacji numerycznych, przygotowano metodę oceny bezpieczeństwa użytkownika elementów zawierających wady/defekty.

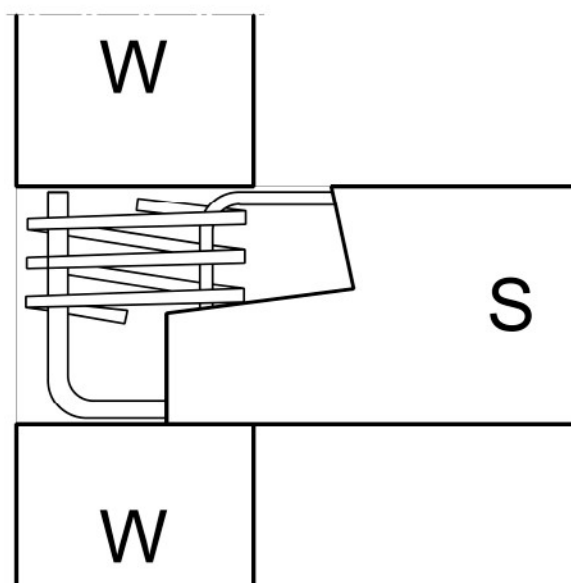


Rys. 67. Okno główne środowiska Workbench.

3.2. OBLICZENIOWY MODEL REFERENCYJNY ZŁĄCZA

3.2.1. ETAPY MODELOWANIA

Geometria modelu referencyjnego bazuje na danych zawartych w Katalogu Węzłów Konstrukcyjnych Systemu Wk-70. Schemat badanego złącza poziomego kondygnacji powtarzalnej przedstawiono na Rys. 68. Przyjęty do analizy numerycznej model złącza poziomego ściana – strop – ściana systemu Wk-70, odpowiadał strukturze, sposobowi podparcia oraz właściwościom fizycznym, rzeczywistych materiałów. W modelu odzwierciedlono również obciążenia jakim poddany jest układ występujący w realnej konstrukcji budynku.



Rys. 68. Schemat badanego złącza poziomego kondygnacji powtarzalnej W - ściana wewnętrzna nośna, S - strop [156].

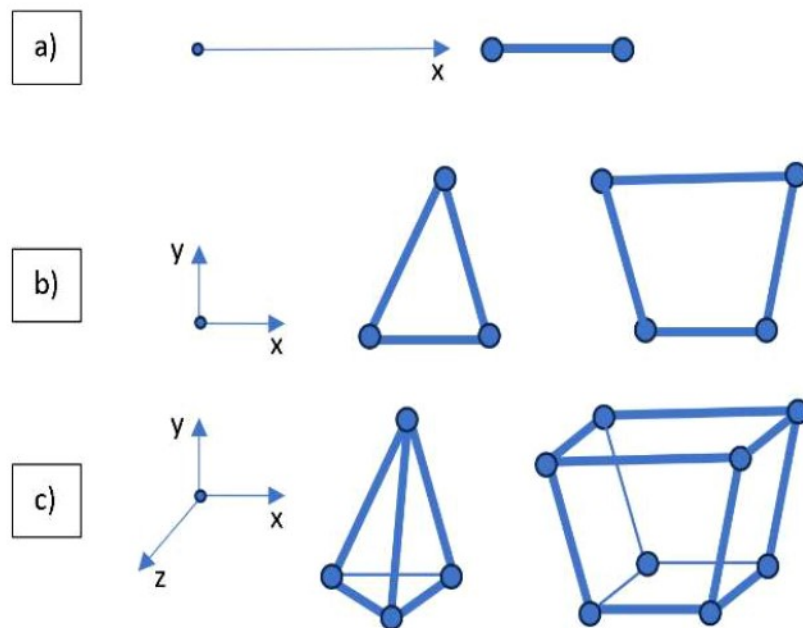
Wszystkie wymiary oraz parametry materiałowe poszczególnych elementów wykorzystanych podczas symulacji są dokładnym odwzorowaniem prefabrykatów użytych do badania w maszynie wytrzymałościowej w pracy [142]. Wyniki badań numerycznych zostały zestawione z wynikami w sposób doświadczalny i przedstawionymi w przytoczonej pracy. Uzyskana zgodność wyników potwierdziła poprawność modelu oraz pozwoliła na przygotowanie modeli zawierających wady wewnętrzne.

Do przeprowadzenia analizy wytrzymałościowej wybrano oprogramowanie ANSYS. Bazuje ono na wykonywaniu obliczeń za pomocą Metody Elementów Skończonych (MES, ang. Finite Element Analysis - FEA). Przykład elementów skończonych jedno, dwu i trzy wymiarowych pokazano na Rys. 69.

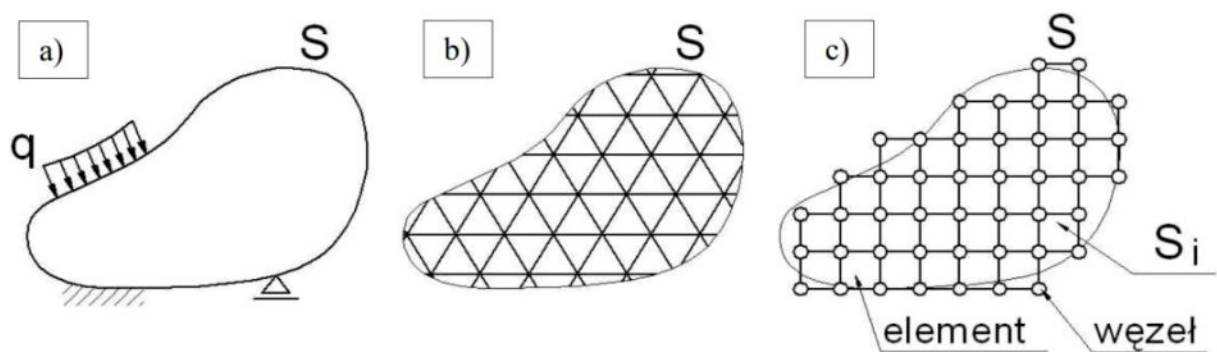
Jest to narzędzie matematyczne służące do dyskretyzacji układów geometrycznych ciągłych i należy do grupy metod obliczeń inżynierskich które są wspomagane komputerowo (ang. CAE – Computer Aided Engineering). Polega na podziale kontinuum na skończoną liczbę podobszarów (elementów) łączących się w tzw. węzłach (Rys. 70). Przy czym:

$$S = \sum_1^n S_i$$

gdzie $n \rightarrow +\infty$



Rys. 69. Przykłady elementów skończonych: a) 1D, b) 2D, c) 3D.

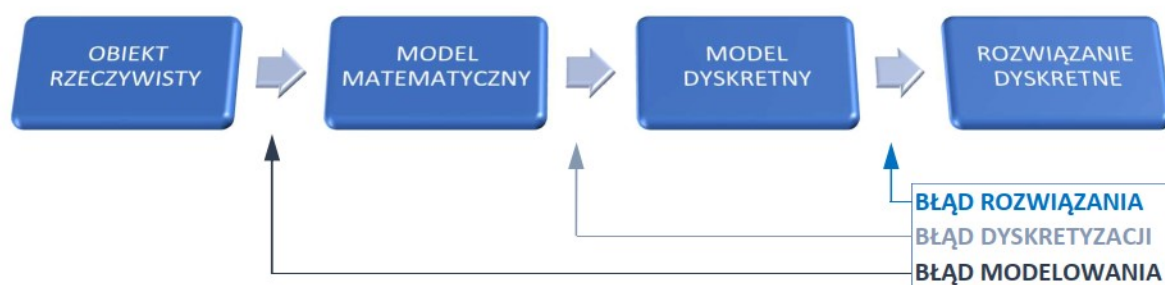


Rys. 70. Dyskretyzacja modelu ciągłego: a) model geometryczny ciągły, b) model dyskretny idealny, c) model dyskretny obliczeniowy [157].

Warunek pokazany na Rys. 70 ($n \rightarrow +\infty$) jest trudny do zrealizowania ze względów praktycznych. Im większa liczba elementów modelu dyskretnego tym większa dokładność obliczeń, ale wymaga to zastosowania komputerów o większej mocy obliczeniowej. W rzeczywistości należy wybrać optymalną wielkość elementów składowych z zagęszczeniem

węzłów sieci (zmniejszeniem elementów) w miejscach, w których występują zjawiska najbardziej interesujące (Rys. 78).

Metoda ta polega na sformułowaniu opisu matematycznego, a następnie jego rozwiązaniu. Zakłada, modelowanie złożonych konstrukcji poprzez ich reprezentację za pomocą możliwie prostych geometrycznie elementów składowych z uwzględnieniem nieciągłości i wielofazowości materiałowych. Dyskretyzacji ulegają wszystkie wielkości fizyczne, reprezentowane w układzie za pomocą funkcji ciągłych (np. obciążenia, utwierdzenia, przemieszczenia, naprężenia). O dokładności uzyskanych wyników decyduje przede wszystkim wybór rodzaju analizy, typ przyjętego modelu, stopień uproszczenia geometrii w porównaniu do elementu rzeczywistego, przyjęte warunki brzegowe oraz jakość utworzonej siatki. Kolejne etapy pracy z oprogramowaniem ANSYS wraz z zaznaczeniem potencjalnych źródeł błędów przedstawiono na Rys. 69.



Rys. 69. Etapy modelowania i źródła błędów (opracowanie autora).

Źródłem pierwszego błędu jest konieczność zastosowania matematycznego opisu rzeczywistości przy pomocy równań różniczkowych, algebraicznych, całkowych itp. Model matematyczny zależny jest od analizowanego problemu.

Zamiana modelu ciągłego na dyskretny dla uzyskania rozwiązania przybliżonego powoduje powstanie kolejnego błędu. W tym celu wykorzystuje się metodę elementów skończonych, metodę różnic skończonych, metodę całek brzegowych, metodę Trefftza, metodę objętości skończonych itd.

Ostatnim źródłem błędu jest numeryczne rozwiązanie złożonego układu równań algebraicznych.

Pomimo występujących niedoskonałości, wyniki otrzymywane za pomocą programu ANSYS są zbieżne z wynikami badań laboratoryjnych. Dzięki temu wykorzystując wiedzę dotyczącą badanych zagadnień możemy niskim kosztem przeanalizować wiele przypadków. Ponadto, program ten pozwala analizować przypadki, których doświadczalnie nie jesteśmy w stanie przeprowadzić ze względu na koszty materialne lub społeczne.

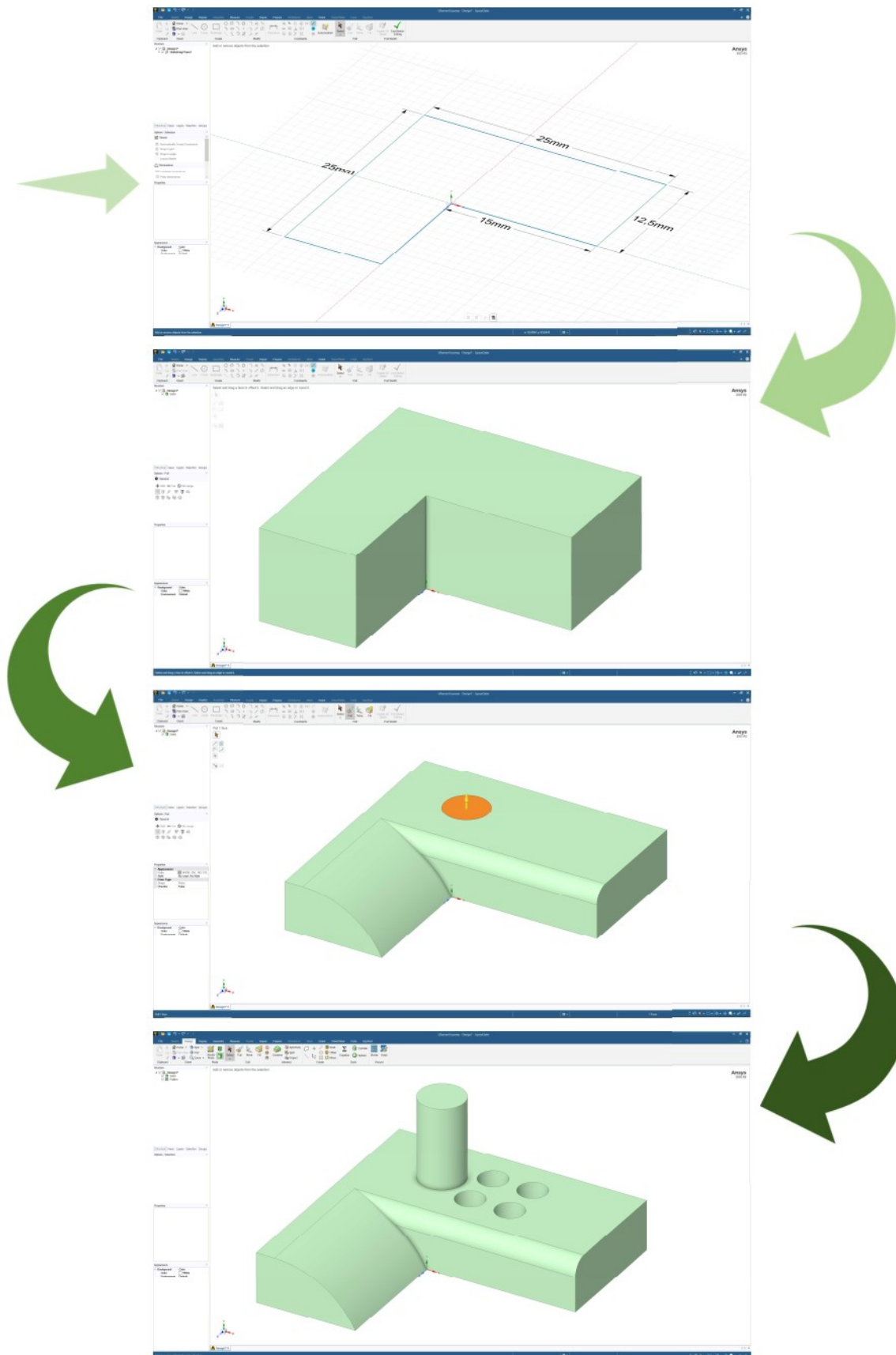
3.2.2. ELEMENTY BAZOWE

Pierwszym etapem modelowania było stworzenie elementów bazowych, tj.: płyty stropowej, ściany górnej, ściany dolnej oraz zbrojenia. Każdy z elementów poddano dyskretyzacji. Następnie nadając odpowiednie relacje pomiędzy elementami bazowymi zbudowano złożenie, które po przyjęciu warunków brzegowych zostało poddane analizie numerycznej.

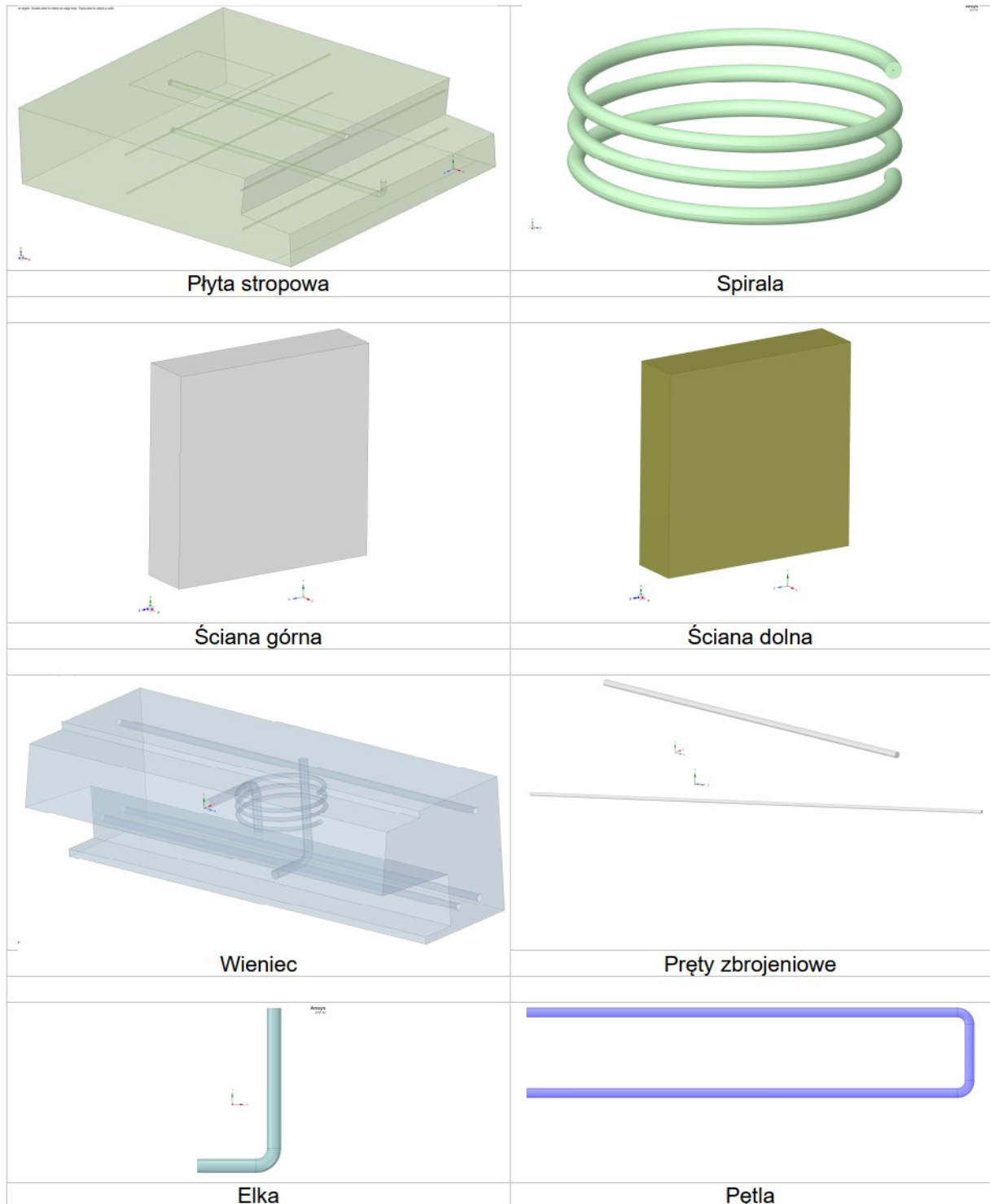
Oprogramowanie ANSYS pozwala na przeprowadzenie niemal dowolnej symulacji z dziedziny mechaniki, przepływów oraz elektromagnetyzmu. ANSYS Workbench jest środowiskiem, które w jednym miejscu gromadzi narzędzia i aplikację systemu ANSYS. Ułatwia to zarządzanie projektem od etapu początkowego aż po analizę otrzymanych danych. Głównym elementem jest Project tab (zakładka, karta projektu), w której przedstawiony jest schematycznie za pomocą schematu blokowego nasz projekt (Project Schematic). Zależnie od potrzeb możemy wstawiać, kopiować, łączyć, przesuwać poszczególne bloki nadając im wzajemne relacje. Dane uzyskane podczas jednej analizy mogą być danymi wejściowymi do innych obliczeń. Dzięki temu praca jest przejrzysta, szybka, a sposób obsługi oprogramowania daje duże możliwości dla operatora.

Oprogramowanie ANSYS posiada dwa moduły do tworzenia geometrii CAD (ang. Computer Aided Design - projektowanie wspomaganie komputerowo): DesignModeler oraz SpaceClaim Direct Modeler. W niniejszej pracy do stworzenia elementów bazowych wykorzystano moduł SpaceClaim. Jest to aplikacja przeznaczona do edycji geometrii w środowisku Workbench, która oparta jest na modelowaniu bezpośrednim. Pozwala na intuicyjne tworzenie geometrii na podstawie dwu oraz trójwymiarowych szkiców lub prostych brył, złożenia elementów podstawowych, tworzenie i edycję siatki oraz nadawanie parametrów materiałowych. Na Rys. 70 przedstawiono przykładowy proces tworzenia elementu bryłowego.

Za pomocą szkicu oraz operacji przeznaczonych do tworzenia brył przygotowano poszczególne elementy modelu zgodnie z geometrią przedstawioną w Katalogu Węzłów Konstrukcyjnych Systemu Wk-70 z uwzględnieniem ograniczeń wskazanych w pracy [142], wynikających z wymiarów maszyny wytrzymałościowej. Gotowe elementy podstawowe przygotowane za pomocą modułu SpaceClaim przedstawiono na Rys. 71.

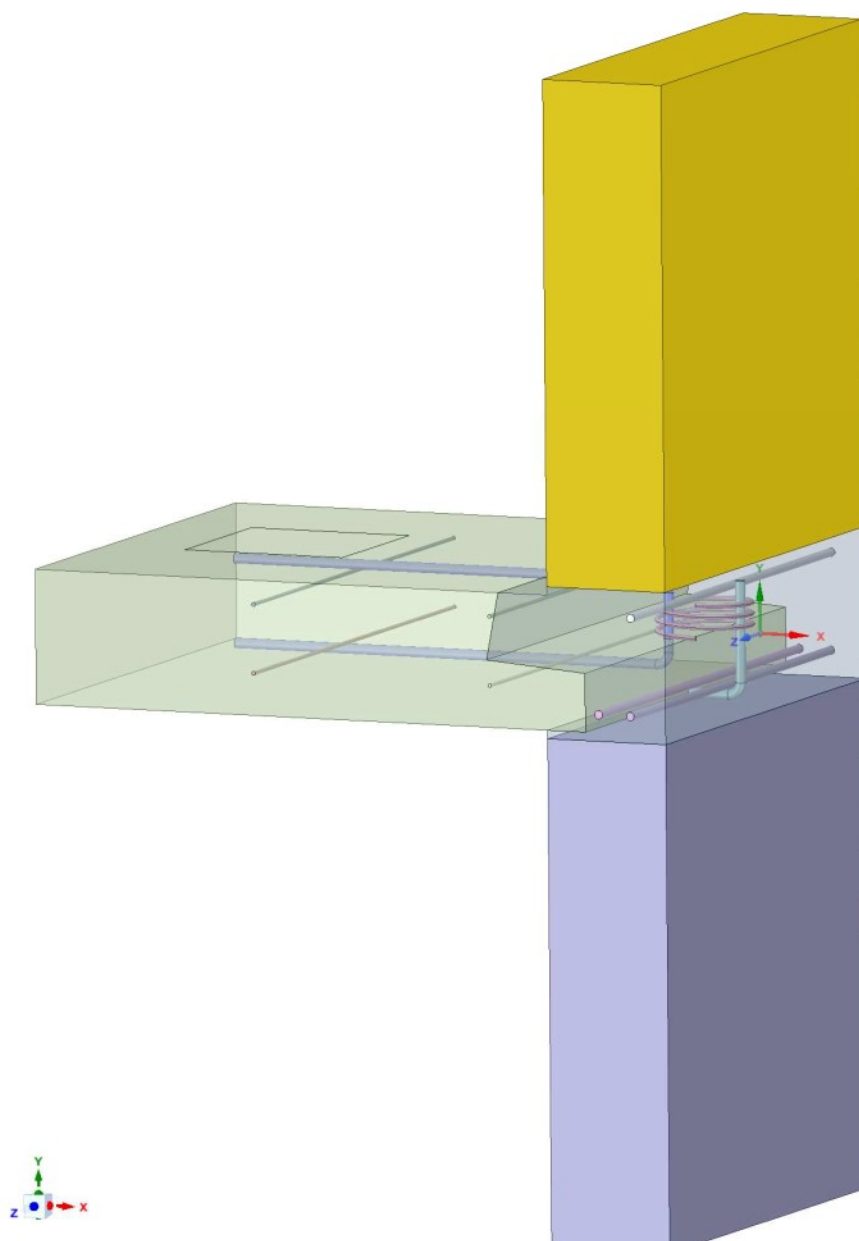


Rys. 70. Przykładowy proces tworzenia elementu przestrzennego w module SpaceClaim Direct Modeler oprogramowania ANSYS.



Rys. 71. Elementy podstawowe wykonane za pomocą modułu SpaceClaim.

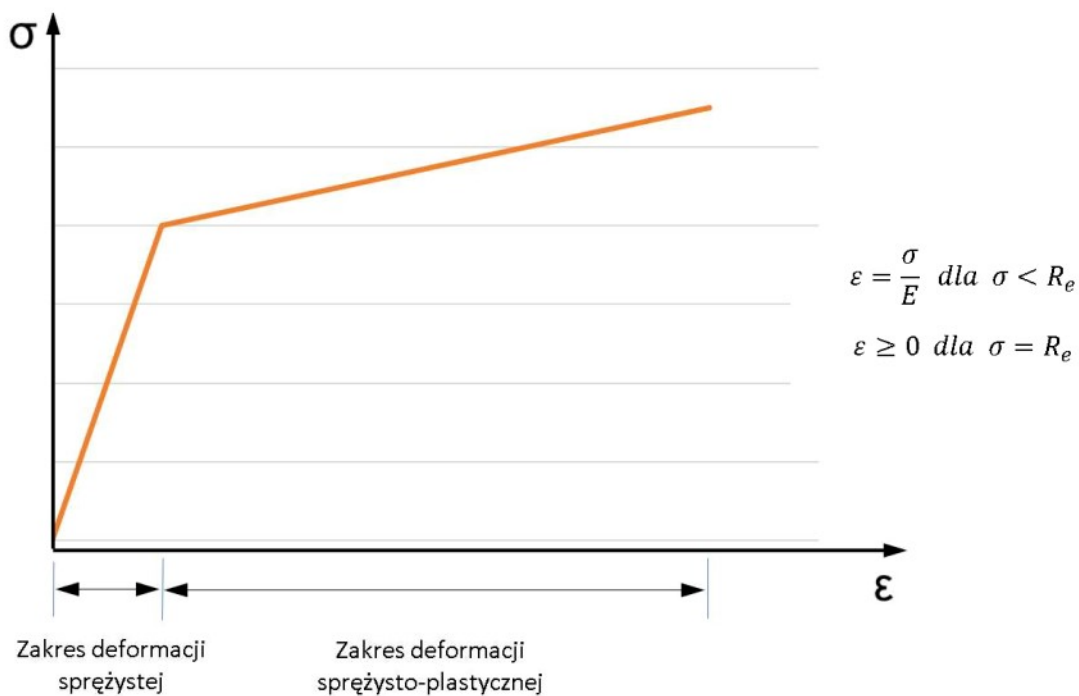
Kolejnym krokiem po zamodelowaniu wszystkich elementów było przygotowanie złożenia. Etap ten polega na nadaniu wzajemnych relacji pomiędzy poszczególnymi elementami w taki sposób, aby nie ograniczać ich odkształceń oraz zachować odpowiednią współpracę pomiędzy nimi. Widok gotowego złożenia przedstawiono na Rys. 72.



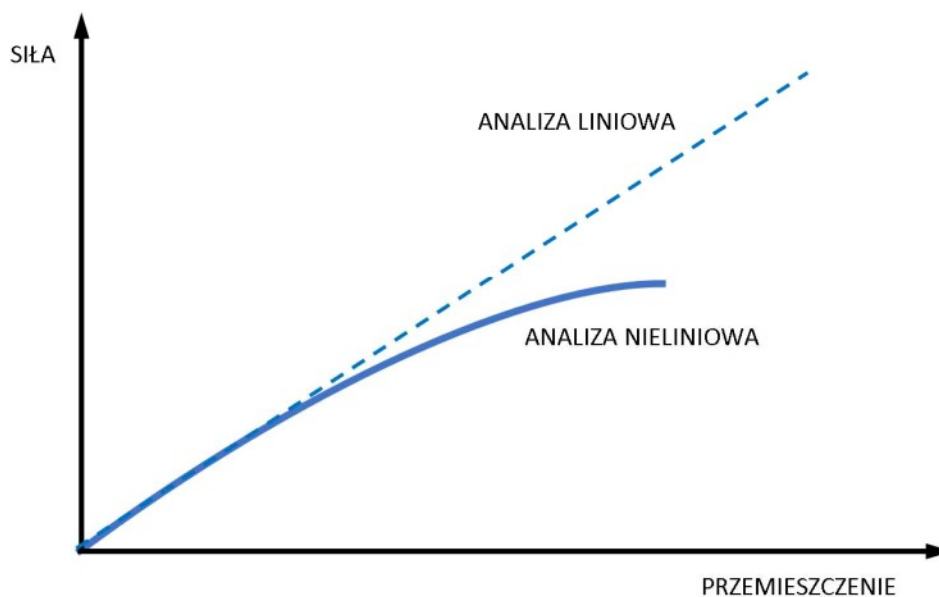
Rys. 72. Gotowe złożenie elementów podstawowych z nadaniem relacji pomiędzy elementami.

Każdemu z elementów należy nadać odpowiednie parametry materiałowe. Źródłem informacji na ten temat były katalogi Systemu Wk-70 oraz badania przeprowadzone w pracy [142]. Opisano w niej szczegółowo przygotowanie prefabrykatów ściennych i stropowych do badań wytrzymałościowych złączy. Z każdego zarobu pobrano próbki do badań i określano ich wytrzymałość na ściskanie. Otrzymano następujące wartości wytrzymałości na ściskanie: dla ściany górnej 22,0 MPa, ściany dolnej 22 MPa, stropu 22,2 MPa oraz wieńca 15,5 MPa. Wyniki te uwzględniono przy wprowadzaniu danych materiałowych dla modelu numerycznego. Wszystkie materiały jakie zostały przypisane do poszczególnych elementów wykazują nieliniową charakterystykę naprężenie - odkształcenie (zestawienie zawiera Tabela 5).

Ze względu na zakres i charakter prowadzonej analizy do przeprowadzenia obliczeń wybrano analizę nieliniową. Przyjęto model ciała sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem (Rys. 73). Wszystkie ustawienia procesu numerycznego, model materiałowy oraz typ siatki odpowiadają wymaganiom analizy nieliniowej. Uwzględnia ona zmianę sztywności konstrukcji podczas jej deformacji (Rys. 74).



Rys. 73. Model ciała sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem. σ -naprężenie, ε - odkształcenie, E – moduł Younga, R_e – granica plastyczności.



Rys. 74. Porównanie analizy liniowej i nieliniowej. Analiza liniowa – sztywność jest stała, analiza nieliniowa – sztywność nie jest stała.

Jednym z modeli pozwalających właściwie symulować zachowanie betonu podczas ściskania jest model wykorzystujący kryterium uplastycznienia Drucker-Pragera. W przypadku złożonego stanu naprężenia kryterium uplastycznienia pozwala określić, czy materiał przekroczył granicę plastyczności. Stosuje się go do opisu elementów betonowych obciążonych monotonicznie. Wykorzystuje wzmocnienie oraz osłabienie izotropowe a także stowarzyszone prawo płynięcia [158].

Ponieważ w konstrukcjach rzeczywistych beton wzmocniony jest zbrojeniem, dlatego należy uwzględnić go w modelowaniu numerycznym. W niniejszej pracy do modelowania stali zbrojeniowej przyjęto model ciała sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem wykorzystujący kryterium uplastycznienia Huber-Misesa z granicą plastyczności $\sigma_y = 410$ MPa, wytrzymałością na rozciąganie $R_m=590$ MPa, modułem Younga $E_s = 210$ GPa i współczynnikiem Poissona $\nu_s = 0,3$. Jest to model bi-liniowy, który odwzorowuje krzywą odkształcenie-naprężenie materiału przy pomocy dwóch prostych. Prosta początkowa odpowiada zakresowi odkształceń sprężystych i nachylona jest do osi odciętych pod kątem $\text{tg}(E)$. Druga prosta zaczyna się w punkcie odpowiadającym granicy plastyczności i nachylona jest do osi rzędnych pod kątem, który pozwala jak najdokładniej odwzorować nieliniowy przebieg odkształceń plastycznych (Rys. 73).

Ponieważ sztywność konstrukcji jest zależna od przemieszczenia, dlatego odpowiedź początkowa konstrukcji nie może być wykorzystana do określenia jej odpowiedzi dla innego obciążenia. Analiza nieliniowa wymaga wielokrotnej agregacji macierzy sztywności i liczenia macierzy odwrotnej. Dlatego jest ona bardziej złożona i obliczenia wymagają znacznie więcej czasu w porównaniu do analizy liniowej. Wszystkie przypadki obciążenia definiowane są i rozwiązywane jako osobne zadania. Znalezienie rozwiązania przez dokonanie superpozycji wyników dla prostych stanów jest w tym przypadku niemożliwe. Ogólne, równanie nieliniowe dla metody elementów skończonych można przedstawić do postaci: $\mathbf{K}(\mathbf{q})\mathbf{q} = \mathbf{b}$

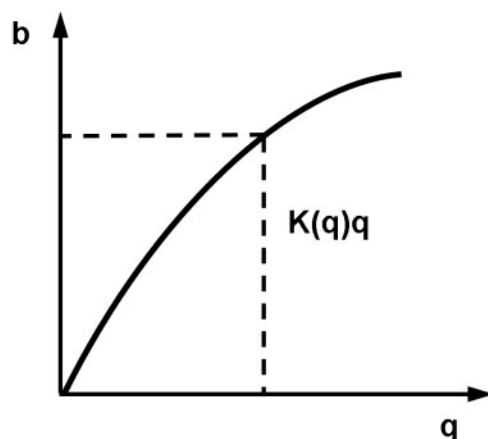
gdzie:

$\mathbf{K}(\mathbf{q})$ – nieznana sztywność układu zależna od wektora przemieszczenia,

\mathbf{q} – nieznaną wektor przemieszczenia,

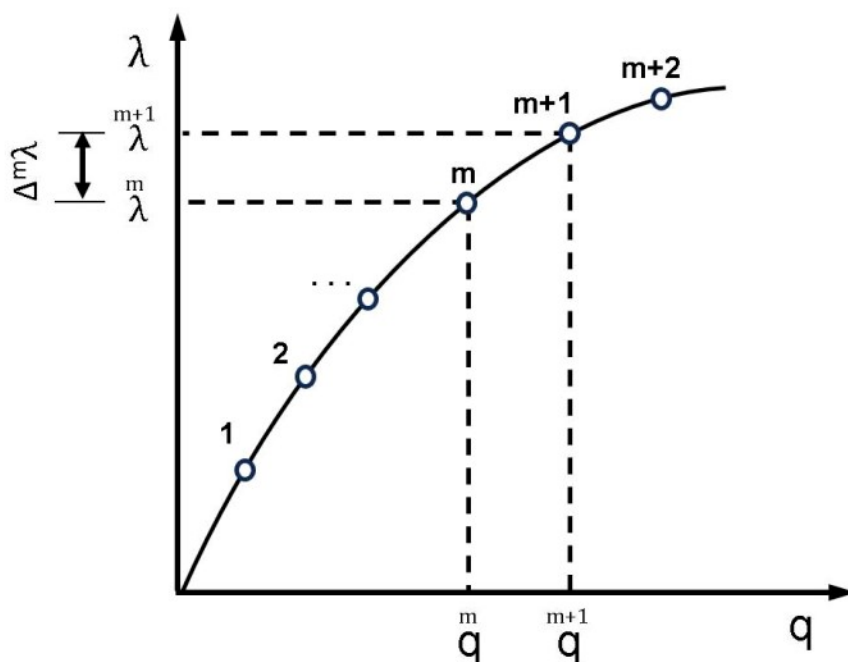
\mathbf{b} – zadane obciążenie.

Zależność tą przedstawia funkcja nieliniowa na Rys. 75.



Rys. 75. Funkcja nieliniowa.

Do rozwiązania zagadnienia nieliniowego wybrano metodę przyrostowo – iteracyjną Newtona – Raphsona (zwana również metodą stycznych). Łączy ona zalety metody przyrostowej oraz iteracyjnej. W metodzie tej, obciążenie dzielone jest na przyrosty. Dla każdego przyrostu stosuje się metodę iteracyjną. Graficznie przedstawiono na Rys. 76. Obliczenia iteracyjne wykonuje się aż do osiągnięcia satysfakcjonujących wyników. Stosuje się kilka kryteriów warunków zakończenia obliczeń: wartość funkcji w wyznaczonym punkcie jest bliska zeru, odległość pomiędzy kolejnymi przybliżeniami jest wystarczająco mała, szacowany błąd jest akceptowalnie mały lub kryterium mieszane polegające na spełnieniu dwóch pierwszych kryteriów łącznie.



Rys. 76. Przyrosty obciążenia w metodzie przyrostowo – iteracyjnej Newtona – Raphsona. Opis w tekście.

Etapy prowadzące do rozwiązania równań można przedstawić następująco [159]. Oznaczmy przyrost obciążenia jako λ . Dla m-tego punktu spełnione będzie równanie:

$$K(\bar{q})\bar{q} - \bar{b} = \mathbf{0}$$

Szukamy równowagi w punkcie m+1, tak aby:

$$K(\bar{q})\bar{q} - \bar{b} = \mathbf{0}$$

Zakładając, że obciążenie narasta proporcjonalnie do mnożnika λ a \mathbf{Q}^* jest ustalonym obciążeniem jednostkowym, to dla danego wektora obciążenia \bar{b} oraz mnożnika obciążenia $\Delta^m \lambda$ przyrost obciążenia zapiszemy jako $\Delta^m \lambda \cdot \mathbf{Q}^*$, natomiast nowy wektor prawej strony:

$$\bar{b} = \bar{b} + \Delta^m \lambda \cdot \mathbf{Q}^*$$

Algorytm postępowania można przedstawić następująco:

W punkcie i-tym dane:

Wyznaczamy macierz styczną

Obliczamy

Obliczamy

$$\begin{aligned} & \bar{q}_i, \Psi_i \\ & K_T^i(\bar{q}_i) \\ & K_T^i \mathbf{d}_i = \alpha \Delta \lambda \cdot \mathbf{Q}^* + \Psi_i \Rightarrow \mathbf{d}_i = -(K_T^i)^{-1} (\alpha \Delta \lambda \cdot \mathbf{Q}^* + \Psi_i) \\ & \bar{q}_{i+1} = \bar{q}_i + \mathbf{d}_i \\ & \Psi_{i+1} = K(\bar{q}_{i+1})\bar{q}_{i+1} - \bar{b} \end{aligned}$$

Gdzie:

K_T^i – macierz styczna, którą należy wyznaczać w każdym punkcie iteracji.

Ψ_i - wektor sił niezrównoważenia; dla $i=1$ na początku kroku przyrostowego obciążenia, siły te są równe zeru (startujemy ze stanu zrównoważonego).

$$\alpha = \begin{cases} 1, & \text{dla predyktora } (i = 1) \\ 0, & \text{dla korektora } (i > 1) \end{cases}$$

W procesie iteracyjnym, w którym:

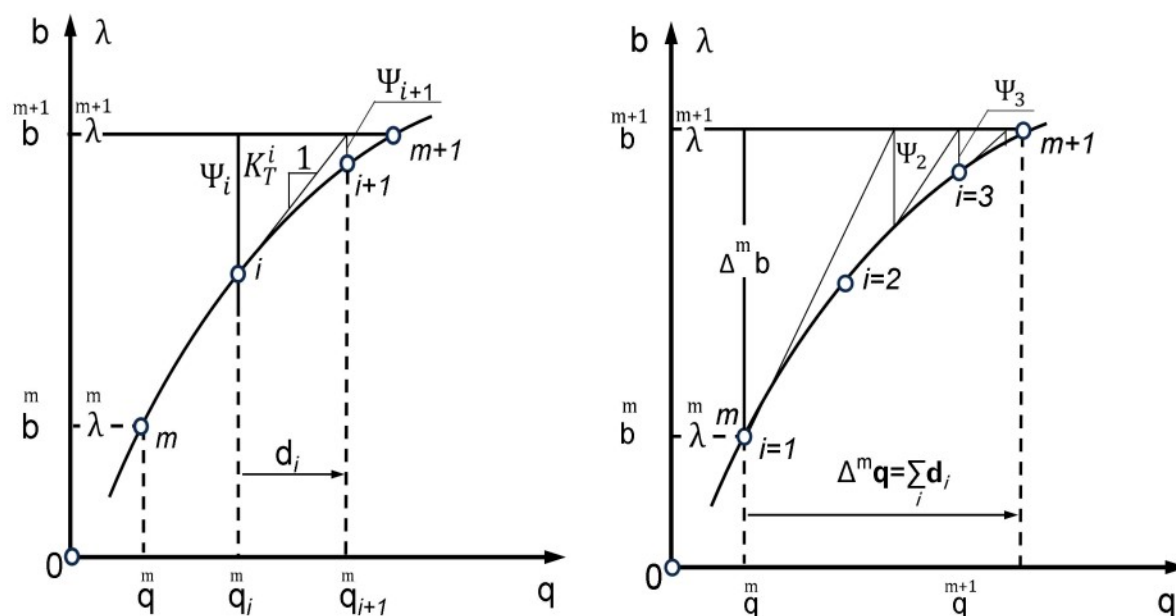
$$\bar{q} = \bar{q}_1, \quad \bar{q}_2 = \bar{q}_1 + \mathbf{d}_1, \quad \bar{q}_3 = \bar{q}_2 + \mathbf{d}_2, \quad \dots \quad \bar{q}_{i+1} = \bar{q}_i + \mathbf{d}_i,$$

dopóki $\|\mathbf{d}_{i+1}\| < \varepsilon \|\bar{q}_{i+1}\|$ metoda iteracyjna sprowadza się do rozwiązania równania postaci:

$$K_T^i \mathbf{d}_i = \alpha \Delta \lambda \cdot \mathbf{Q}^* + \Psi_i$$

gdzie ε - założony parametr determinujący dokładność.

Schemat iteracyjny metody Newtona – Raphsona przedstawiono na Rys. 77.

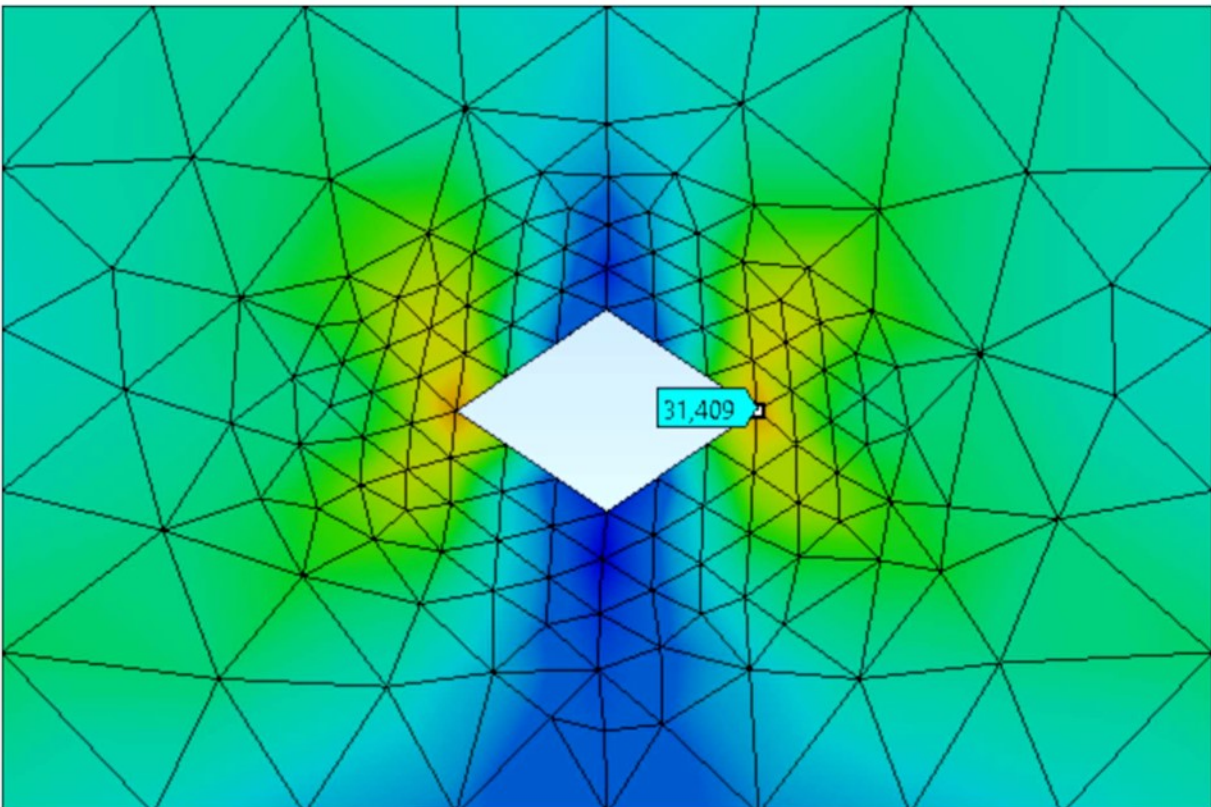
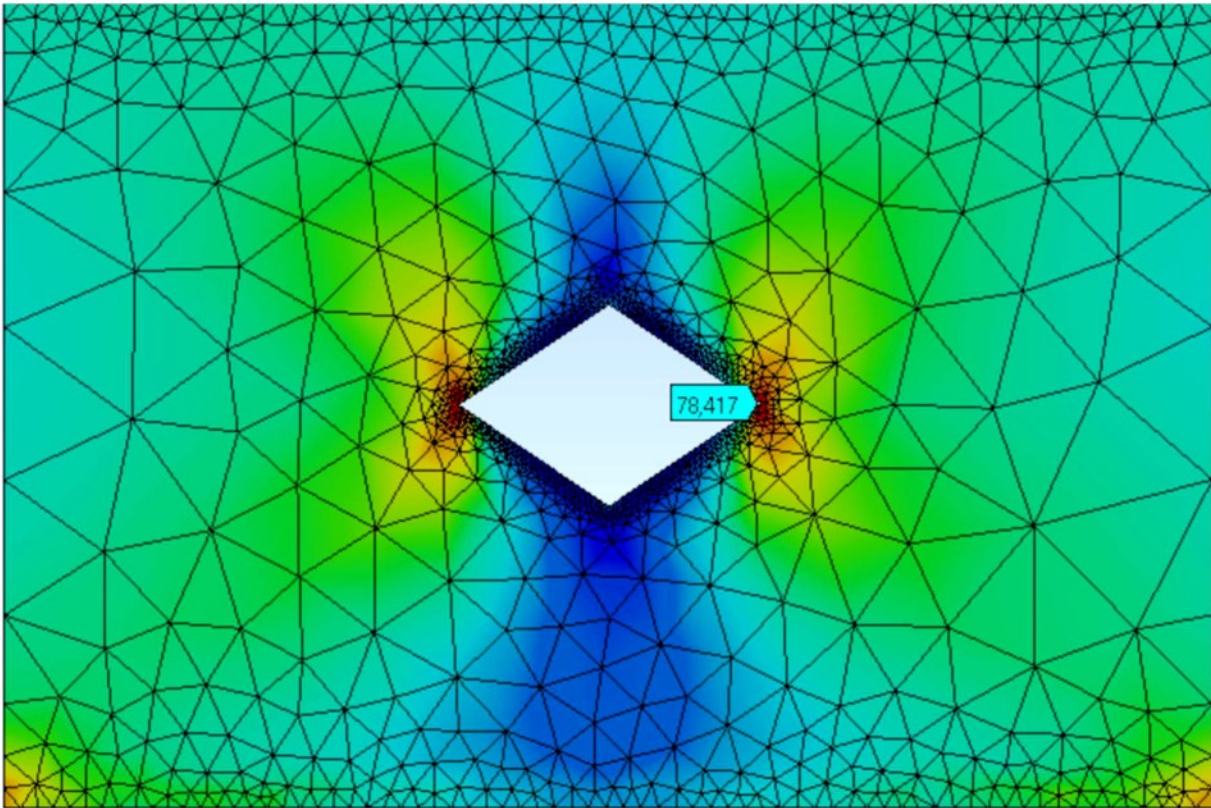


Rys. 77. Schemat iteracyjny metody Newtona – Raphsona [159].

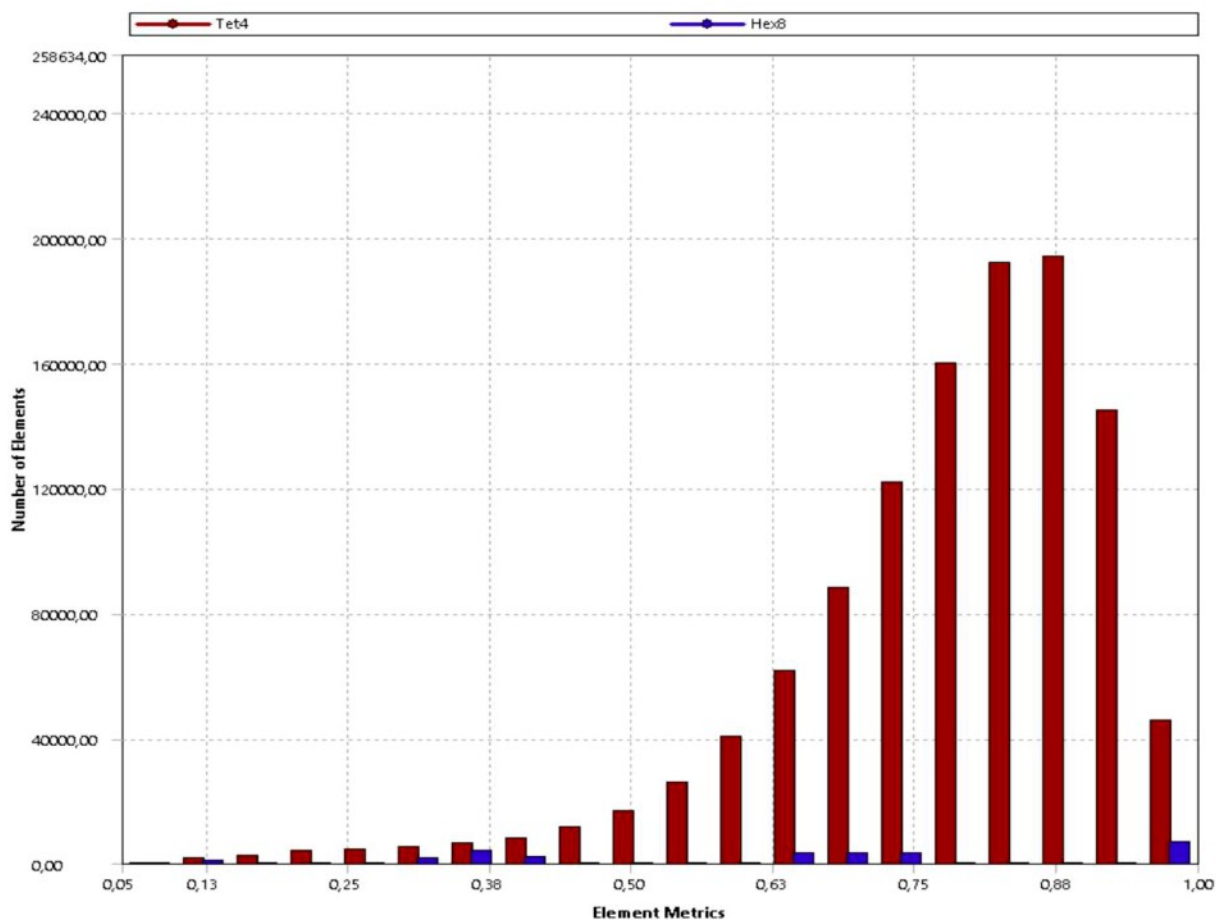
Metoda przyrostowo-iteracyjna przy sterowaniu obciążeniem Newtona – Raphsona jest metodą najszybciej zbieżną przy spełnieniu poniższych warunków:

- właściwie dobrany punkt początkowy,
- macierz styczna nie jest osobliwa w obszarze iteracji.

Po utworzeniu modelu geometrycznego należy poddać go dyskretyzacji, która polega na podziale obszaru na mniejsze elementy o prostych kształtach. Elementy te łączą się ze sobą w punktach wspólnych zwanych węzłami. Każdy z nich posiada informację o wzajemnym sąsiedztwie. Po zakończonym podziale tworzy się coś na kształt siatki, która obejmuje cały analizowany model. Jest to ważny etap, ponieważ dokładność rozwiązania zależy od jakości siatki. Zwiększając gęstość siatki zwiększamy dokładność, ale tym samym wydłużamy czas obliczeń. Całkowita liczba niewiadomych zależy od liczby węzłów tworzących siatkę i liczby niewiadomych w każdym z węzłów. Siatka elementów skończonych o równomiernej gęstości jest najczęściej nieefektywna. Dlatego należy ją zagęścić w miejscach, gdzie występuje zmiana geometrii elementu, zmiana obciążenia, połączenie materiałów o różnych właściwościach, Tabela 5 koncentracja naprężeń, itd. Porównanie wyników dla elementów o różnej dyskretyzacji elementów przedstawiono na Rys. 78, a jakość dyskredytacji na Rys. 79. Zagęszczenie siatki spowodowało 2,5-krotny wzrost wartości naprężeń.



Rys. 78. Porównanie dokładności obliczeń w zależności od sposobu dyskretyzacji dla tych samych warunków brzegowych.



Rys. 79. Wykres jakości dyskretyzacji modelu złącza referencyjnego.

Tabela 5. Zestawienie materiałów przypisanych do poszczególnych elementów.

LP	Element	Parametry zbadane [142]	Model nieliniowy	Uwagi – dane katalogowe [156]
1	Ściana górna	Zbadana wytrzymałość na ściskanie 22 [MPa].	TAK	B20 (obecnie C16/20)
2	Ściana dolna	Zbadana wytrzymałość na ściskanie 22 [MPa].	TAK	B20 (obecnie C16/20)
3	Wieniec	Zbadana wytrzymałość na ściskanie 15 [MPa].	TAK	Żwirobeton marki 170 (obecnie C12/15)
4	Zbrojenie	$R_{e0,2}= 410$ [MPa], $R_m=590$ MPe, $E_s=210$ GPa, $\nu_s = 0,3$	TAK	34GS (klasa A-III)

Kolejnym krokiem było nadanie warunków brzegowych, polegające na przypisaniu do modelu takich samych warunków jakie mają wpływ na obiekt rzeczywisty (np. podparcie, obciążenie zewnętrzne, inne rodzaje wymuszeń działające na analizowany model). Można je zadawać w odniesieniu do modelu geometrycznego na punktach, liniach i powierzchniach oraz w odniesieniu do modelu dyskretnego na węzłach i elementach. W układzie równań MES, globalna macierz sztywności bez uwzględnienia przemieszczeniowych warunków brzegowych jest macierzą osobliwą, czyli układ równań nie ma rozwiązania.

W modelu przyjęto następujące warunki brzegowe: działanie siły grawitacji, utwierdzenie podstawy dolnej ściany, przyłożenie do górnej powierzchni ściany sił osiowych powodujących powstanie w ścianie naprężeń ściskających o wartości 5,56 MPa i 2,22 MPa, przyłożenie do płyty stropowej sił generujących moment zginający wynoszący 2,7 kNm, 3,2 kNm oraz 8 kNm.

Po wykonaniu obliczeń i uzyskaniu wyników porównano je z opublikowanymi danymi doświadczalnymi. Uzyskując zgodność współczynnika κ , obliczonego dla modelu laboratoryjnego w pracy [142], ze współczynnikiem κ otrzymanym przez autora w wyniku przeprowadzenia analizy numerycznej można potwierdzić prawidłowość przyjętego modelu do analizy MES (Tabela 6). Jest on dzięki temu punktem wyjścia do dalszych badań złącza zawierającego szereg wad wpływających na jego poprawną pracę. Modele numeryczne, bliźniacze do modeli laboratoryjnych pokazano na Rys. 80, oznaczone zostały z końcówką MES (WkX-X-MES) (Tabela 7).

Tabela 6. Zestawienie wartości współczynnika ξ' - modele laboratoryjne.

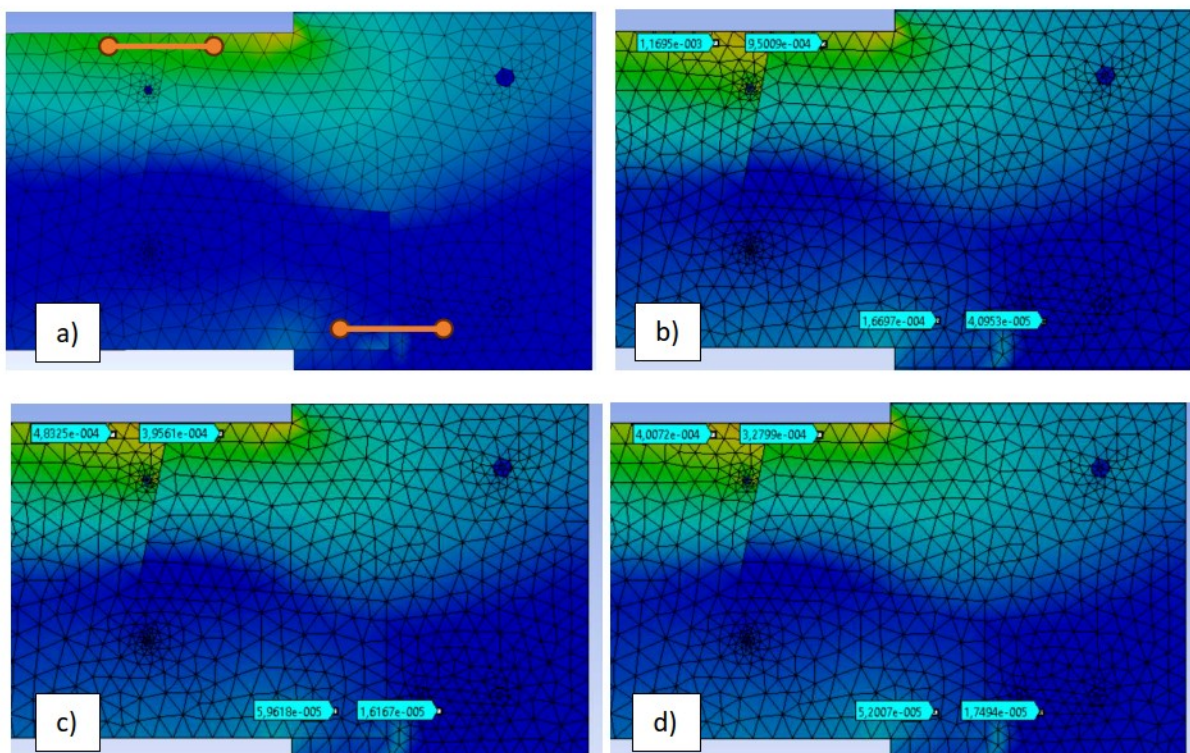
Zestaw badawczy WkX-X	Napężenie w ścianie [MPa]	Moment w złączu [kNm]	WYNIKI LABORATORYJNE		$\xi' = \frac{(9)}{(9)-(8)}$
			$\Delta 8 (16+22)$	$\Delta 9 (20+58)$	
Wk4-1	2,22	3,2	69	-7	0,092
Wk4-1	5,56	8	108	-13	0,107
Wk4-2	2,22	2,7	135	-16	0,106

Tabela 7. Zestawienie wartości współczynnika ξ' - bliźniacze modele numeryczne.

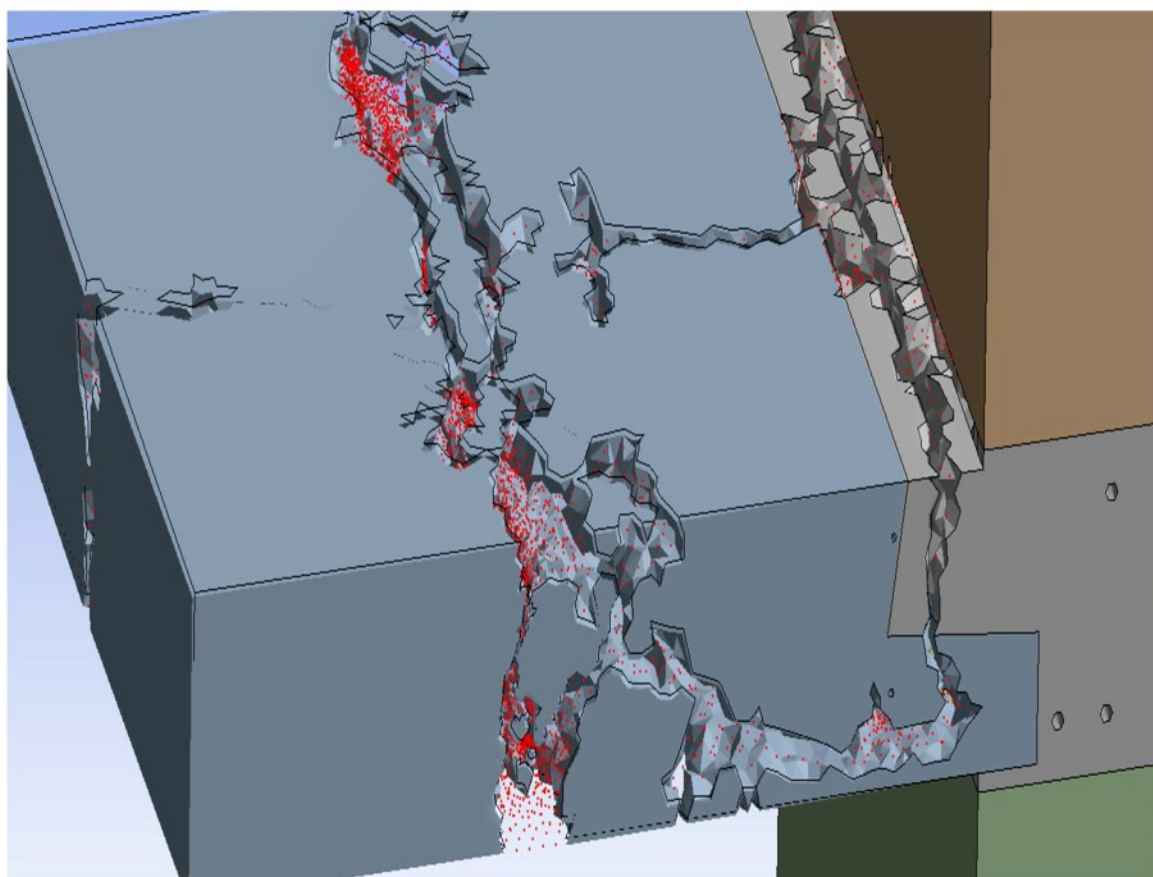
Zestaw badawczy WkX-X-MES	Napężenie w ścianie [MPa]	Moment w złączu [kNm]	WYNIKI AUTORA (Rys. 80)		$\xi' = \frac{(9)}{(9)-(8)}$	ZGODNOŚĆ [%]
			$\Delta 8 (16+22)$	$\Delta 9 (20+58)$		
Wk4-1-MES	2,22	3,2	0,000879	0,000076	0,0944	97,5
Wk4-1-MES	5,56	8	0,002120	0,000208	0,1087	98,4
Wk4-2-MES	2,22	2,7	0,000729	0,000070	0,1054	99,5

Średnia zgodność współczynnika ξ' wynosi 98,47%.

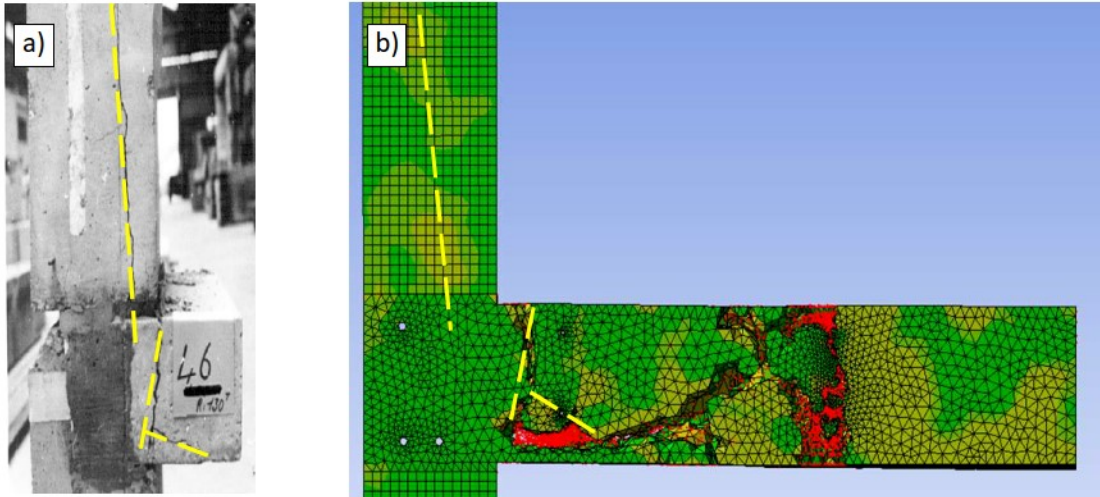
Program ANSYS za pomocą jednego z modułów do przetwarzania końcowego wyników pozwala przedstawić propagację rys w elemencie. Każdy z elementów skończonych ma przypisane właściwości mechaniczne, po przekroczeniu których zostaje on wyłączony i nie bierze udziału w dalszej analizie. Miejsce, w którym dochodzi do zniszczenia materiału przedstawione jest w postaci czerwonego punktu odpowiadającego lokalizacji elementu skończonego (Rys. 81). Graficzne przedstawienie propagacji rys oraz charakter zniszczenia elementu porównano z modelem doświadczalnym poziomego złącza konstrukcyjnego, który został zniszczony w maszynie wytrzymałościowej [6]. Zestawienie wyników przedstawiono na Rys. 82. Układ rys i charakter zniszczenia w obu przypadkach jest zbieżny.



Rys. 80. a) Lokalizacja punktów pomiarowych zgodnie z [142]; b) Przeszyczenia dla 5,56 [MPa], 8 [kNm], model Wk4-1-MES, zgodność współczynnika ξ' wynosi 98,4%; c) Przeszyczenia 2,22 [MPa], 3,2 [kNm], model Wk4-1-MES, zgodność współczynnika ξ' wynosi 97,5%; d) Przeszyczenia 2,22 [MPa], 2,7 [kNm], model Wk4-2-MES, zgodność współczynnika ξ' wynosi 99,5%.



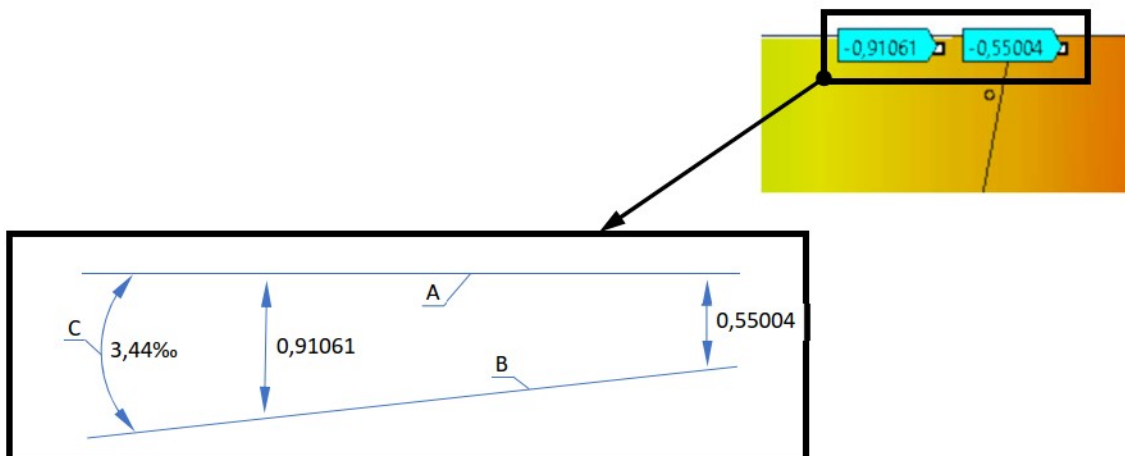
Rys. 81. Przykładowe przedstawienie elementów skończonych, które uległy zniszczeniu w postaci czerwonych punktów.



Rys. 82. Porównanie charakteru zniszczenia poziomego złącza konstrukcyjnego: a) zniszczenie w maszynie wytrzymałościowej [6]; b) wynik uzyskany przy użyciu analizy numerycznej MES.

Każde złącze można scharakteryzować zależnością pomiędzy momentem przykładanym do stropu a kątem jego obrotu mierzonym w stosunku do ściany. Określenie wartości M oraz φ , pozwala na obliczenie dla danego złącza współczynnika podatności zamocowania stropu w ścianie κ . Jest on funkcją naprężeń ściskających w ścianie oraz głębokości oparcia stropu. Porównanie wartości κ podanych w literaturze oraz wyników z analizy numerycznej przedstawiono w Tabeli 8. Wyniki z przeprowadzonych analiz numerycznych są zgodne z danymi doświadczalnymi przedstawionymi w pracy [142] średnio w 99,03 %.

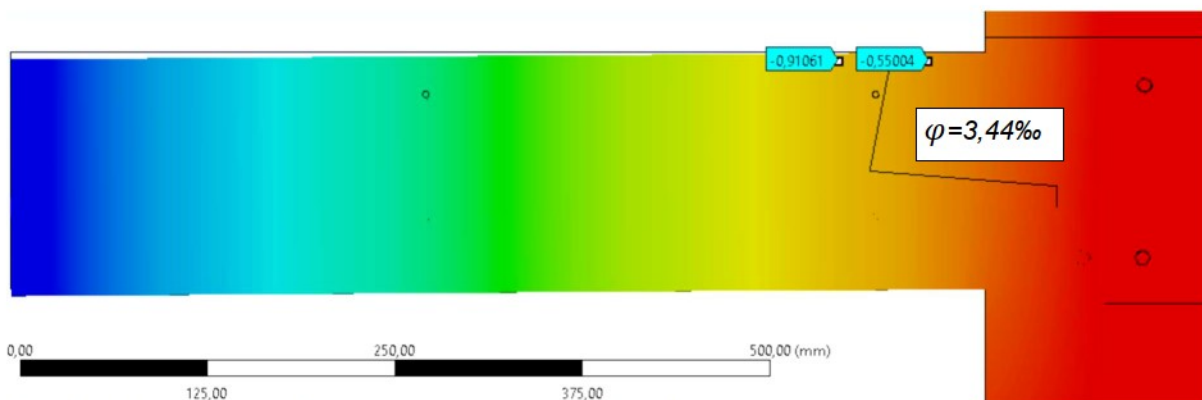
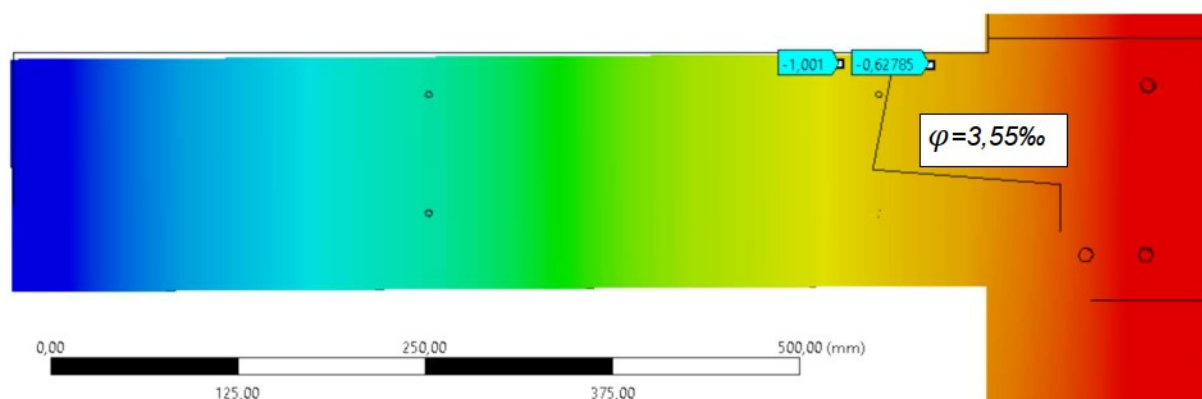
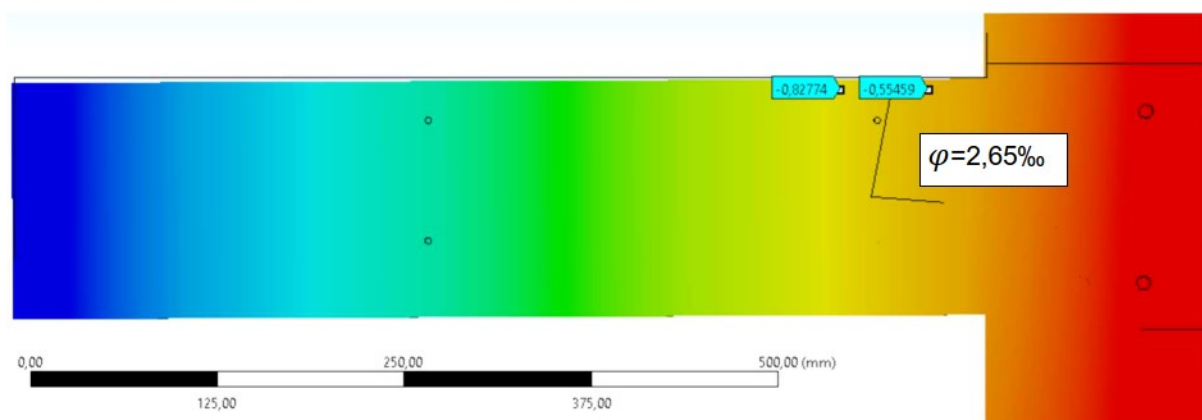
Kąt obrotu płyty stropowej modelu numerycznego (Rys. 83) określono na podstawie jej przemieszczeń pionowych uzyskanych z analizy MES (Rys. 59). Po narysowaniu prostej początkowej (A) i prostej końcowej (B) odczytano za pomocą programu typu CAD (Computer-Aided Design) kąt pomiędzy nimi (C). Kąty obrotu obliczone na podstawie symulacji numerycznych przy różnych momentach przedstawiono na Rys. 84 – 86.



Rys. 83. Metoda obliczania kąta obrotu płyty stropowej na podstawie wyników z analizy numerycznej.

Tabela 8. Zestawienie wartości współczynnika χ dla różnych naprężeń w ścianie.

Zestaw badawczy	Naprężenie w ścianie [MPa]	M [kNm]	Wartość literaturowa, doświadczalna [142]		Wartość z obliczeń MES		Zgodność [%]
			φ [‰]	χ	φ [‰]	χ	
Wk-4-1	2,22	6,8	3,45	0,507	3,44	0,506	99,7
Wk-4-2	2,22	7,155	3,63	0,507	3,55	0,496	97,8
Wk-4-2	5,56	8,83	2,66	0,301	2,65	0,300	99,6

Rys. 84. Kąt obrotu policzony na podstawie wyniku obliczeń numerycznych dla naprężenia w ścianie wynoszącego 2,22 [MPa] oraz momentu 6,8 [kNm]: $\varphi=3,44‰$.Rys. 85. Kąt obrotu policzony na podstawie wyniku obliczeń numerycznych dla naprężenia w ścianie wynoszącego 2,22 [MPa] oraz momentu 7,155 [kNm] $\varphi=3,55‰$.Rys. 86. Kąt obrotu policzony na podstawie wyniku obliczeń numerycznych dla naprężenia w ścianie wynoszącego 5,56 [MPa] oraz momentu 8,83 [kNm]: $\varphi=2,65‰$.

3.3. MODELE OBLICZENIOWE ZAWIERAJĄCE DEFEKTY ZŁĄCZY

Przyjęte parametry odpowiadały rzeczywistym właściwościom materiałów oraz sposobowi podparcia i połączenia elementów złącza. Siła przyłożona do poziomej powierzchni ściany nośnej układu, odzwierciedlała stan obciążenia złącza wynikający z działania górnych kondygnacji i powodowała powstanie naprężenia w ścianie wynoszącego 2,22 MPa. Poprawność referencyjnego modelu numerycznego potwierdzono uzyskując zgodność wyników współczynnika κ na poziomie 99,26% z wynikami uzyskanymi doświadczalnie w pracy [142]. Model referencyjny został zmodyfikowany poprzez wprowadzenie do niego defektów złącza. W ten sposób po wykonaniu serii obliczeń można było określić ich wpływ na zmianę wartości kąta obrotu płyty stropowej względem ściany nośnej. Każdy z typów modeli został poddany działaniu sił wywołujących momenty o wartościach: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 oraz 8 kNm. Ponadto niektóre modele poddano działaniu momentów 6,68 oraz 7,155 kNm. Opisy modeli wykorzystywanych podczas analiz numerycznych przedstawiono poniżej.

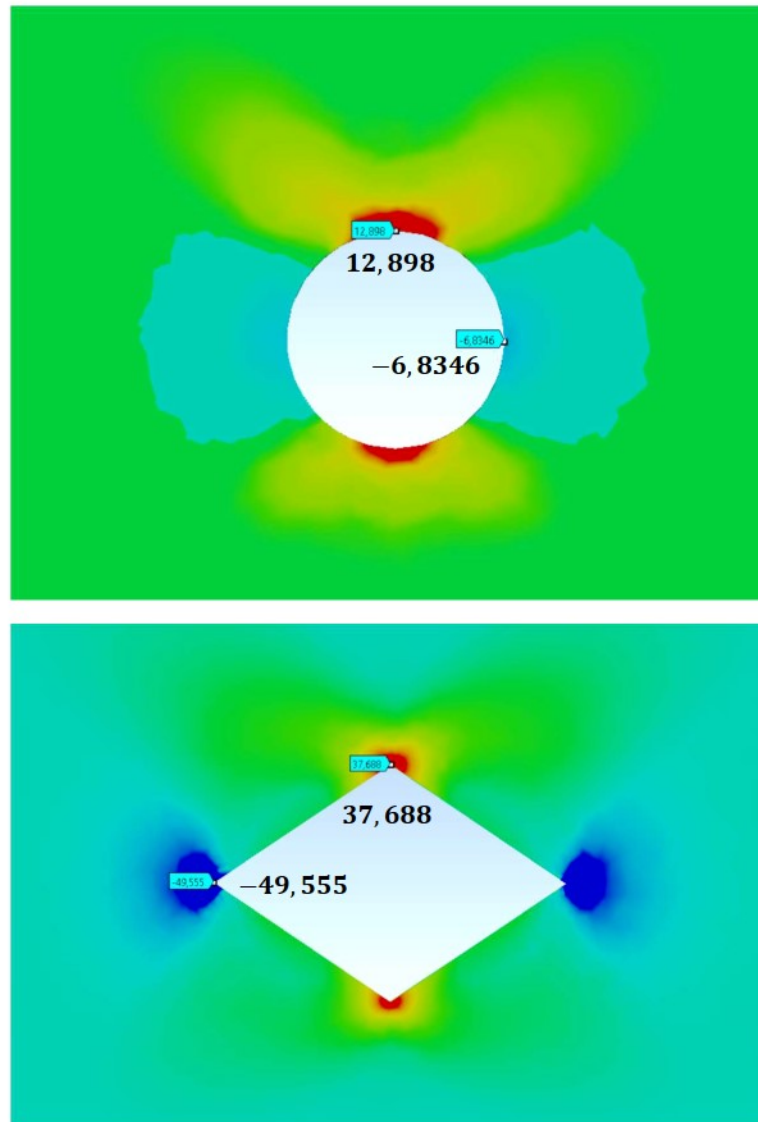
Model R-5

Jest to model uwzględniający tzw. „raki” lub kawerny będące pustymi przestrzeniami występującymi w elemencie żelbetowym [160]. Kawerny powstają w otoczeniu zbrojenia w wyniku pominięcia etapu wibrowania mieszanki betowej lub przeprowadzenia tego etapu w sposób niewystarczający. Elementy te zostały zamodelowane w wieńcu jako pusta przestrzeń o nieregularnym kształcie i zaokrąglonych krawędziach. Zaokrąglenia miały na celu ograniczenie występowania miejsc (karów), w których mogłoby dochodzić do koncentracji naprężeń. Wpływ kształtu powierzchni kawern na wartości naprężeń przedstawiono na Rys. 87.

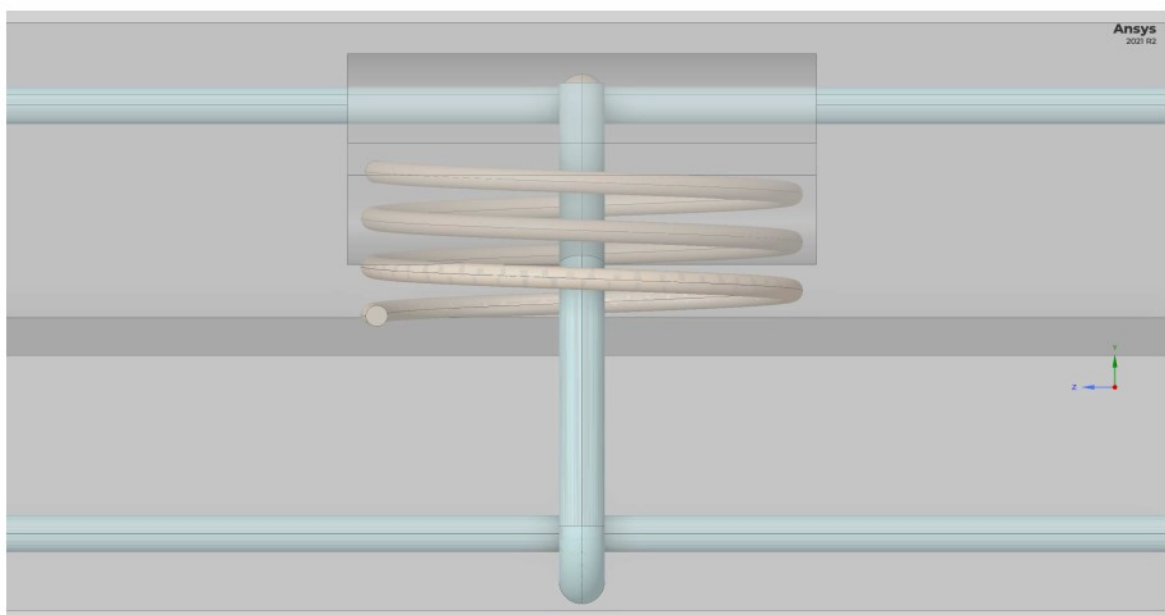
W modelu R-5 sumaryczna objętość raków odpowiadała 5% objętości elementu wieńca (Rys. 88). Widoki przestrzenne raków pokazano na Rys. 89 i 90, a przekrój wieńca z pustą przestrzenią na Rys. 91.

Cechy charakterystyczne modelu:

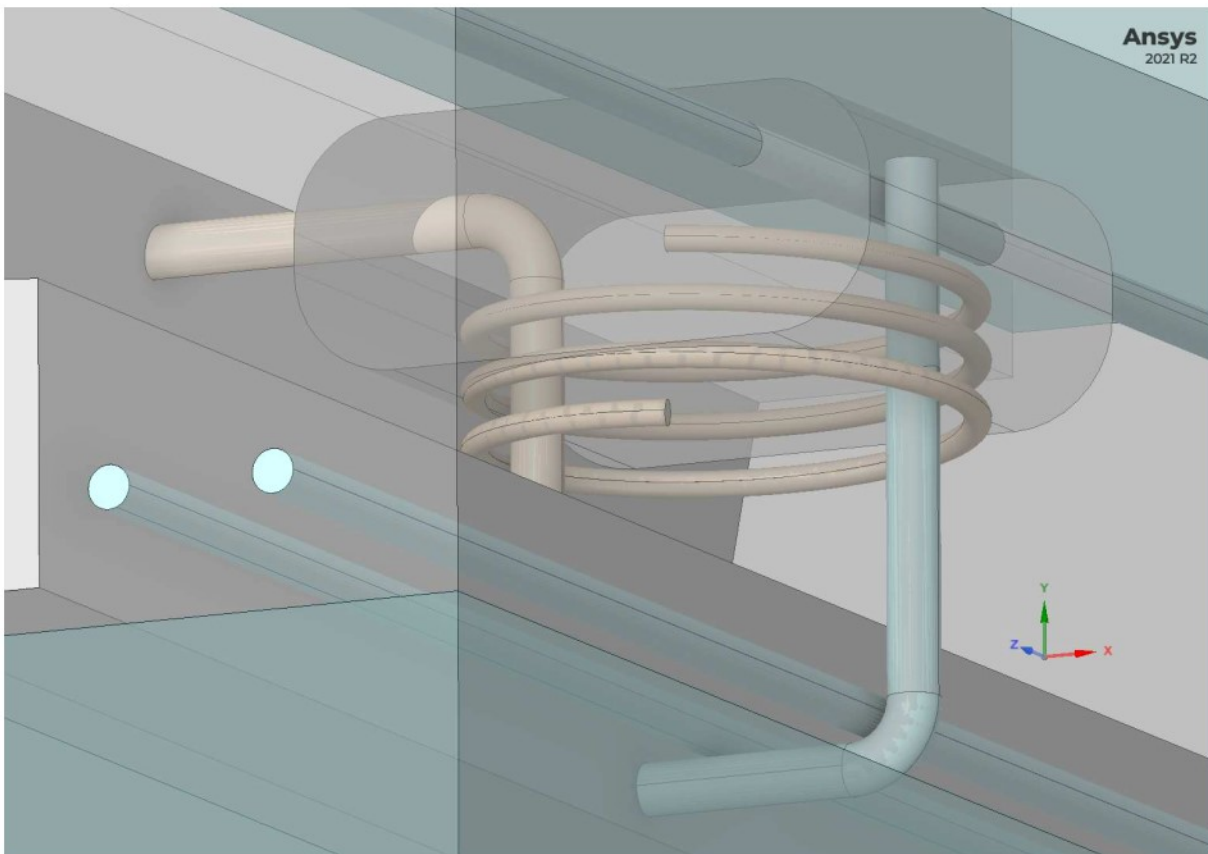
- Objętość raków wynosi 5% objętości wieńca.
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Siła przyłożona do stropu na ramieniu 0,4 m.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.



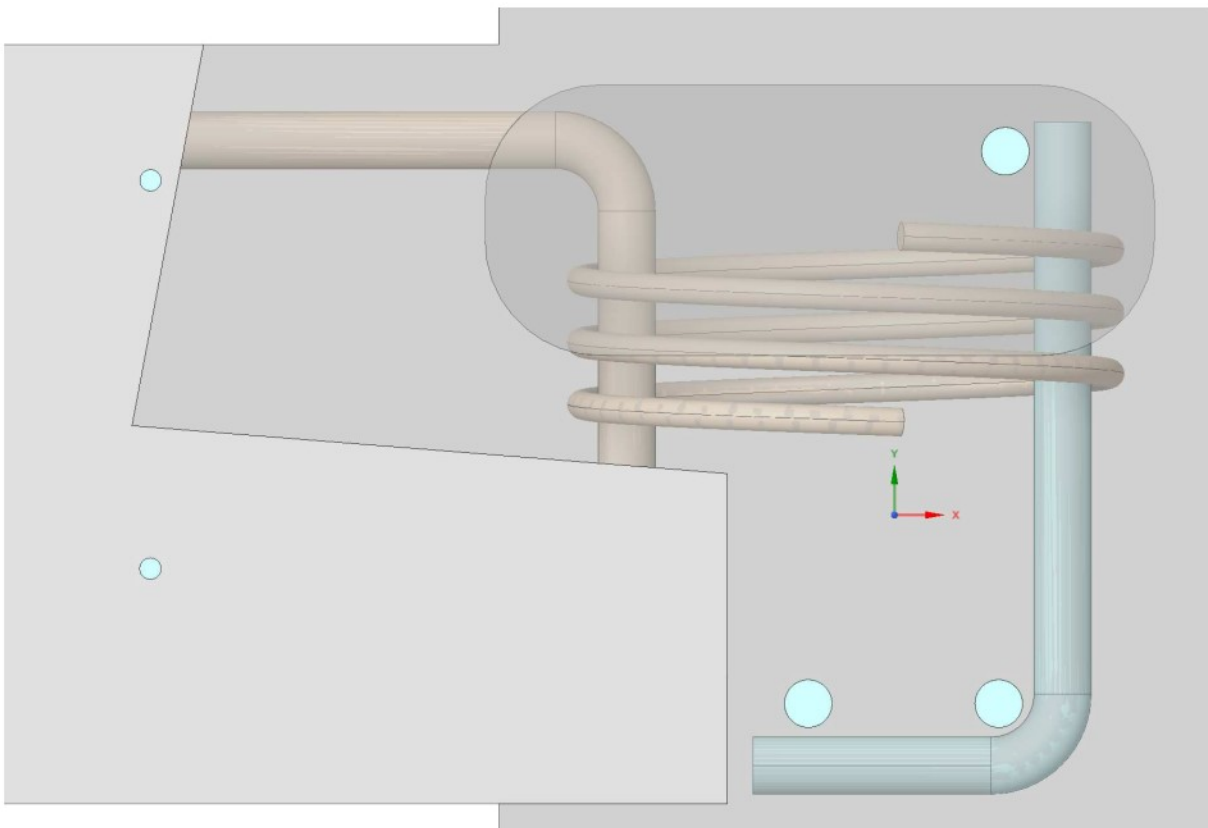
Rys. 87. Ekstremalne naprężenia normalne i ich koncentracje w obszarze raków.



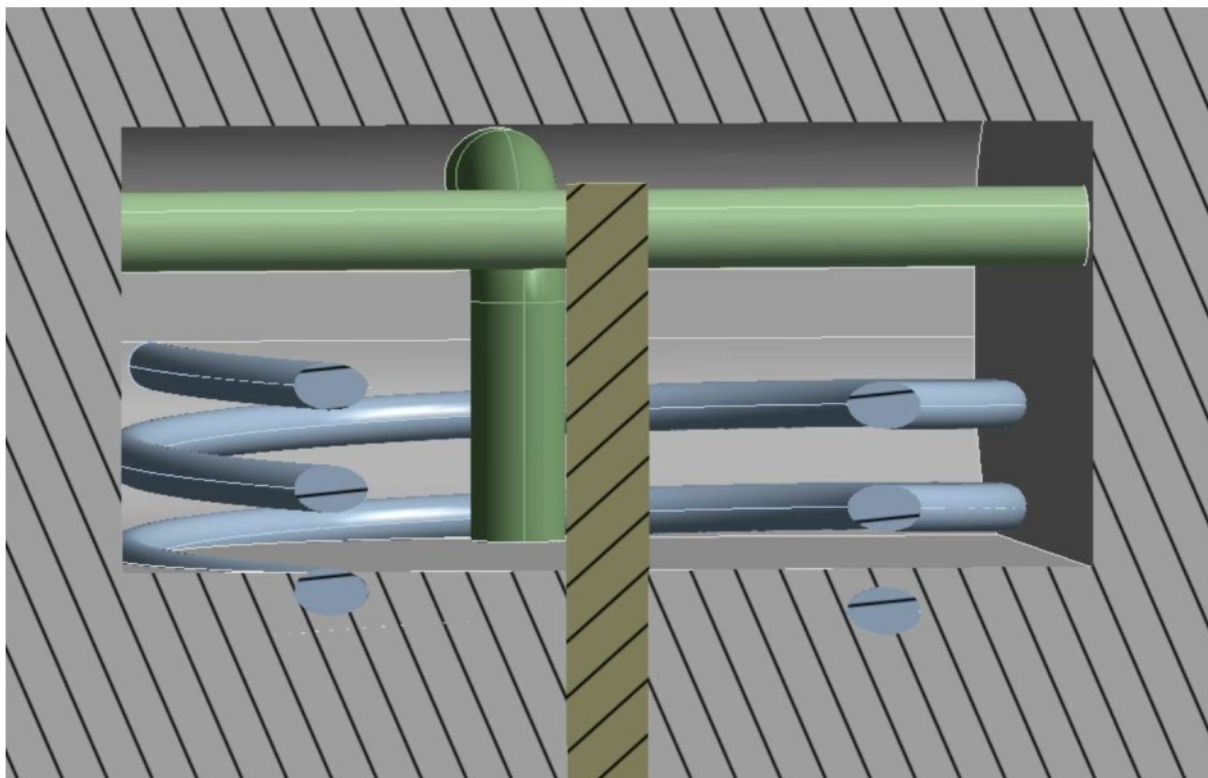
Rys. 88. Widok przestrzenny raków w modelu R-5 (od tyłu układu badawczego).



Rys. 89. Widok przestrzenny raków w modelu R-5.



Rys. 90. Widok przestrzenny raków w modelu R-5 (od strony bocznej układu badawczego).



Rys. 91. Przekrój wieńca wzdłuż ściany nośnej dla ukazania pustej przestrzeni w modelu R-5.

Model R-W

Czwartym modelem zawierającym największy udział objętościowy „raków” był model R-W. Model zakładał występowanie raków w całej objętości wieńca. Przyjęto założenie, że efekt nieciągłości materiałowej w wieńcu jest zbliżony do struktury przestrzennej, w której objętość porów przewyższa objętość materiału. Pozostałe elementy modelu nie były modyfikowane. Zostało to zrealizowane poprzez znaczne obniżenie parametrów materiałowych wieńca.

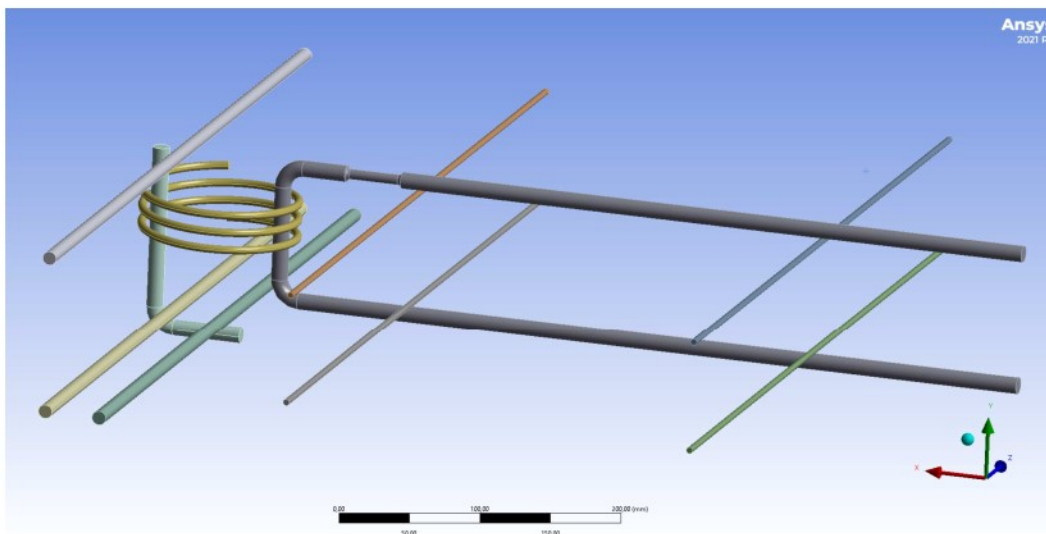
Cechy charakterystyczne modelu:

- Objętość raków wynosi 100% objętości wieńca.
- Parametry materiałowe wieńca obniżono do wartości $f_{ck}=8$ MPa, $E=8$ GPa, pozostałe parametry zgodnie z parametrami modelu referencyjnego.
- Siła przyłożona do stropu na ramieniu 0,4 m.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.

Model K-60

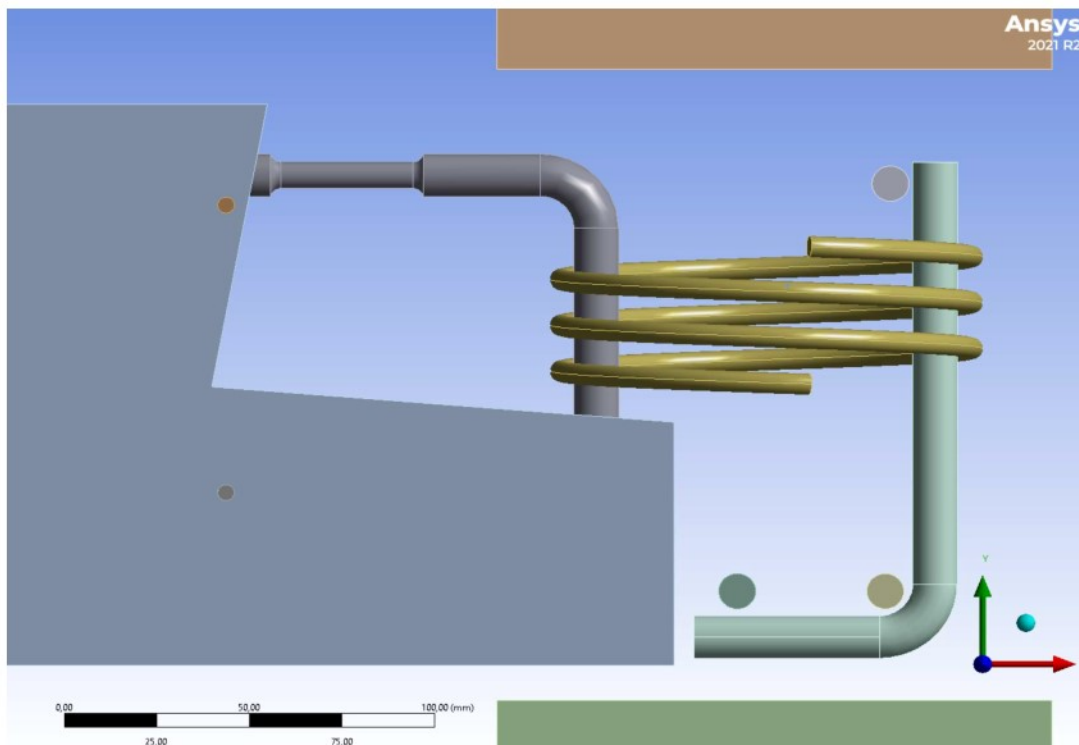
Jest to model uwzględniający korozję stali zbrojeniowej (Rys. 92 i 94). Została ona zamodelowana w postaci zmiany przekroju pręta pętli płyty stropowej będącego częścią złącza

(Rys. 93). Model K-60 jest jednym z dwóch, które uwzględniają defekt w postaci korozji zbrojenia. Udział fragmentu przekroju, który uległ korozji dla poszczególnych modeli wynosi 60% (model K-60) oraz 85% (model K-85).



Rys. 92. Widok ogólny zbrojenia modelu K-60.

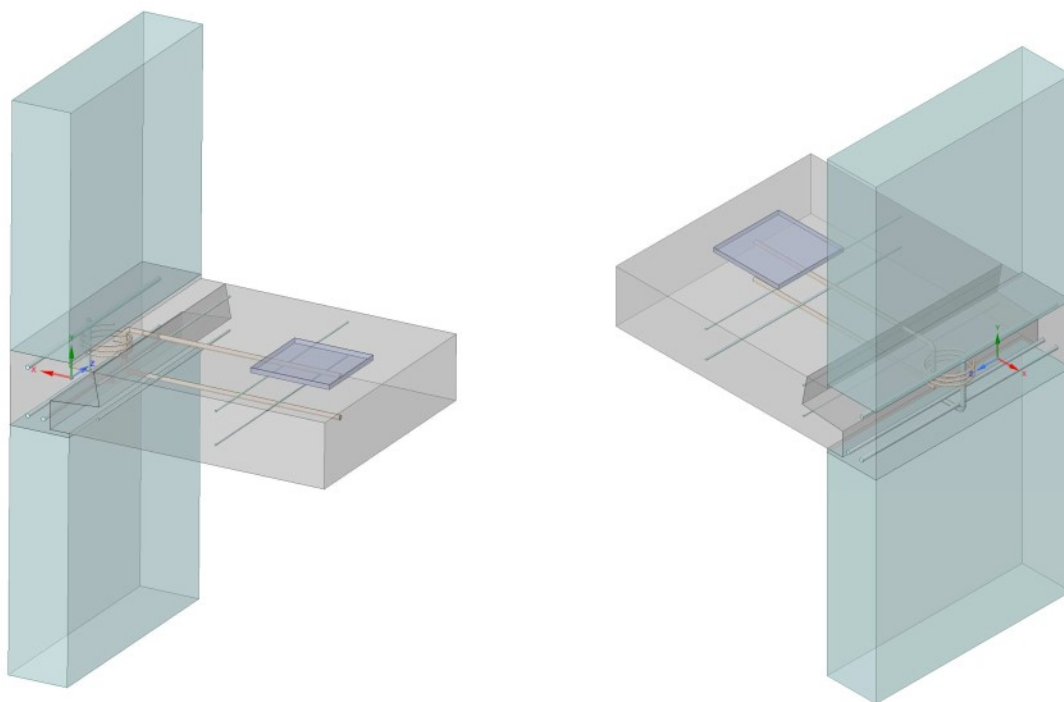
Fragment, który uległ korozji zamodelowano w taki sposób, aby odpowiadał warunkom rzeczywistym oraz aby zminimalizować ryzyko wystąpienia niekorzystnych obszarów koncentracji naprężeń niekorzystnie wpływających na przebieg analizy.



Rys. 93. Widok fragmentu pręta pętli płyty stropowej o zmniejszonej średnicy modelu K-60.

Cechy charakterystyczne modelu:

- Korozja pręta pętli płyty stropowej w obszarze złącza odpowiadająca 60% jego przekroju na odcinku 44 mm.
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Siła przyłożona do stropu na ramieniu 0,4 m.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.

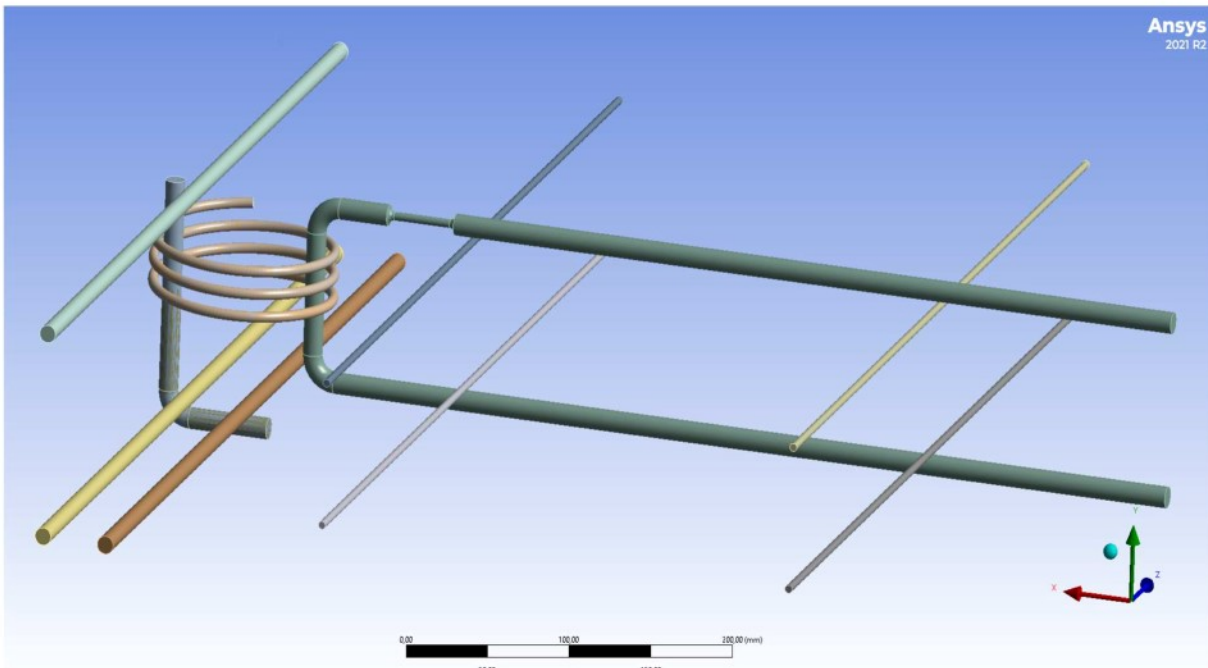


Rys. 94. Widok ogólny modelu K-60.

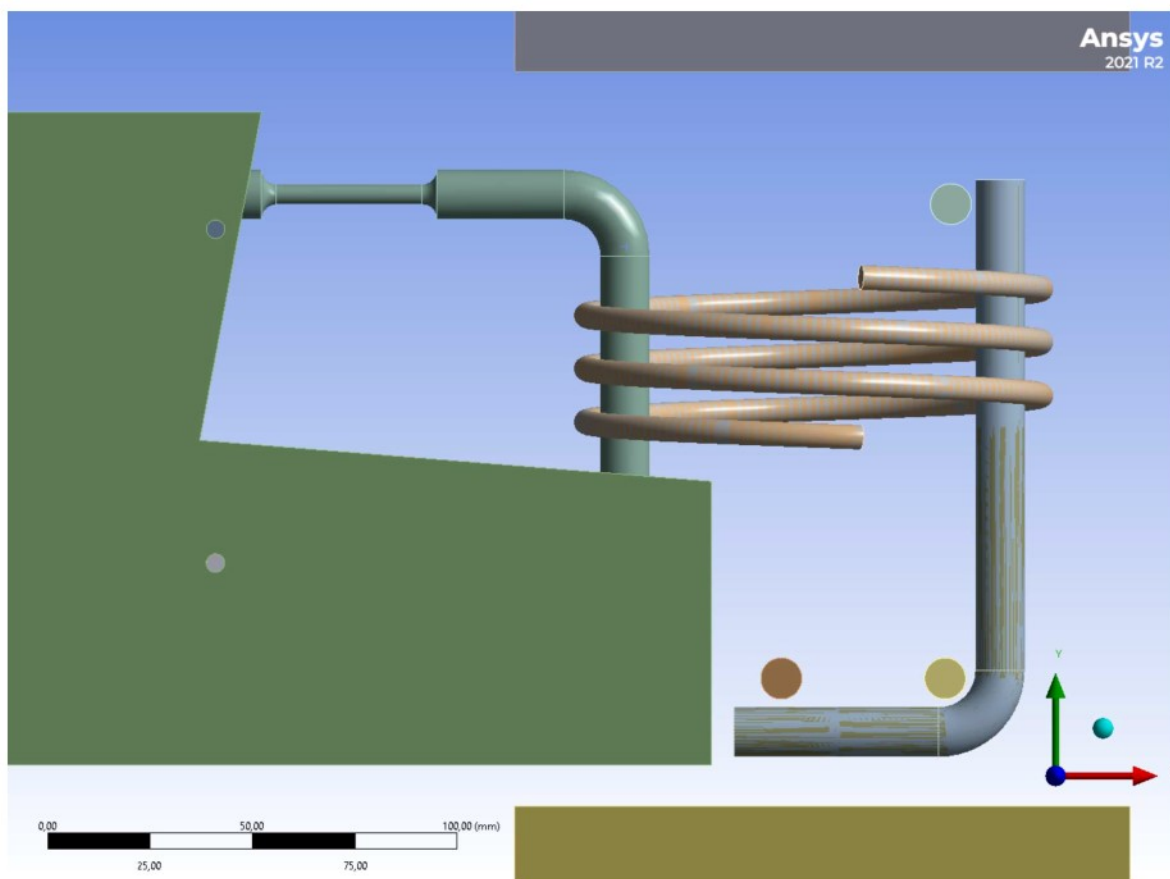
Model K-85

Drugi model, który uwzględnia korozję stali zbrojeniowej fragmentu pręta pętli płyty stropowej. W modelu K-85 średnicę pręta zmniejszono o 85%, również na odcinku 44 mm (Rys. 95, Rys. 96). Cechy charakterystyczne modelu:

- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.
- Korozja pręta pętli płyty stropowej w obszarze złącza wynosząca 85% przekroju.



Rys. 95. Widok ogólny zbrojenia modelu K-85.



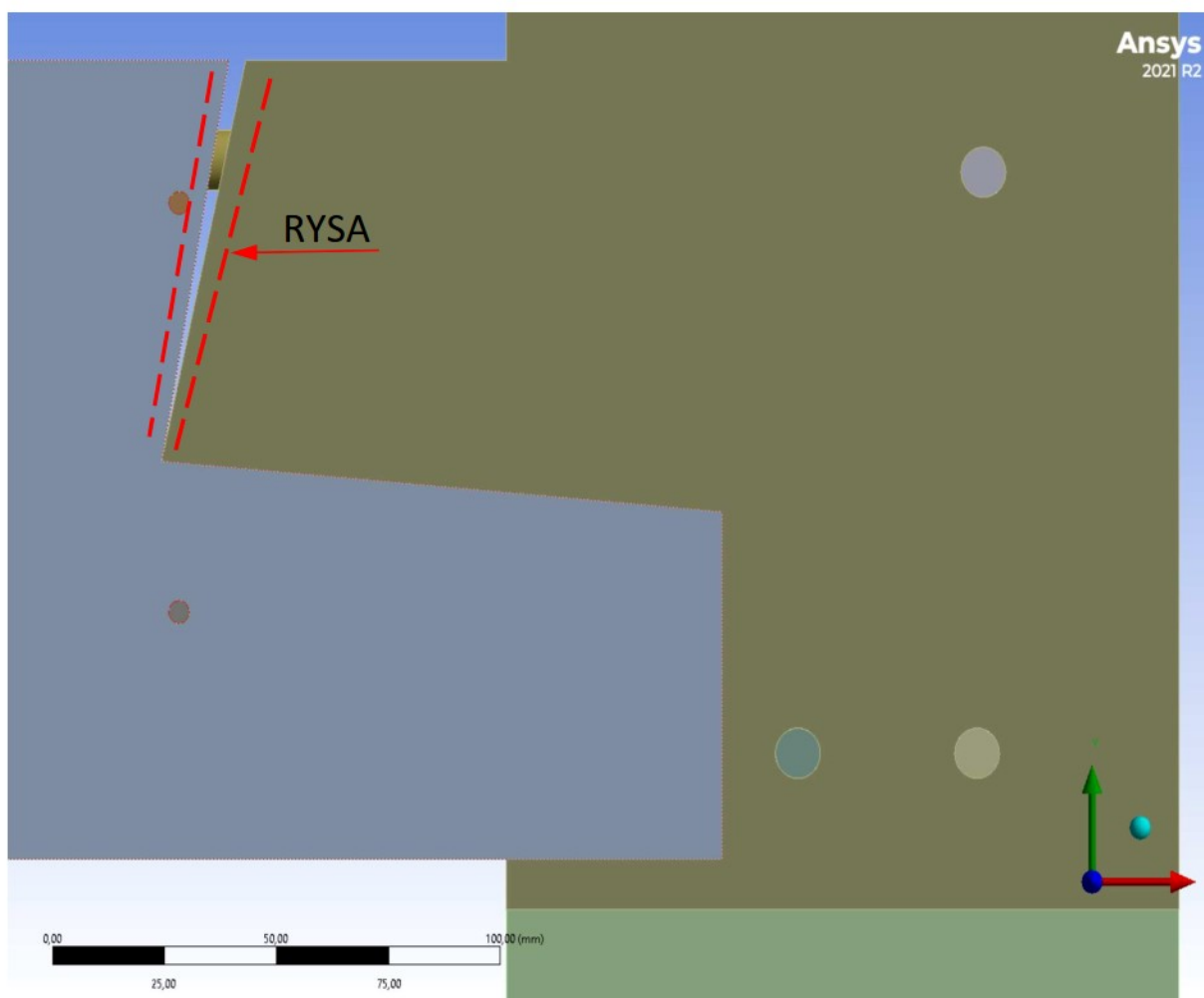
Rys. 96. Widok fragmentu pręta pętli płyty stropowej o zmniejszonej średnicy modelu K-85.

Model RS-1

Jest to jeden z trzech modeli, uwzględniający brak ciągłości na granicy płyty stropowej i wieńca zamodelowany w postaci szczeliny pomiędzy wspomnianymi elementami (Rys. 97). W rzeczywistym złączu konstrukcyjnego może to być wynikiem występowania rysy lub zabrudzenia elementów i brakiem przyczepności mieszanki betonowej do płyty stropowej podczas jego wykonywania.

Cechy charakterystyczne modelu RS- 1:

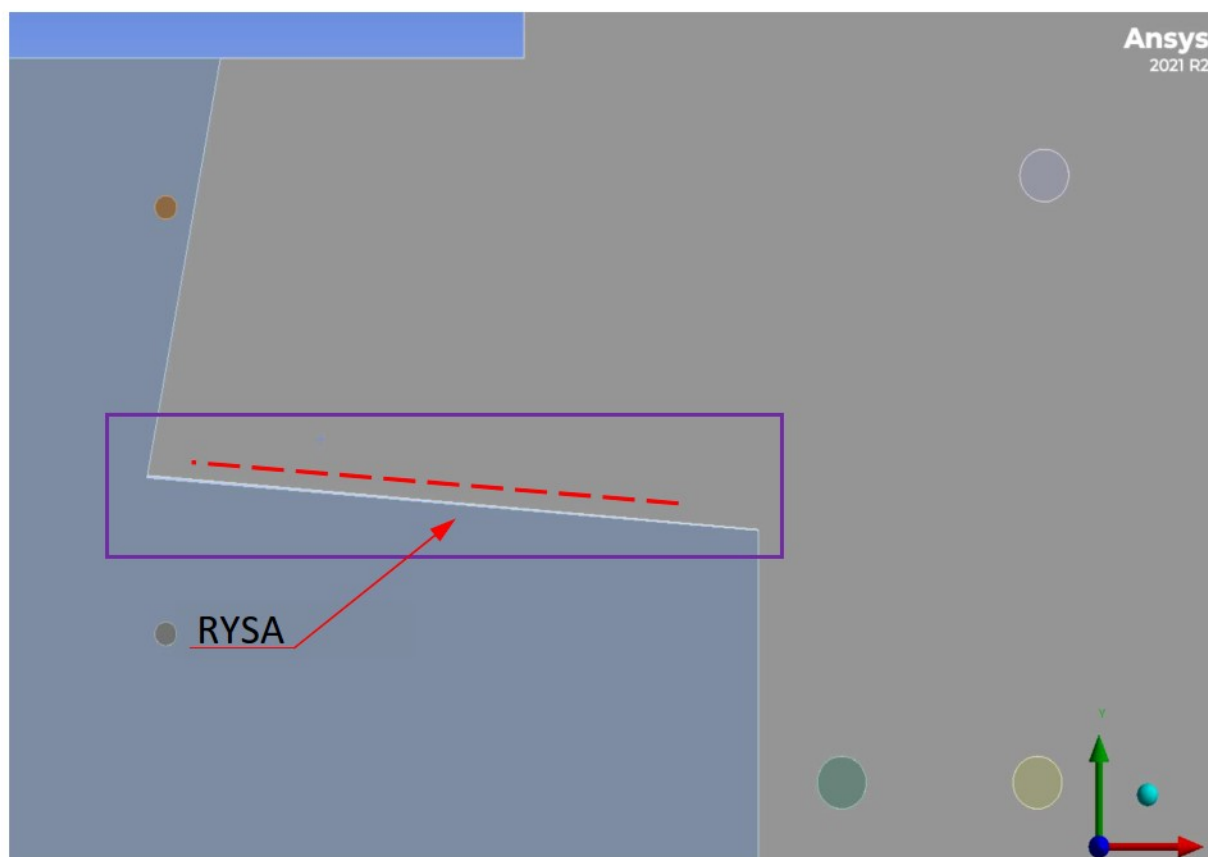
- Rysa początkowa zamodelowana na granicy płyty stropowej i wieńca odchodząca od powierzchni w głąb płyty stropowej.
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.



Rys. 97. Widok rysy na granicy płyty stropowej i wieńca w modelu RS-1.

Model RS-2

Drugi model uwzględniający brak ciągłości na granicy płyty stropowej i wieńca. Nieciągłość występuje wewnątrz złącza (Rys. 98).



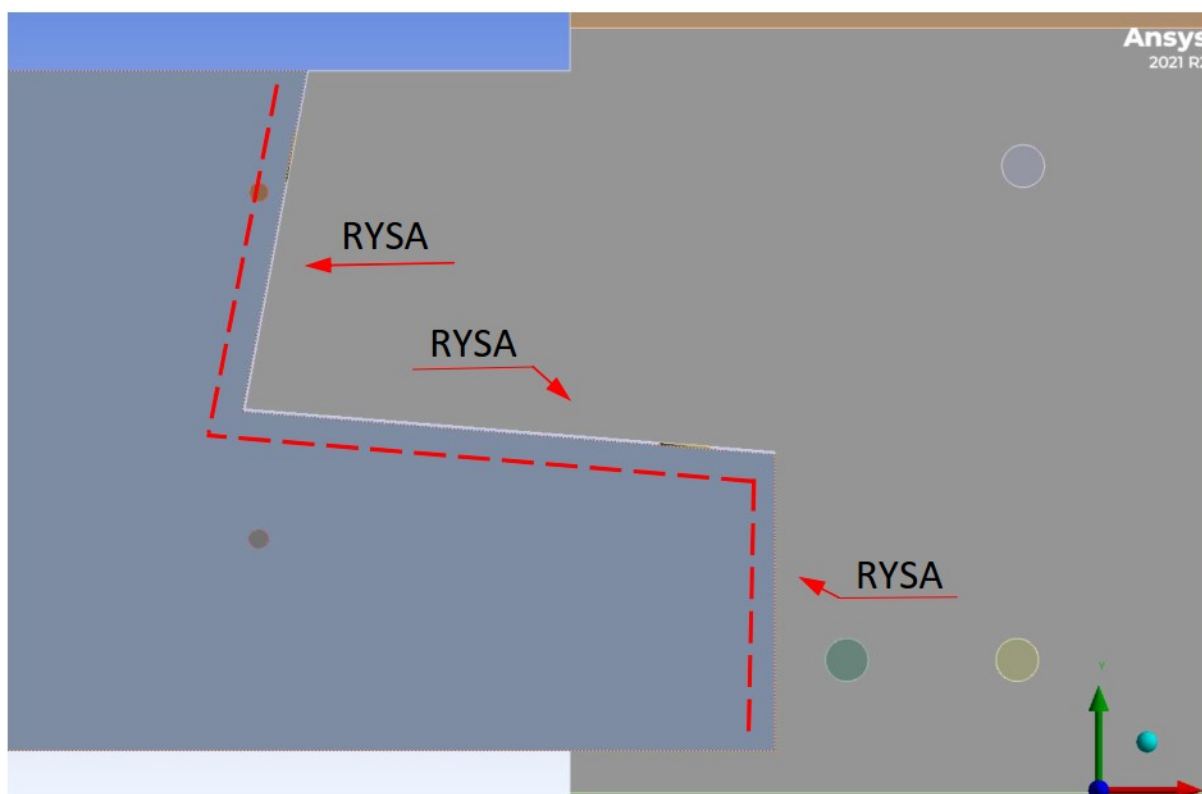
Rys. 98. Widok rysy na granicy płyty stropowej i wieńca w modelu RS-2.

Cechy charakterystyczne modelu RS- 2:

- Rysa początkowa zamodelowana na granicy płyty stropowej i wieńca w części wewnętrznej złącza.
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.

Model RS-3

Trzeci model uwzględniający brak ciągłości na granicy płyty stropowej i wieńca. Nieciągłość występuje wewnątrz złącza i opowiada sytuacji, w której nie ma połączenia pomiędzy płytą stropową i wieńcem (Rys. 99).



Rys. 99. Widok rys na granicy płyty stropowej i wieńca w modelu RS-3.

Cechy charakterystyczne modelu RS- 3:

- Rysa początkowa zamodelowana na granicy płyty stropowej i wieńca w części wewnętrznej złącza na całej płaszczyźnie kontaktu obydwu elementów.
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Naprężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.

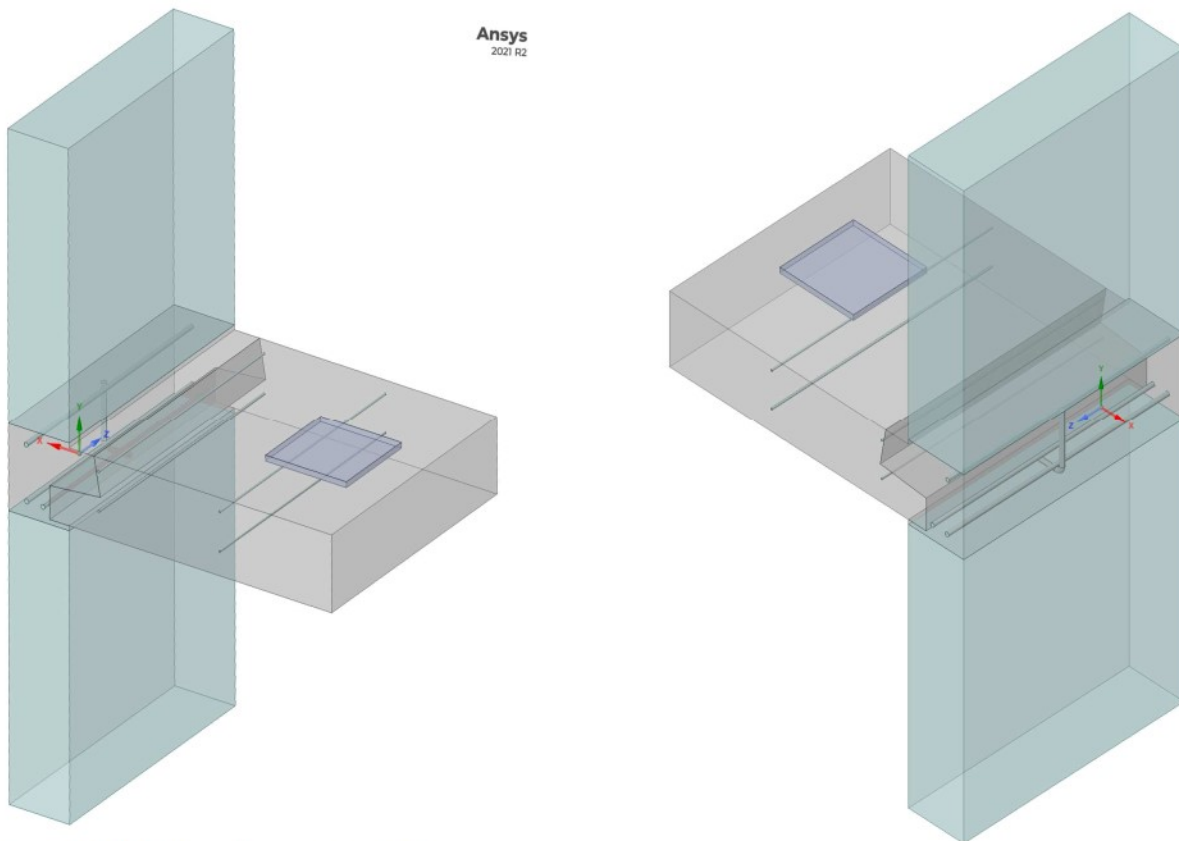
Model B-Z

Model ten odpowiada sytuacji, w której występuje brak części zbrojenia złącza konstrukcyjnego (Rys. 100 i 101). Na przekroju (Rys. 102) ukazano brak pręta spiralnego złącza. Pomiędzy zbrojeniem płyty stropowej oraz wieńca nie ma zapewnionej ciągłości. Brak prętów mogących przenieść część obciążeń rozciągających w obszarze złącza oraz duże przemieszczenia płyty stropowej prowadzą do pojawienia się zarysowań już przy małych wartościach obciążeń. Z tego powodu założono wstępne zarysowanie pomiędzy elementami płyty stropowej i wieńca (uwzględniono rysę typu RS-1).

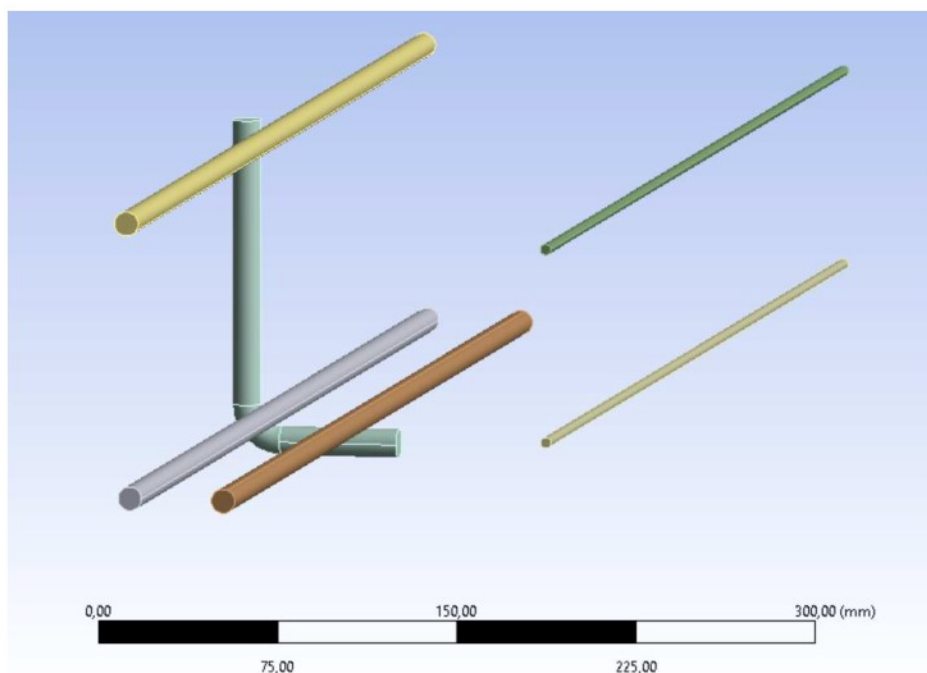
Cechy charakterystyczne modelu B-Z:

- Brak części zbrojenia w złączu (brak ciągłości) (Rys. 101).
- Wstępne zarysowanie na granicy płyty stropowej i wieńca (RS-1).

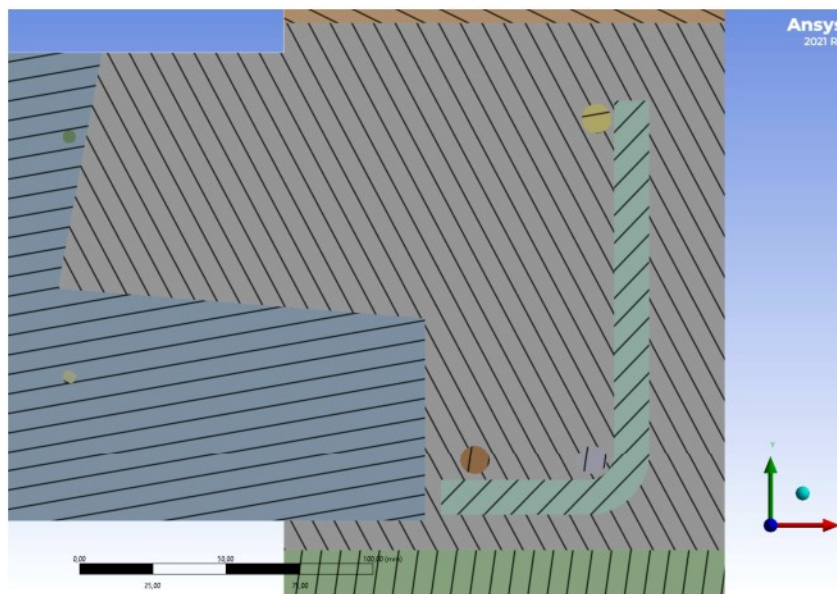
- Parametry materiałowe zgodne z modelem referencyjnym.
- Napężenie w ścianie 2,22 MPa.
- Utwierdzenie podstawy ściany dolnej.



Rys. 100. Widok ogólny modelu B-Z.



Rys. 101. Widok ogólny niepełnego zbrojenia złącza modelu B-Z.



Rys. 102. Przekrój złącza ukazujący braki zbrojenia w modelu B-Z.

Kolejne dwa modele uwzględniają obniżenie klasy betonu ścian nośnych oraz płyty stropowej. Przy czym modele NKB-1 oraz NKB-2 są to modele zawierające wszystkie elementy zbrojenia, nie zawierające ani raków, ani rys. Obniżone parametry materiałowe wynoszą:

- **Model NKB-1:**

- Beton wieńca: $E = 29 \text{ GPa}$, $f_{ck} = 11 \text{ MPa}$.
- Beton płyty stropowej oraz ścian nośnych: $E = 29 \text{ GPa}$, $f_{ck} = 18 \text{ MPa}$.

- **Model NKB-2:**

- Beton wieńca: $E = 28 \text{ GPa}$, $f_{ck} = 10 \text{ MPa}$.
- Beton płyty stropowej oraz ścian nośnych: $E = 28 \text{ GPa}$, $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$.

Zestawienie modeli zawierających różne typy defektów oraz ich zmienny udział w modelu przedstawia Tabela 9.

Tabela 9. Zestawienie modeli zawierających defekty.

LP	Model	Rodzaj defektu	Udział [%]	Lokalizacja
1	R-5	Raki	5	Wieniec
2	R-W	Raki	100	Wieniec
3	K-60	Korozja zbrojenia	60	Wieniec/płyta stropowa
4	K-85	Korozja zbrojenia	85	Wieniec/płyta stropowa
5	RS-1	Rysa na styku wieńca i płyty stropowej typu 1	---	Wieniec/płyta stropowa
6	RS-2	Rysa na styku wieńca i płyty stropowej typu 2	---	Wieniec/płyta stropowa
7	RS-3	Rysa na styku wieńca i płyty stropowej typu 3	---	Wieniec/płyta stropowa
8	B-Z	Brak części zbrojenia	---	Wieniec
9	NKB-1	Zaniżenie jakości betonu o 1 klasę	---	Wieniec/płyta stropowa
10	NKB-2	Zaniżenie jakości betonu o 2 klasy	---	Wieniec/płyta stropowa

4. WYNIKI I Dyskusja

4.1. ZAKRES ANALIZY NUMERYCZNEJ

W pracy przedstawiono wyniki analizy numerycznej modelu złącza referencyjnego oraz modeli złączy zawierających defekty. Do analizy wybrano modele z defektami w postaci korozji stali zbrojeniowej, brakujących elementów zbrojenia, „raków” w betonie, obniżonej klasie betonu oraz zawierające rysy na granicy płyty stropowej i wieńca.

Każdy z modeli obciążono do momentu przekroczenia dopuszczalnych wartości założonych parametrów:

- granicznej wartości współczynnika bezpieczeństwa (wynoszącej 1),
- granicy plastyczności stali zbrojeniowej (410 MPa)
- kąta obrotu płyty stropowej (zestawienie maksymalnych wartości kąta obrotu dla każdego modelu przedstawiono w Tabeli 15).

Każdy z powyższych parametrów odgrywa znaczącą rolę w prawidłowej pracy złącza. Należy zauważyć, że nie można określać stanu zniszczenia na podstawie tylko jednego lub dwóch z tych parametrów. Dopiero ich wspólne zestawienie pozwala wskazać, w którym miejscu dochodzi do inicjacji i propagacji zniszczeń.

W dyskusji porównano uzyskane wyniki z danymi eksperymentalnymi, podkreślając ich zgodność. Omówiono wpływ poszczególnych defektów na parametry złączy. Modele z defektami, takie jak korozja zbrojenia czy rysy, wykazały znacznie obniżoną wytrzymałość w porównaniu do modelu referencyjnego.

Wyniki tych analiz są kluczowe dla zrozumienia mechanizmów zniszczeń w złączach betonowych, co może przyczynić się do poprawy projektowania i konserwacji konstrukcji budowlanych. Wnioski płynące z tych badań mogą pomóc inżynierom i projektantom w przewidywaniu zachowań konstrukcji pod obciążeniem i w podejmowaniu odpowiednich działań naprawczych.

4.2. OBLICZENIOWY MODEL REFERENCYJNY ZŁĄCZA

Zestawienie wyników odkształceń próbek laboratoryjnych [142] oraz danych, które uzyskano na podstawie obliczeń numerycznych zawarto w Tabeli 10. Uzyskano średnią zgodność wyników na poziomie 98,47%. Położenie punktu obrotu dla modeli numerycznych przedstawiono w Tabeli 11 a wartości współczynnika α w Tabeli 12. Na Rys. 103-105

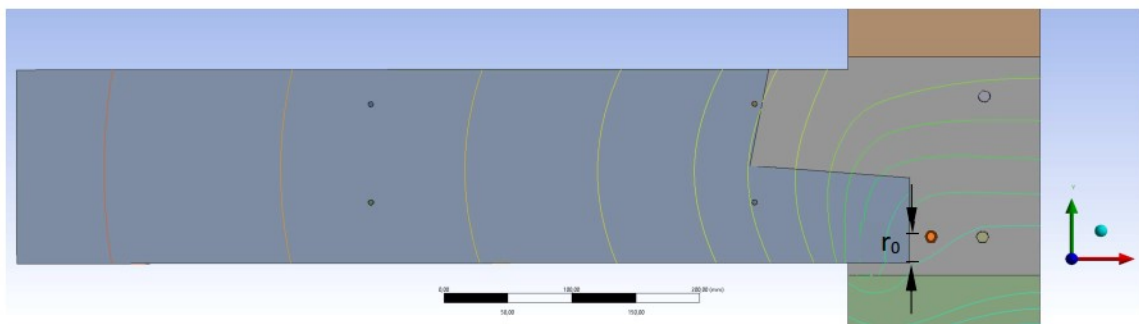
graficznie przedstawiono lokalizację punktu obrotu płyty stropowej dla Modelu Referencyjnego przy różnych wartościach momentu w złączy (2,7 kNm, 3,2 kNm, 8 kNm) i różnych wartościach obciążeń od górnych kondygnacji (2,22 MPa oraz 5,56 MPa). Wykres zależności kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla modelu numerycznego oraz modeli laboratoryjnych przedstawiono na Rys. 106. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu w zależności od przyłożonego momentu dla modeli literaturowych oraz dla Modelu referencyjnego przedstawiono w Tabelach 13 i 14.

Tabela 10. Zestawienie danych laboratoryjnych oraz wyników uzyskanych za pomocą obliczeń numerycznych w zakresie odkształceń.

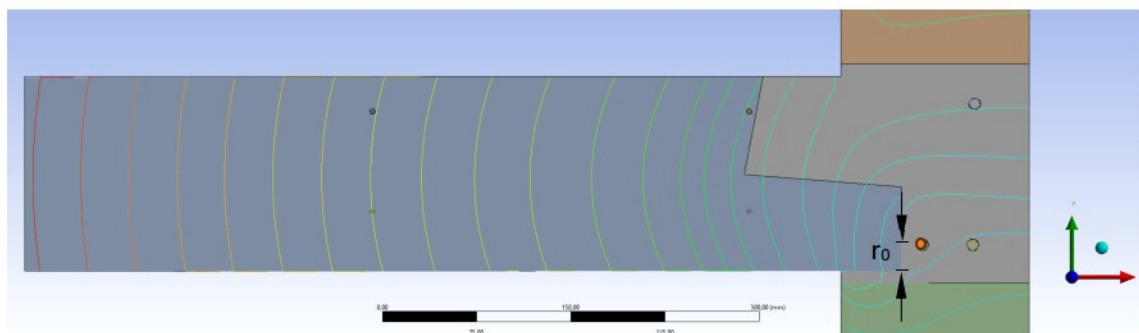
Numer badania	Napężenie w ścianie [MPa]	Moment w złączy [kNm]	Wyniki laboratoryjne odczytane z tensometru			Wyniki autora na podstawie obliczeń numerycznych			Zgodność [%]
			$\Delta 8$ (16+22)	$\Delta 9$ (20+58)	ξ'	$\Delta 8$ (16+22)	$\Delta 9$ (20+58)	ξ'	
Wk4-1	2,22	3,2	69	-7	0,092105	0,000879	0,000076	0,0944	97,5
Wk4-1	5,56	8	108	-13	0,107438	0,002120	0,000208	0,1087	98,4
Wk4-2	2,22	2,7	135	-16	0,105960	0,000729	0,000070	0,1054	99,5

Tabela 11. Położenie punktu obrotu dla poszczególnych zestawów badawczych, określone na podstawie wyników otrzymanych z analizy numerycznej $h_T=0,5$ [cm], $h_h=16$ [cm].

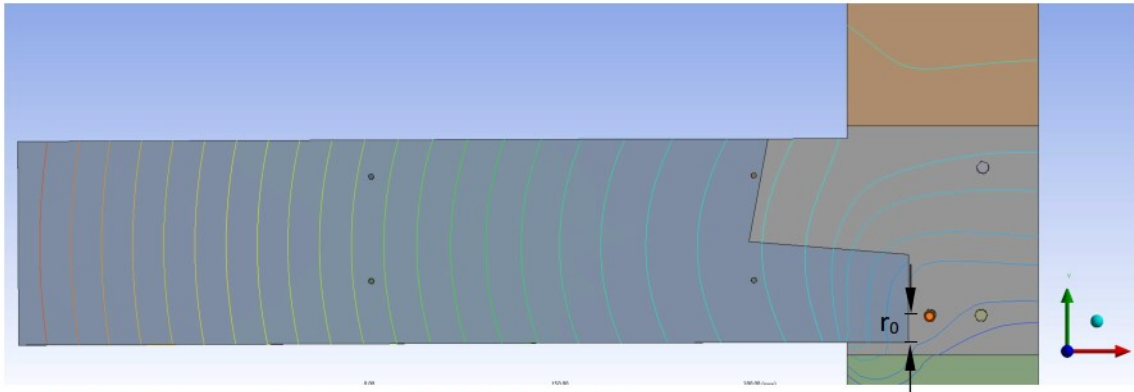
Zestaw badawczy	Napężenie w ścianie [MPa]	Moment w złączy [kNm]	$\xi' = \frac{\Delta 9}{\Delta 9 - \Delta 8}$	$\xi = \xi' + \frac{h_T}{h_P}$	r_0 [cm]
Wk4-1	2,22	3,2	0,0944	0,12565	2,01
Wk4-1	5,56	8	0,1087	0,13995	2,24
Wk4-2	2,22	2,7	0,1054	0,13665	2,19



Rys. 103. Punkt obrotu $r_0=2,19$ cm, 2,22 [MPa], 2,7 [kNm].



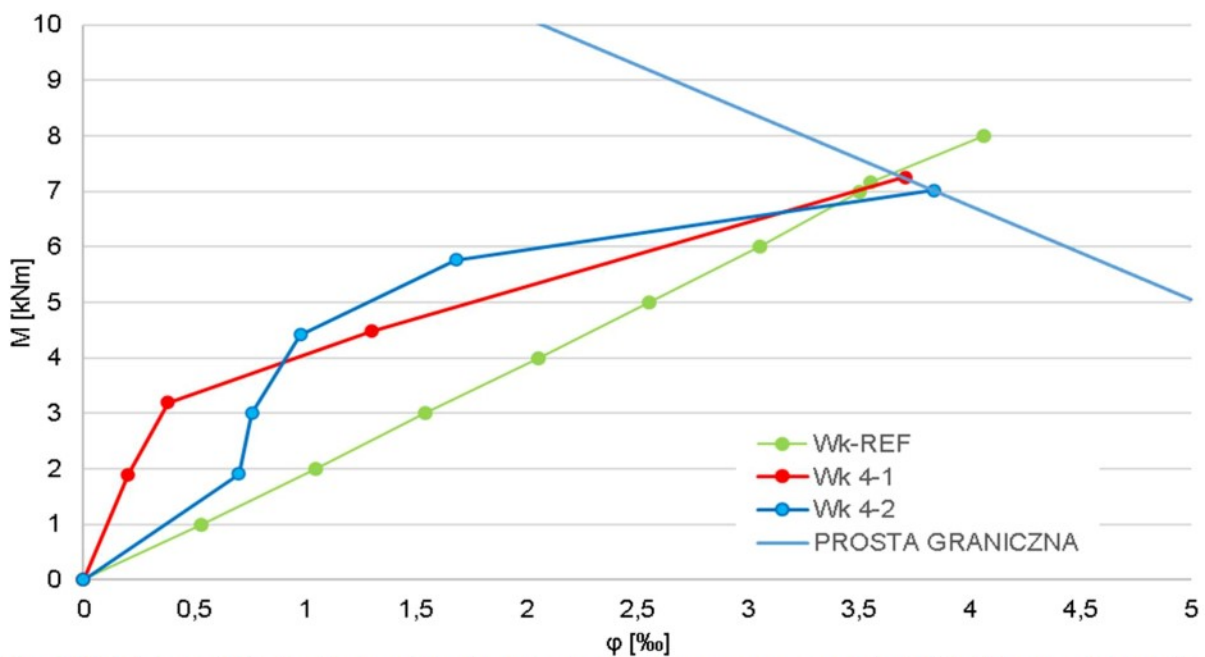
Rys. 104. Punkt obrotu $r_0=2,01$ cm, 2,22 [MPa], 3,2 [kNm].



Rys. 105. Punkt obrotu $r_0=2,24$ cm, 5,56 [MPa], 8 [kNm].

Tabela 12 Zestawienie wartości współczynnika χ dla różnych naprężeń w ścianie.

Zestaw badawczy	Naprężenie w ścianie [MPa]	M [kNm]	Wartość literaturowa, doświadczalna [142]		Wartość z obliczeń MES		Zgodność [%]
			φ [‰]	χ	φ [‰]	χ	
Wk-4-1	2,22	6,8	3,45	0,507	3,44	0,506	99,7
Wk-4-2	2,22	7,155	3,63	0,507	3,55	0,496	97,8
Wk-4-2	5,56	8,83	2,66	0,301	2,65	0,300	99,6



Rys. 106. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu $M(\varphi)$. Złącze referencyjne – Wk-REF przy $\sigma=2,22$ MPa.

Tabela 13. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu w zależności od przyłożonego momentu dla modeli literaturowych: a) Wk4-1, b) Wk4-2 [142].

M	Kąt obrotu φ [‰] dla Wk 4-1
0	0
1,9	0,2
3,19	0,38
4,482	1,3
7,155	3,63

M	Kąt obrotu φ [‰] dla Wk 4-2
0	0
1,91	0,7
3	0,76
4,41	0,98
5,76	1,68
6,8	3,46

Tabela 14. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu w zależności od obciążenia płyty stropowej dla modelu referencyjnego dla naprężenia w ścianie wynoszącego 5,56 [MPa].

<i>M</i>	Kąt obrotu φ [‰] dla złącza REF
0	0
1	0,56
2	1,07
3	1,55
4	2,05
5	2,54
6	3,02
6,8	3,44
7	3,51
7,155	3,55
8	4,01

Sily, którymi był obciążany wspornik generowały moment w złączu o wartościach od 1 do 13 kNm, ze skokiem co 1 kNm. W dalszej części dyskusji wartości momentów w złączu będą wykorzystane do określenia etapu obciążenia płyty stropowej.

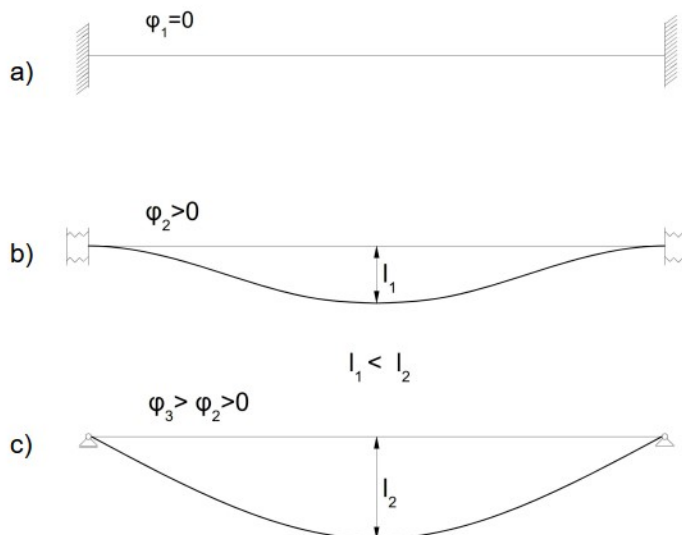
4.3. KĄT OBROTU

Strop pod względem statycznym został zamodelowany jako element wspornikowy, dlatego też jego obrót nie był ograniczony sztywnością giętą. Dla odwzorowania warunków rzeczywistych ograniczono kąt obrotu przekroju przyporowego stropu poprzez określenie przebiegu prostej granicznej. Dzięki temu, uzyskano zbiór wartości momentów i kątów obrotu odpowiadający płycie stropowej o pełnej długości, podpartej obustronnie.

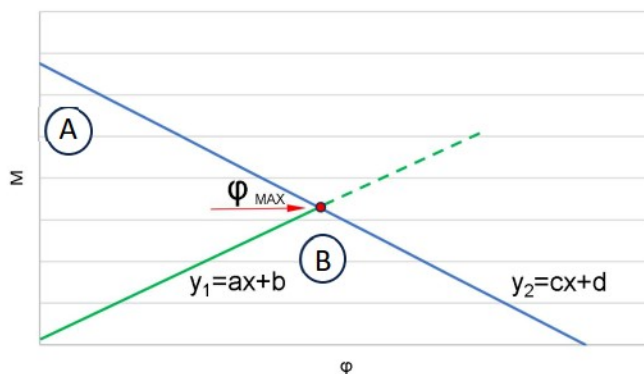
Zmianę kąta obrotu belki w zależności od jej zamocowania pokazano na Rys. 107. Warunkom rzeczywistym odpowiada schemat z Rys. 107 b. Wartość maksymalna kąta obrotu dla każdego modelu została określona poprzez obliczenie punktu przecięcia dwóch prostych (Rys. 108). Prostej, której równanie określono na podstawie linii trendu dla danych otrzymanych z analizy numerycznej $y_1=ax+b$ oraz prostej granicznej $y_2=cx+d$. Zestawienie wartości maksymalnych dla poszczególnych modeli zawiera Tabela 15.

Najmniejsza wartość kąta obrotu wynosi 3,68 ‰ (model REF), a największa 6,79‰ (model RS-3), co daje przyrost wartości kąta obrotu w porównaniu do modelu referencyjnego o 84,84%. Zarówno na wykresie, jak i w tabeli, możemy wyróżnić trzy grupy modeli o zbliżonych wartościach kąta obrotu (Rys. 109). Grupa I składa się z czterech modeli, dla których wartości wynoszą od 3,68‰ do 3,84‰. Poza modelem referencyjnym zaliczamy do niej model RS-2 zawierający rysę oraz dwa modele z korozją pręta pętli płyty stropowej (K-60, K-85). Grupę II stanowi pięć modeli, których wartości kąta obrotu znajdują się w przedziale 4,16‰ do 4,91‰. Są to modele zawierające raki w obrębie złącza o udziale objętościowym

wynoszącym 5%, model z rysą (RS-1), dwa modele, w których obniżono parametry materiałowe betonu o jedną i dwie klasy (NKB-1, NKB-2) oraz złącze, w którym występują braki w zbrojeniu (B-Z). Do grupy III zaliczamy modele R-W oraz RS-3, które mają zbliżone wartości kąta obrotu, wynoszące odpowiednio 6,71‰ oraz 6,79‰.



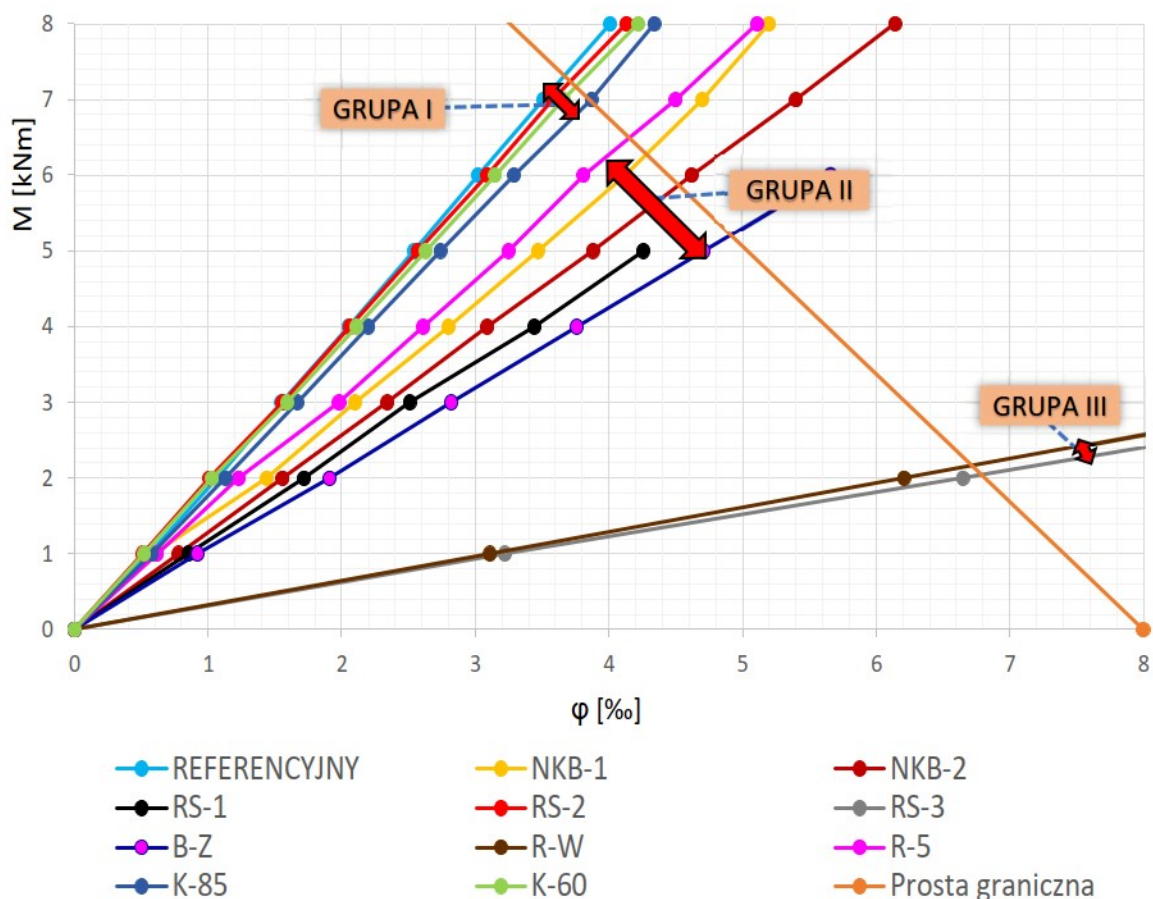
Rys. 107. Ugięcie belki w zależności od jej zamocowania. Wartość kąta ugięcia a) $\varphi=0$; b) $\varphi>0$; c) $\varphi=\max$.



Rys. 108. Sposób wyznaczania maksymalnej wartości kąta obrotu.

Tabela 15. Zestawienie maksymalnych wartości kąta obrotu płyty stropowej przy założonym ograniczeniu prostą graniczną (Rys. 109).

Lp.	Model	M [kNm]	φ [‰]	Przyrost φ [%]	
1	REF	7,299	3,68	-----	GRUPA I
2	RS-2	7,206	3,73	1,50	
3	K-60	7,138	3,77	2,59	
4	K-85	7,016	3,84	4,54	
5	R-5	6,48	4,16	13,20	GRUPA II
6	NKB-1	6,455	4,18	13,61	
7	NKB-2	5,863	4,53	23,13	
8	RS-1	5,535	4,72	28,44	GRUPA III
9	B-Z	5,211	4,91	33,66	
10	R-W	2,17	6,71	82,69	
11	RS-3	2,036	6,79	84,84	



Rys. 109. Podział zależności $M(\varphi)$ na trzy grupy.

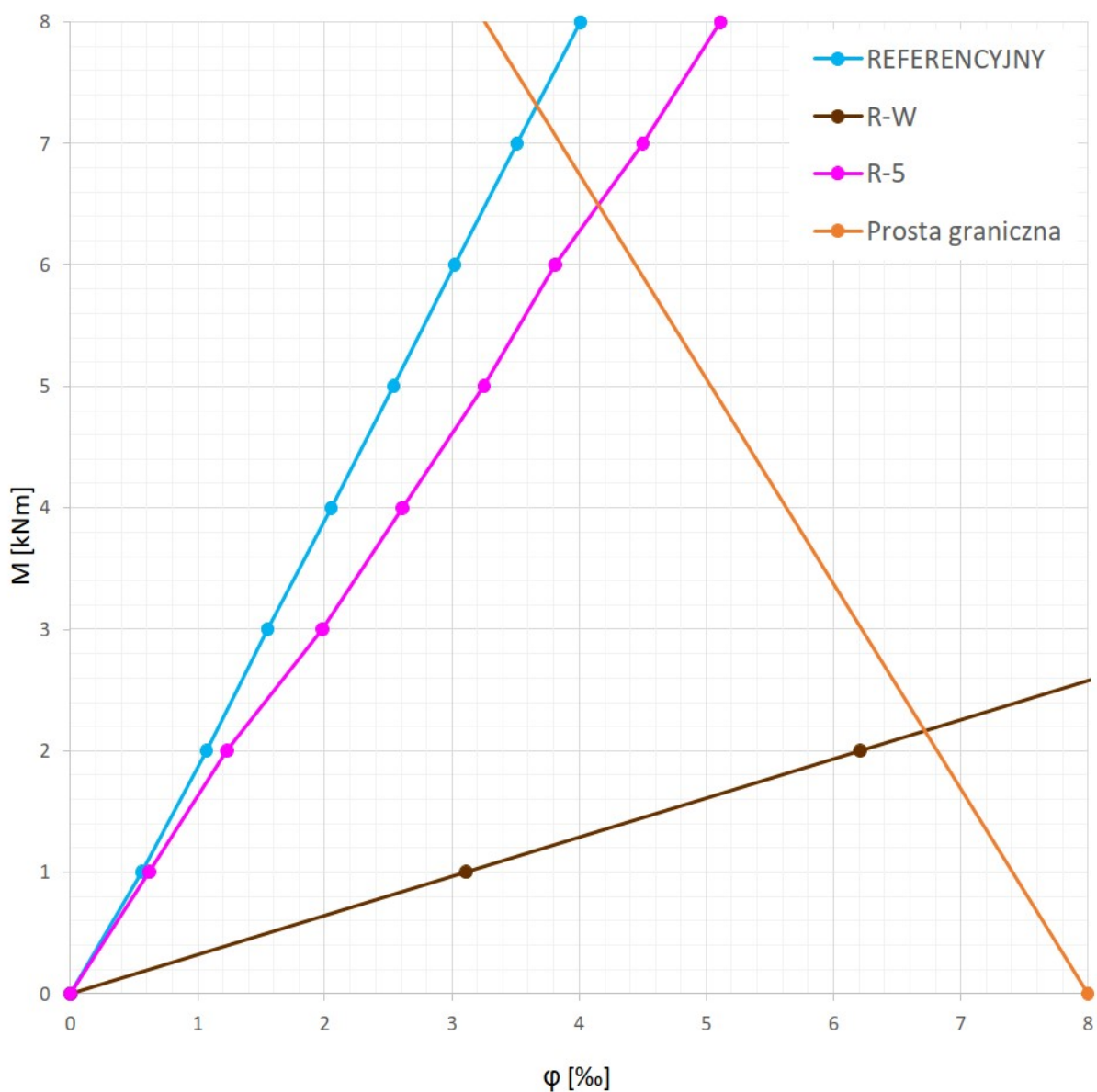
W grupie I model referencyjny oraz modele K-60 i K-85 posiadają zbliżone wartości kąta obrotu. Może to sugerować, że praca złącza nie zależy od zaawansowania korozji zbrojenia. Jednak jej wpływ na zmianę rozkładu naprężeń w złączu jest znaczący i zostanie przedstawiony w dalszej części na mapach wskaźnika wytrzymałości.

Grupa II nie wyróżnia się niczym szczególnym. Każdy z defektów w innym stopniu wpływa na obrót płyty stropowej. Szeregując wyniki od najbardziej niekorzystnych wartości kąta φ , otrzymujemy następującą kolejność modeli: B-Z, RS-1, NKB-2, NKB-1 oraz R-5.

Znając cechy wad zaimplementowanych do każdego z modeli i zestawiając je z Rys. 109, można stwierdzić, że charakter pracy modelu RS-3 (w którym płyta stropowa połączona jest z wieńcem jedynie prętem zbrojeniowym) oraz R-W (w którym wytrzymałość wieńca jest zredukowana przez występowanie 100% porowatości), jest zbliżony do połączenia przegubowego. Wady te wpływają bardzo niekorzystnie również na inne parametry, co zostanie wykazane w dalszej części analizy. Szczegółowe zestawienie zależności kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla Modelu Referencyjnego z poszczególnymi modelami zawierającymi defekty przedstawiono na Rys. 110-114 oraz w odpowiadającym im Tabelom 16-20.

Tabela 16. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu płyty stropowej w zależności od przyłożonego momentu dla modeli uwzględniających: obecność kawern - R-5 oraz porowatość wieńca w całej jego objętości - R-W.

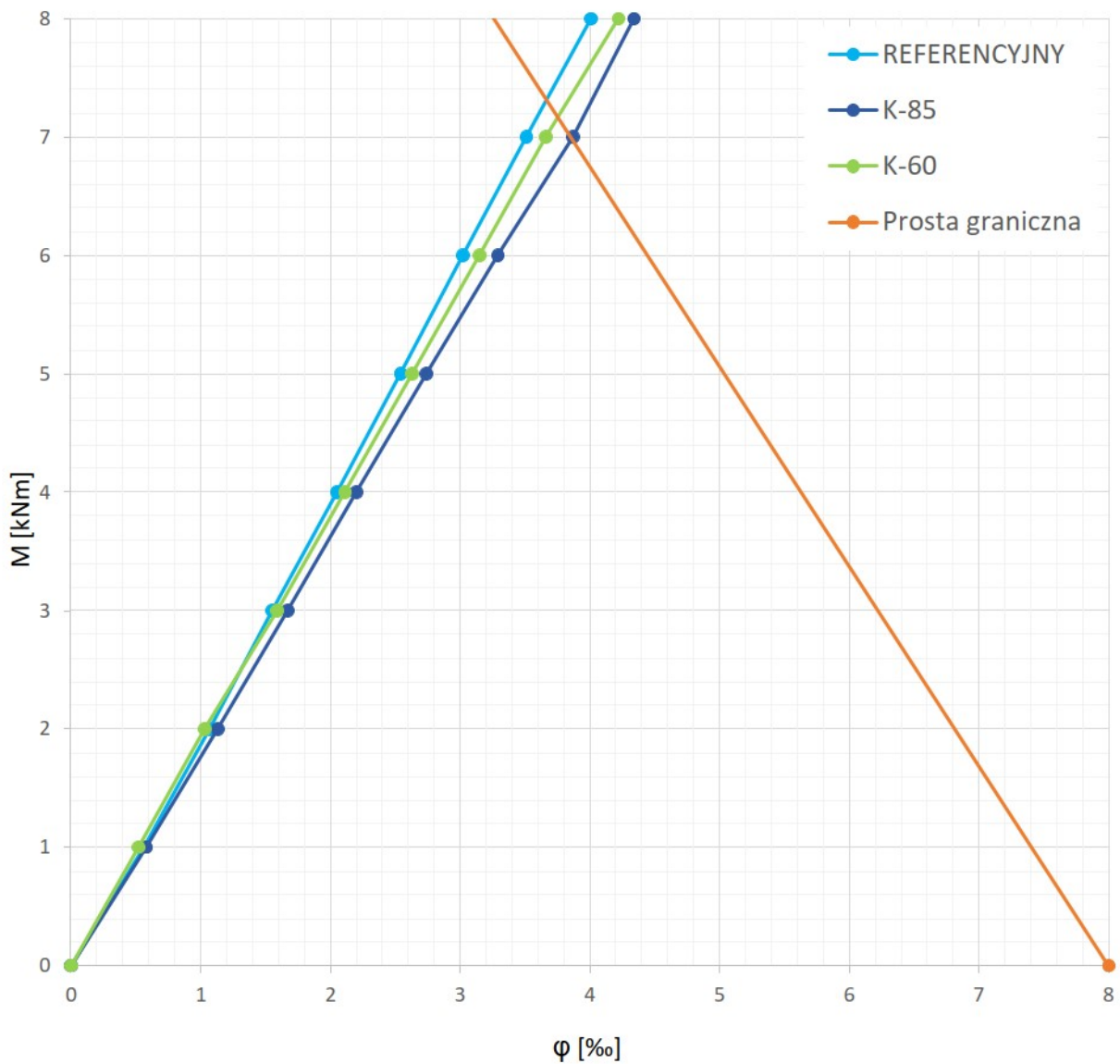
M [kNm]	Kąt obrotu φ [‰]		
	Referencyjne	R-5	R-W
0	0	0	0
1	0,56	0,62	3,11
2	1,07	1,23	6,21
3	1,55	1,98	9,31
4	2,05	2,61	12,32
5	2,54	3,25	---
6	3,02	3,81	---
7	3,51	4,5	---
8	4,01	5,11	---



Rys. 110. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla złączy R-5 oraz R-W.

Tabela 17. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu płyty stropowej w zależności od przyłożonego momentu dla modeli uwzględniających korozję – K-60 oraz K-85.

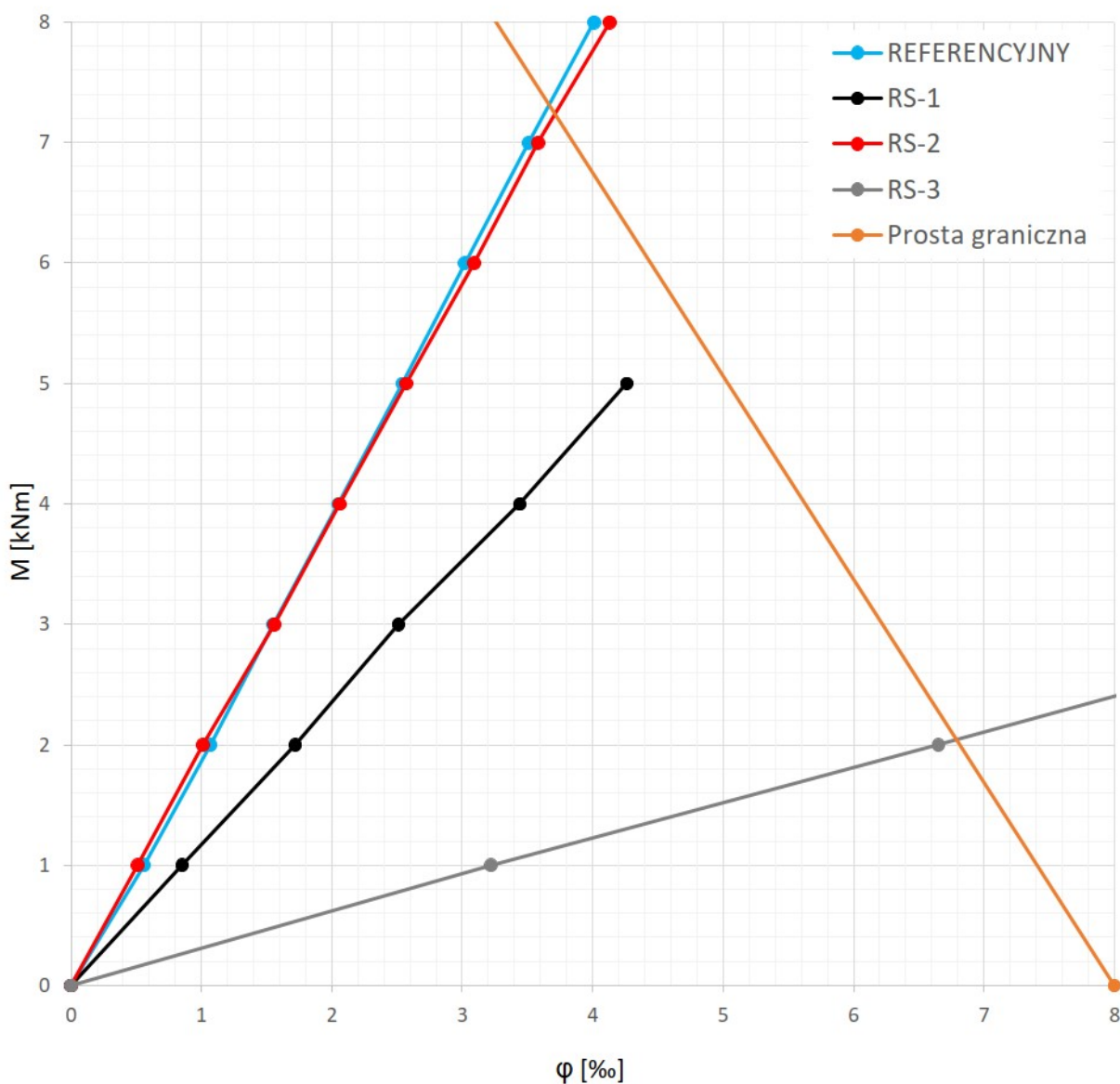
M [kNm]	Kąt obrotu φ [‰]		
	REFERENCYJNE	K-60	K-85
0	0	0	0
1	0,56	0,61	0,45
2	1,07	1,25	0,92
3	1,55	1,82	1,35
4	2,05	2,45	1,86
5	2,54	3,05	2,3
6	3,02	3,67	2,71
7	3,51	4,3	3,22
8	4,01	4,85	3,66



Rys. 111. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla modeli złączy uwzględniających korozję zbrojenia.

Tabela 18. Zestawienie wartości kąta obrotu płyty stropowej dla modeli uwzględniających rysy pomiędzy płytą stropową a wieńcem – RS-1, RS-2 oraz RS-3.

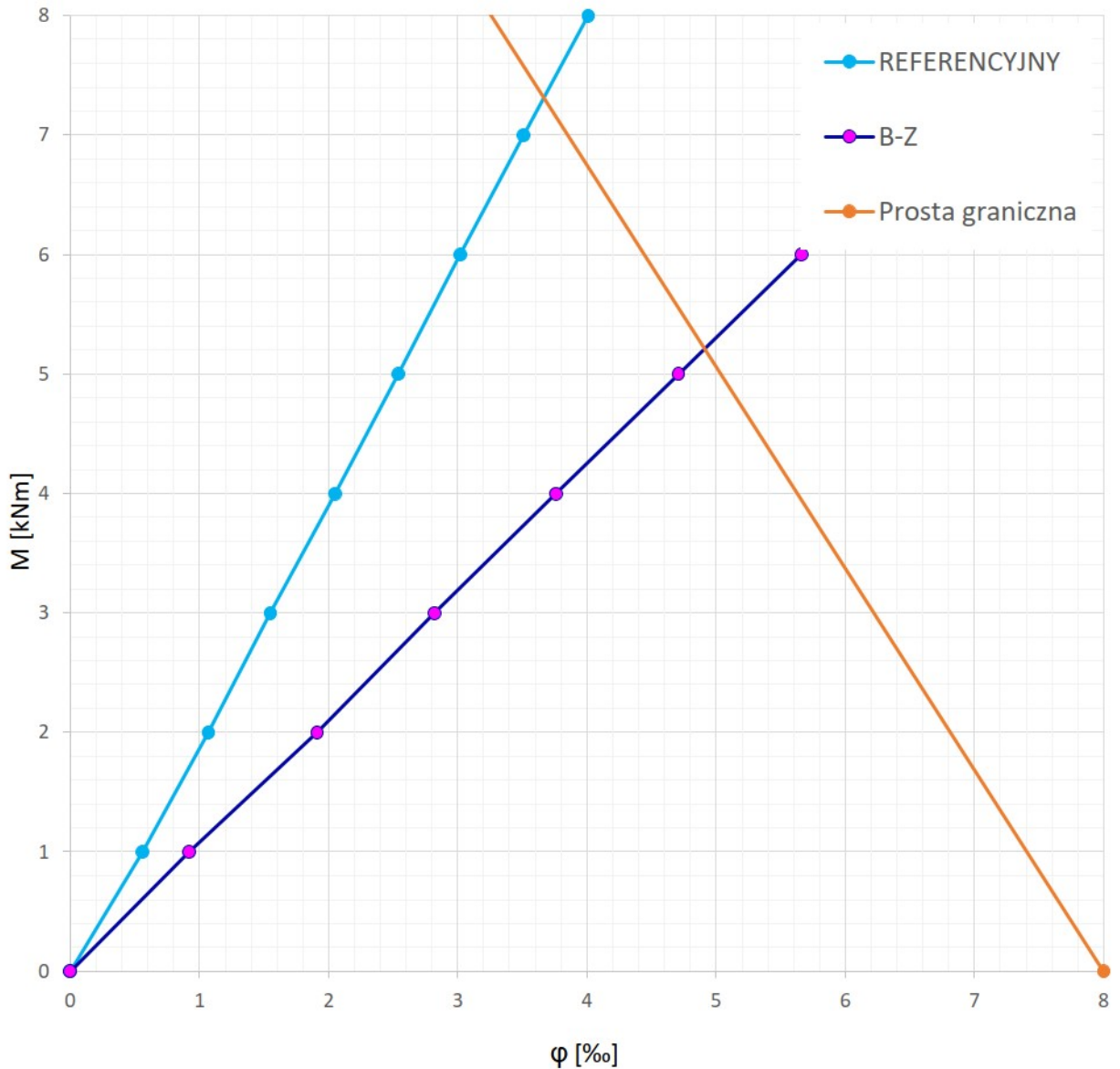
M [kNm]	KĄT OBROTU φ [‰]			
	REFERENCYJNE	RS-1	RS-2	RS-3
0	0	0	0	0
1	0,56	0,85	0,51	3,22
2	1,07	1,72	1,01	6,65
3	1,55	2,51	1,56	10,01
4	2,05	3,44	2,06	13,48
5	2,54	4,26	2,57	---
6	3,02	---	3,09	---
7	3,51	---	3,58	---
8	4,01	---	4,13	---



Rys. 112. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu. Złącza zawierające rysy pomiędzy płytą stropową a wieńcem – RS-1, RS-2 oraz RS-3.

Tabela 19. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu płyty stropowej w zależności od przyłożonego momentu dla modeli uwzględniających brak części zbrojenia oraz rysę na granicy płyty stropowej i wieńca – B-Z.

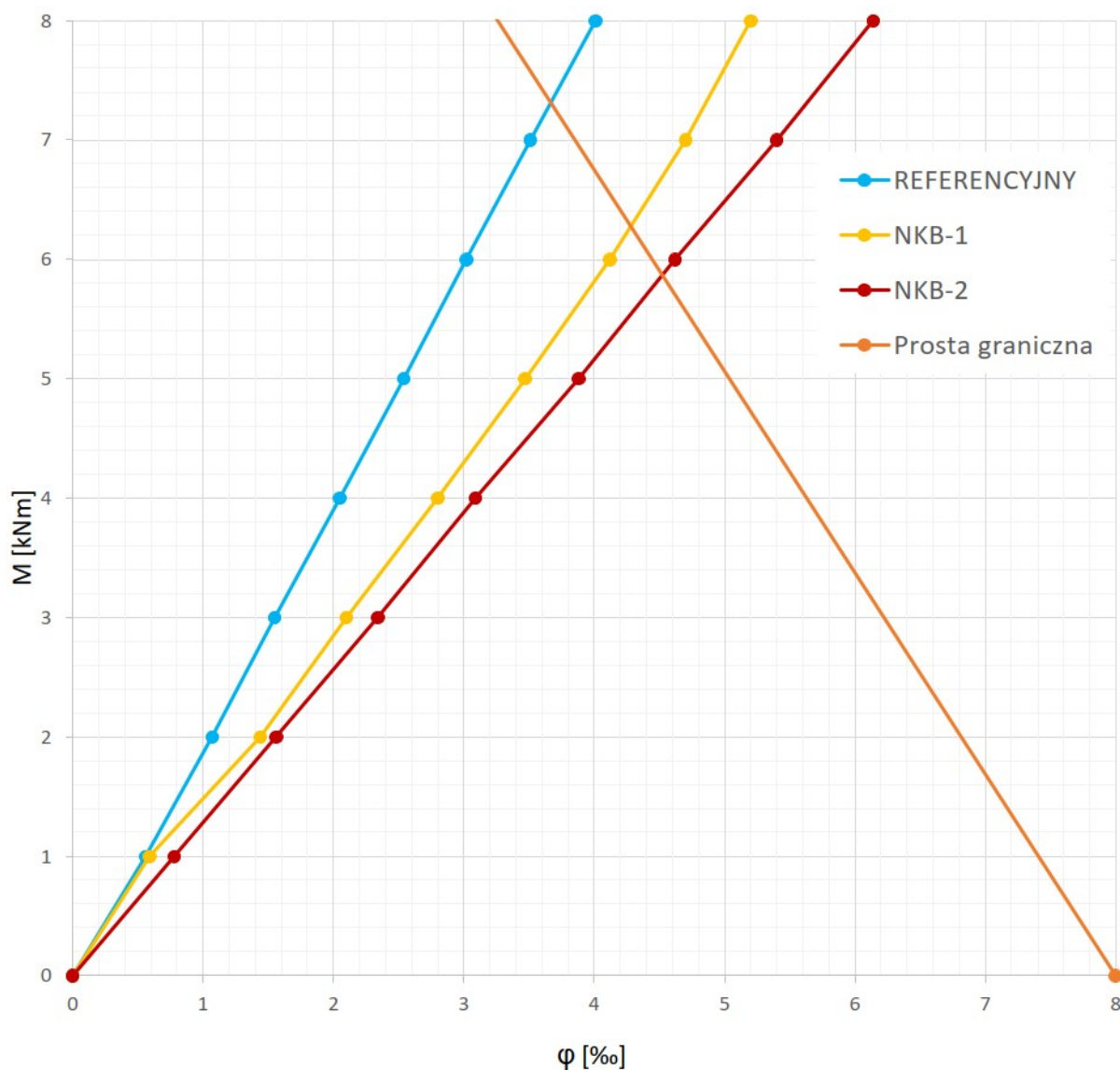
M [kNm]	Kąt obrotu φ [‰]	
	REFERENCYJNE	B-Z
0	0	0
1	0,56	0,92
2	1,07	1,91
3	1,55	2,82
4	2,05	3,76
5	2,54	4,71
6	3,02	5,66
7	3,51	---
8	4,01	---



Rys. 113. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu. Złącze B-Z.

Tabela 20. Zestawienie otrzymanego kąta obrotu płyty stropowej w zależności od przyłożonego momentu dla modeli uwzględniających obniżenie parametrów materiałowych betonu – o jedną NKB-1 oraz o dwie klasy NKB-2.

M [kNm]	Kąt obrotu φ [‰]		
	REFERENCYJNE	NKB-1	NKB-2
0	0	0	0,00
1	0,56	0,59	0,78
2	1,07	1,44	1,56
3	1,55	2,1	2,34
4	2,05	2,8	3,09
5	2,54	3,47	3,88
6	3,02	4,12	4,62
7	3,51	4,7	5,4
8	4,01	5,2	6,14



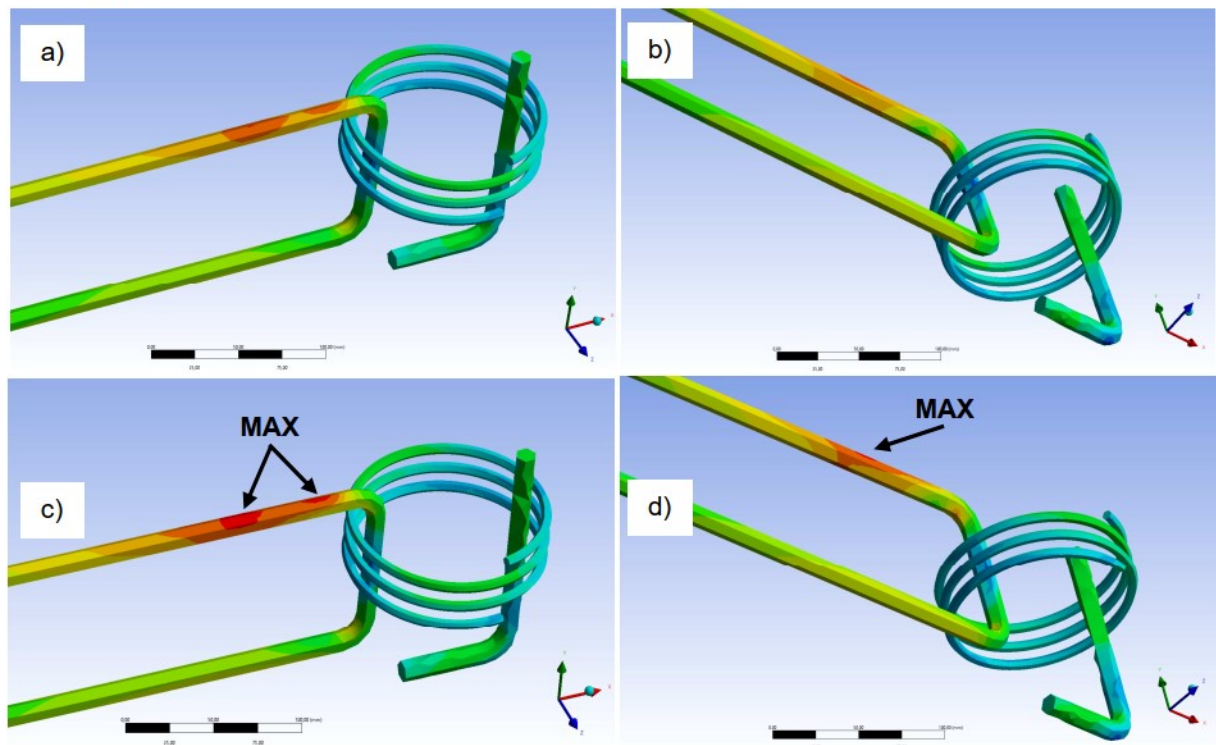
Rys. 114. Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla złącz NKB-1 oraz NKB-2.

4.4. GRANICA PLASTYCZNOŚCI STALI ZBROJENIOWEJ

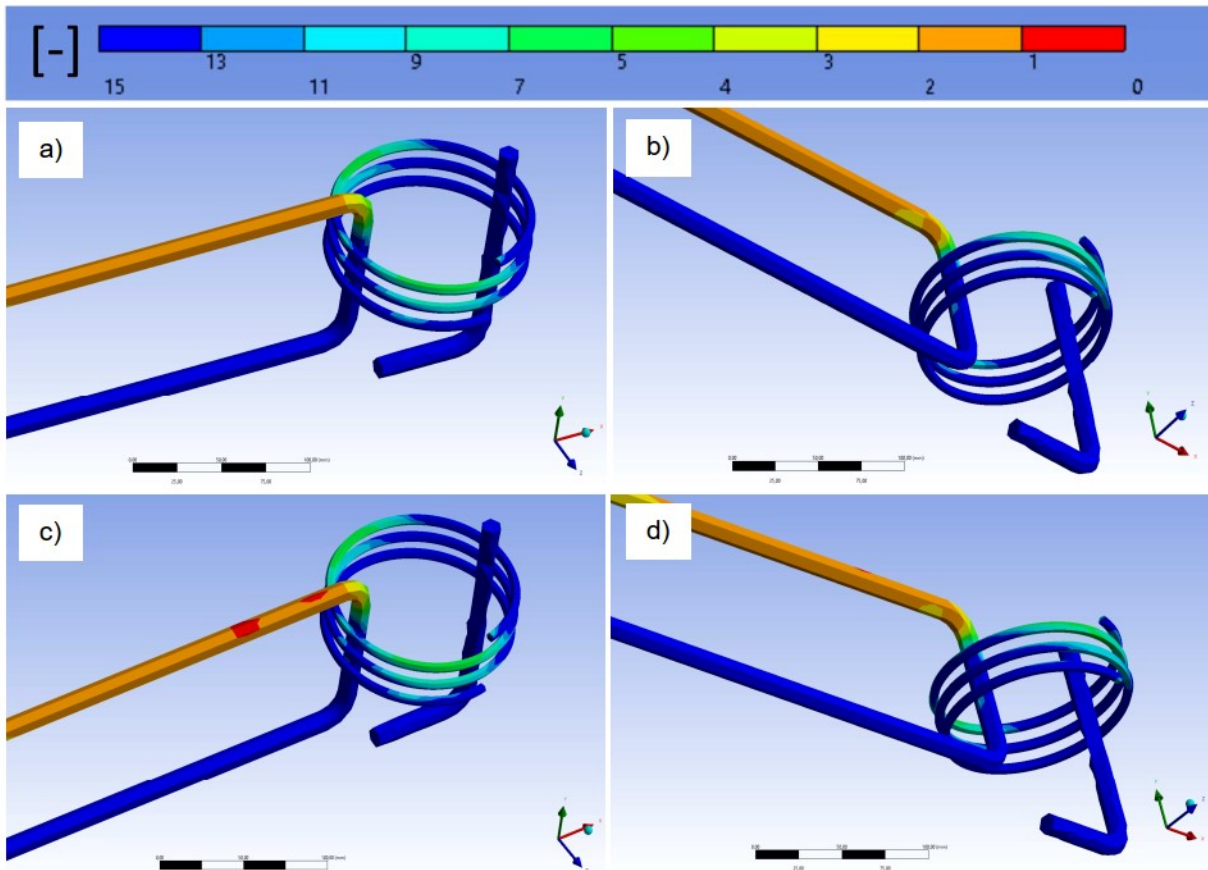
4.4.1. ZŁĄCZE REFERENCYJNE

Dla początkowych wartości obciążeń w stali zbrojeniowej występuje faza sprężysta, stal zachowuje się zgodnie z prawem Hooke'a, czyli naprężenie jest proporcjonalne do odkształcenia. W tej fazie, po usunięciu obciążenia, materiał wraca do swojego pierwotnego kształtu bez żadnych trwałych odkształceń. Zależność ta zachodzi od 1 do 11 kNm. Gdy naprężenie osiąga wartość granicy plastyczności, stal przechodzi w fazę plastyczną i pojawiają się odkształcenia plastyczne. Granica plastyczności stali 34GS wynosi $f_y=410$ MPa. Dla modelu Referencyjnego zostaje osiągnięta przy 12 kNm (Rys. 115). Od tego momentu proporcje się zmieniają, wzrost wartości naprężenia jest mniejszy w stosunku do wzrostu wartości odkształcenia. Wykres naprężenie-odkształcenie staje się bardziej płaski (Rys. 117). W tej fazie zachodzi wzmacnianie materiału, czyli wzrost jego wytrzymałości w wyniku dalszego odkształcania. Zjawisko to wynika z obecności dyslokacyjnych mikrostrukturalnych zmian, które zachodzą w materiale.

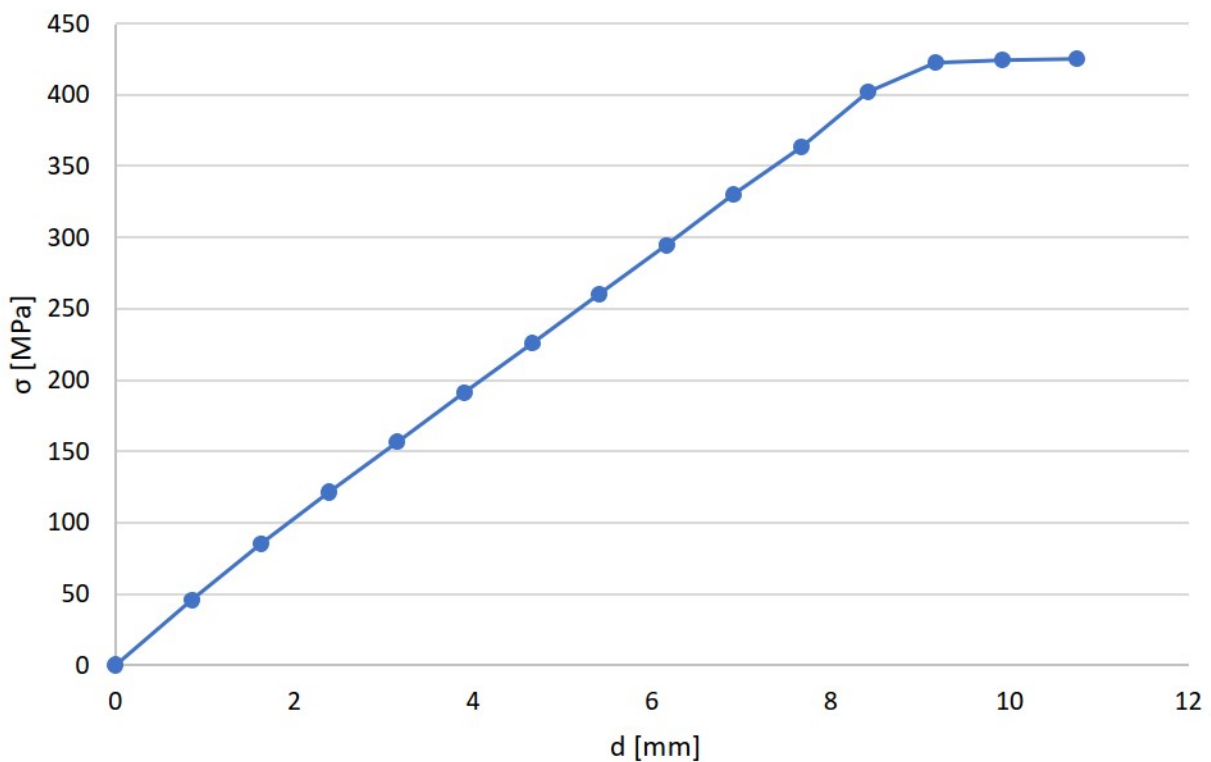
Maksymalne wartości naprężeń zostały oznaczone strzałkami na Rys. 115 c) i d. Na Rys. 116 c) widoczne są miejsca (oznaczone na czerwono), w których doszło do przekroczenia granicy plastyczności.



Rys. 115. Rozkład naprężenia zredukowanego w zbrojeniu modelu złącza Referencyjnego. Dla momentów: a), b) 11 [kNm]; c), d) 12 [kNm].

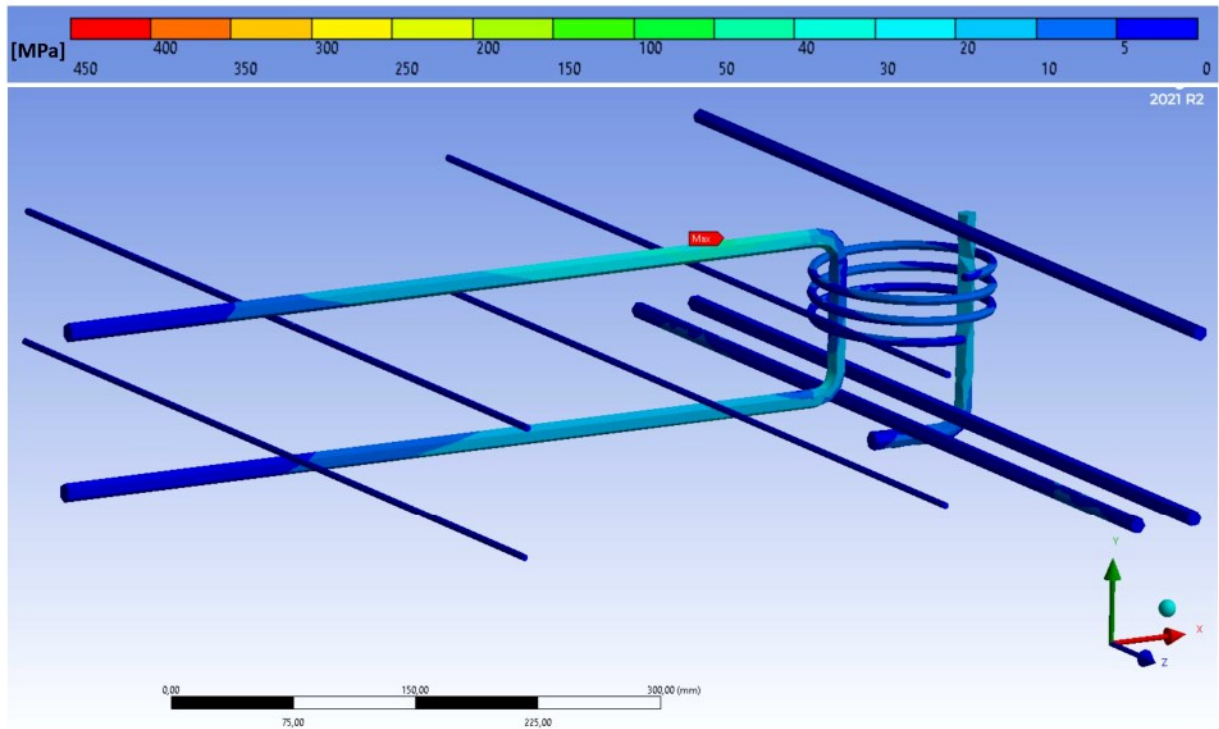


Rys. 116. Mapa współczynnika bezpieczeństwa zbrojenia. Dla momentów: a), b) 11 [kNm]; c), d) 12 [kNm]. Model Referencyjny.

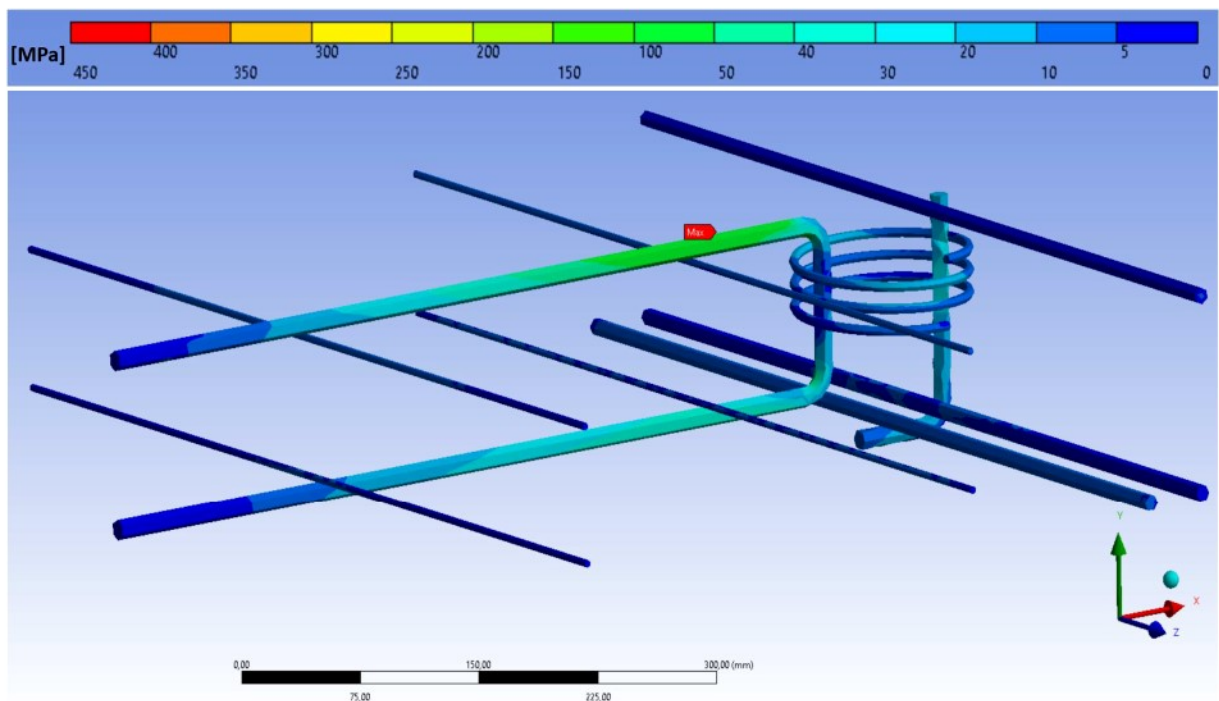


Rys. 117. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia pionowego (d) płyty stropowej dla złącza referencyjnego – REF.

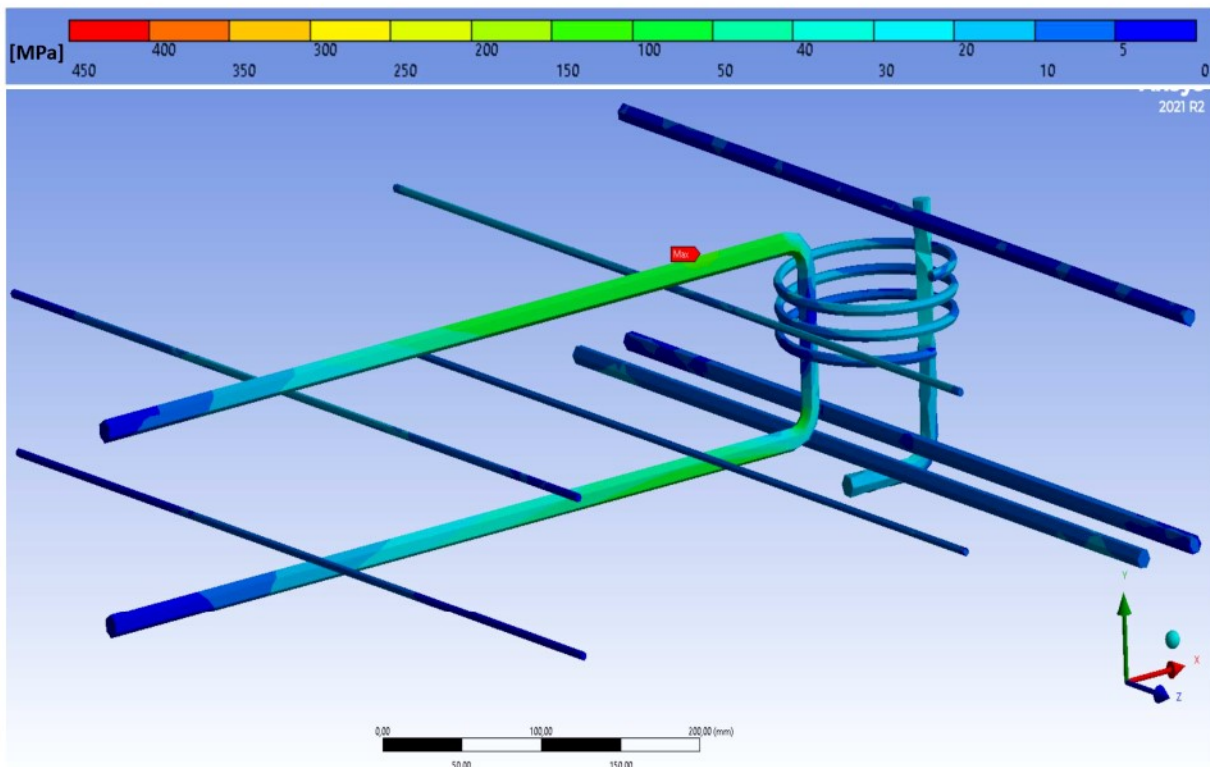
Mapy rozkładu naprężenia zredukowanego w zbrojeniu złącza dla Modelu Referencyjnego w zależności od wzrostu momentu w złączu przy stałym obciążeniu ściany górnej przedstawiono na Rys. 118-123. Porównanie map rozkładu współczynnika bezpieczeństwa stali zbrojeniowej do rozkładu naprężeń zredukowanych pręta pętli zbrojenia złącza przedstawiono na Rys. 124 i 125.



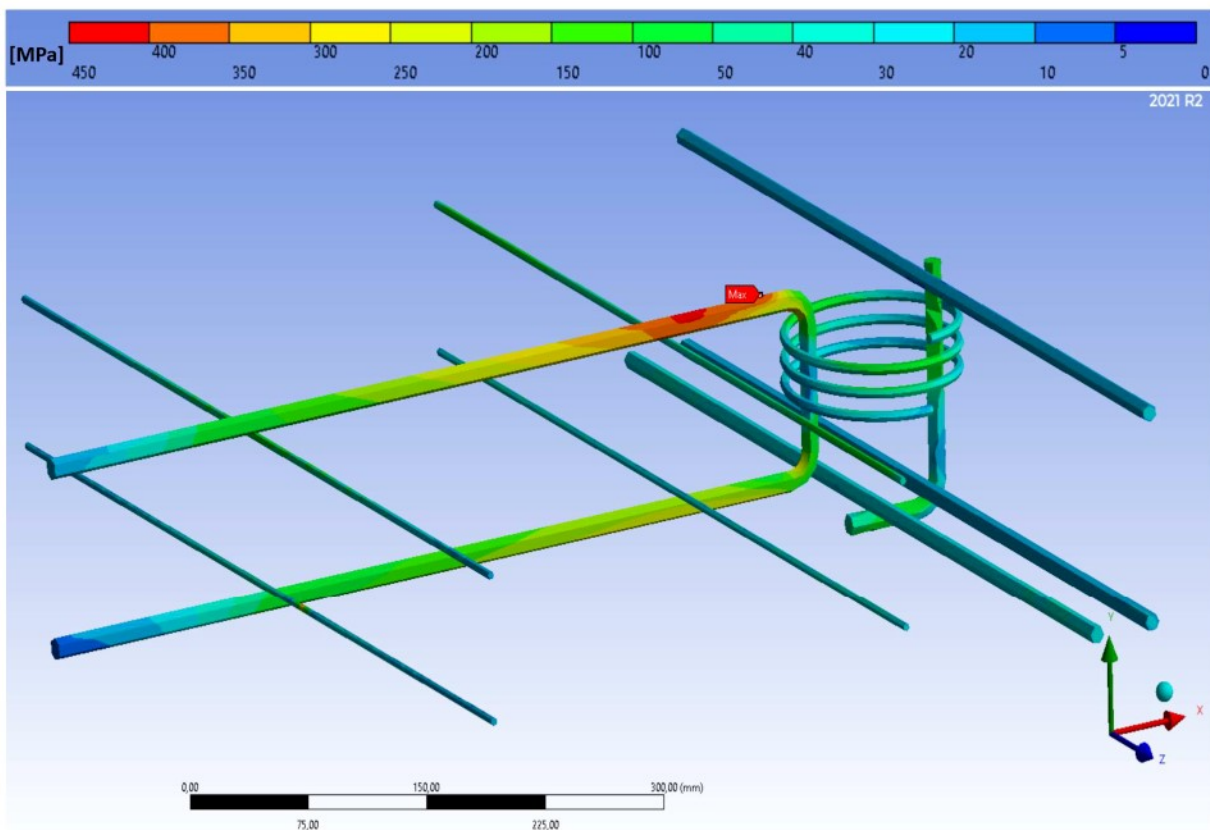
Rys. 118. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



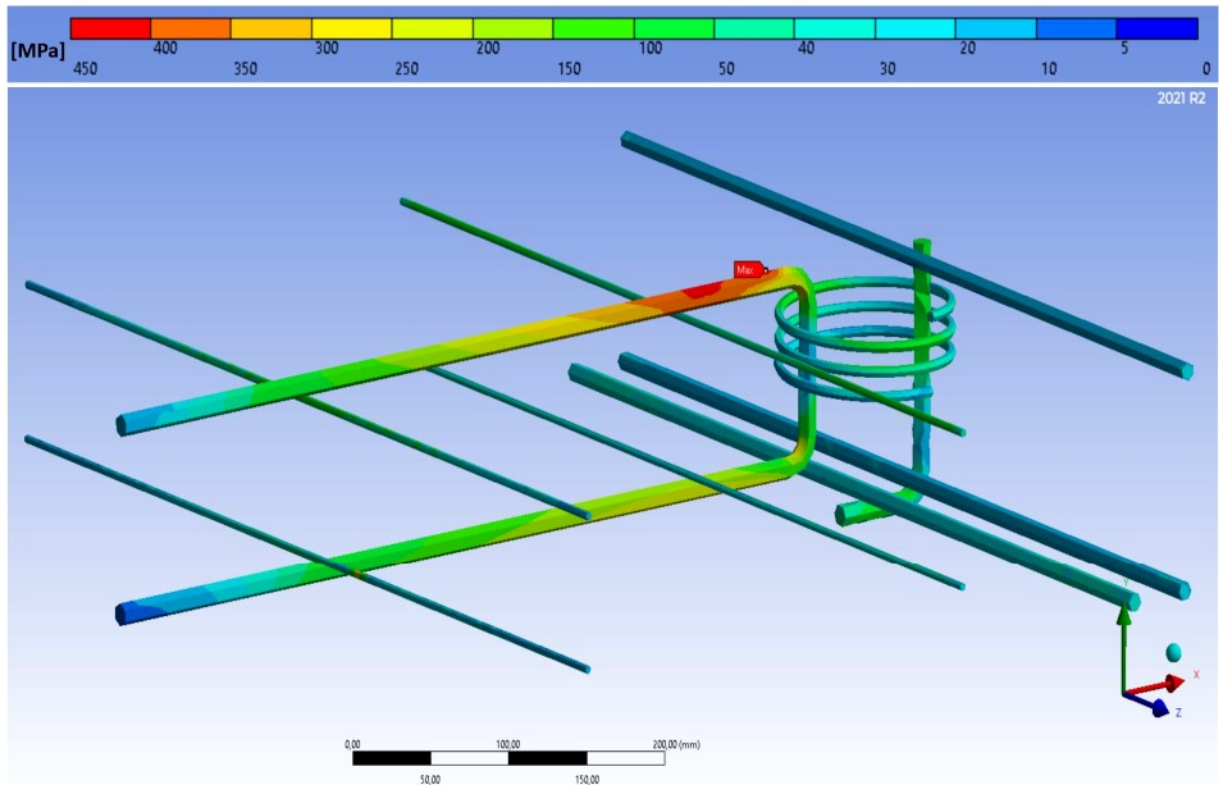
Rys. 119. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



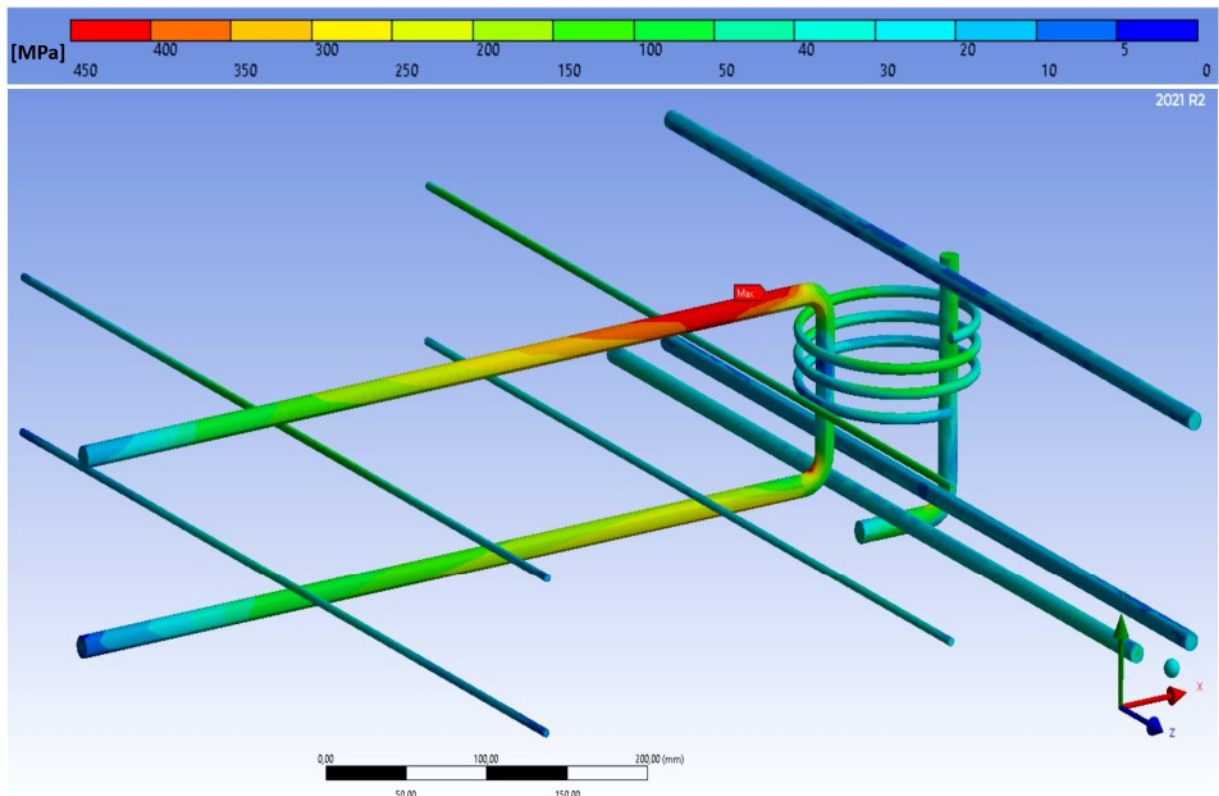
Rys. 120. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



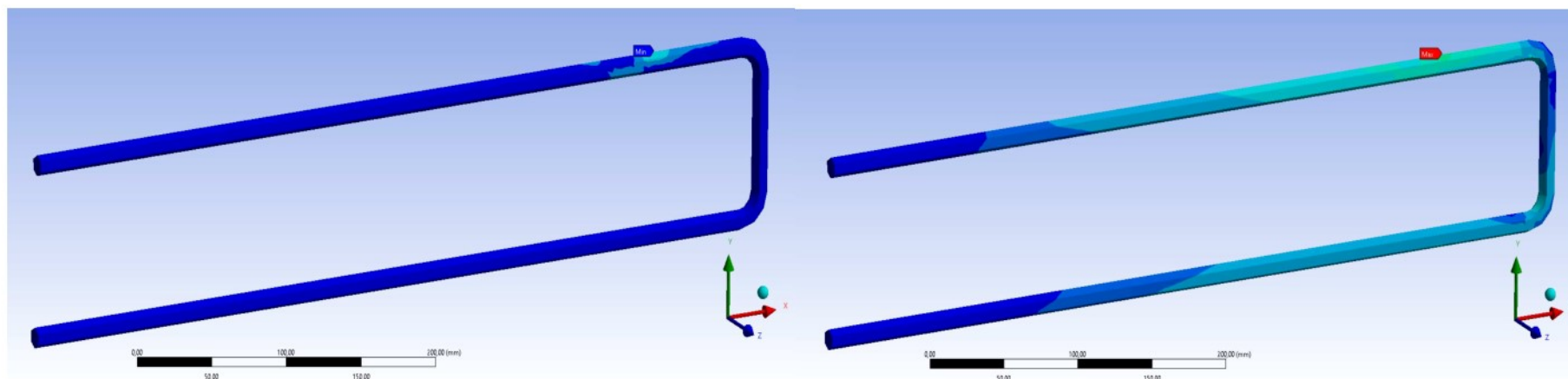
Rys. 121. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 12 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



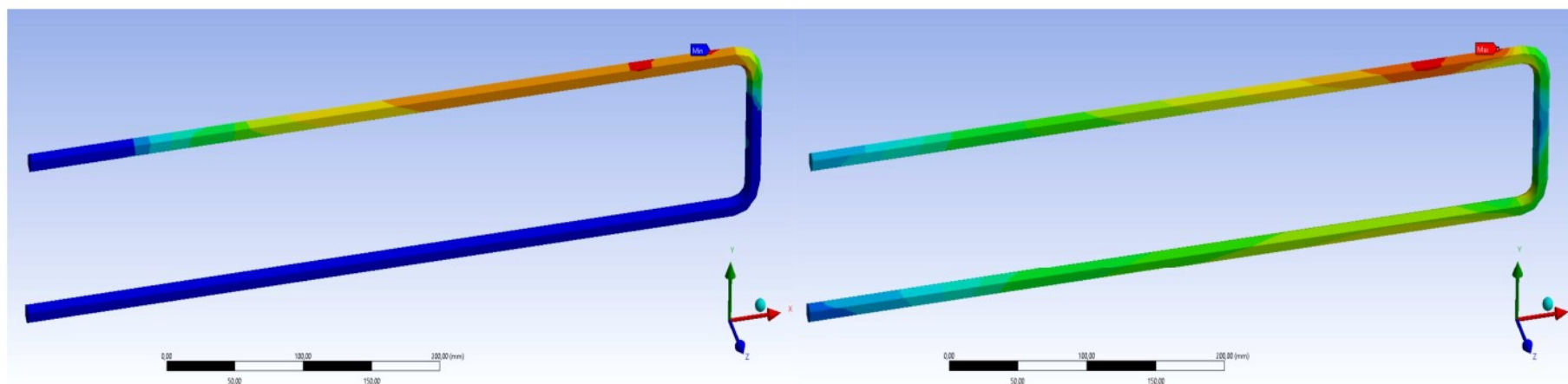
Rys. 122. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 13 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 123. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza referencyjnego, moment 14 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 124. Porównanie map (a) rozkładu współczynnika bezpieczeństwa oraz (b) rozkładu naprężeń zredukowanych pręta pętli zbrojenia złącza. Model referencyjny, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



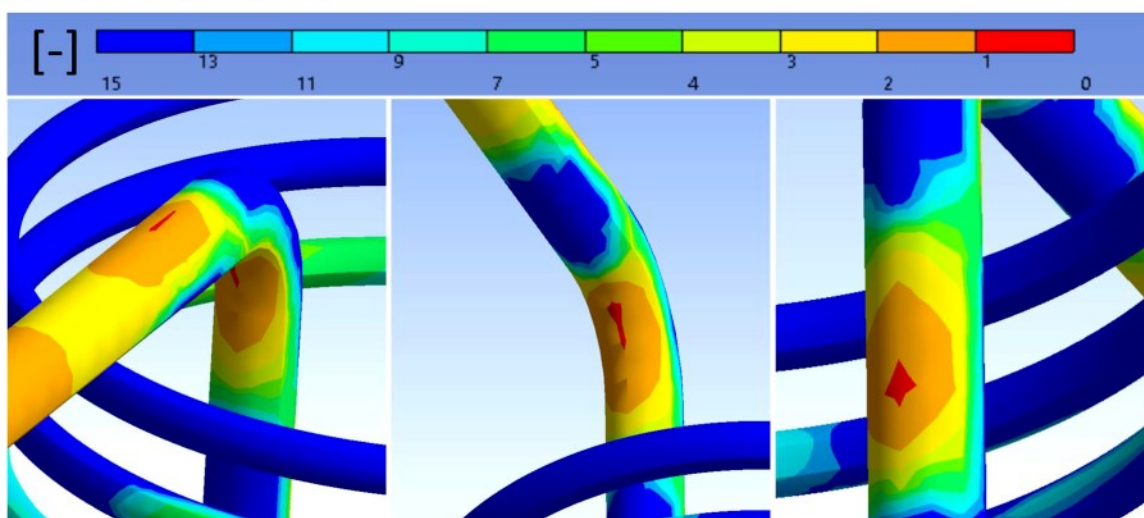
Rys. 125. Porównanie map (a) rozkładu współczynnika bezpieczeństwa oraz (b) rozkładu naprężeń zredukowanych pręta pętli zbrojenia złącza. Model referencyjny, moment 12 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.4.2. RAKI

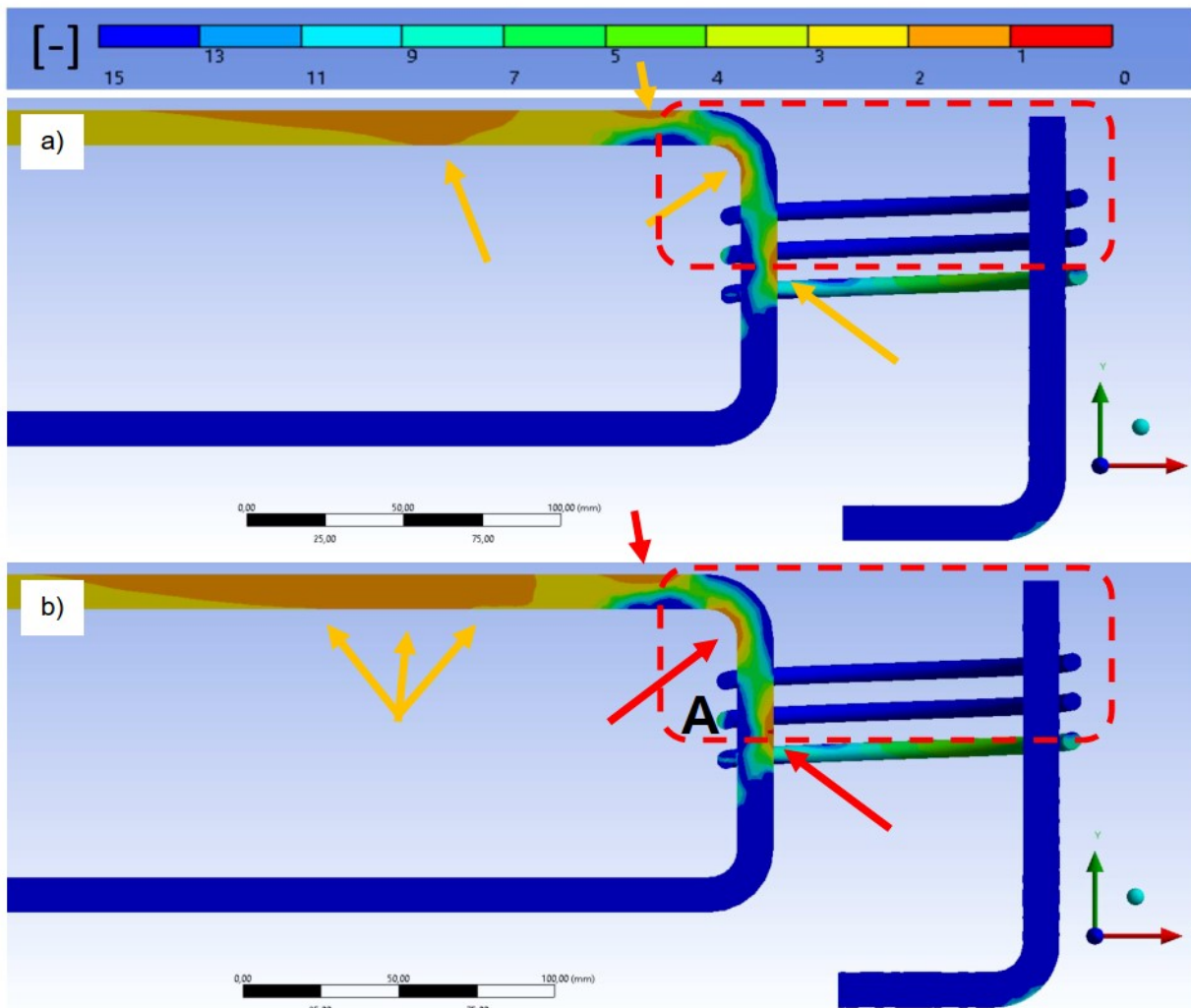
Wpływ obecności raków w złączu możemy obserwować w modelu określającym porowatość wieńca w całej jego objętości oraz w modelu zawierającym raki w złączu na poziomie 5%.

W porównaniu do złącza Referencyjnego w modelu R-5 pojawiło się więcej ognisk naprężeń rozciągających w zbrojeniu (Rys. 126). Wraz ze wzrostem momentu w złączu naprężenia rozciągające w stali rosną tworząc barwną mapę widoczną na Rys. 127 (pomarańczowymi strzałkami oznaczono koncentrację naprężeń rozciągających, czerwona strzałka oznacza miejsce, w którym została przekroczona granica plastyczności stali przy 10 kNm). Maksymalna wartość naprężeń rozciągających występuje na granicy beton/pustka powietrzna.

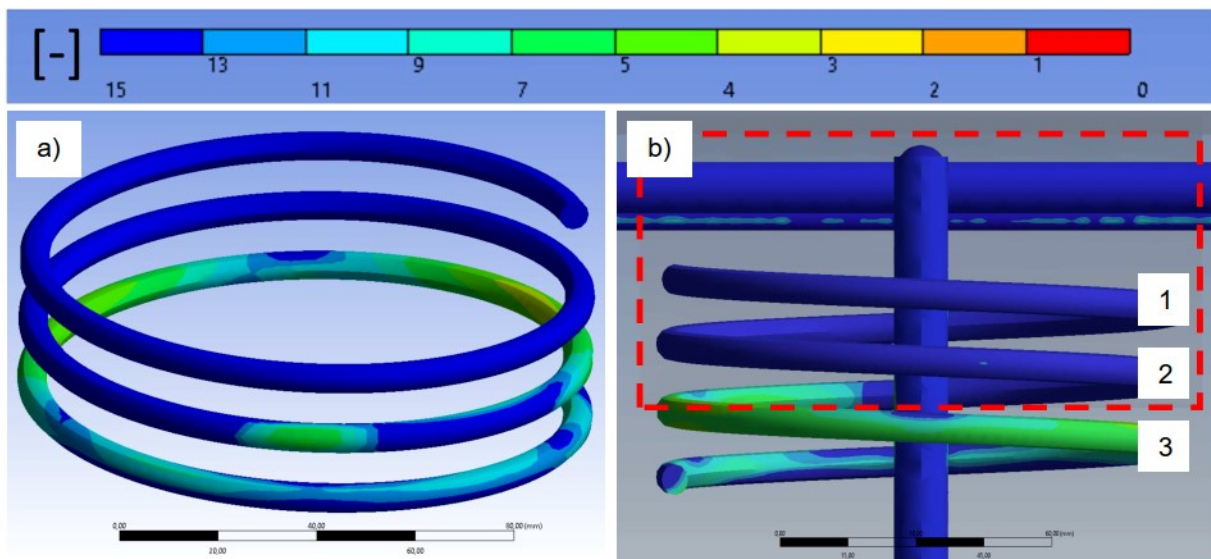
Brak ciągłości struktury wewnętrznej betonu zwiększa możliwość większych odkształceń stali. Spirala zbrojenia cechuje się innym rozkładem naprężeń rozciągających niż model Referencyjny. Odzwierciedlają to mapy współczynnika bezpieczeństwa przedstawione na Rys. 127 oraz Rys. 128. Dolna część spirali, która jest zakotwiona w betonie nie zawierającym pustek wewnętrznych w postaci raków (Rys. 128 b) zwój nr 3) charakteryzuje się naprężeniami o wartościach 80-110 MPa. Największe zróżnicowanie wartości naprężeń zaobserwowano dla zwoju 2. Najwyższe wartości występują w na granicy ośrodków beton/pustka powietrzna (60-90 MPa) oraz w obszarze A Rys. 127 b) (60-80 MPa). W pozostałej części dominują wartości z przedziału 1,5-20 MPa. Naprężenia w zwoju nr 1 są najniższe i wynoszą 0-2 MPa. Obszar występowania raków w złączu został oznaczony czerwoną ramką na Rys. 128.



Rys. 126. Mapa współczynnika bezpieczeństwa dla modelu R-5, ukazująca miejsca w których nastąpiło przekroczenie granicy plastyczności.



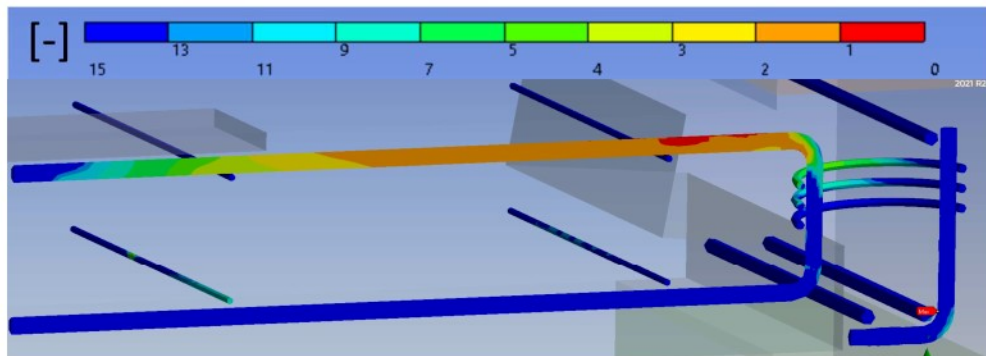
Rys. 127. Mapa współczynnika bezpieczeństwa dla przekroju zbrojenia modelu R-5. Dla momentów: a) 9 [kNm]; b) 10 [kNm]. Czerwona, przerywana linia wskazuje na obszar występowania raków. Pomarańczowe strzałki wskazują na obszary koncentracji naprężeń rozciągających.



Rys. 128. Rozkład wartości współczynnika bezpieczeństwa dla spirali zbrojenia złącza; a) Widok ogólny pętli zbrojenia; b) Widok pętli zbrojenia z oznaczeniem zwojów oraz wskazaniem obszaru występowania raków – obszar oznaczony czerwoną ramką.

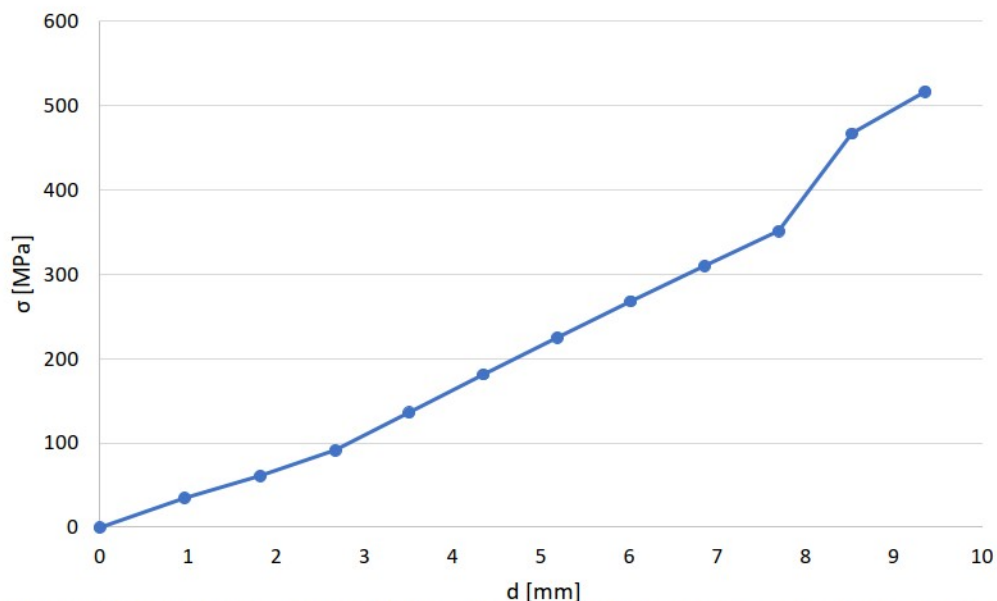
Porowatość wieńca w modelu R-W obniża parametry wytrzymałościowe betonu. Do powstania rys dochodzi przy mniejszych wartościach momentów generowanych w złączy. Ten zakres zostanie szczegółowo przedstawiony w części dotyczącej współczynnika bezpieczeństwa.

Niższe parametry materiałowe wieńca powodują powstanie dużego kąta obrotu płyty stropowej przy stosunkowo niewielkich wartościach momentu generowanych w złączy (1-3 kNm). Maksymalne naprężenia rozciągające dla prętów zbrojenia złącza zlokalizowane są na granicy płyty stropowej i wieńca. Przekroczenie granicy plastyczności w zbrojeniu nastąpiło przy 3 kNm (Rys. 129).

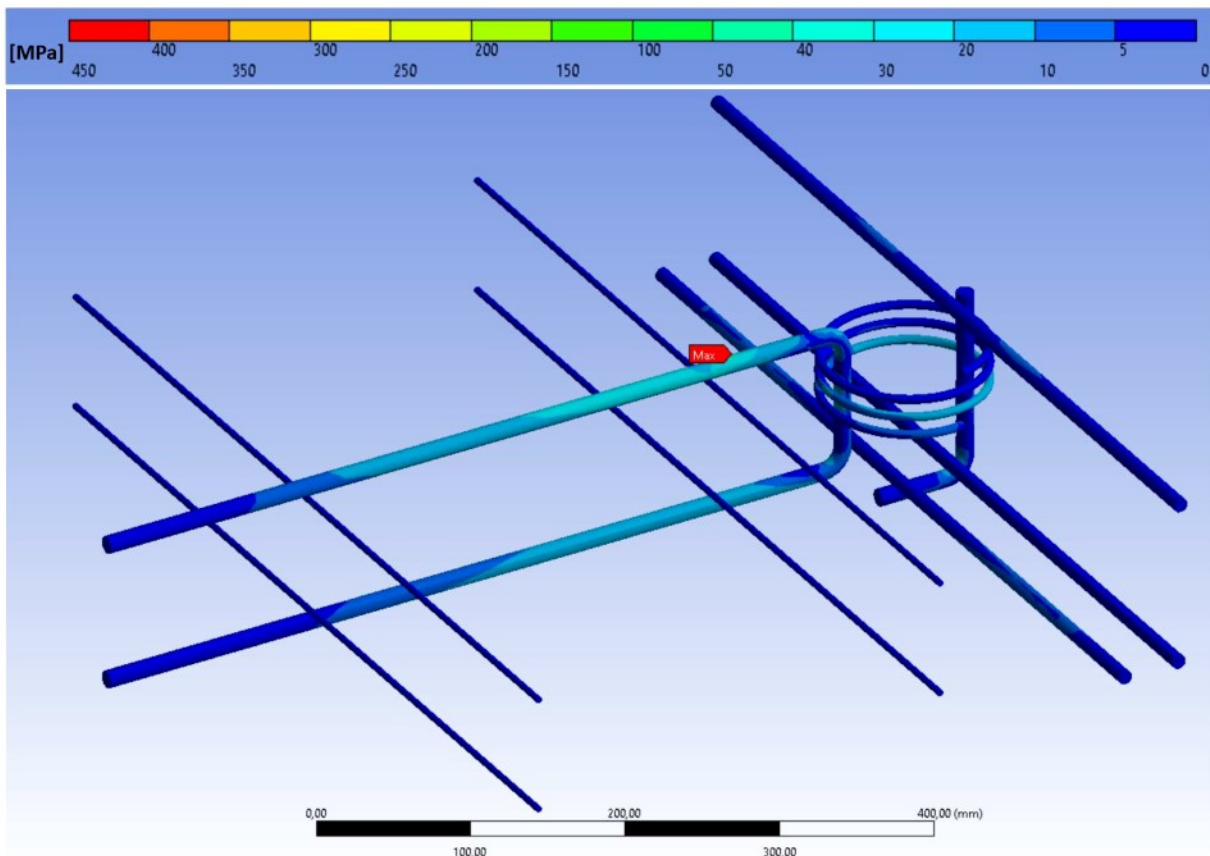


Rys. 129. Mapa współczynnika bezpieczeństwa dla przekroju zbrojenia modelu R-W. Moment 3 [kNm].

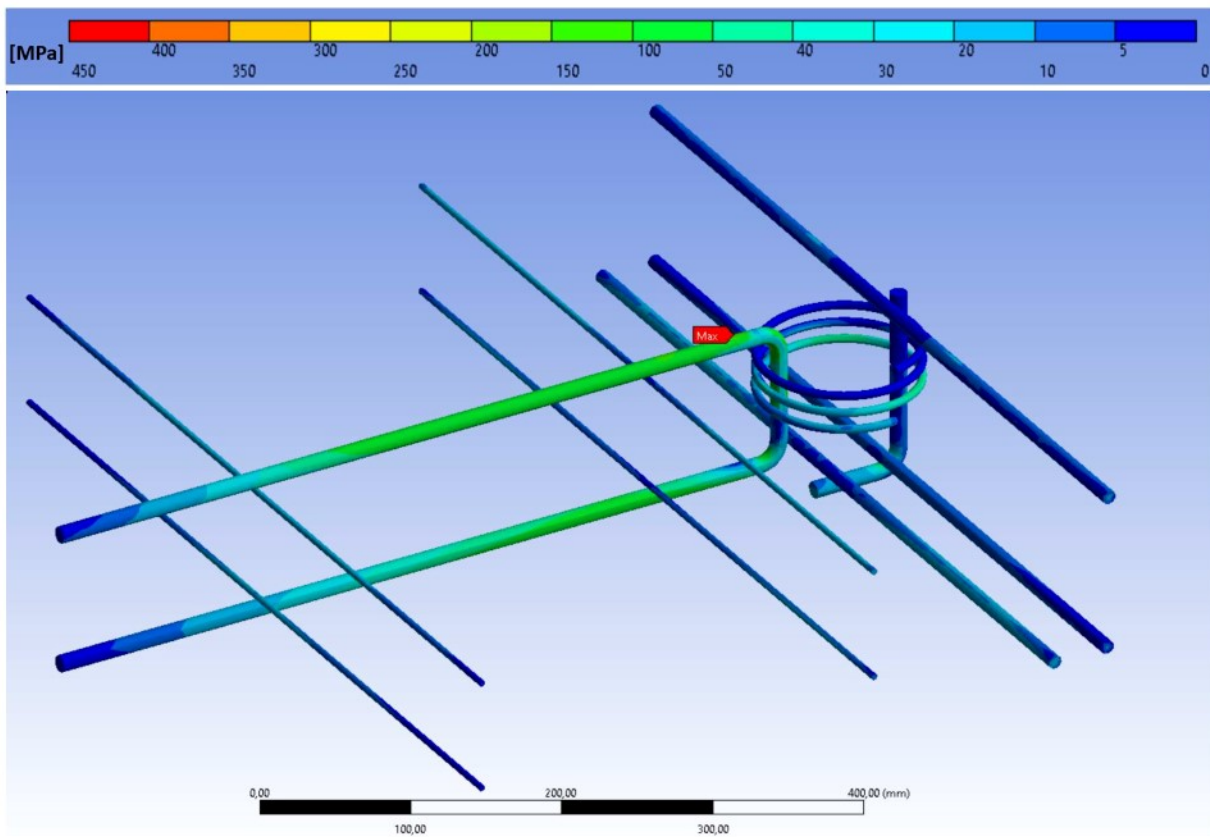
Przykładowe mapy rozkładu naprężeń zredukowanych w zbrojeniu dla różnych wartości momentu w złączy wygenerowanym siłą przyłożoną do płyty stropowej dla modelu R-5 przedstawiono na Rys. 131-134 a dla modelu R-W na Rys.136-138. Zależność maksymalnego naprężenia w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia pionowego płyty stropowej dla modelu R-5 ilustruje Rys. 130 a dla modelu R-W Rys. 135.



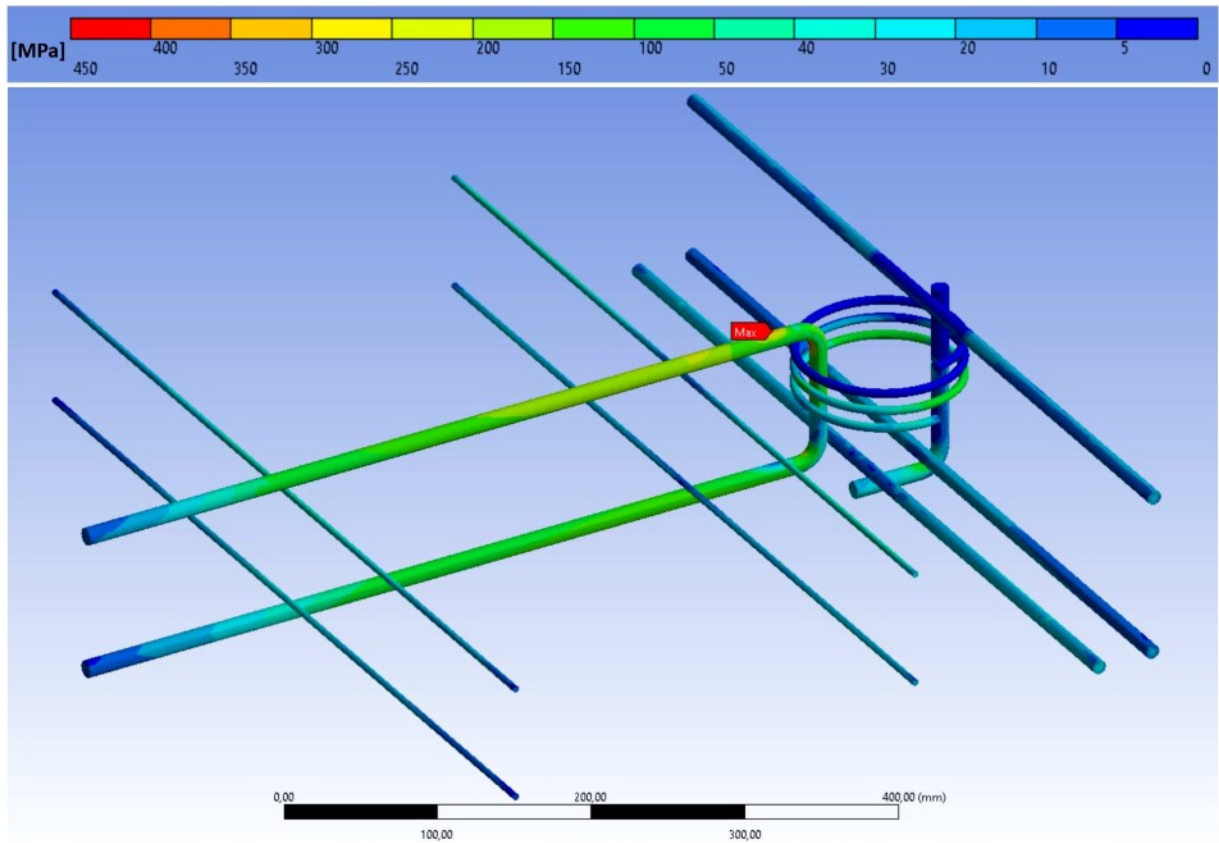
Rys. 130. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od przemieszczenie (d) płyty stropowej dla złącza R-5.



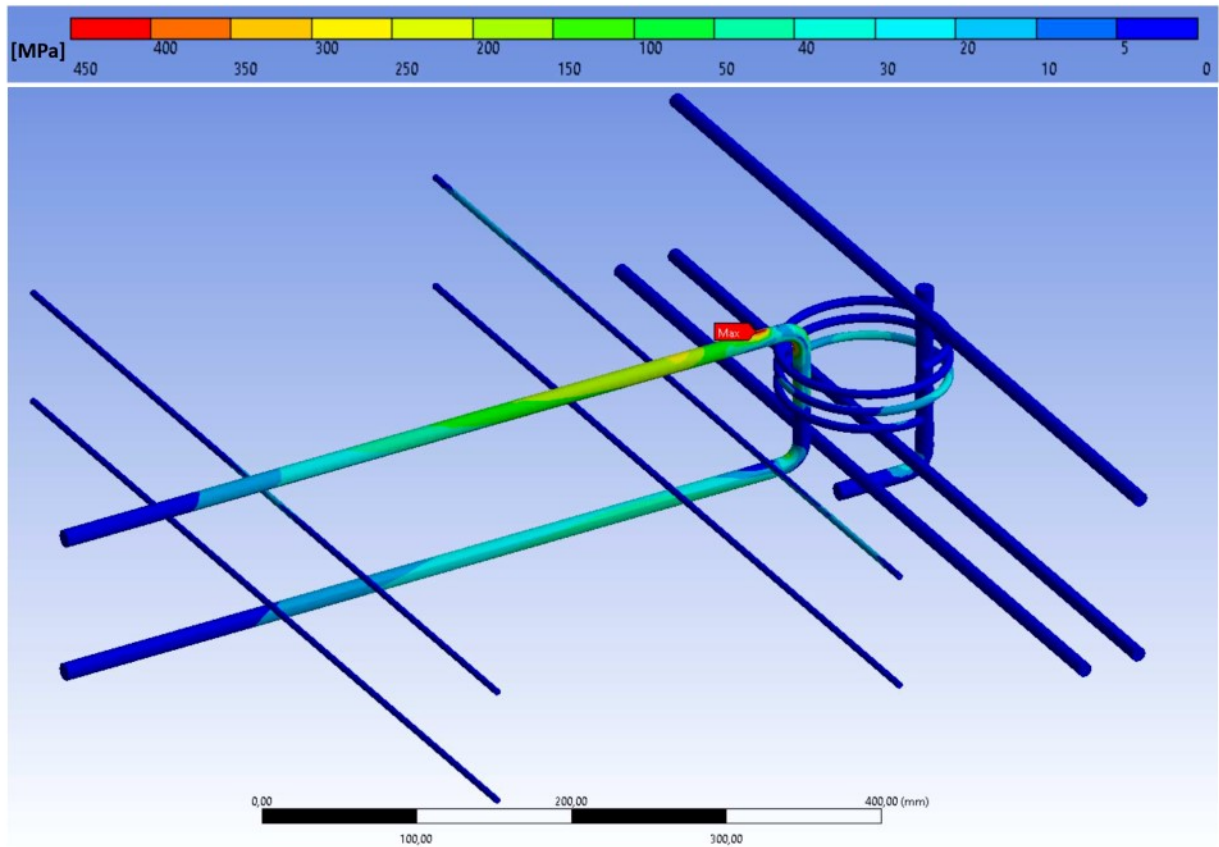
Rys. 131. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-5, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



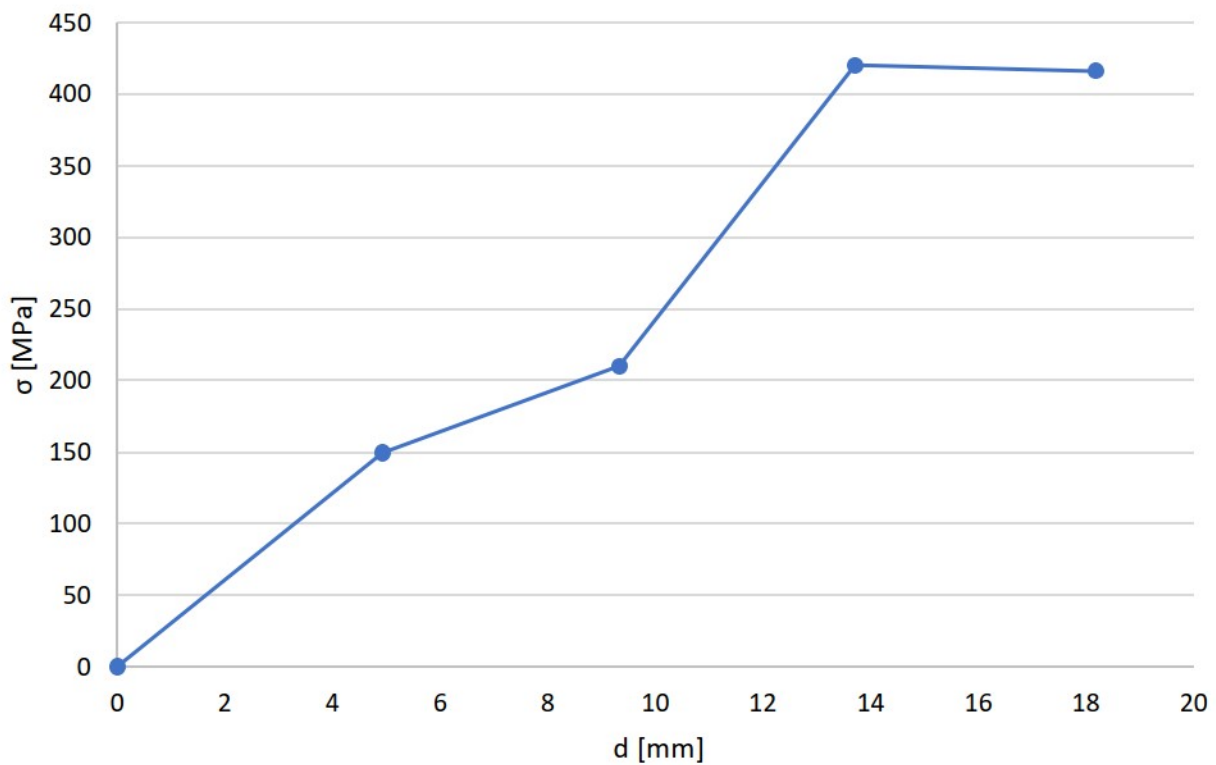
Rys. 132. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-5, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



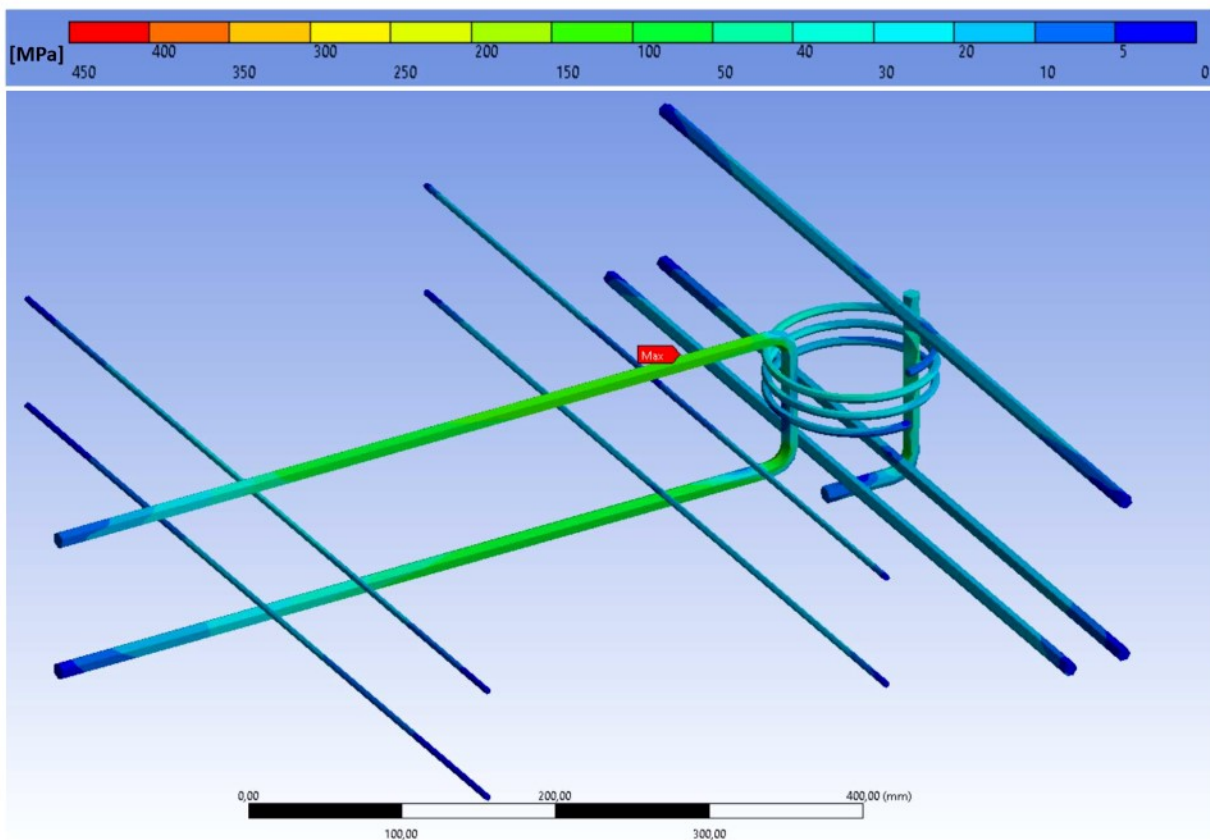
Rys. 133. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-5, moment 9 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



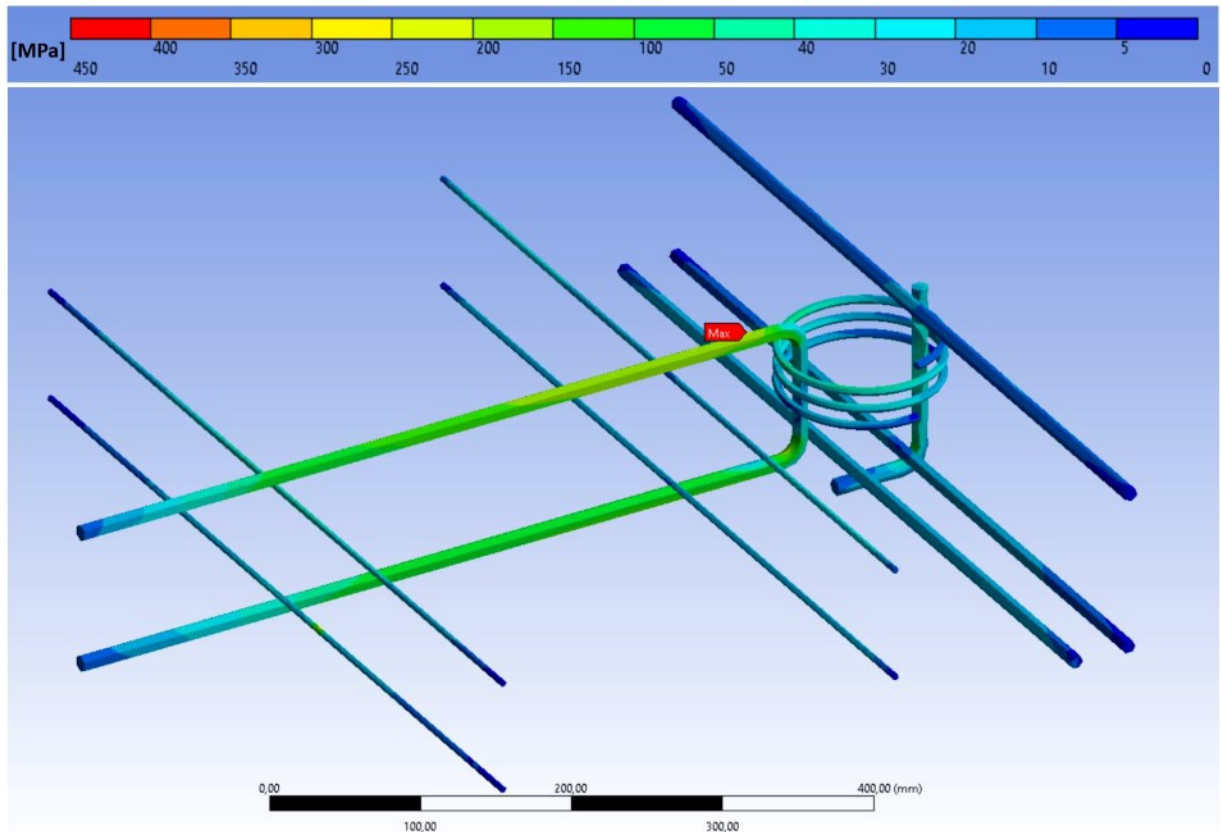
Rys. 134. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-5, moment 10 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



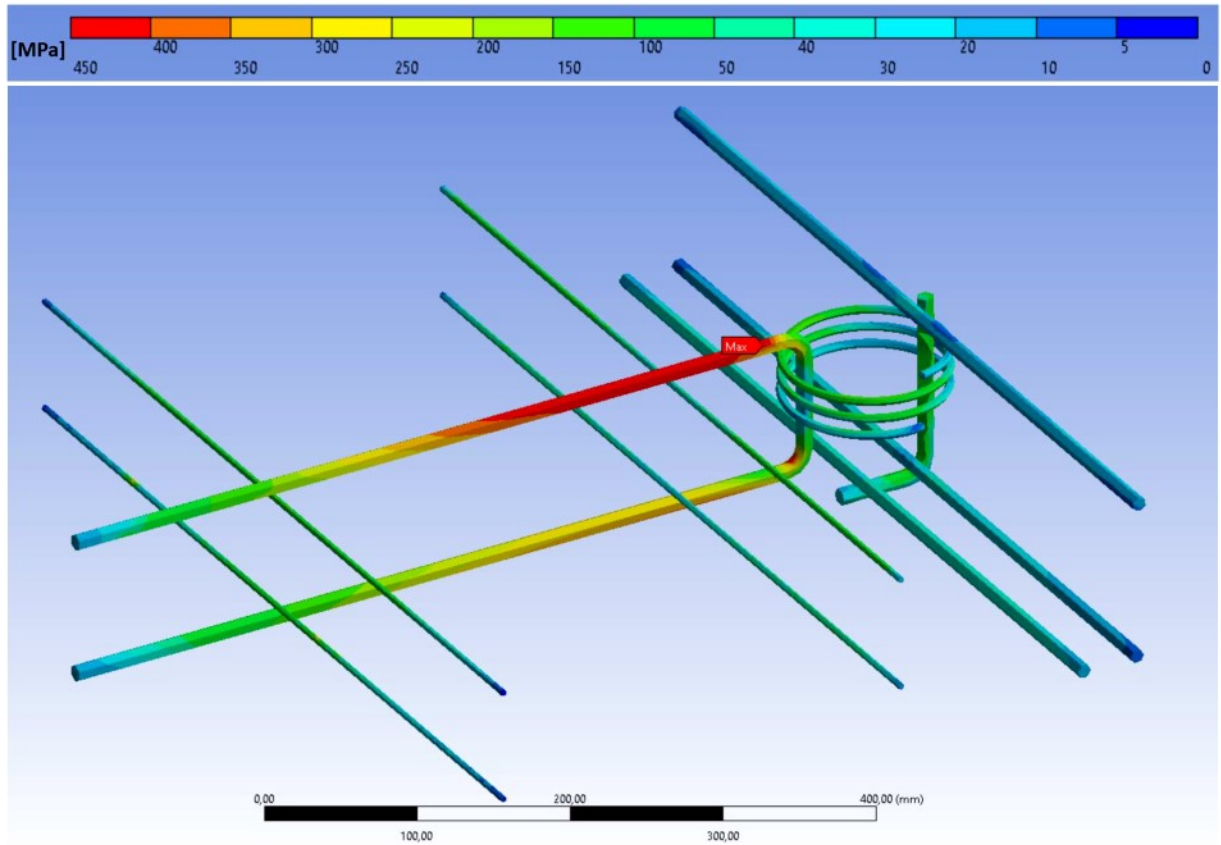
Rys. 135. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od przemieszczenia (d) płyty stropowej dla złącza R-W.



Rys. 136. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-W, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 137. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-W, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

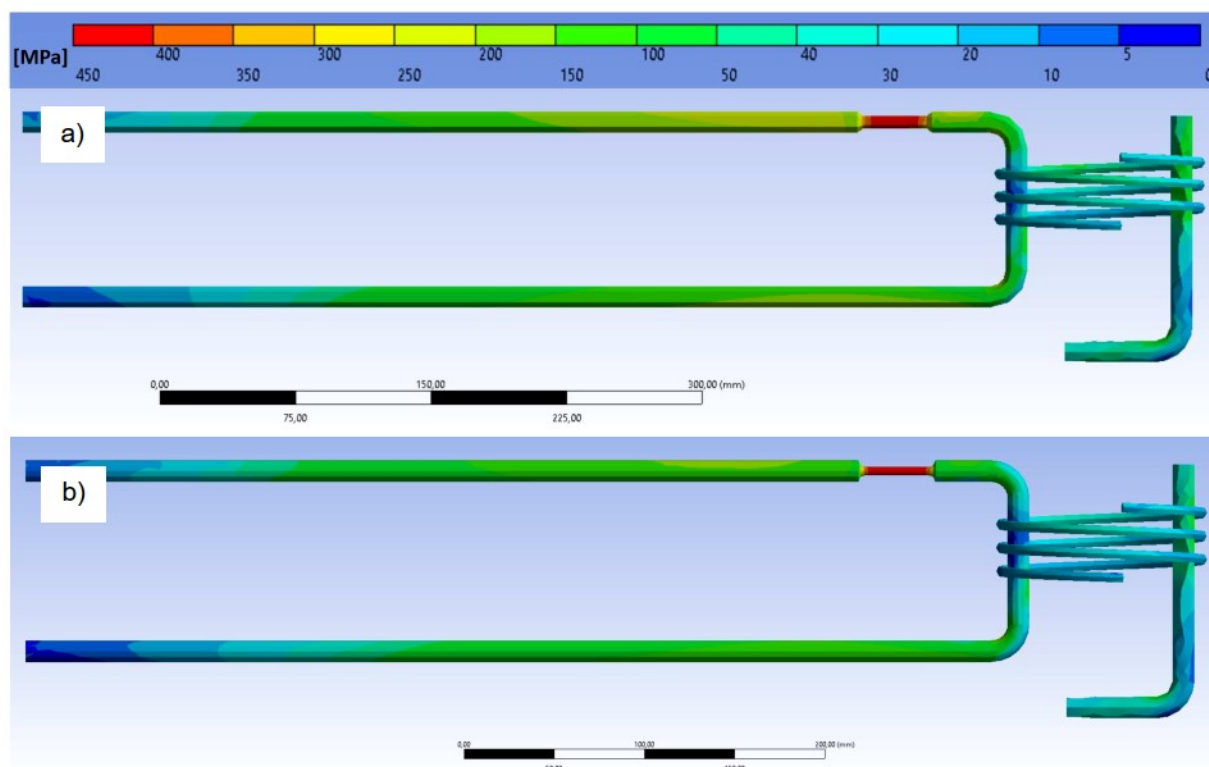


Rys. 138. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza R-W, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

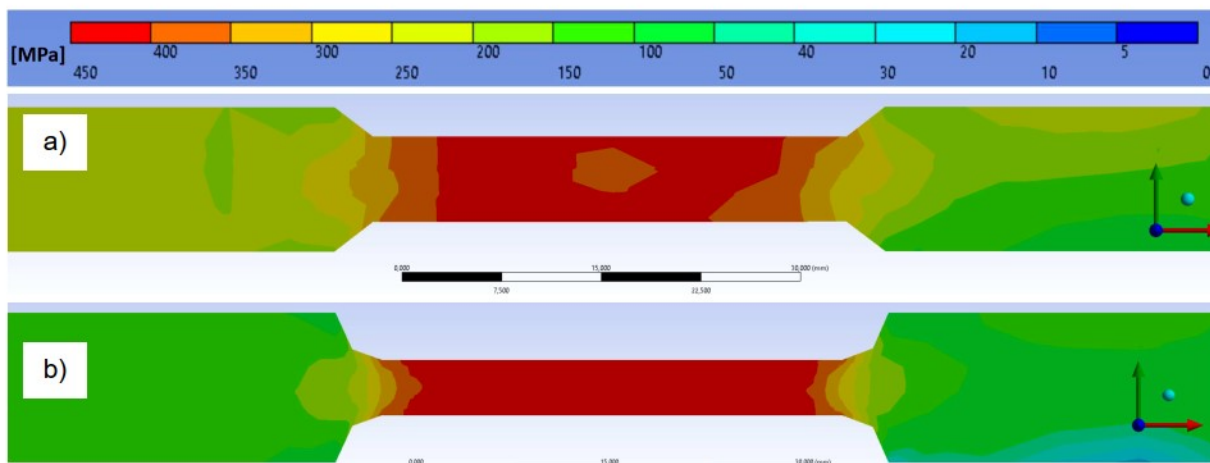
4.4.3. KORROZJA ZBROJENIA

Korozja stali zbrojeniowej jest poważnym problemem, który w znacznym stopniu wpływa na trwałość i bezpieczeństwo konstrukcji budowlanych. Główne czynniki, których obecność powoduje rozwój procesów korozyjnych to tlen, wilgoć, związki chloru i siarki. W wyniku tego procesu powstaje rdza, której podstawowym składnikiem jest uwodniony tlenek żelaza. Produkty korozji są kruche i nie tworzą ze stalą jednolitej struktury. Rzeczywista powierzchnia pręta zbrojeniowego ulega zmniejszeniu, co powoduje wzrost naprężenia w przekroju pręta. Efekt ten obserwujemy w modelach K-60 oraz K-85. Intuicyjnie można stwierdzić, że najwyższe wartości będą występowały w przekrojach, które uległy zmniejszeniu w wyniku działania korozji i taki wynik obliczeń przedstawia Rys. 139. Przekroczenie granicy plastyczności nastąpiło przy 7 kNm dla K-85 oraz przy 9 kNm dla modelu K-60. Obszary o najniższych wartościach naprężeń zaobserwowano w miejscu styku spirali i pętli płyty stropowej, 2-15 MPa dla modelu K-85 oraz 3-30 MPa dla modelu K-60 (Rys. 140 i Rys. 141).

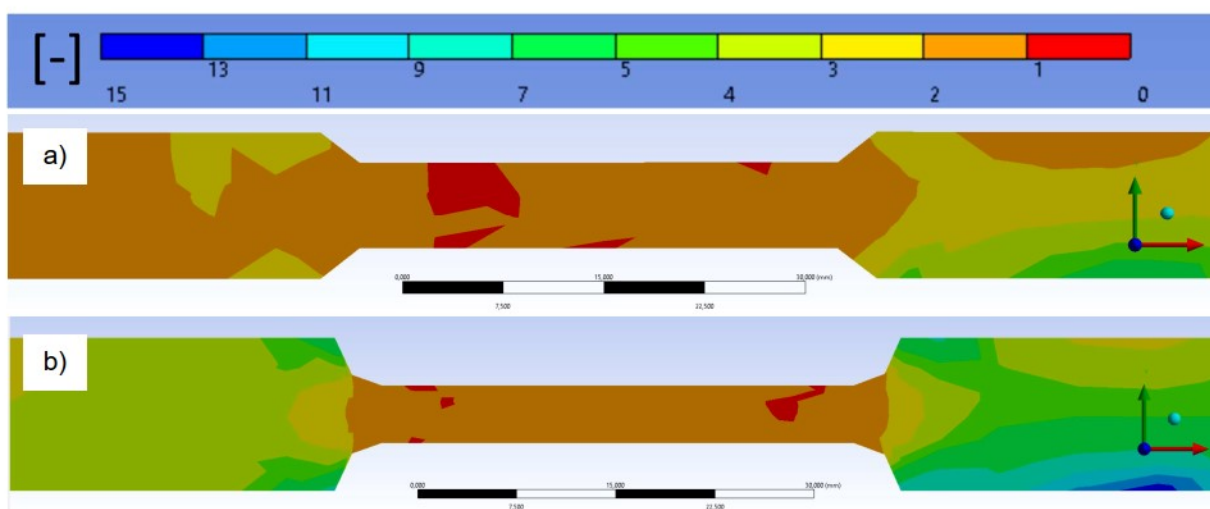
Przykładowe mapy rozkładu naprężeń zredukowanych w zbrojeniu dla różnych wartości momentu w złączu wygenerowanym siłą przyłożoną do płyty stropowej dla modelu K-60 przedstawiono na Rys. 143-145 a dla modelu K-85 na Rys. 147-149. Zależność maksymalnego naprężenia w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia pionowego płyty stropowej ilustruje dla modelu K-60 Rys. 142 a dla modelu K-85 Rys. 146.



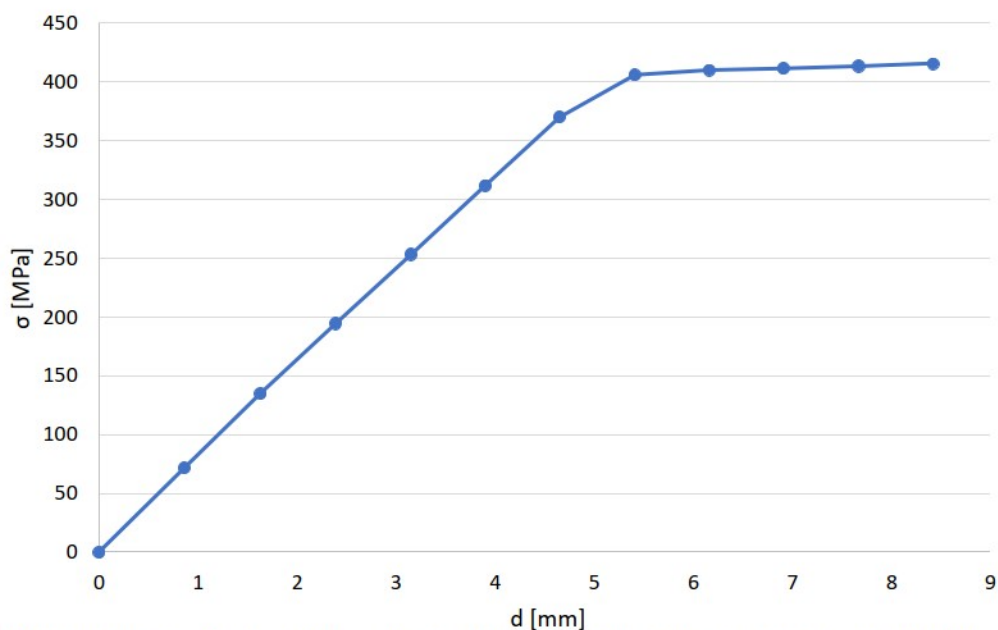
Rys. 139. Mapa rozkładu naprężenia zredukowanego dla zbrojenia złącza: a) K-60; b) K-85.



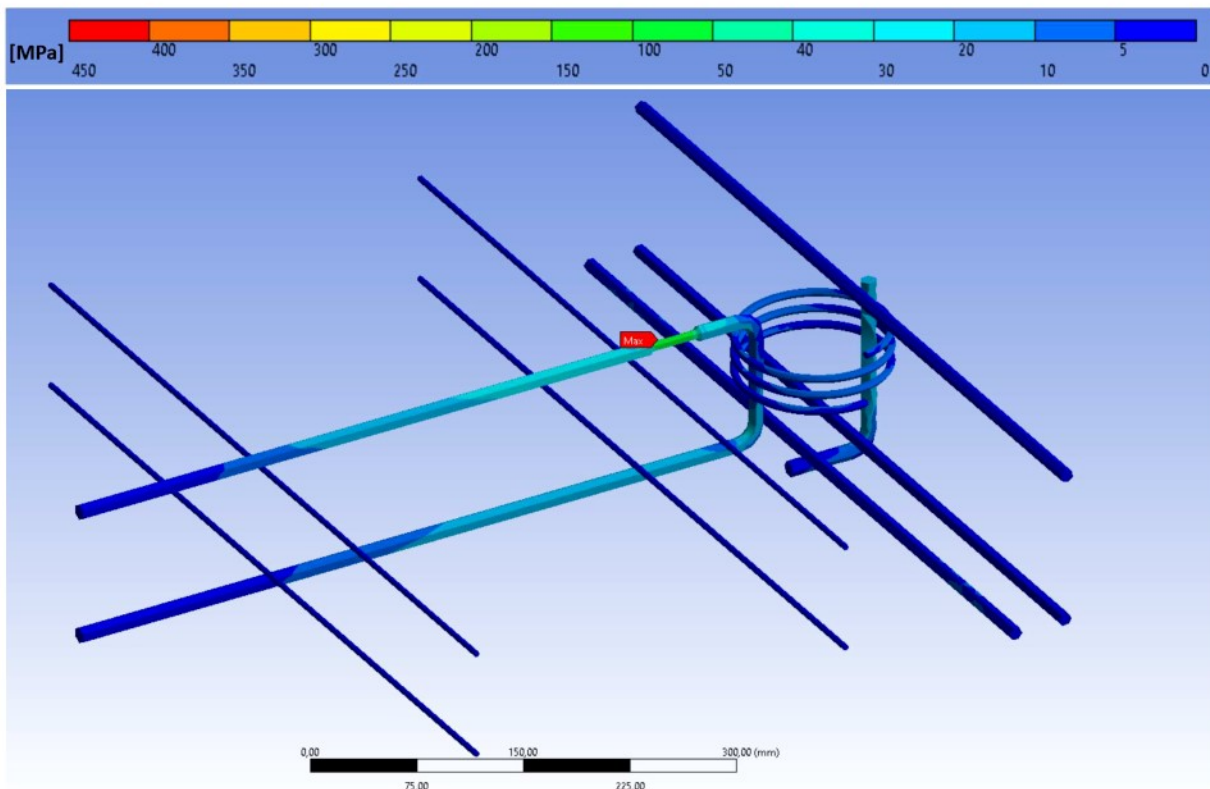
Rys. 140. Mapa rozkładu naprężenia zredukowanego na przekroju zbrojenia złącza: a) K-60; b) K-85.



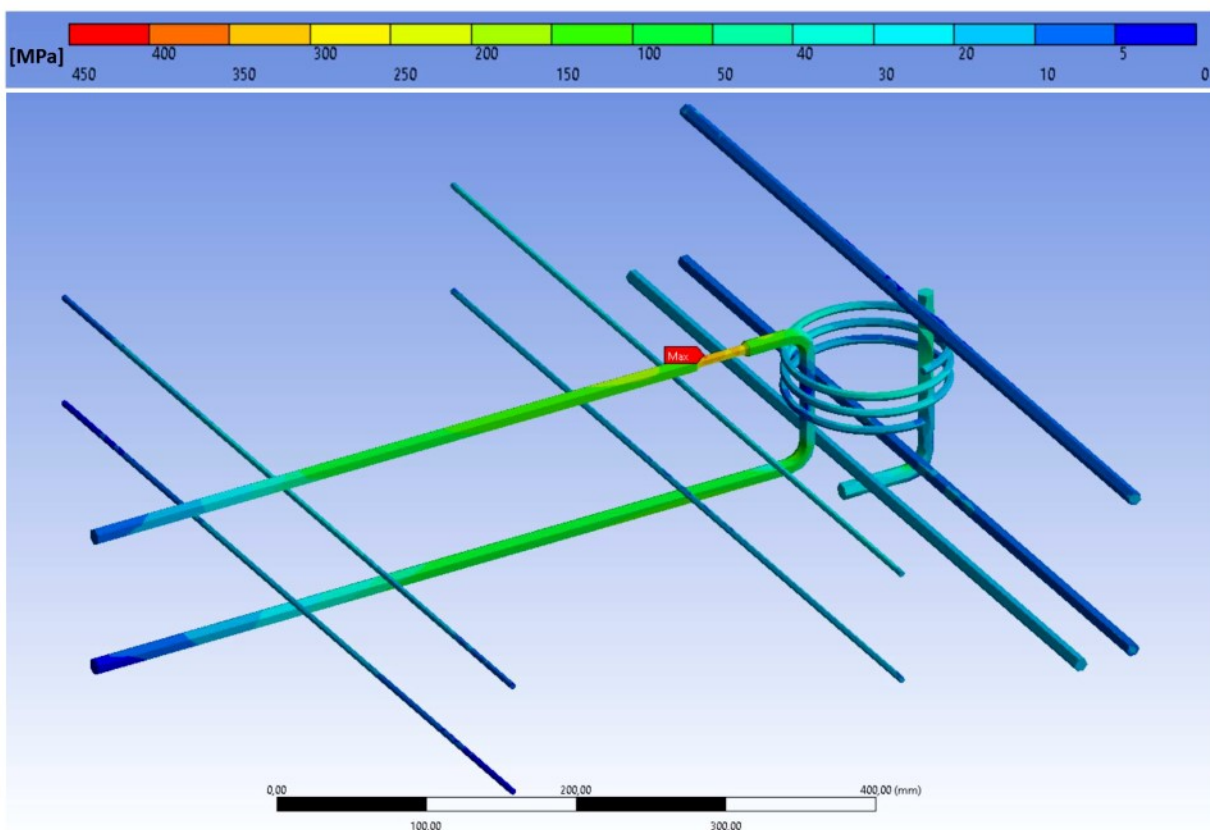
Rys. 141. Mapa współczynnika bezpieczeństwa na przekroju zbrojenia złącza a) K-60; b) K-85.



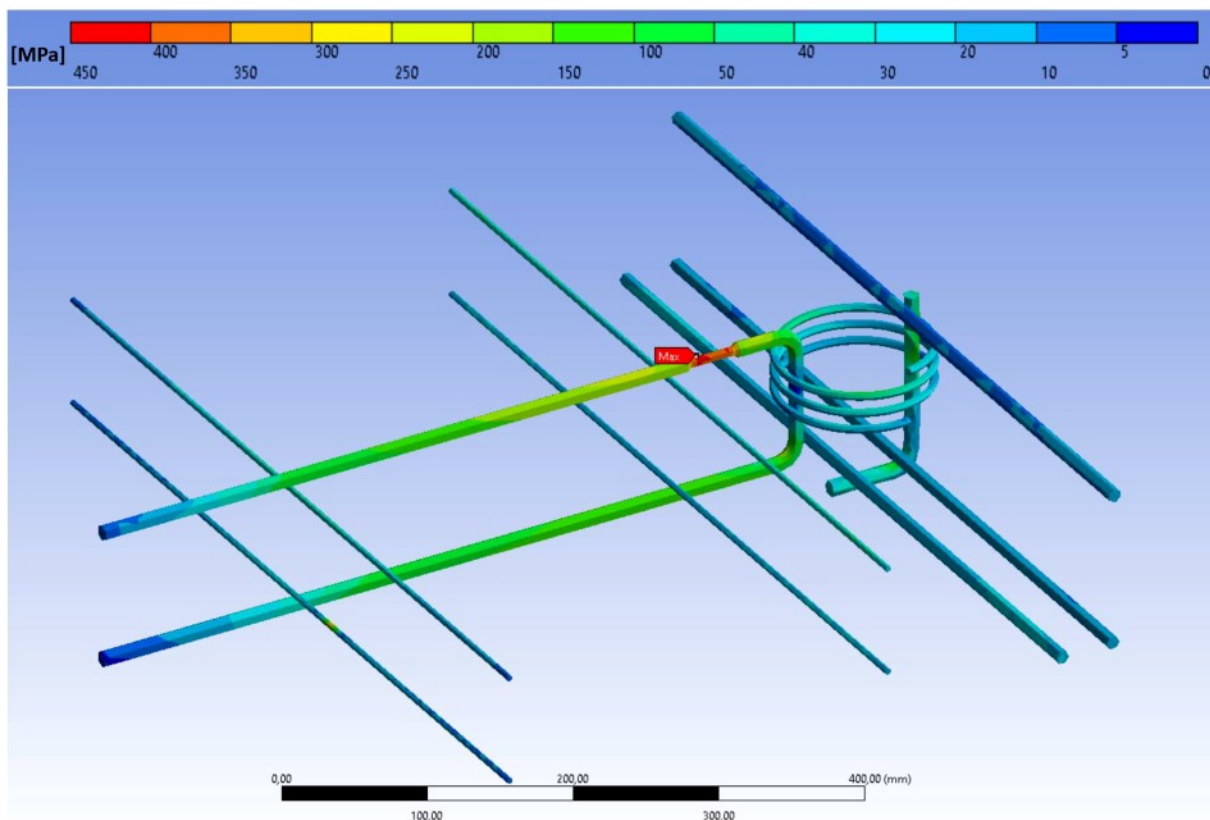
Rys. 142. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od przemieszczenia (d) płyty stropowej dla złącza K-60.



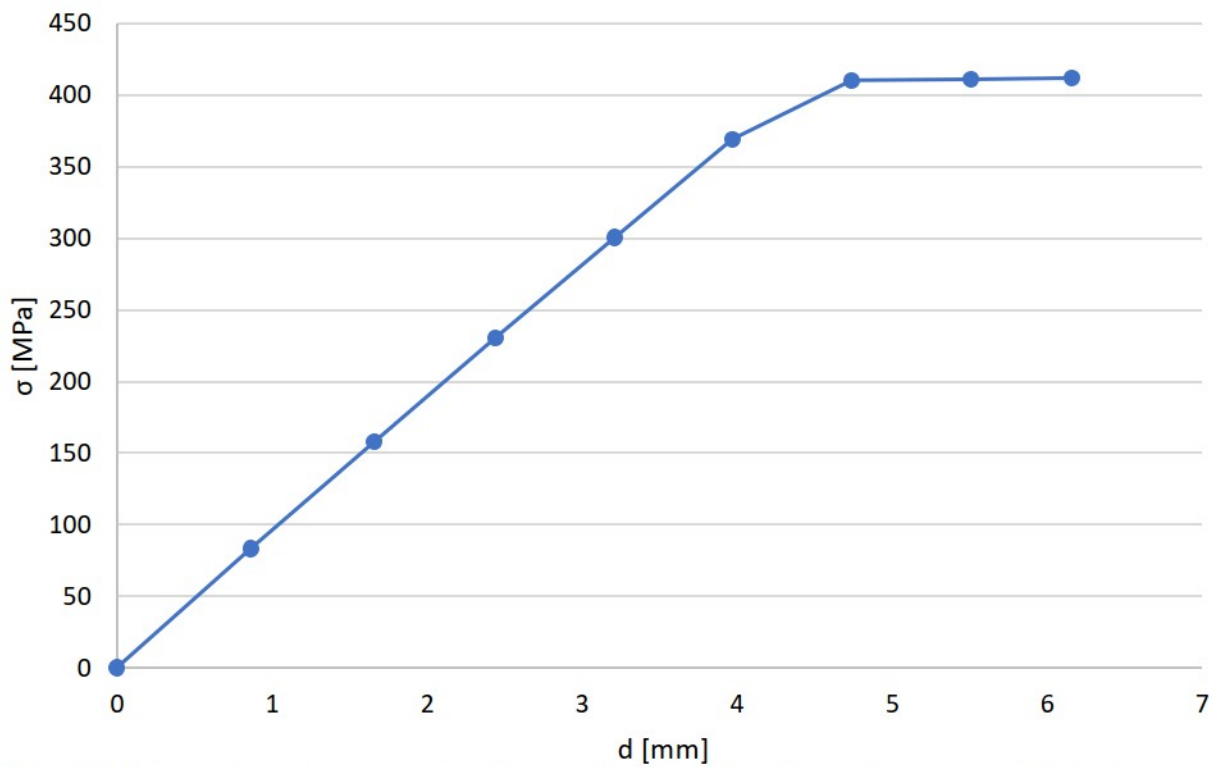
Rys. 143. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-60, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



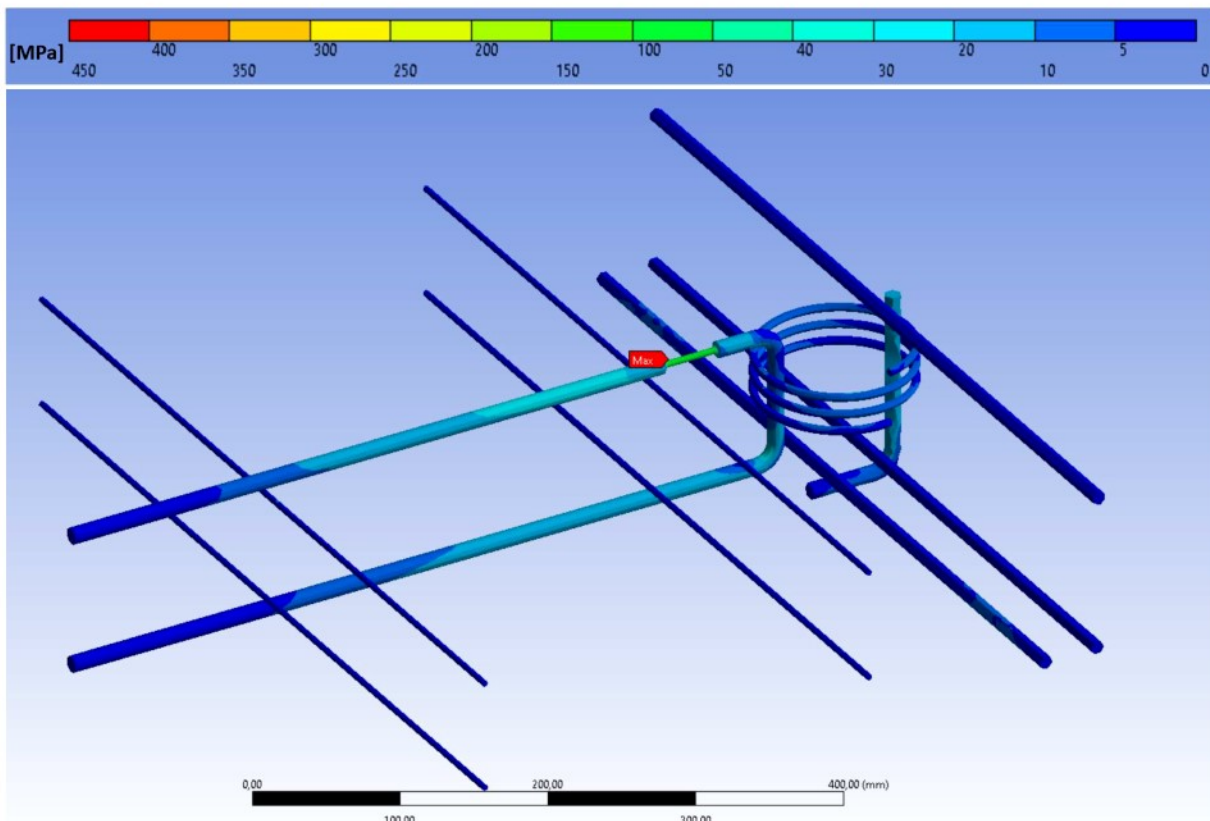
Rys. 144. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-60, moment 6 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



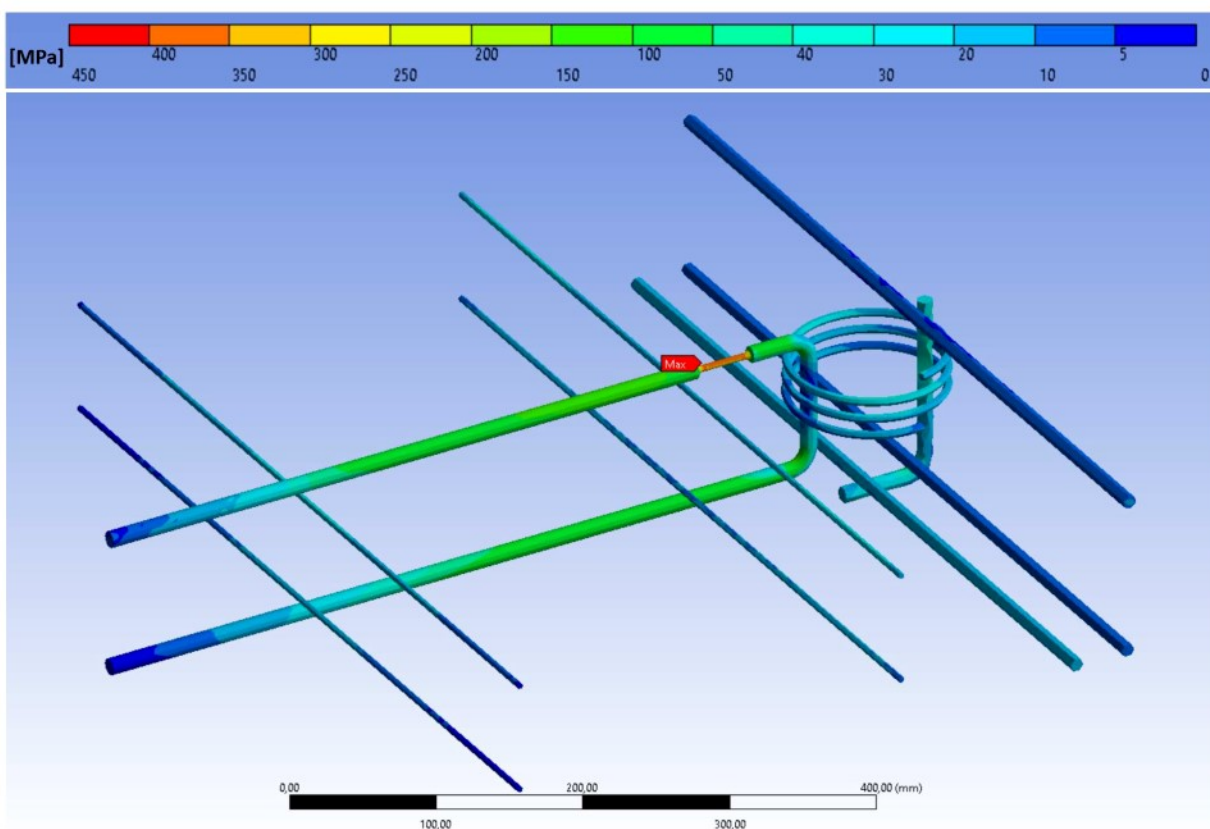
Rys. 145. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-60, moment 8 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



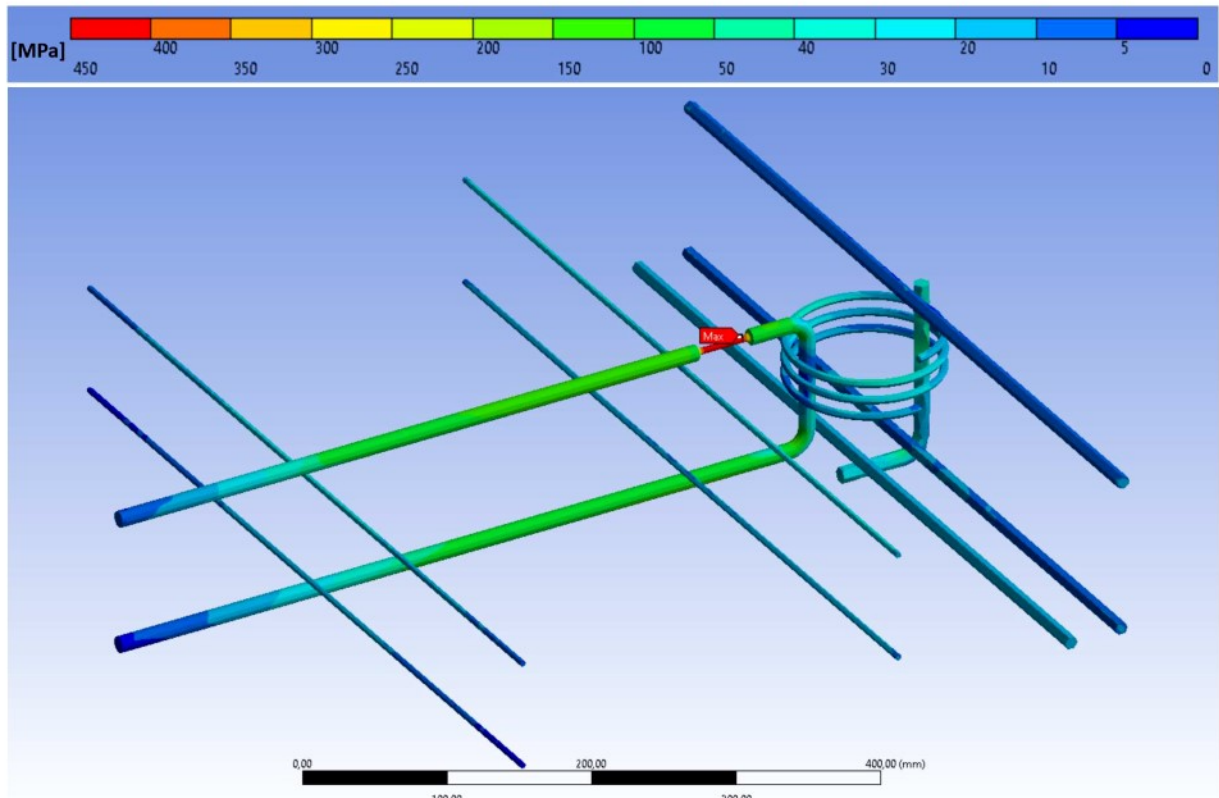
Rys. 146. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od przemieszczenia (d) płyty stropowej dla złącza K-85.



Rys. 147. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-85, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 148. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-85, moment 5 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



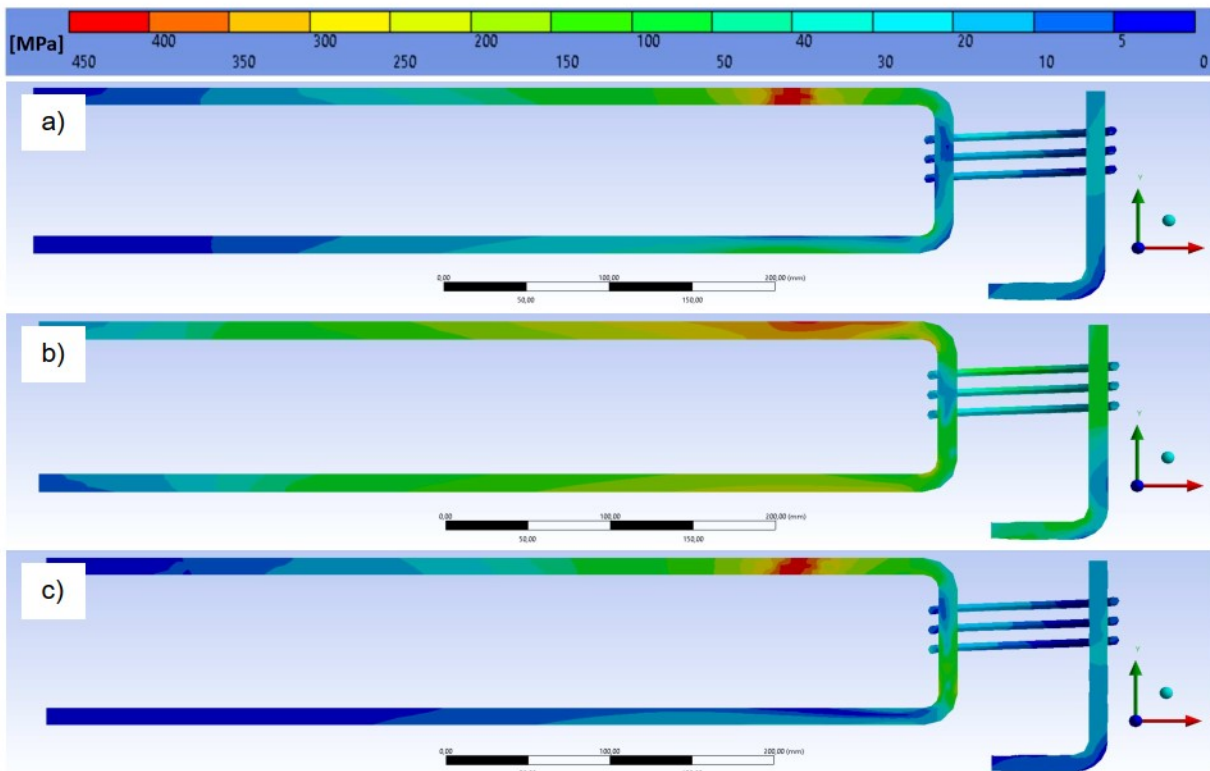
Rys. 149. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza K-85, moment 6 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.4.4. RYSY

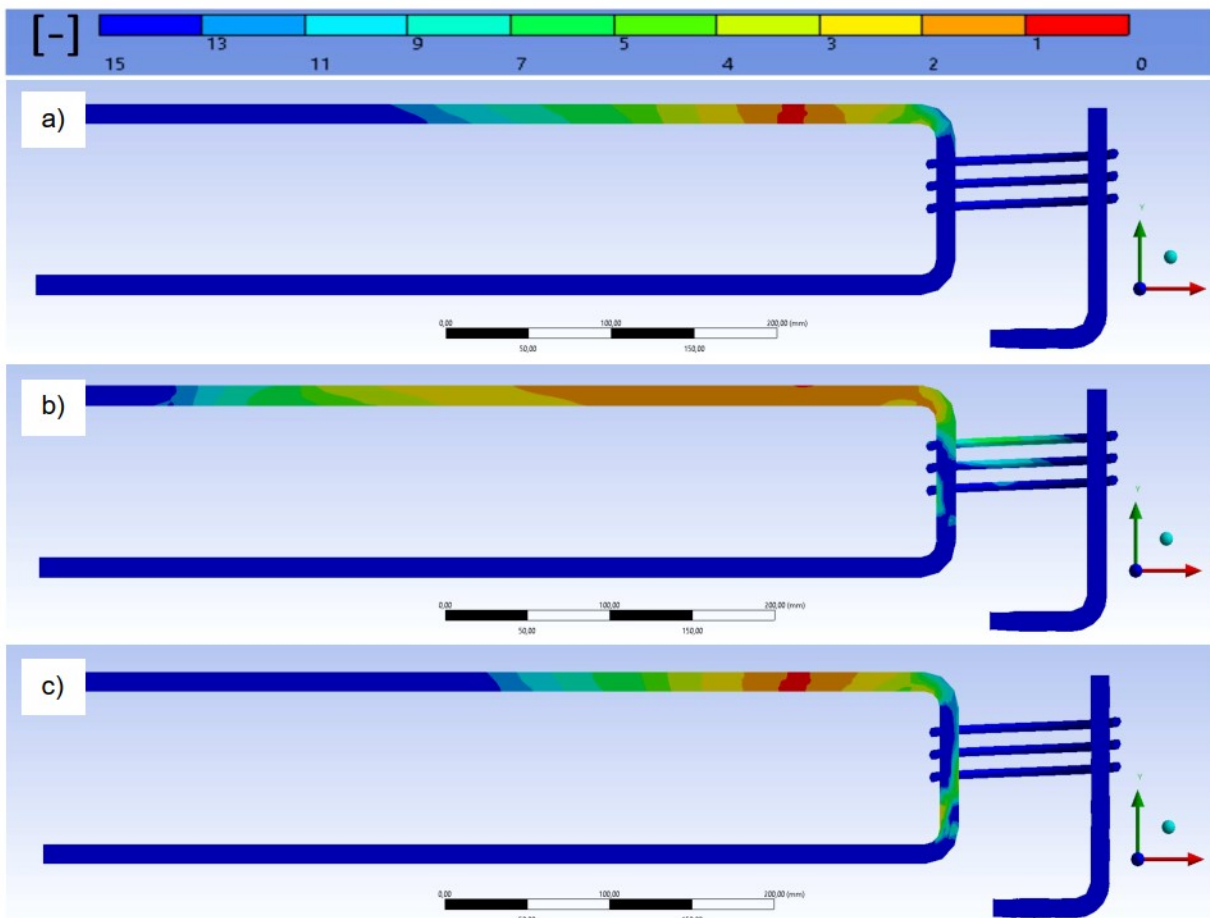
Pojawienie się rys w elementach konstrukcyjnych budynku może być sygnałem mogącym świadczyć o zagrożeniu bezpieczeństwa obiektu. Aby móc określić stopień tego zagrożenia należy zbadać morfologię, szerokość rozwarcia oraz przyrost w czasie rys. Modele RS-1, RS-2 i RS-3 pozwoliły na zobrazowanie wpływu rys o różnej lokalizacji i wymiarach na zmianę rozkładu naprężeń w złączy i jego okolicy (Rys. 150 i Rys. 151).

Największe wartości naprężeń zaobserwowano w górnej części pręta pętli zbrojenia. Odpowiada to miejscu występowania rysy w modelach RS-1 oraz RS-3. Widoczne są wyraźne miejsca koncentracji naprężeń rozciągających dla obydwu modeli. Osiągnięcie granicy plastyczności stali przy stosunkowo niewielkich momentach generowanych w złączy ($M=2$ kNm dla RS-1 oraz $M=1$ kNm dla RS-3) wskazuje na potrzebę zachowania szczególnej staranności przy ocenie charakteru i zakresu występowania rys w elementach konstrukcyjnych.

Model RS-2 maksymalne wartości naprężeń rozciągających ma zlokalizowane również w tym miejscu (obszar styku płyty stropowej i wieńca), ale ich rozkład i wartości niewiele różnią się od tych, które występują w modelu Referencyjnym (Rys. 115). Dla tego modelu płaszczyzna rysy jest niemal prostopadła do kierunku działania siły.

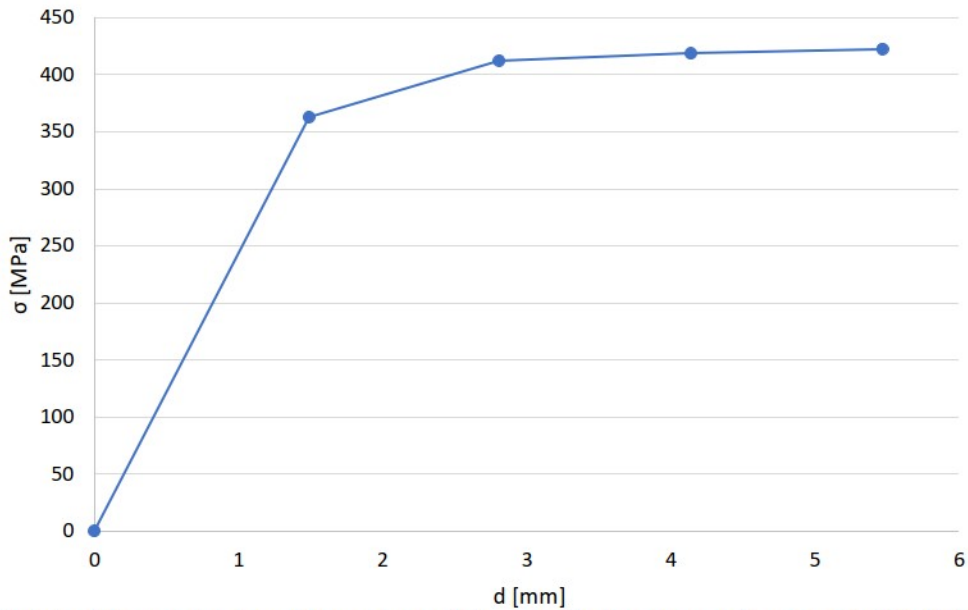


Rys. 150. Mapa rozkładu naprężenia zredukowanego na przekroju zbrojenia złącza: a) RS-1, $M=2$ [kNm]; b) RS-2, $M=12$ [kNm]; c) RS-3, $M=1$ [kNm].

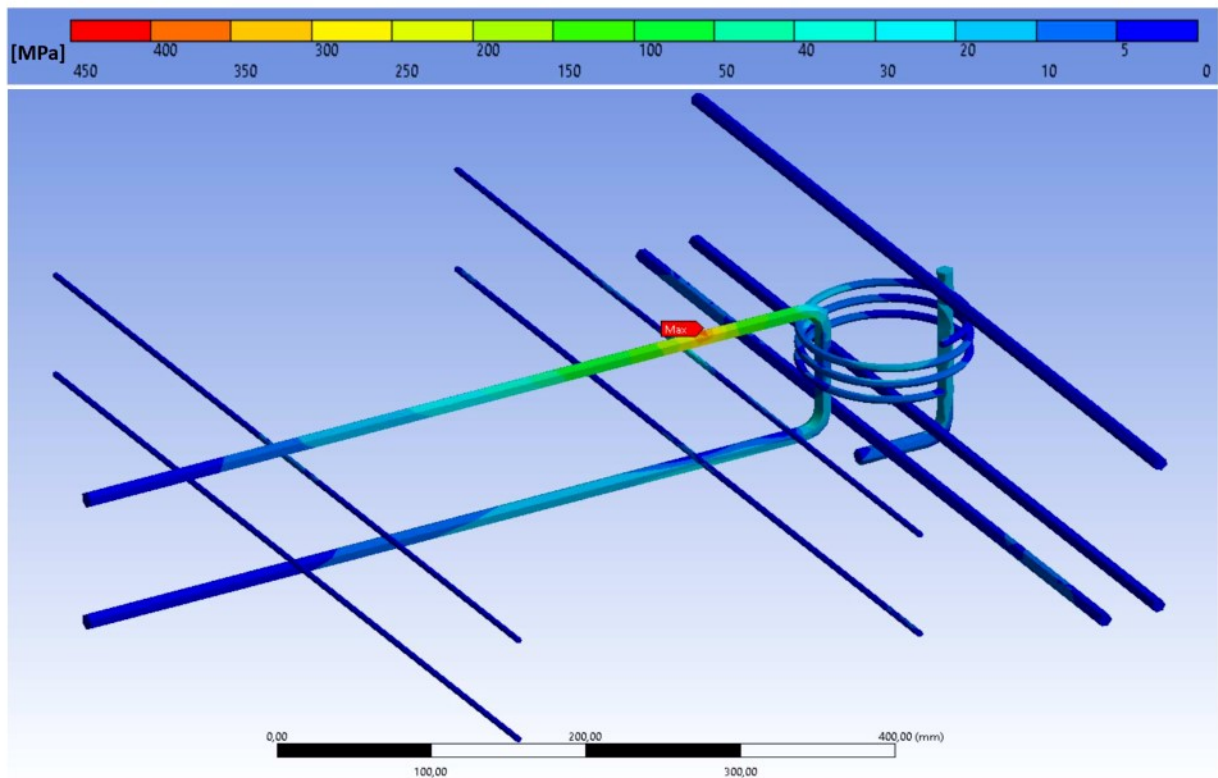


Rys. 151. Mapa współczynnika bezpieczeństwa na przekroju zbrojenia dla modelu: a) RS-1, $M=2$ [kNm]; b) RS-2, $M=11$ [kNm]; c) RS-3, $M=1$ [kNm].

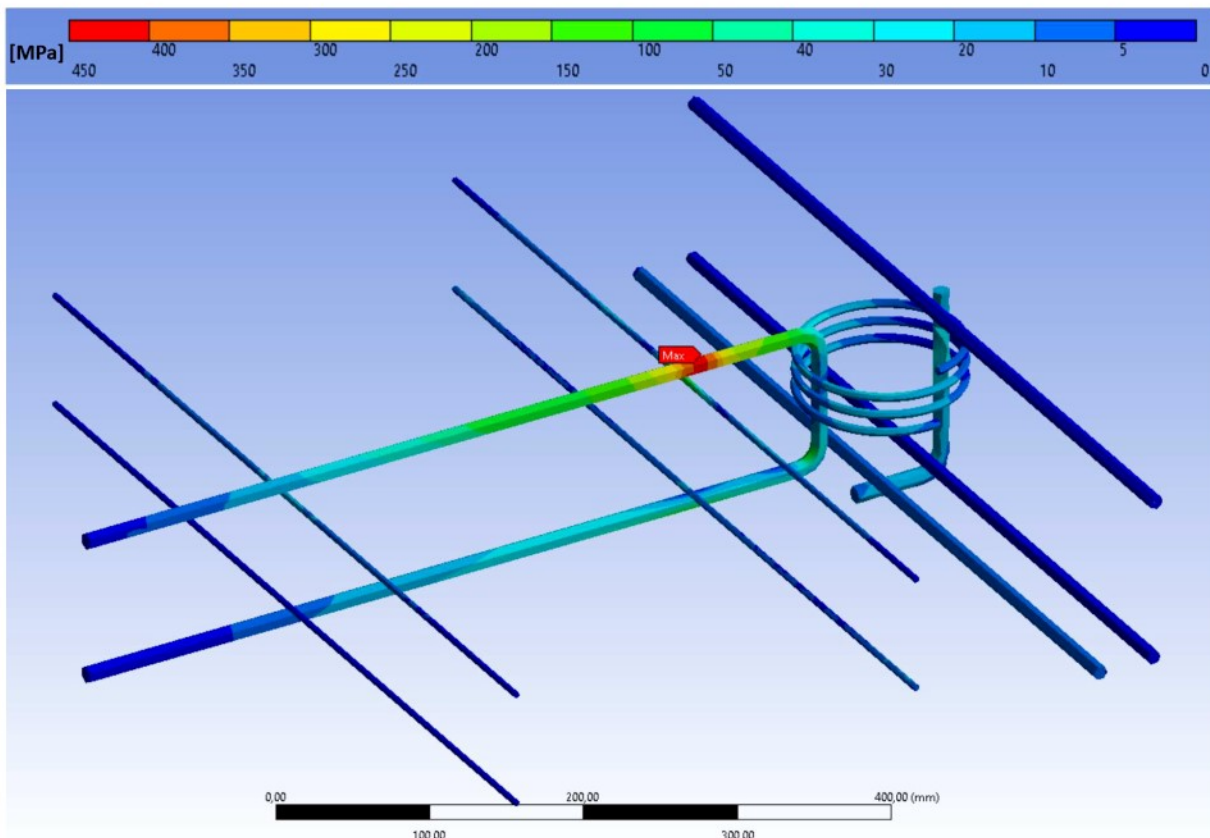
Przykładowe mapy rozkładu naprężeń zredukowanych w zbrojeniu dla różnych wartości momentu w złączu wygenerowanym siłą przyłożoną do płyty stropowej dla modelu RS-1 przedstawiono na Rys. 153-155, dla modelu RS-2 na Rys. 157-159 a dla modelu RS-3 na Rys. 161-163. Zależność maksymalnego naprężenia w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia pionowego płyty stropowej ilustruje dla modelu RS-1 Rys. 152, dla modelu RS-2 Rys. 156 a dla modelu RS-3 Rys. 160.



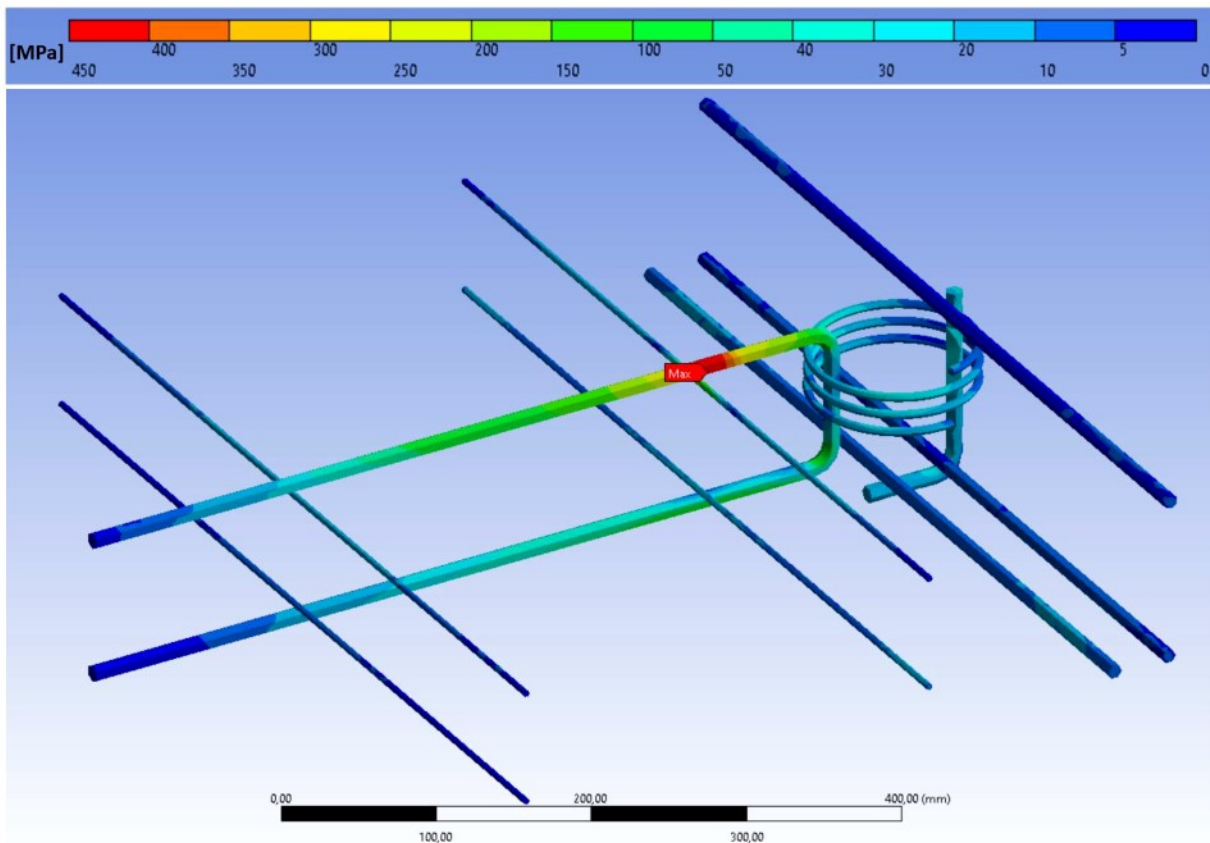
Rys. 152. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od przemieszczenia (d) płyty stropowej dla złącza RS-1.



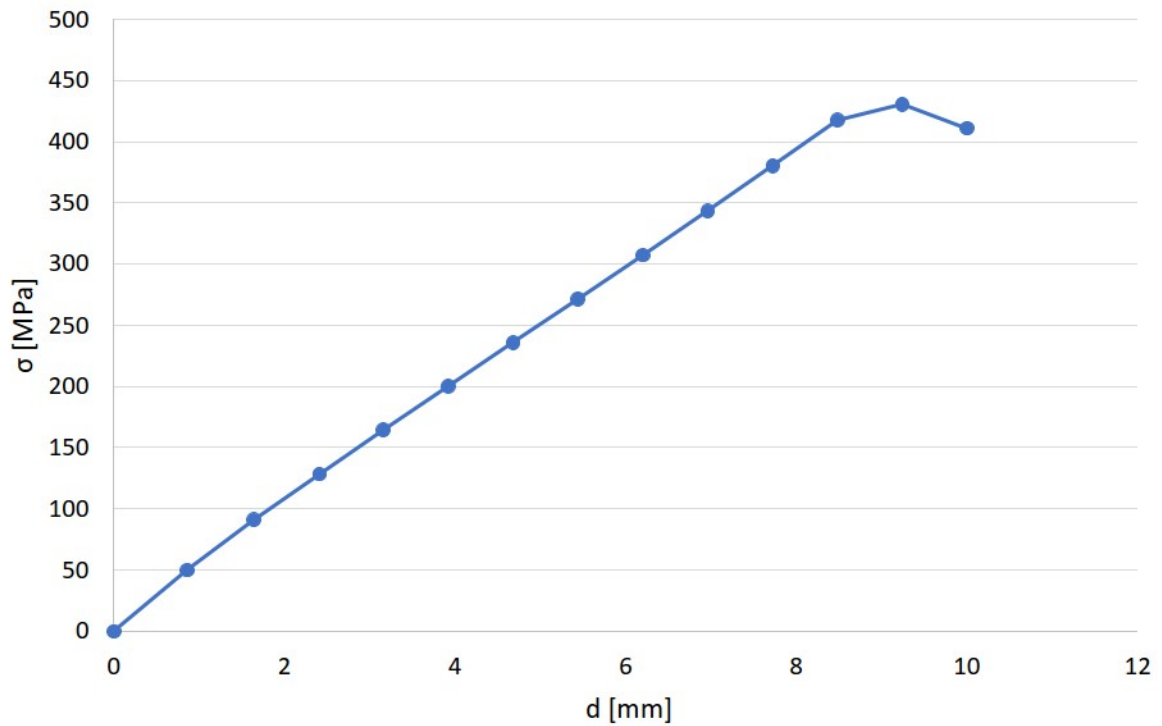
Rys. 153. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-1, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



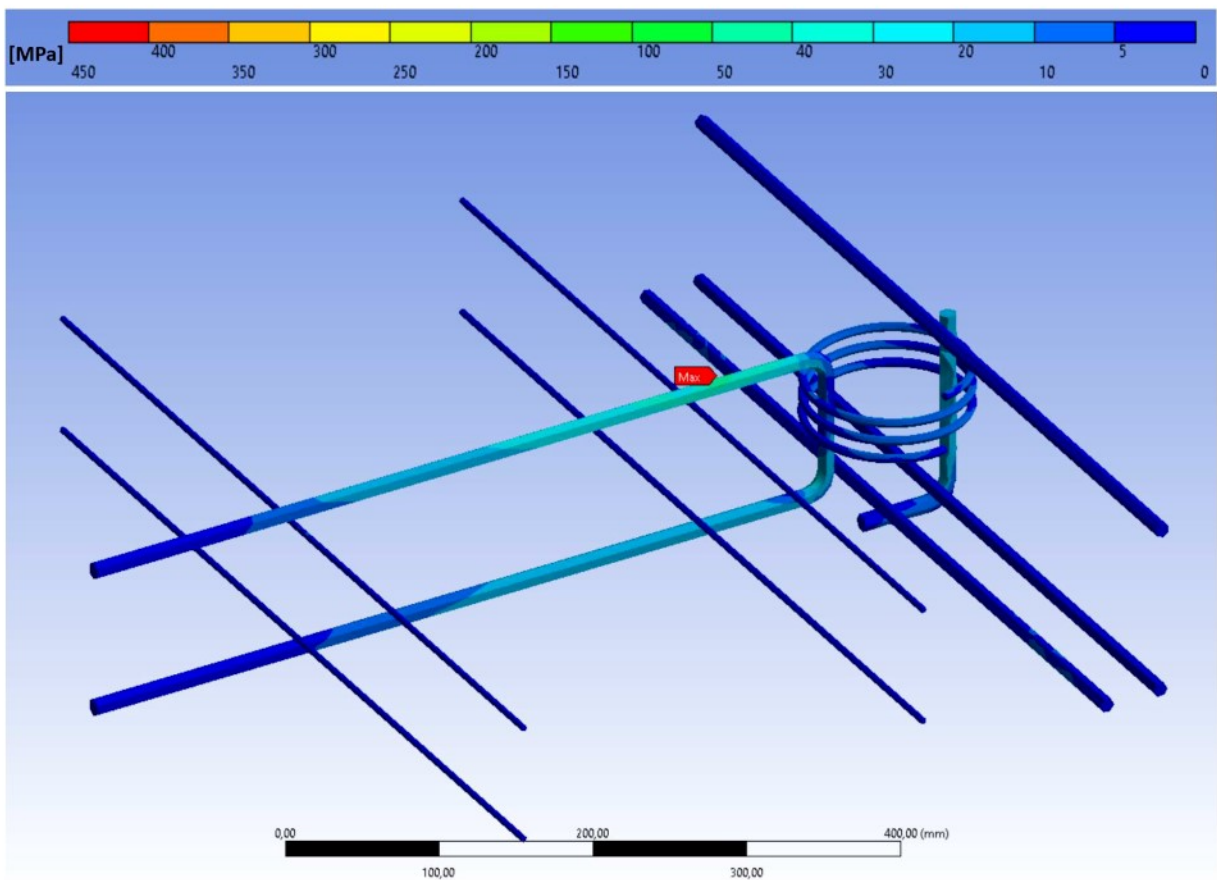
Rys. 154. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-1, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



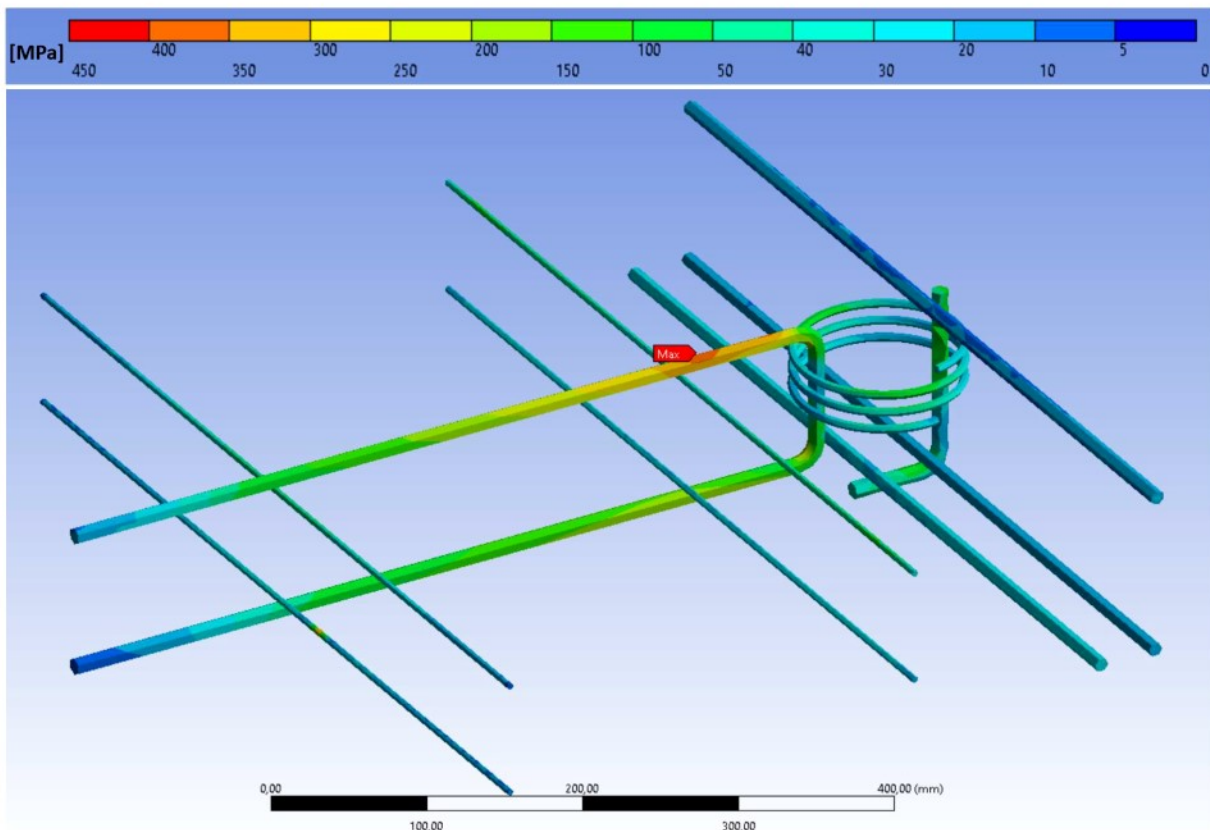
Rys. 155. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-1, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



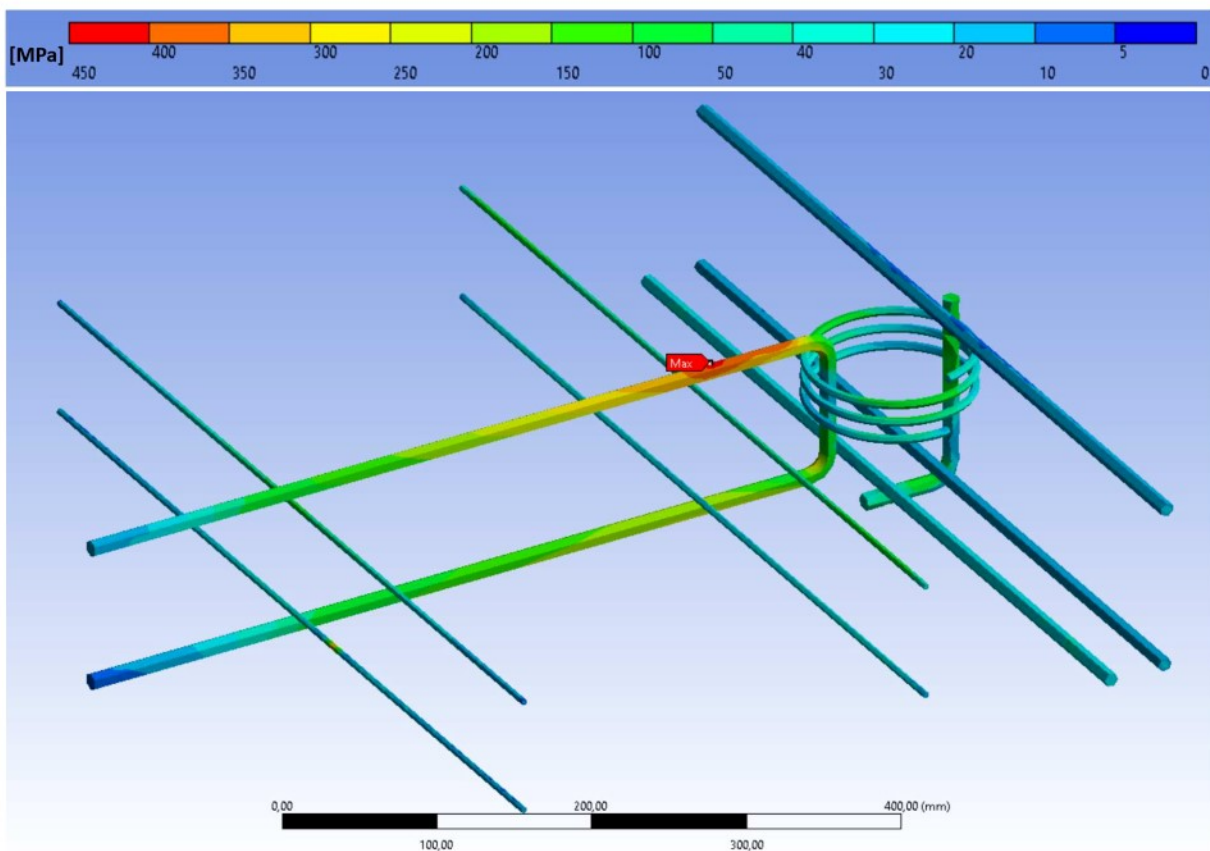
Rys. 156. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia płyty stropowej (d) dla złącza RS-2.



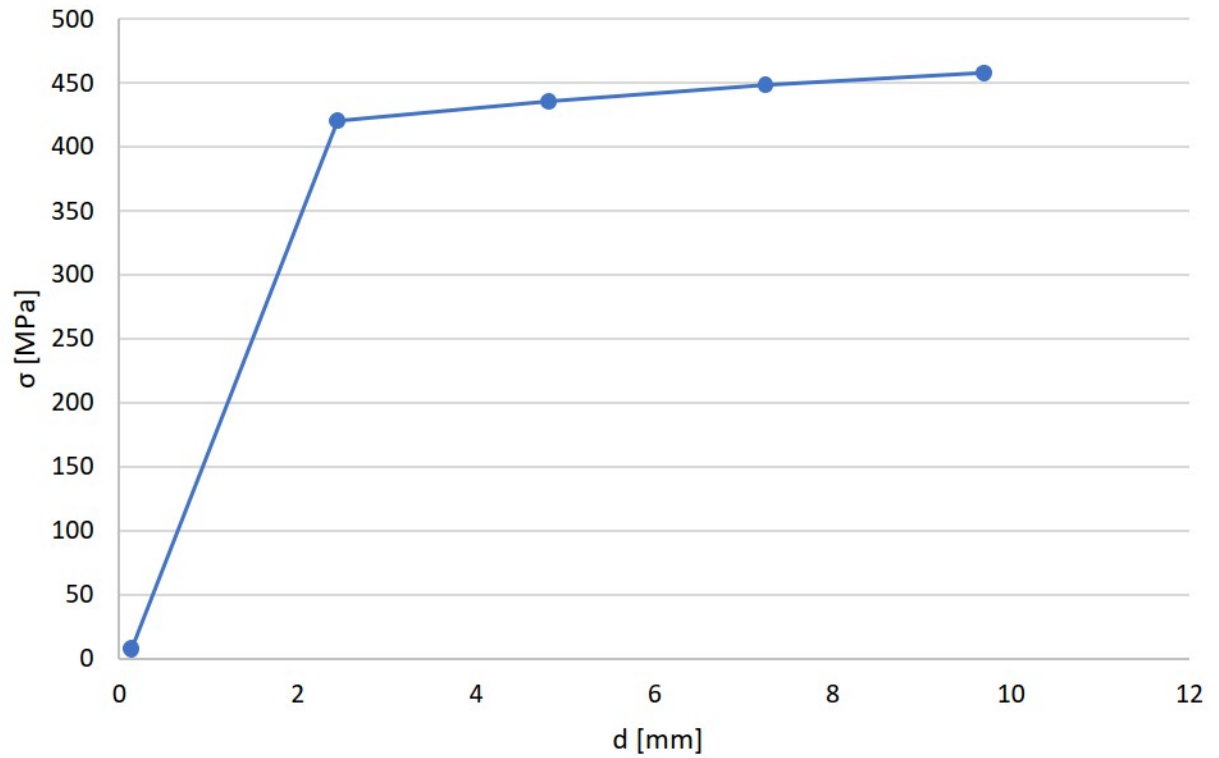
Rys. 157. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-2, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



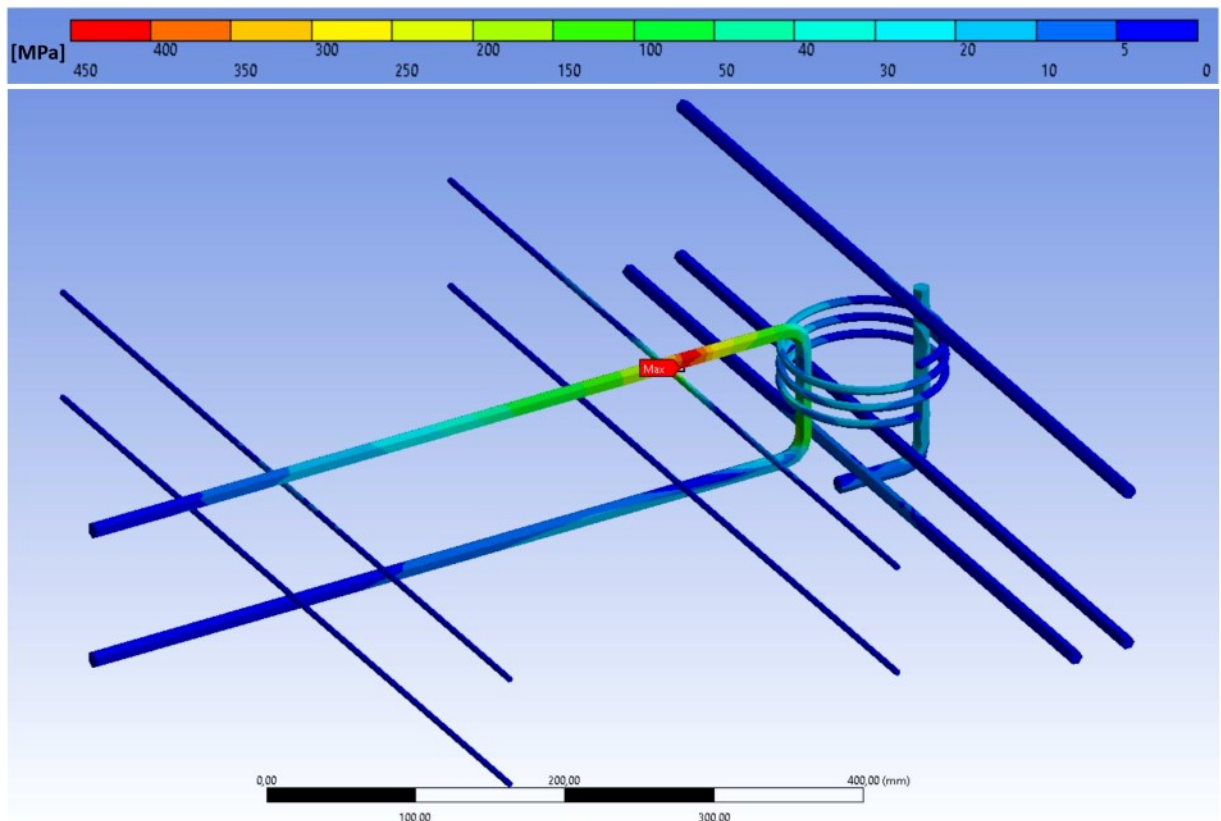
Rys. 158. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-2, moment 10 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



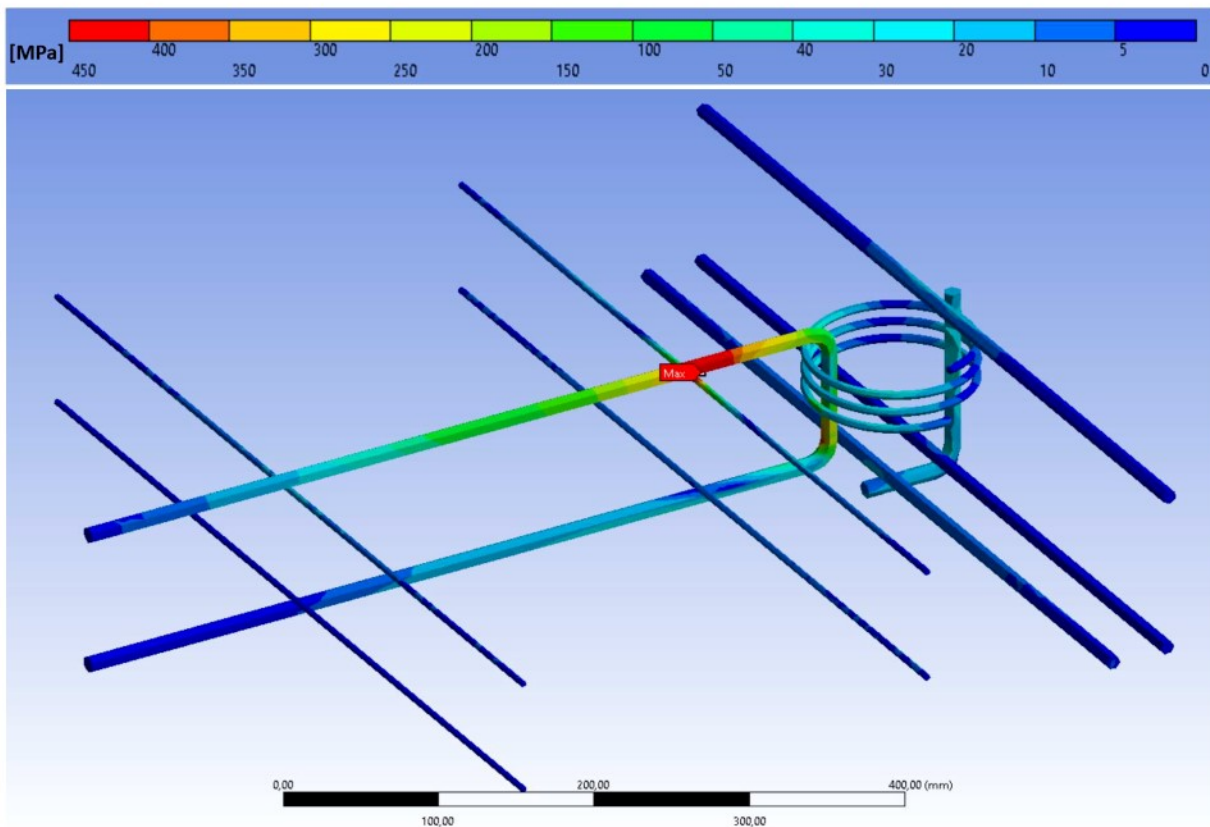
Rys. 159. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-2, moment 11 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



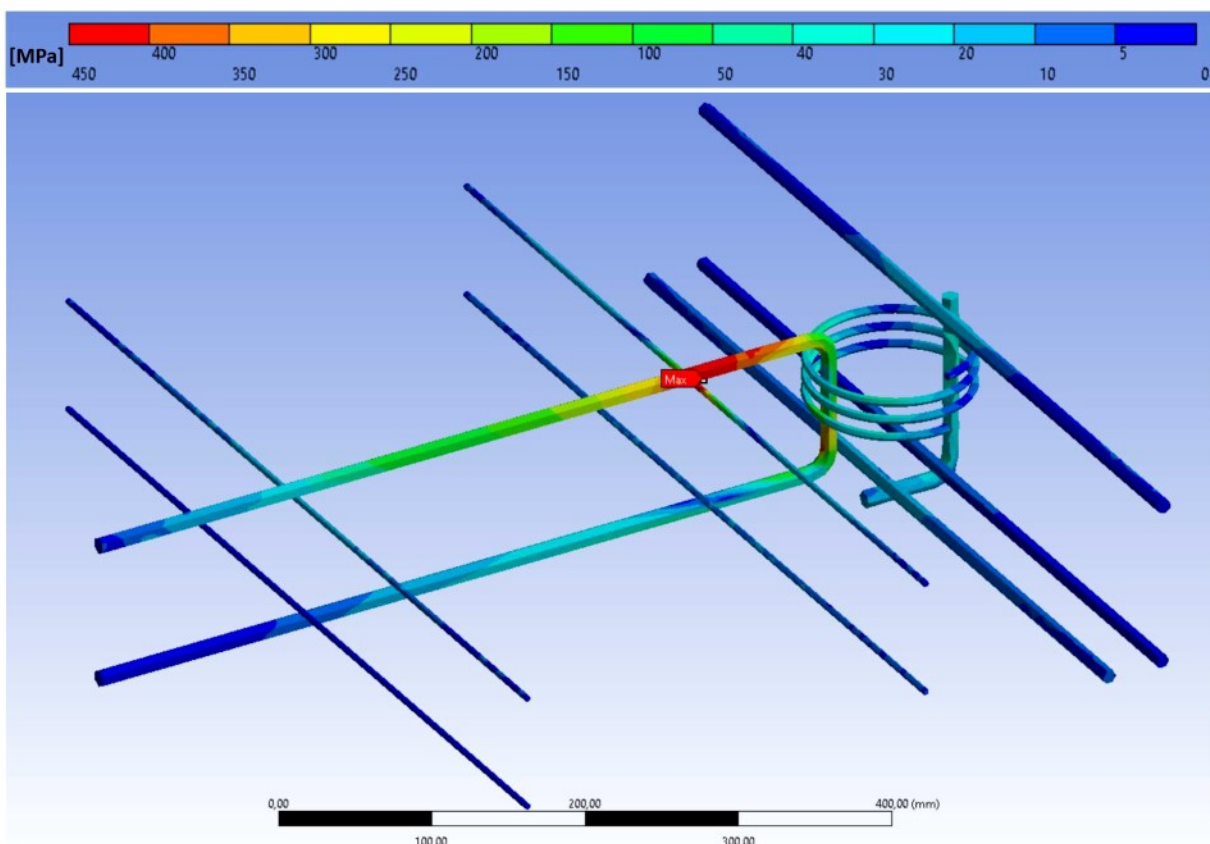
Rys. 160. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenie płyty stropowej (d) dla złącza RS-3.



Rys. 161. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-3, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



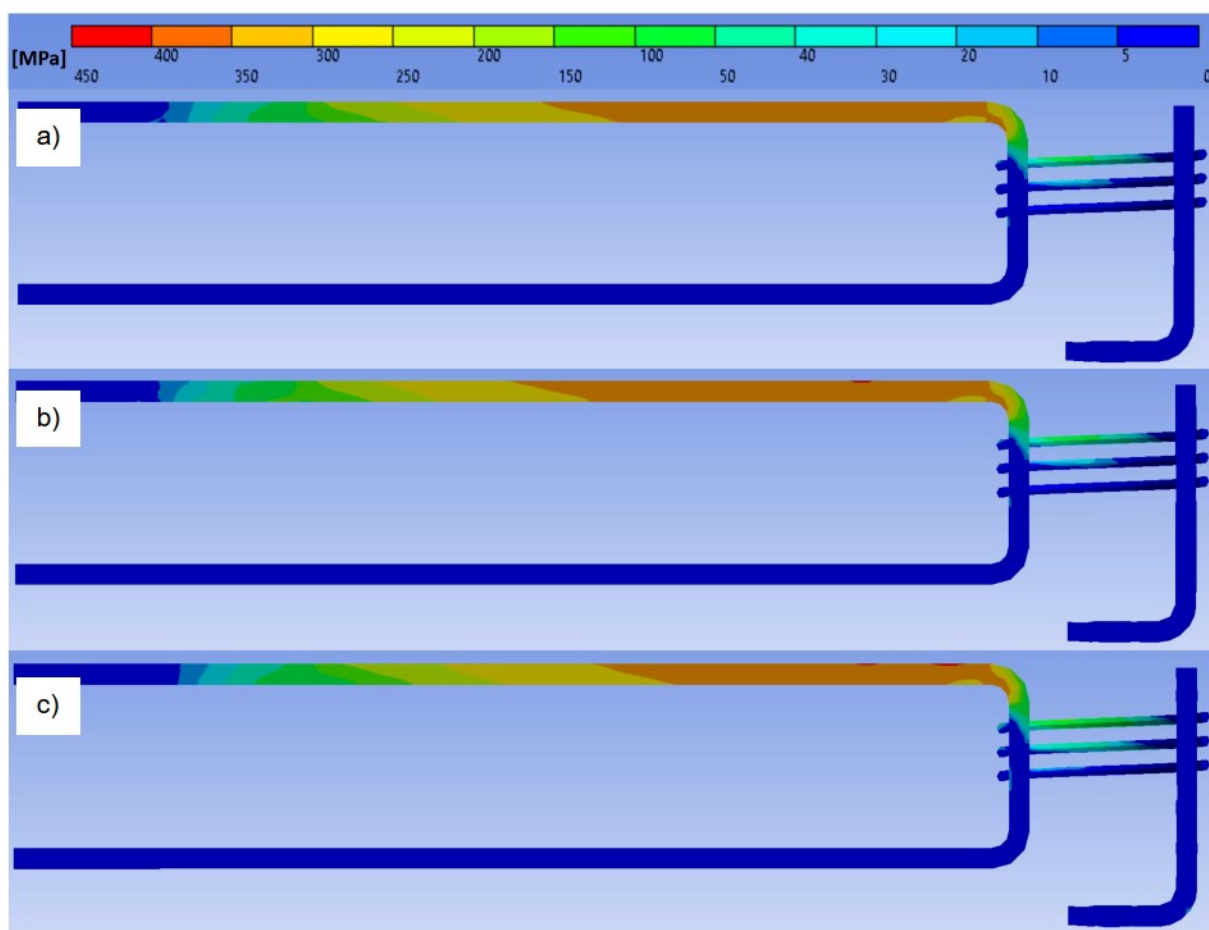
Rys. 162. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-3, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 163. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza RS-3, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.4.5. ZANIŻENIE KLASY BETONU

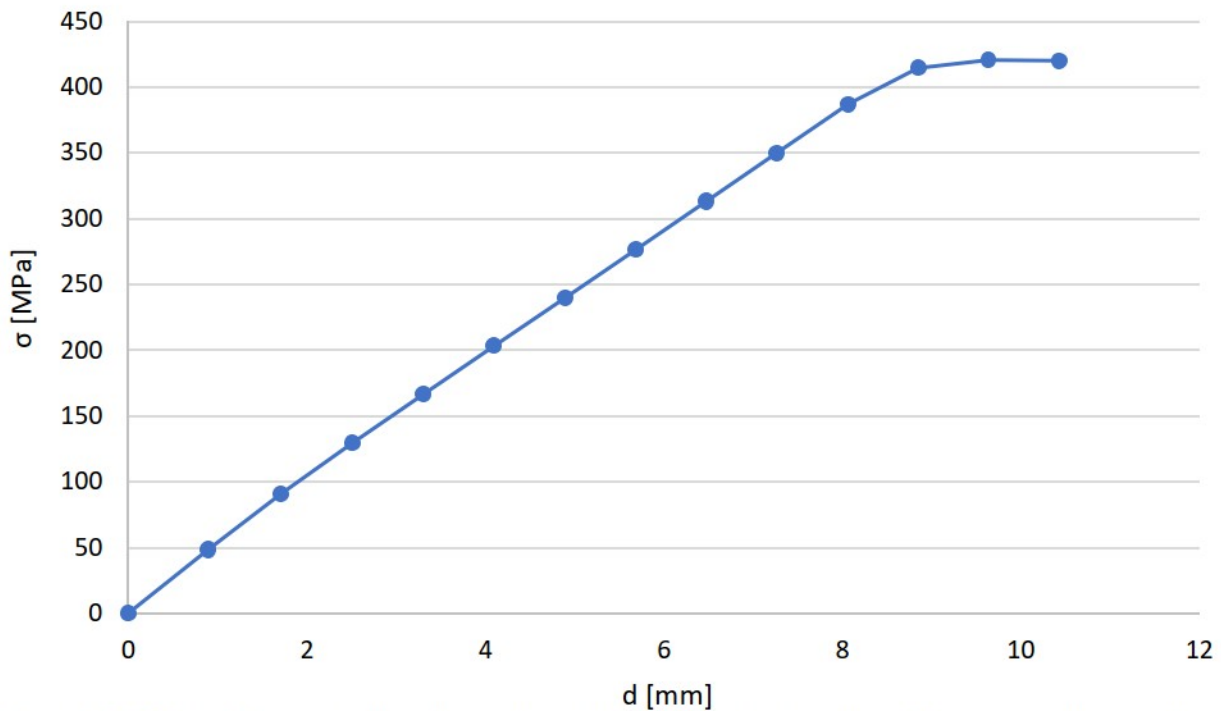
Porównanie map współczynnika bezpieczeństwa dla trzech modeli i różnych wartościach momentów, przy których następuje przekroczenie granicy plastyczności stali przedstawiono na Rys. 164. Model referencyjny (Rys. 164 a) wykazuje najmniejsze obszary niskiego współczynnika bezpieczeństwa, osiągając granicę plastyczności przy najwyższym momencie (12 kNm). Model NKB-1 (Rys. 164 b) osiąga granicę plastyczności przy nieco niższym momencie (11 kNm), a obszary niskiego współczynnika bezpieczeństwa są bardziej rozległe w porównaniu do Modelu Referencyjnego. Model NKB-2 (Rys. 164 c) wykazuje najszersze obszary niskiego współczynnika bezpieczeństwa, osiągając granicę plastyczności przy najniższym momencie (9 kNm), co wskazuje na to, że jest to najbardziej osłabiony model z trzech przedstawionych.



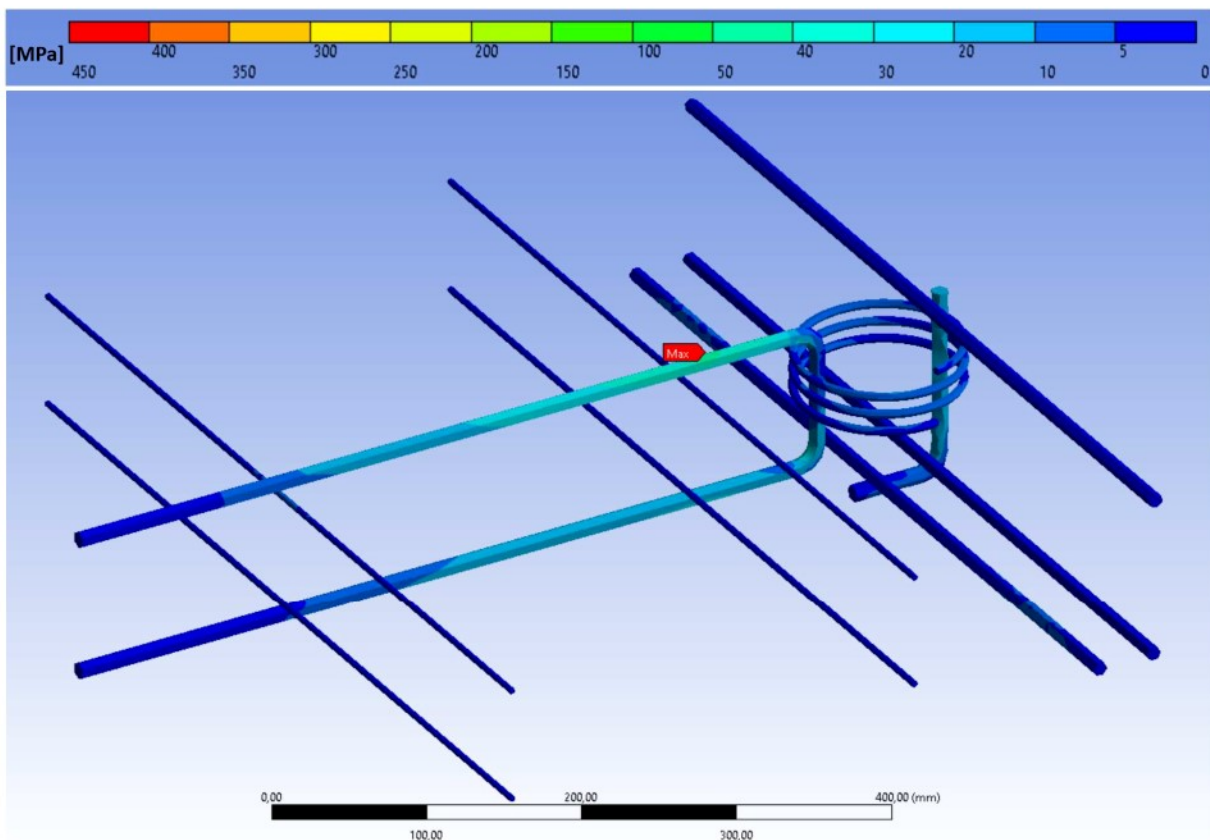
Rys. 164. Porównanie map współczynnika bezpieczeństwa modeli dla różnych wartości momentu, przy którym następuje przekroczenie granicy plastyczności stali. a) Referencyjny (12 [kNm]); b) NKB-1 (11 [kNm]); c) NKB-2 (9 [kNm]).

Przykładowe mapy rozkładu naprężeń zredukowanych w zbrojeniu dla różnych wartości momentu w złączy wygenerowanym siłą przyłożoną do płyty stropowej dla modelu NKB-1 przedstawiono na Rys. 166-168 a dla modelu NKB-2 na Rys. 170-174. Zależność

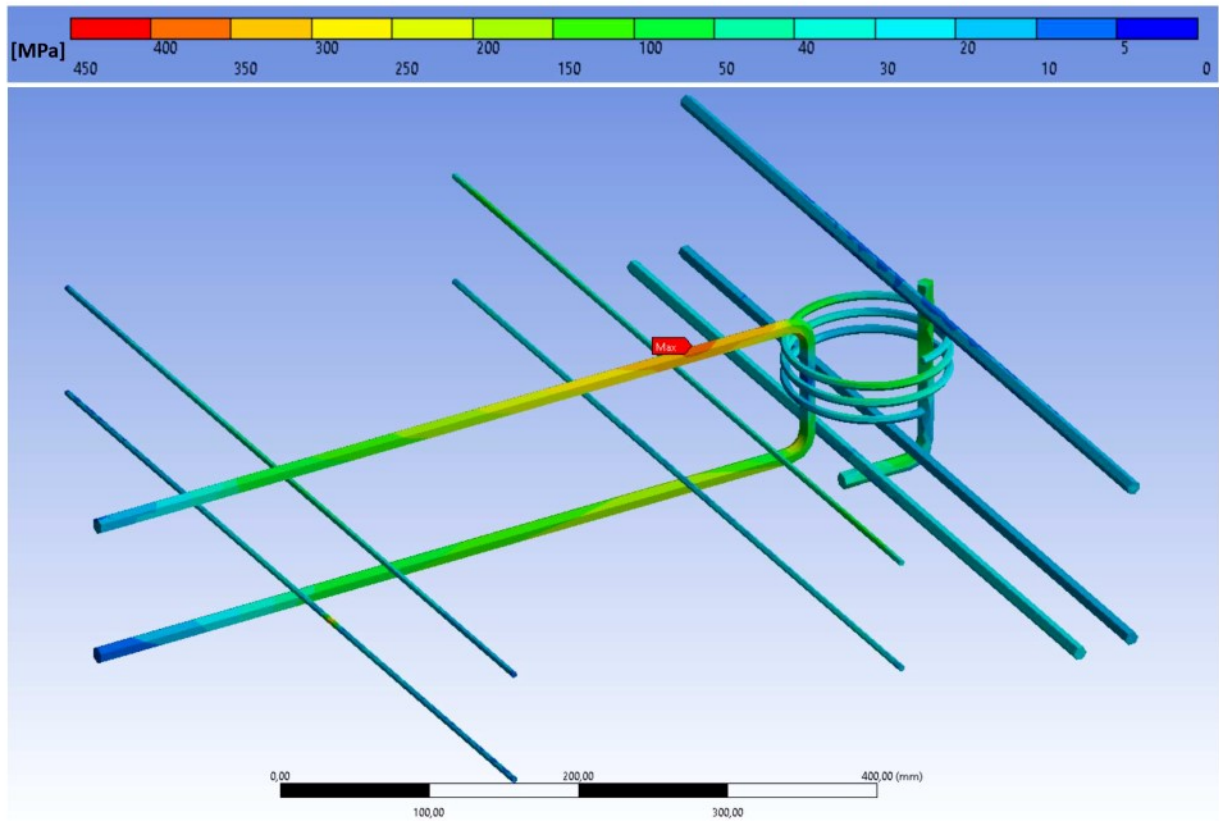
maksymalnego naprężenia w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia pionowego płyty stropowej ilustruje dla modelu NKB-1 Rys. 165 a dla modelu NKB-2 Rys. 169.



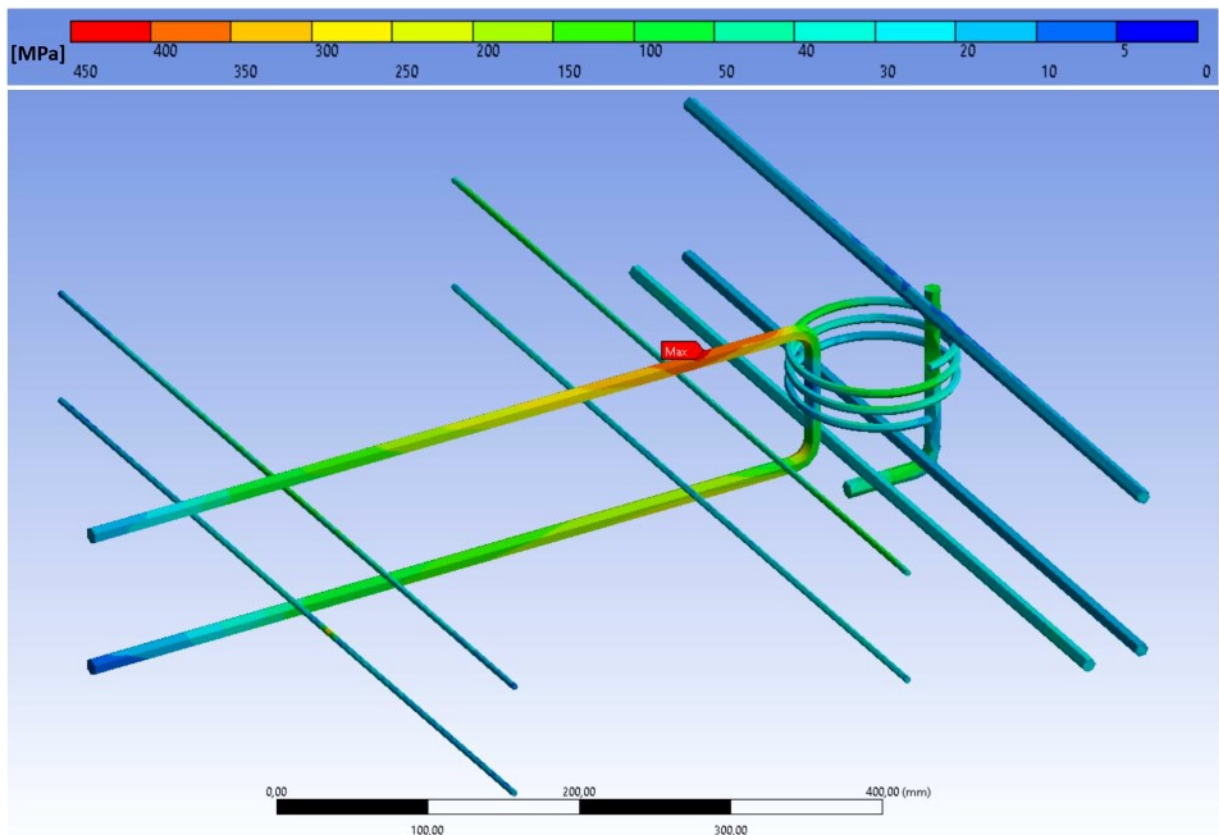
Rys. 165. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenia płyty stropowej (d) dla złącza NKB-1.



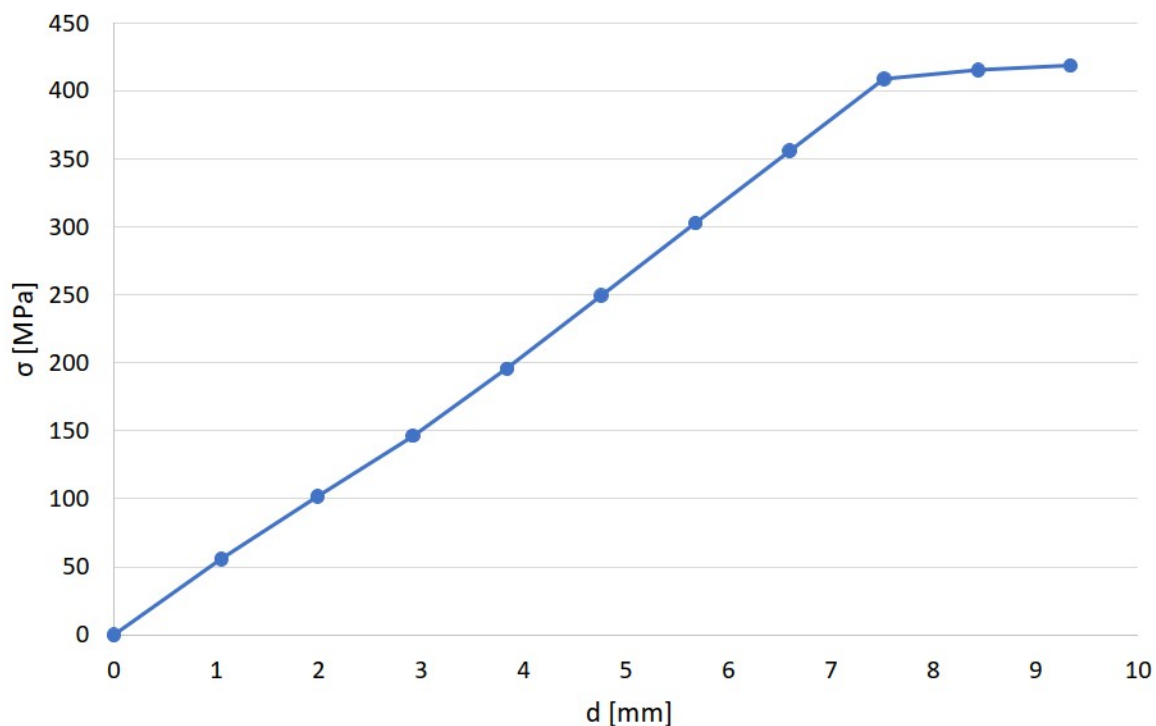
Rys. 166. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-1, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



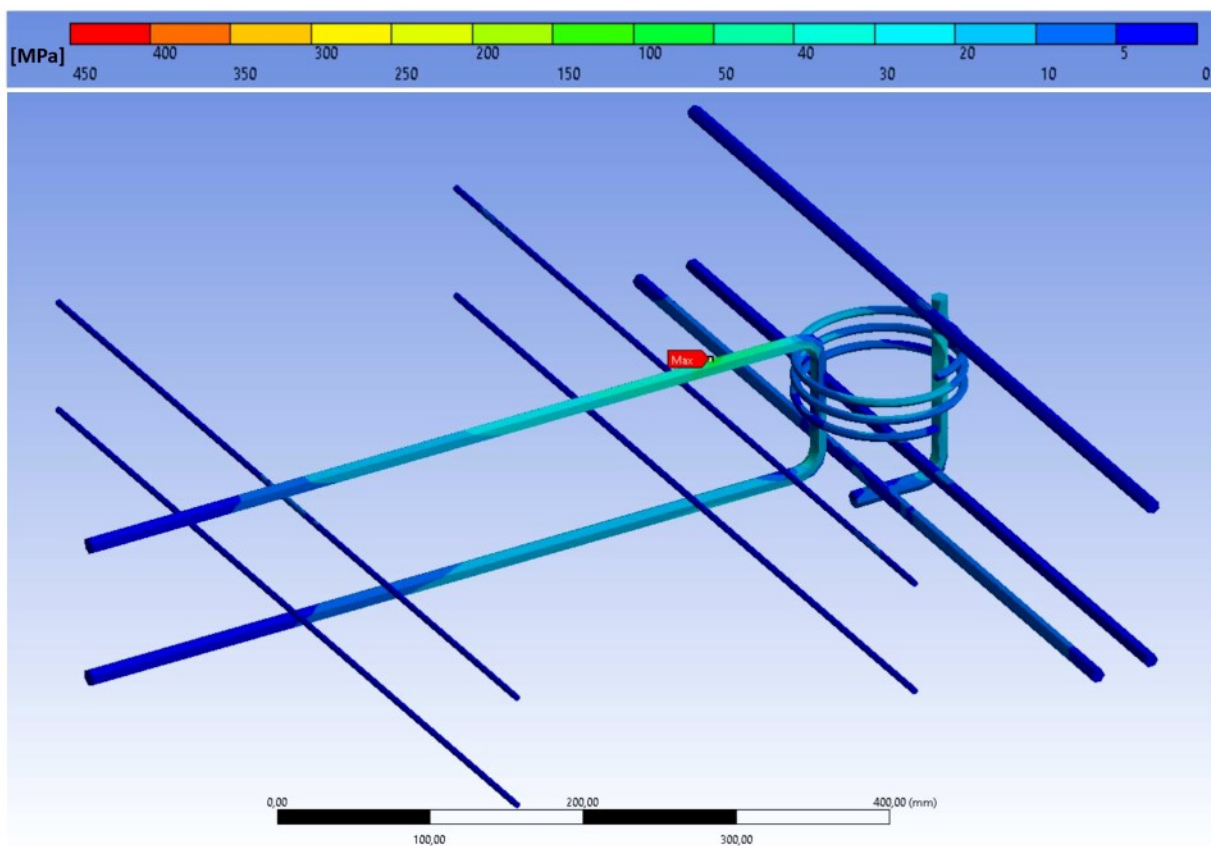
Rys. 167. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-1, moment 10 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



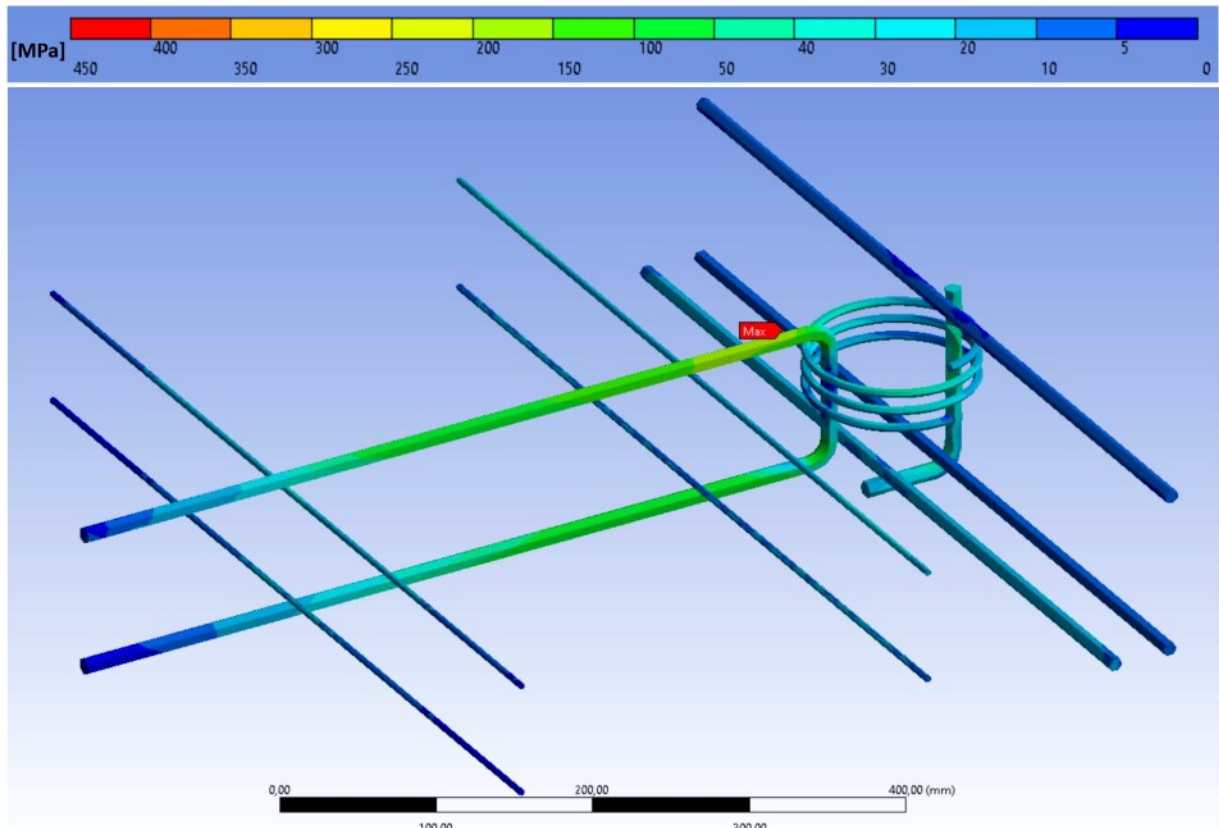
Rys. 168. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-1, moment 11 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



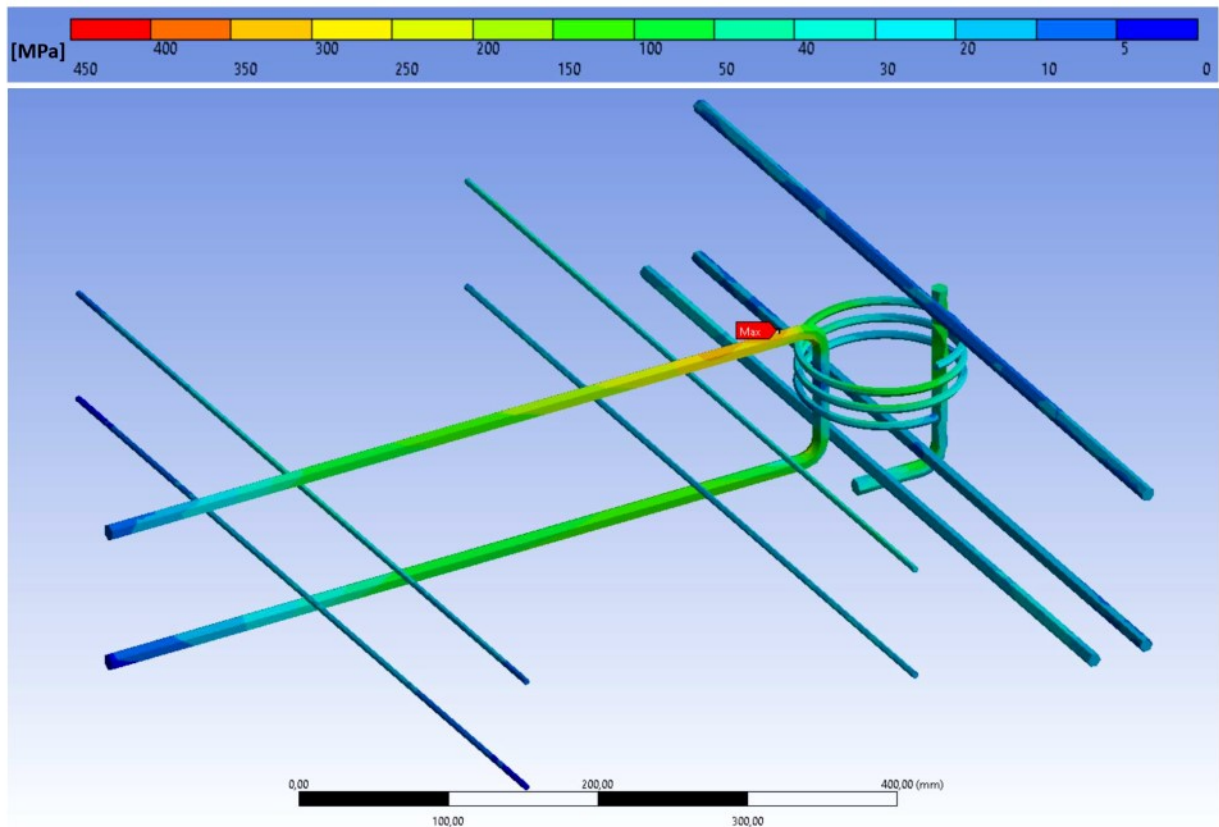
Rys. 169. Zależność naprężenia maksymalnego (σ) w zbrojeniu od maksymalnego przemieszczenie płyty stropowej (d) dla złącza NKB-2.



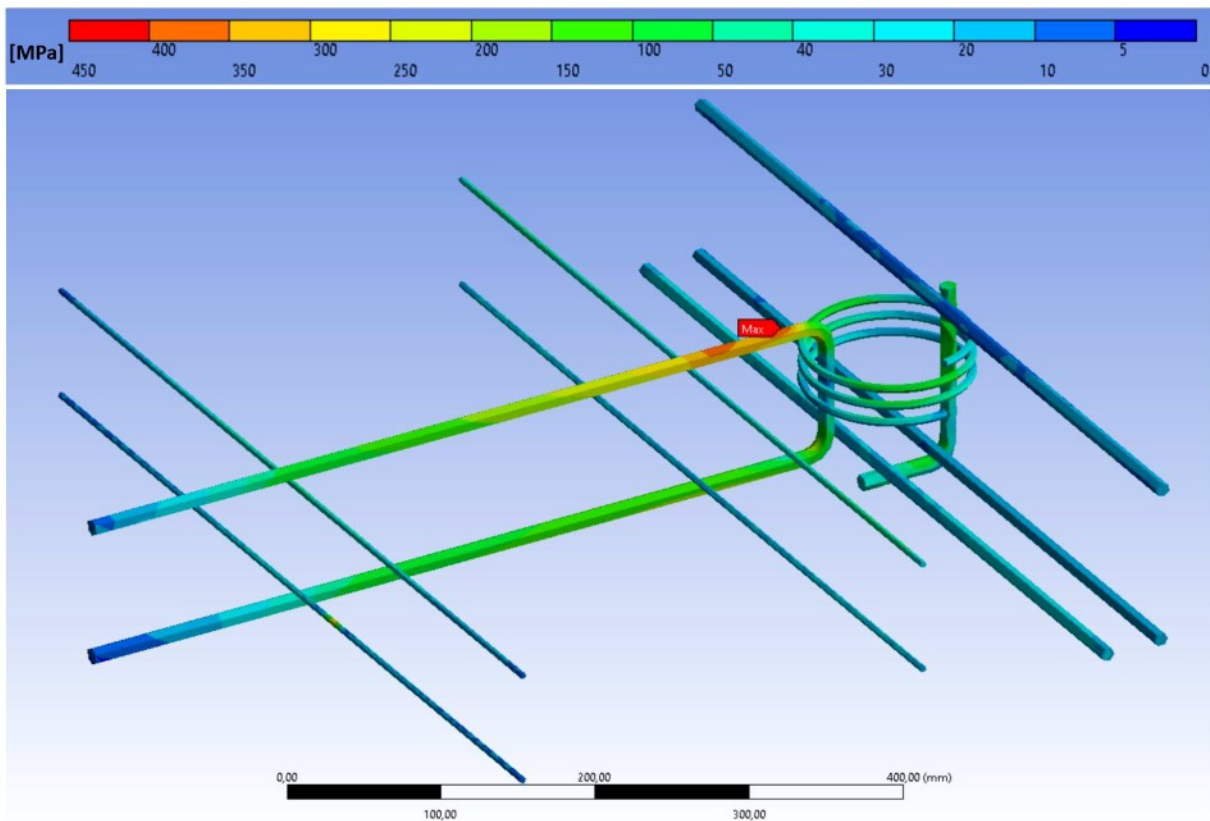
Rys. 170. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-2, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



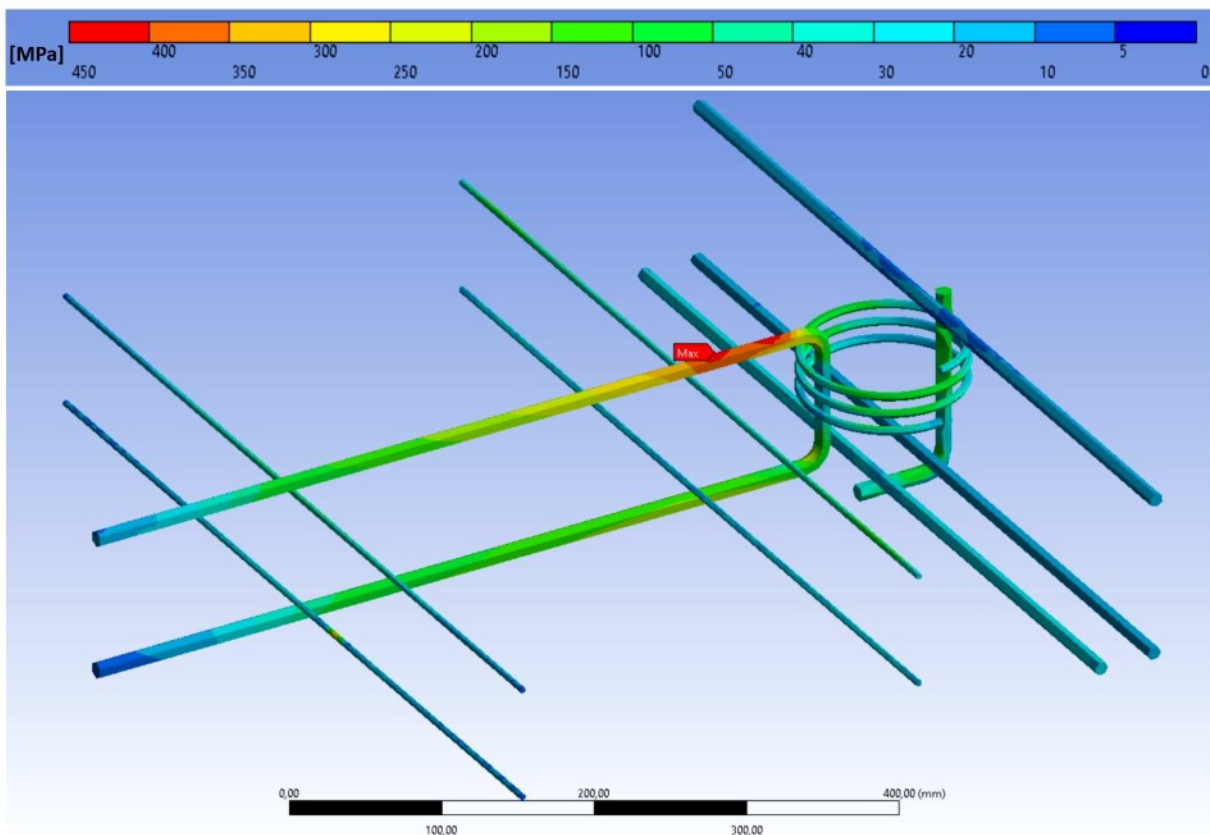
Rys. 171. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-2, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 172. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-2, moment 7 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 173. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-2, moment 8 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 174. Rozkład naprężeń zredukowanych [MPa] w zbrojeniu dla złącza NKB-2, moment 9 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

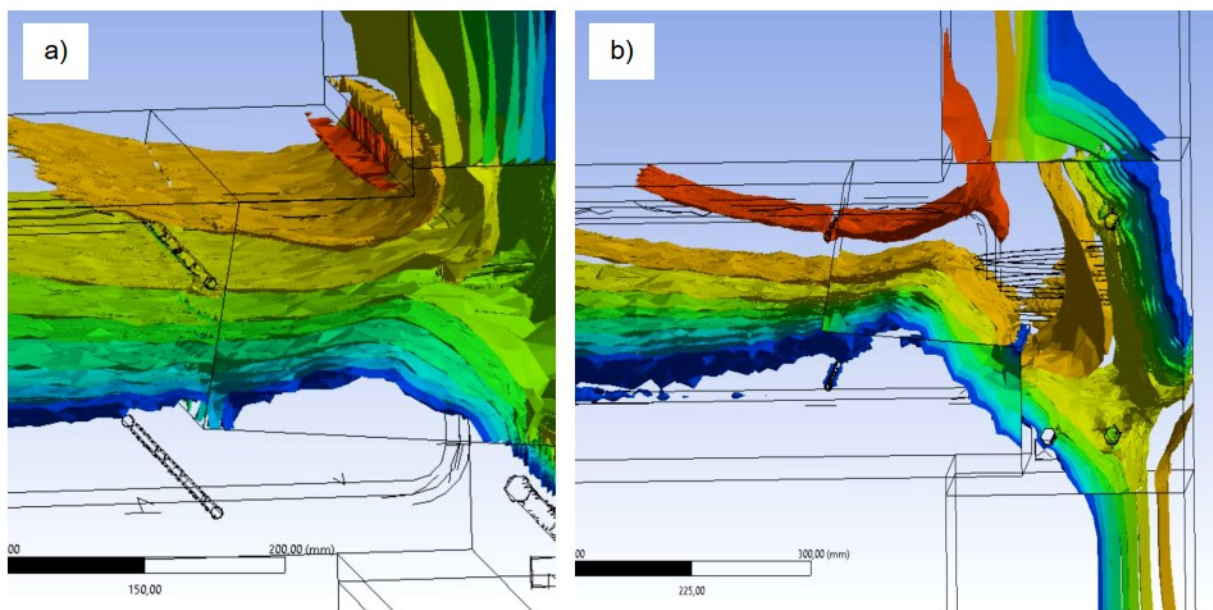
4.5. WSPÓŁCZYNNIK BEZPIECZEŃSTWA BETONU

4.5.1. ZŁĄCZE REFERENCYJNE

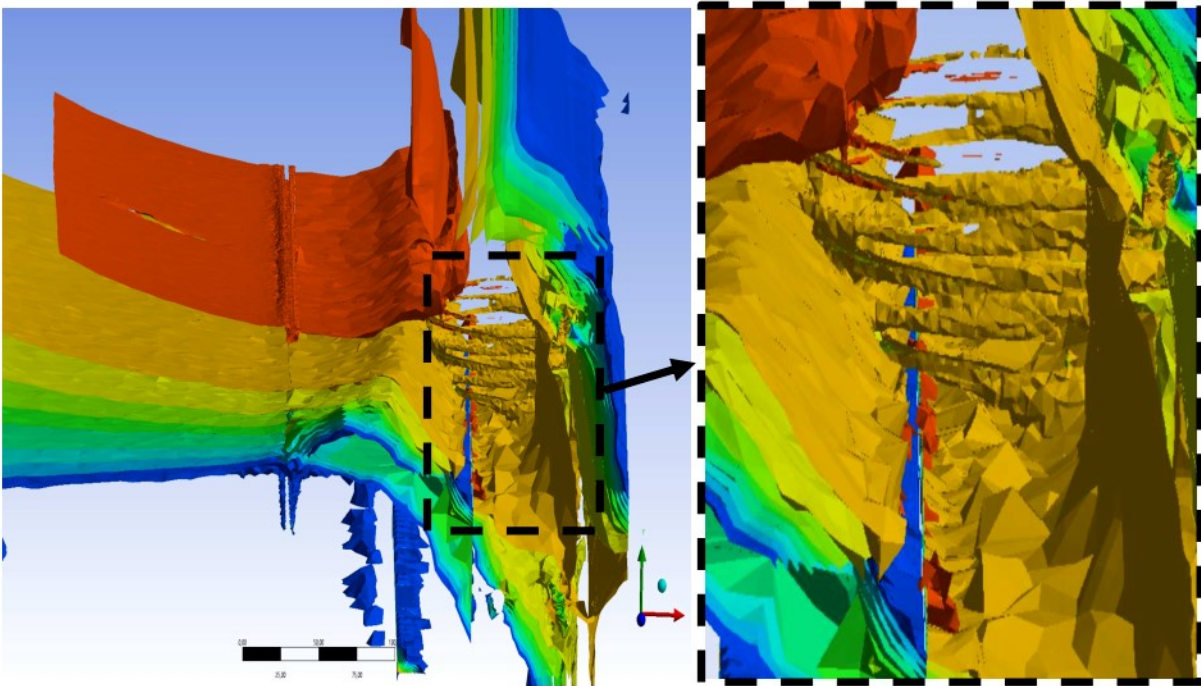
Głównym celem stosowania współczynnika bezpieczeństwa jest ochrona przed awarią i katastrofalnymi uszkodzeniami konstrukcji. Uwzględnia on niepewności związane z obciążeniami, właściwościami materiału oraz warunkami pracy złącza. Pozwala uwzględnić dodatkowy margines bezpieczeństwa, dzięki czemu konstrukcja jest w stanie wytrzymać większe obciążenia w porównaniu do tych, które zostały pierwotnie przewidziane przez projektanta.

Przeanalizowano wpływ momentu obciążenia na współczynnik bezpieczeństwa betonu w obszarze złącza, gdzie wyższe momenty prowadzą do jego znacznego obniżenia i wzrostu naprężeń, co może prowadzić do krytycznych warunków w pracy konstrukcji.

Model Referencyjny charakteryzował się największą wytrzymałością w porównaniu do pozostałych modeli. Pierwsze oznaki przekroczenia współczynnika bezpieczeństwa wytrzymałości dla betonu pojawiły się dla $M=5$ kNm na styku górnej ściany i płyty stropowej (Rys. 175 i Rys. 181). Wraz ze wzrostem obciążenia rozwój strefy zagrożonej zniszczeniem (o wartości współczynnika bezpieczeństwa poniżej 1) rozwijał się od powierzchni w głąb złącza do pręta pętli płyty a następnie w kierunku spirali złącza (Rys. 175). Przy $M=14$ kNm pojawiły się nowe obszary zniszczenia materiału wokół kolejnych prętów zbrojenia złącza (Rys. 176).

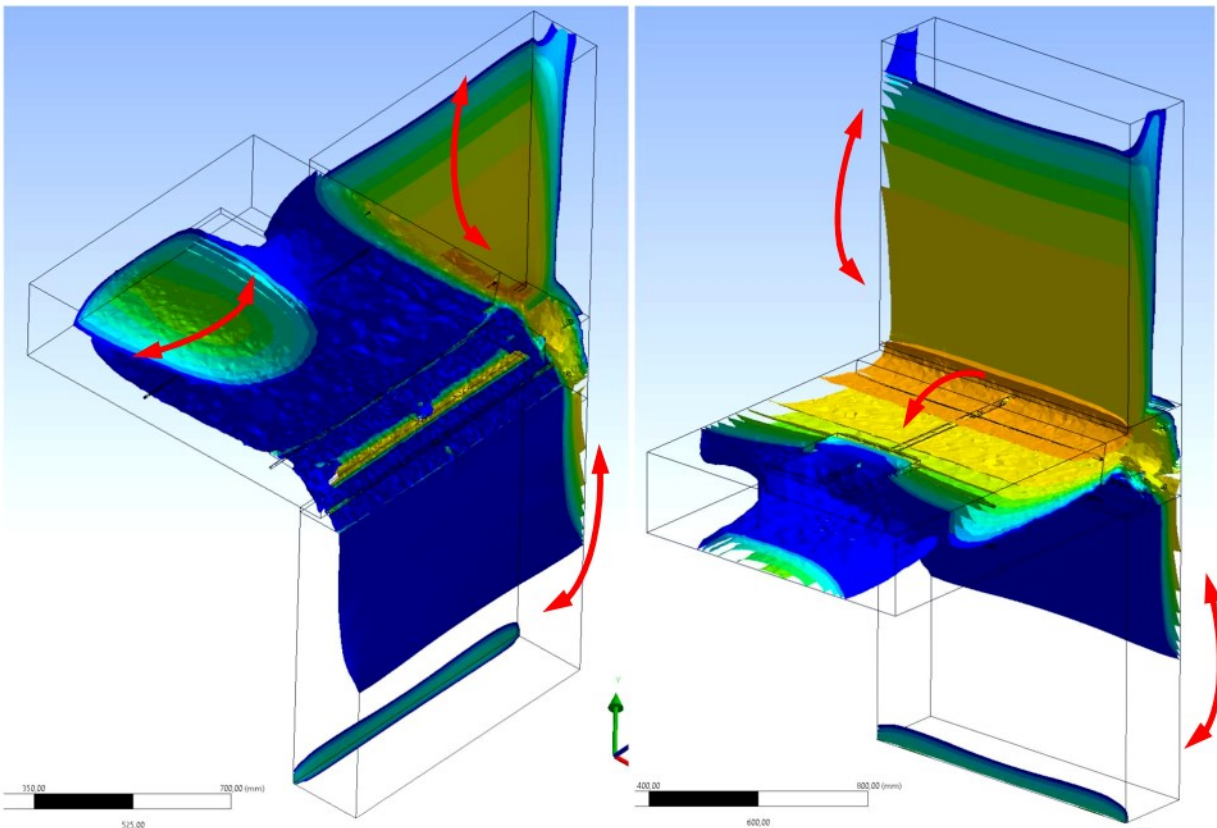


Rys. 175. Izopowierzchnie współczynnika bezpieczeństwa dla modelu Referencyjnego: a) 5 [kNm]; b) 13 [kNm].



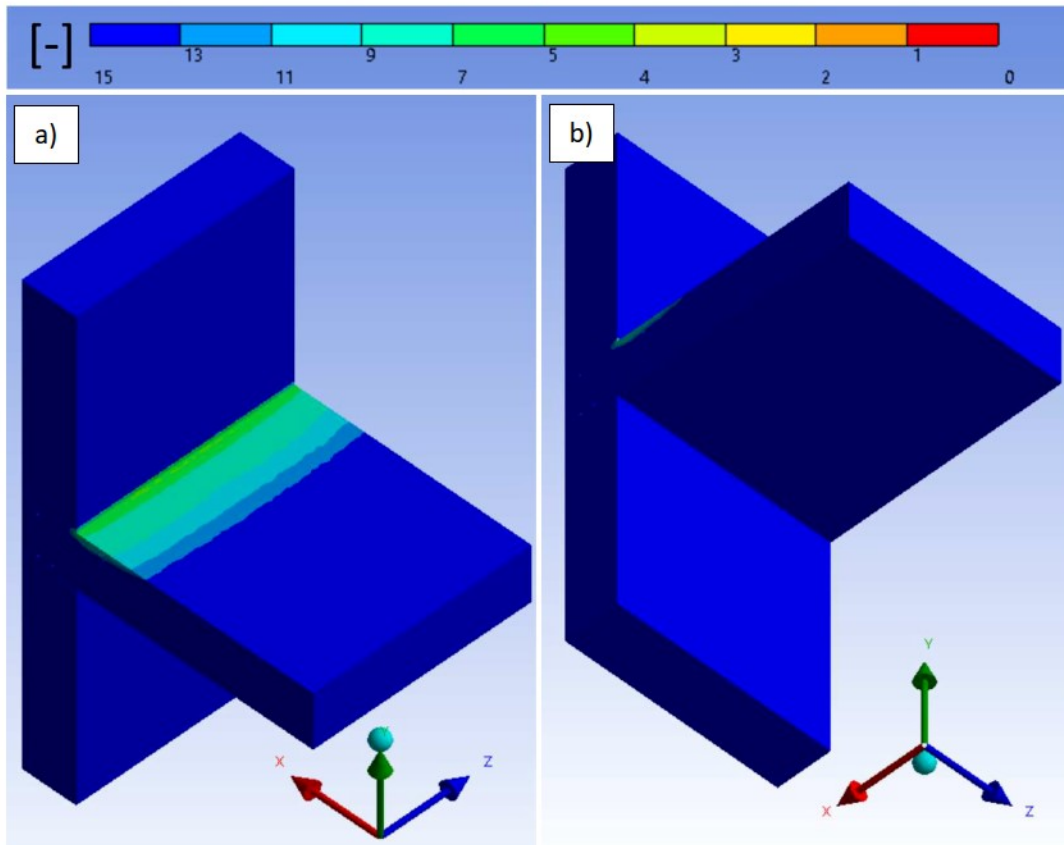
Rys. 176. Izopowierzchnie współczynnika bezpieczeństwa dla modelu Referencyjnego 14 [kNm].

Na Rys. 177 widoczne są obszary, w których pojawiają się naprężenia rozciągające pod wpływem przyłożonych obciążeń.

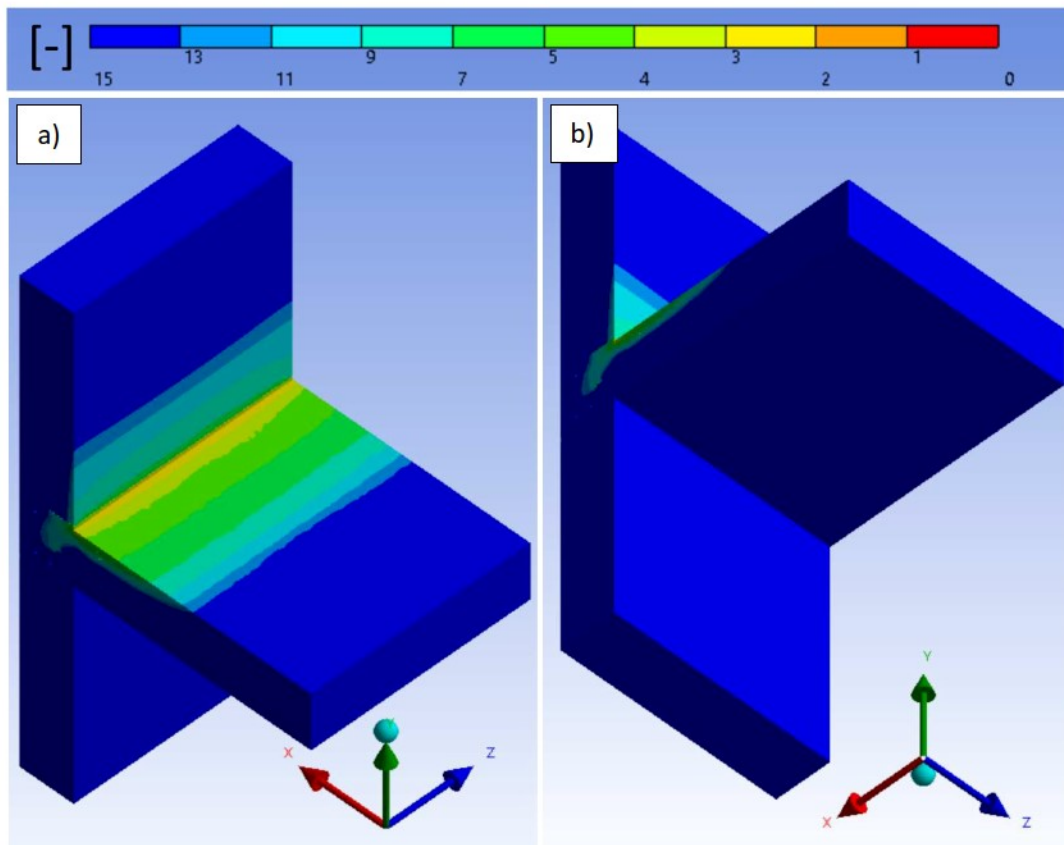


Rys. 177. Mapa współczynnika bezpieczeństwa betonu przedstawiona w postaci izolinii. Dla momentu 12 [kNm]. Opis w tekście.

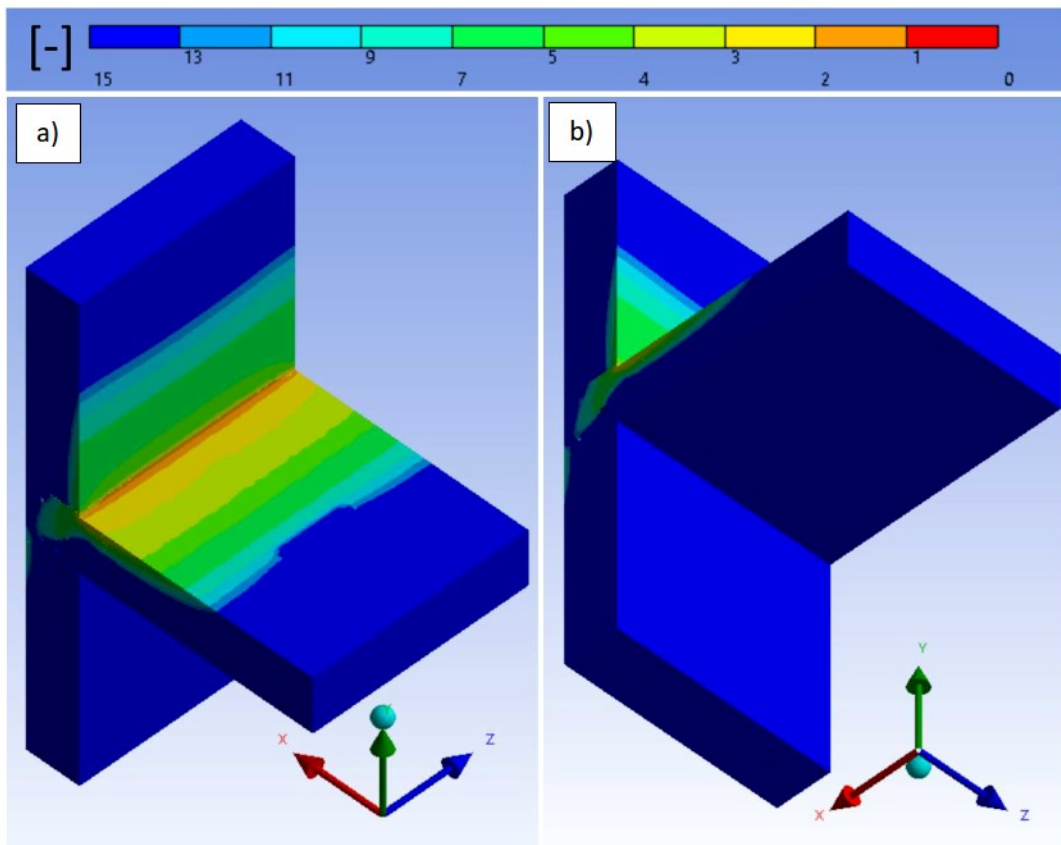
Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu Modelu Referencyjnego przedstawiono na Rys. 178-184.



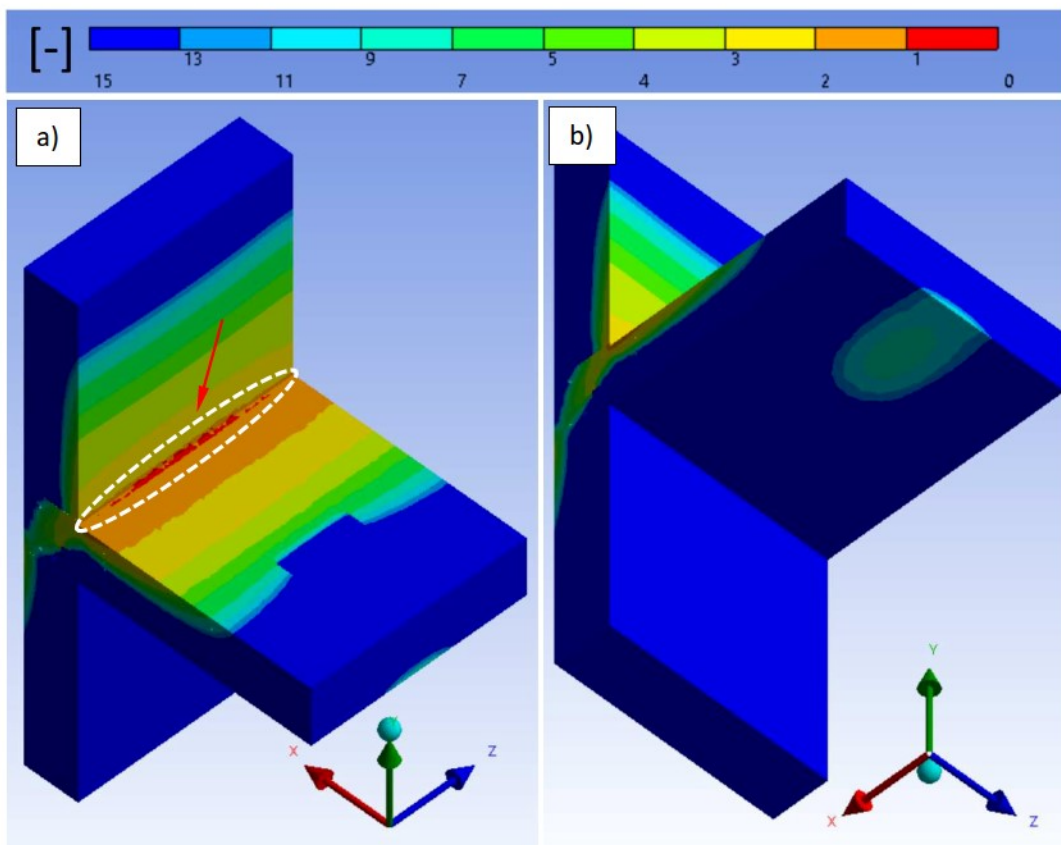
Rys. 178. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



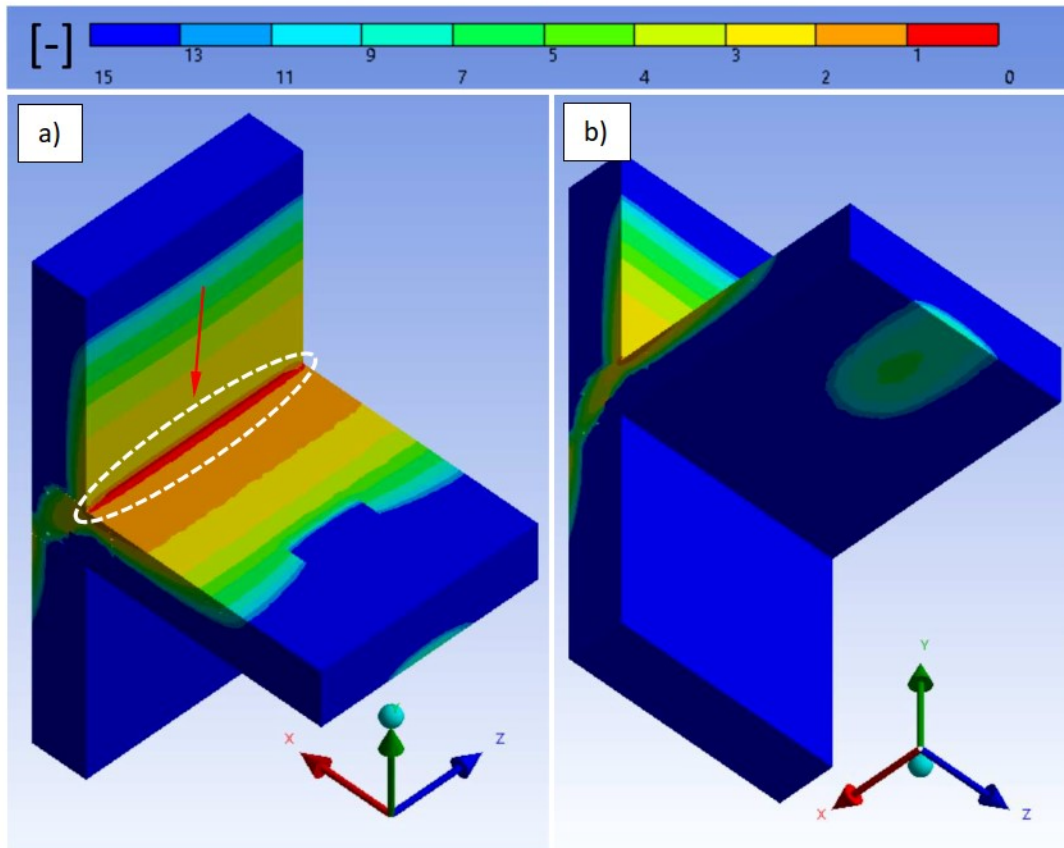
Rys. 179. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



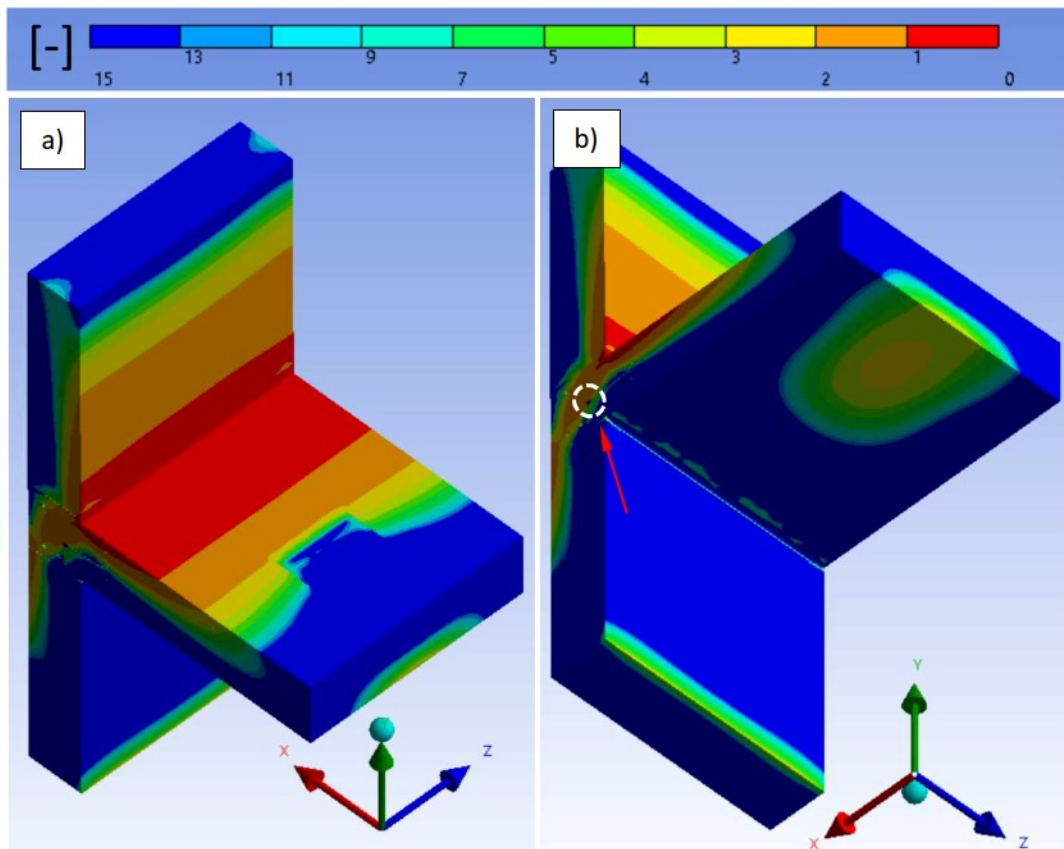
Rys. 180. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



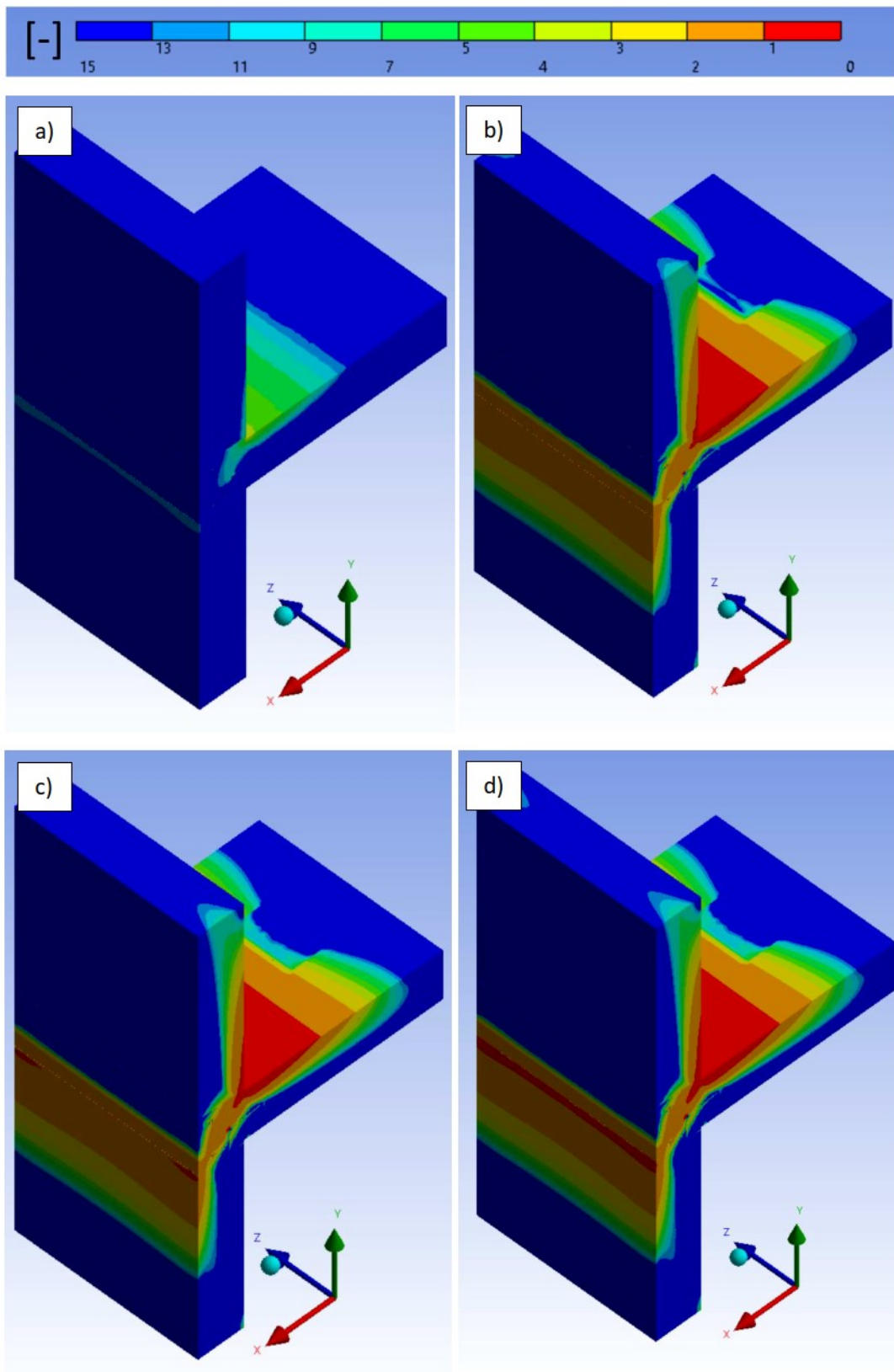
Rys. 181. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 5 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 182. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 6 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 183. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze referencyjne, moment 14 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 184. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 2 [kNm]; (b) 15 [kNm]; (c) 16 [kNm]; (d) 17 [kNm]. Złącze referencyjne, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.5.2. RAKI

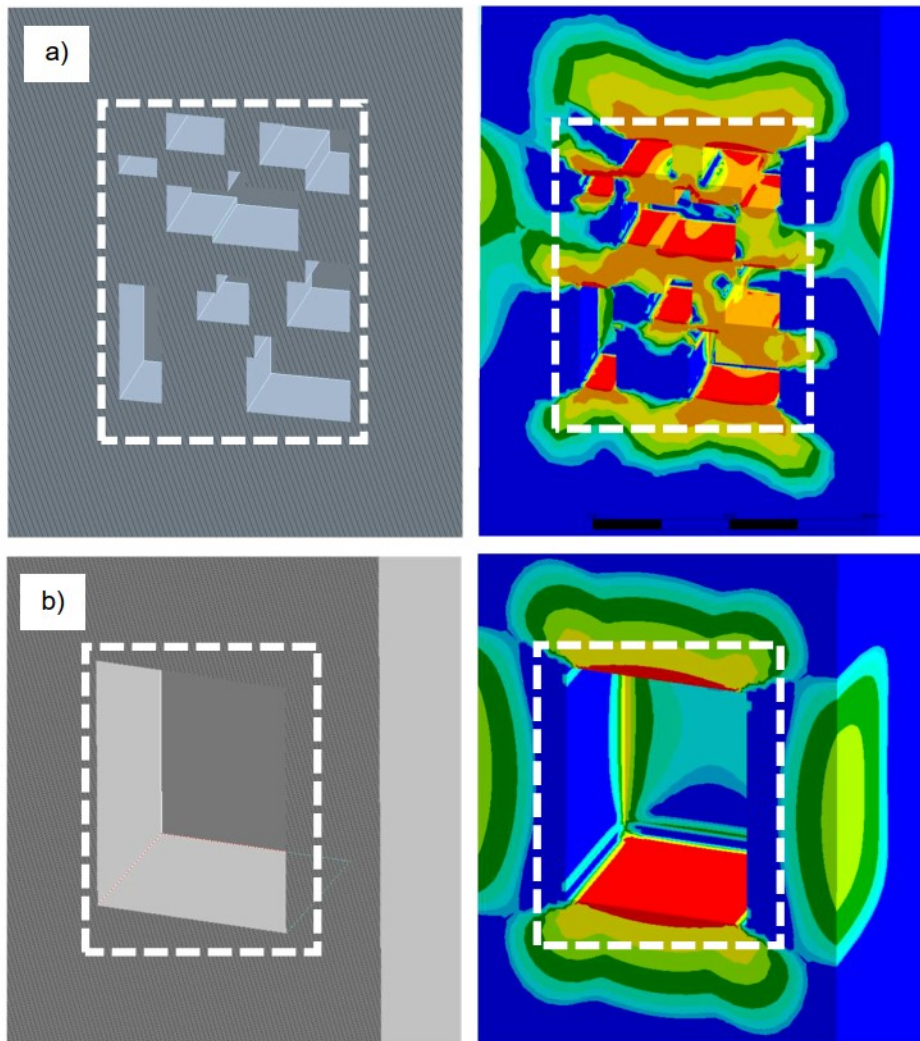
Struktura betonu nie jest idealnie jednorodna. Jest to materiał, który powstaje w wyniku wiązania i stwardnienia mieszanki betonowej, czyli cementu, kruszywa, wody, ewentualnych dodatków i domieszek. Błędy popełnione podczas układania mieszanki betonowej mogą doprowadzić do segregacji składników, zwiększonej porowatości lub powstania raków o różnym stopniu udziału. Każda podwyższona porowatość obniża wytrzymałość materiału. Przykładowo porowatość wynosząca zaledwie 1%, w zależności od lokalizacji porów, obniża wytrzymałość od 5 do 8% [161]. Beton rakowaty [162] posiada wyraźnie gorsze parametry wytrzymałościowe w porównaniu do betonu o prawidłowej strukturze. Wpływ obecności raków na zmiany naprężeń zbadano wykonując analizy numeryczne modeli R-W oraz R-5.

W modelu R-5 duże zagęszczenie raków o zróżnicowanych wymiarach zostało zamodelowane jako jedna pusta przestrzeń. Zewnętrzna siła działająca w małym przekroju cienkich ścianek pomiędzy sąsiednimi pustkami powoduje wystąpienie naprężeń o dużej wartości, znacznie przekraczających wartość dopuszczalną (kolor czerwony na Rys. 185). W efekcie obszary te, nie biorą udziału w dalszym przekazywaniu obciążeń. Założenie to pozwoliło na znaczne przyspieszenie obliczeń numerycznych. Porównanie rozkładu naprężeń dla modelu z dużą liczbą raków i modelu uproszczonego przedstawiono na Rys. 185.

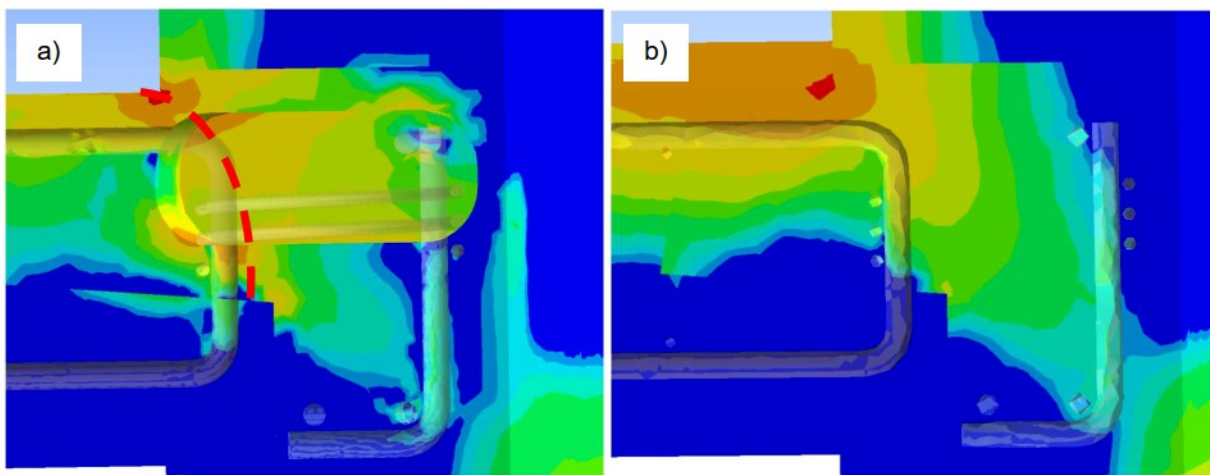
W modelu R-5 pierwsze zarysowania na styku płyty stropowej i ściany górnej pojawiają się przy $M=4$ kNm. Rozkład naprężeń rozciągających w obszarze złącza różni się od modelu Referencyjnego. Obecność raków powoduje wzrost naprężeń na granicy pustka powietrzna/beton (Rys. 186) oraz ich zmniejszenie (Rys. 191) w obszarze złącza na górnej powierzchni płyty stropowej. Rozwój zniszczeń postępuje bardzo szybko. Przy $M=5$ kNm pojawiają się kolejne obszary świadczące o degradacji materiału na styku prętów spirali i pętli płyty stropowej z osnową betonową. Kolejny etap, tj. $M=6$ kNm prowadzi do zniszczeń, które wykluczają złącze z dalszej eksploatacji. Rozległość zniszczeń jest zbyt duża, dalsze obciążanie prowadzi do przekroczenia dopuszczalnych wartości kąta obrotu i uplastycznienia stali zbrojeniowej.

Model R-W charakteryzuje bardzo dużymi kątami obrotu i wysokim naprężeniem w zbrojeniu złącza przy małej wartości obciążenia. Również rozkład współczynnika bezpieczeństwa dla betonu ukazujący przekroczenie dopuszczalnej wytrzymałości na rozciąganie jest bardzo niekorzystny (Rys. 187). Pierwsze zarysowania na styku ściany górnej i płyty stropowej pojawiają się już przy 2 kNm. W kolejnych krokach dochodzi do dużego obrotu płyty stropowej, któremu towarzyszy gwałtowny rozwój zniszczeń struktury betonu.

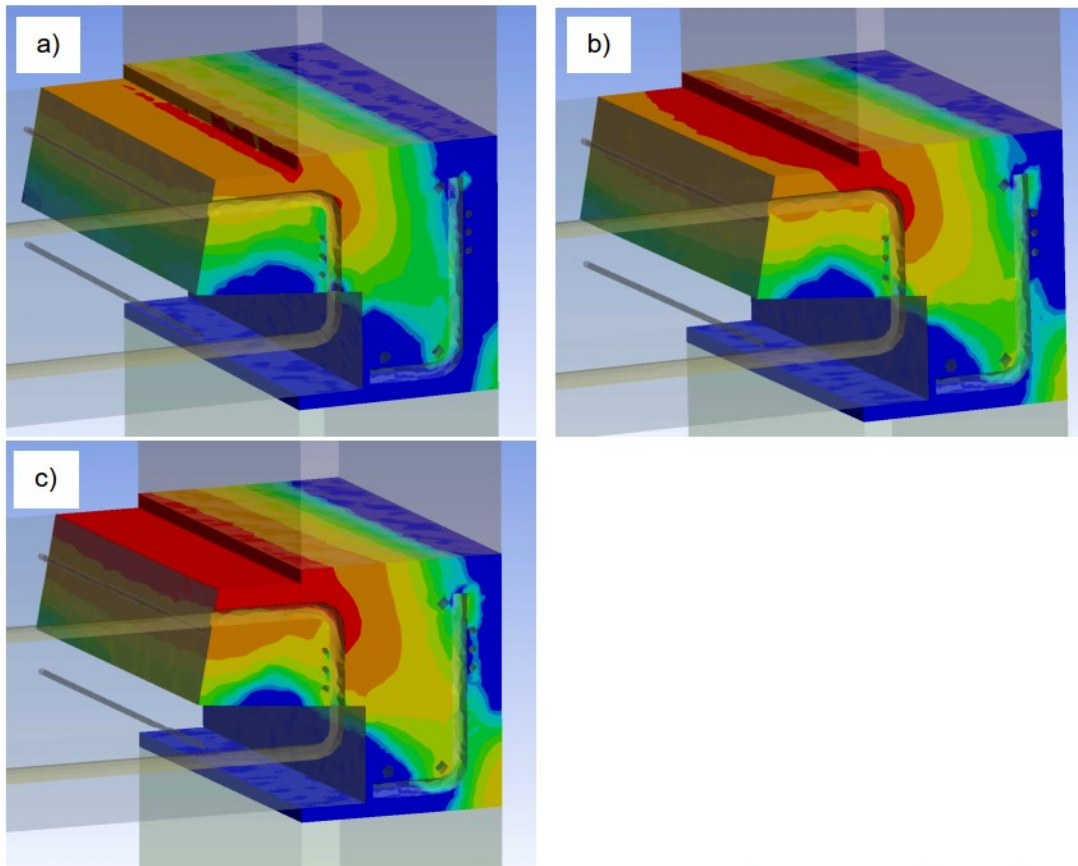
Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu Modeli R-5 oraz R-W przedstawiono na Rys. 188-198.



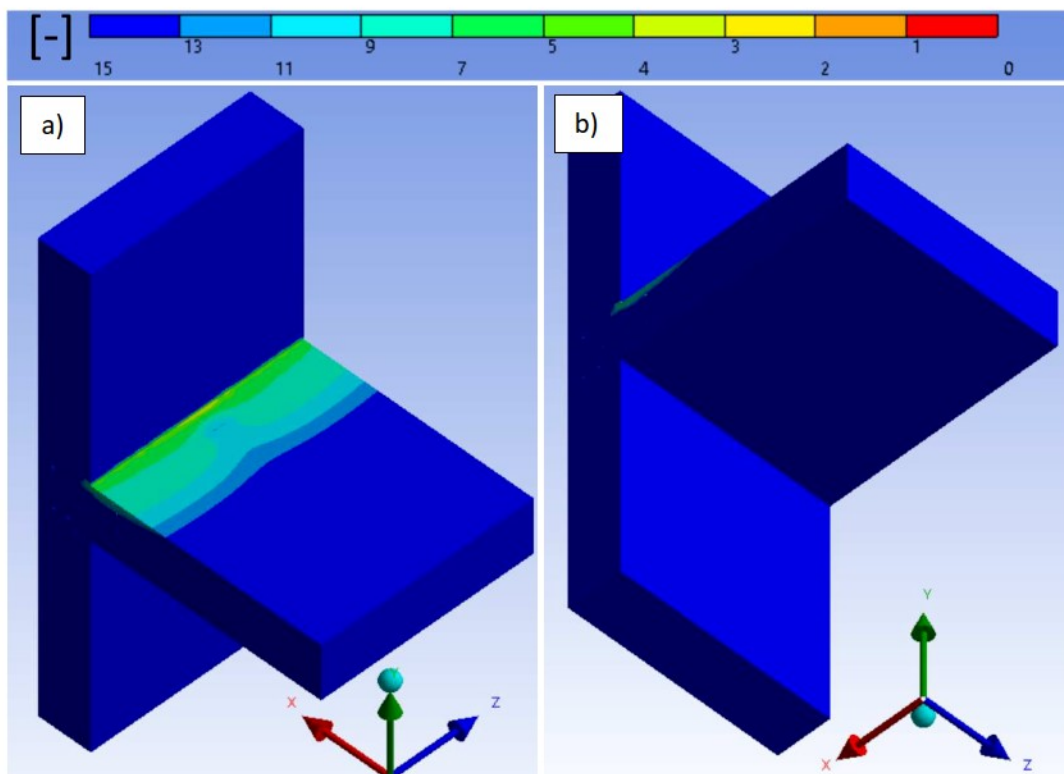
Rys. 185. Porównanie rozkładu naprężeń w kawernach i pustej przestrzeni o zbliżonych wymiarach zewnętrznych.



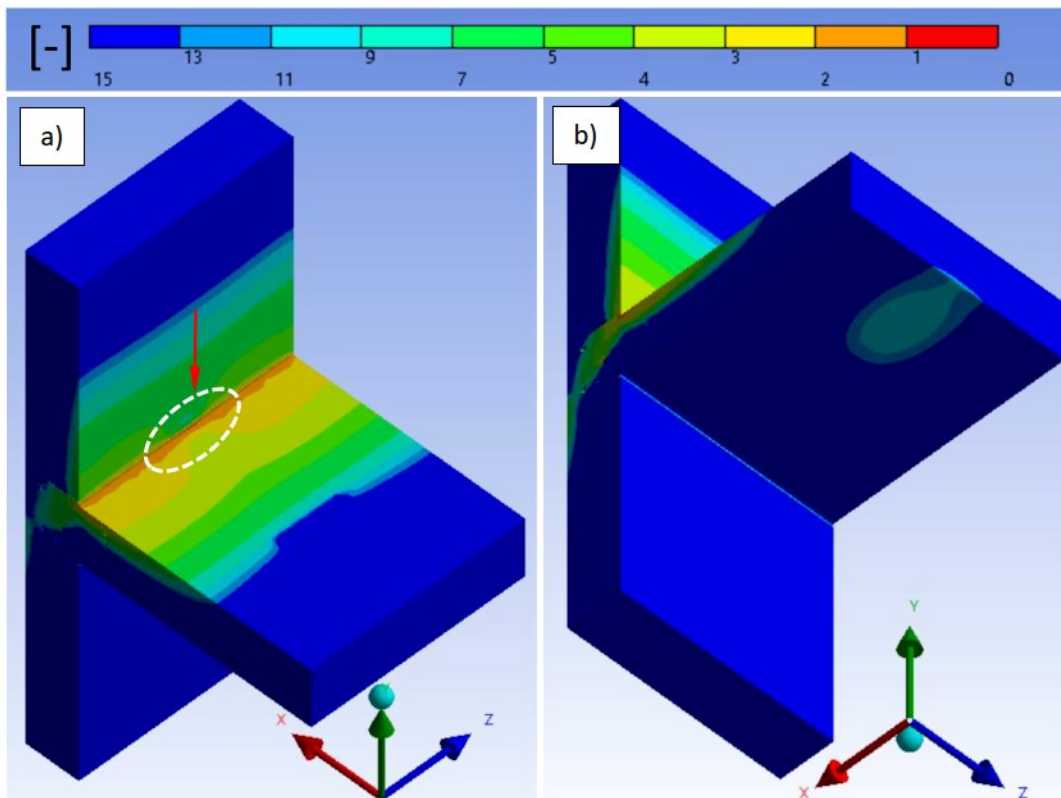
Rys. 186. Porównanie rozkładu współczynnika bezpieczeństwa przy $M=5$ [kNm] modeli: a) R-5; b) Referencyjnego.



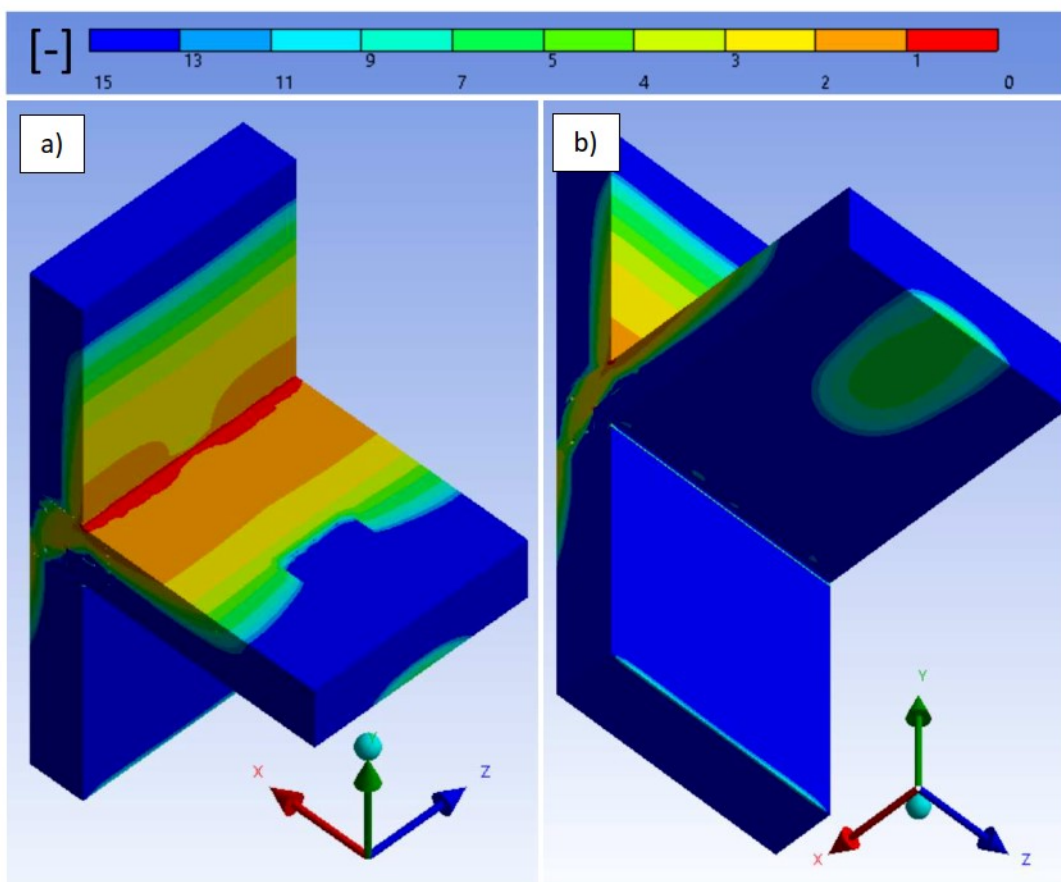
Rys. 187. Zestawienie map współczynnika bezpieczeństwa dla modelu R-W: a) $M=2$ [kNm]; b) $M=3$ [kNm]; c) $M=4$ [kNm].



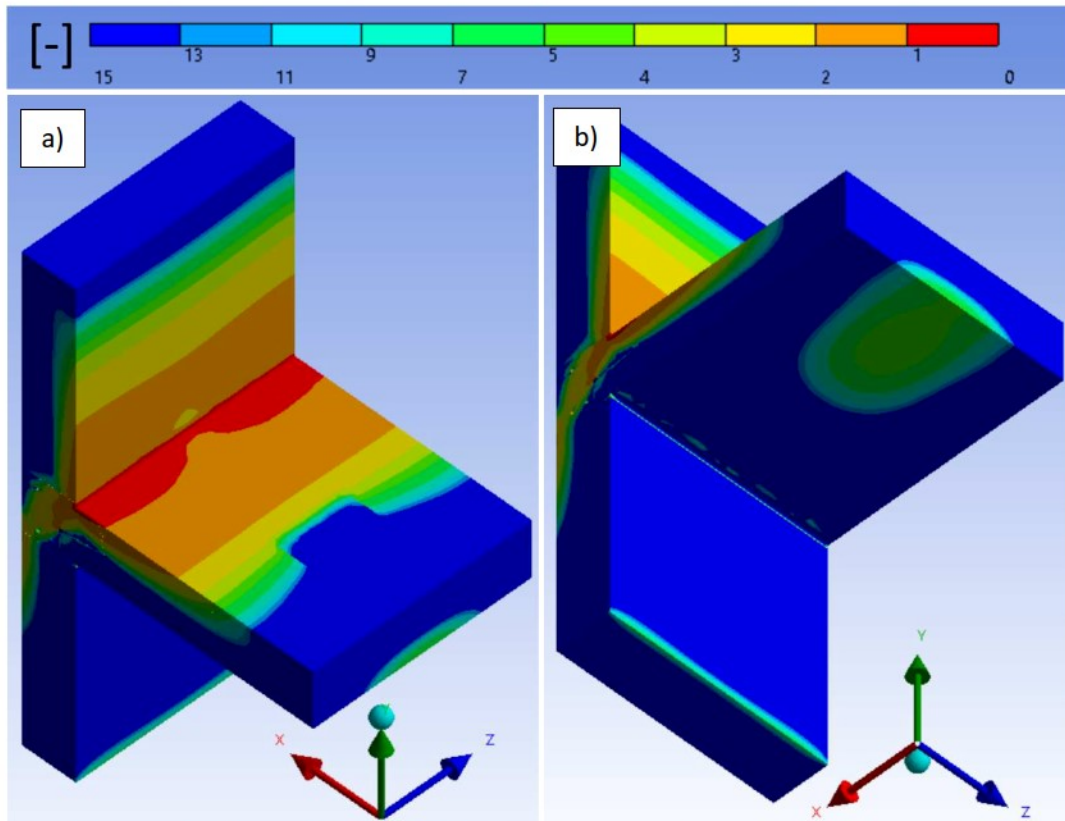
Rys. 188. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-5, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



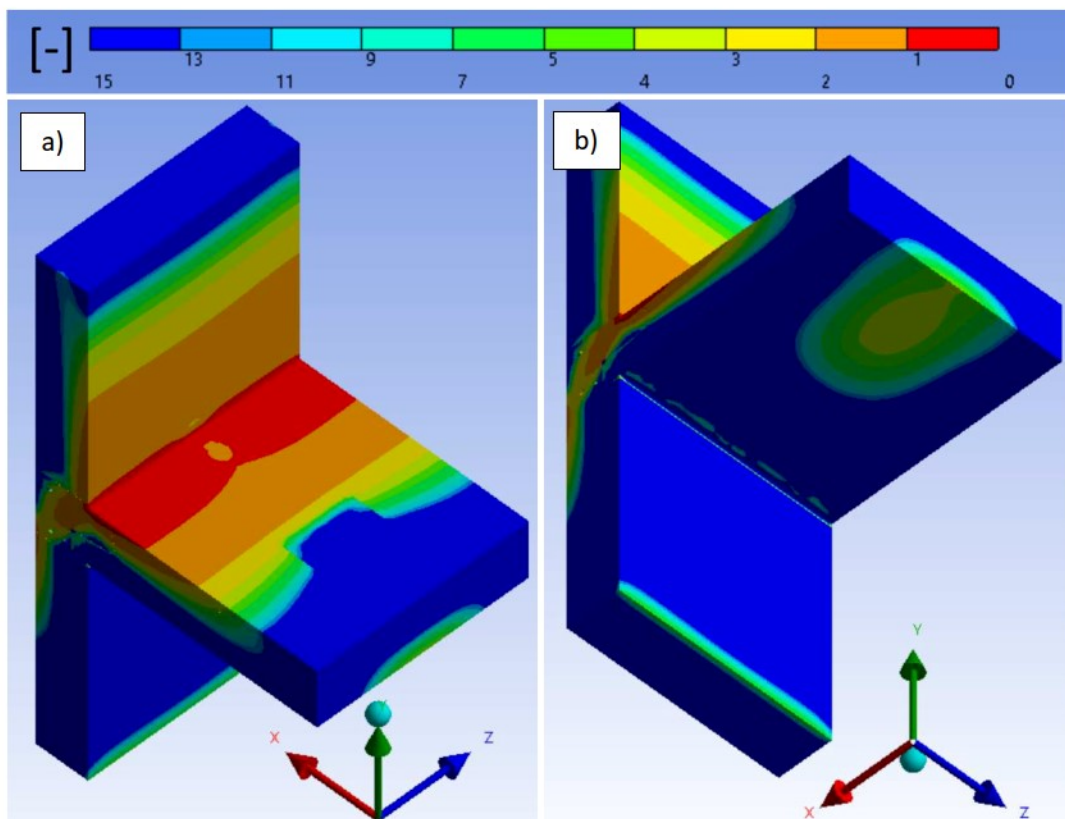
Rys. 189. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-5, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



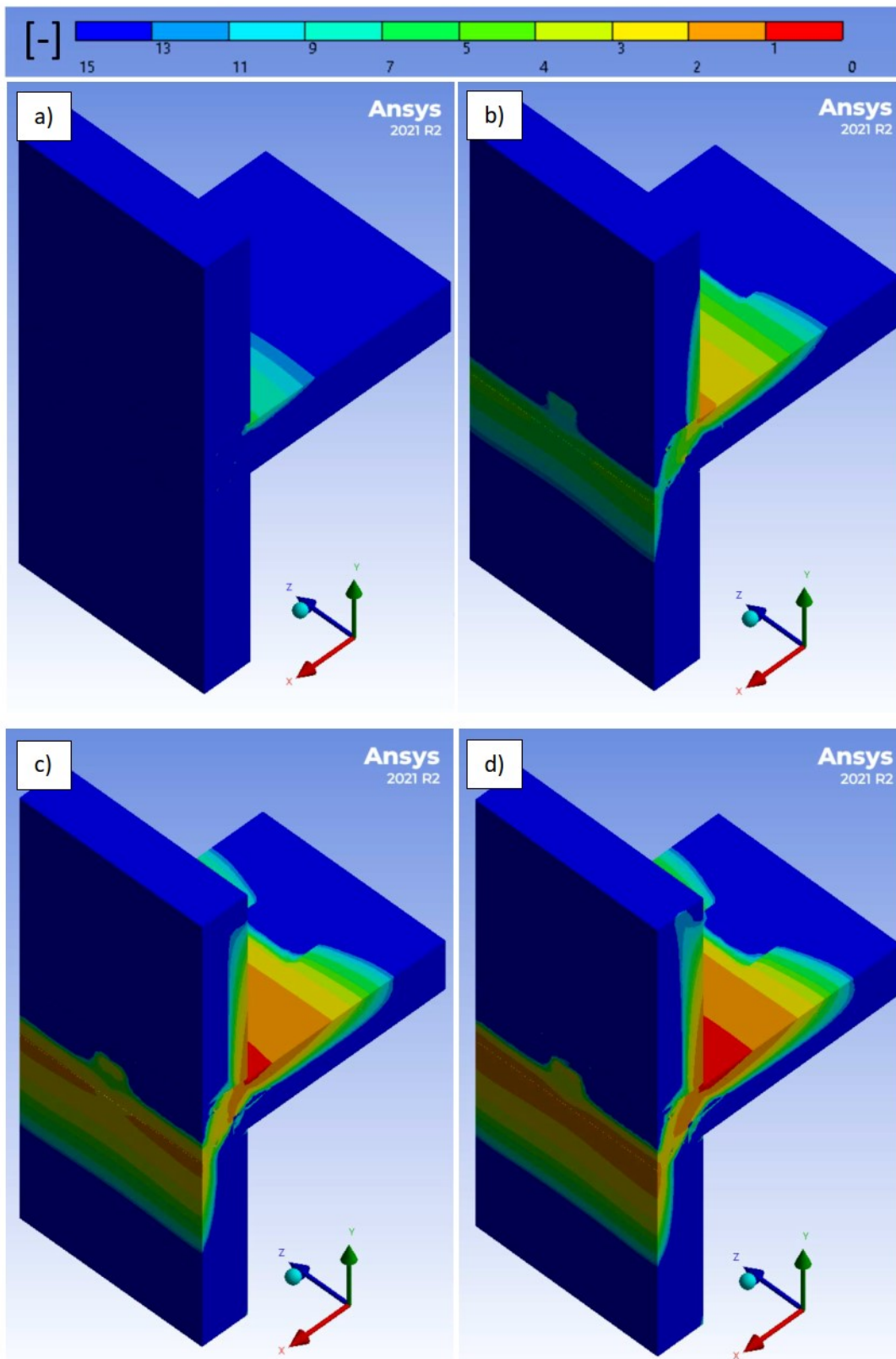
Rys. 190. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-5, moment 7 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



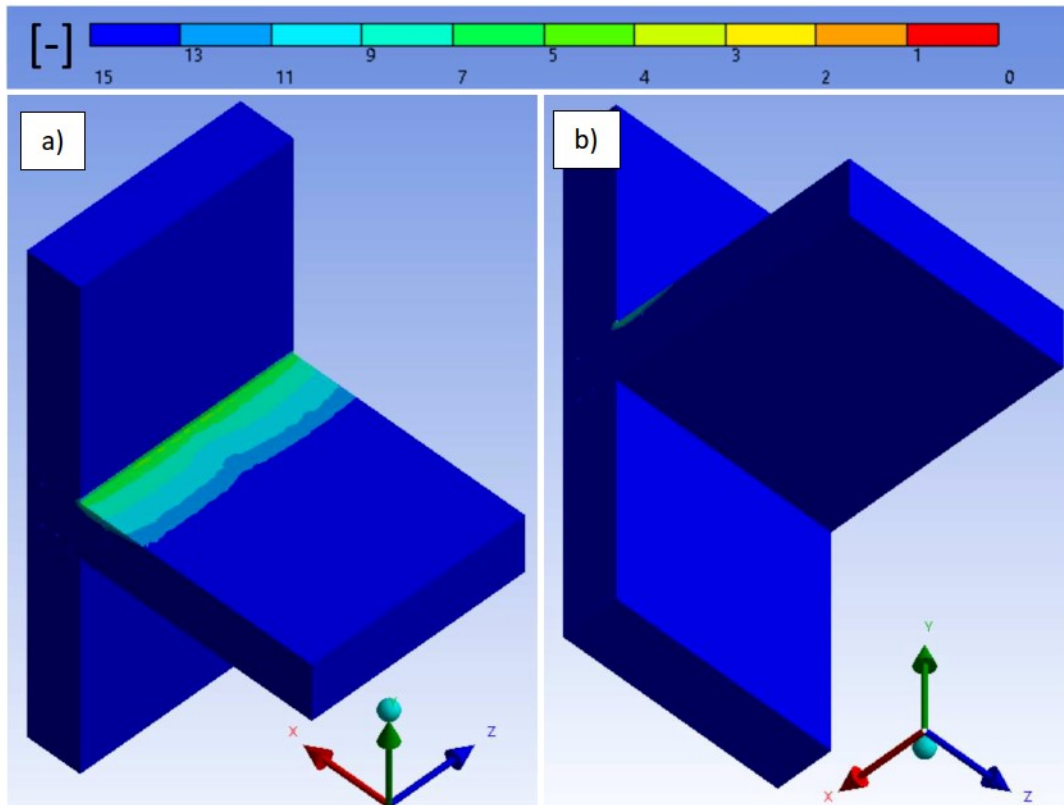
Rys. 191. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-5, moment 9 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



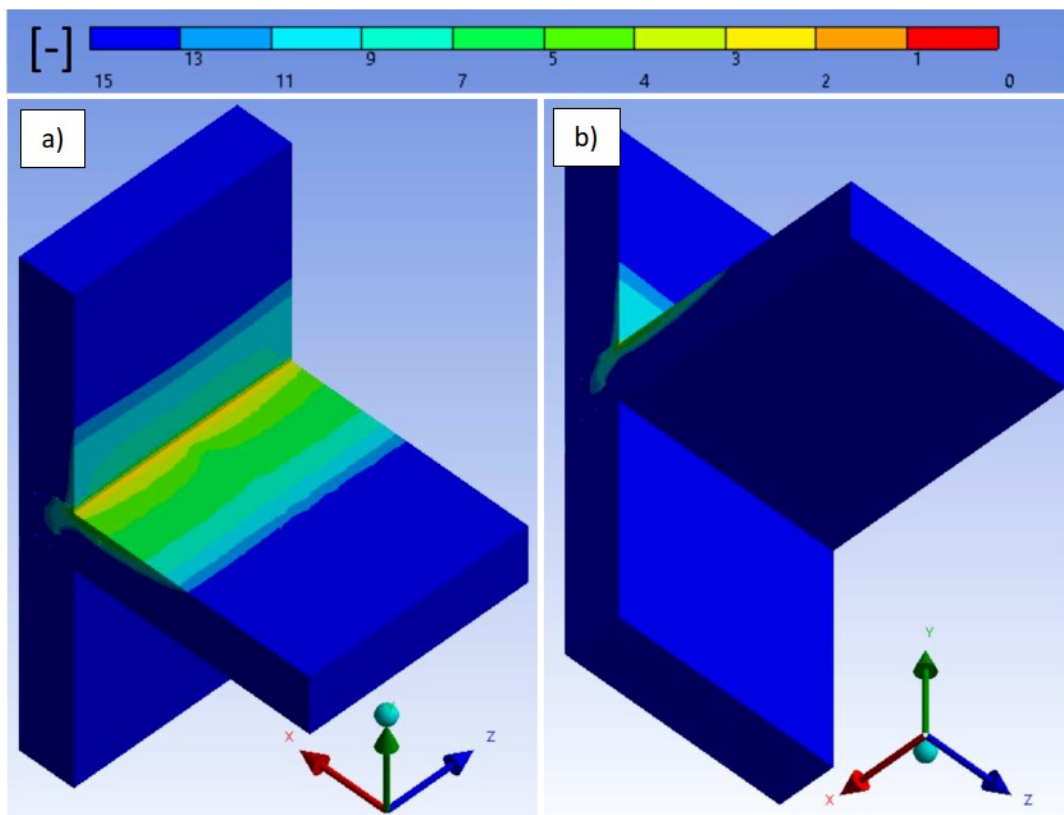
Rys. 192. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-5, moment 11 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



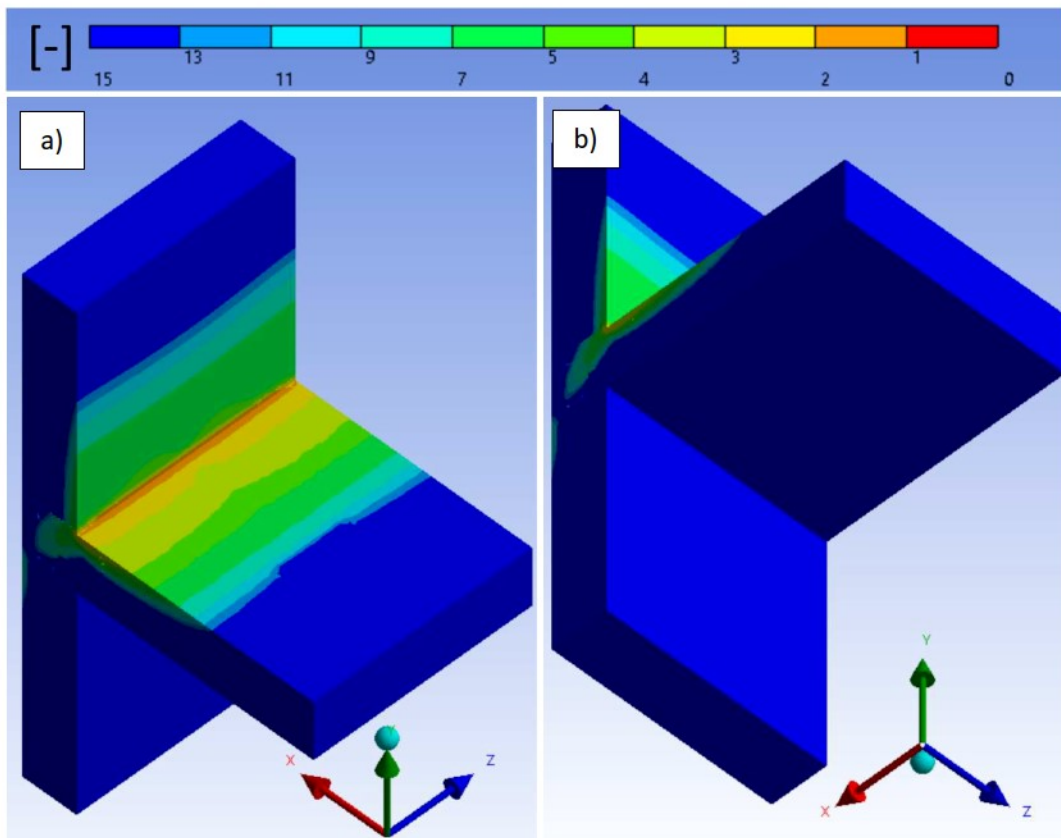
Rys. 193. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 4 [kNm]; (c) 9 [kNm]; (d) 11 [kNm]. Złącze R-5, obciążenie ściany 2,22 [MPa].



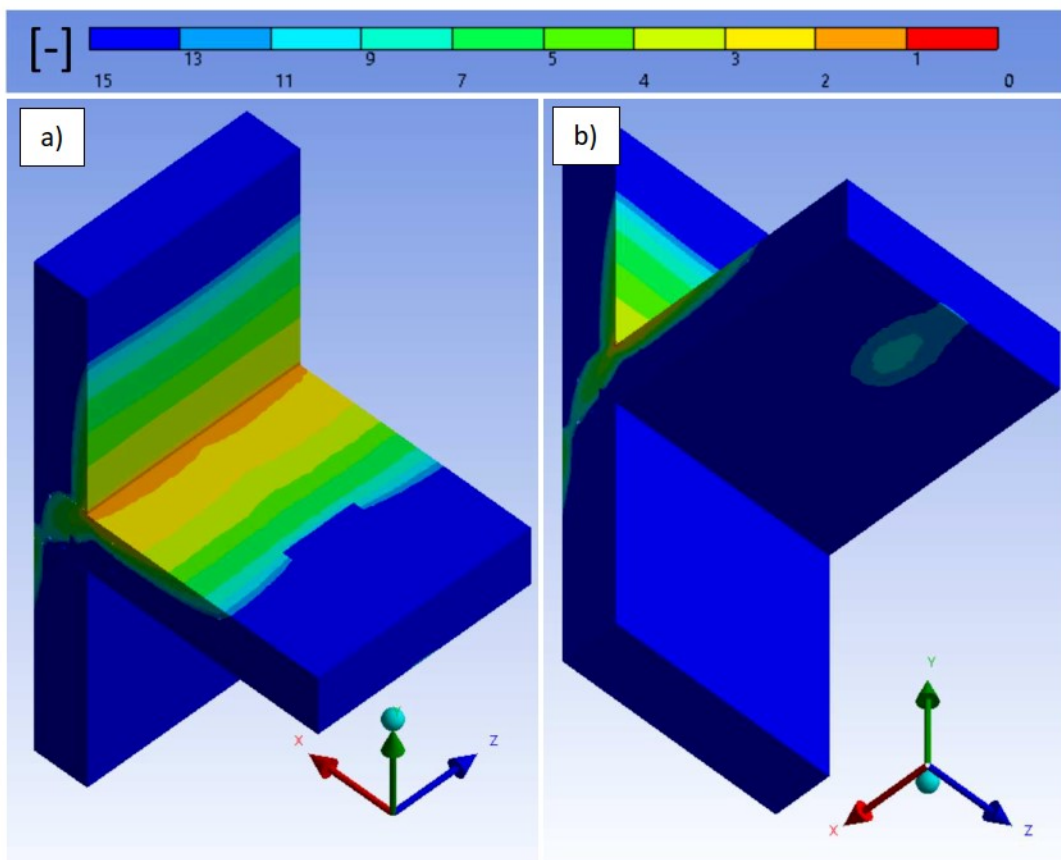
Rys. 194. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-W, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



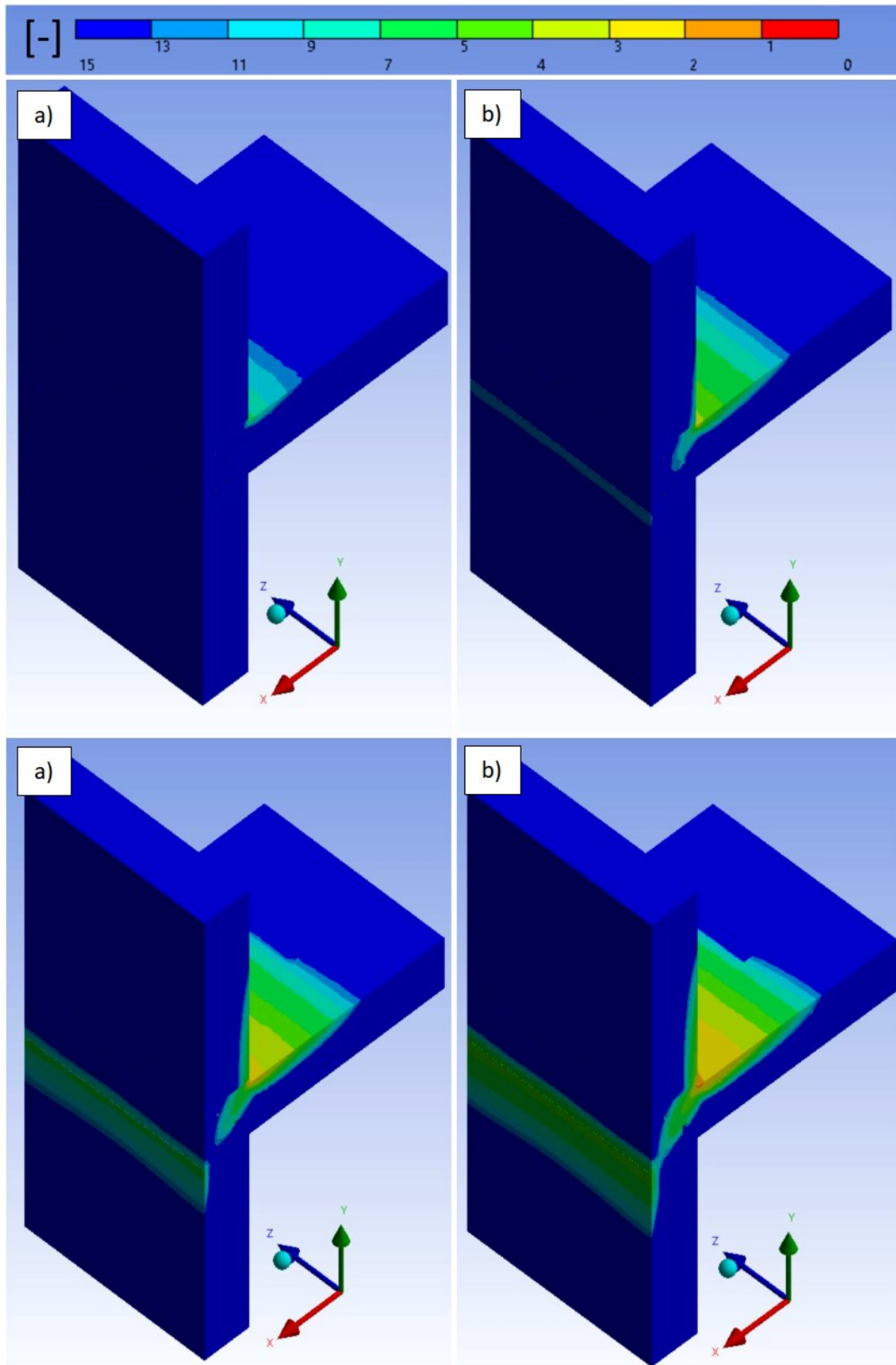
Rys. 195. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-W, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 196. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-W, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



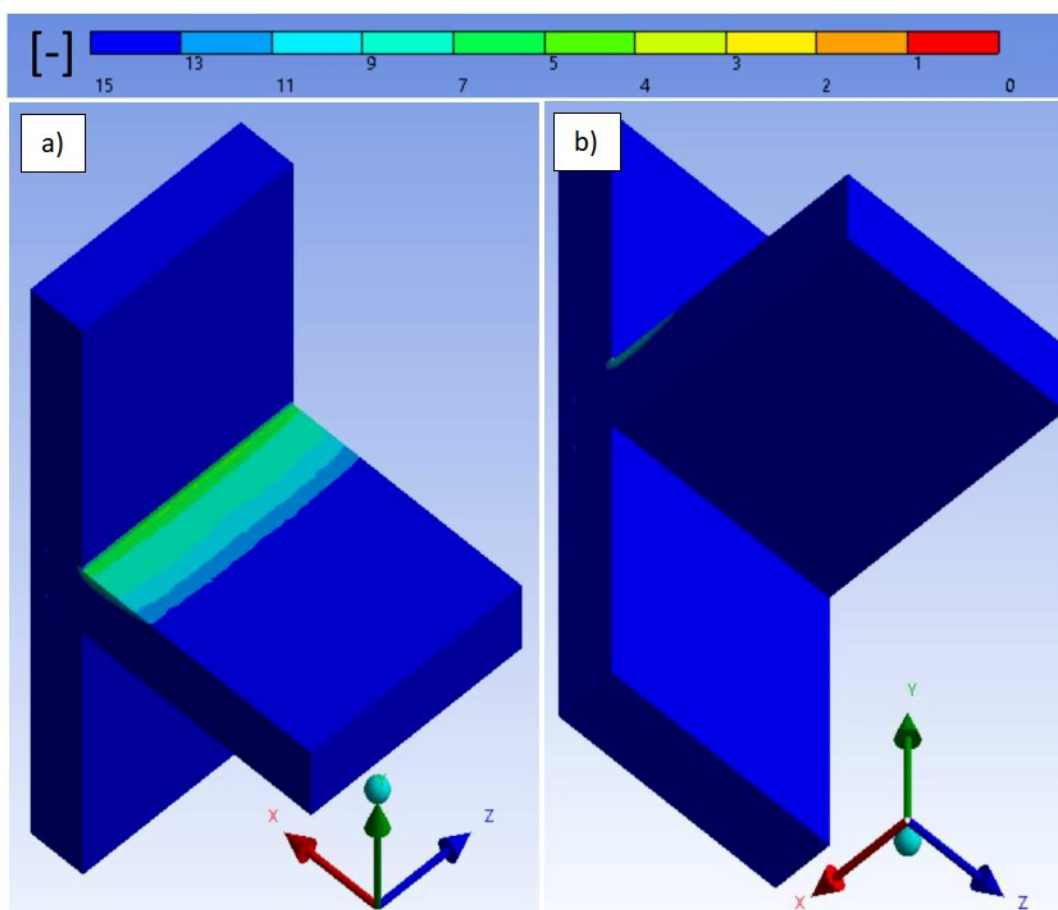
Rys. 197. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze R-W, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



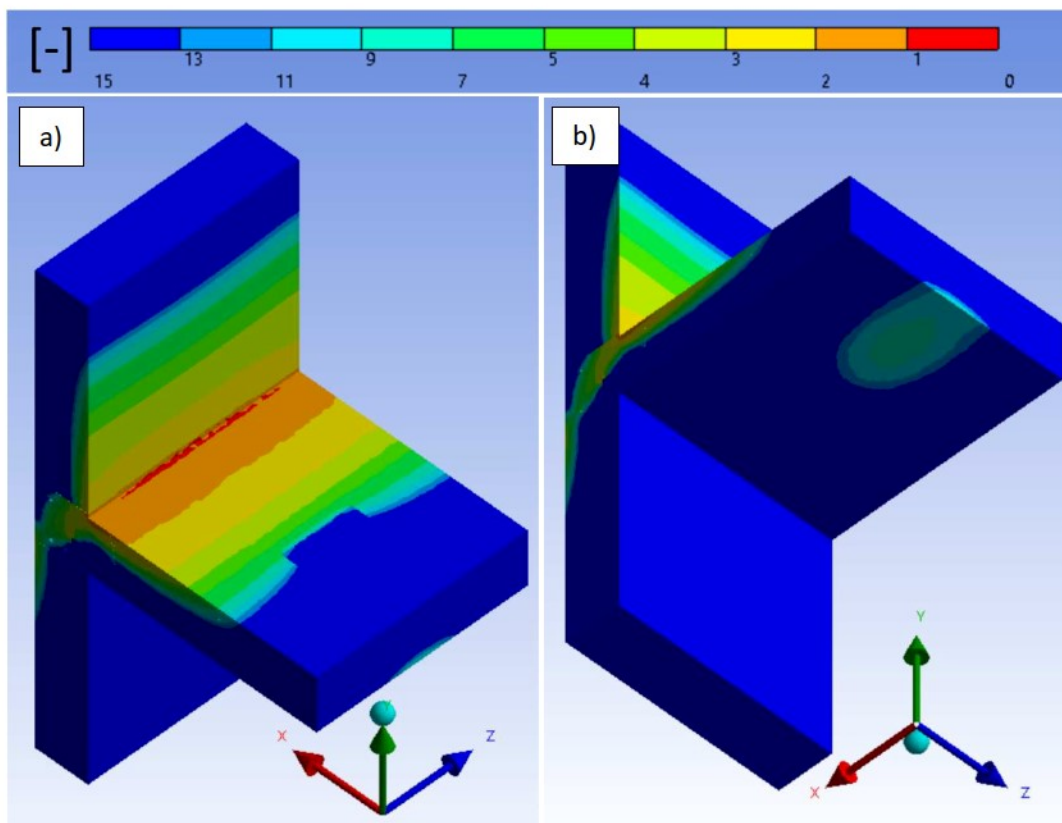
Rys. 198. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 2 [kNm]; (c) 3 [kNm]; (d) 4 [kNm]. Złącze R-W, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.5.3. KOROZJA ZBROJENIA

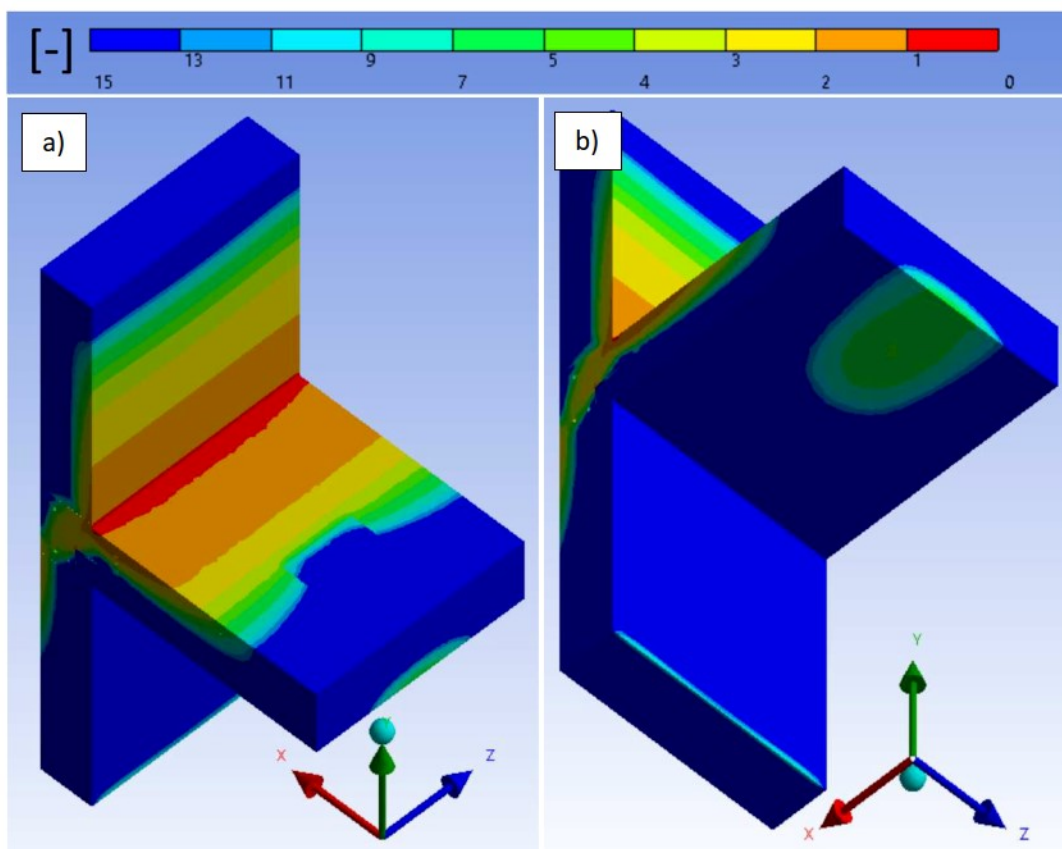
W modelach K-60 oraz K-85 głównym czynnikiem determinującym zniszczenie złącza jest przekroczenie granicy plastyczności w miejscu objętym korozją stali. Kąty obrotu dla obydwu modeli są zbliżone do Modelu Referencyjnego. Analiza współczynnika bezpieczeństwa dla betonu również nie wykazała, aby przed osiągnięciem granicy plastyczności stali zbrojeniowej pojawiły się obszary, w których mogło by dojść do niebezpiecznego rozwoju uszkodzeń wewnętrznych w materiale otuliny betonowej zbrojenia. Na płycie stropowej pojawiają się obszary świadczące o możliwości pojawienia się zarysowania, ale ich charakter nie odbiega od wyniku uzyskanego dla Modelu Referencyjnego. Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu Modeli K-60 oraz K-85 przedstawiono na Rys. 199-207.



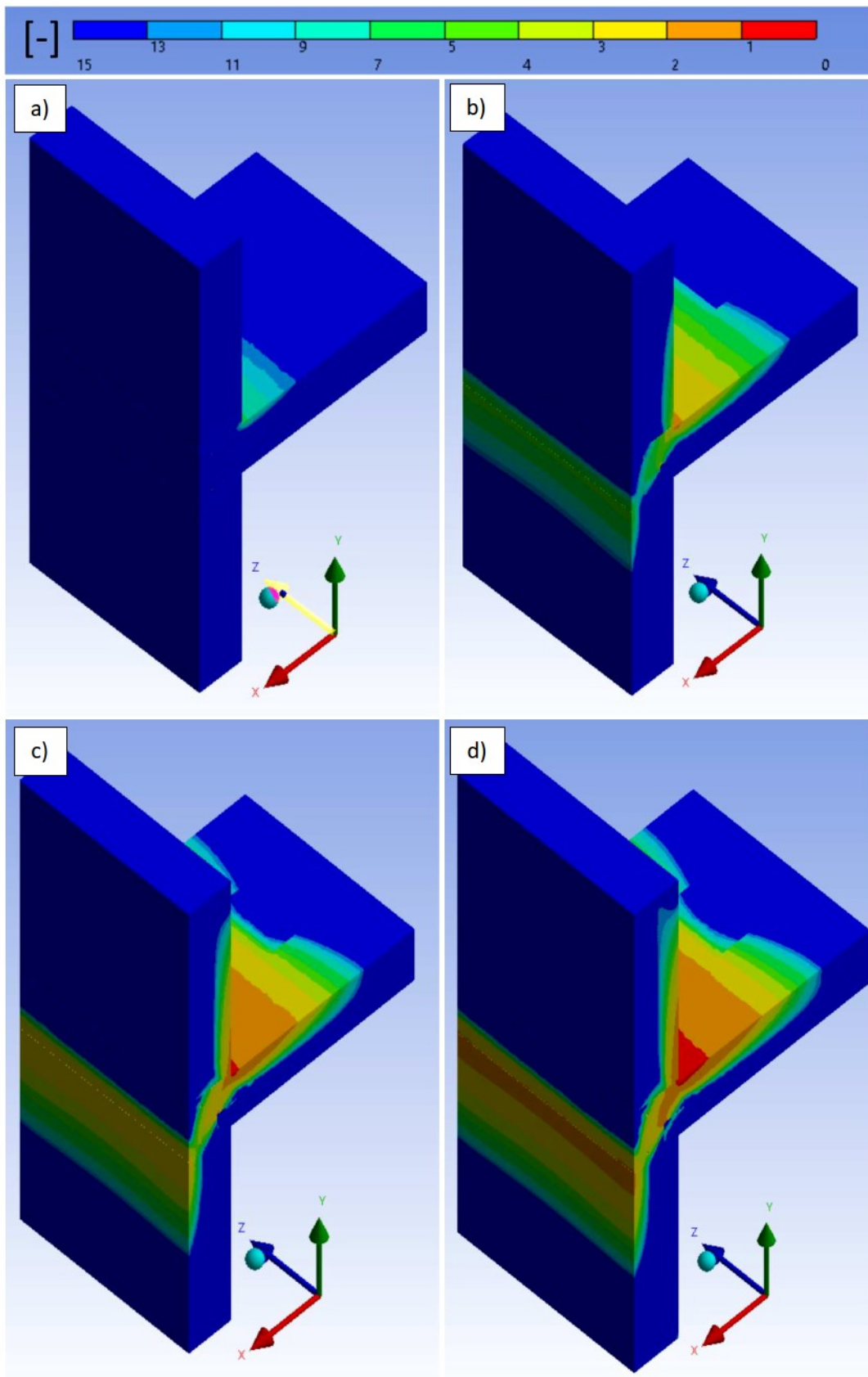
Rys. 199. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-60, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



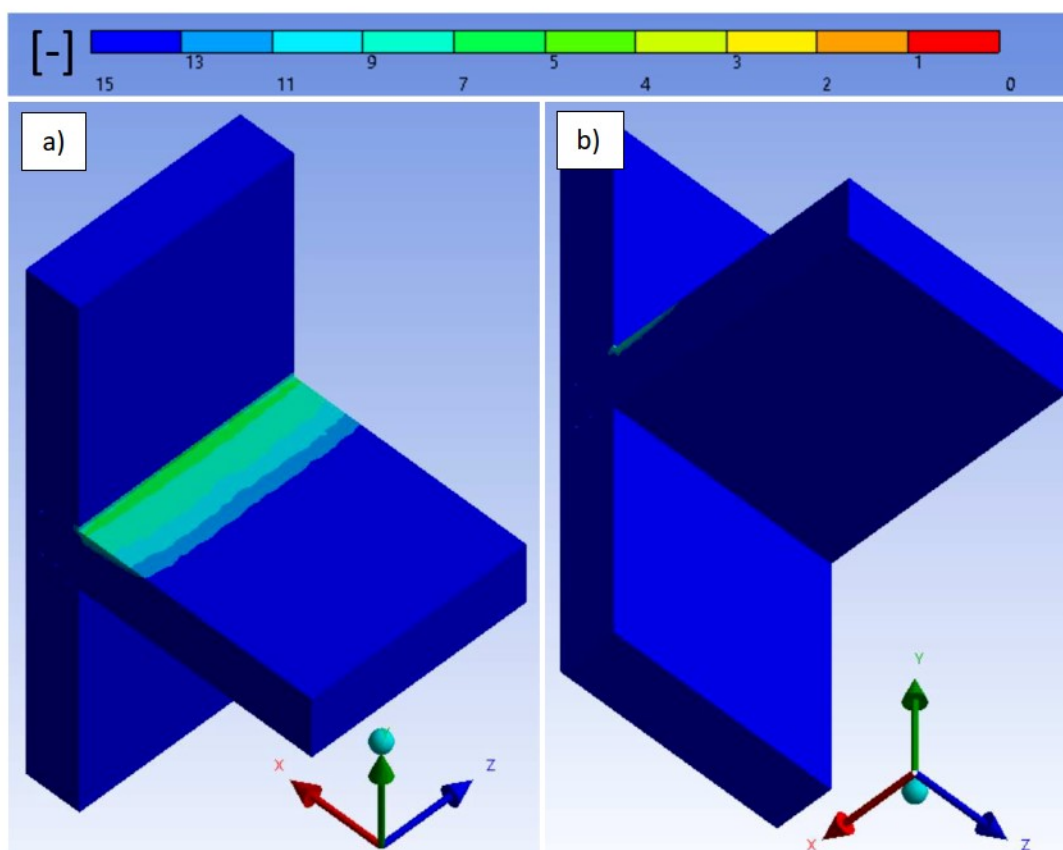
Rys. 200. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-60, moment 5 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



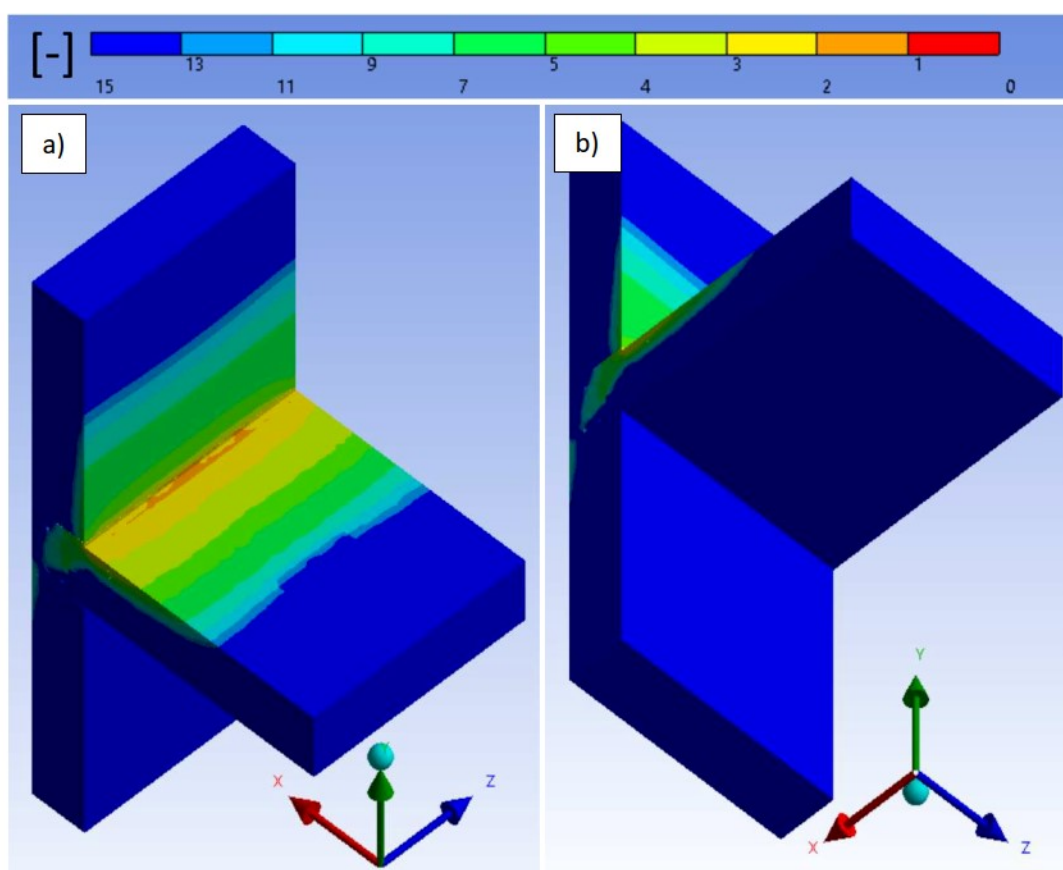
Rys. 201. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-60, moment 8 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



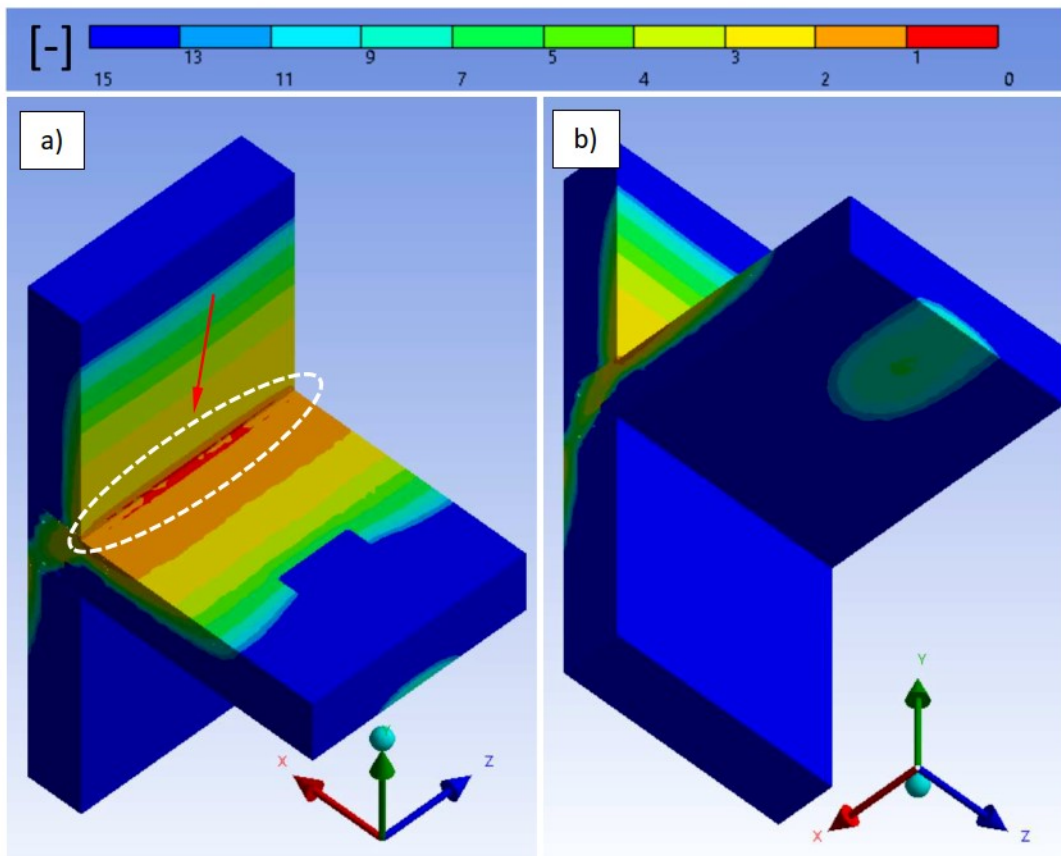
Rys. 202. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 4 [kNm]; (c) 8 [kNm]; (d) 10 [kNm]. Złącze K-60, obciążenie ściany 2,22 [MPa].



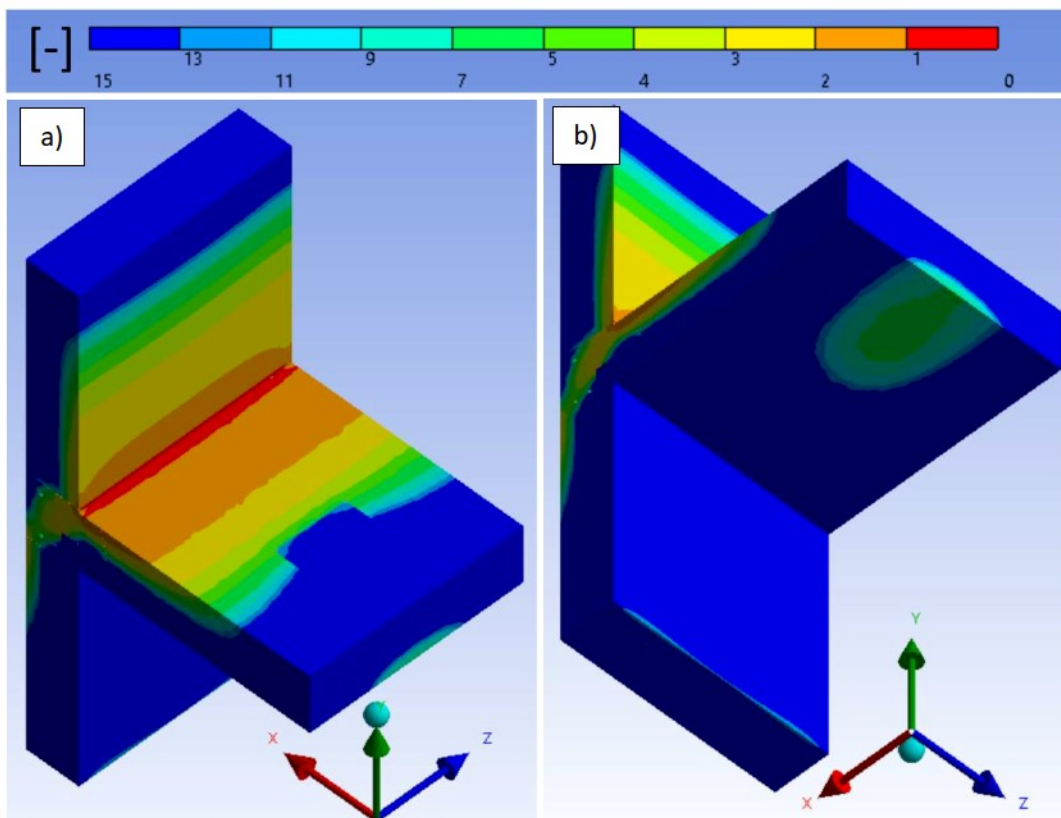
Rys. 203. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-85, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



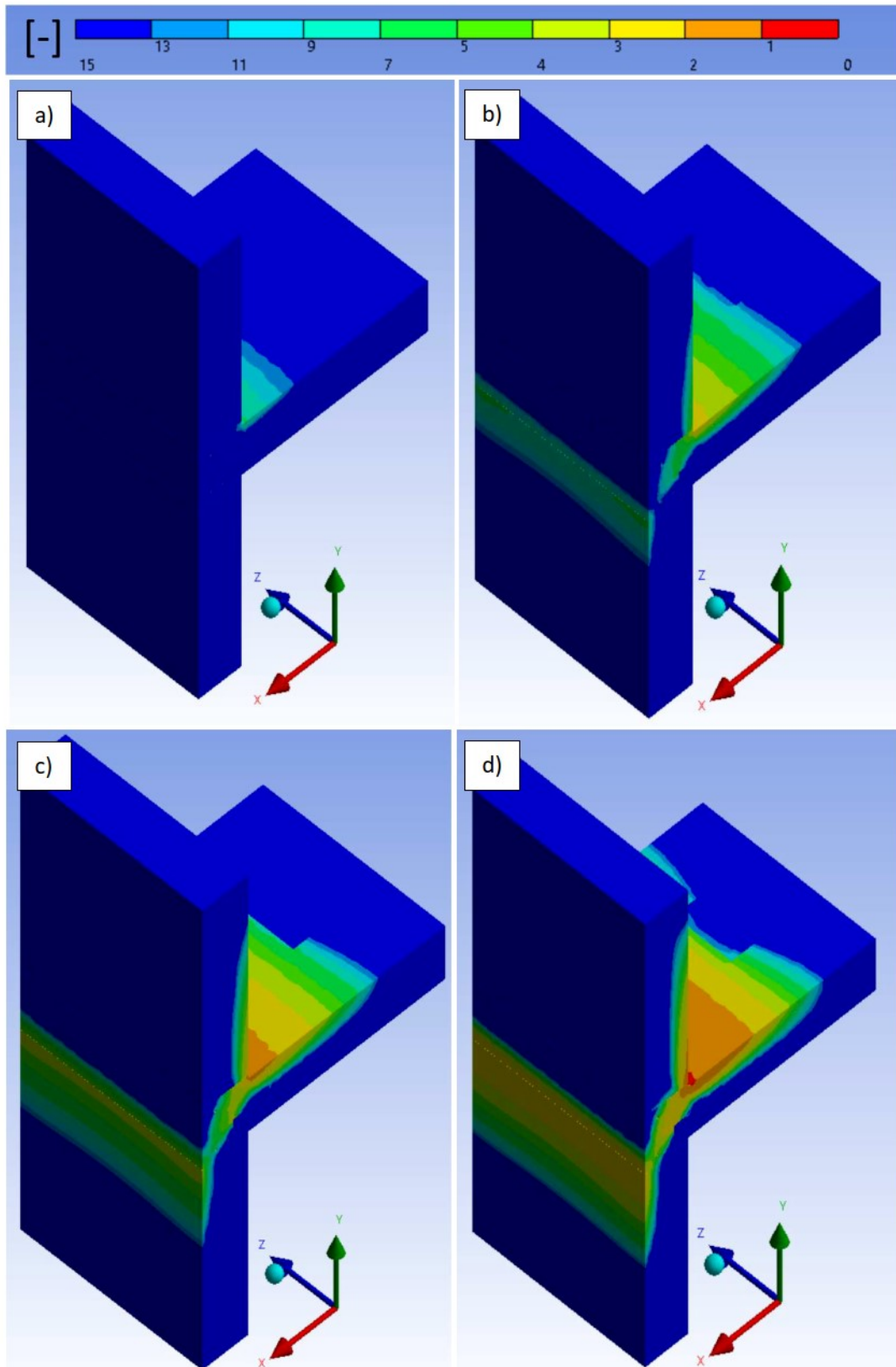
Rys. 204. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-85, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 205. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-85, moment 6 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 206. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze K-85, moment 7 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 207. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 3 [kNm]; (c) 5 [kNm]; (d) 8 [kNm]. Złącze K-85, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

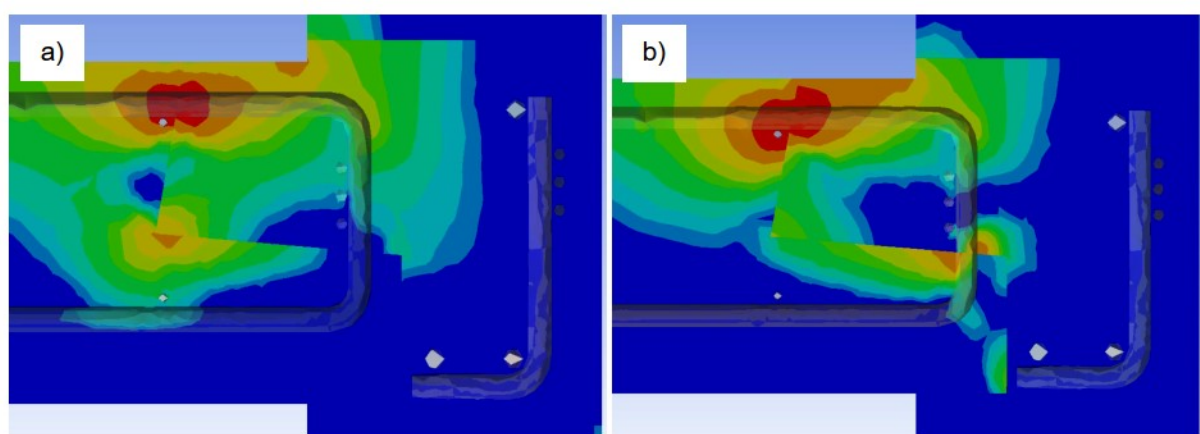
4.5.4. RYSY

Modele zawierające rysy charakteryzują się dużymi różnicami pomiędzy sobą względem każdego z opisywanych parametrów. Model RS-2 pod każdym względem przypomina charakterem pracy Model Referencyjny. Największą różnicą jest pojawienie się już przy 7 kNm dodatkowego ogniska koncentracji naprężeń rozciągających w porównaniu do Modelu Referencyjnego, dla którego naprężenia w tym miejscu wyraźnie rosną przy 14 kNm (Rys. 183).

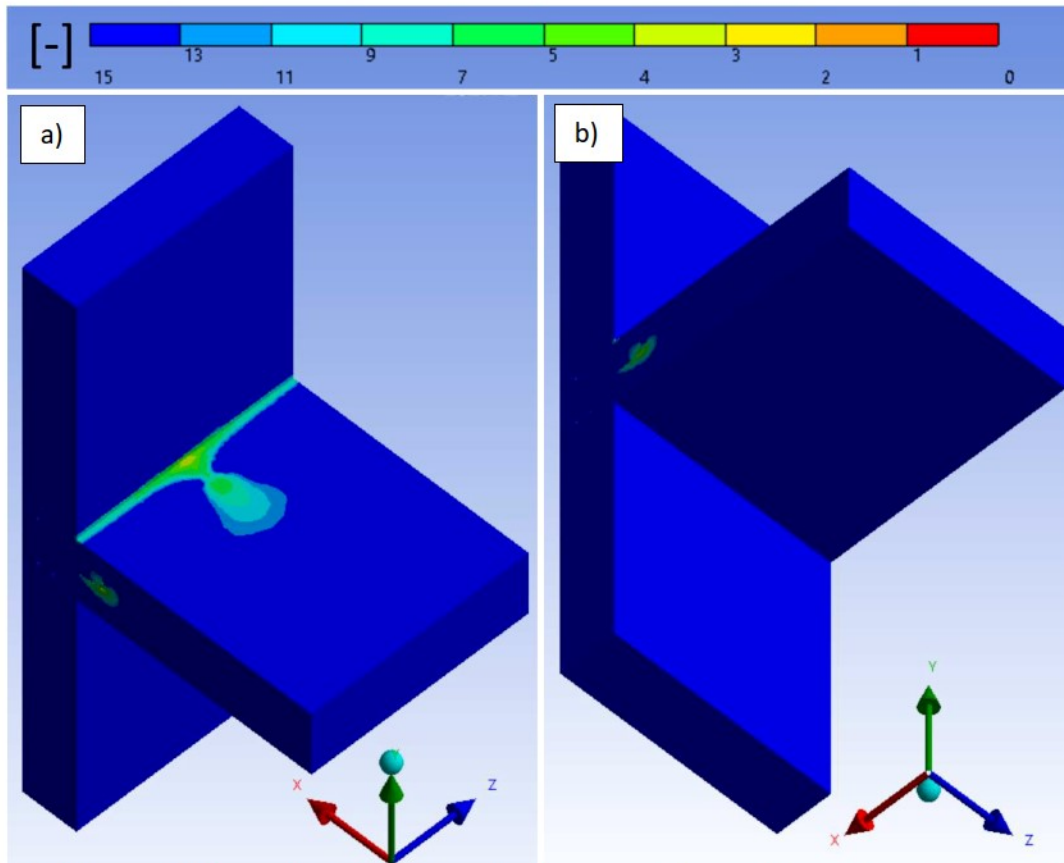
Modele RS-1 oraz RS-3 przekraczają wartości naprężeń rozciągających już w początkowych etapach obciążania. Brak ciągłości struktury betonu powoduje przejście całości obciążenia przez zbrojenie. Na skutek różnicy parametrów materiałowych dochodzi do wzrostu naprężeń na granicy beton/stal i zniszczenia struktury betonu wokół pręta (Rys. 208).

Pod wpływem wzrostu obciążenia i zmiany kąta obrotu w płycie stropowej dochodzi do szybkiego rozwoju zniszczeń struktury betonu, równoległe z przekroczeniem granicy plastyczności stali zbrojeniowej. Modele RS-1 oraz RS-2 cechuje charakterystyczny rozkład naprężenia widoczny na płycie stropowej w obszarze pętli zbrojenia złącza (Rys. 212 oraz Rys. 222). Jest to jedno z dwóch wyraźnie widocznych miejsc będących ogniskiem zwiększającego się naprężenia. Drugie ognisko zaznaczone białą, przerywaną linią widoczne jest na Rys. 213 d (model RS-1) oraz Rys. 224 (model RS-3). Odpowiada lokalizacji, w której następuje załamanie linii przekroju płyty stropowej. Brak ciągłości betonu prowadzi do sytuacji, w której płyta stropowa działa jak dźwignia w odniesieniu do betonu wypełniającego wieniec.

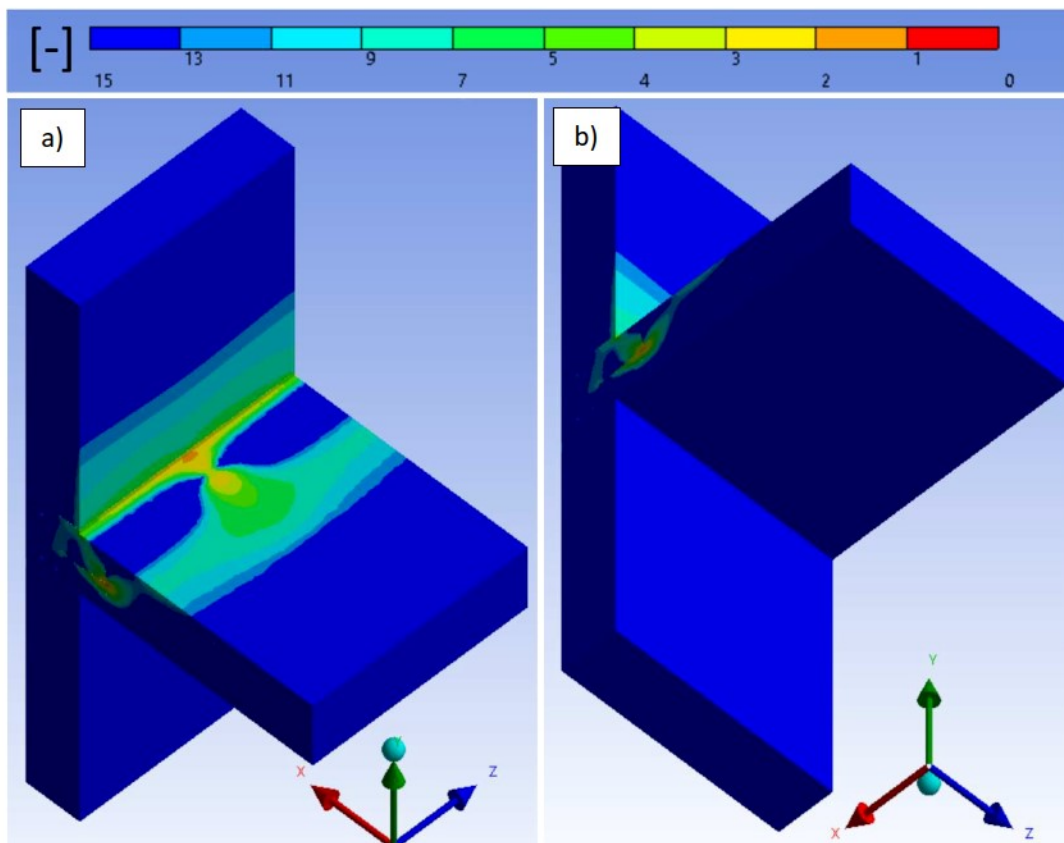
Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu Modeli RS-1, RS-2 oraz RS-3 przedstawiono na Rys. 209-225.



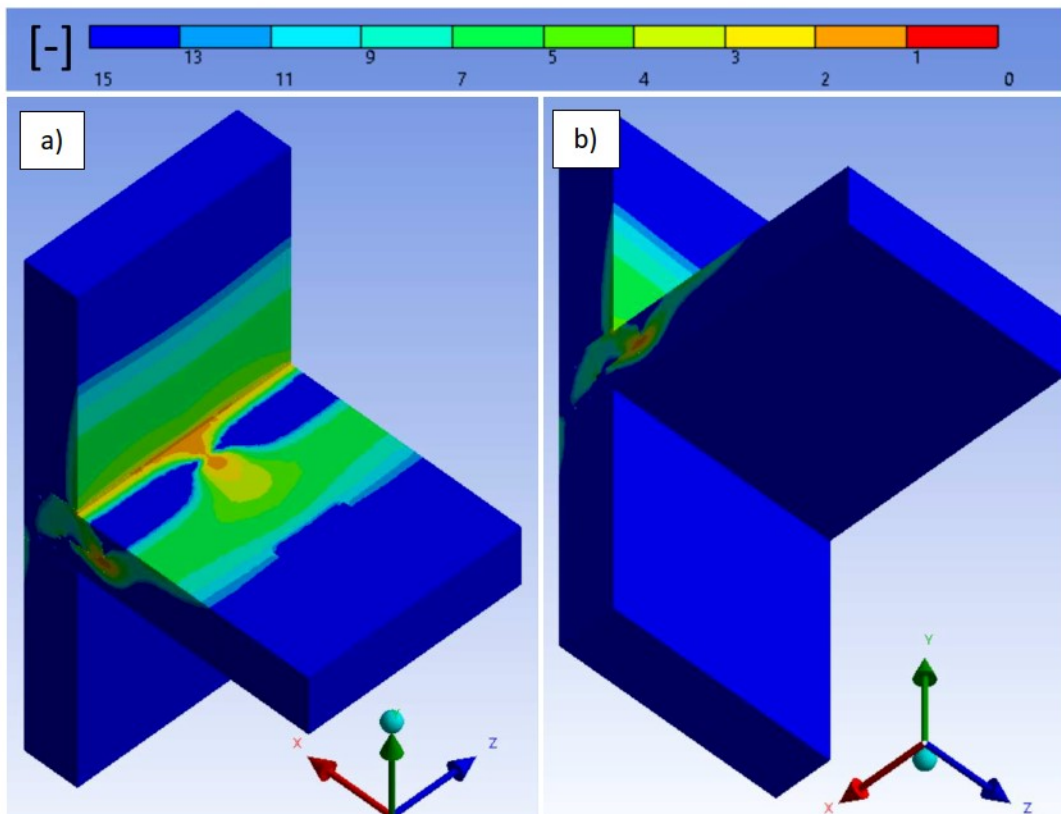
Rys. 208. Widok przekroju ukazujący rozkład współczynnika bezpieczeństwa na granicy beton/stal: a) RS-1, $M=2$ [kNm]; b) RS-2, $M=1$ [kNm].



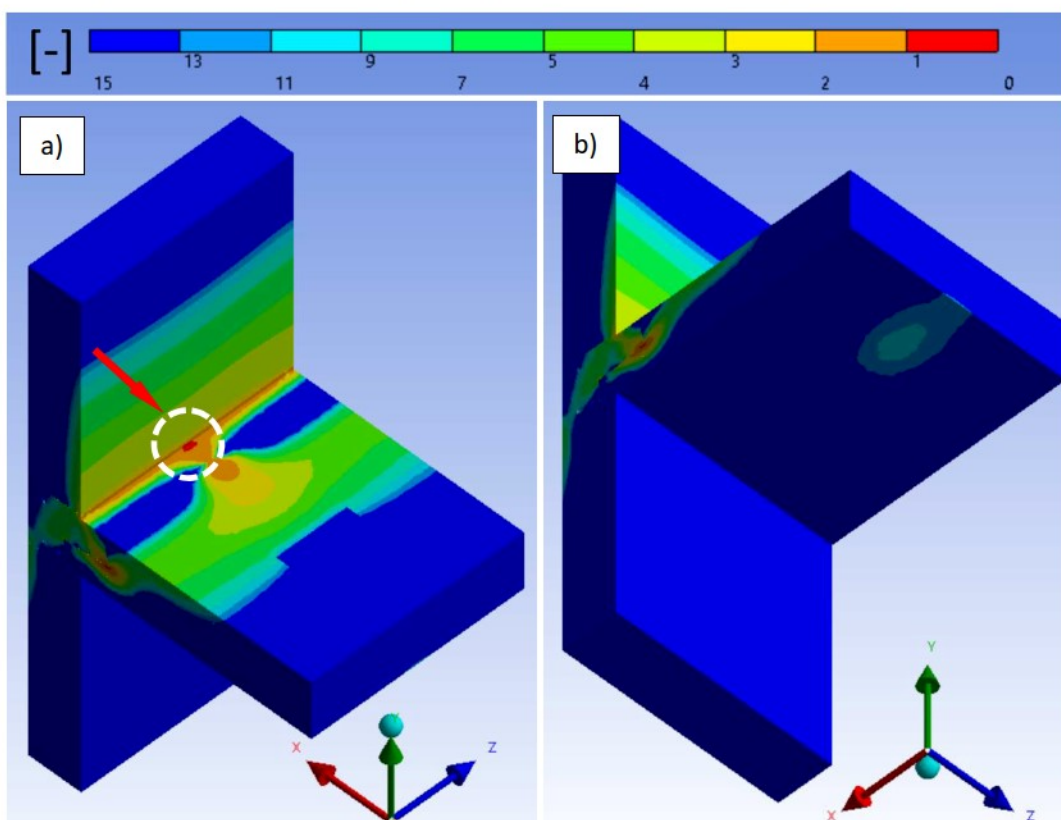
Rys. 209. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-1, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



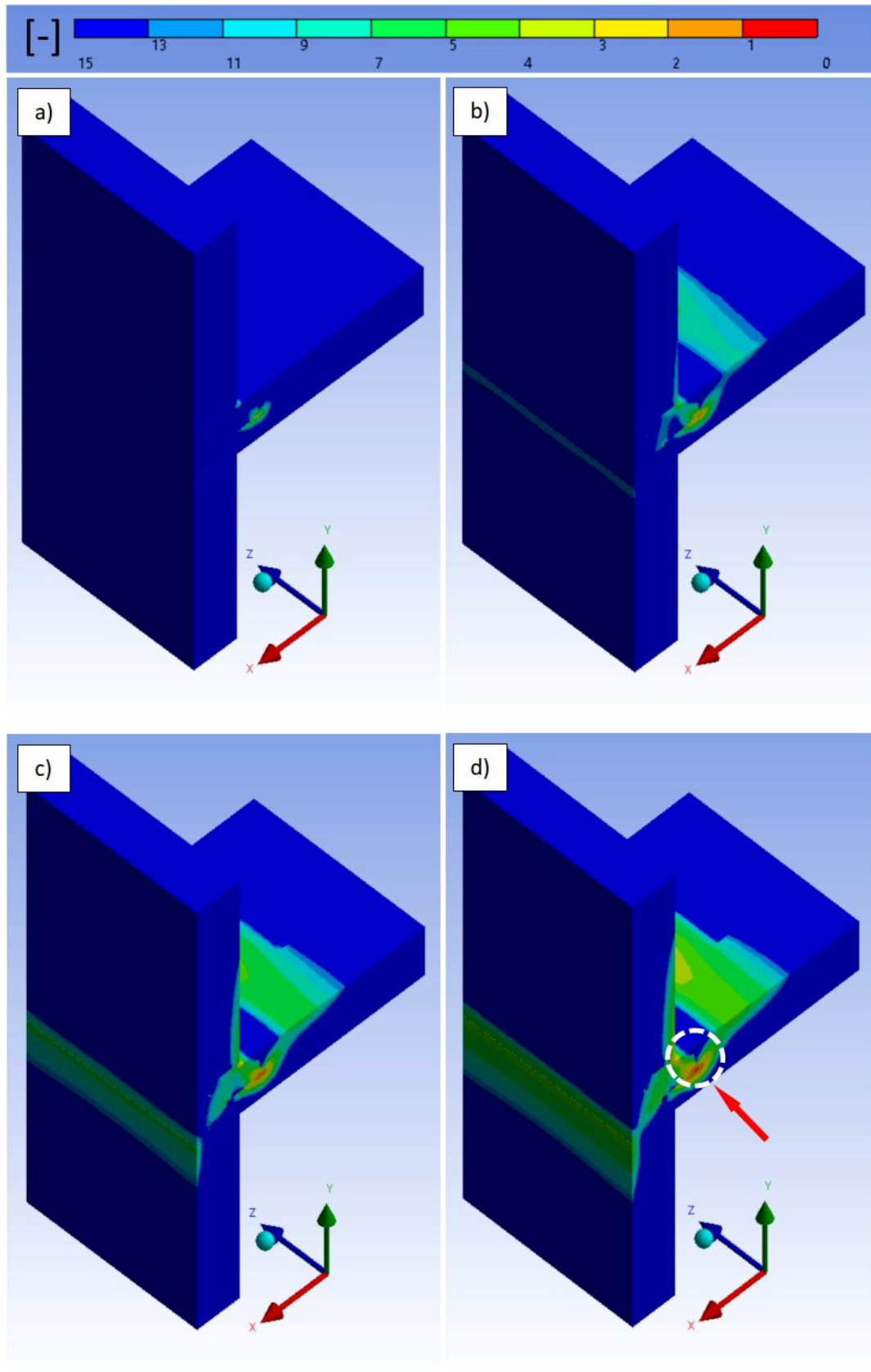
Rys. 210. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-1, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



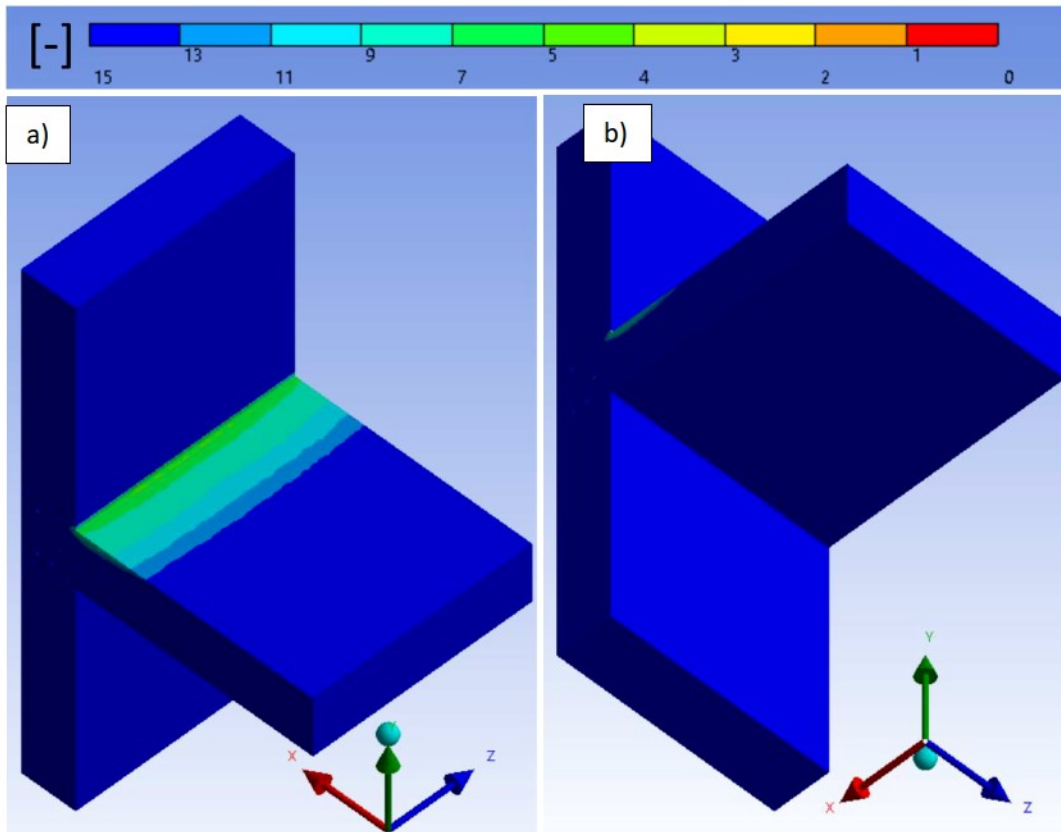
Rys. 211. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-1, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



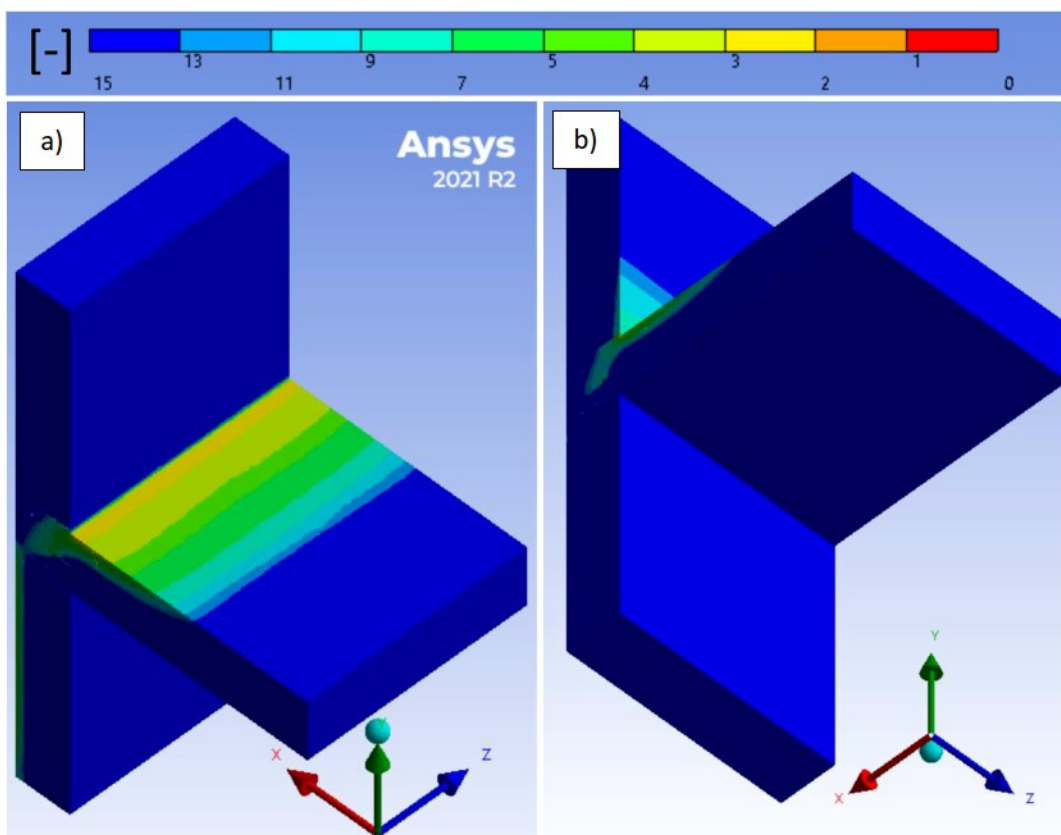
Rys. 212. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-1, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



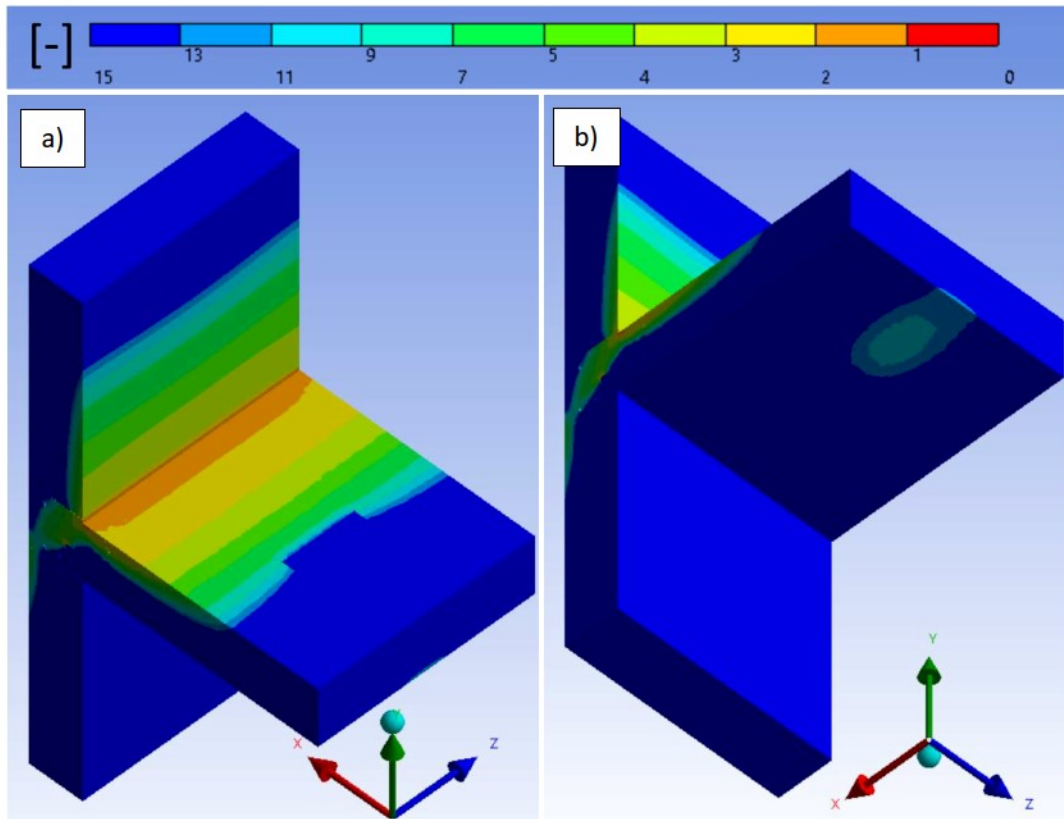
Rys. 213. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 2 [kNm]; (c) 3 [kNm]; (d) 4 [kNm]. Złącze RS-1, obciążenie ściany 2,22 [MPa].



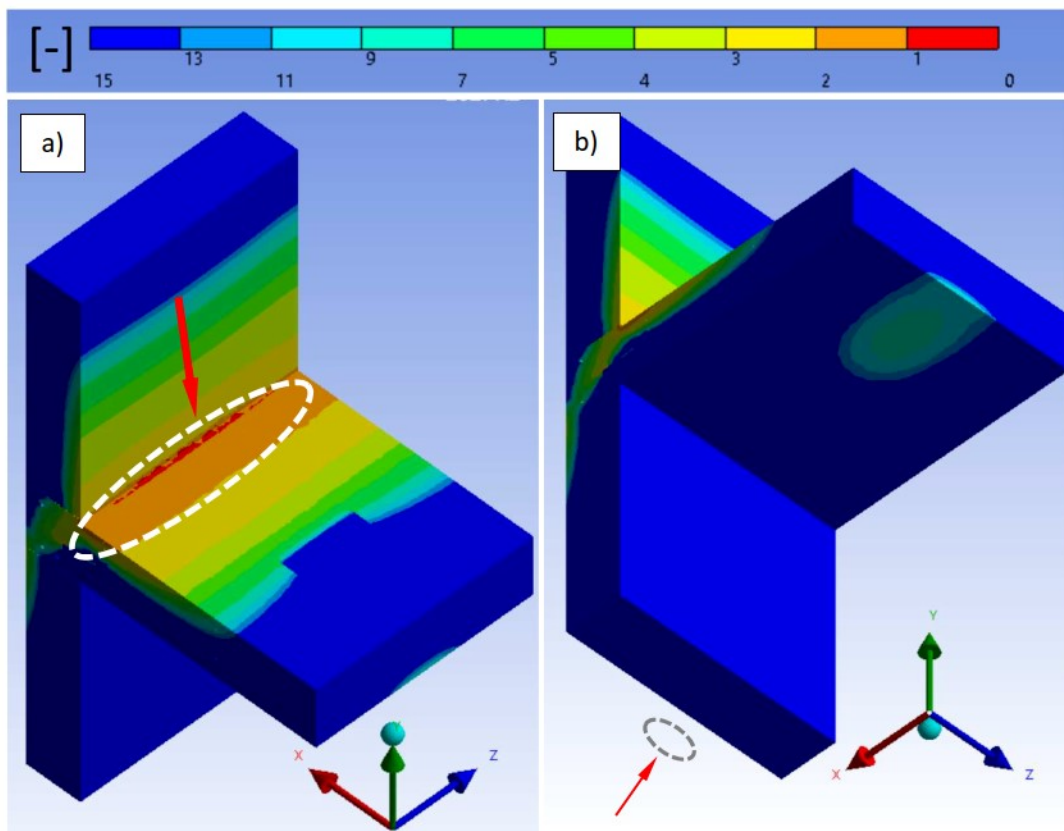
Rys. 214. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



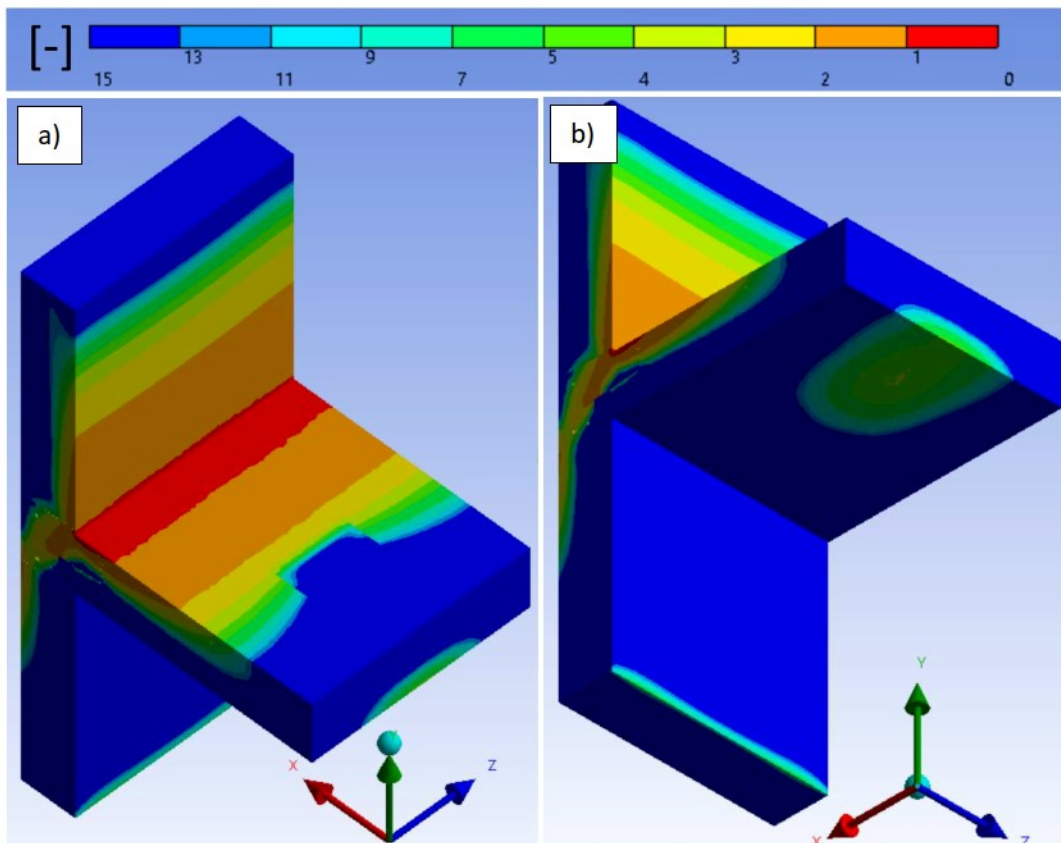
Rys. 215. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



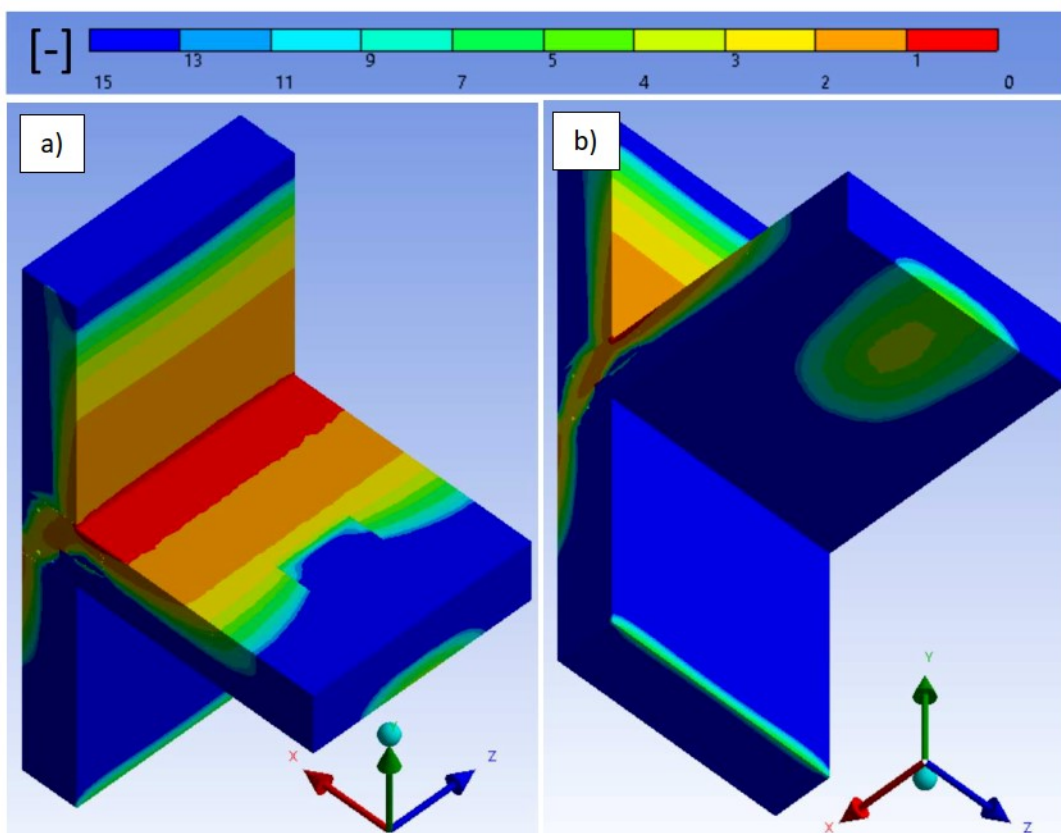
Rys. 216. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



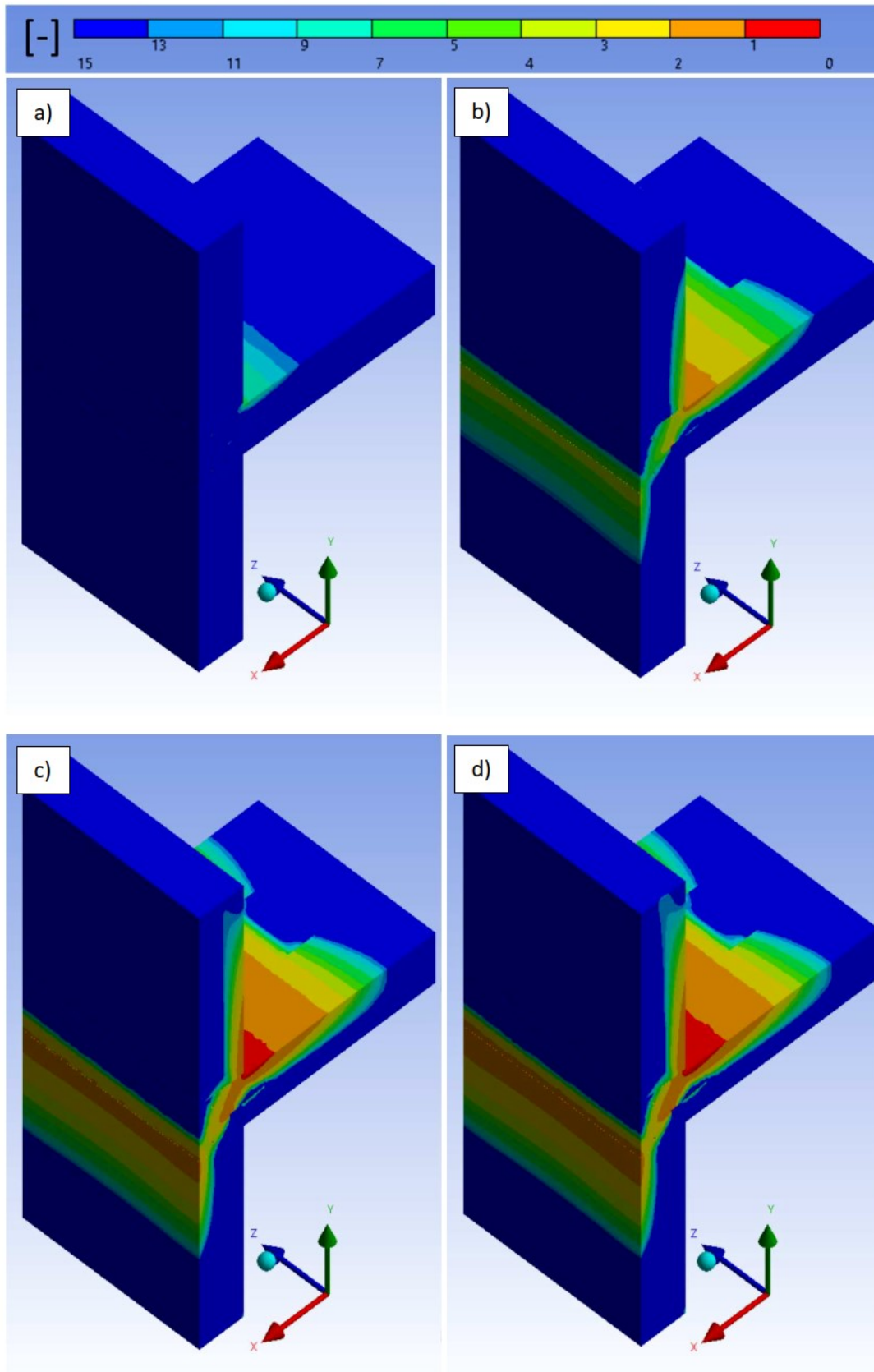
Rys. 217. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 5 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



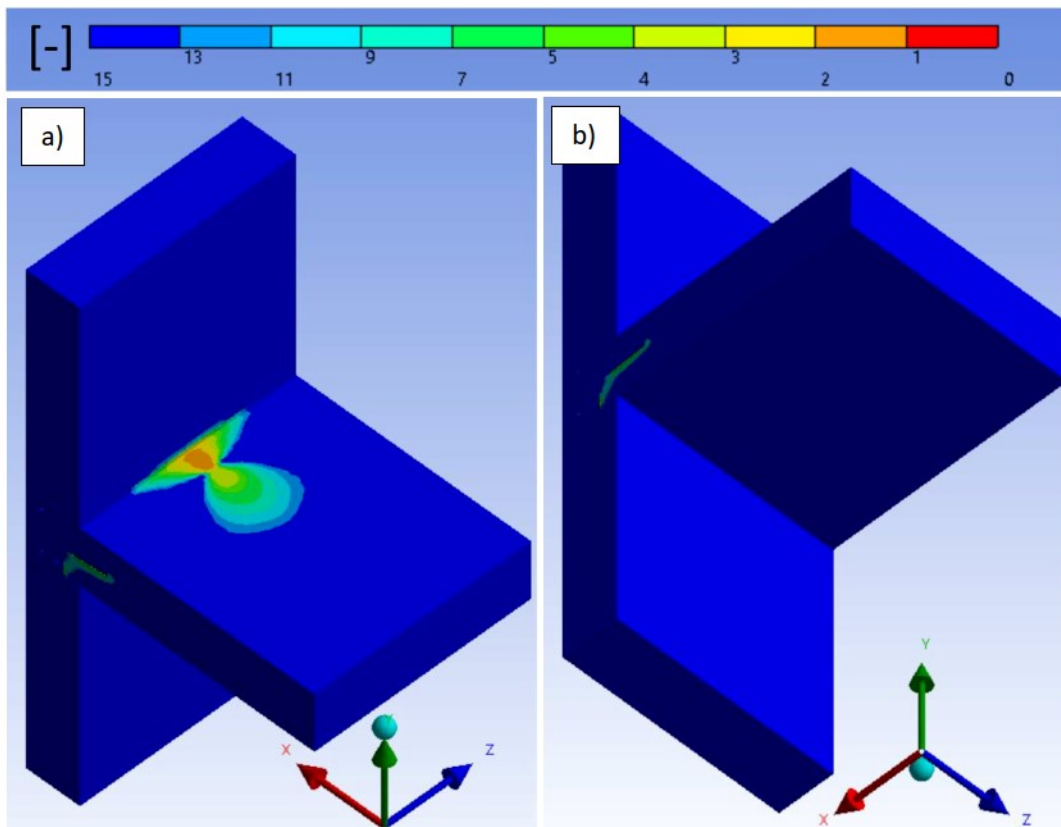
Rys. 218. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 10 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



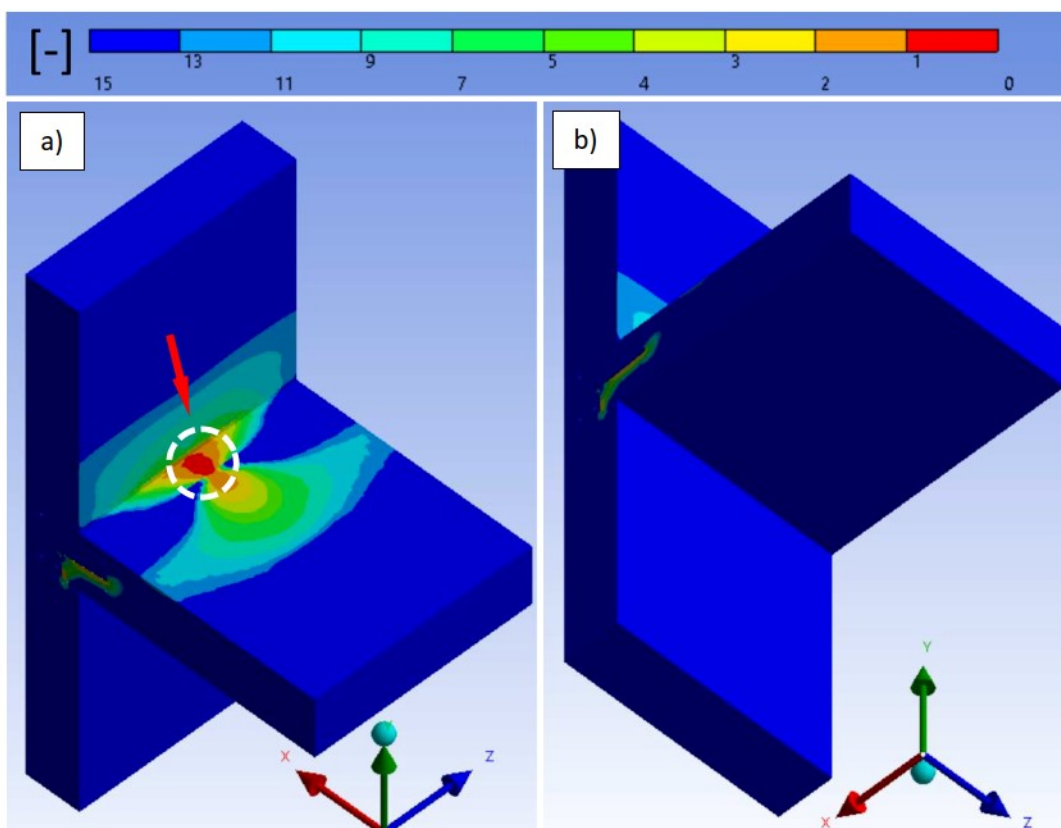
Rys. 219. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-2, moment 11 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



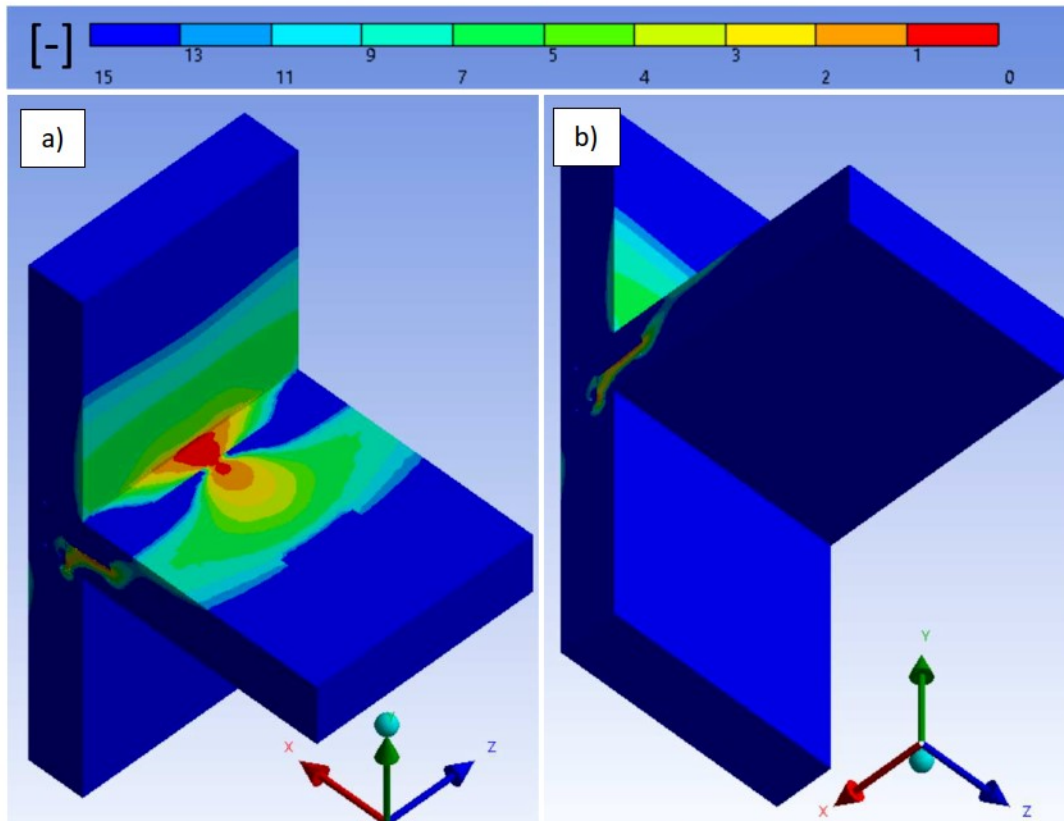
Rys. 220. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 5 [kNm]; (c) 10 [kNm]; (d) 11 [kNm]. Złącze RS-2, obciążenie ściany 2,22 [MPa].



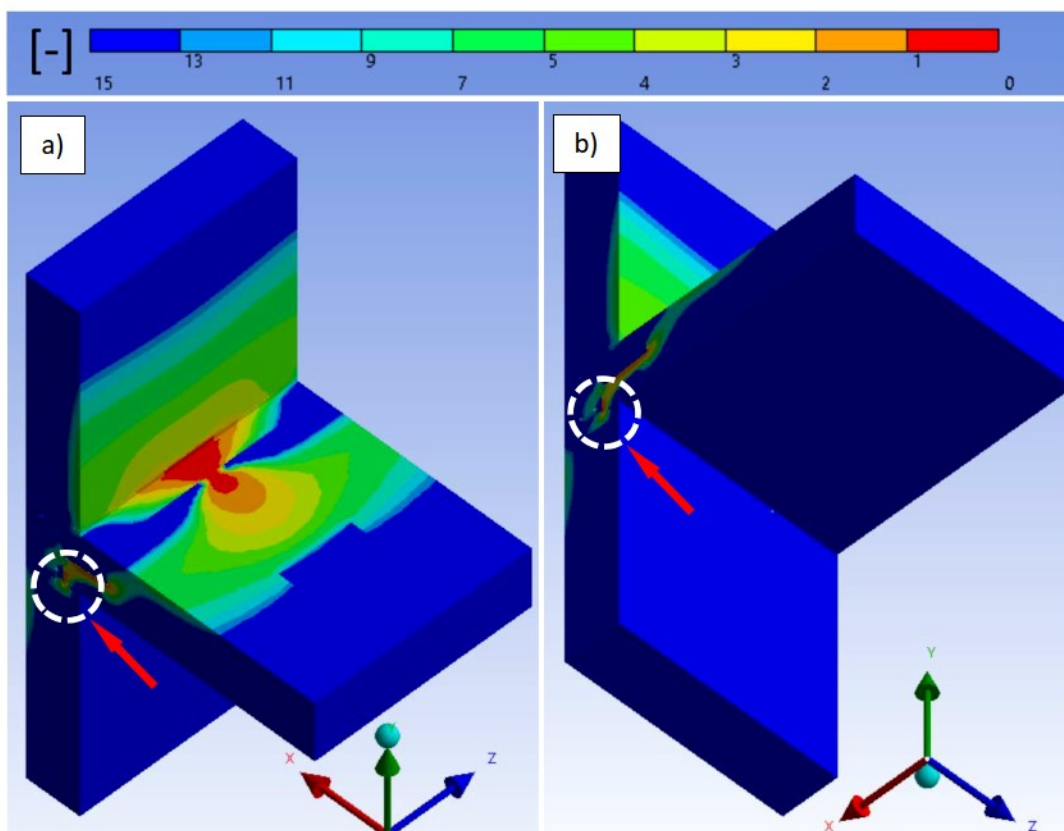
Rys. 221. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-3, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



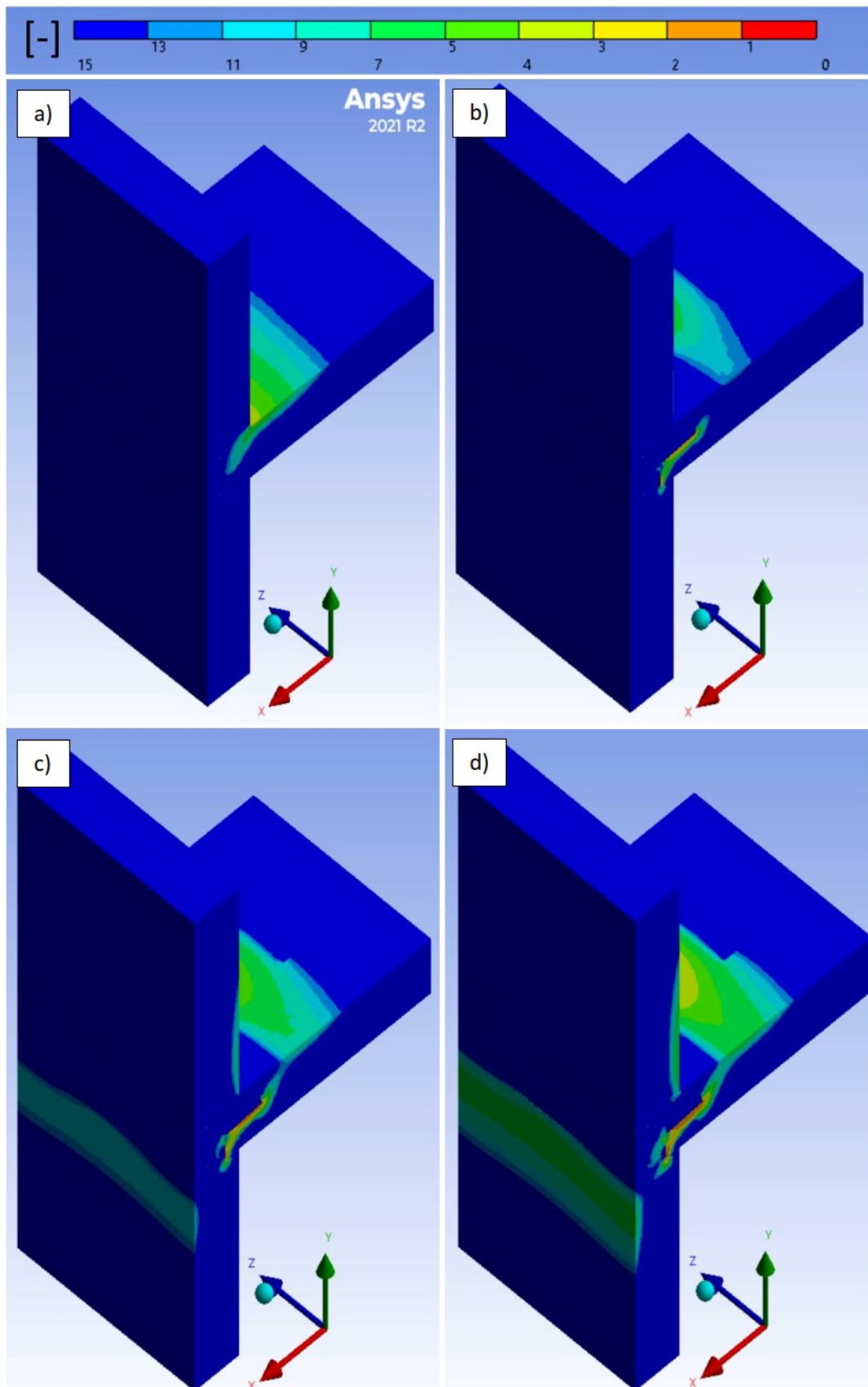
Rys. 222. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-3, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 223. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-3, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 224. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze RS-3, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].

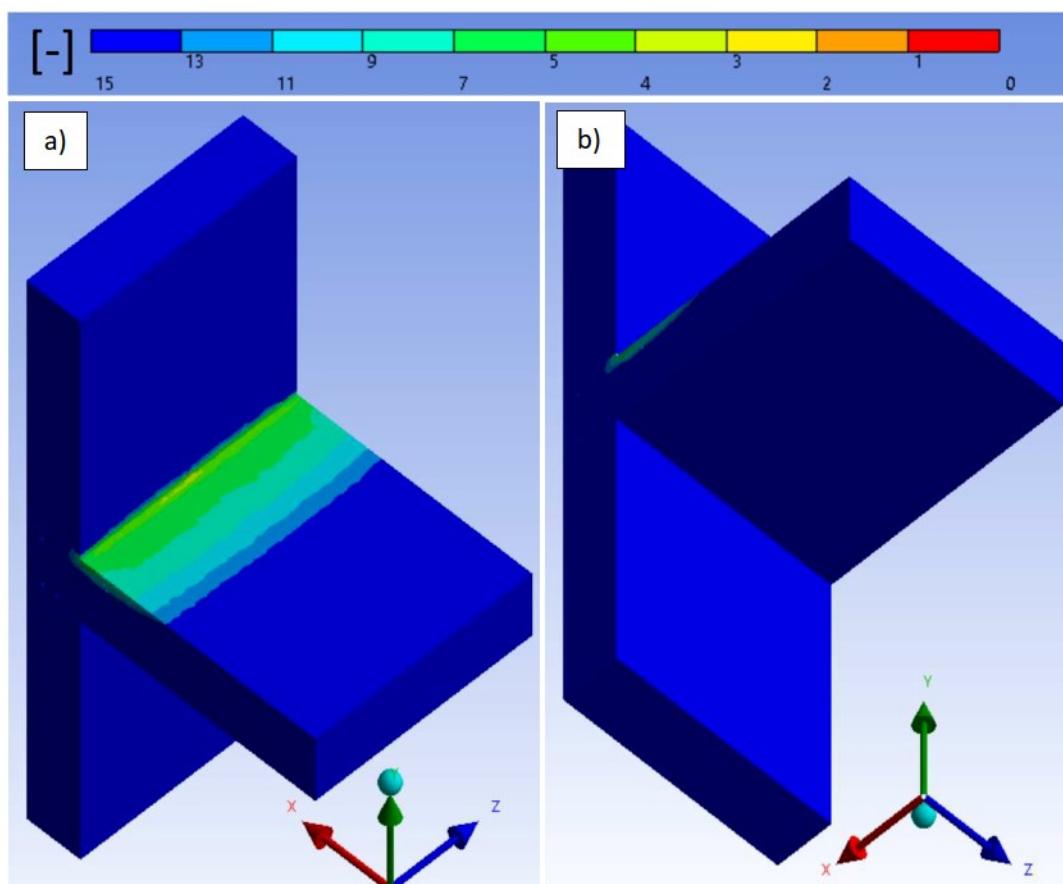


Rys. 225. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 2 [kNm] (a) 3 [kNm]; (b) 4 [kNm]. Złącze RS-3, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

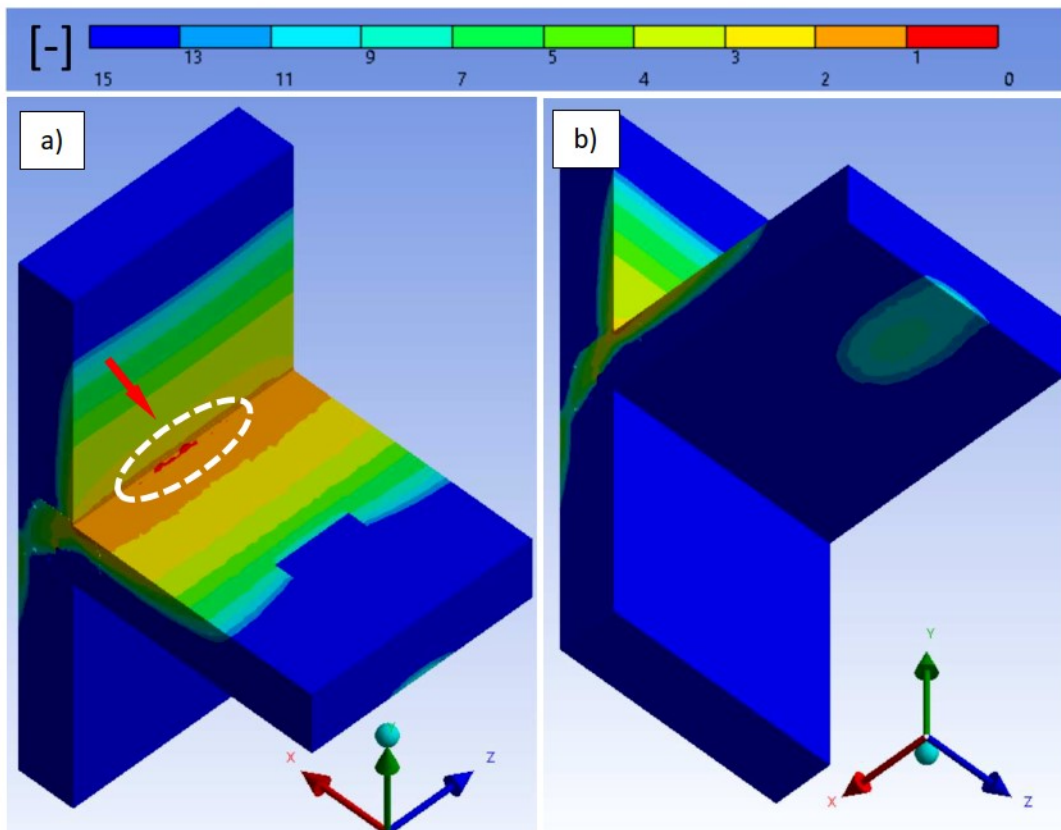
4.5.5. ZANIŻENIE KLASY BETONU

Klasa betonu oraz jego konsystencja muszą być zgodne z tym, co zostało określone w projekcie konstrukcji. Nierespektowanie tych wymogów doprowadza do sytuacji, w której budynek nie spełnia założeń projektowych, co może doprowadzić do awarii lub zniszczenia konstrukcji. Każde obniżenie parametrów materiałowych powoduje adekwatne zwiększenie kąta obrotu płyty stropowej i zmniejszenie wartości obciążenia, przy którym następuje przekroczenie granicy plastyczności stali zbrojeniowej. Przeprowadzona analiza nie wykazała dodatkowych obszarów, w których można by zaobserwować nietypowy rozkład naprężenia. Pierwsze niewielkie oznaki zarysowania płyty stropowej pojawiają się dla modelu NKB-1 przy momencie generowanym w złączu o wartości 4 kNm, natomiast ich intensywność wyraźnie rośnie przy 5 kNm (Rys. 228). Dla modelu NKB-2 rozkład naprężenia o zbliżonych wartościach, generującego wyraźne zarysowania występuje już przy 4 kNm (Rys. 234).

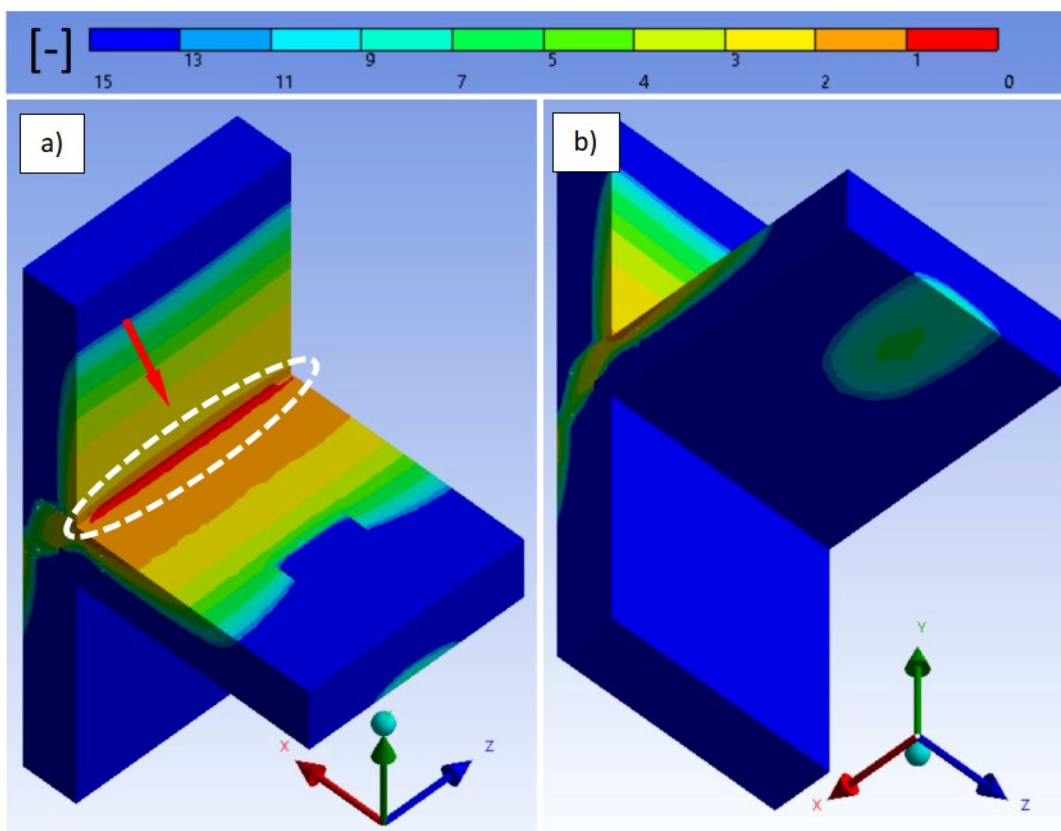
Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu modeli NKB-1 oraz NKB2 przedstawiono na Rys. 226-236.



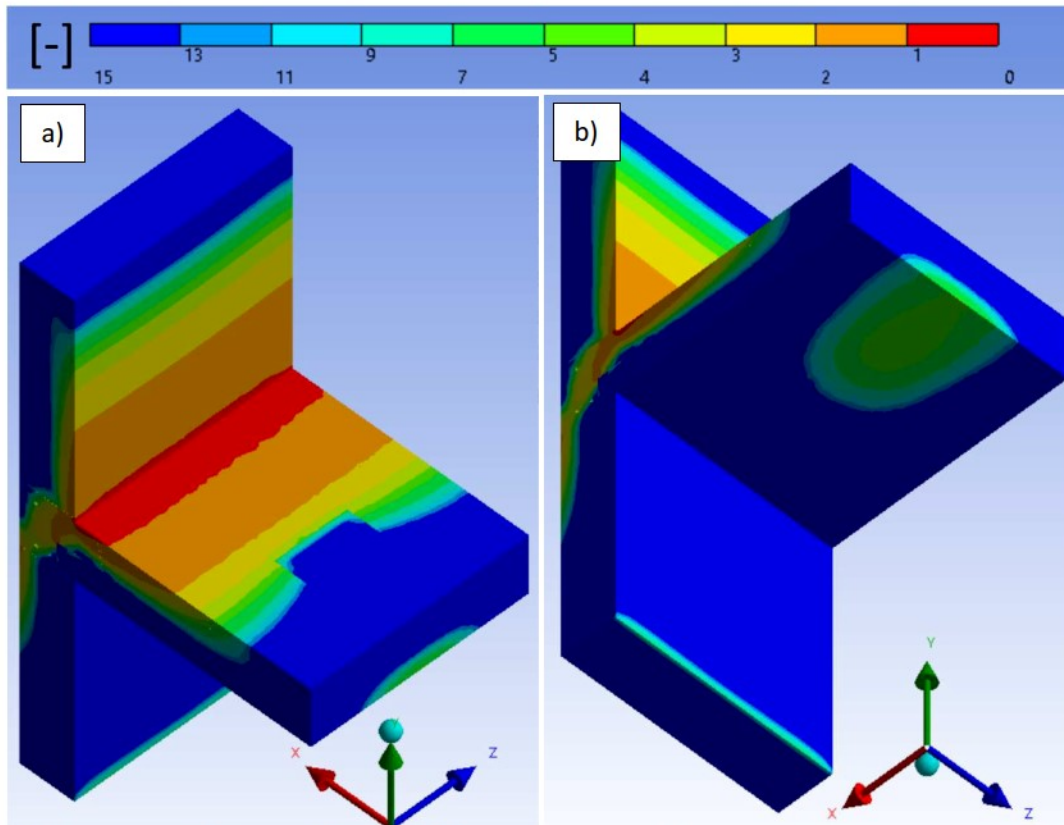
Rys. 226. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-1, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



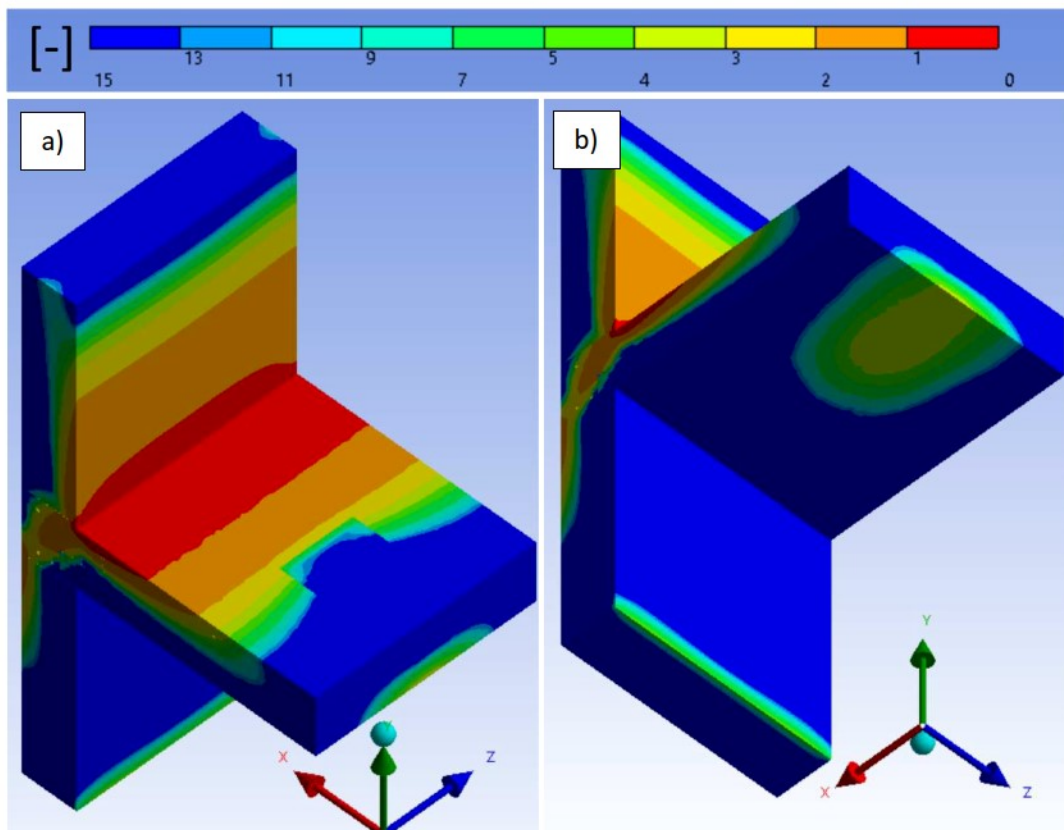
Rys. 227. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-1, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



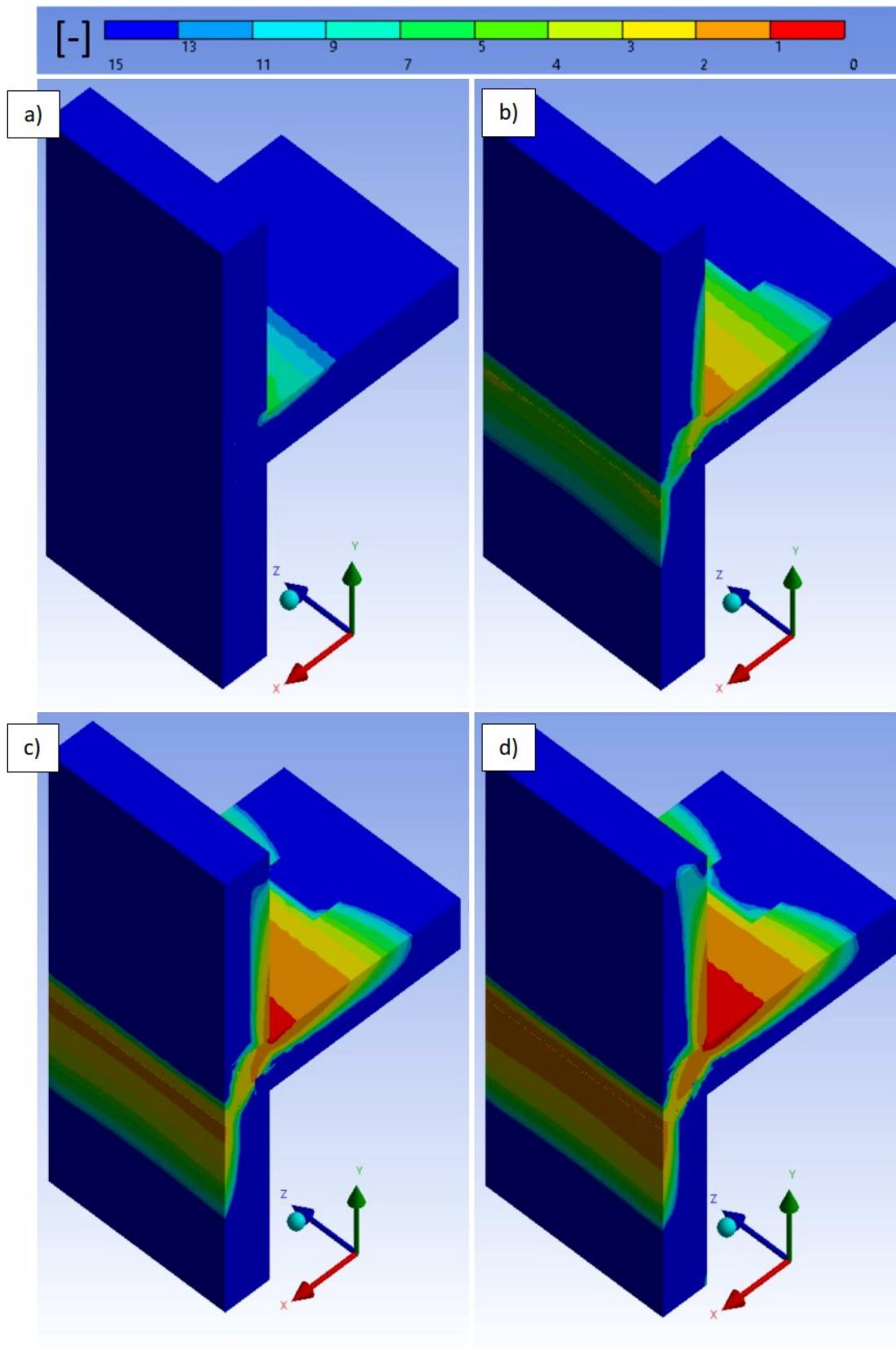
Rys. 228. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-1, moment 5 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



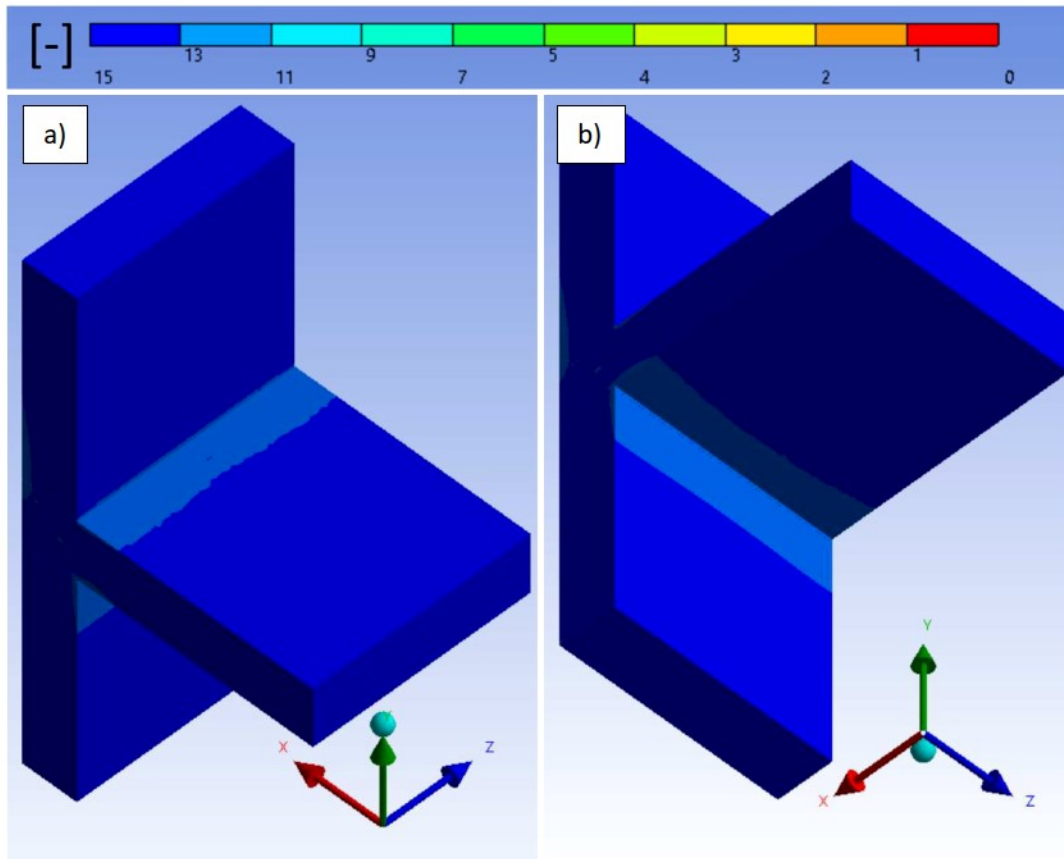
Rys. 229. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-1, moment 8 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



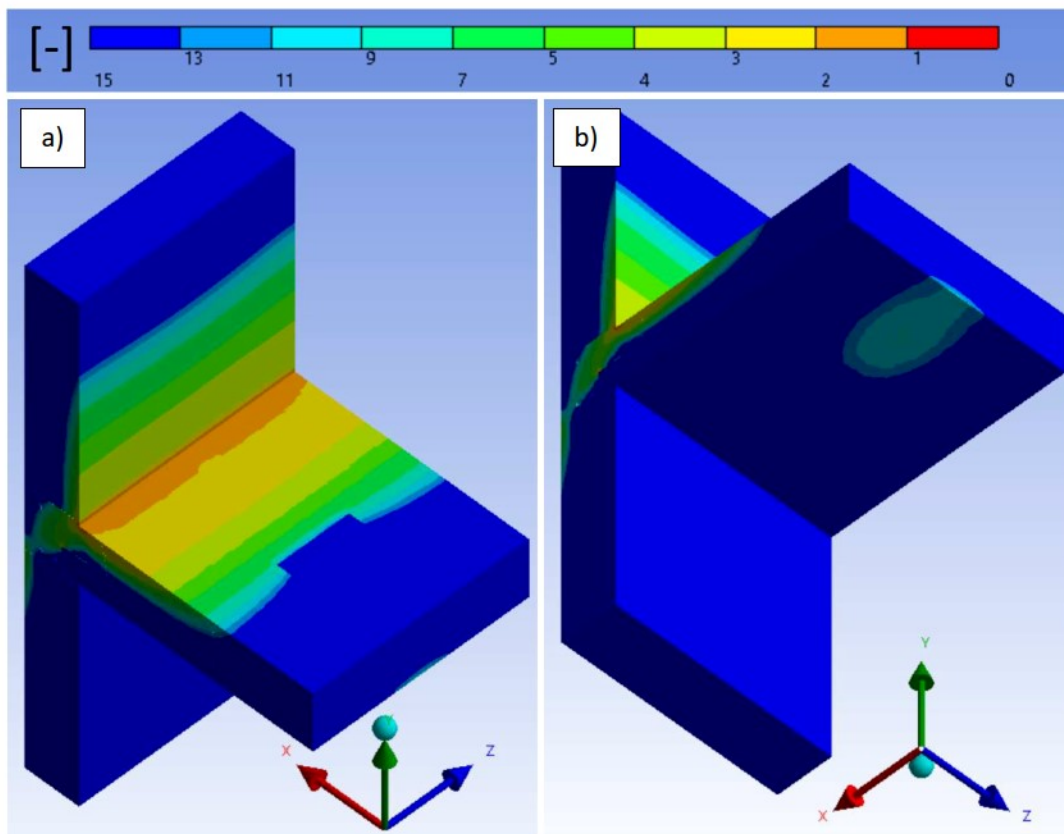
Rys. 230. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-1, moment 11 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



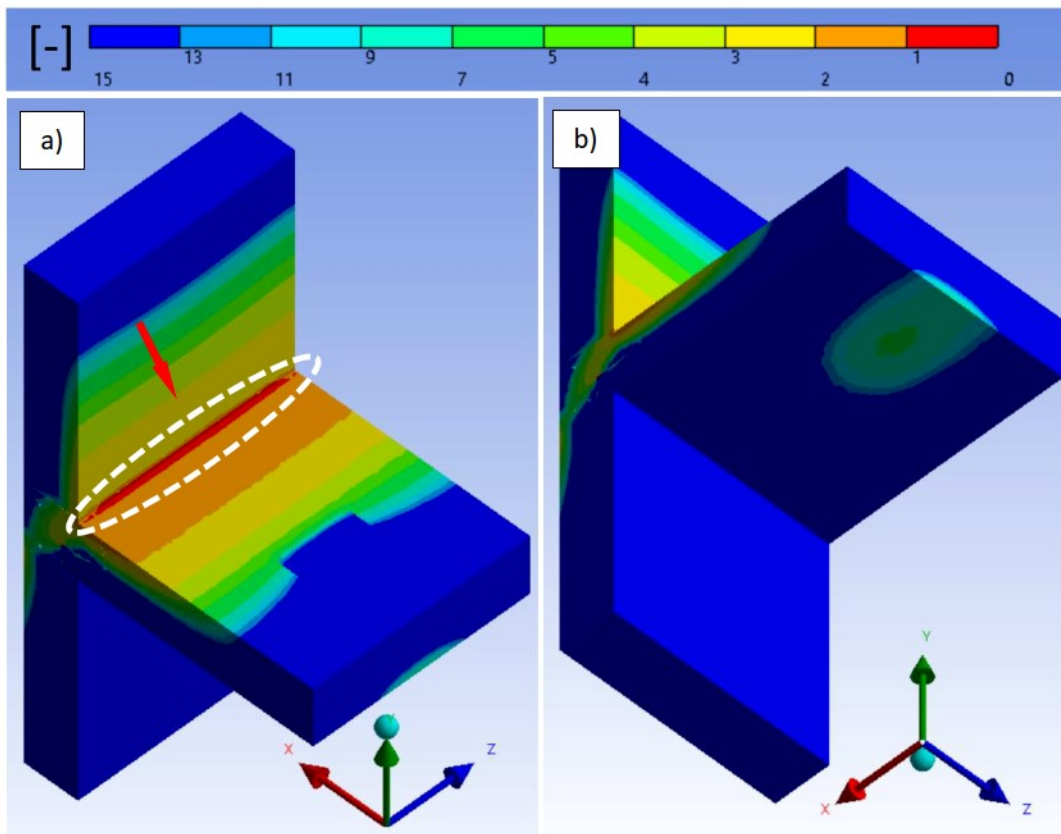
Rys. 231. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 4 [kNm] (c) 8 [kNm]; (d) 11 [kNm]. Złącze NKB-1, obciążenie ściany 2,22 [MPa].



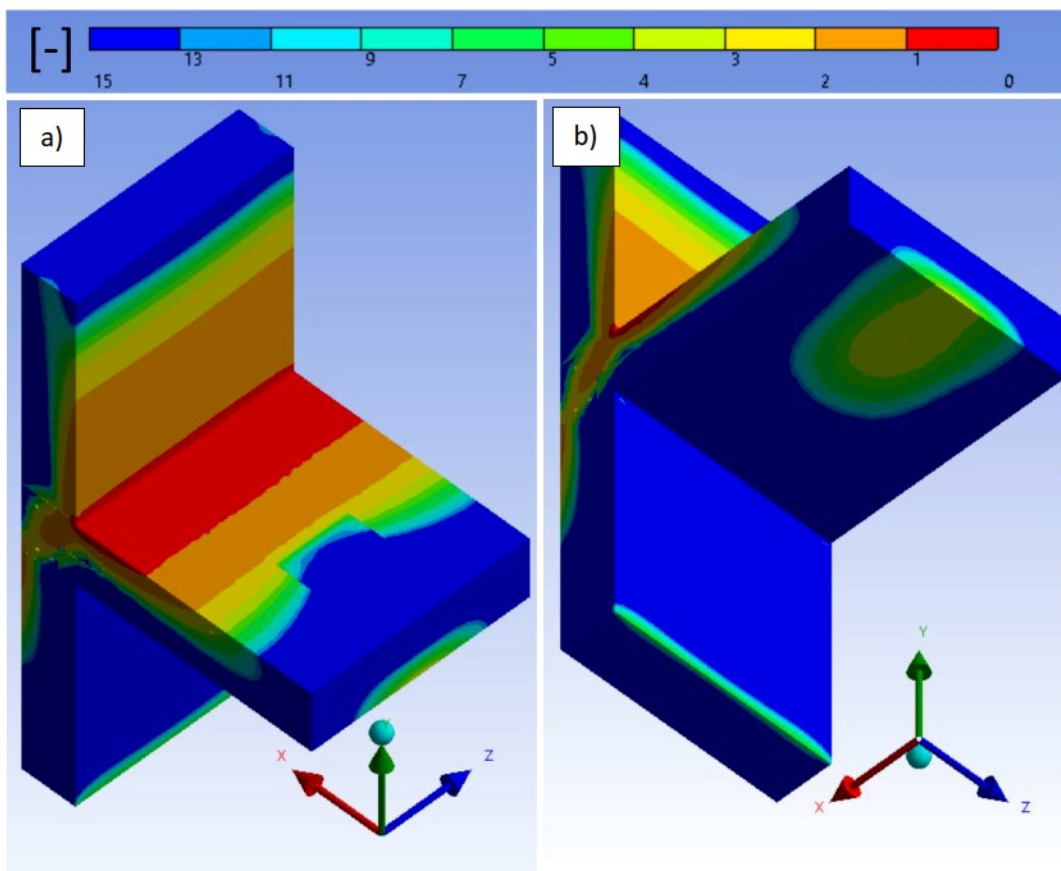
Rys. 232. Mapa rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-2, moment 1 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



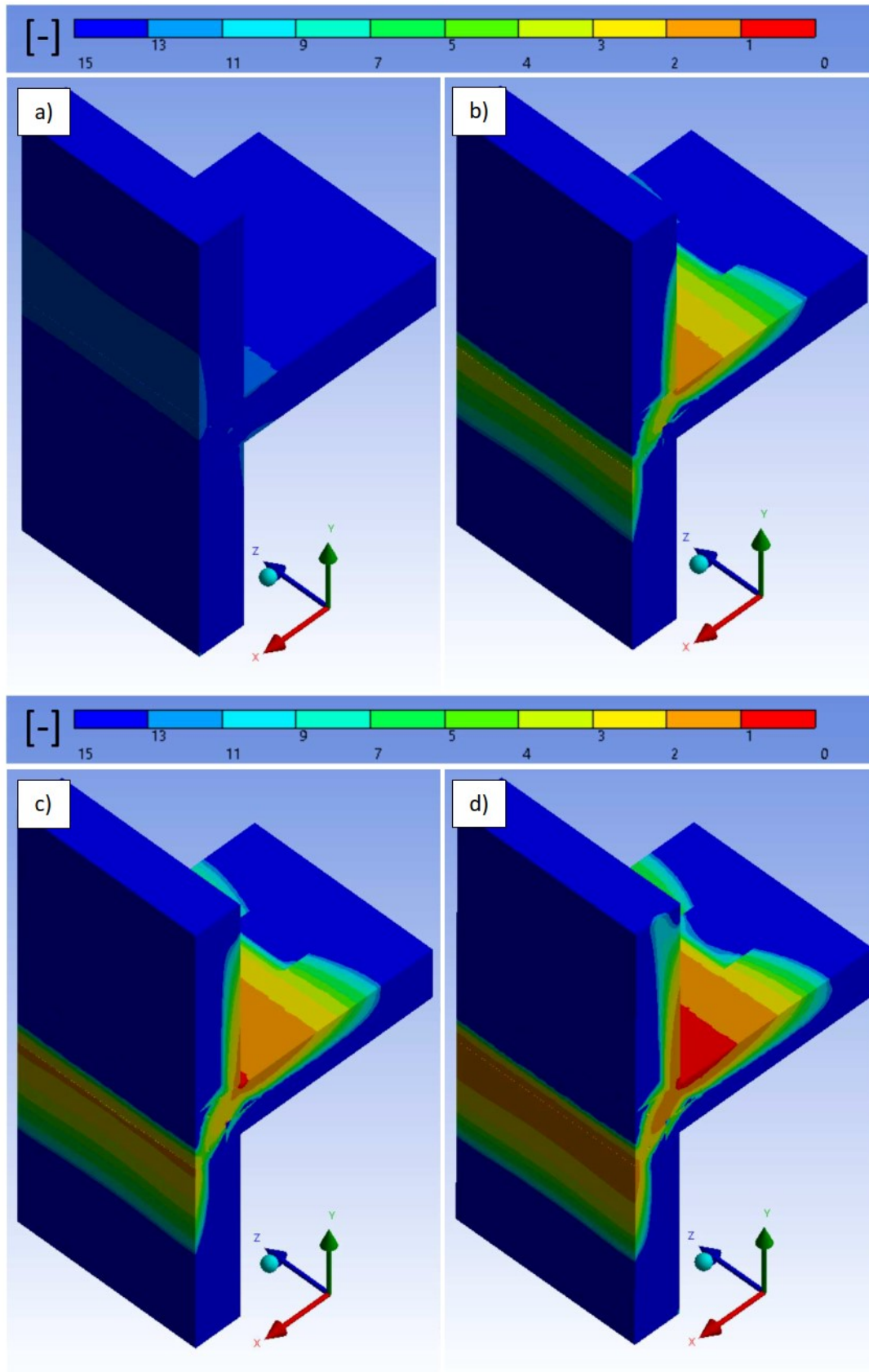
Rys. 233. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-2, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 234. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-2, moment 4 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 235. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze NKB-2, moment 9 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



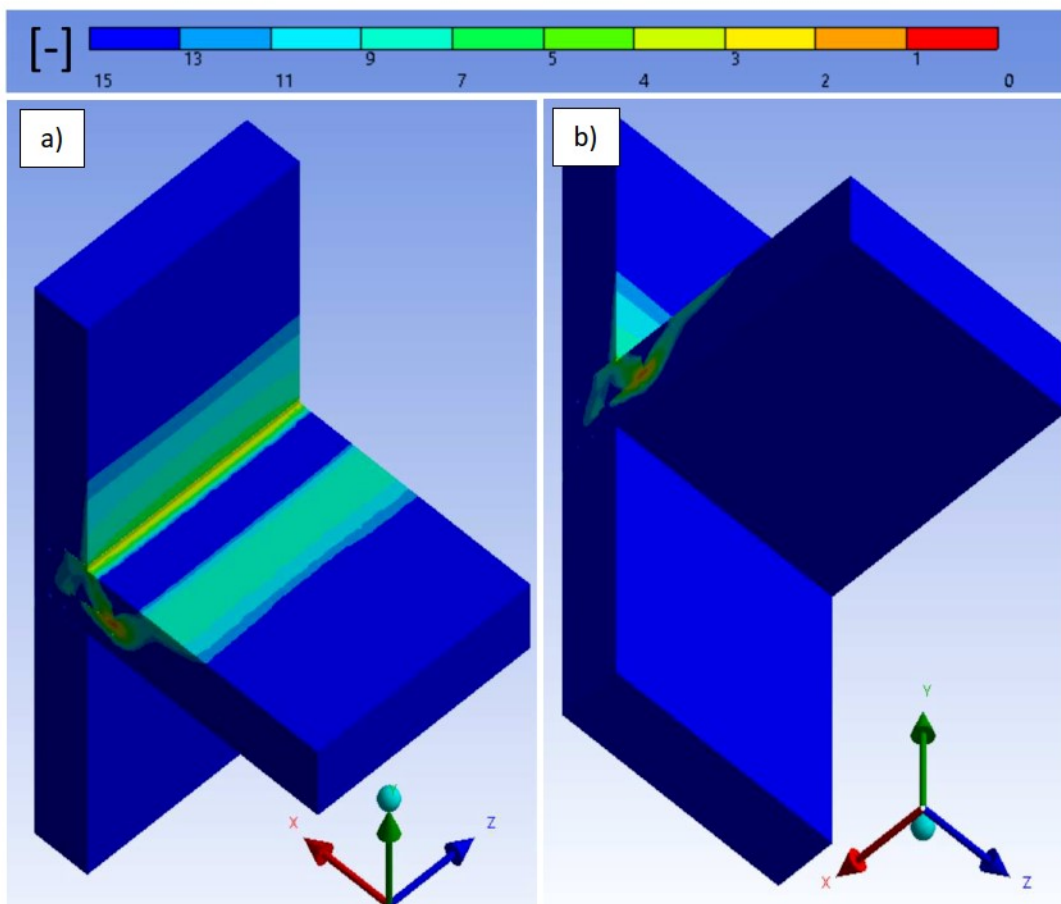
Rys. 236. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 4 [kNm]; (c) 6 [kNm]; (d) 9 [kNm]. Złącze NKB-2, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

4.5.6. BRAKI W ZBROJENIU

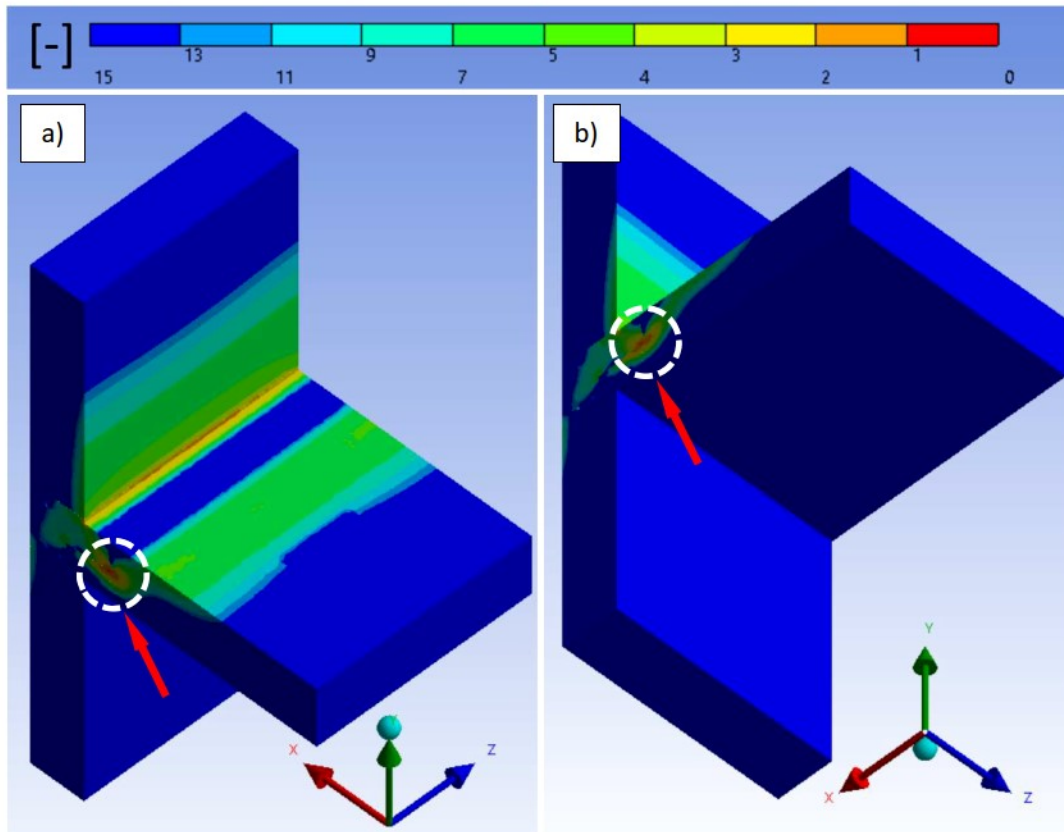
Brak elementów zbrojenia, które zgodnie z projektem powinny znajdować się w złączu, radykalnie zmniejsza jego nośność. Naprężenia przenoszone są przez strukturę betonu, której wytrzymałość na rozciąganie jest wielokrotnie niższa. Dochodzi do gwałtownego wzrostu naprężeń i przekroczenia wartości naprężeń dopuszczalnych, zarysowania struktury betonu oraz nadmiernych ugięć płyty stropowej. Głównym ogniskiem naprężeń jest miejsce załamania profilu płyty stropowej (Rys. 240). Powodem zniszczenia jest przekroczenie dopuszczalnych naprężeń rozciągających betonu.

W modelu B-Z, który charakteryzuje się brakiem pręta pętli zbrojenia nie ma elementu, który mógłby przenieść siły przyłożone na powierzchni płyty stropowej do obszaru złącza utwierdzonego w wieńcu. Po pojawieniu się rys następuje ich gwałtowny rozwój i dochodzi do zniszczenia struktury betonu.

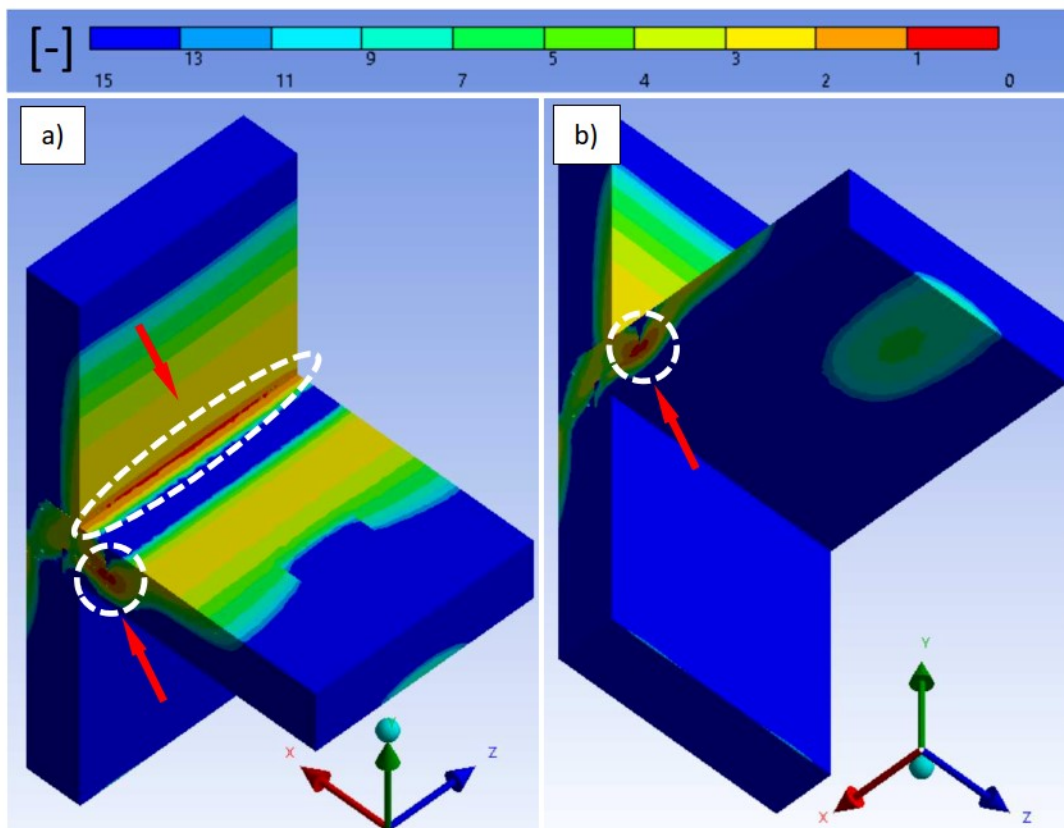
Przykładowe mapy rozkładu wartości współczynnika bezpieczeństwa dla betonu modelu B-Z przedstawiono na Rys. 237-240.



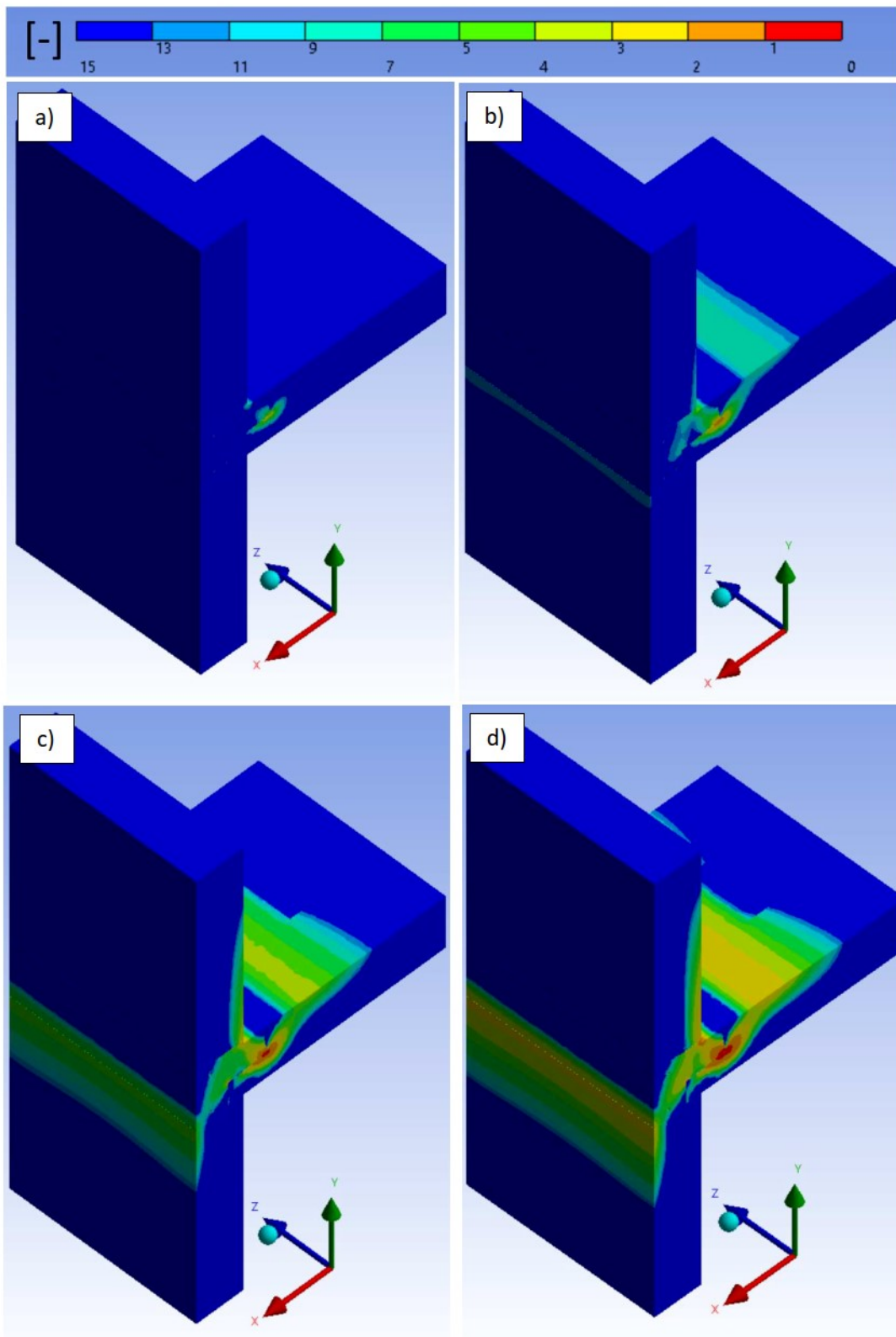
Rys. 237. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze B-Z, moment 2 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 238. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze B-Z, moment 3 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 239. Mapa rozkładu współczynnika bezpieczeństwa od strony górnej (a) oraz dolnej (b) płyty stropowej. Złącze B-Z, moment 6 [kNm], obciążenie ściany 2,22 [MPa].



Rys. 240. Widok tylnej części ściany przedstawiający mapę rozkładu współczynnika bezpieczeństwa dla momentu o wartości: (a) 1 [kNm]; (b) 3 [kNm]; (c) 5 [kNm]; (d) 6 [kNm]. Złącze B-Z, obciążenie ściany 2,22 [MPa].

5. PODSUMOWANIE ORAZ PROPOZYCJA NARZĘDZIA WSPOMAGAJĄCEGO OCENĘ RYZYKA

W pracy przeanalizowano wpływ defektów występujących w złączach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych, na ich pracę. W tym celu stworzono numeryczny Model Referencyjny, który został zwalidowany względem danych doświadczalnych, aby jak najwierniej odwzorować rzeczywistą pracę złącza. Po uzyskaniu zgodności wyników z badaniami doświadczalnymi, na bazie Modelu Referencyjnego opracowano modele numeryczne złącza zawierające defekty. Do analizy wytrzymałościowej wykorzystano oprogramowanie ANSYS, oparte na metodzie elementów skończonych (MES). Przeprowadzono dyskretyzację modelu, nadano odpowiednie relacje między elementami oraz warunki brzegowe.

Główne badane defekty to: korozja stali zbrojeniowej, brakujące elementy zbrojenia, raki (pustki) w betonie, obniżona klasa betonu oraz rysy na granicy płyty stropowej i wieńca żelbetowego. Wnioski z analizy koncentrowały się na porównaniu pracy Modelu Referencyjnego z modelami zawierającymi defekty pod względem zmiany wartości kąta obrotu, granicy plastyczności zbrojenia oraz współczynnika bezpieczeństwa.

Zależność kąta obrotu płyty stropowej od przyłożonego momentu dla różnych modeli zaprezentowano w Tabelach 16-20. Modele z defektami takimi jak raki (R-5) oraz pełna porowatość wieńca (R-W) wykazały znacznie większe kąty obrotu w porównaniu do Modelu Referencyjnego. Największy wzrost kąta obrotu w porównaniu do Modelu Referencyjnego (REF) zaobserwowano w modelu RS-3, który wyniósł aż o 84,84% więcej niż w modelu referencyjnym.

Modele obliczeniowe były obciążane do momentu osiągnięcia granicy plastyczności stali zbrojeniowej wynoszącej 410 MPa. W Modelu Referencyjnym granica plastyczności została osiągnięta przy momencie 12 kNm. Modele z defektami, takie jak model z rysami (RS-1) oraz model z pełną porowatością wieńca (R-W), wykazały wcześniejsze przekroczenie granicy plastyczności, co oznacza, że defekty te znacząco wpływają na obniżenie wytrzymałości złącza.

Obecność raków (porowatości) w złączu znacząco wpływa na rozkład naprężenia. Modele R-5 i R-W wykazały wzrost naprężenia na granicy pustka „powietrzna/beton”, co prowadzi do szybszego rozwoju degradacji złącza. W modelu R-5 zarysowania pojawiły się już przy momencie 4 kNm, a przy momencie 6 kNm złącze zostało uznane za niezdolne do dalszej eksploatacji. Model R-W charakteryzował się bardzo dużymi kątami obrotu i wysokim naprężeniem w zbrojeniu przy niskich wartościach obciążenia, co jest niekorzystne z punktu widzenia bezpieczeństwa konstrukcji.

Korozja stali zbrojeniowej prowadzi do znacznego obniżenia wytrzymałości złącza. Modele K-60 i K-85 wykazały, że najwyższe wartości naprężeń występują w przekrojach zmniejszonych w wyniku działania korozji. Przekroczenie granicy plastyczności nastąpiło przy 7 kNm dla K-85 oraz przy 9 kNm dla K-60. Najniższe wartości naprężenia zaobserwowano w miejscach styku spirali i pętli płyty stropowej.

Modele z rysami (RS-1, RS-2, RS-3) wykazały, że pojawienie się rys znacząco wpływa na koncentrację naprężenia. Największe wartości naprężenia zaobserwowano w modelach RS-1 i RS-3, gdzie granica plastyczności została przekroczona przy stosunkowo niskich momentach (2 kNm dla RS-1 i 1 kNm dla RS-3). Model RS-2, z rysą prostopadłą do kierunku działania siły, charakteryzował się podobnym rozkładem naprężenia jak w Modelu Referencyjnym, chociaż z dodatkowym ogniskiem naprężenia po występującym przy 7 kNm.

Modele NKB-1 i NKB-2 wykazały, że obniżenie parametrów materiałowych betonu prowadzi do zwiększenia kąta obrotu płyty stropowej i zmniejszenia wartości obciążenia, przy którym następuje przekroczenie granicy plastyczności stali zbrojeniowej. Model Referencyjny osiągał granicę plastyczności przy najwyższym momencie (12 kNm), podczas gdy model NKB-2 przy najniższym (9 kNm).

Brak elementów zbrojenia znacząco obniża nośność złącza. Modele z brakującymi elementami wykazały gwałtowny wzrost naprężenia i ugięcia płyty stropowej, co prowadzi do przekroczenia dopuszczalnej wartości naprężenia rozciągającego betonu i możliwości zniszczenia konstrukcji.

Decyzja o naprawie lub ograniczeniu użytkowania budynku zależy od oceny wad i szkód konstrukcji. Należy przeprowadzić badania makroskopowe oraz kontrolne badania materiałowe, aby określić parametry wytrzymałościowe i stan techniczny konstrukcji. Istniejące rysy można naprawić za pomocą taśm węglowych, kotew wklejanych oraz iniekcji, natomiast pustki w betonie można uzupełnić specjalnymi zaprawami cementowymi. Na podstawie wyników modelowania numerycznego zaproponowano metodę wspomagającą podjęcie decyzji dotyczących ograniczenia obciążenia lub wyłączenia wadliwych elementów konstrukcyjnych z użytkowania.

Podsumowując, badania wykazały, że obecność defektów w złączach żelbetowych znacząco wpływa na ich wytrzymałość i bezpieczeństwo. Wprowadzenie defektów, takich jak korozja, raki, rysy czy obniżona klasa betonu prowadzi do wcześniejszego osiągnięcia granicy plastyczności oraz zwiększenia kąta obrotu płyty stropowej. Na obniżenie parametrów wytrzymałościowych konstrukcji największy wpływ mają w szczególności rysy i porowatość betonu. Wyniki te mogą być wykorzystane w celu lepszego zrozumienia i oceny ryzyka związanego z wadami konstrukcyjnymi oraz do opracowania skuteczniejszych metod naprawczych.

Podjęcie decyzji dotyczącej niezbędnych napraw lub ewentualnego ograniczenia użytkowania budynku zależne jest od posiadanej wiedzy dotyczącej wad i uszkodzeń występujących w konstrukcji. W tym celu należy wykonać badania makroskopowe, które pozwalają na przybliżoną ocenę stanu technicznego oraz wykonanie inwentaryzacji ewentualnych defektów i uszkodzeń. Po stwierdzeniu nieprawidłowości, w kolejnym etapie wykonuje się kontrolne badania materiałowe metodami *in situ* (np. metoda sklerometryczna, ultradźwiękowa) lub badania laboratoryjne. Dzięki temu można określić parametry wytrzymałościowe elementów konstrukcyjnych oraz złączy, prawidłowość rozmieszczenia zbrojenia, a także jego ewentualną korozję. Obecnie dostępnych jest wiele metod bezinwazyjnych lub quasi-inwazyjnych, pozwalających na znaczne ograniczenie uciążliwości użytkowania budynku podczas prowadzonych badań. Poprawna diagnostyka pozwala na dobór odpowiednich metod naprawczych. Istniejące rysy można usunąć za pomocą taśm węglowych, ściągów stalowych, kotew wklejanych oraz specjalistycznych iniekcji [163]. Pustki w postaci raków, o ile są możliwe do dokładnej lokalizacji, można naprawić za pomocą dedykowanych do tego celu specjalnych mieszanek i zapraw cementowych wprowadzanych metodami iniekcyjnymi. Wadą nastroczającą największe problemy są obniżone parametry materiałowe elementów żelbetowych oraz braki w zbrojeniu złącza. Wymaga ona specjalistycznej analizy, jest trudna do naprawy i nie zawsze opłacalna.

Na podstawie wyników otrzymanych z analiz numerycznych zaproponowano metodę postępowania, która może zostać użyta jako narzędzie wspomagające przy podejmowaniu decyzji w zakresie ograniczenia dopuszczalnego obciążenia lub wyłączenia elementów konstrukcyjnych z użytkowania. Czynności jakie należy podjąć zostały podzielone na pięć etapów opisanych poniżej:

Etap 1. Zgromadzenie dokumentacji technicznej konstrukcji, w tym planów budowlanych, specyfikacji materiałów, raportów z inspekcji i dokumentacji napraw oraz przeprowadzenie wstępnej oceny wizualnej w celu identyfikacji widocznych uszkodzeń, rys, korozji, odkształceń i innych nieprawidłowości.

Etap 2. Inspekcja szczegółowa wszystkich złączy konstrukcyjnych pod kątem uszkodzeń, zarysowań, korozji, deformacji oraz innych oznak osłabienia. W razie potrzeby wykonanie badań nieniszczących lub pobranie próbek materiałów do badań laboratoryjnych, w celu dokładniejszego określenia ich właściwości mechanicznych i chemicznych.

Etap 3. Analiza zebranych danych i ocena uszkodzeń wraz ze sporządzeniem katalogu zidentyfikowanych defektów i uszkodzeń, a także z ich lokalizacją, rozmiarem, charakterystyką i potencjalnym wpływem na bezpieczeństwo konstrukcji.

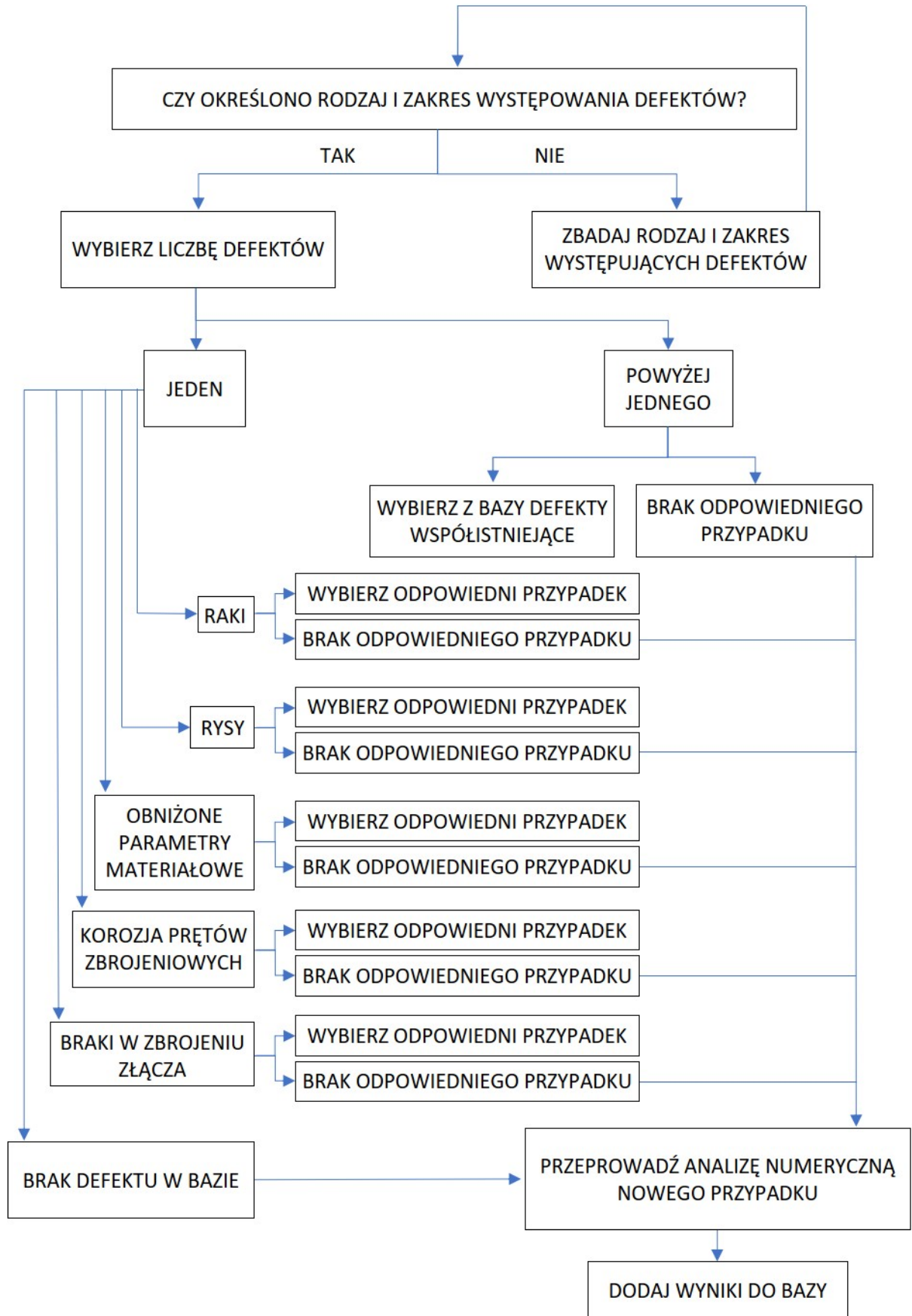
Etap 4. Ocena ryzyka i poziomu bezpieczeństwa na podstawie metody porównawczej, bazującej na zebranych danych podczas oględzin i bazy posiadanych wyników analiz numerycznych.

Etap 5. Opracowanie rekomendacji i planów naprawczych, zakresu monitorowania i utrzymania obiektu.

Zakres niniejszej pracy nie obejmuje pierwszych trzech etapów, zostały one nakreślone we wstępie i nie będą dalej szczegółowo omawiane. Metoda porównawcza wskazana w Etapie 4, polega na zestawieniu różnych danych, parametrów, modeli lub wyników badań w celu wyciągnięcia wniosków na temat ich cech, zachowań lub wydajności. Dokładność i szybkość przeprowadzenia oceny zależna jest od wielkości bazy danych zawierającej wyniki analizowanych przypadków. Przypadki uszkodzeń nie ujęte w bazie danych mogą zostać uzupełnione poprzez przeprowadzenie nowej analizy numerycznej i dodanie otrzymanych wyników. Proponowany algorytm postępowania przedstawiono na Rys. 241.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki, które są podstawą do przygotowania kompleksowej bazy danych, wykorzystywanej w przedstawionej metodzie porównawczej. Dla jej skutecznego działania konieczne jest kontynuowanie badań i uzupełnienia o analizę kolejnych przypadków.

Ostatnim etapem jest przekazanie rekomendacji, planów naprawczych, zakresu monitorowania i utrzymania obiektu. Jako przykład takich działań można wymienić iniekcje, wzmacnianie kompozytami zbrojonymi włóknem węglowym i polimerową osłoną, wymianę zbrojenia lub stosowanie ochrony katodowej. Przy bardziej złożonych sytuacjach, niektóre konstrukcje mogą wymagać wprowadzenia systemów monitorowania, które pozwolą na bieżące śledzenie stanu technicznego złączy konstrukcyjnych i wczesne wykrywanie potencjalnych problemów. Niezależnie od wybranych metod naprawczych i monitoringu, należy zaplanować i przeprowadzać regularne inspekcje oraz prace konserwacyjne, aby zapewnić długoterminowe bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji. Realizację powyższych działań należy przeprowadzać zgodnie z opracowanym planem pod nadzorem wyspecjalizowanego zespołu inżynierskiego.



Rys. 241. Proponowany algorytm postępowania przy ocenie ryzyka i poziomu bezpieczeństwa.

6. WNIOSKI I KIERUNKI DALSZYCH PRAC BADAWCZYCH

6.1. WNIOSKI OGÓLNE

1. Wprowadzenie technologii wielkopłytywnej umożliwiło szybkie i masowe budowanie mieszkań, co miało kluczowe znaczenie dla zaspokojenia potrzeb mieszkaniowych w powojennej Polsce. Technologia ta miała swoje wady, jednak była niezbędna w tamtym okresie.
2. W złączach budynków z wielkiej płyty występują defekty wynikające z wad projektowych, wykonawczych oraz materiałowych. Problemy te wpływają na bezpieczeństwo i komfort użytkowania, a także wymagają regularnej konserwacji i modernizacji.
3. Istnieje potrzeba opracowania nowych standardów i procedur diagnostycznych dostosowanych do specyfiki budownictwa wielkopłytowego oraz obecnych wymagań technicznych i norm.
4. Regularne przeglądy techniczne i badania diagnostyczne są niezbędne do oceny stanu technicznego budynków wielkopłytowych. Pomagają one w identyfikacji defektów i planowaniu niezbędnych działań naprawczych.
5. Zastosowanie nowoczesnych metod diagnostycznych, takich jak tomografia ultradźwiękowa, badania radiograficzne czy metody akustyczne, jest kluczowe dla skutecznej oceny stanu technicznego budynków prefabrykowanych.

6.2. WNIOSKI Z WYKONANYCH BADAŃ WŁASNYCH

1. Udowodniono słuszność hipotezy przyjętej w pracy, że modelowanie numeryczne może być wykorzystane do oceny stanu i nośności złączy konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych.
2. Modelowanie numeryczne stanowi efektywne narzędzie do oceny nośności złączy konstrukcyjnych w budynkach wielkopłytowych. Wyniki analiz numerycznych wspierają procesy diagnostyczne i decyzje dotyczące napraw i wzmocnień konstrukcyjnych.
3. Walidacja Modelu Referencyjnego, przeprowadzona przez porównanie wyników obliczeń numerycznych z wynikami otrzymanymi z badań laboratoryjnych, wykazała ich dużą zgodność.

4. Modele z defektami osiągają granice plastyczności stali zbrojeniowej przy niższych wartościach momentów, w porównaniu do Modelu Referencyjnego, co wskazuje na większe ryzyko zniszczenia złącza.
5. W miarę wzrostu obciążenia, defekty powodują koncentrację stanu naprężenia w złączu, co prowadzi do szybszego osiągnięcia wartości krytycznych współczynnika bezpieczeństwa i rozwoju degradacji w konstrukcji.
6. Wszystkie analizowane defekty wpływają na zwiększenie kąta obrotu płyty stropowej, co może prowadzić do stanów awaryjnych.
7. Największy wpływ na obniżenie nośności złączy mają rysy pionowe, rozległe raki występujące w strukturze betonu, zaawansowana korozja i brak, elementów zbrojenia w złączu.

6.3. KIERUNKI DALSZYCH PRAC BADAWCZYCH

1. Zastosowanie technologii Building Information Modeling (BIM) w połączeniu z dotychczasowymi wynikami badań nad budownictwem wielkopłytkowym może znacząco poprawić efektywność diagnostyki i konserwacji tych budynków. Przyszłe badania powinny skupić się na integracji danych z przeglądów technicznych oraz modelowania numerycznego w systemie BIM, co umożliwi:
 - Lepsze zarządzanie danymi
 - Optymalizację prac konserwacyjnych
 - Zwiększenie bezpieczeństwa
 - Efektywność kosztową.
2. Uzyskane wyniki w połączeniu z możliwościami sztucznej inteligencji (AI) można wykorzystać do:
 - automatycznej analizy danych z przeglądów technicznych i czujników umieszczonych w budynkach, co pozwoli na szybkie wykrywanie potencjalnych problemów i defektów konstrukcyjnych,
 - przewidywania awarii i planowania prac konserwacyjnych na podstawie analizy historycznych danych o naprawach i eksploatacji budynków,
 - analizy dużych zbiorów danych i dostarczanie rekomendacji dotyczących najbardziej efektywnych rozwiązań.

• BIBLIOGRAFIA

- [1] Polak, B. (2002). Między modernizacją a marnotrawstwem. *Biuletyn IPN*, 4-20.
- [2] Dziennik.pl. (2013, May 8). Retrieved January 2, 2022, from <https://wiadomosci.dziennik.pl/historia/aktualnosci/galeria/426918,ii-wojna-swiatowa-najbardziej-zniszczone-miasta.html>
- [3] Praca zbiorowa. (1950-2000). *Roczniki statystyczne 1950-2000*. Polska: GUS.
- [4] Ostańska, A. (2014). Badania struktury zasobów mieszkaniowych w Polsce na przykładzie budynków wznoszonych w technologii prefabrykowanej. *Przegląd Budowlany*, 24-29.
- [5] Narodowa Agencja Poszanowania Energii SA. (2011). *Podręcznik typologii budynków mieszkalnych*. Warszawa.
- [6] Zieleniewski, S. (1973). *Stan graniczny nośności złączy poziomych w budynkach z prefabrykatów wielkowymiarowych* (Doctoral dissertation). Politechnika Warszawska, Warszawa.
- [7] Cholewicki, A., & Gałkowski, Z. (1979). *Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi*. Warszawa: Arkady.
- [8] Dzierżewicz, Z., & Starosolski, W. (2010). *Systemy budownictwa wielkopłytkowego w Polsce w latach 1970-1985*. Warszawa: Wolters Kluwer.
- [9] Korzeniewski, W. (2011). O problemie przydatności użytkowej zasobów mieszkaniowych w budynkach z wielkiej płyty zbudowanych przed rokiem 1990. *Przegląd Budowlany*, 27-31.
- [10] Ligęza, W. (2015). Synteza zagadnień technicznych w rewitalizacji budynków wielkopłytkowych. *Przegląd Budowlany*, 60-66.
- [11] Dębowski, J. (2012). Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytkowych. *Przegląd Budowlany*, 25-32.
- [12] Dębowski, J. (2022, February 15). Charakterystyka systemu wielkopłytkowego. Retrieved from <http://demo.debowski.info/L04.php>
- [13] Wierzbicki, S. M., & Sieczkowski, J. (2013). Konstrukcje budynków wielkopłytkowych z punktu widzenia zabezpieczenia przed awarią oraz możliwości ich modernizacji. In *XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie budowlane*.
- [14] Runkiewicz, L., Szulc, J., & Sieczkowski, J. (2021). Uprzemysłowione budownictwo mieszkaniowe. Dawne i obecne wymagania oraz oczekiwania. *Builder*, 6-10.
- [15] Thierry, J. (1982). *Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji*. Warszawa: ARKADY.
- [16] Budownictwo. (2022, February 3). Retrieved from <http://www.relaiscdco.eu/budownictwo/systemy-w-70-i-wk-70-cz-1>

-
- [17] Sivasuriyan, A., Vijayan, D. S., Górski, W., Wodzyński, Ł., Vaverková, M. D., & Koda, E. (2021). Practical implementation of structural health monitoring in multi-story buildings. *Buildings*, 1-30.
- [18] Ministerstwo Infrastruktury. (2019). *Warunki techniczne, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*. Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej.
- [19] Kai, Y., Zhang, Y., Yan, Y., Xu, C., & Zhang, S. (2020). Fault diagnosis method of sensors in building structural health monitoring system based on communication load optimization. *Computer Communications*, 310-316.
- [20] Zonno, G., Aguilar, R., Boroschek, R., & Lourenço, P. B. (2019). Analysis of the long and short-term effects of temperature and humidity on the structural properties of adobe buildings using continuous monitoring. *Engineering Structures*, 1-21.
- [21] Lorenzoni, F., Casarin, F., Caldon, M., Islami, K., & Modena, C. (2016). Uncertainty quantification in structural health monitoring: Applications on cultural heritage buildings. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 268-281.
- [22] Adamcová, D., Barton, S., Osinski, P., Pasternak, G., Podlasek, A., Vaverková, M. D., & Koda, E. (2020). Analytical modelling of MSW landfill surface displacement based on GNSS monitoring. *Sensors*, 1-18.
- [23] Gasior, P., Kaleta, J., & Poprawski, L. (2011). Monitorowanie stanu technicznego obiektów hydrotechnicznych z wykorzystaniem systemów SHM.
- [24] Olivera López, J. J., Vergara Reyes, L., & Oyarzo Vera, C. (2017). Structural health assessment of a R/C building in the coastal area of Concepción, Chile. *Procedia Engineering*, 2214-2219.
- [25] Górski, W., & Szulc, J. (2019). Modelowanie numeryczne niejednorodności struktury wypełnienia złączy w budynkach wielkopłytowych. *Acta Scientiarum Polonorum. Architectura*.
- [26] Roghaei, M., & Zabihollah, A. (2014). An efficient and reliable structural health monitoring system for buildings after earthquake. *APCBEE Procedia*, 309-316.
- [27] Pierdicca, A., Clementi, F., Mezzapelle, P., Fortunati, A., & Lenci, S. (2017). One-year monitoring of a reinforced concrete school building: Evolution of dynamic behavior during retrofitting works. *Procedia Engineering*, 2238-2243.
- [28] Demetriou, M. A. (2000). On-line damage detection, assessment and accommodation in civil infrastructure systems. *IFAC Proceedings Volumes*, 759-764.
- [29] Huang, M.-S., Gül, M., & Zhu, H.-P. (2018). Vibration-based structural damage identification under varying temperature effects. *Journal of Aerospace Engineering*.
- [30] Huang, M., Li, X., Lei, Y., & Gu, J. (2020). Structural damage identification based on modal frequency strain energy assurance criterion and flexibility using enhanced Moth-Flame optimization. *Structures*, 1119-1136.

- [31] Huang, M., Zhao, W., Gu, J., & Lei, Y. (2020). Damage identification of a steel frame based on integration of time series and neural network under varying temperatures. *Advances in Civil Engineering*, 1-10.
- [32] Wang, J.-F., Lin, C.-C., & Yen, S.-M. (2007). A story damage index of seismically-excited buildings based on modal frequency and mode shape. *Engineering Structures*, 2143-2157.
- [33] Trifunac, M. D., Ivanović, S. S., & Todorovska, M. I. (2003). Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building. III. Damage detection via changes in wavenumbers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65-75.
- [34] Ayyildiz, C., Erdem, H. E., Dirikgil, T., Dugenci, O., Kocak, T., Altun, F., & Gungor, V. C. (2019). Structure health monitoring using wireless sensor networks on structural elements. *Ad Hoc Networks*, 68-76.
- [35] Mahjoubi, S., Barhemat, R., & Bao, Y. (2020). Optimal placement of triaxial accelerometers using hypotrochoid spiral optimization algorithm for automated monitoring of high-rise buildings. *Automation in Construction*, 1-16.
- [36] Fujino, Y., Siringoringo, D. M., Ikeda, Y., Nagayama, T., & Mizutani, T. (2019). Research and implementations of structural monitoring for bridges and buildings in Japan. *Engineering*, 1093-1119.
- [37] Zobel, H., Alkhafaji, T., Karwowski, W., Mossakowski, P., & Wróbel, M. (2009-2010). Charakterystyka wybranych obiektów inżynierskich wraz ze sformułowaniem wymagań do monitoringu. In *MONIT - Monitorowanie Stanu Technicznego Konstrukcji i Ocena jej Żywotności* (Research Project).
- [38] Cataldo, A., De Benedetto, E., Cannazza, G., Monti, G., & Piuze, E. (2017). TDR-based monitoring of rising damp through the embedding of wire-like sensing elements in building structures. *Measurement*, 355-360.
- [39] Skutnik, Z., Sobolewski, M., & Koda, E. (2020). An experimental assessment of the water permeability of concrete with a superplasticizer and admixtures. *Materials*, 1-16.
- [40] Grinzato, E., Bison, P. G., & Marinetti, S. (2002). Monitoring of ancient buildings by the thermal method. *Journal of Cultural Heritage*, 21-29.
- [41] Runkiewicz, L. (2018). Historia metod nieniszczących stosowanych w budownictwie polskim. *Badania Nieniszczące i Diagnostyka*, 19-23.
- [42] Chady, T., & Sikora, R. (2013). Badania nieniszczące: historia, stan obecny i perspektywy rozwoju. *Przegląd Spawalnictwa*, 13-15.
- [43] Schabowicz, K. (2018). Najnowsze metody nieniszczące wykorzystywane w badaniach w budownictwie. *Badania Nieniszczące i Diagnostyka*, 48-51.
- [44] Runkiewicz, L. (2014). Stosowanie metod nieniszczących do oceny stanu technicznego budynków wielkopłytowych. *Przegląd Spawalnictwa*, 51-59.

- [45] Hoła, J., & Schabowicz, K. (2010). Nieniszcząca diagnostyka obiektów budowlanych: przegląd wybranych najnowszych metod z przykładami zastosowań. In *56 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*.
- [46] Hoegh, K., Khazanovich, L., & Yu, T. H. (2012). Concrete pavement joint diagnostics with ultrasonic tomography. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 54-61.
- [47] Hoegh, K., Khazanovich, L., & Yu, H. T. (2011). Ultrasonic tomography technique for evaluation concrete pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 85-94.
- [48] Gorzelanczyk, T., Sadowski, L., & Schabowicz, K. (2009). Non-destructive evaluation of the concrete prefabricated pile length using impulse response *s'mash*. In *Defektoskopie 2009, 39th International Conference and Exhibition*.
- [49] Petersen, C. G. (2010). Testing for integrity. In *American Concrete Institute Fall Convention*.
- [50] Zoidis, N., Tasis, E., Vlachopoulos, C., Gotzamanis, A., Clausen, J. S., Aggelis, D. G., & Matikas, T. E. (2013). Inspection, evaluation and repair monitoring of cracked concrete floor using NDT methods. *Construction and Building Materials*, 1302-1308.
- [51] Davis, A. G., Lim, M. K., & Petersen, C. G. (2004). Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods. *NDT & E International*, 181-186.
- [52] Moczko, A., & Rybak, J. (2010). Impulse response—nowoczesna metoda nieniszczącej defektoskopii konstrukcji betonowych. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 46-50.
- [53] Moczko, A. (2002). Diagnostyka konstrukcji betonowych – „Impact-Echo”. *Polski Cement*, 44-46.
- [54] Germann Instruments. (2022, March 2). Retrieved from <https://germann.org/products-by-application/ultrasonic-pulse-velocity/pundit>
- [55] Schabowicz, K., & Radzik, Ł. (2015). Wykorzystanie tomografii ultradźwiękowej i MES do określenie nośności elementu betonowego. *Przegląd Spawalnictwa*, 71-73.
- [56] Krawczyk, E., Schabowicz, K., & Sterniuk, A. (2019). Przykłady zastosowania metody tomografii ultradźwiękowej w badaniach wtrąceń w elementach betonowych. *Badania Nieniszczące i Diagnostyka*, 15-19.
- [57] Raczkiewicz, W., & Wójcicki, A. (2020). Wybrane metody lokalizacji zbrojenia w żelbetowych elementach konstrukcji. In *Diagnostyka budowlana. Wybrane metody badania materiałów, elementów i konstrukcji*. Politechnika Świętokrzyska.
- [58] Starosolski, W., Drobiec, Ł., Jasiński, R., & Piekarczyk, A. (2012). Badania konstrukcji żelbetowych. In *41 Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących*.

- [59] Gopinath, V. K., & Ramadoss, R. (2021). Review on structural health monitoring for restoration of heritage buildings. *Materials Today: Proceedings*, 15344-15348.
- [60] Rucka, M., & Lachowicz, J. (2014). Zastosowanie metody georadarowej w badaniach konstrukcji podłogi posadowionej na gruncie. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 452-458.
- [61] Kawulok, M., Konieczny, K., & Słowik, L. (2021). Diagnozy budynków wielkopłytych posadowionych na terenach górniczych Śląska. *Przegląd Budowlany*, 26-39.
- [62] Drobiec, Ł. (2018). Badania nieniszczące wykorzystywane w praktyce budowlanej. *Badania Nieniszczące i Diagnostyka*, 76-80.
- [63] Runkiewicz, L. (2019). Stosowanie metod nieniszczących w budownictwie. *Przegląd Budowlany*, 26-29.
- [64] Runkiewicz, L., & Hoła, J. (2018). Diagnostyka techniczna konstrukcji żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, 397-405.
- [65] Szpetulski, J. (2016). Badanie wytrzymałości na ściskanie betonu w konstrukcji. *Przegląd Budowlany*, 21-24.
- [66] Moczko, A. (2008). Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach na podstawie badania odwiertów rdzeniowych w świetle nowej normy europejskiej EN-13791:2007. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 50-55.
- [67] Raczkiewicz, W., & Michałowska-Maziejuk, D. (2015). Zastosowanie metody niszczącej i nieniszczącej do oceny wytrzymałości betonu. In *Różne aspekty jakości materiałów i procesów stosowanych w budownictwie*. Politechnika Świętokrzyska.
- [68] Moczko, A. T., Carino, N. J., & Petersen, C. G. (2016). CAPO-TEST to estimate concrete strength in bridges. *ACI Materials Journal*, 827-836.
- [69] Sobczak-Piąstka, J., & Podhorecki, A. (2015). Stan techniczny budynku wielkopłytych, zwłaszcza ścian piwnic. In *XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna, Awarie budowlane*.
- [70] Ligęza, W. (2014). Budownictwo wielkopłytych po latach. Wybrane problemy remontowe. *Budownictwo i Architektura*, 15-25.
- [71] Szulc, J. (2017). Procedury diagnostyczne budynków wielkopłytych. *Materiały Budowlane*, 29-31.
- [72] Dębowski, J., & Ligęza, W. (2007). Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku. In *Awarie budowlane*, 741-748.
- [73] Dębowski, J. (2012). Cała prawda o budynkach wielkopłytych. *Przegląd Budowlany*, 28-35.
- [74] Runkiewicz, L., Szudrowicz, B., Geryło, R., Szulc, J., & Sieczkowski, J. (2014a). Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytych (cz. 1). *Przegląd Budowlany*, 54-60.
- [75] Runkiewicz, L., Szudrowicz, B., Geryło, R., Szulc, J., & Sieczkowski, J. (2014b). Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytych (cz. 2). *Przegląd Budowlany*, 20-26.

- [76] Tomaszewicz, D. (2016). Identyfikacja stanu technicznego i prognozowanie. *Modern Engineering*, 1-13.
- [77] Kanoniczak, M., & Knyziak, P. (2022). Uszkodzenia i zniszczenia wewnętrznych elementów budynków wykonanych w technologii wielkiej płyty oraz sposoby ich naprawy w ramach prawidłowej działalności remontowo-eksploatacyjnej. *Builder*, 4-8.
- [78] Górski, W. (2021). Problems of early large panel structures in Poland. *Acta Sci. Pol. Architectura*, 45-53.
- [79] Lewicki, B. (2000). Rysy w ścianach i stropach budynków wielkopłytowych. *Prace Instytutu Techniki Budowlanej - Kwartalnik*, 5-24.
- [80] Fic, S., Szeląg, M., & Szewczak, A. (2014). Problemy eksploatacyjne budynków wielkopłytowych na przykładzie obiektów na terenie Lubelszczyzny. *Budownictwo i Architektura*, 7-14.
- [81] Dokładność montażu prefabrykowanych wielkopłytowych budynków mieszkalnych wnoszonych przez budowlany kombinat produkcyjno-montażowy. (1976). *Zeszyty Naukowe. Budownictwo*, 143-153.
- [82] Czerski, Z. (1988). Wpływ konstrukcji na realizację budynków wielkopłytowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo*.
- [83] Miastoprojekt-Olsztyn, P. B. W. (1975). *Katalog wad produkcyjnych prefabrykatów i częstych wad wykonawstwa budynków Wk-70*. Olsztyn: BPBBO Miastoprojekt-Olsztyn.
- [84] Minkowski, A. (1987). Wady montażu budynku z elementów wielkopłytowych na przykładzie systemu Wk-70. *Biuletyn Informacyjny: Użytkowanie-Konserwacja-Remonty*, 24-29.
- [85] Runkiewicz, L. (1982). Wady budownictwa systemowego na Ursynowie. *Przegląd Budowlany*, 165-167.
- [86] Januszaniec, B. (1979). *Uprzemysłowione budownictwo mieszkaniowe z lat 1955-1970: Jego wady i sugestie ich usuwania*. Warszawa: Wydawnictwo Instytutu Kształtowania Środowiska.
- [87] Kalinowska, H., & Salwerowicz, E. (1989). Wady technologiczne w uprzemysłowionych budynkach mieszkalnych. *Inwestycje i Budownictwo*, 24-27.
- [88] Dębowski, J., & Radoń, M. (2011). Błędy projektowo-wykonawcze. Przyczyną uszkodzeń balkonów w budynkach systemowych. *Czasopismo Techniczne. Architektura*, 31-38.
- [89] Grygo, R., Łapko, A., & Bulkowski, W. (2015). Nietypowe uszkodzenie stropu o konstrukcji z żelbetowych płyt wielokanałowych. In *Awarie Budowlane XXVII - Konstrukcje Żelbetowe*, 593-600.
- [90] Wójtowicz, M. (2013, August). Wielka płyta po 40-tce. *Builder*, 64-68.
- [91] Miedziałowski, C., Baszeń, M., Kosior-Kazberuk, M., Żakowicz, A., Chyży, T., & Siwik, D. (2016). Stan nieukończonej konstrukcji budynku OWT po 25 latach od realizacji i propozycja sposobu analizy statycznej. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, 27-34.

- [92] Knyziak, P., & Bieranowski, P. (2018). Imperfekcje w prefabrykowanych budynkach. In *Konferencja Naukowo-Techniczna Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego*. Kielce-Cedzyna.
- [93] Zaleski, S. (1979). *Instrukcja kontroli dokładności wykonania i montażu prefabrykatów wielkowymiarowych*. Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej.
- [94] Szulc, J. (2019). Ogólny stan techniczny budynków wielkopłytych w aspekcie historycznych nieprawidłowości systemowych. *Izolacje*.
- [95] Dębowski, J. (2007). *Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytych* (Doctoral dissertation). Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki, Kraków.
- [96] Wójtowicz, M. (2016). Celowość badania wieszaków ścian trójwarstwowych docieplanych budynków. *Materiały Budowlane*, 6-9.
- [97] Szulc, J. (2017). Techniczne możliwości mieszkaniowego budownictwa uprzemysłowionego. *Izolacje*.
- [98] Szulc, J. (2018). Techniczne możliwości modernizacji budynków z wielkiej płyty. *Izolacje*.
- [99] Ligęza, W. (2014). O bezpieczeństwie trójwarstwowych elementów ściennych w budownictwie wielkopłytych. *Przegląd Budowlany*, 26-33.
- [100] Ligęza, W., & Kołaczkowski, M. (2013). Ściany osłonowe a bezpieczeństwo budynków wielkopłytych. *Izolacje*, 70-75.
- [101] Kysiak, A., & Regulska, K. (2012). Metody usuwania wad technologicznych warstwowych ścian zewnętrznych podczas termomodernizacji budynków wielkopłytych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej. Budownictwo*, 116-125.
- [102] Knyziak, P., Krentowski, J., & Bieranowski, P. (2017). Risks of the durability of large-panel buildings elevations in reference to the conclusions from technical conditions audits. In *XXVI R-S-P Seminar 2017, Theoretical Foundation of Civil Engineering*.
- [103] Krentowski, J., Knyziak, P., & Mackiewicz, M. (2021). Durability of interlayer connections in external walls in precast. *Engineering Failure Analysis*, 1-10.
- [104] Szulc, J. (2019). Możliwości techniczne napraw lub wzmocnienia budynków z wielkiej płyty. *Izolacje*, 26-32.
- [105] Nicał, A. (2020). Zużycie techniczne i wybrane wady w budynkach wielkopłytych. *Aparatura Badawcza i Dydaktyczna*, 224-237.
- [106] Ligęza, W., Dębowski, J., Nowak-Dzieszko, K., & Rojewska-Warchał, M. (2014). Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z wielkiej płyty. In *XXIX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*. Szczyrk.
- [107] Ligęza, W. (2015). *Synergia zagadnień remontowych w budynkach wielkopłytych*. Bydgoszcz: Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego.

- [108] Ligęza, W., & Dębowski, J. (2009). Wpływ wzmocnień budynków wielkopłytowych na lokalną zmianę izolacyjności ściany. *Czasopismo Techniczne. Budownictwo*, 147-155.
- [109] Łodziński, P. (2009). Wybrane problemy modernizacji budynków mieszkalnych z wielkiej płyty na przykładzie obserwacji osiedla Hellersdorf w Berlinie. *Architecturae et Artibus*, 39-43.
- [110] Knyziak, P. (2017). Nieprawidłowe użytkowanie i modernizowanie głównymi zagrożeniami trwałości budynków z wielkiej płyty. In *XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane*.
- [111] Obolewicz, J., & Tomaszewicz, D. (2016). Problemy modernizacji budynków wielkopłytowych osiedli mieszkaniowych. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, 31-37.
- [112] Ligęza, W. (2006). Naprawa i wzmacnianie budynków z wielkiej płyty. In *XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*. Szczyrk.
- [113] Tomaszewicz, D. (2014). Wzmacnianie ścian zewnętrznych w budynkach wielkopłytowych. *Civil and Environmental Engineering*, 125-130.
- [114] Wójtowicz, M., & Możaryn, T. (2019). Ocena stanu technicznego złączy konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych na podstawie badań. In *Awarie budowlane 2015 - Materiałowe aspekty awarii, uszkodzeń i napraw*.
- [115] Wójtowicz, M., & Możaryn, T. (2013). Stan techniczny złączy i prefabrykatów budynku. In *Awarie budowlane*.
- [116] Kanoniczak, M., & Knyziak, P. (2019). Potencjalnie słabe miejsca w konstrukcji zewnętrznych elementów budynków wielkopłytowych. *Przegląd Budowlany*, 42-46.
- [117] Sobczak-Piąstka, J., & Podhorecki, A. (2014, February). Problemy diagnozowania stanu technicznego i modernizacji budynków z wielkiej płyty. *Inżynier Budownictwa*, 78-86.
- [118] Dębowski, J. (2007). Problematyka określania stopnia zużycia technicznego budynków wielkopłytowych. *Czasopismo Techniczne. Architektura*, 27-34.
- [119] Drozd, W. (2017). Metody oceny stanu technicznego budynków w aspekcie ich praktycznego zastosowania. *Przegląd Budowlany*, 43-47.
- [120] Gotowała, K., & Patyk, R. (2016). Zastosowanie nowoczesnych metod modelowania i symulacji w projektowaniu maszyn i urządzeń. *Autobusy*, 275-280.
- [121] Koda, E., & Osiński, P. (2013). Assessment of bio-mechanical reinforcement materials influencing slope stability, based on numerical analyses. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris.
- [122] Tien, P. W., & Calautit, J. K. (2019). Numerical analysis of the wind and thermal comfort in courtyards "skycourts" in high rise buildings. *Journal of Building Engineering*.
- [123] Wang, F., Chu, Y., Wang, L., & Wang, H. (2013). The numerical analysis of engineering vehicle power compartment air flow. In *13th COTA International Conference of Transportation Professionals*.

- [124] Bayoumi, A. A., & Becker, K. (2011). An industrial view on numerical simulation for aircraft aerodynamic design. *Journal of Mathematics in Industry*.
- [125] Yang, X., Bian, M., Chen, L., & Gao, Z. (2017). A numerical-analysis-based optimization method for location selection for planning residential areas in grid transportation networks. *Automatika*, 460-472.
- [126] Saberi, R., Alinejad, M., Mahdavi, M. O., & Sepanloo, K. (2017). Numerical analysis of nuclear power plant structure subjected to aircraft crash. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 341-352.
- [127] Housam, B. (2016). *Applications of numerical method in chemical engineering*. Universitaire - ENIG - Tunisia.
- [128] Kołaczkowski, M., & Ligęza, W. (2013). Aspekty konstrukcyjne modernizacji funkcjonalnej budynków wielkopłytowych. *Materiały Budowlane*, 57-59.
- [129] Cincio, A., & Fedorowicz, J. (2015). Wpływ zmian geometrii ustroju budynku na siły wewnętrzne w ścianach konstrukcji wielkopłytovej. *Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach*, 95-115.
- [130] Ligęza, W., & Dębowski, J. (2007). Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku. In *Awarie Budowlane*. Szczecin - Międzyzdroje.
- [131] Chu, M., Xiong, C., Liu, J., & Sun, Z. (2021). Experimental study on shear behavior of two-way hollow core precast panel shearwall with vertical connection. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.
- [132] Guo, W., Zhai, Z., Yu, Z., Chen, F., Gong, Y., & Tan, T. (2019). Experimental and numerical analysis of the bolt connections in a low-rise precast wall panel structure system. *Advances in Civil Engineering*.
- [133] Krentowski, J., Knyziak, P., & Mackiewicz, M. (2021). Durability of interlayer connections in external walls in precast residential buildings. *Engineering Failure Analysis*, 1-10.
- [134] Baryłka, A., & Tomaszewicz, D. (2021). Anchorages bonded system in experimental research and their comparison with FEM models. *Journal of Achievements of Materials and Manufacturing Engineering*, 49-55.
- [135] Barański, J., & Berkowski, P. (2015). Computer modelling of precast large-panel buildings with degraded horizontal joints. *Procedia Engineering*, 89-96.
- [136] Barański, J., & Boroń, J. (2003). Computer modeling of the joints for WGP construction system. In *Proceedings 16th International Conference on the Applications of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering*. Weimar.
- [137] Wu, C., Liu, J., Wang, Q., Mou, B., & Pan, W. (2021). Mechanical properties of modular prefabricated steel-concrete composite internal joints under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 1-20.

- [138] Bieranowski, P. (2020). Author's method of continuum states on the example of imperfection in the construction of a large-panel building. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, 1-10.
- [139] Bieranowski, P. (2020). Computer security analysis of large-panel buildings resulting from the cooperation of the building with the elastic half-space of the soil center with the possible scratching of the reinforced concrete composite. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, 1-9.
- [140] Bieranowski, P., & Baryłka, A. (2021). Non-dimensional method of capacity limit states for the assessment of the safety level in the structures of large panel buildings. *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, 42-47.
- [141] Grzeszykowski, B., Niedośpiał, M. L., & Golubińska, A. J. (2015). Analiza numeryczna płyty stropu zespolonego stalowo-betonowego w sąsiedztwie węzła podatnego. In *Beton i Konstrukcje z Betonu-Badania*. Warszawa: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej.
- [142] Pogorzelski, A. (1982). *Praca złączna poziomego strop-ściana w budynkach wielkopłytowych* (Doctoral dissertation). Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
- [143] Muzeum Komputerów. (2022, May 5). Retrieved from https://www.muzeumkomputerow.edu.pl/ekspozycje/ODRA_1304
- [144] Foxley, E. (2022, May 5). Retrieved from <http://www.chezfred.org.uk/ComputerXHistory/TheKdf9/1972-1900-115-MagneticTapeDecks.htm>
- [145] Fischinger, M., Fajfar, P., & Capuder, F. (1987). Earthquake resistance of the "SCT" large panel building system. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 281-289.
- [146] Zajęc, M. (2013). *Analiza wpływu zmian konstrukcyjnych modernizowanych budynków ściennych na częstotliwości ich drgań własnych* (Doctoral dissertation). Politechnika Krakowska, Kraków.
- [147] Mrozek, D. (2010). *Nieliniowa analiza numeryczna dynamicznej odpowiedzi uszkodzonych budynków* (Doctoral dissertation). Politechnika Śląska, Gliwice.
- [148] Knyziak, P., & Bieranowski, P. M. (2013). Komputerowe wspomaganie ciepłochronności ścian konstrukcyjnych i osłonowych budynków wielkopłytowych. In *Międzynarodowa Szkoła Komputerowego Wspomagania Projektowania, Wytwarzania i Eksploatacji*. Jurata.
- [149] Geryło, R., Kasperkiewicz, K., & Pogorzelski, J. A. (2002). Wpływ docieplenia ścian wielkopłytowych na możliwość ograniczenia mostków cieplnych. *Prace Instytutu Techniki Budowlanej - Kwartalnik*, 3-12.
- [150] Werner-Juszczuk, A. J. (2015). Numeryczne modelowanie mostków cieplnych a projektowe zapotrzebowanie na ciepło w lokalu mieszkalnym. *Symulacja w Badaniach i Rozwoju*, 45-56.

- [151] Gajewski, M. D., & Król, J. (2022). The influence of mortar's Poisson ratio and viscous properties on effective stiffness and anisotropy of asphalt mixture. *Materials*, 15.
- [152] Giżejowski, M., Szczerba, R., Gajewski, M. D., & Stachura, Z. (2017). Buckling resistance assessment of steel I-section beam-columns not susceptible to LT-buckling. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 17.
- [153] Giżejowski, M., Szczerba, R., & Gajewski, M. D. (2017). LTB resistance of rolled I-section beams: FEM verification of Eurocode's buckling curve formulation. *Online*.
- [154] Ajdukiewicz, C. W., & Gajewski, M. D. (2019). Verification of the thin-walled beam theory with application of FEM and shell modelling. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 661.
- [155] Gajewski, M. D., & Giżejowski, M. S. (2019). Minimum value approach for modelling of the buckling resistance of welded I-section high strength steel columns. *Archives of Civil Engineering*, 65.
- [156] Piechotka, M. K. (1970). *Katalog elementów konstrukcyjnych systemu Wk-70*. Warszawa: Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego.
- [157] Dacko, M. (1994). *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*. Warszawa: Arkady.
- [158] Bobiński, J. (2002). Zastosowanie modelu nielokalnego do opisu zachowania się elementów betonowych. *Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska*, 85-94.
- [159] Konderla, P. (2007). *Metoda elementów skończonych*. Wrocław: Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej.
- [160] Fizdel, J. (1954). *Wady w budowlach betonowych i murowych oraz sposoby ich usuwania*. Warszawa: Budownictwo i Architektura.
- [161] Bajorek, G. (2020). Ocena betonu wbudowanego w konstrukcję w przypadku wątpliwości co do jego jakości. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 68-72.
- [162] Jasiński, R. (2014). Określenie wytrzymałości betonu w konstrukcji, XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. In *XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*. Szczyrk.
- [163] Runkiewicz, L. (2020). *Diagnostyka obiektów budowlanych cz. 1*. Warszawa: PWN.

- SPIS RYSUNKÓW

RYS. 1. WIDOK JEDNEJ Z DZIELNIC WARSZAWY PO ZAKOŃCZENIU II WOJNY ŚWIATOWEJ [2].	9
RYS. 2. LICZBA I POWIERZCHNIA MIESZKAŃ ODDANYCH DO UŻYTKU W LATACH 1950 – 2000 – ODPOWIEDNIO W TYS. I KM ² [3].	10
RYS. 3. UDZIAŁ TECHNOLOGII REALIZACJI W BUDOWNICTWIE MIESZKANIOWYM WIELORODZINNYM W LATACH 1946–1992 [4].	11
RYS. 4. GŁÓWNE STREFY ODGRYWAJĄCE KLUCZOWĄ ROLĘ W PRZENOSZENIU OBCIĄŻEŃ W ŚCIANACH NOŚNYCH [6].	12
RYS. 5. SCHEMAT ROZKŁADU SIŁ WYWOŁANYCH DZIAŁANIEM MOMENTU ZAMOCOWANIA STROPÓW W ZŁĄCZU [6].	13
RYS. 6. UDZIAŁ TECHNOLOGII POWSTAJĄCYCH BUDYNKÓW W LATACH 1970 – 1985 R. [3].	16
RYS. 7. ZESTAWIENIE POWIERZCHNI UŻYTKOWEJ BUDYNKÓW ODDAWANYCH DO UŻYTKU W LATACH 1970-1985 R. REALIZOWANYCH W RÓŻNYCH SYSTEMACH [8].	17
RYS. 8. UKŁADY KONSTRUKCYJNE BUDYNKÓW ZE ŚCIANAMI NOŚNYMI: A) PODŁUŻNY, B) KRZYŻOWY, C) POPRZECZNY; 1- ŚCIANY NOŚNE, 2 – KIERUNEK ROZPIĘCIA STROPÓW.	19
RYS. 9. ZŁĄCZE W POZIOMIE STROPU KONDYGNACJI POWTARZALNEJ, ZWO – ŚCIAN ZEWNĘTRZNA WARSTWOWA OSŁONOWA, S-STROP, ZWS - ŚCIAN ZEWNĘTRZNA WARSTWOWA SAMONOŚNA [10].	20
RYS. 10. A) ZŁĄCZE PIONOWE ŚCIAN WEWNĘTRZNYCH NOŚNYCH (W); B) ZŁĄCZA PIONOWE PŁYT PODDANE ŚCINANIU [11].	21
RYS. 11. FUNKCJE KONSTRUKCYJNE WIEŃCÓW W BUDYNKACH WIELKOPŁYTOWYCH [12].	22
RYS. 12. POŁĄCZENIE PRĘTÓW ZBROJENIA WIEŃCÓW: A) NA KLAMRY, B) NA SPIRALE, C) DODATKOWYMI PRĘTAMI PRZYSPAWANYMI DO MAREK STALOWYCH [13].	22
RYS. 13. ZŁĄCZE SYSTEMU OWT-75 ZE ŚRUBĄ REKTYFIKACYJNĄ [15].	23
RYS. 14. UKŁAD KONSTRUKCYJNY SYSTEMU W-70 (WK-70); 1 — PŁYTY STROPOWE, 2 — ŚCIANA WEWNĘTRZNA, 3 — ŚCIANA ZEWNĘTRZNA, 4 — KABINA SANITARNA (PREFABRYKAT PRZESTRZENNY), 5 — ŚCIANA WEWNĘTRZNA [16].	26
RYS. 15. ZASADA DZIAŁANIA SYSTEMU SHM W BUDYNKU WIELOKONDYGNACYJNYM.	28
RYS. 16. MOST PRZEZ SAN W PRZEMYSŁU. ROZMIESZCZENIE PUNKTÓW WYMIAROWYCH [37].	31
RYS. 17. MOST ŚREDNICOWY W WARSZAWIE. SCHEMAT ROZMIESZCZENIA ELEMENTÓW SYSTEMU MONITORINGU [37].	32
RYS. 18. PRZYKŁAD BADANIA UKAZUJĄCEGO LOKALIZACJĘ ZBROJENIA [47].	35
RYS. 19. BADANIE CIĄGŁOŚCI PALI FUNDAMENTOWYCH [48].	35
RYS. 20. NIENISZCZĄCE METODY BADAŃ STOSOWANE W DIAGNOSTYCE OBIEKTÓW BUDOWLANYCH [45].	36
RYS. 21. (A) BADANIE KOLEKTORA METODĄ IMPACT-ECHO [49]; (B) IDEA DZIAŁANIA METODY IMPACT-ECHO [53].	38
RYS. 22. ZESTAWIENIE NOWOCZESNYCH NIENISZCZĄCYCH METOD AKUSTYCZNYCH STOSOWANYCH W BADANIU DOSTĘPNYCH JEDNOSTRONNIE KONSTRUKCJI BETONOWYCH [43].	38
RYS. 23. IDEA BADANIA ELEMENTU BETONOWEGO ZAWIERAJĄCEGO PODSTAWOWE WADY [54].	39
RYS. 24. (A) PRZYKŁAD BADANIA UJAWNIAJĄCEGO ROZWARSTWIENIE I DEGRADACJĘ	40
RYS. 25. WYNIKI OTRZYMANE ZA POMOCĄ TOMOGRAFII ULTRADŹWIĘKOWEJ PRÓBKII ZAWIERAJĄCEJ: (A) UKŁAD ZBROJENIA SIATKĄ W WARSTWIE DOLNEJ ORAZ DWOMA SKRZYŻOWANYMI PRĘTAMI W WARSTWIE GÓRNEJ (B) ELEMENT SCHODKOWY WYKONANY Z PŁYT STYROPIANOWYCH ZLOKALIZOWANY W POŁOWIE WYSOKOŚCI BLOKU [56].	40

RYS. 26. SCHEMAT PRZEPROWADZENIA BADANIA METODĄ ELEKTROMAGNETYCZNĄ (PO LEWEJ) ORAZ WYNIK BADANIA PO OBRÓBCE KOMPUTEROWEJ OTRZYMANEYCH DANYCH Z BADANIA (PO PRAWĘJ) [58].	41
RYS. 27. SCHEMAT BADANIA ELEMENTU ŻELBETOWEGO METODĄ RADIOGRAFICZNĄ [57].	42
RYS. 28. SCHEMAT DZIAŁANIA METODY GEORADAROWEJ: A) WYKONANIE POMIARU, B) WYKONANIE SERII POMIARÓW PODCZAS RUCHU ANTENY, C) ZAPISY ZAREJESTROWANE PRZEZ GEORADAR, D) WYNIK BADANIA W POSTACI MAPY GEORADAROWEJ [60].	43
RYS. 29. (A) PRĘTY MONTAŻOWE POZOSTAWIONE Z CZASÓW BUDOWY BUDYNKU PREFABRYKOWANEGO, (B) POMIAR GEORADAREM PRZESTRZENI DYLATACYJNEJ POMIĘDZY PRZEGRODAMI PIONOWYMI W BUDYNKU PREFABRYKOWANYM [61].	43
RYS. 30. PRZYGOTOWANIE PRÓBK I ORAZ PRZEPROWADZENIE BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE [66].	44
RYS. 31. SCHEMATY MOŻLIWYCH USZKODZEŃ BUDYNKU WYKONANEGO W TECHNOLOGII UPRZEMYSŁOWIONEJ [73].	46
RYS. 32. PRZYCZYNY I RODZAJE USZKODZEŃ W BUDYNKACH WZNOSZONYCH METODAMI UPRZEMYSŁOWIONYMI [15].	46
RYS. 33. PRZYKŁADY NIEPRAWIDŁOWEGO MONTAŻU ELEMENTÓW PREFABRYKOWANYCH: (A) SKRZYWIONA ŚRUBA REKTYFIKACYJNA (B) NIEPRAWIDŁOWE WYPEŁNIENIE SZCZELINY MIĘDZY ELEMENTAMI ŚCIENNymi [94].	50
RYS. 34. PRZYKŁADOWE USZKODZENIA BUDYNKU PRZEDSTAWIONE W PRACY [95].	51
RYS. 35. PRZYKŁADY PRAKTYCZNE WYSTĘPOWANIA NIEJEDNORODNOŚCI STRUKTURY WYPEŁNIENIA ZŁĄCZY (TZW. „RAKÓW”) UZYSKANE Z BADAŃ ISTNIEJĄCYCH ZŁĄCZY KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKÓW WYBUDOWANYCH W SYSTEMIE WK-70 (WIDOK Z KAMERY INSPEKCYJNEJ) [25].	54
RYS. 36. WYNIKI TOMOGRAFII ULTRADŹWIĘKOWEJ PRZEDSTAWIAJĄCE LOKALIZACJĘ STREF OSŁABIONEGO BETONU [55].	56
RYS. 37. WYNIKI ANALIZY NUMERYCZNEJ DLA POSZCZEGÓLNYCH FAZ - ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ GŁÓWNYCH W TARCZY ZWO-6000 [112].	57
RYS. 38. ZŁĄCZE ZWO-S-ZWO: A) ROZWIĄZANIE PROJEKTOWE; WADY WYKONAWCZE: B) BRAK WYPEŁNIENIA WIEŃCA, C) INIEKCJA ZŁĄCZA W TRAKCIE EKSPLOATACJI BUDYNKU [112].	58
RYS. 39. BADANIE DOŚWIADCZALNE I SYMULACJA NUMERYCZNA PŁYTY PREFABRYKOWANEJ PIONOWYM [131].	59
RYS. 40. PRZYJĘTE MODELE OBLICZENIOWE BUDYNKÓW [129].	60
RYS. 41. PRZYKŁADOWE WYNIKI ANALIZY NUMERYCZNEJ: A) ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ, B) ODKSZTAŁCENIE, C) DYSKRETY-ZACJA, D) E) ODKSZTAŁCENIE WARSTWY KONSTRUKCYJNEJ BETONU W STREFIE STYKU ZE ŚRUBĄ KOTWIĄCĄ [133].	61
RYS. 42. (A) STANOWISKO BADAWCZE PODCZAS BADANIA PODWÓJNEGO ZAKOTWIENIA (KĄT ZAKOTWIENIA 45°),	61
RYS. 43. (A) DWUWYMIAROWY MODEL ZŁĄCZA POZIOMEGO. (B) DWUWYMIAROWY MODEL BUDYNKU Z ELEMENTAMI 2D JOINT ORAZ MODEL PRZESTRZENNY Z ELEMENTAMI TYPU 3D JOINT [135].	62
RYS. 44. MODEL ZGODNY Z ZAŁOŻENIAMI PROJEKTOWYMI WG [136].	63
RYS. 45. PORÓWNANIE MODELU DOŚWIADCZALNEGO Z MODELEM NUMERYCZNYM [137].	64
RYS. 46. MODELE PRZYJĘTE DO ANALIZY OBLICZENIOWEJ W PRACY [95].	65
RYS. 47. PRZYKŁADOWY ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ GŁÓWNYCH W ELEMENTIE ŚCIENNym DLA MODELU NR 7 [95].	65
RYS. 48. SPOSÓB MODELOWANIA WAD W POSTACI RYS W PRACY [138]. (A) ŚCIANA BEZ WADY, (B) ŚCIANA Z RYSĄ.	66
RYS. 49. PORÓWNANIE ROZSTAWU RYS W PŁYTCIE BETONOWEJ Z OBLICZONYM ROZKŁADEM PARAMETRU DT DLA WĘZŁA ZESPOLONEGO [141].	67
RYS. 50. KOMPUTER (A) Odra SERII 1300 STWORZONY PRZEZ EUGENIUSZA BLISKIEGO [143]; (B) ICL 1900 [144].	67

RYS. 51. MODEL ZŁĄCZA Z ZAMODELOWANĄ RYSĄ [142].....	68
RYS. 52. (A) KONSTRUKCJA BEZ OSŁABIONYCH ZŁĄCZY. (B) NIŻSZA WYTRZYMAŁOŚĆ ZŁĄCZY PIONOWYCH. (C) NIŻSZA WYTRZYMAŁOŚĆ ZŁĄCZY POZIOMYCH [145].....	69
RYS. 53. MODELE NUMERYCZNE ANALIZOWANYCH BUDYNKÓW [146].....	69
RYS. 54. PIERWSZA POSTAĆ DRGAŃ WŁASNYCH BUDYNKU A) PRZESTRZENNEGO, B) TARCZOWEGO [147].	70
RYS. 55. ROZKŁAD TEMPERATUR W PRZEKROJU DLA WZMOCNIENIA Z ZASTOSOWANIEM BETONOWYCH KORKÓW DYSTANSOWYCH: A) BEZ DODATKOWEJ WARSTWY IZOLACJI TERMICZNEJ, B) Z DODATKOWĄ IZOLACJĄ TERMICZNĄ O GR. 6 CM WARSTWA IZOLACYJNĄ, C) Z DODATKOWĄ IZOLACJĄ TERMICZNĄ O GR. 10 CM [108].	71
RYS. 56. SCHEMAT MODELU BADAWCZEGO; A – RAMIĘ DZIAŁANIA SIŁY, P – SIŁA PRZYŁOŻONA DO PŁYTY STROPOWEJ, MA – MOMENT PODPOROWY, RA – REAKCJA... 74	74
RYS. 57. KONSTRUKCJA PROSTEJ GRANICZNEJ [142].	75
RYS. 58. PRZYKŁADOWY ZESTAW DO BADANIA KĄTA OBROTU [142].....	77
RYS. 59. GRAFICZNE PRZEDSTAWIENIE ŚRODKA I KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ, GDZIE: ΔG - PRZEMIESZCZENIE PUNKTU NA GÓRNEJ PŁASZCZYŹNIE PŁYTY STROPOWEJ, ΔD - PRZEMIESZCZENIE PUNKTU NA DOLNEJ PŁASZCZYŹNIE PŁYTY STROPOWEJ [142].	77
RYS. 60. MODEL BADAWCZY UKAZUJĄCY LOKALIZACJĘ DZIAŁANIA SIŁ. WYSOKOŚĆ PŁYT ŚCIENNYCH I DŁUGOŚĆ PŁYTY STROPOWEJ WYNOŚIŁA 60 CM.	79
RYS. 61. GEOMETRIA SIATEK UŻYTYCH PODCZAS BADAŃ PRZEDSTAWIONYCH W PRACY [142].	80
RYS. 62. SPOSÓB OBCIĄŻENIA WSPORNIKA STROPOWEGO [142].	81
RYS. 63. A) ZBROJENIE PŁYTY STROPOWEJ SYSTEMU WK-70; B) GOTOWY PREFABRYKAT PŁYTY STROPOWEJ; C) ZBROJENIE WIEŃCA; D) ZBROJENIE SPIRALNE ZŁĄCZA [142]....	81
RYS. 64. ZALEŻNOŚCI $M-\Phi$ DLA RÓŻNYCH NAPRĘŻEŃ DZIAŁAJĄCYCH W ŚCIANIE: A) NAPRĘŻENIE W ŚCIANIE WYNOŚĄCE 2,22 [MPa]; B) NAPRĘŻENIE W ŚCIANIE WYNOŚĄCE 5,56 [MPa] [142].	82
RYS. 65. ROZMIESZCZENIE BAZ TENSOMETRÓW NASADOWYCH NA POWIERZCHNIACH BOCZNYCH ZŁĄCZA. W NAWIASACH PODANO NUMERY BAZ Z PRZECIWLEGŁEJ STRONY [142].	83
RYS. 66. PRZYKŁADOWE ZARYSOWANIA ZESTAWU BADAWCZEGO PODDANEGO DZIAŁANIU OBCIĄŻENIA [6].	84
RYS. 67. OKNO GŁÓWNE ŚRODOWISKA WORKBENCH.	85
RYS. 68. SCHEMAT BADANEGO ZŁĄCZA POZIOME KONDYGNACJI POWTARZALNEJ W - ŚCIANA WEWNĘTRZNA NOŚNA, S – STROP [156].	86
RYS. 69. ETAPY MODELOWANIA I ŹRÓDŁA BŁĘDÓW (OPRACOWANIE AUTORA).	88
RYS. 70. PRZYKŁADOWY PROCES TWORZENIA ELEMENTU PRZESTRZENNEGO W MODULE SPACECLAIM DIRECT MODELER OPROGRAMOWANIA ANSYS.	90
RYS. 71. ELEMENTY PODSTAWOWE WYKONANE ZA POMOCĄ MODUŁU SPACECLAIM.	91
RYS. 72. GOTOWE ZŁOŻENIE ELEMENTÓW PODSTAWOWYCH Z NADANIEM RELACJI POMIĘDZY ELEMENTAMI.	92
RYS. 73. MODEL CIAŁA SPRĘŻYSTO-PLASTYCZNEGO ZE WZMOCNIENIEM. σ -NAPRĘŻENIE, ε -ODKSZTAŁCENIE, E – MODUŁ YOUNGA, RE – GRANICA PLASTYCZNOŚCI.	93
RYS. 74. PORÓWNANIE ANALIZY LINIOWEJ I NIELINIOWEJ. ANALIZA LINIOWA – SZTYWNOŚĆ JEST STAŁA, ANALIZA NIELINIOWA – SZTYWNOŚĆ NIE JEST STAŁA.	93
RYS. 75. FUNKCJA NIELINIOWA.....	95
RYS. 76. PRZYROSTY OBCIĄŻENIA W METODZIE PRZYROSTOWO – ITERACYJNEJ NEWTONA – RAPHSONA. OPIS W TEKŚCIE.....	95
RYS. 77. SCHEMAT ITERACYJNY METODY NEWTONA – RAPHSONA [159].	97
RYS. 78. PORÓWNANIE DOKŁADNOŚCI OBLICZEŃ W ZALEŻNOŚCI OD SPOSOBU DYSKRETYZACJI DLA TYCH SAMYCH WARUNKÓW BRZEGOWYCH.	98
RYS. 79. WYKRES JAKOŚCI DYSKRETYZACJI MODELU ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO.	99

RYS. 80. A) LOKALIZACJA PUNKTÓW POMIAROWYCH ZGODNIE Z [142]; B) PRZEMIESZCZENIA DLA 5,56 [MPA], 8 [KNM], MODEL WK4-1-MES, ZGODNOŚĆ WSPÓŁCZYNNIKA ξ' WYNOŚI 98,4%; C) PRZEMIESZCZENIA 2,22 [MPA], 3,2 [KNM], MODEL WK4-1-MES, ZGODNOŚĆ WSPÓŁCZYNNIKA ξ' WYNOŚI 97,5%; D) PRZEMIESZCZENIA 2,22 [MPA], 2,7 [KNM], MODEL WK4-2-MES, ZGODNOŚĆ WSPÓŁCZYNNIKA ξ' WYNOŚI 99,5%.	101
RYS. 81. PRZYKŁADOWE PRZEDSTAWIENIE ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH, KTÓRE ULEGŁY ZNISZCZENIU W POSTACI CZERWONYCH PUNKÓW.	101
RYS. 82. PORÓWNIANIE CHARAKTERU ZNISZCZENIA POZIOMEGO ZŁĄCZA KONSTRUKCYJNEGO: A) ZNISZCZENIE W MASZYNIE WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ [6]; B) WYNIK UZYSKANY PRZY UŻYCIU ANALIZY NUMERYCZNEJ MES.	102
RYS. 83. METODA OBLICZANIA KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ NA PODSTAWIE WYNIKÓW Z ANALIZY NUMERYCZNEJ.	102
RYS. 84. KĄT OBROTU POLICZONY NA PODSTAWIE WYNIKU OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH DLA NAPRĘŻENIA W ŚCIANIE WYNOŚĄCEGO 2,22 [MPA] ORAZ MOMENTU 6,8 [KNM]: $\varphi=3,44\%$.	103
RYS. 85. KĄT OBROTU POLICZONY NA PODSTAWIE WYNIKU OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH DLA NAPRĘŻENIA W ŚCIANIE WYNOŚĄCEGO 2,22 [MPA] ORAZ MOMENTU 7,155 [KNM] $\varphi=3,55\%$.	103
RYS. 86. KĄT OBROTU POLICZONY NA PODSTAWIE WYNIKU OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH DLA NAPRĘŻENIA W ŚCIANIE WYNOŚĄCEGO 5,56 [MPA] ORAZ MOMENTU 8,83 [KNM]: $\varphi=2,65\%$.	103
RYS. 87. EKSTREMALNE NAPRĘŻENIA NORMALNE I ICH KONCENTRACJE W OBSZARZE RAKÓW.	105
RYS. 88. WIDOK PRZESTRZENNY RAKÓW W MODELU R-5 (OD TYŁU UKŁADU BADAWCZEGO).	105
RYS. 89. WIDOK PRZESTRZENNY RAKÓW W MODELU R-5.	106
RYS. 90. WIDOK PRZESTRZENNY RAKÓW W MODELU R-5 (OD STRONY BOCZNEJ UKŁADU BADAWCZEGO).	106
RYS. 91. PRZEKRÓJ WIEŃCA WZDŁUŻ ŚCIANY NOŚNEJ DLA UKAZANIA PUSTEJ PRZESTRZENI W MODELU R-5.	107
RYS. 92. WIDOK OGÓLNY ZBROJENIA MODELU K-60.	108
RYS. 93. WIDOK FRAGMENTU PRĘTA PĘTLI PŁYTY STROPOWEJ O ZMNIJSZONEJ ŚREDNICY MODELU K-60.	108
RYS. 94. WIDOK OGÓLNY MODELU K-60.	109
RYS. 95. WIDOK OGÓLNY ZBROJENIA MODELU K-85.	110
RYS. 96. WIDOK FRAGMENTU PRĘTA PĘTLI PŁYTY STROPOWEJ O ZMNIJSZONEJ ŚREDNICY MODELU K-85.	110
RYS. 97. WIDOK RYSY NA GRANICY PŁYTY STROPOWEJ I WIEŃCA W MODELU RS-1.	111
RYS. 98. WIDOK RYSY NA GRANICY PŁYTY STROPOWEJ I WIEŃCA W MODELU RS-2.	112
RYS. 99. WIDOK RYS NA GRANICY PŁYTY STROPOWEJ I WIEŃCA W MODELU RS-3.	113
RYS. 100. WIDOK OGÓLNY MODELU B-Z.	114
RYS. 101. WIDOK OGÓLNY NIEPEŁNEGO ZBROJENIA ZŁĄCZA MODELU B-Z.	114
RYS. 102. PRZEKRÓJ ZŁĄCZA UKAZUJĄCY BRAKI ZBROJENIA W MODELU B-Z.	115
RYS. 103. PUNKT OBROTU $R_0=2,19$ CM, 2,22 [MPA], 2,7 [KNM].	117
RYS. 104. PUNKT OBROTU $R_0=2,01$ CM, 2,22 [MPA], 3,2 [KNM].	117
RYS. 105. PUNKT OBROTU $R_0=2,24$ CM, 5,56 [MPA], 8 [KNM].	118
RYS. 106. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU $M(\Phi)$. ZŁĄCZE REFERENCYJNE – WK-REF PRZY $\sigma=2,22$ MPA.	118
RYS. 107. UGIĘCIE BELKI W ZALEŻNOŚCI OD JEJ ZAMOCOWANIA. WARTOŚĆ KĄTA UGIĘCIA A) $\Phi=0$; B) $\Phi>0$; C) $\Phi=MAX$.	120
RYS. 108. SPOSÓB WYZNACZANIA MAKSYMALNEJ WARTOŚCI KĄTA OBROTU.	120
RYS. 109. PODZIAŁ ZALEŻNOŚCI $M(\Phi)$ NA TRZY GRUPY.	121
RYS. 110. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA ZŁĄCZ R-5 ORAZ R-W.	122

RYS. 111. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI ZŁĄCZY UWZGLĘDNIAJĄCYCH KOROZJĘ ZBROJENIA.....	123
RYS. 112. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU. ZŁĄCZA ZAWIERAJĄCE RYSY POMIĘDZY PŁYTĄ STROPOWĄ A WIĘNCEM – RS-1, RS-2 ORAZ RS-3.....	124
RYS. 113. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU. ZŁĄCZE B-Z.....	125
RYS. 114. ZALEŻNOŚĆ KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA ZŁĄCZ NKB-1 ORAZ NKB-2.....	126
RYS. 115. ROZKŁAD NAPRĘŻENIA ZREDUKOWANEGO W ZBROJENIU MODELU ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO. DLA MOMENTÓW: A), B) 11 [KNM]; C),D) 12 [KNM].....	127
RYS. 116. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA ZBROJENIA. DLA MOMENTÓW: A), B) 11 [KNM]; C), D) 12 [KNM]. MODEL REFERENCYJNY.....	128
RYS. 117. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD MAKSYMALNEGO PRZEMIESZCZENIA PIONOWEGO(D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO – REF.	128
RYS. 118. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	129
RYS. 119. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	129
RYS. 120. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	130
RYS. 121. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 12 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	130
RYS. 122. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 13 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	131
RYS. 123. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA REFERENCYJNEGO, MOMENT 14 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	131
RYS. 124. PORÓWNANIE MAP (A) ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA ORAZ (B) ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH PRĘTA PĘTLI ZBROJENIA ZŁĄCZA. MODEL REFERENCYJNY, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	132
RYS. 125. PORÓWNANIE MAP (A) ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA ORAZ (B) ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH PRĘTA PĘTLI ZBROJENIA ZŁĄCZA. MODEL REFERENCYJNY, MOMENT 12 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	132
RYS. 126. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MODELU R-5, UKAZUJĄCA MIEJSCA W KTÓRYCH NASTĄPIŁO PRZEKROCZENIE GRANICY PLASTYCZNOŚCI.....	133
RYS. 127. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA PRZEKROJU ZBROJENIA MODELU R-5. DLA MOMENTÓW: A) 9 [KNM]; B) 10 [KNM]. CZERWONA, PRZERYWANA LINIA WSKAZUJE NA OBSZAR WYSTĘPOWANIA RAKÓW. POMARAŃCZOWE STRZAŁKI WSKAZUJĄ NA OBSZARY KONCENTRACJI NAPRĘŻEŃ ROZCIĄGAJĄCYCH.	134
RYS. 128. ROZKŁAD WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA SPIRALI ZBROJENIA ZŁĄCZA; A) WIDOK OGÓLNY PĘTLI ZBROJENIA; B) WIDOK PĘTLI ZBROJENIA Z OZNACZENIEM ZWOJÓW ORAZ WSKAZANIEM OBSZARU WYSTĘPOWANIA RAKÓW – OBSZAR OZNACZONY CZERWONĄ RAMKĄ.	134
RYS. 129. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA PRZEKROJU ZBROJENIA MODELU R-W. MOMENT 3 [KNM].....	135
RYS. 130. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD PRZEMIESZCZENIE (D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA R-5.....	135
RYS. 131. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-5, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	136
RYS. 132. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-5, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	136
RYS. 133. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-5, MOMENT 9 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	137

RYS. 134. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-5, MOMENT 10 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	137
RYS. 135. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD PRZEMIESZCZENIA (D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA R-W.	138
RYS. 136. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-W, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	138
RYS. 137. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-W, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	139
RYS. 138. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA R-W, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	139
RYS. 139. MAPA ROZKŁADU NAPRĘŻENIA ZREDUKOWANEGO DLA ZBROJENIA ZŁĄCZA: A) K-60; B) K-85.	140
RYS. 140. MAPA ROZKŁADU NAPRĘŻENIA ZREDUKOWANEGO NA PRZEKROJU ZBROJENIA ZŁĄCZA: A) K-60; B) K-85.	141
RYS. 141. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA NA PRZEKROJU ZBROJENIA ZŁĄCZA A) K-60; B) K-85.	141
RYS. 142. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD PRZEMIESZCZENIA (D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA K-60.	141
RYS. 143. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-60, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	142
RYS. 144. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-60, MOMENT 6 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	142
RYS. 145. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-60, MOMENT 8 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	143
RYS. 146. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD PRZEMIESZCZENIA (D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA K-85.	143
RYS. 147. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-85, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	144
RYS. 148. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-85, MOMENT 5 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	144
RYS. 149. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA K-85, MOMENT 6 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	145
RYS. 150. MAPA ROZKŁADU NAPRĘŻENIA ZREDUKOWANEGO NA PRZEKROJU ZBROJENIA ZŁĄCZA: A) RS-1, M=2 [KNM]; B) RS-2, M=12 [KNM]; C) RS-3, M=1 [KNM].	146
RYS. 151. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA NA PRZEKROJU ZBROJENIA DLA MODELU: A) RS-1, M=2 [KNM]; B) RS-2, M=11 [KNM]; C) RS-3, M=1 [KNM].	146
RYS. 152. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD PRZEMIESZCZENIA (D) PŁYTY STROPOWEJ DLA ZŁĄCZA RS-1.	147
RYS. 153. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-1, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	147
RYS. 154. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-1, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	148
RYS. 155. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-1, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	148
RYS. 156. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD MAKSYMALNEGO PRZEMIESZCZENIE PŁYTY STROPOWEJ (D) DLA ZŁĄCZA RS-2.	149
RYS. 157. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-2, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	149
RYS. 158. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-2, MOMENT 10 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	150
RYS. 159. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPa] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-2, MOMENT 11 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPa].	150
RYS. 160. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD MAKSYMALNEGO PRZEMIESZCZENIE PŁYTY STROPOWEJ (D) DLA ZŁĄCZA RS-3.	151

RYS. 161. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-3, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	151
RYS. 162. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-3, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	152
RYS. 163. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA RS-3, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	152
RYS. 164. PORÓWNANIE MAP WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA MODELI DLA RÓŻNYCH WARTOŚCI MOMENTU, PRZY KTÓRYM NASTĘPUJE PRZEKROCZENIE GRANICY PLASTYCZNOŚCI STALI. A) REFERENCYJNY (12 [KNM]); B) NKB-1 (11 [KNM]); C) NKB-2 (9 [KNM]).	153
RYS. 165. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD MAKSYMALNEGO PRZEMIESZCZENIE PŁYTY STROPOWEJ (D) DLA ZŁĄCZA NKB-1.	154
RYS. 166. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-1, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	154
RYS. 167. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-1, MOMENT 10 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	155
RYS. 168. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-1, MOMENT 11 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	155
RYS. 169. ZALEŻNOŚĆ NAPRĘŻENIA MAKSYMALNEGO (Σ) W ZBROJENIU OD MAKSYMALNEGO PRZEMIESZCZENIE PŁYTY STROPOWEJ (D) DLA ZŁĄCZA NKB-2.	156
RYS. 170. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-2, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	156
RYS. 171. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-2, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	157
RYS. 172. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-2, MOMENT 7 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	157
RYS. 173. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-2, MOMENT 8 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	158
RYS. 174. ROZKŁAD NAPRĘŻEŃ ZREDUKOWANYCH [MPA] W ZBROJENIU DLA ZŁĄCZA NKB-2, MOMENT 9 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	158
RYS. 175. IZOPOWIERZCHNIE WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MODELU REFERENCYJNEGO: A) 5 [KNM]; B) 13 [KNM].	159
RYS. 176. IZOPOWIERZCHNIE WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MODELU REFERENCYJNEGO 14 [KNM].	160
RYS. 177. MAPA WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA BETONU PRZEDSTAWIONA W POSTACI IZOLINII. DLA MOMENTU 12 [KNM]. OPIS W TEKŚCIE.	160
RYS. 178. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	161
RYS. 179. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	161
RYS. 180. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	162
RYS. 181. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 5 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	162
RYS. 182. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 6 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	163
RYS. 183. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, MOMENT 14 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	163

RYS. 184. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 2 [KNM]; (B) 15 [KNM]; (C) 16 [KNM]; (D) 17 [KNM]. ZŁĄCZE REFERENCYJNE, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	164
RYS. 185. PORÓWNANIE ROZKŁADU NAPRĘŻEŃ W KAWERNACH I PUSTEJ PRZESTRZENI O ZBLIŻONYCH WYMIARACH ZEWNĘTRZNYCH.	166
RYS. 186. PORÓWNANIE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPECEŃSTWA PRZY $M=5$ [KNM] MODELI: A) R-5; B) REFERENCYJNEGO.	166
RYS. 187. ZESTAWIENIE MAP WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MODELU R-W: A) $M=2$ [KNM]; B) $M=3$ [KNM]; C) $M=4$ [KNM].	167
RYS. 188. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-5, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	167
RYS. 189. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-5, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	168
RYS. 190. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-5, MOMENT 7 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	168
RYS. 191. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-5, MOMENT 9 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	169
RYS. 192. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-5, MOMENT 11 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	169
RYS. 193. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 4 [KNM]; (C) 9 [KNM]; (D) 11 [KNM]. ZŁĄCZE R-5, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	170
RYS. 194. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-W, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	171
RYS. 195. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-W, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	171
RYS. 196. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-W, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	172
RYS. 197. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE R-W, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	172
RYS. 198. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 2 [KNM]; (C) 3 [KNM]; (D) 4 [KNM]. ZŁĄCZE R-W, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	173
RYS. 199. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-60, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	174
RYS. 200. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-60, MOMENT 5 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	175
RYS. 201. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-60, MOMENT 8 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	175
RYS. 202. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 4 [KNM]; (C) 8 [KNM]; (D) 10 [KNM]. ZŁĄCZE K-60, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	176

RYS. 203. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-85, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	177
RYS. 204. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-85, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	177
RYS. 205. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-85, MOMENT 6 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	178
RYS. 206. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE K-85, MOMENT 7 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	178
RYS. 207. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 3 [KNM]; (C) 5 [KNM]; (D) 8 [KNM]. ZŁĄCZE K-85, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	179
RYS. 208. WIDOK PRZEKROJU UKAZUJĄCY ROZKŁAD WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA NA GRANICY BETON/STAL: A) RS-1, M=2 [KNM]; B) RS-2, M=1 [KNM].	180
RYS. 209. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-1, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	181
RYS. 210. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-1, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	181
RYS. 211. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-1, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	182
RYS. 212. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-1, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	182
RYS. 213. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 2 [KNM]; (C) 3 [KNM]; (D) 4 [KNM]. ZŁĄCZE RS-1, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	183
RYS. 214. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	184
RYS. 215. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	184
RYS. 216. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	185
RYS. 217. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 5 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	185
RYS. 218. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 10 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	186
RYS. 219. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-2, MOMENT 11 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	186
RYS. 220. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 5 [KNM]; (C) 10 [KNM]; (D) 11 [KNM]. ZŁĄCZE RS-2, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	187

RYS. 221. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-3, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	188
RYS. 222. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-3, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	188
RYS. 223. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-3, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	189
RYS. 224. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE RS-3, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	189
RYS. 225. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 2 [KNM] (A) 3 [KNM]; (B) 4 [KNM]. ZŁĄCZE RS-3, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	190
RYS. 226. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-1, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	191
RYS. 227. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-1, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	192
RYS. 228. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-1, MOMENT 5 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	192
RYS. 229. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-1, MOMENT 8 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	193
RYS. 230. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-1, MOMENT 11 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	193
RYS. 231. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 4 [KNM] (C) 8 [KNM]; (D) 11 [KNM]. ZŁĄCZE NKB-1, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	194
RYS. 232. MAPA ROZKŁADU WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-2, MOMENT 1 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	195
RYS. 233. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-2, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	195
RYS. 234. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-2, MOMENT 4 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	196
RYS. 235. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE NKB-2, MOMENT 9 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	196
RYS. 236. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 4 [KNM]; (C) 6 [KNM]; (D) 9 [KNM]. ZŁĄCZE NKB-2, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	197
RYS. 237. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE B-Z, MOMENT 2 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	198
RYS. 238. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE B-Z, MOMENT 3 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].....	199

RYS. 239. MAPA ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA OD STRONY GÓRNEJ (A) ORAZ DOLNEJ (B) PŁYTY STROPOWEJ. ZŁĄCZE B-Z, MOMENT 6 [KNM], OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	199
RYS. 240. WIDOK TYLNEJ CZĘŚCI ŚCIANY PRZEDSTAWIAJĄCY MAPE ROZKŁADU WSPÓŁCZYNNIKA BEZPIECZEŃSTWA DLA MOMENTU O WARTOŚCI: (A) 1 [KNM]; (B) 3 [KNM]; (C) 5 [KNM]; (D) 6 [KNM]. ZŁĄCZE B-Z, OBCIĄŻENIE ŚCIANY 2,22 [MPA].	200
RYS. 241. PROPONOWANY ALGORYTM POSTĘPOWANIA PRZY OCENIE OCENIE RYZYKA I POZIOMU BEZPIECZEŃSTWA.	205

• SPIS TABEL

TABELA 1. MINIMALNE WYMAGANIA DLA OKREŚLONYCH POMIESZCZEŃ W BUDYNKACH WIELORODZINNYCH WEDŁUG PRZYKŁADOWYCH NORMATYWÓW TECHNICZNYCH PROJEKTOWANIA (NTP) [9].....	18
TABELA 2. ZESTAWIENIE ZMIAN POWIERZCHNI MIESZKAŃ W BUDOWNICTWIE WIELORODZINNYM DLA LUDNOŚCI NIEROLNICZEJ W POLSCE OKREŚLONEJ PRZEZ NORMATYWY TECHNICZNE PROJEKTOWANIA MIESZKAŃ [9].....	18
TABELA 3. ZESTAWIENIE ODKSZTAŁCEŃ STROP-WIENIEC I OBLICZENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA ξ' DLA ZŁĄCZY TYPU WK [142].....	83
TABELA 4. ZESTAWIENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA ξ DLA ZESTAWÓW WK4-1, WK4-2.	84
TABELA 5. ZESTAWIENIE MATERIAŁÓW PRZYPISANYCH DO POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW.....	99
TABELA 6. ZESTAWIENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA ξ' - MODELE LABORATORYJNE.	100
TABELA 7. ZESTAWIENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA ξ' - BLIŹNIACZE MODELE NUMERYCZNE.	100
TABELA 8. ZESTAWIENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA K DLA RÓŻNYCH NAPRĘŻEŃ W ŚCIANIE.	103
TABELA 9. ZESTAWIENIE MODELI ZAWIERAJĄCYCH DEFEKTY.....	115
TABELA 10. ZESTAWIENIE DANYCH LABORATORYJNYCH ORAZ WYNIKÓW UZYSKANYCH ZA POMOCĄ OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH W ZAKRESIE ODKSZTAŁCEŃ.....	117
TABELA 11. POŁOŻENIE PUNKTU OBROTU DLA POSZCZEGÓLNYCH ZESTAWÓW BADAWCZYCH, OKREŚLONE NA PODSTAWIE WYNIKÓW OTRZYMANÝCH Z ANALIZY NUMERYCZNEJ HT=0,5 [CM], HH=16 [CM].	117
TABELA 12 ZESTAWIENIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA K DLA RÓŻNYCH NAPRĘŻEŃ W ŚCIANIE.	118
TABELA 13. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU W ZALEŻNOŚCI OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI LITERATUROWYCH: A) WK4-1, B) WK4-2 [142].	118
TABELA 14. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU W ZALEŻNOŚCI OD OBCIĄŻENIA PŁYTY STROPOWEJ DLA MODELU REFERENCYJNEGO DLA NAPRĘŻENIA W ŚCIANIE WYNOŚĄCEGO 5,56 [MPA].....	119
TABELA 15. ZESTAWIENIE MAKSYMALNYCH WARTOŚCI KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ PRZY ZAŁOŻONYM OGRANICZENIU PROSTĄ GRANICZNĄ (RYS. 109).....	120
TABELA 16. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ W ZALEŻNOŚCI OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI UWZGLĘDNIAJĄCYCH: OBECNOŚĆ KAWERN - R-5 ORAZ POROWATOŚĆ WIEŃCA W CAŁEJ JEGO OBJĘTOŚCI - R-W.	122
TABELA 17. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ W ZALEŻNOŚCI OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI UWZGLĘDNIAJĄCYCH KOROZJĘ – K-60 ORAZ K-85.	123
TABELA 18. ZESTAWIENIE WARTOŚCI KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ DLA MODELI UWZGLĘDNIAJĄCYCH RYSY POMIĘDZY PŁYTĄ STROPOWĄ A WIEŃCEM – RS-1, RS-2 ORAZ RS-3.	124
TABELA 19. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ W ZALEŻNOŚCI OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI UWZGLĘDNIAJĄCYCH BRAK CZĘŚCI ZBROJENIA ORAZ RYSĘ NA GRANICY PŁYTY STROPOWEJ I WIEŃCA – B-Z.....	125
TABELA 20. ZESTAWIENIE OTRZYMANEGO KĄTA OBROTU PŁYTY STROPOWEJ W ZALEŻNOŚCI OD PRZYŁOŻONEGO MOMENTU DLA MODELI UWZGLĘDNIAJĄCYCH OBNIŻENIE PARAMETRÓW MATERIAŁOWYCH BETONU – O JEDNĄ NKB-1 ORAZ O DWIE KLASY NKB-2.....	126

- SPIS SYMBOLI I OZNACZEŃ

SYMBOLE

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość walcowa na ściskanie betonu po 28 dniach,

f_{cm} – średnia wartość wytrzymałości walcowej betonu na ściskanie,

f_{ctm} – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe,

E – moduł Younga,

E_s - moduł Younga stali zbrojeniowej,

ε - odkształcenie,

R_m - wytrzymałość stali na rozciąganie,

σ_y - granica plastyczności stali,

ν_s - liczba Poissona stali,

σ – naprężenie,

φ – kąt obrotu płyty stropowej,

κ - współczynnik charakteryzujący podatność zamocowania stropu w ścianie,

K - sztywność złącza,

$K(q)$ – nieznana sztywność układu zależna od wektora przemieszczenia,

q – nieznany wektor przemieszczenia,

b – zadane obciążenie,

λ – przyrost obciążenia,

K_T^i – macierz styczna,

Ψ_1 - wektor sił niezrównoważenia,

p - obciążenie zmienne,

g - obciążenie stałe,

P – siła przyłożona do płyty stropowej,

M_a – moment podporowy,

R_a – reakcja,

r_0 - środek obrotu płyty stropowej.

OZNACZENIA

REF – model Referencyjny

K-60 – model zawierający defekt w postaci korozji zbrojenia (typ 1),

K-85 - model zawierający defekt w postaci korozji zbrojenia (typ 2),

R-5 - model zawierający defekt w postaci raków o udziale objętościowym w złączu wynoszącym 5%,
R-W - model zawierający defekt w postaci raków w wieńcu żelbetowym,
RS-1 - model zawierający defekt w postaci rys (typ 1),
RS-2 - model zawierający defekt w postaci rys (typ 2),
RS-3 - model zawierający defekt w postaci rys (typ 3),
NKB-1 - model zawierający defekt w postaci obniżonych paramentów materiałowych (typ 1),
NKB-2 - model zawierający defekt w postaci obniżonych paramentów materiałowych (typ 2),
B-Z - model zawierający defekt w postaci braków w zbrojeniu złącza,
Wk - REF – referencyjny model laboratoryjny,
Wk 4-1 - model laboratoryjny (typ 1),
Wk 4-2 - model laboratoryjny (typ 2),
C16/20 - C jest oznaczeniem betonu zwykłego, 16 oznacza wytrzymałość min. 16 MPa na próbkach walcowych a 20 wytrzymałość min. 20 MPa na sześciennych.
C12/15 - C jest oznaczeniem betonu zwykłego, 12 oznacza wytrzymałość min. 12 MPa na próbkach walcowych a 15 wytrzymałość min. 15 MPa na sześciennych.
A-III – oznaczenie stali (pręty żebrowane dwuskośnie). Klasa stali stosowana w przypadku zbrojenia (nośnego) elementów konstrukcyjnych.
34GS - stal klasy A-III.

Wyrażam zgodę na udostępnianie mojej pracy w czytelniach Biblioteki SGGW.

Wojciech Górski

(czytelny podpis autora)

lub

Wyrażam zgodę na udostępnianie mojej pracy w czytelniach Biblioteki SGGW
po roku * .

.....

(czytelny podpis autora)

** W przypadku pracy dotowanej przez firmę z zewnątrz postulującej klauzule tajności.*