



**POLITECHNIKA
GDAŃSKA**

Wydział Inżynierii
Lądowej i Środowiska





Imię i nazwisko autora rozprawy: mgr inż. Karol Grębowski
Dyscyplina naukowa: Budownictwo

ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim: *ROZWIĄZANIA KONSTRUKCJI PODPÓR POŚREDNICH WIADUKTÓW OBWODNICY STAMBUŁU NORTHERN MARMARA HIGHWAY W KONTEKŚCIE ODDZIAŁ YWAŃ SEJSMICZNYCH*

Tytuł rozprawy w języku angielskim: *SOLUTIONS OF THE INTERMEDIATE SUPPORTS' STRUCTURES OF THE NORTHERN MARMARA HIGHWAY (ISTANBUL'S RING ROAD) IN THE CONTEXT OF SEISMIC ACTIONS*

Promotor  <i>podpis</i>	Drugi promotor <i>podpis</i>
prof. dr hab. inż. Krzysztof Wilde	
Promotor pomocniczy  <i>podpis</i>	Kopromotor <i>podpis</i>
dr inż. Mikołaj Miśkiewicz	

Gdańsk, rok 2018



*Pragnę serdecznie podziękować
promotorowi prof. dr hab. inż. Krzysztofowi Wilde
oraz promotorowi pomocniczemu dr inż. Mikołajowi Miśkiewiczowi
za pomoc, inspiracje i bardzo cenne uwagi
oraz mojej rodzinie za cierpliwość i wsparcie.*

SPIS TREŚCI

1. Wprowadzenie

1.1 Geneza podjęcia tematu badawczego	5
1.2 Przedmiot, tezy badawcze i cel pracy	12
1.3 Zakres pracy	15

2. Problematyka obciążeń sejsmicznych obiektów budowlanych

2.1 Zjawisko trzęsienia ziemi	20
2.2 Obciążenia wywołane przez trzęsienia ziemi	21
2.3 Metoda spektrum odpowiedzi dla układów o jednym stopniu swobody	24
2.4 Metoda spektrum odpowiedzi dla układów o wielu stopniach swobody	29
2.5 Metoda wykorzystująca całkowanie równań ruchu w czasie (Accelerogram)	33

3. Projektowanie sejsmiczne według normy tureckiej TURKISH DLH 2008

3.1 Analiza spektralna multimodalna	36
3.2 Analiza Time History Method.....	39

4. Koncepcja podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności

4.1 Opis konstrukcji pojedynczej podpory	42
4.2 Model dyskretny pojedynczej podpory w programie MATLAB - autorski program na potrzeby uproszczonych badań parametrycznych.....	46
4.3 Model numeryczny pojedynczej podpory w programie SOFISTIK - symulacja odpowiedzi dynamicznej.....	54
4.4 Wyniki	56
4.5 Podsumowanie	59

5. Badania parametryczne podpór pośrednich wiaduktu V17 obwodnicy Northern Marmara Highway

5.1 Opis konstrukcji wiaduktu V17	60
---	----

5.2 Model dyskretny podpór i pomosty o zmiennej geometrii i sztywności wiaduktu V17 w programie MATLAB.....	65
5.3 Model dyskretny podpór i pomostu o zmiennej geometrii i sztywności wiaduktu V17 w programie SOFISTIK.....	68
5.4 Porównanie wyników symulacji w programie MATLAB i SOFISTIK	70
5.5 Analiza redystrybucji sił wewnętrznych i przemieszczeń podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności w programie MATLAB.....	71
5.6 Podsumowanie	76

6. Walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu w programie ABAQUS

- model CDP

6.1 Model plastyczno - degradacyjny betonu CDP.....	78
6.1.1 Charakterystyka i parametry modelu w ujęciu ogólnym.....	78
6.1.2 Funkcja degradacji materiału.....	81
6.1.3 Warunek plastyczności	84
6.1.4 Modelowanie obciążenia cyklicznego	89
6.2 Walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP	94
6.2.1 Badania numeryczne - element ściskany.....	94
6.2.2 Badania numeryczne - element zginany.....	101
6.3 Aktualizacja parametrów modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP ze zbrojeniem	108
6.4 Analiza numeryczna podpór pośrednich z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych.....	116
6.4.1 Opis modelu podpory 3D.....	116
6.4.2 Symulacje numeryczne modelu podpory 3D.....	117
6.4.3 Przegub plastyczny górny nr 1	120
6.4.4 Przegub plastyczny dolny nr 2	122
6.5 Podsumowanie	124

7. Weryfikacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu w programie LS-DYNA

- model CDPM2

7.1 Model konstytutywny plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2	126
7.1.1 Ogólna charakterystyka.....	126
7.1.2 Opis parametrów modelu CDPM2.....	127

7.1.3 Model CDPM2 - plastyczność	131
7.1.4 Model CDPM2 - degradacja	133
7.2 Porównanie opisu podpory pośredniej za pomocą CDP i CDPM2	137
7.2.1 Opis modelu podpory	137
7.2.2 Analiza numeryczna modelu podpory	138
7.2.3 Przegub plastyczny górny nr 1	141
7.2.4 Przegub plastyczny dolny nr 2	144
7.3 Podsumowanie	147

8. Uplastycznienie przekroju podpory na bazie koncepcji ciągliwości

8.1 Założenie koncepcji ciągliwości Ductility Demand-Capacity	149
8.2 Zdolność przemieszczenia lokalnych elementów.....	150
8.3 Zdolność ciągliwości lokalnych elementów.....	154
8.4 Krzywa nośności plastycznej $M-\phi$	154
8.5 Uplastycznienie podpory pośredniej wiaduktu V17	155
8.6 Podsumowanie	162

9. Analiza odpowiedzi dynamicznej wiaduktu V17 z uwzględnieniem degradacji materiałowej

9.1 Opis modelu numerycznego	164
9.2 Analiza powstawania przegubów plastycznych w podporach pośrednich wiaduktu V17	169
9.3 Analiza zniszczeń wiaduktu V17 w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2	175
9.3.1 Wyniki WARIANT I - kształtowanie zbrojenia według metody koncepcji ciągliwości Ductility Demand-Capacity	176
9.3.2 Wyniki WARIANT II - kształtowanie zbrojenia według konstrukcyjno-budowlanego projektu V17	179
9.3.3 Wyniki WARIANT III - kształtowanie zbrojenia według rozwiązania autorskiego pracy	184
9.3.4 Zniszczenie podpór pośrednich w czasie największej amplitudy drgań $t= 22$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3 - według docelowego projektu V17.....	187
9.3.5 Wyniki drgań wiaduktu wykonanego według projektu - Kocaeli	191
9.4 Podsumowanie	196

10. Podsumowanie

10.1 Wnioski końcowe 199
10.2 Kierunki dalszych badań 203

LITERATURA..... 204

ROZDZIAŁ 1

WPROWADZENIE

1.1 Geneza podjęcia tematu badawczego

Wiadukt jest to rodzaj przeprawy w postaci budowli inżynierskiej, której konstrukcja pozwala na pokonanie przeszkody terenowej takiej jak dolina, wąwóz, droga lub linia kolejowa z wyłączeniem przeszkód wodnych. Przy wyborze konstrukcji projektanci kierują się przede wszystkim odległością jaką muszą pokonać, warunkami gruntowymi oraz obciążeniami oddziaływującymi na obiekt. W szczególnych przypadkach konieczne jest uwzględnienie obciążeń wyjątkowych, np. takich jak wymuszenia dynamiczne wywołane trzęsieniami ziemi. Historie z eksploatacji obiektów mostowych przedstawiają, że doszło do wielu katastrof spowodowanych działaniem tego kataklizmu.

Jednym z przykładów jest most San Francisco - Oakland, potocznie zwany Bay Bridge wybudowany w 1936 roku. Konstruktorzy Bay Bridge posiadali wiedzę, że most będzie narażony na oddziaływania związane z trzęsieniami ziemi, ale nie dysponowali poprawnymi danymi dotyczącymi siły możliwych wstrząsów. W październiku 1989 roku doszło do trzęsienia ziemi (Loma Prieta), które osiągnęło siłę 7,1 stopnia w skali Richtera ([53] Kazuhiko 1997). W wyniku wadliwej konstrukcji oraz błędnych obliczeń kilka sworzni podtrzymujących górną jezdnię mostu nie przeniosło obciążenia. Rzeczywiste naprężenia i przemieszczenia punktów konstrukcji były 10-krotnie większe od założonych. Największych zniszczeń dokonały siły ścinające. Podczas trzęsienia ziemi przęsła zaczęły przesuwać się w przeciwnych kierunkach, ścinając stalowe śruby (15 metrowy odcinek jezdni spadł ze wsporników) ([20] Dąbrowiecki 2008, [46] Heninger 2006). Na podstawie obliczeń dokonanych po katastrofie

dowodzono, że obciążenie śrub wyniosło 1000 ton. Bezpośrednią przyczyną uszkodzenia była wadliwa konstrukcja podpór podtrzymujących pomost nieodporna na oddziaływanie trzęsienia ziemi oraz posadowienie fundamentów podpór na piaszczystym podłożu, podatnym na przenoszenie dużych amplitud drgań w czasie ruchów tektonicznych. Skutkiem tej katastrofy było wstrzymanie ruchu na miesiąc. Spowodowało to kolosalne problemy komunikacyjne na całym obszarze Zatoki San Francisco, dlatego władze stanu i miasta podjęły decyzję o najdroższej w historii stanu, ale niezbędnej inwestycji modernizacji mostu ([20] Dąbrowiecki 2008, [46] Heninger 2006).

Kolejnym przykładem jest zniszczenie wiaduktu wchodzącego w skład trasy Hanshin podczas trzęsienia ziemi w Kobe 17 stycznia 1995 roku o sile 7,2 w skali Richtera. Zbudowana w 1969 roku trasa była główną arterią komunikacyjną, którą przejeżdżało ponad 180 000 pojazdów dziennie. Katastrofa wiaduktu spowodowała sparaliżowanie ruchu w Kobe. Ministerstwo Budownictwa w Japonii zleciło przeprowadzenie dochodzenia wyjaśniającego zniszczenie wiaduktu, ponieważ trasa Hanshin w zamyśle wykonanego projektu powinna wytrzymać wstrząsy o sile 8,1 w skali Richtera, które generuje drgania 22 razy silniejsze niż drgania przy sile 7,2 stopnia. Jednym z ekspertów komisji dochodzeniowej został prof. Hirokazu Lemura z Uniwersytetu Kyoto ([R1] Japan Society of Civil Engineers 1995). Pierwszym analizom poddane zostały możliwe popełnione błędy konstrukcyjne podpór żelbetowych wiaduktu. Cały odcinek trasy spadł z podpór pośrednich. Każdy 52-metrowy odcinek wiaduktu był bardzo solidnie połączony z podporami pośrednimi za pomocą żeliwnych mocowań o grubości 190 mm. Po sprawdzeniu tego połączenia okazało się, że siła wstrząsów całkowicie je zniszczyła. Pomost w trakcie dalszych drgań opierał się na podporach bez żadnego zabezpieczenia. Narastające wstrząsy spowodowały pęknięcia żelbetowych podpór pośrednich w wyniku czego cały wiadukt na odcinku ponad 500 m przewrócił się na prawą stronę. Po katastrofie komisja dochodzeniowa pod przewodnictwem prof. Lemura zbadała uszkodzone podpory. Stwierdzono, że każdą z podpór wzmacniały 2 warstwy stalowych prętów zbrojeniowych. Zewnętrzna warstwa zbrojenia przebiegała przez całą

wysokość podpory od fundamentu do oczepu, na którym opierał się pomost. Warstwę wewnętrzną zbrojenia stanowiły pręty wychodzące ze stóp fundamentowych na wysokość 150 cm, do których dowiązywane zostały pręty z warstwy zewnętrznej. Stwierdzono, że taka technika konstruowania zbrojenia pomiędzy fundamentem, a podporami była zgodna z obowiązującymi przepisami oraz techniką budowlaną. Jednak po szczegółowych analizach udowodniono, że wysokość 150 cm, na którą przedłużono pręty zbrojeniowe wychodzące z fundamentu była główną przyczyną zniszczenia wiaduktu. Podczas wstrząsów drgania pomostu wywierały potężne siły oddziaływujące na podporę, po kilku sekundach podpory popękały w swoim najsłabszym punkcie, w miejscu gdzie kończyła się wewnętrzna warstwa zbrojenia na wysokości 150 cm (rys. 1).



Rys. 1 Zniszczenie wiaduktu trasy Hanshin po trzęsieniu ziemi Kobe ([R1] JSCE 1995)

Komisja dochodzeniowa doszła do wniosku, że gdyby wewnętrzne pręty wzmocniające były dłuższe, trasa Hanshin wytrzymałaby wstrząsy. Stwierdzono również, że główne elementy konstrukcyjne trasy były w wysokim stopniu narażone na uszkodzenie. Trasa jednak powstała zgodnie z zasadami budowlanymi z 1964 roku, które powinny gwarantować odporność konstrukcji na znacznie silniejsze wstrząsy. Dane sejsmologiczne wykazały, że epicentrum trzęsienia znajdowało się nadzwyczaj płytko, zaledwie 15 km pod powierzchnią ziemi. Spowodowało to, znaczne przyspieszenie rozchodzenia się drgań oraz

dużą siłę poziomą. Podczas projektowania trasy Hanshin w 1964 roku konstruktorzy nie posiadali danych dotyczących takiego zjawiska. Stwierdzono, że przyspieszenie drgań gruntu podczas wstrząsów w Kobe było 2 razy większe niż dopuszczały to normy budowlane z 1964 roku. Na podstawie przeprowadzonych analiz oraz eksperymentów dowiedziono, że ówczesne metody projektowania były błędne i to one doprowadziły do katastrofy budowlanej trasy Hanshin ([R1] *Japan Society of Civil Engineers 1995*).

Na podstawie powyższych przykładów można stwierdzić, że projektowanie podpór odpornych na działanie obciążenia pochodzącego od trzęsienia ziemi od lat stanowi jedno z najbardziej wymagających wyzwań dla konstruktorów oraz badaczy. Podczas projektowania podpór odpornych na oddziaływania sejsmiczne podstawowym sposobem obliczeń jest analiza sprężysta i plastyczna ([47] *Hodge 1957*). Metodę teorii sprężystości należy stosować wtedy i tylko wtedy, gdy udowodni się w sposób niebudzący wątpliwości, że materiał (zbrojenie w przypadku podpór żelbetowych) nie jest w stanie osiągnąć wystarczającego stanu plastycznego oraz przekrój elementu podpory w przekrojach krytycznych posiada wystarczającą swobodę obrotu. Jeżeli powyższe warunki nie są spełnione należy przeprowadzić analizę plastyczną, która przy projektowaniu z uwzględnieniem oddziaływań sejsmicznych jest niezbędna ([9] *Biezuchow 1957*, [13] *Chen 1998*). Metody analizy plastycznej prowadzą do optymalnego projektowania poprzez wykorzystanie rezerw plastycznych w postaci przegubów plastycznych. Przegub plastyczny nie pozwala na obrót przy obciążeniu mniejszym niż to powodujące uplastycznienie przegubu, natomiast przy większym obciążeniu przenosi moment graniczny i pozwala na obrót ([15] *Chodor 2016*). W przypadku podpory wykonanej z betonu przeprowadzanie prawidłowej analizy plastycznej z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych wymaga zastosowanie modelu plastyczno - degradacyjnego betonu. W tym modelu podczas obciążania elementu wyczerpanie nośności następuje w skutek degradacji materiału od przyrostu obciążenia zewnętrznego, a co za tym idzie następuje utrata nośności w skutek przyrostu odkształceń plastycznych ([60-73] *Lubliner 1989-1999*, [88-

90] Piątek-Sierek 2013). Jest to bardzo ważny element analizy, ponieważ dzięki znajomości miejsca najszybszej i największej degradacji materiału podpory pośredniej można określić miejsce powstania przegubów plastycznych. Spowodowane jest to tym, iż w miejscu utraty nośności przez beton główną rolę w przenoszeniu obciążeń zaczyna odgrywać zbrojenie - stal ([7] Bednarski 1997, [36] Godycki 1982).

W 2012 roku w związku z rozbudową Stambułu w Turcji powstała koncepcja projektu trzeciej obwodnicy tego miasta o nazwie Northern Marmara Highway. Długość projektowanego odcinka wynosi 260 kilometrów. W skład trasy wchodzi 37 wiaduktów i 19 węzłów drogowych zlokalizowanych na obszarze aktywnym sejsmicznie. Stambuł jest największym oraz najludniejszym miastem w Turcji. Jego granice rozciągają się po obu stronach cieśniny morskiej Bosfor, od północnego wybrzeża Morza Marmara do południowego wybrzeża Morza Czarnego. Jako jedna z dwóch metropolii świata znajduje się zarówno w Europie jak i w Azji. Z uwagi na ukształtowanie terenu każdy z wiaduktów posiada zróżnicowaną wysokość podpór pośrednich w obrębie konkretnego obiektu. Projekt obwodnicy stanowi alternatywę dla dwóch istniejących już obwodnic, co wiąże się z nasilonym ruchem drogowym ([34] Freyssinet 2012). Aby nie powtórzyła się sytuacja z San Francisco z roku 1989 roku lub Kobe z roku 1995 konieczna jest wnikliwa analiza projektu pod kątem odporności na trzęsienie ziemi. Tym bardziej, że w 1999 roku w oddalonej o kilkadziesiąt kilometrów od miejsca budowy obwodnicy Northern Marmara Highway prowincji Kocaeli doszło do trzęsienia ziemi o sile 7,6 w skali Richtera, które spowodowało śmierć prawie 18000 osób oraz doprowadziło do katastrof budowlanych wielu obiektów, w tym także infrastrukturalnych ([23] Erdik 2003, [92] Scawthorn 2000). Dodatkowo należy mieć na uwadze, że odporność konstrukcji wiaduktów na trzęsienie ziemi wchodzących w skład nitki obwodnicy zostanie sprawdzona przez ten kataklizm. Badania przeprowadzone w 2000 roku wykazały, że istnieje 60 - procentowe ryzyko, iż do 2030 roku w Stambule dojdzie do trzęsienia ziemi o sile 7 stopni w skali Richtera ([18] Coskun 2017, [85] Oztruk 2015).

Projekt wiaduktów północnej obwodnicy Northern Marmara Highway w Stambule został wykonany przy udziale firmy Mosty Gdańsk Sp. z o.o., a także przy konsultacjach projektowych autora pracy doktorskiej oraz opiekuna naukowego prof. Krzysztofa Wilde. Na rys. 2 przedstawiono lokalizację poszczególnych wiaduktów.



Rys. 2 Lokalizacja poszczególnych wiaduktów północnej obwodnicy Stambułu Northern Marmara Highway

Obwodnica składa się z 36 wiaduktów o podobnym typie konstrukcji podpór pośrednich różniących się wysokością (rys.3b) oraz z 1 mostu hybrydowego (wisząco-podwieszanego) nad cieśniną Bosfor (rys. 3a).

a)

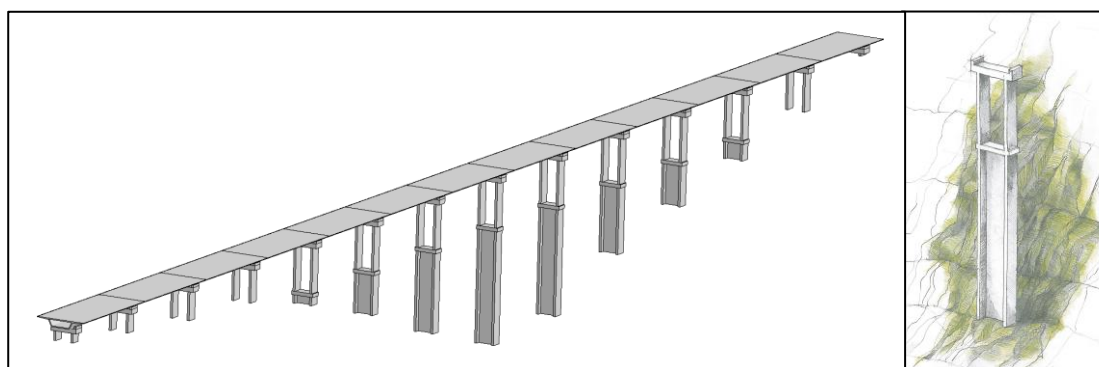


b)



Rys. 3 Widok na: a) most nad cieśniną Bosfor, b) wiadukt V17

Podczas prac projektowych zaproponowane zostało nowatorskie rozwiązanie kształtowania podpór pośrednich wiaduktów w postaci podpór o zmiennej geometrii i sztywności ze względu na oddziaływania sejsmiczne. Dla obiektów ze znacznie zmienną wysokością podpór pośrednich problemem jest redystrybucja sił wewnętrznych powstających w trakcie drgań pochodzących od trzęsienia ziemi. Zastosowanie podpór o jednakowej sztywności powoduje powstawanie bardzo dużych sił w najniższych podporach. W celu przeprowadzenia szczegółowej analizy pracy sprężystej oraz plastycznej podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności do badań został wybrany wiadukt V17 (rys. 4), który posiada najbardziej zróżnicowaną wysokość podpór względem siebie, a także typ tego rodzaju podpór pośrednich jest powtarzalny dla pozostałych 35 wiaduktów.



Rys. 4 Geometria wiaduku V17 wchodzącego w skład nitki północnej obwodnicy Stambułu - Northern Marmara Highway oraz przyjęta koncepcja kształtowania podpory o zmiennej geometrii i sztywności

Aktualnie nie ma kompleksowo opracowanych zaleceń do metody projektowania podpór o zmiennej geometrii i sztywności z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych powstałych w wyniku dynamicznego obciążenia trzęsieniem ziemi, a także z uwzględnieniem skomplikowanego modelu plastyczno - degradacyjnego betonu ze zbrojeniem z jakiego wykonana jest podpora pośrednia poddana obciążeniu dynamicznemu. Analizując obszar literatury polskiej i zagranicznej napotkano na niekompletne informacje dotyczące tego zagadnienia. Wytyczne znajdujące się w normach nie ujmują zagadnienia kompleksowo. Te informacje stanowiły główną przesłankę do tematu badawczego związanego z metodyką projektowania podpór pośrednich

o zmiennej geometrii i sztywności z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych w oparciu o model plastyczno - degradacyjny betonu ze zbrojeniem w kontekście oddziaływań sejsmicznych. Przesłanką do podjęcia tematu badawczego był udział autora oraz opiekunów naukowych rozprawy doktorskiej w pracach projektowych wiaduktów obwodnicy Stambułu realizowanych przez firmę Mosty Gdańsk Sp. z o.o.

1.2 Przedmiot, tezy badawcze i cel pracy

Przedmiotem pracy są rozwiązania konstrukcji podpór wiaduktów obwodnicy Stambułu Northern Marmara Highway w kontekście oddziaływań sejsmicznych.

Koncepcja strukturalnego kształtowania podpór pośrednich wiaduktu ma na celu zaprojektowanie podpór, które zgodnie z turecką normą TURKISH DLH 2008 muszą spełnić wymogi projektowe dla trzech obliczeniowych poziomów intensywności trzęsienia ziemi (D1, D2, D3). Zgodnie z wymogami obiekt poddany działaniu obciążeń sejsmicznych z poziomu D1, który odpowiada zdarzeniu o okresie powrotu 72 lat, nie ulegnie żadnym uszkodzeniom. Przy oddziaływaniu poziomu D2 o okresie powrotu 457 lat, wiadukt zostanie uszkodzony, ale zniszczenia nastąpią w kontrolowanych miejscach i będą mogły być naprawione w okresie paru miesięcy przy niewielkich ograniczeniach ruchu kołowego. Natomiast dla poziomu D3 o okresie powrotu 2475 lat, kontrolowane zniszczenie podpór pośrednich ma nastąpić w górnej części podpór poprzez utworzenie się przegubów plastycznych - pomost nie powinien spaść z oczepu.

W celu spełnienia powyższych założeń zaproponowana została koncepcja konstrukcji podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności, która zakłada, że każda podpora składa się z dwóch części - sztywnej (dolnej) oraz wiotkiej (górnej).

Teza badawcza:

- Obiekt mostowy, zaprojektowany na podstawie koncepcji kształtowania podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności z uwzględnieniem powstania przegubów plastycznych, oraz jego odpowiedź dynamiczna na oddziaływania sejsmiczne o różnej intensywności mogą być poprawnie opisane modelem numeryczny bazującym na modelu plastyczno-degradacyjnym betonu ze zbrojeniem.

Cel główny pracy:

- Ocena poprawności przyjętych rozwiązań podpór wiaduktów obwodnicy Sztambułu (Northern Marmara Highway) pod kątem doboru ich sztywności w aspekcie wymogów sejsmicznych trzech poziomów intensywności trzęsień ziemi.

Cele szczegółowe pracy:

- Stworzenie autorskiego programu opisującego dyskretny model podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności opisujący konstrukcję liniowymi równaniami różniczkowymi zwyczajnymi o stałych współczynnikach w programie MATLAB.
- Walidacja modelu dyskretnego podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności wykonana w programie MATLAB w oparciu o model numeryczny zbudowany w programie SOFISTIK.

- Stworzenie autorskiego programu opisującego liniowy model podpór pośrednich oraz pomostu o zmiennej geometrii i sztywności w programie MATLAB.
- Walidacja liniowego modelu podpór pośrednich oraz pomostu o zmiennej geometrii i sztywności w programie MATLAB w oparciu o model numeryczny zbudowany w programie SOFISTIK.
- Parametryczne badania wiaduktu V17 pod kątem analizy redystrybucji sił wewnętrznych oraz przemieszczeń poziomych.
- Walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP w środowisku ABAQUS jako przyczynek do opracowania koncepcji przegubów plastycznych na podporze pośredniej.
- Weryfikacja pracy podpory pośredniej z uwzględnieniem modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDPM2 ze zbrojeniem w programie LS-DYNA w oparciu o wykonaną analizę przy użyciu modelu CDP.
- Porównanie wyników analizy powstania zjawiska przegubów plastycznych na podporze pośredniej w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDP oraz CDPM2.
- Wyznaczenie parametrów geometrycznych przegubów plastycznych na podporze pośredniej z uwzględnieniem degradacji betonu i ciągliwości w ujęciu metody Ductility Demand-Capacity.

- Przeprowadzenie badań parametrycznych obrazujących analizę zniszczeń pełnego modelu 3D wiaduktu V17 poddanemu oddziaływaniu trzęsienia ziemi poziomemu D1, D2, D3 z uwzględnieniem wszystkich podpór pośrednich, a także z uwzględnieniem konstrukcji sprężonej pomostu opartego na łożyskach elastomerowych w oparciu o poprawnie zweryfikowany model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 ze zbrojeniem dla różnych zaproponowanych rozwiązań kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej podpór.

1.3 Zakres pracy

Analizowany ogólny model podpór o zmiennej geometrii i sztywności został wdrożony do obliczeń w postaci numerycznej reprezentacji liniowych równań różniczkowych zwyczajnych w programie MATLAB rozwiązywanych metodą różnic centralnych. Następnie wykonano walidację modelu dyskretnego w oparciu o model numeryczny zbudowany w programie SOFSTIK. Aktualizacja parametrów modelu umożliwiła wykorzystanie modelu podpory w programie MATLAB, w którym przeprowadzono badania parametryczne wiaduktu V17 od wymuszenia trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1, których celem było określenia stopnia redystrybucji sił wewnętrznych i przemieszczeń poziomych. W dalszej analizie został użyty model plastyczno-degradacyjny betonu ze zbrojeniem według CDP (ABAQUS) oraz CDPM2 (LS-DYNA). Celem tego etapu prac było zaprojektowanie miejsc powstania przegubów plastycznych. Problemem, który musiał zostać zaadresowany jest nieliniowe zachowanie się betonu. W związku z tym została przeprowadzona walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu na bazie danych numerycznych oraz przeprowadzono serię symulacji numerycznych w programie ABAQUS. Następnie dokonano weryfikacji zwalidowanego modelu plastyczno-degradacyjnego betonu w programie LS-DYNA jako przyczynek do dalszych zaawansowanych obliczeń

parametrycznych. Określono również dokładne parametry geometryczne przegubów plastycznych uwzględniając degradację betonu, ich zdolności do przemieszczania oraz zdolności do ciągliwości wykorzystując założenia metody ciągliwości Ductility Demand-Capacity. Na zakończenie przeprowadzono zaawansowane badania parametryczne obrazujące analizę zniszczeń całego (pełnego) modelu 3D wiaduktu V17 z uwzględnieniem wszystkich podpór pośrednich wykonanych w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 ze zbrojeniem, a także z uwzględnieniem konstrukcji sprężonej pomostu opartego na łożyskach elastomerowych, który został poddany analizie dynamicznej w postaci wymuszenia trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1, D2, D3. Analizę zniszczeń podpór pośrednich wiaduktu przeprowadzono dla trzech wariantów kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej. Wariant I - kształtowanie zbrojenia według założenia metody ciągliwości Ductility Demand-Capacity (CALTRANS). Wariant II - kształtowanie zbrojenia według projektu docelowego (konstrukcyjno-wykonawczego) wiaduktu V17. Wariant III - kształtowanie zbrojenia według autorskiego rozwiązania autora pracy.

Praca składa się z jedenastu rozdziałów oraz spisu literatury.

W rozdziale pierwszym przedstawiono genezę podjęcia tematu badawczego, przedmiot, tezy badawcze i cele pracy, a także zakres pracy.

Rozdział drugi obejmuje przegląd wiedzy na temat obciążeń pochodzących od trzęsienia ziemi. Począwszy od wyjaśnienia samego zjawiska do metod obliczeniowych służących do modelowania obciążenia sejsmicznego.

Rozdział trzeci zawiera procedurę projektowania sejsmicznego według tureckiej normy TURKISH DLH 2008. Opis zawiera procedurę obliczeniową opartą o analizę spektralną multimodalną, w której podstawą jest stworzenie spektrum odpowiedzi konstrukcji oraz analizę Time History Method, która uwzględnia całkowanie w czasie za pomocą algorytmu Newmarka i umożliwia

uzyskanie kompletnej oraz dokładnej analizy wartości w czasie dla węzłów i elementów.

W rozdziale czwartym przedstawiono koncepcje rozwiązania podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności. Rozdział ten zawiera stworzony autorski program opisujący dyskretny model podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności, który opisuje konstrukcję liniowymi równaniami różniczkowymi zwyczajnymi o stałych współczynnikach w programie MATLAB. Przedstawiono również walidację autorskiego modelu dyskretnego, poprawnego obliczeniowo w oparciu o model numeryczny wykonany w programie SOFISTIK.

W rozdziale piątym przeprowadzono analizę numeryczną wybranego wiaduktu obwodnicy. Do analizy został wybrany wiadukt V17. Rozdział ten zawiera szczegółowy opis konstrukcji wiaduktu (zdjęcia z budowy), stworzony autorski program opisujący liniowy model podpór pośrednich oraz pomostu o zmiennej geometrii i sztywności w programie MATLAB. Przedstawiono także walidację liniowego modelu podpór pośrednich oraz pomostu w oparciu o model zbudowany w programie SOFISTIK. Prawidłowa walidacja umożliwiła wykorzystanie modelu podpory do symulacji numerycznych w programie MATLAB, w którym przeprowadzono badania parametryczne redystrybucji sił wewnętrznych wiaduktu V17 od wymuszenia trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1.

Rozdział szósty zawiera walidację modelu plastyczno - degradacyjnego betonu CDP zaimplementowanego w podporze pośredniej w programie ABAQUS. Przedstawiono opis modelu plastyczno - degradacyjnego betonu CDP począwszy od charakterystyki i parametrów modelu, funkcji degradacji materiału, warunku plastyczności do modelowania obciążenia cyklicznego. Istotnym aspektem modelowania betonu jest jego nieliniowe zachowanie się, szczególnie w obszarze dużych odkształceń. W związku z tym została przeprowadzona walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP w oparciu o badania doświadczalne na przykładzie elementu ściskanego oraz

zginanego, tzw. test trójpunktowego zginania. Wykonano również walidację modelu CDP z uwzględnieniem zbrojenia.

W rozdziale siódmym przeprowadzono weryfikację odpowiedzi podpory pośredniej z użyciem modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDPM2 w programie LS-DYNA. Przedstawiono opis modelu konstytutywnego plastyczno-degradacyjnego w postaci ogólnej charakterystyki, opis parametrów modelu, a także opis teoretyczny plastyczności oraz degradacji. W rozdziale tym przeprowadzono analogiczną jak w rozdziale 6 analizę podpory pośredniej z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 i porównano z wynikami uzyskanymi dla modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP z poprzedniego rozdziału.

Rozdział ósmy zawiera analizę uplastycznienia przekroju podpory pośredniej w oparciu o koncepcję metody ciągliwości Ductility Demand-Capacity. Przedstawiono opis założenia koncepcji ciągliwości, zdolności przemieszczenia oraz zdolności ciągliwości lokalnych elementów. W rozdziale dokonano również analizy podpory na podstawie krzywej nośności plastycznej oraz jej uplastycznienia w miejscach powstania planowanych przegubów plastycznych. Określono dokładne parametry geometryczne przegubów plastycznych na podporze pośredniej uwzględniając degradację betonu, ich zdolność do przemieszczania oraz zdolność do ciągliwości.

W rozdziale dziewiątym przeprowadzono analizę zniszczeń pełnego modelu 3D wiaduktu V17z uwzględnieniem wszystkich podpór pośrednich w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 ze zbrojeniem. Przedstawiono szczegółowy opis modelu numerycznego V17, opis szczegółu modelowania zbrojenia przy użyciu metody konstruowania węzłów CLIS (Constrained Lagrange In Solid), opis szczegółu oparcia pomostu na łożyskach elastomerowych przy użyciu materiału Mat_77H Hiperviscoelastic Rubber oraz opis szczegółu sprężenia pomostu w postaci konstrukcji kablobetonowej. Obliczenia wykonano w programie LS-DYNA dla trzech wariantów kształtowania

zbrojenia w strefie przejściowej tj. pomiędzy sztywną, a wiotką częścią podpory pośredniej. Wariant pierwszy zakładał kształtowanie zbrojenia zgodnie z metodą ciągliwości Ductility Demand-Capacity według normy CALTRANS z rozdziału 8. Wariant drugi zakładał wykonanie zbrojenia zgodnie z docelowym projektem konstrukcyjno-wykonawczym. Natomiast w wariacie trzecim zbrojenie wykonano zgodnie z autorskim rozwiązaniem autora pracy. Obliczenia przeprowadzono przy użyciu dwóch rodzajów obciążenia wiaduktu V17. Pierwszym rodzajem obciążenia było obciążenie siłą poziomą narastającą w funkcji liniowej przyłożoną do pomostu nad każdą z podpór pośrednich. Na podstawie tej analizy wyznaczono rzeczywistą zdolność poszczególnych podpór pośrednich do uplastycznienia przekroju aż do momentu całkowitego zniszczenia. W ostatniej fazie wiadukt obciążono docelowym obciążeniem dynamicznym w postaci sygnału trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D1, D2 oraz D3 w oparciu o poprawnie zwalidowany model plastyczno-degradacyjny betonu (CDPM2) ze zbrojeniem, a następnie dokonano oceny poszczególnych rozwiązań podpór pośrednich w zależności od kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej. Uzyskano wyniki obrazujące rzeczywistą pracę dynamiczną podpór pośrednich wiaduktu V17, a także sformułowano wnioski dotyczące przyjętej koncepcji podpory o zmiennej geometrii i sztywności oraz spełnienia przyjętych wymogów projektowych.

W rozdziale dziesiątym zamieszczono podsumowanie pracy, w tym wnioski końcowe oraz kierunki dalszych badań.

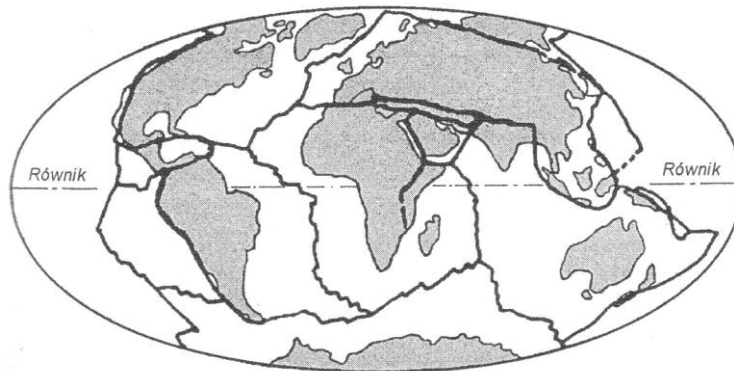
Pracę zamyka spis literatury, który zawiera ponad 100 pozycji zarówno w języku polskim, jaki i angielskim.

ROZDZIAŁ 2

PROBLEMATYKA OBCIĄŻEŃ SEJSMICZNYCH OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

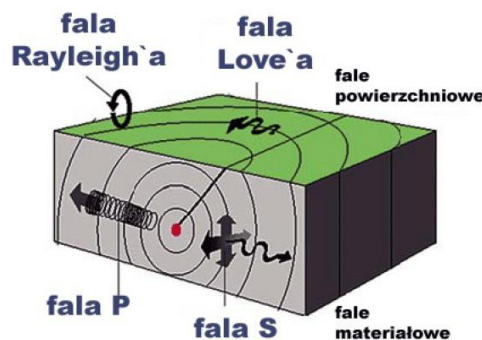
2.1 Zjawisko trzęsienia ziemi

Obciążenia sejsmiczne wywołane są trzęsieniami ziemi i stanowią jeden z rodzajów obciążeń dynamicznych, które mogą oddziaływać na budowle. Na obszarach położonych blisko połączenia płyt tektonicznych są istotnymi źródłami obciążeń, które muszą być uwzględnione w procesie projektowania budowli (rys. 5).



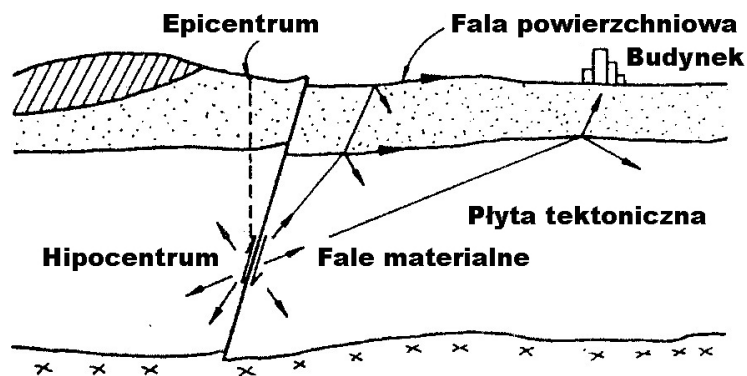
Rys. 5 Układ płyt tektonicznych na powierzchni skorupy ziemskiej ([51] Kapela 2003)

Hipocentrum jest to źródło trzęsienia ziemi, natomiast epicentrum jest to punkt na powierzchni nad hipocentrum. Podczas trzęsienia ziemi w pierwszym etapie powstają fale materiałowe typu P (podstawowe). Fale te powodują ściskanie i rozciąganie skał. Obok fal typu P powstają fale typu S (poprzeczne), które powodują deformację poprzeczną bez zmiany objętości. W dalszym etapie, kiedy fale materiałowe dotrą do powierzchni ziemi powodują powstanie fal powierzchniowych: Love'a i Rayleigh'a (rys. 6) ([106] Yeats 2013).



Rys. 6 Rodzaje fal sejsmicznych ([24] Fema 2011)

Skorupa ziemską składa się z kilkunastu grubych skalnych płyt, które poruszają się po płynnej powłoce zwanej astenosferą. Płyty te nazywane są płytami tektonicznymi. Globalne przemieszczenia się płyt mogą doprowadzić do sytuacji, w której dwie płyty oddziałują na siebie (rys. 7). Efektem tego jest pojawienie się dodatkowych naprężeń, które po przekroczeniu określonej wartości powodują wzajemne przemieszczenie się płyt względem siebie wzdłuż tzw. linii uskoku. W rezultacie nagle wyzwolona energia generuje fale sejsmiczne, które propagując w płycie tektonicznej powodują ruchy podłoża pod obiektami budowlanymi ([86] Oruc 2017).



Rys. 7 Schemat oddziaływania fal sejsmicznych na budynki ([5] Balendra 1993)

2.2 Obciążenia wywołane przez trzęsienia ziemi

Głównym obciążeniem wywołanym przez trzęsienie ziemi oddziałującym na budowlę są poziome siły bezwładności. Siły pionowe są pomijane, ponieważ w większości przypadków w problemach inżynierii lądowej są one relatywnie

mniejsze od poziomych i nie stanowią one istotnego elementu w całokształcie rozpatrywanych obciążeń i ich kombinacji. Podczas trzęsienia ziemi fala sejsmiczna docierająca do obiektu wprowadza jego fundamenty w drgania, które powodują ich ruch w przód i w tył. W trakcie tych drgań ruchowi budowli przeciwdziała jego masa, która powoduje powstanie poziomych sił bezwładności. Wielkość wartości poziomych sił bezwładności podczas trzęsienia ziemi zależy przede wszystkim od przyspieszeń gruntu w czasie, typu konstrukcji, jej sztywności, masy i właściwości tłumiących. Ważną cechą budowli jest to czy konstrukcja jako całość stanowi element sztywny, czy wiotki. W przypadku, gdy budowla i jej fundamenty byłyby idealnie sztywne wówczas maksymalna wartość sił poziomych byłaby równa iloczynowi masy i przyspieszenia gruntu. Jednak w praktyce wszystkie obiekty budowlane są w pewnym stopniu elastyczne. Jeżeli konstrukcja deformuje się w bardzo małym stopniu i pochłania pewną część energii to siła pochodząca od trzęsienia ziemi może być mniejsza niż iloczyn masy i przyspieszenia gruntu. W przypadku konstrukcji smukłych i elastycznych, których okresy drgań własnych są podobne do drgań podłoża poziome siły bezwładności mogą być o wiele większe ([98-99] Searle 2005, 2015).

Wartości sił bezwładności, pochodzących od zjawiska trzęsienia ziemi, w znacznym stopniu zależą od częstości drgań własnych obiektu budowlanego i od charakterystyk dynamicznych ruchu podłoża wywołanych propagacją fal sprężystych. Dla przykładu znaczenie częstości drgań własnych konstrukcji potwierdziło trzęsienie ziemi w Mexico City 1985 roku, w którym okres drgań własnych ruchu podłoża w trakcie trzęsienia ziemi wyniósł 2 sekundy co z kolei odpowiada okresom drgań własnych budynków o liczbie kondygnacji od 6 do 20. Budynki te uległy zawaleniu, a wiele poważnym uszkodzeniom. Natomiast pozostałe budynki pozostały praktycznie nie uległy żadnym zniszczeniom ([5] Balendra 1993).

Budowle projektuje się na przyszłe, spodziewane trzęsienie ziemi, o nieznanym parametrach dynamicznych wymuszenia. W związku z tym do analiz i obliczeń często wykorzystuje się wzorcowe przebiegi akcelerometryczne

pomierzone w rozpatrywanym regionie położenia budowli, przy założeniu, że tak przyjęte siły wymuszające drgania względnie dobrze reprezentują spodziewane trzęsienia ziemi. Takie podejście nazywa się podejściem deterministycznym. Poniżej przedstawiony jest przykład wzorcowego akcelerogramu, który przedstawia zapis trzęsienia ziemi El Centro w Kalifornii z roku 1940 (tab. 1).

Tab. 1 Opis intensywności w zmodyfikowanej skali MM i szacunkowe wartości przyspieszeń ([14] Chmielewski 1998)

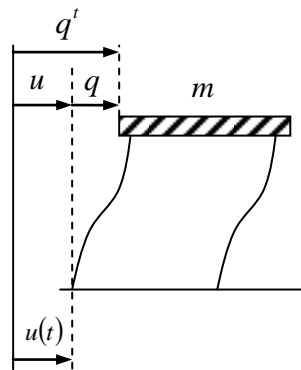
I_{MM}	Opis	Maksymalne przyspieszenie [cm/s²]
1	2	3
I	<i>Niewyczuwalne.</i> Drgania gruntu możliwe do rejestracji przez sejsmogramy, lecz nie odczuwalne przez ludzi.	< 1
II	<i>Bardzo słabe.</i> Wyczuwalne tylko w dobrych warunkach	1 do 2
III	<i>Słabe.</i> Odczuwalne tylko przez niektórych ludzi jak pochodzące od ruchu drogowego	2 do 5
IV	<i>Niezbyt słabe.</i> Drgania odczuwalne przez wielu ludzi jak pochodzące od ciężkiego ruchu drogowego, szyby w oknach brzęczą, drzwi stukają	5 do 10
V	<i>Dość silne.</i> Odczuwalne przez wszystkich ludzi, wiszące przedmioty zaczynają się kołysać, zegary wahadłowe zatrzymują się	10 do 20
VI	<i>Silne.</i> Objawy strachu wśród ludzi, sprzęty w domu przewracają się, mogą wystąpić niewielkie uszkodzenia słabszych budynków	20 do 50
VII	<i>Bardzo silne.</i> Uszkodzenia wielu słabszych budynków, kominy pękają, pojawiają się fale na powierzchni zbiorników wodnych, dzwonią kościelne dzwony	50 do 100
VIII	<i>Uszkodzające.</i> Panika wśród ludzi, uszkodzenia solidnie wykonanych budynków, słabsze budowle częściowo zniszczone, kilkucentymetrowe szczeliny w gruncie	100 do 200

IX	<i>Niszczące.</i> Wiele solidnie wykonanych budynków jest uszkodzonych, pękają rurociągi, uszkodzenia sięgają fundamentów	200 do 500
X	<i>Bardzo niszczące.</i> Większość słabszych budowli ulega zniszczeniu, poważne uszkodzenia solidnych budowli, mostów i tam, obsunięcia gruntu, kilkudziesięcio-centymetrowe szczeliny w gruncie	500 do 1000
XI	<i>Katastrofalne.</i> Większość solidnych budowli poważnie uszkodzonych, szlaki kolejowe i drogi nieprzejezdne, zniszczone rurociągi i kable podziemne	1000 do 1500
XII	<i>Wyjątkowo katastrofalne.</i> Zniszczenie lub poważne uszkodzenie większości budowli, zmiany w topografii terenu, rzeki zmieniają bieg	> 1500

Wprowadzenie opisu trzęsienia ziemi jako zjawiska losowego pozwala na uniknięcie niedogodności podejścia deterministycznego. Akcelerogram jest pewną realizacją procesu stochastycznego, a drgania budowli rozważa się teorią drgań losowych. Inną stosowaną metodą w badaniach naukowych oraz obliczeniach inżynierskich jest metoda spektrum odpowiedzi. W metodzie tej stosuje się pewne uśrednione charakterystyki widmowe opisujące zadaną klasę wymuszeń sejsmicznych ([52] Lin 1992).

2.3 Metoda spektrum odpowiedzi dla układów o jednym stopniu swobody

W metodzie spektrum odpowiedzi dla układu o jednym stopniu swobody poddanemu wymuszeniu kinematycznemu podłoża schemat oraz równanie układu przyjmuje postać (rys. 8):



Rys. 8 Schemat układu o 1 stopniu swobody poddany wymuszeniu kinematycznemu

$$m\ddot{q}^t(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = 0 \quad (1)$$

gdzie q oznacza przemieszczenie względne, a q^t przemieszczenie całkowite określone wzorem $q^t = u + q$ (u - jest to zadane wymuszenie ruchu podłoża). Podstawiając $q^t = u + q$ do wzoru (1) otrzymamy:

$$m(\ddot{u} + \ddot{q}(t)) + c\dot{q}(t) + kq(t) = 0 \quad (2)$$

a w ostateczności:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = -m\ddot{u}(t) \quad (3)$$

Zależność zapisana we wzorze (3) przedstawia równanie ruchu układu, które jest poddane wymuszeniu kinematycznemu $u(t)$ w wyniku drgań podłoża. Drgania całego układu są równoważne drganiom układu obciążonego siłą równą iloczynowi masy i przyspieszenia podłoża. Jeżeli podzielimy obie strony równania (3) przez masę otrzymujemy:

$$m\ddot{q}(t) + 2\xi\omega_0\dot{q}(t) + \omega^2q(t) = -\ddot{u}(t) \quad (4)$$

gdzie

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ - częstość kołowa drgań własnych}$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0} \text{ - liczba tłumienia}$$

Równanie to można zapisać przy użyciu całki Duhamela:

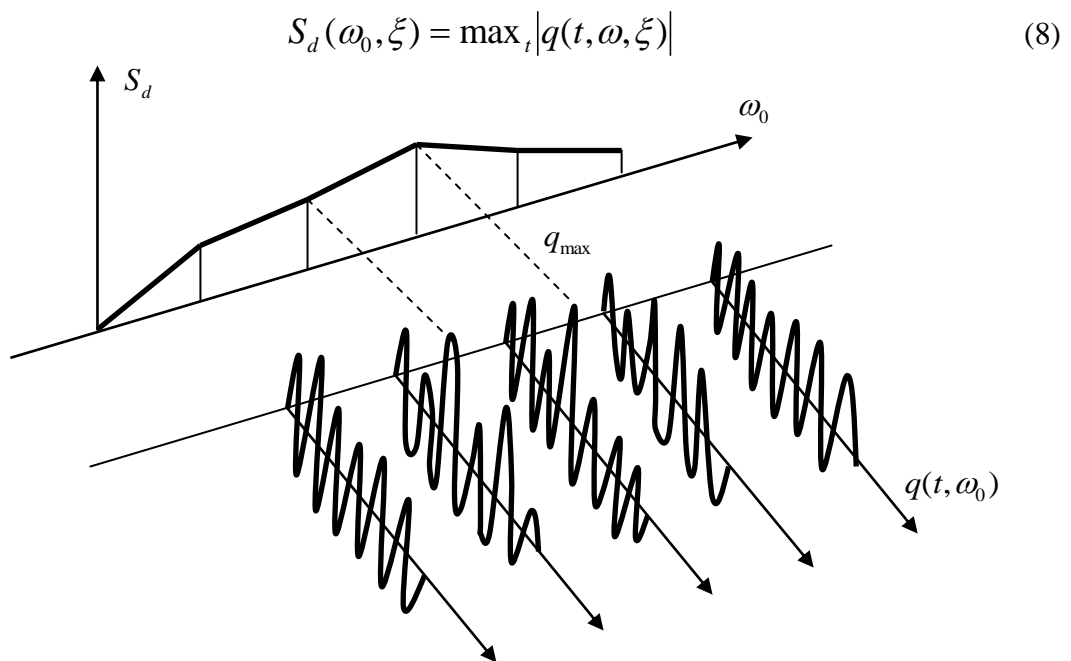
$$q(t) = -\int_0^t h(t-r)\ddot{u}(t-r)dr \quad (5)$$

$$h(t) = \frac{1}{\omega_{0d}} e^{-\xi\omega_{0d}t} \sin(\omega_{0d}t) \quad (6)$$

$$\omega_{0d} = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad (7)$$

gdzie $h(t)$ stanowi funkcję przejścia układu o 1 stopniu swobody.

Na podstawie obliczonych odpowiedzi układów $q(t)$ o jednym stopniu swobody o różnych częstościach drgań własnych ω_0 , przy tym samym wymuszeniu w postaci pewnego akcelerogramu ruchu podłoża sporządza się wykres odpowiedzi. Oś pozioma oznaczona częstości kołowe drgań własnych, a oś pionowa maksymalne wartości przemieszczeń względnych q_{\max} , obliczone dla kolejnych częstości kołowych drgań własnych. Wykres, który otrzymujemy na koniec nazywamy przemieszczeniowym spektrum odpowiedzi (rys. 9):



Rys. 9 Schemat tworzenia przemieszczeniowego spektrum odpowiedzi ([14] Chmielewski 1998)

Na takiej samej zasadzie otrzymuje się prędkościowe spektrum odpowiedzi S_{vr} , względne S_{ar} i bezwzględne S_{arr} przyspieszeniowe spektra odpowiedzi:

$$S_{vr}(\omega_0, \xi) = \max_t |\dot{q}(t, \omega, \xi)| \quad (9)$$

$$S_{ar}(\omega_0, \xi) = \max_t |\ddot{q}(t, \omega, \xi)| \quad (10)$$

$$S_{atr}(\omega_0, \xi) = \max_t |\ddot{u}(t) + \dot{q}(t, \omega, \xi)| \quad (11)$$

Obliczone spektra odpowiedzi można wykorzystać do określenia maksymalnej odpowiedzi układu o 1 stopniu swobody dla różnych częstotliwości drgań własnych ω_0 i różnych liczb tłumienia ξ dla konkretnego zapisu ruchu podłoża. Siłę sprężystą można wyznaczyć przy użyciu względnego przemieszczenia masy q :

$$f = kq \quad (12)$$

Wzorów (9) i (11) w praktyce nie używa się zbyt często, ponieważ istnieją proste sposoby obliczenia ich na podstawie tylko przemieszczeniowego spektrum odpowiedzi. W przypadku, gdy przyrównamy do siebie energię kinetyczną drgającej masy $E = \frac{mv^2}{2}$ i energię potencjalną (energię sprężystą) zakumulowaną w wyniku odkształcenia układu $E = \frac{kq^2}{2}$ to można otrzymać przybliżony wzór:

$$\frac{kS_d^2(\omega_0, \xi)}{2} \approx \frac{kS_v^2(\omega_0, \xi)}{2} \quad (13)$$

otrzymujemy:

$$S_v(\omega_0, \xi) \approx \sqrt{\frac{k}{m}} S_d(\omega_0, \xi) = \omega_0 S_d(\omega_0, \xi) \quad (14)$$

gdzie S_v oznacza pseudoprędkościowe spektrum odpowiedzi.

Gdy we wzorze (13) zostaną pominięte siły tłumienia w sile sprężystej f i po przyrównaniu jej do zastępczej pseudo siły bezwładności otrzymamy:

$$(15)$$

$$ma = kq$$

$$a = \frac{k}{m} q = \omega_0^2 q \quad (16)$$

gdzie a oznacza pseudoprzyspieszenie. Możemy zapisać zależność:

$$S_a(\omega_0, \xi) = \max_t |\ddot{u} + \ddot{q}| \quad (17)$$

Obliczone pseudoprędkościowe i pseudoprzyspieszeniowe spektra odpowiedzi są przemieszczeniowym spektrum odpowiedzi, które są powiązane zależnością:

$$S_a(\omega_0, \xi) = \omega_0 S_v(\omega_0, \xi) = \omega_0^2 S_d(\omega_0, \xi) \quad (18)$$

W celu wyznaczenia wartości siły oddziaływującej na obiekt możemy użyć wzoru:

$$F_b = S(T_0)G \quad (19)$$

gdzie

T_0 - oznacza podstawowy okres drgań własnych

G - oznacza ciężar budowli

$S(T)$ - oznacza projektowe przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi odniesione do przyspieszenia ziemskiego g .

Siłę F_b należy rozdzielić na poszczególne elementy konstrukcji w postaci siły F_i , na podstawie poniższego wzoru:

$$F_i = (F_b - F_t) \frac{w_i \sum G_i}{\sum w_j G_j} \quad (20)$$

gdzie

w_i, w_j - oznacza przemieszczenia mas w podstawowej postaci drgań

G_i, G_j - oznacza ciężar mas m_i, m_j

F_i - oznacza poziomą siłę skupioną przyłożoną przy wierzchołku budowli.

Metoda spektrum odpowiedzi dla układów o jednym stopniu swobody dotyczy najprostszych regularnych budowli. Budowle złożone wymagają bardziej skomplikowanego podejścia, do której należy użyć metody spektrum odpowiedzi dla układów o wielu stopniach swobody w celu uwzględnienia między innymi większej liczby częstości drgań własnych i dodatkowych obciążeń wynikających z ruchu obrotowego w płaszczyźnie poziomej ([14] Chmielewski 1998, [92-93] Rucka, Wilde 2007, 2008, [R2] Eurocode 8).

2.4 Metoda spektrum odpowiedzi dla układów o wielu stopniach swobody

Równanie ruchu układu o wielu stopniach swobody, które jest poddane wymuszeniu kinematycznemu podłoża wyrażone jest wzorem:

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = p_{ef}(t) \quad (21)$$

gdzie

$p_{ef}(t)$ - oznacza wektor efektywnej siły sejsmicznej ($p_{ef}(t) = -Mr\ddot{u}(t)$)

r - oznacza tzw. wektor wpływu.

Przy założeniu, że zagadnienie własne układu jest rozwiązane (znany jest wektor częstości własnych ω oraz macierz własna A), wtedy do rozwiązania równania (21) należy zastosować metodę transformacji własnej. Wektor przemieszczeń $q(t)$ wyrażony jest wzorem:

$$q(t) = \sum_{i=1}^n a_i y_i(t) = Ay \quad (22)$$

gdzie

a_i - oznacza wektor postaci drgań własnych nietłumionych

y_i - oznacza współrzędną normalną (główną).

Jeżeli podstawimy do równania (21) zależność ze wzoru (22) oraz pomnożymy obustronnie przez a_i^T otrzymamy równanie:

$$a_i^T M A \ddot{y} + a_i^T C A \dot{y} + a_i^T K A y = a_i^T p_{ef}(t) \quad (23)$$

gdzie warunki ortogonalności wyrażone są wzorami:

$$a_i^T M a_j = 0 \quad (24)$$

$$a_i^T K a_j = 0$$

Warunki ortogonalności powodują, że tylko jeden składnik jest różny od zera w iloczynach macierzowych, które zawierają macierze M i K , gdy $i = j$. Identyczną redukcję można przeprowadzić dla składnika z macierzą tłumienia C . Musi jednak zostać spełnione założenie, że macierz tłumienia jest liniową kombinacją macierzy mas i sztywności:

$$C = \mu M + \chi K \quad (25)$$

gdzie μ, χ oznaczają współczynniki proporcjonalności.

Wówczas otrzymujemy:

$$a_i^T C a_i = 0 \quad (26)$$

$$i \neq j$$

Korzystając z tego założenia równanie (23) wyrażone jest wzorem:

$$m_i \ddot{y}_i + c_i \dot{y}_i + k_i y_i = p_i(t) \quad \text{dla } i = 1, 2, \dots, n \quad (27)$$

gdzie

$$m_i = a_i^T M a_i \quad (28)$$

$$c_i = a_i^T C a_i \quad (29)$$

$$k_i = a_i^T K a_i = \omega_i^2 m_i \quad (30)$$

$$p_i(t) = a_i^T p_{ef}(t) \quad (31)$$

Dzieląc obustronnie równania (27) przez m_i możemy zapisać:

$$\ddot{y}_i + \frac{c_i}{m_i} \dot{y}_i + \frac{k_i}{m_i} y_i = \frac{1}{m_i} p_i(t) \quad (32)$$

Wykorzystując założenia (30) i równanie (32) otrzymujemy:

$$\ddot{y}_i + 2\xi\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{1}{m_i} p_i(t) \quad (33)$$

$$\xi = \frac{\mu}{2\omega_i} + \frac{\chi\omega_i}{2} \quad (34)$$

Wzór (34) nazywany jest liczbą tłumienia i -tej postaci drgań. Równania różniczkowe (33) są równaniami układów o 1 stopniu swobody, które są odniesione do jednostki masy. Rozwiązanie równań można zapisać wykorzystując całkę Duhamela:

$$y_i(t) = \frac{a_i^T B r}{a_i^T B a_i} \frac{1}{\omega_{id}} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-i\xi\omega_i(t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau)] d\tau \quad (35)$$

$$\omega_{id} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (36)$$

Całkowitą reakcję q możemy zapisać:

$$q(t) = \sum_{i=1}^n a_i y_i(t) = \sum_{i=1}^n a_i \eta_i \frac{1}{\omega_{id}} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-i\xi\omega_i(t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau)] d\tau \quad (37)$$

gdzie

$$\eta_i = \frac{a_i^T B r}{a_i^T B a_i} \quad (38)$$

nazywany jest współczynnikiem udziału postaci drgań. W związku z tym zapisać można, że udział i -tej postaci drgań w reakcji j -tej współrzędnej uogólnionej q_j wyrażony jest wzorem:

$$q_{ij} = A_{ji} \frac{1}{\omega_{id}} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-i\xi\omega_i(t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau)] d\tau \quad (39)$$

gdzie A_{ij} oznacza j -tą składową i -tego wektora własnego. Natomiast maksymalna wartość całki Duhamela w powyższym równaniu jest wartością spektrum odpowiedzi, które odpowiada i -tej częstotliwości własnej $S_d(\xi_i, \omega_i)$ dlatego otrzymujemy:

$$\max q_{ij} = \left| A_{ji} \eta_i S_d(\xi_i, \omega_i) \right| = \left| A_{ji} \eta \frac{1}{\omega_i} S_v(\xi_i, \omega_i) \right| \quad (40)$$

W celu obliczenia całkowitej reakcji budowli nie jest wystarczające zastosowanie sumy z równania (39), ponieważ nie można założyć że maksima odpowiedzi poszczególnych postaci drgań występują w tym samym czasie. W związku z tym do jej określenia wykorzystuje się różne metody.

Jedną z metod jest metoda SRSS określona wzorem:

$$\max q_j = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\max q_{ji})^2} \quad (41)$$

Wzór opiera się o podstawy teorii drgań losowych. Zastosowanie tego wzoru polega na tym, że nie uwzględnia się korelacji wzajemnej postaci drgań. W związku z tym może to doprowadzić do błędów analizując konstrukcję o blisko położonych częstotliwościach drgań własnych. Taki przypadek może pojawić się w tak zwanych nieregularnych budowlach, w których środek masy nie pokrywa się ze środkiem sztywności całego układu i konstrukcjach przesztywnionych. W związku z tym opracowano inne sposoby superpozycji, takie jak metoda CQC.

Metoda CQC została stworzona jako udoskonalenie metody SRSS i ma na celu uwzględnienie blisko położonych częstości. Wyrażona jest wzorem:

$$\max q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (\max q_{ji}) \rho_{ik} (\max q_{jk})} \quad (42)$$

gdzie

$$\rho_{ik} = \frac{8\sqrt{(\xi_i \xi_k)(\xi_i + r\xi_k)r^{\frac{2}{3}}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_k^2)r^2} \quad (43)$$

Opierając się na dynamicznym modelu budowli z diagonalną macierzą mas można obliczyć maksymalną siłę pochodzącą od trzęsienia ziemi działającą na j-ty element konstrukcji o masie m_j przy drganiach i-tą formą własną:

$$\max P_{ij} = |m_j A_{ji} \eta_i S_a(\xi_i, \omega_i)| \quad (44)$$

Ostatecznie wykorzystując metody SRSS i CQC można obliczyć całkowitą wymuszającą siłę sejsmiczną obciążającą j-ty element ([1-2] AASHTO 2002, [14] Chmielewski 1998, [92-93] Rucka, Wilde 2007, 2008).

2.5 Metoda wykorzystująca całkowanie równań ruchu w czasie (Accelerogram)

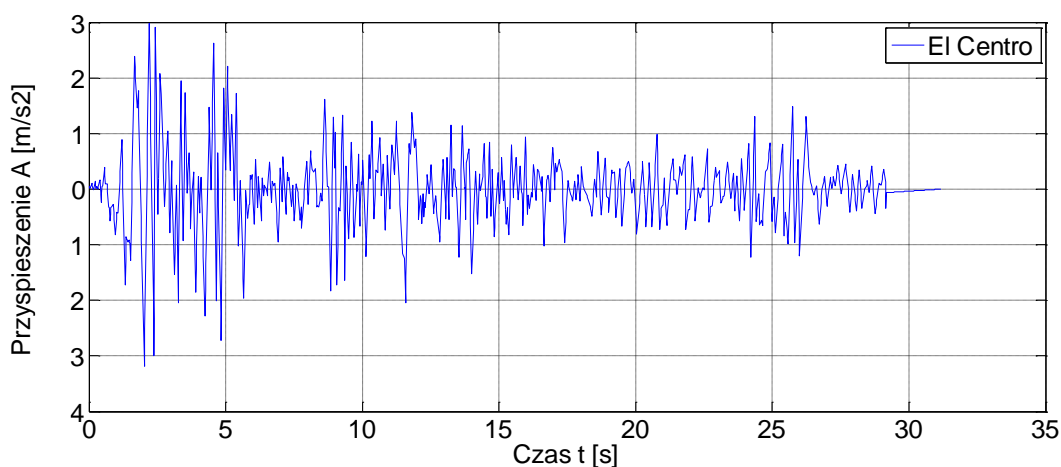
Opisane w dwóch poprzednich podrozdziałach metody generowania obciążenia trzęsieniem ziemi za pomocą spektrum odpowiedzi (zastosowanie maksymalnych przyspieszeń lub prędkości ruchu gruntu) posiadają wadę jaką jest nieuwzględnienie wpływu czasu trwania fazy silnych wstrząsów. Na przykład w przypadku dwóch trzęsień ziemi o identycznych maksymalnych przyspieszeniach lub prędkościach, z których jedno trwa kilka a drugie kilkadziesiąt sekund spowoduje, że będą miały różny wpływ na konstrukcję budowli.

Intensywność wstrząsów najlepiej ocenić można na podstawie pełnego zapisu przyspieszeń ruchu gruntu w danym miejscu występowania. Wtedy taki zapis można użyć do analizy oraz obliczenia odpowiedzi metodą numerycznego całkowania równań ruchu. Przy użyciu otrzymanych wyników przemieszczeń konstrukcji można obliczyć maksymalne siły wewnętrzne dla budowli obciążonej oddziaływaniem trzęsienia ziemi.

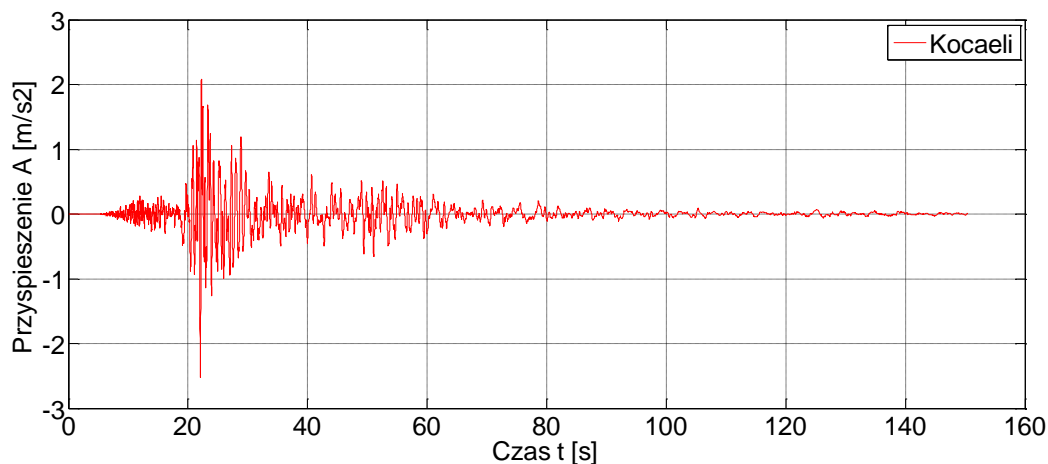
Poniżej przedstawiono przykładowe zarejestrowane zapisy przyspieszeń w czasie dla trzęsień ziemi (rys. 11-13) w różnych miejscach na świecie (rys. 10).



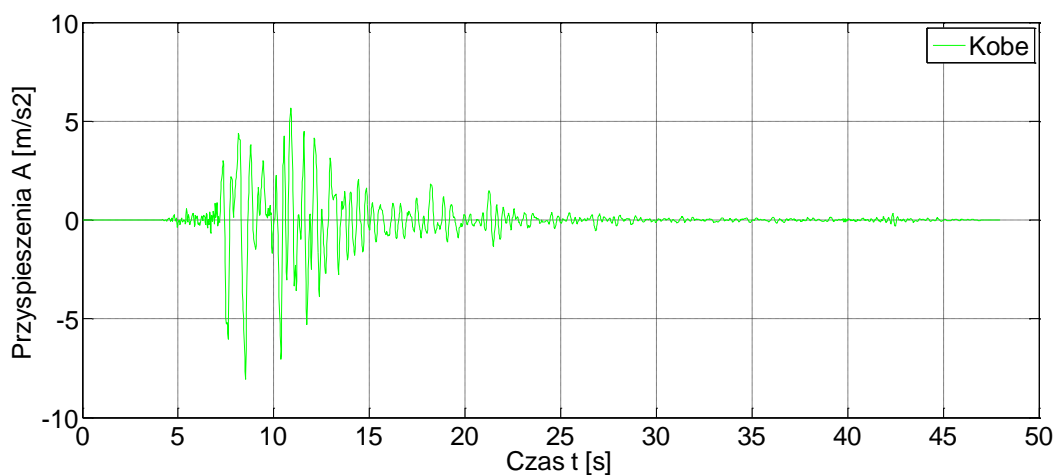
Rys. 10 Lokalizacja przykładowych zapisów trzęsień ziemi na świecie [11]



Rys. 11 Zapis trzęsienia ziemi El Centro z dnia 18 maja 1940 roku ([57] Lin 1992)



Rys. 12 Zapis trzęsienia ziemi Kocaeli z dnia 17 sierpnia 1999 roku ([22] Elnashai 2000)



Rys. 13 Zapis trzęsienia ziemi Kobe z dnia 17 stycznia 1995 roku ([50] Kamogawa 2005)

Na podstawie powyższych wykresów można zauważyć, że charakter każdego trzęsienia ziemi jest inny. Znając czas wstrząsów oraz ich siłę, która jest charakterystyczna dla danego obszaru można zaprojektować konstrukcję z większym prawdopodobieństwem odporności na niszczące oddziaływanie fal sejsmicznych.

ROZDZIAŁ 3

PROJEKTOWANIE SEJSMICZNE WEDŁUG NORMY TURECKIEJ TURKISH DLH 2008

3.1 Analiza spektralna multimodalna

Spektralna metoda określania projektowych sił sejsmicznych wymaga zdefiniowania spektrów odpowiedzi konstrukcji. Podczas analizy sejsmicznej głównym parametrem jest przyspieszenie układu, które oblicza się dla każdej częstości własnej. Tłumienie modalne podczas analizy większości konstrukcji żelbetowych przyjmuje się równe 5%.

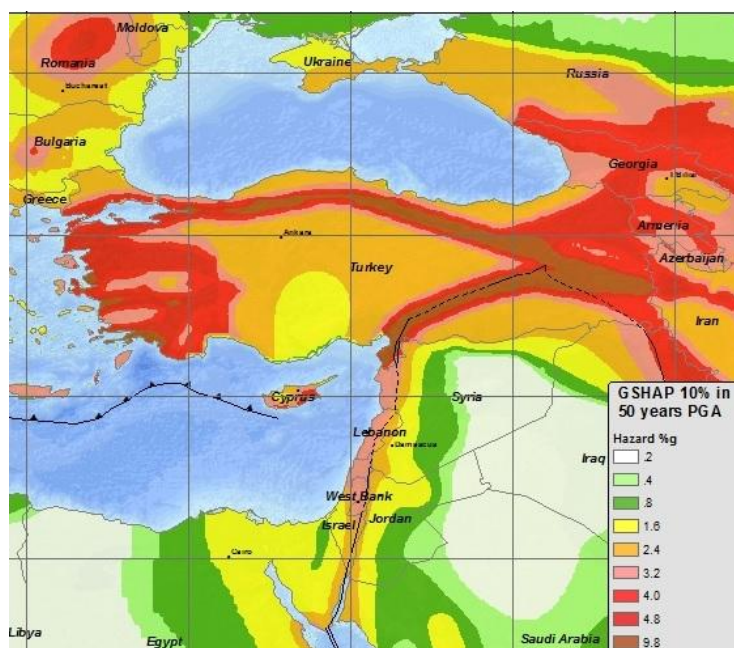
Norma turecka Turkish DLH 2008 zakłada procedurę obliczeniową, w której wyznacza się maksymalną obliczeniową wartość przyspieszenia ziemskiego (PGA) określanego w kierunku horyzontalnym na poziomie posadowienia budowli. Wartości te na terytorium Turcji określa się na podstawie zawartych w normie map przyspieszeń. Norma turecka definiuje trzy poziomy obliczeniowe trzęsienia ziemi D1, D2 oraz D3 ([21] DLH 2008).

Poziom pierwszy D1 zakłada, że wartości obliczeniowe odpowiadają prawdopodobieństwu wystąpienia zjawiska sejsmicznego w przeciągu 75 lat (50% prawdopodobieństwa wystąpienia w przeciągu 50 lat).

Poziom drugi D2 zakłada, że wartości obliczeniowe odpowiadają prawdopodobieństwu wystąpienia zjawiska sejsmicznego w przeciągu 475 lat (10% prawdopodobieństwa wystąpienia w przeciągu 50 lat).

Poziom drugi D3 zakłada, że wartości obliczeniowe odpowiadają prawdopodobieństwu wystąpienia zjawiska sejsmicznego w przeciągu 2475 lat (2% prawdopodobieństwa wystąpienia w przeciągu 50 lat) ([21] DLH 2008).

Wyznaczone na podstawie map wartości przyspieszeń S_S oraz S_1 odpowiadają odpowiednio krótkim oraz długim okresom własnym dla wszystkich poziomów trzęsienia ziemi (rys. 14).

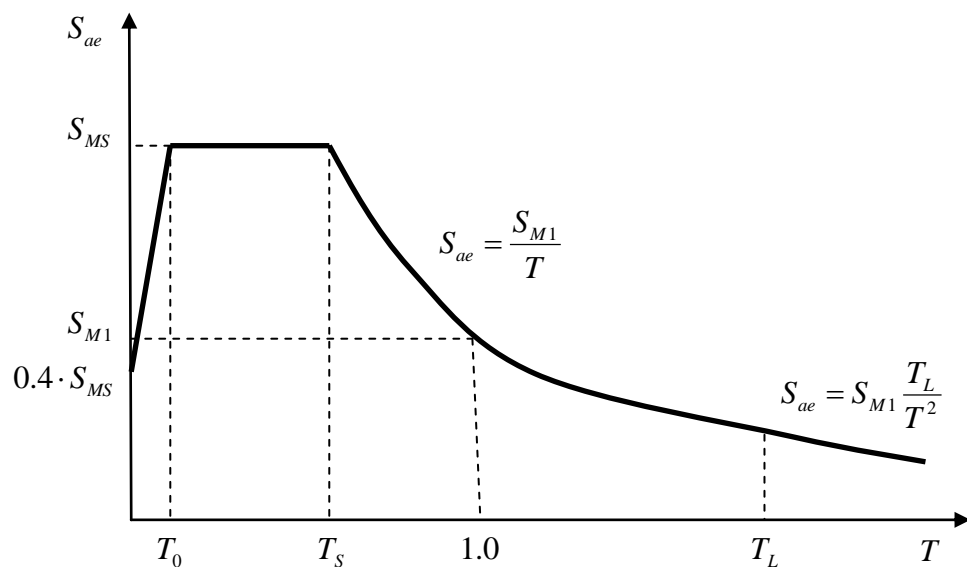


Rys. 14 Mapa z przykładowymi wartościami współczynnika S_S dla poziomu trzęsienia ziemi D2 ([21] DLH 2008)

Podobne mapy określane są dla pozostałych poziomów oraz dla współczynnika S_1 . Następnym etapem jest określenie warunków gruntowych. Według normy Turkish DLH 2008 wyróżnia się pięć klas gruntu A-E, które definiuje się na podstawie prędkości fali poprzecznej, która powoduje ścinanie. W klasie A znajdują się grunty o największej prędkości fali np. lita skała. Natomiast do klasy E zalicza się luźne grunty, ropy, a także gliny. Na podstawie klasy gruntu obliczane są współczynniki gruntowe (F_a , F_v), ponieważ klasy te wpływają bezpośrednio na wartość odpowiedzi konstrukcji. Współczynnik F_a odpowiada okresom własnym niskim, natomiast współczynnik F_v odpowiada okresom własnym wysokim (tab. 2) ([21] DLH 2008, [11] Cambazoglu 2016, [102] Soyuluk 2017).

Tab. 2 Wyznaczenie współczynnika F_a na podstawie klasy gruntu A-E i współczynnika S_S według normy tureckiej Turkish DLH 2008

Klasa Gruntu	Współczynnik niskich okresów drgań				
	$S_S < 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9



Rys. 15 Spektrum odpowiedzi multimodalnej na podstawie normy tureckiej Turkish DLH 2008

Wartości charakterystyczne spektrum odpowiedzi (rys. 15) określa się na podstawie następujących wzorów:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (45)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (46)$$

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (47)$$

$$T_0 = 0.2 \cdot T_S \quad (48)$$

$$T_L = 12s \quad (49)$$

Przebieg krzywej spektralnej określa się na podstawie wzoru:

$$S_{ae}(T) = 0.4 \cdot S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} \cdot T \quad \text{dla } T_0 \leq T \quad (50)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad \text{dla } T_0 \leq T \leq T_S \quad (51)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad \text{dla } T_S \leq T \leq T_L \quad (52)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} T_L}{T^2} \quad \text{dla } T_L \leq T \quad (53)$$

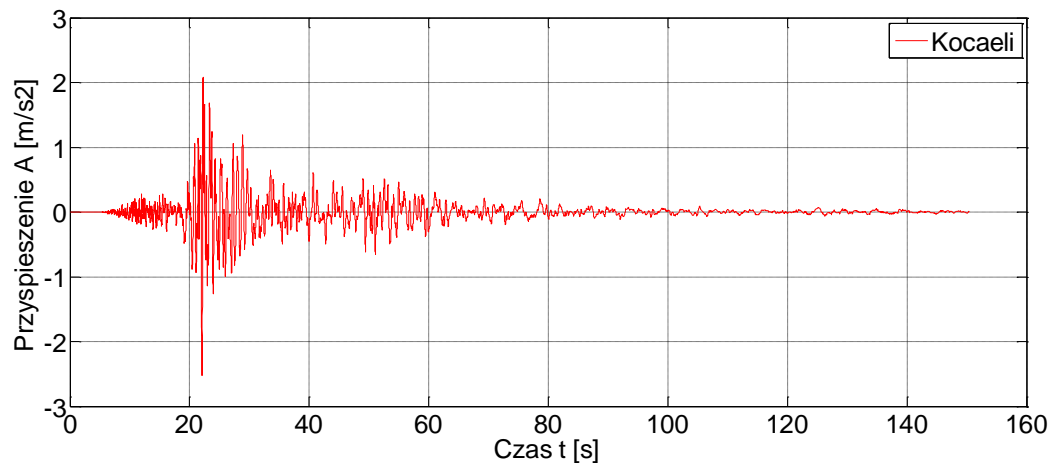
Analizę multimodalną przeprowadza się na podstawie otrzymanego spektrum dla wartości częstotliwości własnych układu. Wynikiem analizy jest ekstremalna wartości siły wewnętrznej, a także wartości innych odpowiadających sił wewnętrznych ([21] DLH 2008, [84-85] Nadolny 2014).

3.2 Analiza Time History Method

W celu przeprowadzenia dokładniejszej analizy sejsmicznej należy przeprowadzić obliczenia przy użyciu analiz Time History Method. Metoda ta uwzględnia całkowanie w czasie za pomocą algorytmu Newmarka i umożliwia uzyskanie kompletnej oraz dokładnej analizy wartości w czasie dla węzłów i elementów belkowych modelujących konstrukcję ([91] Priestley 2016).

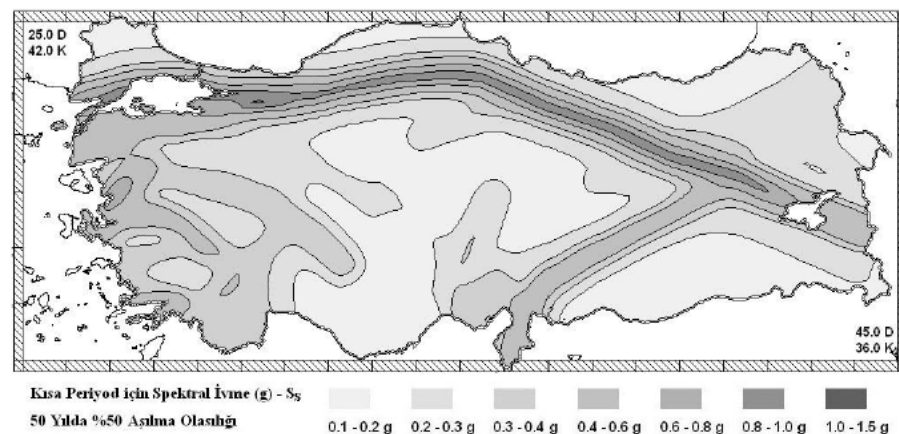
Do analiz czasowych na obszarach zlokalizowanych w okolicach Stambułu używa się zapisu pomierzonych przyspieszeń w czasie zarejestrowanych na przedmieściach tego miasta podczas trzęsienia ziemia Kocaeli o sile 7,6 stopni w skali Richtera z 1999 roku. Podczas trzęsienia ziemi w prowincji Kocaeli ekstremalna wartość przyspieszenia (PGA) wyniosła 2,49 m/s², a długość zanotowanego sygnału 160 sekund (rys. 16) ([54] Kuzey 2013).

Zgodnie z zaleceniami normy, podczas obciążania konstrukcji sygnałem pochodzącym z zapisu trzęsienia ziemi, obciążenie przyspieszeniem powinno zostać przyłożone przede wszystkim w kierunku poprzecznym do osi. Norma nie wymaga przeprowadzenia analizy pionowej składowej przyspieszenia ([10] Caltrans 2004).

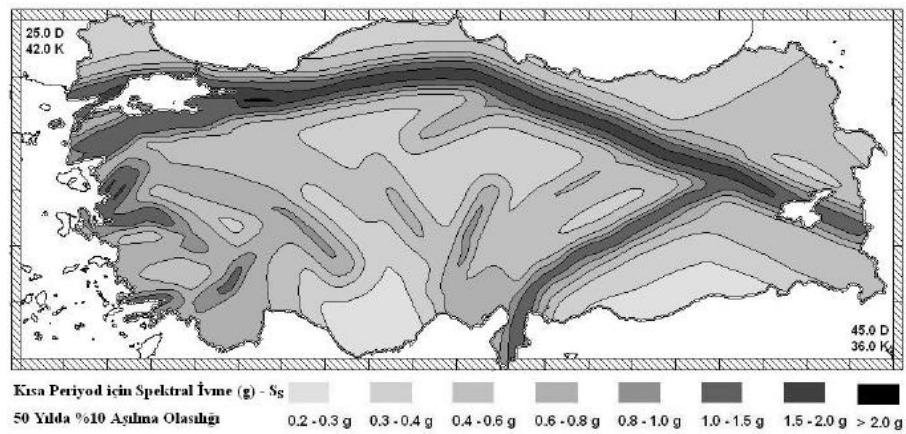


Rys. 16 Sygnał Kocaeli 1999: oś pozioma - czas s, oś pionowa - przyspieszenie m/s²

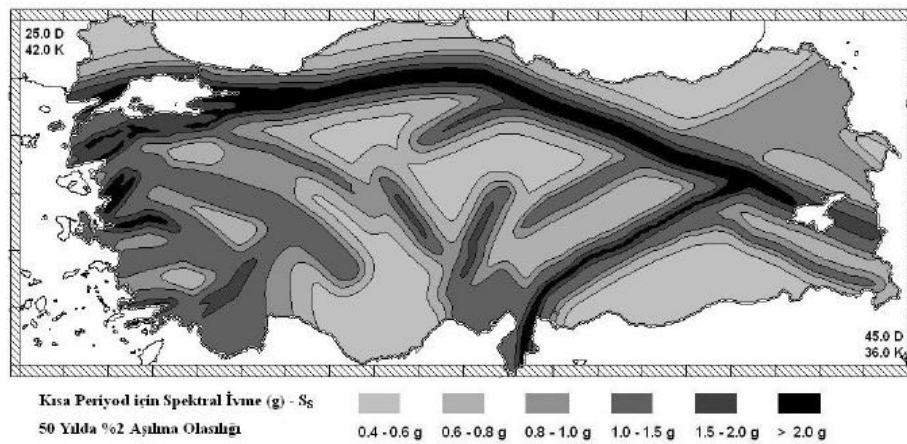
Zgodnie z normą turecką Turkish DLH 2008, aby przeprowadzona analiza była zgodna z podejściem normowym uwzględniającym trzy poziomy trzęsienia ziemi D1, D2 oraz D3, sygnał należy pomnożyć przez odpowiednie współczynniki z map dla poziomów normowych D1, D2 oraz D3 z normy DLH 2008 ([21] DLH 2008). Poniżej zamieszczono mapy (rys. 17, 18, 19):



Rys. 17 Mapa z wartościami współczynnika S_5 dla poziomego trzęsienia ziemi D1 ([21] DLH 2008)



Rys. 18 Mapa z wartościami współczynnika S_g dla poziomu trzęsienia ziemi D2 ([21] DLH 2008)



Rys. 19 Mapa z wartościami współczynnika S_g dla poziomu trzęsienia ziemi D3 ([21] DLH 2008)

ROZDZIAŁ 4

KONCEPCJA PODPORY POŚREDNIEJ O ZMIENNEJ GEOMETRII I SZTYWNOŚCI

4.1 Opis konstrukcji pojedynczej podpory

Koncepcja kształtowania podpory wiaduktu musi zapewnić spełnienie wymogów projektowych opisanych w rozdziale 1 dla poszczególnych poziomów trzęsienia ziemi D1, D2 oraz D3.

Pierwotnie w projekcie obwodnicy północnej Stambułu Northern Marmara Highway podpory stanowiły jako całość jeden element sztywny o przekroju dwuteowym lub skrzynkowym. Z uwagi na lokalizację wiaduktów na terenach sejsmicznych takie rozwiązanie, we wstępnych analizach zostało uznane za niewłaściwe. Ponieważ w takim przypadku, gdy podpory i jej fundamenty są relatywnie sztywne, siły poziome generowane przez trzęsienia ziemi osiągają maksymalną wartość, która jest równa iloczynowi masy konstrukcji i przyspieszenia gruntu.

Finalnie w rozwiązaniach konstrukcyjnych wiaduktów zaproponowano nowatorską koncepcję polegającą na kształtowaniu żelbetowych podpór obiektu ze względu na oddziaływania sejsmiczne odbiegając od stosowania standardowych rozwiązań w postaci izolacji dynamicznej pomostu od podpór pośrednich.

W przypadku obiektów ze znacznie zmienną wysokością podpór pośrednich jednym z podstawowych problemów jest redystrybucja sił wewnętrznych, które powstają podczas trzęsienia ziemi. Jeżeli zostaną zastosowane podpory, które posiadają jednakową sztywność spowoduje to powstawanie bardzo dużych sił wewnętrznych w najniższych, najsztyniejszych



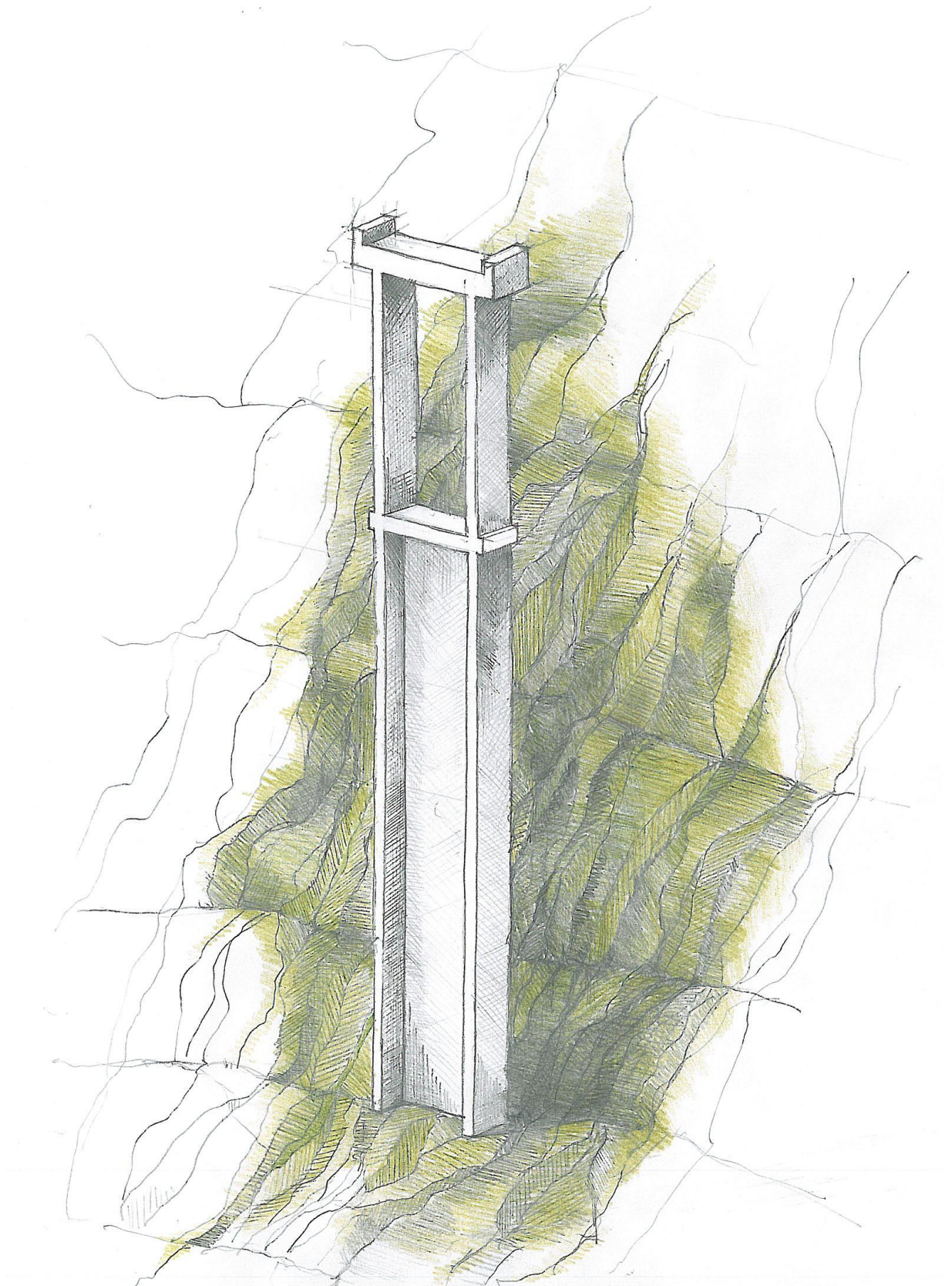
podporach. W celu uniknięcia takiej sytuacji zaprojektowano podpory pośrednie o zmiennej geometrii i sztywności uzyskując elementy bardziej elastyczne.

Koncepcja kształtowania podpór pośrednich zakłada podzielenie konstrukcji podpory na dwie części - sztywną (dolna część) oraz wiotką (górną część) (rys. 20 i 21). Górna część podpory składa się z belki oczepu, którego wymiary wynoszą: długość 12 m, szerokość 3 m i wysokości 2 m. W przypadku oddziaływań sejsmicznych o znacznej intensywności oczep wyposażony jest w bufor żelbetowy amortyzujący uderzenia pomostu o podporę i połączony jest z dwoma wiotkimi żelbetowymi kolumnami o wymiarach 3 x 1 m oraz wysokości 19 m. Geometria górnej części podpór posiada stałą wysokość i jednakowe wymiary dla całego obiektu, przy założeniu, że ich całkowita wysokość nie przekracza 21 m. Jeżeli wysokość górnej części podpory przekracza 21 m, wprowadza się dolną część podpory, która składa się ze sztywnego przekroju dwuteowego, zakończonego płytą żelbetową. Grubość środnika przekroju dwuteowego jest niezmienna i wynosi 80 cm, a wysokość 7 m. Natomiast szerokość półki przekroju dwuteowego jest zmienna i zależy od wysokości całkowitej podpory pośredniej ([31, 34] Freyssinet 2012, [85] Nadolny 2014).

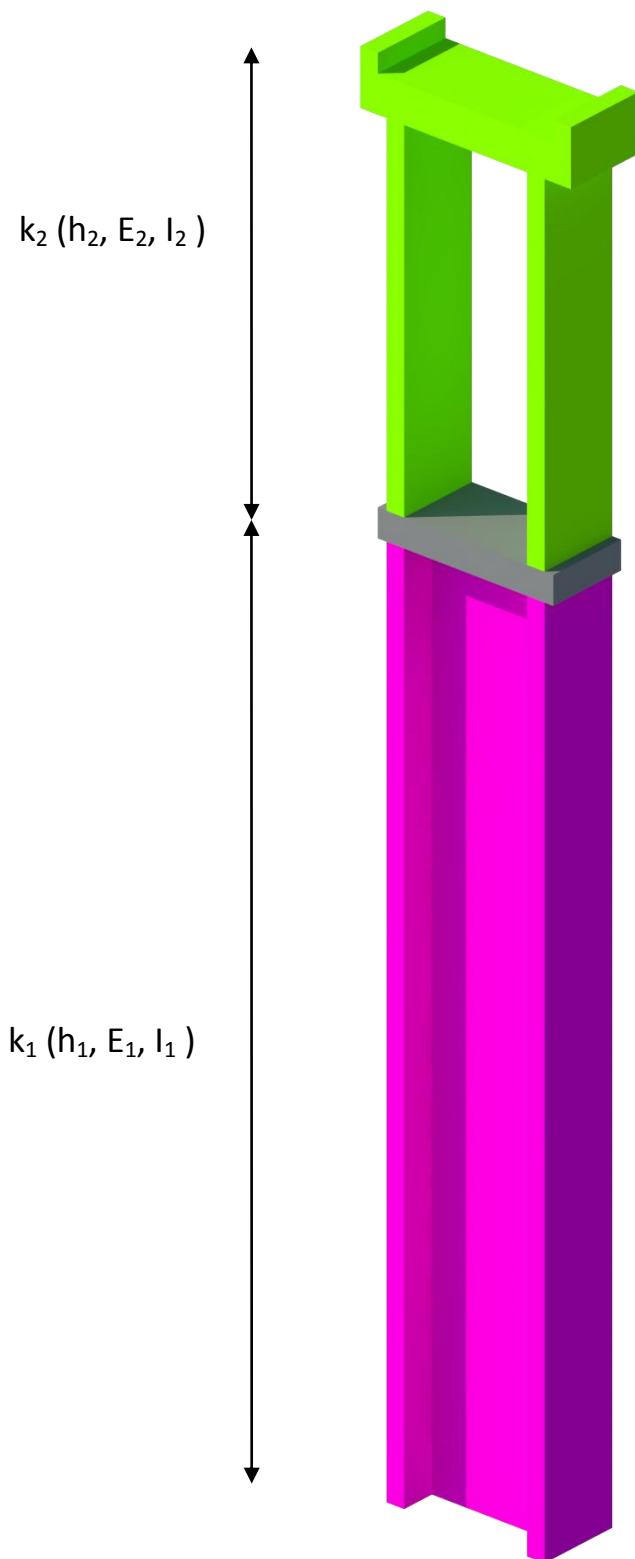
Poniżej przedstawiono tabelę pokazującą relację pomiędzy wysokością podpory, a wymiarami półek dwuteownika podpory (tab. 3):

Tab. 3 Zależność szerokości półki przekroju teowego od wysokości całkowitej podpory

Wysokość (m)	Szerokość półki (m)
20m<H<30m	3,00
30m<H<40m	3,75
40m<H<50m	4,50
50m<H<60m	6,00



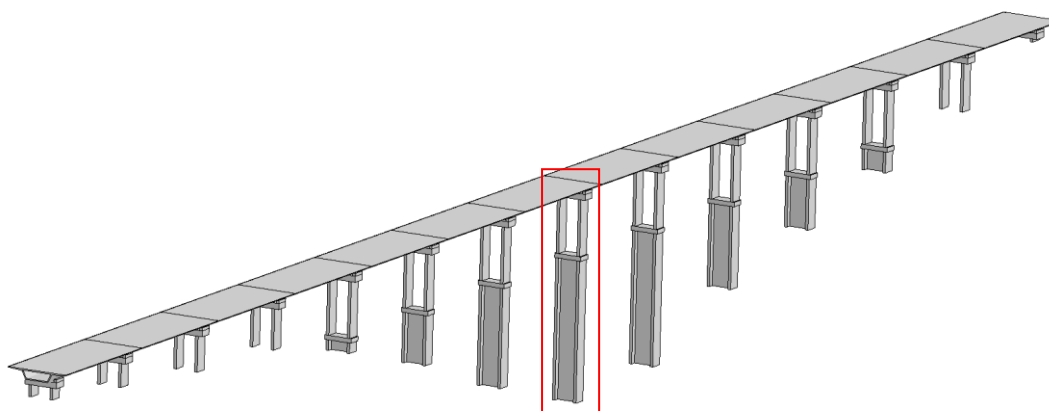
Rys. 20 Koncepcja podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności



Rys. 21 Schemat kształtowania podpory o zmiennej geometrii i sztywności

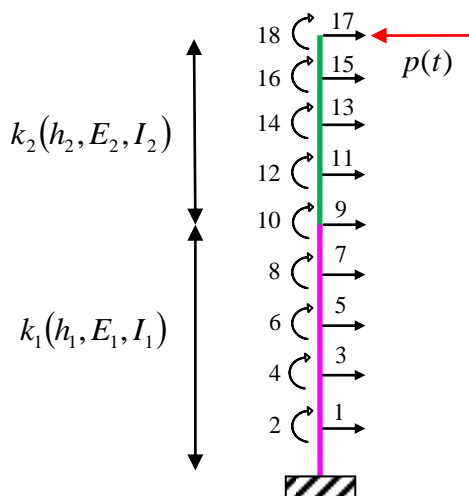
4.2 Model dyskretny pojedynczej podpory w programie MATLAB - autorski program na potrzeby uproszczonych badań parametrycznych

W celu określenia zachowania się pojedynczej podpory o zmiennej geometrii i sztywności został wykonany numeryczny model podpory w programie Matlab opisujący konstrukcję liniowymi równaniami różniczkowymi zwyczajnymi o stałych współczynnikach (rys. 22).



Rys. 22 Podpora nr 8 o wysokości 70 m - podpora użyta do obliczeń

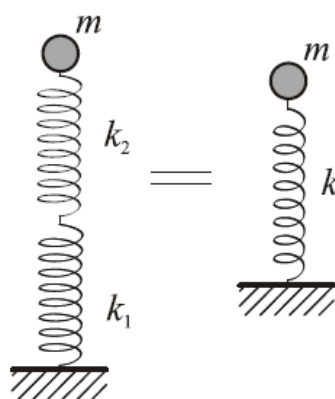
Podpora ma wysokość 70 m i składa się z dwóch części. Dolna część o wysokości 49 m i przekroju dwuteowym, natomiast część górna o wysokości 21 m i przekroju biprostokątnym. Podpora modelowana jest jako element wspornikowy. Model dyskretny podpory pokazany jest na rys. 23.



Rys. 23 Model dyskretny podpory przyjęty do obliczeń w programie Matlab

Podpora jest układem o wielu stopniach swobody obciążony poziomą siłą skupioną $p(t)$. Obciążenie zostało przyłożone na końcu wspornika w postaci obciążenia dynamicznego pochodzącego od trzęsienia ziemi Kocaeli (rozdział 2) zgodnie z wymogami projektowymi (rozdział 1). Maksymalna wartość przyłożonego obciążenia w postaci przyspieszenia wynosi $2,4 \text{ m/s}^2$. Natomiast czas jego trwania to około 160 s ([23] Erdik 2003).

Układ dyskretny podpory składa się z dwóch części o zmiennej sztywności k_1 oraz k_2 . Współpracę poszczególnych części możemy zamienić na układ więzi sprężystych połączonych szeregowo (rys. 24):



Rys. 24 Modelowanie dynamicznej współpracy dolnej oraz górnej części podpory

Sztywność całego układu k składającego się połączenia szeregowego sztywności dolnej podpory k_1 oraz górnej podpory k_2 możemy wyznaczyć na podstawie wzoru:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \dots + \frac{1}{k_n} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \quad (54)$$

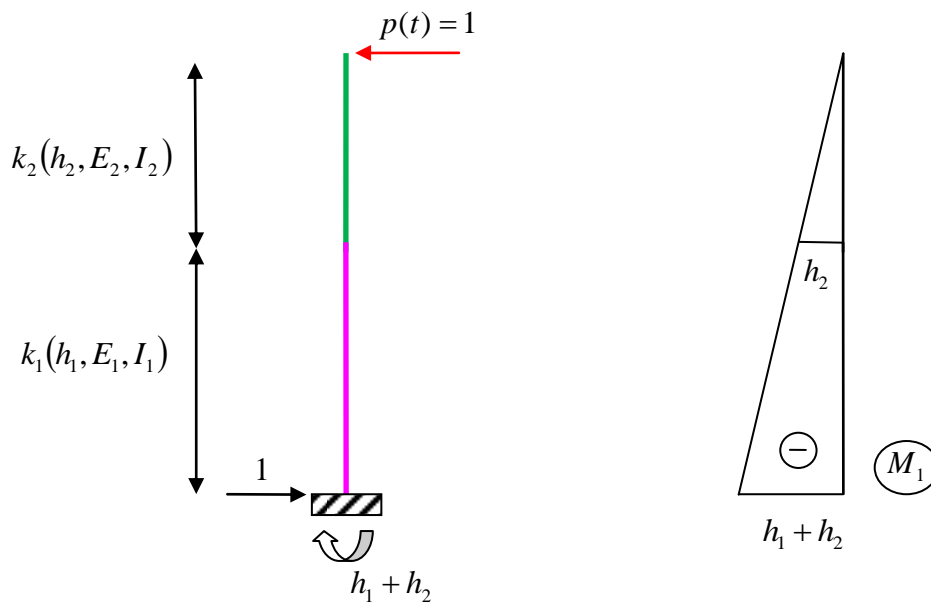
Po przekształceniu wzoru (54) do schematu dynamicznego podpory otrzymujemy:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (55)$$

Po dalszych przekształceniach otrzymujemy wzór do wyznaczenia sztywności całego układu k :

$$k = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \quad (56)$$

W dalszej kolejności należy wyznaczyć sztywności k_1 oraz k_2 (rys. 25):



Rys. 25 Reakcje i wykres momentu zginającego od siły $p(t) = 1$

Wyznaczamy podatność układu górnej części podpory:

$$\delta_{11}^g = \int_0^{h_2} \frac{M_1^2}{E_2 I_2} ds = \frac{1}{E_2 I_2} \left(\frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot h_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot h_2 \right) = \frac{h_2^3}{3E_2 I_2} \quad (57)$$

Na podstawie wyznaczonej podatności ze wzoru (57) obliczamy sztywność górnej podpory:

$$k_2 = \frac{1}{\delta_{11}^g} \quad (58)$$

Po podstawieniu obliczonej podatności ze wzoru (57) do wzoru (58) otrzymujemy sztywność górnej części podpory określoną wzorem:

$$k_2 = \frac{3E_2I_2}{h_2^3} \quad (59)$$

Następnie wyznaczamy podatność układu dolnej części podpory:

$$\begin{aligned} \delta_{11}^d &= \int_0^{h_1} \frac{M_1^2}{E_1I_1} ds = \frac{1}{E_1I_1} \left[\frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot (-h_2) \cdot (2 \cdot (-h_2) + (-h_1 + h_2)) + \frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot (-h_1 + h_2) \cdot (2 \cdot (-h_1 + h_2) + (-h_2)) \right] = \\ &= \frac{1}{E_1I_1} \left[-\frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot (-2 \cdot h_2 - h_1 - h_2) + \left(-\frac{1}{6} \cdot h_1^2 - \frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot h_2 \right) \cdot (-2 \cdot h_1 - 2 \cdot h_2 - h_2) \right] = \\ &= \frac{1}{E_1I_1} \left[\frac{1}{3} \cdot h_1 \cdot h_2^2 + \frac{1}{6} \cdot h_1^2 \cdot h_2 + \frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot h_2^2 + \left(-\frac{1}{6} \cdot h_1^2 - \frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot h_2 \right) \cdot (-2 \cdot h_1 - 3 \cdot h_2) \right] = \\ &= \frac{1}{E_1I_1} \left[\frac{1}{3} \cdot h_1 \cdot h_2^2 + \frac{1}{6} \cdot h_1^2 \cdot h_2 + \frac{1}{6} \cdot h_1 \cdot h_2^2 + \frac{1}{3} \cdot h_1^3 + \frac{1}{2} \cdot h_1^2 \cdot h_2 + \frac{1}{3} \cdot h_1^2 \cdot h_2 + \frac{1}{2} \cdot h_1 \cdot h_2^2 \right] = \quad (60) \\ &= \frac{1}{E_1I_1} \left[\frac{1}{3} \cdot h_1^3 + \frac{h_1^2 \cdot h_2}{6} + \frac{3 \cdot h_1^2 \cdot h_2}{6} + \frac{2 \cdot h_1^2 \cdot h_2}{6} + \frac{2 \cdot h_1 \cdot h_2^2}{6} + \frac{h_1 \cdot h_2^2}{6} + \frac{3 \cdot h_1 \cdot h_2^2}{6} \right] = \\ &= \frac{1}{E_1I_1} \left[\frac{h_1^3}{3} + h_1^2 \cdot h_2 + h_1 \cdot h_2^2 \right] = \frac{h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2}{3 \cdot E_1I_1} \end{aligned}$$

Na podstawie wyznaczonej podatności ze wzoru (60) obliczamy sztywność dolnej podpory:

$$k_1 = \frac{1}{\delta_{11}^d} \quad (61)$$

Po podstawieniu obliczonej podatności ze wzoru (60) do wzoru (61) otrzymujemy sztywność dolnej części podpory określoną wzorem:

$$k_1 = \frac{3E_1I_1}{h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2} \quad (62)$$

Znając wzory na obliczenie sztywności dolnej k_1 oraz górnej k_2 części podpory i po podstawieniu do wzoru (56) możemy obliczyć sztywność całego układu podpory k w zależności od wysokości i geometrii przekroju.

$$\begin{aligned}
k &= \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = \\
&= \frac{\frac{3 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2} \cdot \frac{3 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2^3}}{\frac{3 \cdot E_1 \cdot I_1}{h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2} + \frac{3 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2^3}} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2}{\frac{h_2^3 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}{h_2^3 \cdot (3 \cdot E_1 \cdot I_1) + 3 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2}{h_2^3 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)} \cdot \frac{h_2^3 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}{h_2^3 \cdot (3 \cdot E_1 \cdot I_1) + 3 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}{(h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2) \cdot (h_2^3 \cdot (3 \cdot E_1 \cdot I_1) + 3 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2))} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}{(h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2) \cdot (h_2^3 \cdot 3 \cdot E_1 \cdot I_1 + 3 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2))} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot (h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2)}{(h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2) \cdot (h_2^3 \cdot 3 \cdot E_1 \cdot I_1 + h_1^3 \cdot 3 \cdot E_2 \cdot I_2 + h_1^2 \cdot h_2 \cdot 9 \cdot E_2 \cdot I_2 + h_1 \cdot h_2^2 \cdot 9 \cdot E_2 \cdot I_2)} = \\
&= \frac{9 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot h_1^3 + 27 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 27 \cdot E_1 \cdot I_1 \cdot E_2 \cdot I_2 \cdot h_1 \cdot h_2^2}{(h_1^3 + 3 \cdot h_1^2 \cdot h_2 + 3 \cdot h_1 \cdot h_2^2) \cdot (h_2^3 \cdot 3 \cdot E_1 \cdot I_1 + h_1^3 \cdot 3 \cdot E_2 \cdot I_2 + h_1^2 \cdot h_2 \cdot 9 \cdot E_2 \cdot I_2 + h_1 \cdot h_2^2 \cdot 9 \cdot E_2 \cdot I_2)}
\end{aligned} \tag{63}$$

Do wyznaczenia odpowiedzi dynamicznej układu podpory od trzęsienia ziemi Kocaeli (sygnał z rozdziału 3) w czasie została użyta metoda różnic centralnych (*mrc*). W metodzie tej siła wymuszająca jest określona w postaci zbioru dyskretnych wartości $p_i = p(t_i)$ w punktach czasowych t_i . Przedział czasowy $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$ przyjęty jest jako stały. Natomiast przemieszczenia układu są określone w dyskretnych chwilach czasu t_i .

Wzór na równanie ruchu wykorzystywany podczas obliczeń w chwili t_i jest następującej postaci:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p_i \quad (64)$$

Metoda różnic centralnych polega na zastąpieniu pochodnych prędkości i przyspieszeń centralnymi ilorazami różnicowymi. Różnice centralne dla stałego kroku czasowego Δt przyjmują postać:

$$\begin{aligned} \dot{u}_i &= \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \\ \ddot{u}_i &= \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} \end{aligned} \quad (65)$$

Otrzymane przybliżone wartości ze wzoru (65) podstawiamy do równania ruchu (64):

$$m \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} + c \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} + ku_i = p_i \quad (66)$$

Równanie ruchu (66) przekształcamy do postaci (nieznane po lewej stronie, wiadome po prawej stronie):

$$\underbrace{\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right]}_{\hat{k}} u_{i+1} = p_i - \underbrace{\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right]}_{\hat{p}_i} u_{i-1} - \left[k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right] u_i \quad (67)$$

Otrzymujemy:

$$\hat{k}u_{i+1} = \hat{p}_i \quad (68)$$

Szukaną wartość przemieszczenia w chwili t_{i+1} obliczamy ze wzoru:

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (69)$$

Rozwiązanie u_{i+1} w czasie t_{i+1} jest określone z równania ruchu w chwili t_i . W celu określenia u_{i+1} wymagane są wartości u_i oraz u_{i-1} . Natomiast w celu wyznaczenia przemieszczenia u_1 potrzebne są wartości u_0 oraz u_{-1} . Wartość u_0 uzyskujemy z warunków początkowych. Wartość u_{-1} wyznaczamy korzystając z zależności (65) dla kroku czasowego $i=0$:

$$\dot{u}_0 = \frac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta t} \quad (70)$$

$$\ddot{u}_0 = \frac{u_1 - 2u_0 + u_{-1}}{(\Delta t)^2}$$

Ze wzorów (70) wyznaczamy:

$$u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (71)$$

Przyspieszenie \ddot{u}_0 dla czasu t_0 obliczamy ze wzoru:

$$m\ddot{u}_0 + c\dot{u}_0 + ku_0 = p_0 \quad (72)$$

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$$

Aby metoda różnic centralnych została przeprowadzona poprawnie, krok czasowy Δt musi spełniać warunek:

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \frac{1}{\pi} \quad (73)$$

Algorytmy metody różnic centralnych zostały dostosowane do analizy układów o wielu stopniach swobody poprzez zmianę wielkości m , k , c na macierze M , K , C oraz zamianę wektorów $u(t)$, $p(t)$, na macierze $u(t)$, $p(t)$.

Obliczenia w programie Matlab zostały przeprowadzone według poniższego algorytmu:

A. Obliczenia początkowe:

1) wyznaczenie przyspieszenia \ddot{u}_0 dla czasu t_0

$$\ddot{u}_0 = M^{-1}(p_0 - C\dot{u}_0 - Ku_0)$$

2) wyznaczenie przemieszczenia u_{-1} dla czasu t_0

$$u_{-1} = u_0 - \Delta t(\dot{u}_0) + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_0$$

3) wyznaczenie parametru \hat{K}

$$\hat{K} = \frac{M}{(\Delta t)^2} + \frac{C}{2\Delta t}$$

4) wyznaczenie parametrów a i b

$$a = \frac{M}{(\Delta t)^2} - \frac{C}{2\Delta t}$$

$$b = K - \frac{2M}{(\Delta t)^2}$$

B. Obliczenia dla kroku czasowego i

1) wyznaczenie parametru \hat{p}_i

$$\hat{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i$$

2) wyznaczenie przemieszczenia u_{i+1} w chwili t_i

$$u_{i+1} = \hat{K}^{-1}\hat{p}_i$$

3) wyznaczenie prędkości \dot{u}_i oraz przyspieszenia \ddot{u}_i w chwili t_i

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}$$

$$\ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2}$$

C. Obliczenia powtarzamy dla następnego kroku czasowego (zamieniamy i na $i+1$) dla B-1, B-2, B-3 ([92-93] Rucka, Wilde 2008).

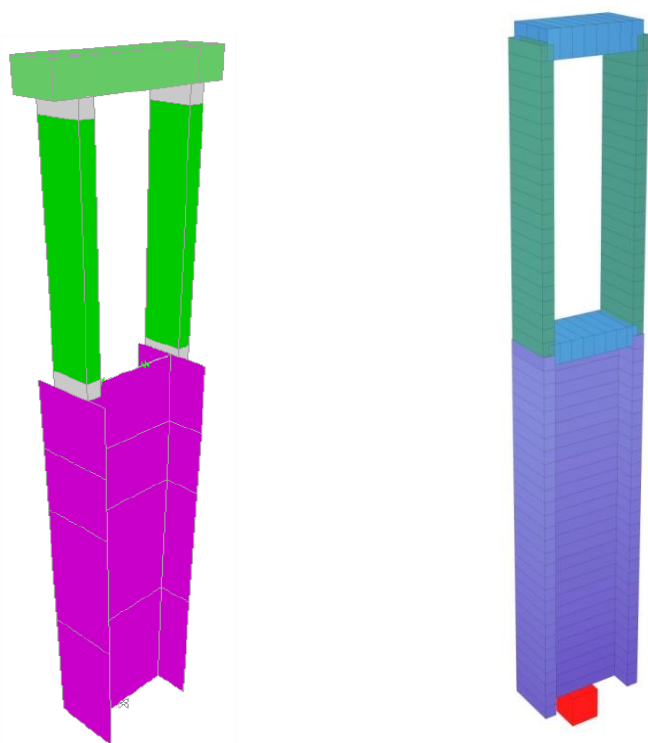
Wyniki z obliczeń eksperymentalnych w programie Matlab ([79] Matlab 2012) zostały zamieszczone w podrozdziale 4.4 w celu porównania z wynikami otrzymanymi podczas symulacji odpowiedzi dynamicznej w programie Sofistik.

4.3 Model numeryczny pojedynczej podpory w programie SOFISTIK - symulacja odpowiedzi dynamicznej

Symulacja odpowiedzi dynamicznej modelu numerycznego podpory o zmiennej sztywności została przeprowadzona także w programie SOFISTIK. Model obliczeniowy wykorzystuje elementy belkowe zarówno dla dolnej jak i górnej części podpory. Podpora jest utwierdzona u podstawy.

Model numeryczny składa się z 86 elementów belkowych oraz 87 węzłów. Konstrukcja podpory przyjęta do obliczeń posiada wysokość 70 m i składa się z dwóch części. Dolna część o wysokości 49 m i przekroju dwuteowym, natomiast część górna o wysokości 21 m i przekroju bprostokątnym. Podpora wykonana jest z betonu klasy C 30/37.

Podatność oraz sztywność układu odpowiada podatności modelu dyskretnego w programie Matlab. Poniżej na rys. 26 został przedstawiony model numeryczny podpory zbudowany w programie SOFISTIK ([100-101] Sofistik 2016).



Rys. 26 Model numeryczny pojedynczej podpory w programie SOFISTIK

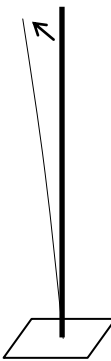
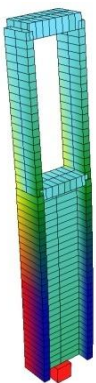
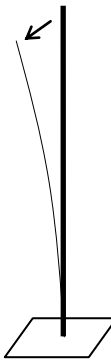
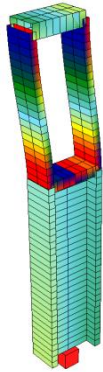
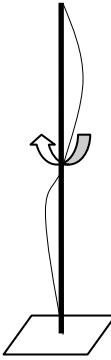
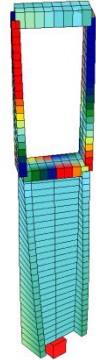
Zgodnie z turecką normą Turkish DLH 2008 obciążenie przyspieszeniem zostało zadane w kierunku poprzecznym. Intensywność obciążenia (Kocaeli) oraz czas jego trwania zostało przyjęte w taki sam sposób jak podczas analizy w programie Matlab oraz zgodnie z wymogami projektowymi (rozdział 1).

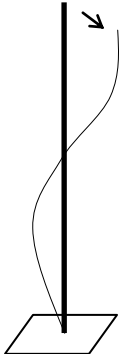
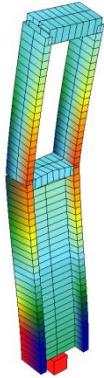
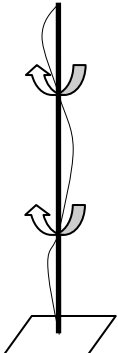
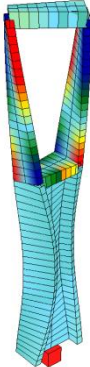
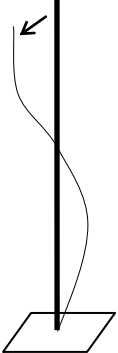
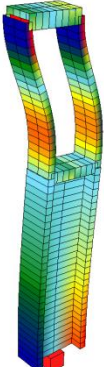
Analiza modalna jest najczęściej stosowaną metodą analizy własności dynamicznych konstrukcji. Można ją wykonywać na dyskretnych modelach zbudowanych za pomocą metody elementów skończonych MES ([94] Salamak 2003). W analizie modalnej została przeprowadzona kalkulacja wartości własnych podpory, w której obliczono 20 wartości własnych układu. Sumaryczny udział mas w odpowiedzi dynamicznej na kierunkach X (podłużnym), Y (poprzecznym) i Z (pionowym) wynosi powyżej 90%, co jest zgodne z zaleceniami normy tureckiej. W podrozdziale 4.4 poniżej zostały przedstawione wyniki obliczeń uzyskane podczas analiz w programie Matlab i Sofistik.

4.4 Wyniki

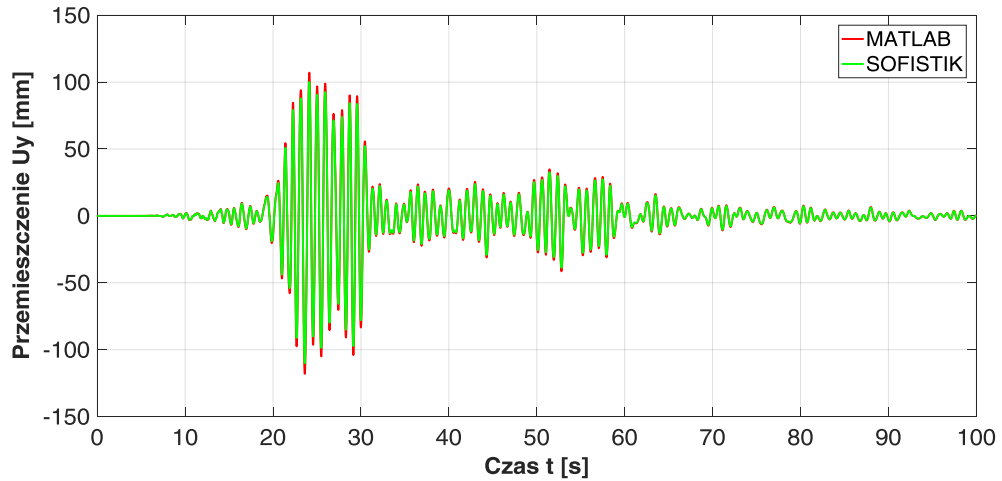
W tabeli poniżej zostały przedstawione wyniki postaci oraz częstotliwości drgań własnych w programie MATLAB i SOFISTIK (tab. 4).

Tab. 4 Porównanie wyników analizy modalnej

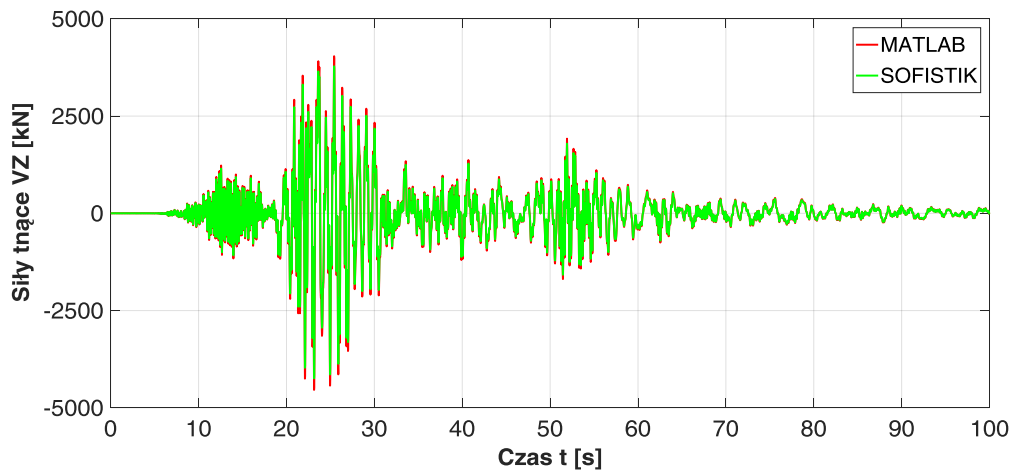
Numer postaci drgań własnych	Częstotliwość drgań własnych [Hz]	MATLAB	SOFISTIK
I	0.73		
II	1.10		
III	1.72		

IV	3.30		
V	5.35		
VI	5.61		

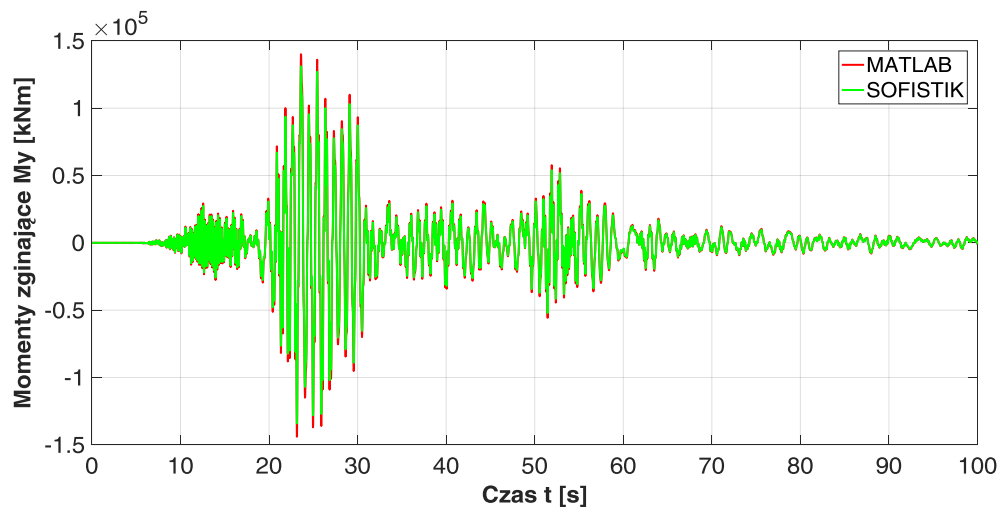
Na podstawie wyników częstości drgań własnych układu zdefiniowano tłumienie proporcjonalne Rayleigh'a. Po wykonaniu analizy modalnej przeprowadzono analizę numeryczną całkowania sygnału w czasie w programie MATLAB oraz SOFISTIK. Uzyskane wyniki to przemieszczenia oraz wartości sił wewnętrznych zmienne w czasie. Wyniki pokazano dla węzła połączenia oczepu z filarem najwyższej podpory w analizie poziomego trzęsienia ziemi D1. Wyniki analizy numerycznej uzyskane w programie Matlab i Sofisitk zostały porównane na rys. 27-29.



Rys. 27 Porównanie wyników przemieszczenia U_y w czasie w programie Matlab i Sofistik



Rys. 28 Porównanie wyników sił tnących V_z w czasie w programie Matlab i Sofistik



Rys. 29 Porównanie wyników momentów M_y w czasie w programie Matlab i Sofistik

4.5 Podsumowanie

Podpora o zmiennej geometrii i sztywności poprawnie odzwierciedla swoją pracę zarówno w obliczeniach w programie MATLAB, a także w analizie numerycznej wykonanej w programie SOFISTIK. Podpora o zmiennej geometrii i sztywności została opisana z wykorzystaniem klasycznych równań dynamicznego układu dyskretnego o wielu stopniach swobody w programie MATLAB. Następnie wykonano walidację modelu dyskretnego na bazie symulacji modelu numerycznego zrealizowanego na autorskim modelu stworzonym w programie SOFISTIK. Uzyskano bardzo dobrą zgodność wyników symulacji w środowisku MATLAB i programie SOFISTIK.

Otrzymane podczas analiz modalnych postacie oraz częstotliwości drgań własnych podpory są identyczne, z dokładnością do dwóch miejsc po przecinku, w programie MATLAB oraz SOFISTIK.

Wyniki przemieszczeń poziomych U_y , sił tnących V_z oraz momentów zginających M_y w czasie obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli są bardzo podobne w każdym kroku czasowym. Maksymalny błąd względny dla przebiegu w czasie przemieszczeń poziomych wynosi 0,15%. W przypadku sił wewnętrznych maksymalny błąd względny dla przebiegu w czasie wynosi odpowiednio dla sił tnących 0,18% oraz dla momentów zginających 0,20%.

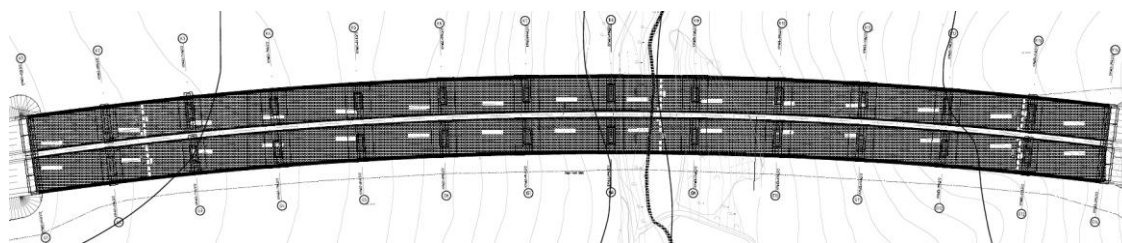
Zaproponowana koncepcja podpory oraz jej modelowanie w środowisku MATLAB zostanie wykorzystana w dalszym etapie projektowania i kształtowania całego wiaduktu w rozdziale 5. Rozwinięcie modelowania liniowego, opisanego w niniejszym rozdziale, o elementy opisujące rzeczywistą pracę betonu w zakresie dużych odkształceń, tj. z zastosowaniem modelu plastyczno - degradacyjnego betonu wykonane jest w rozdziale 6, 7, 8 i 9.

ROZDZIAŁ 5

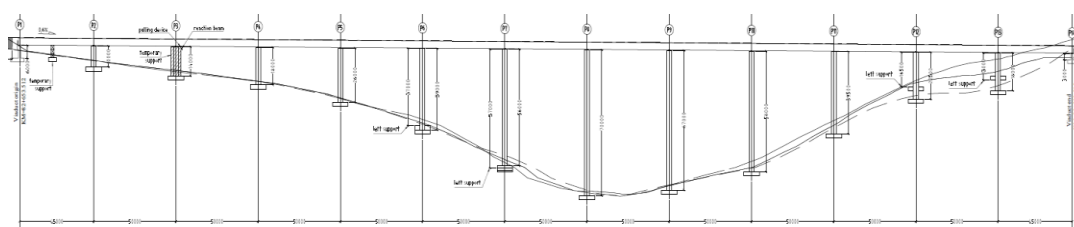
BADANIA PARAMETRYCZNE PODPÓR POŚREDNICH WIADUKTU V17 OBWODNICY NORTHERN MARMARA HIGHWAY

5.1 Opis konstrukcji wiaduktu V17

Analizowany wiadukt V17 znajduje się po zachodniej części obwodnicy północnej Stambułu. Obiekt składa się z dwóch równoległych wiaduktów. Każdy z nich posiada jezdnię o czterech pasach ruchu. Całkowita długość wiaduktu wynosi 640 m. Obiekt podzielony jest na 13 części (1x45m+11x50m+1x45m) (rys. 30-31).



Rys. 30 Przekrój podłużny wiaduktu V17 (widok z góry) ([30] Freyssinet 2012)

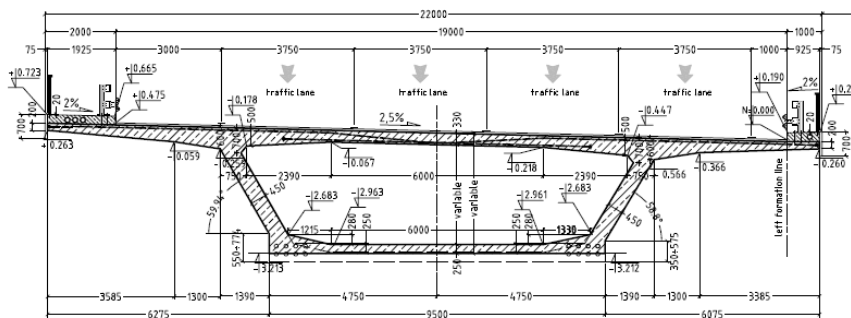


Rys. 31 Przekrój podłużny wiaduktu V17 (widok z boku) ([29] Freyssinet 2012)

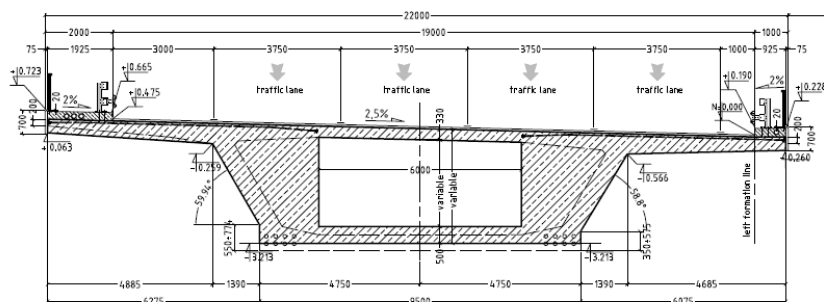
Pomost wiaduktu ma kształt przekroju skrzynekowego wykonanego w technologii sprężonej poprzecznie oraz podłużnie. Beton odpowiada normowej klasie C30/37. Szerokość pomostu wynosi 22 m. Części składowe szerokości skrzynki to chodnik dla obsługi, który posiada szerokość 2 m oraz jezdni o szerokości 19 m i kapa chodnikowa o szerokości 1 m. Jezdnia składa się z 4 pasów ruchu o szerokości 3,75 m każdy. Dodatkowo znajduje się pas awaryjny o szerokości 3 m i opaska o szerokości 1 m. Pomosty dwóch równoległych wiaduktów oddalone są od siebie o 3 m. Górna powierzchnia pomostu posiada spadek poprzeczny o wartości 2,5%. W obiekcie na wszystkich podporach zastosowano łożyska garnkowe. Przesuw w kierunku podłużnym został zablokowany na jednym z przyczółków.

Przekrój poprzeczny skrzynki pomostu jest zmienny po długości obiektu. Podstawowy przekrój skrzynekowy trapezoidalny składa się z płyty górnej o grubości 30 cm, płyty dolnej o grubości 25 cm oraz pochylonych środników o grubości 45 cm. Przekrój przypodporowy jest inny i posiada poszerzony środnik o grubości 55 cm. Przekroju ten znajduje się w odległości od lica podpory do 9 m od osi podpory, z każdej jej strony.

Przekrój, który znajduje się bezpośrednio nad podporami pośrednimi posiada pełną przeponę żelbetową łącznie z prostokątnym otworem o wymiarach 5,5 x 2,1 m, który służy do rewizji łożysk. Nad przyczółkami przekrój zawiera otwór kwadratowy wymiarach 2,1 x 2,1 m do rewizji łożyska (rys. 32-33).



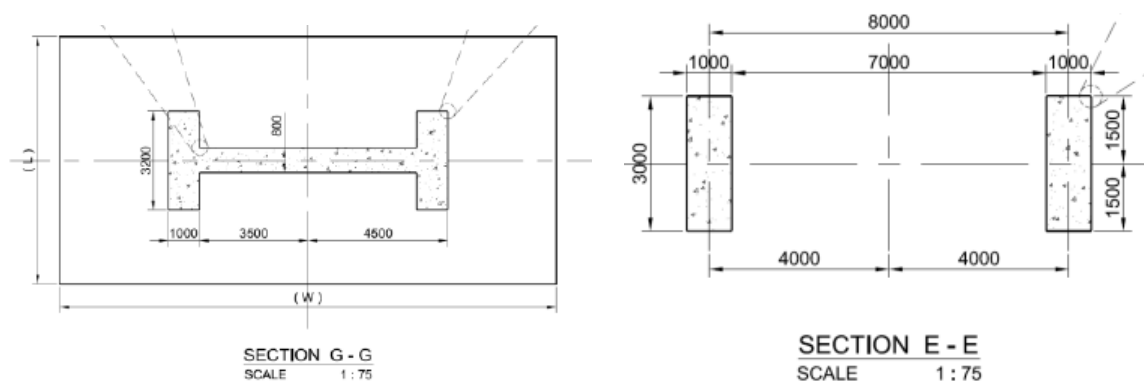
Rys. 32 Przekrój poprzeczny pomostu w środku rozpiętości V17 ([27] Freyssinet 2012)



Rys. 33 Przekrój poprzeczny pomostu w okolicy podpór V17 ([27] Freyssinet 2012)

Podpory pośrednie obiektu podzielono na dwie części. Górna część składa się z belki oczepu długości 12 m, szerokości 3 m i wysokości 2 m. Oczep wyposażony jest w bufor żelbetowy amortyzujący uderzenia pomostu w przypadku trzęsienia o dużej intensywności. Oczep połączony jest z dwoma wiotkimi żelbetowymi kolumnami o wymiarach 3 x 1 m, wysokości 19 m.

Geometria górnej części podpór ma stałą wysokość i jednakowe wymiary dla całego obiektu, jeżeli ich całkowita wysokość nie przekracza 21 m. Gdy wysokość podpory jest większa niż 21 m, wprowadza się dolną część podpory, składającą się ze sztywnego przekroju dwuteowego, zwieńczonego płytą żelbetową. Grubość środnika przekroju dwuteowego jest stała i wynosi 80 cm, a wysokość 7 m. Szerokość półki przekroju jest zmienna i jest powiązana z wysokością całkowitą podpory pośredniej (rys. 34).



Rys. 34 Przekrój poprzeczny podpory pośredniej - sztywna dolna część podpory (po lewej) oraz wiotka górna część podpory (po prawej) V17 ([28] Freyssinet 2012)

Wszystkie wiadukty dodatkowo wyposażono w urządzenia tłumiące drgania podłużne pomostu. Na jednym przyczółku umieszczono urządzenie tłumiące z zadaniem wstępnym sprężeniem PDS (Prestressed damping spring), a na drugim zamontowano tłumiki wiskotyczne (FVD) ([27-34] Freyssinet 2012, [45] Grębowski 2016, [77] Maurer 2011, [96] Scheller 2011).

W wiadukcie V17 zastosowano rozwiązanie polegające na kształtowaniu żelbetowych podpór obiektu ze względu na oddziaływania sejsmiczne. Obiekty ze znacznie zmienną wysokością podpór pośrednich posiadają wadę jaką jest redystrybucja sił wewnętrznych powstających w trakcie trzęsień ziemi. Zaproponowana koncepcja kształtowania podpór pośrednich wiaduktu zakłada optymalizację sztywności przekroju sztywnego (dolnego) oraz wiotkiego (górnego) w zależności od wysokości podpory (rys. 35-38).



Rys. 35 Zdjęcie z budowy wiaduktu V17 (marzec 2014)



Rys. 36 Zdjęcie z budowy wiaduktu V17 (sierpień 2014)



Rys. 37 Zdjęcie z budowy wiaduktu V17 (wrzesień 2014)



Rys. 38 Zdjęcie z budowy wiaduktu V17 (wrzesień 2014)

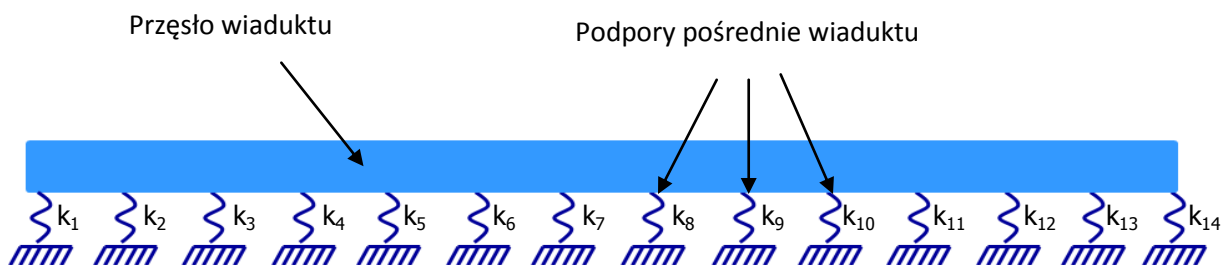
Na powyższych zdjęciach dolna część podpory posiada przemiennie przekrój dwuteowy oraz skrzynkowy. Badania w pracy realizowane są dla pierwotnej koncepcji geometrii podpór o przekroju dwuteowym dolnej części.

5.2 Model dyskretny podpór i pomostu o zmiennej geometrii i sztywności wiaduktu V17 w programie MATLAB

Liniowy model podpór i pomostu o zmiennej geometrii i sztywności do wstępnych analiz parametrycznych dla wiaduktu V17 został wykonany w autorskim programie MATLAB. Model dyskretny opisuje wiadukt o rozpiętości 640 m składający się z 14 podpór. Wysokość podpór jest zróżnicowana (podpora nr 1 (k_1) - 6 m, podpora nr 2 (k_2) - 10 m, podpora nr 3 (k_2) - 14 m, podpora nr 4 (k_4) - 18 m, podpora nr 5 (k_5) - 26 m, podpora nr 6 (k_6) - 39 m, podpora nr 7 (k_7) - 56 m, podpora nr 8 (k_8) - 70 m, podpora nr 9 (k_9) - 67 m,

podpora nr 10 (k_{10}) - 50 m, podpora nr 11 (k_{11}) - 39,5 m, podpora nr 12 (k_{12}) - 29,5 m, podpora nr 13 (k_{13}) - 18 m, podpora nr 14 (k_{14}) - 3 m). Dolna część podpory jest sztywna, natomiast ostatnie 21 m wysokości stanowi wiotka część podpory (zgodnie z koncepcją podpory z rozdziału 4). Podpory, których wysokość jest mniejsza niż 21 m w całości tworzą wiotki układ konstrukcyjny.

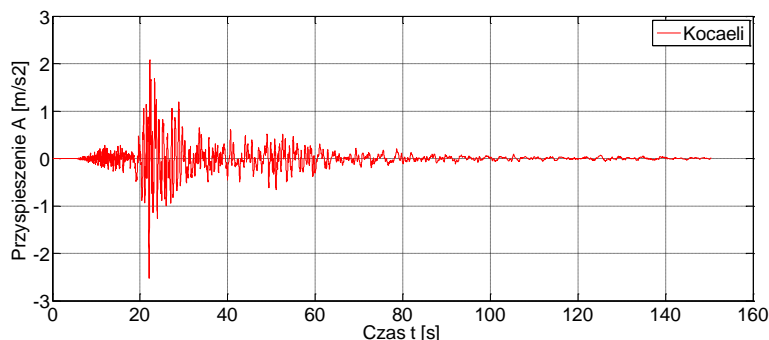
Model dyskretny wiaduktu V17 pokazany jest na rysunku poniżej. Pomost wiaduktu modelowany jest jako układ elementów belkowych, natomiast podpory zostały zastąpione przez poziome sprężyny (zgodnie z kierunkiem obciążenia) o określonej sztywności k_i (rys. 39).



gdzie k_1, k_2, k_3, \dots - sztywności podpór w zależności od wysokości i przekroju

Rys. 39 Model dyskretny wiaduktu V17 w programie MATLAB

Obciążenie zostało przyłożone na całej długości pomostu w postaci obciążenia dynamicznego pochodzącego od trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D1 (rozdział 3) zgodnie z wymogami projektowymi opisanymi w rozdziale 1. Maksymalna wartość przyłożonego obciążenia w postaci przyspieszenia wynosi $2,4 \text{ m/s}^2$. Natomiast czas jego trwania to około 160 s (rys. 40).



Rys. 40 Zapis trzęsienia ziemi Kocaeli z dnia 17 sierpnia 1999 roku

Analiza numeryczna w programie Matlab została wykonana przy zastosowaniu metody różnic centralnych (*mrc*). Procedura obliczeń została opracowana przy zastosowaniu metod numerycznych omówionych w rozdziale 4. Algorytmy metody różnic centralnych zostały dostosowane do analizy układów o wielu stopniach swobody poprzez zmianę wielkości m , k , c na macierze M , K , C oraz zamianę wektorów $u(t)$, $p(t)$, na macierze $u(t)$, $p(t)$.

Obliczenia w programie Matlab zostały przeprowadzone według poniższego algorytmu:

A. Obliczenia początkowe:

- 1) wyznaczenie przyspieszenia \ddot{u}_0 dla czasu t_0

$$\ddot{u}_0 = M^{-1}(p_0 - C\dot{u}_0 - Ku_0)$$

- 2) wyznaczenie przemieszczenia u_{-1} dla czasu t_0

$$u_{-1} = u_0 - \Delta t(\dot{u}_0) + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_0$$

- 3) wyznaczenie parametru \hat{K}

$$\hat{K} = \frac{M}{(\Delta t)^2} + \frac{C}{2\Delta t}$$

- 4) wyznaczenie parametrów a i b

$$a = \frac{M}{(\Delta t)^2} - \frac{C}{2\Delta t}$$

$$b = K - \frac{2M}{(\Delta t)^2}$$

B. Obliczenia dla kroku czasowego i

1) wyznaczenie parametru \hat{p}_i

$$\hat{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i$$

2) wyznaczenie przemieszczenia u_{i+1} w chwili t_i

$$u_{i+1} = \hat{K}^{-1} \hat{p}_i$$

3) wyznaczenie prędkości \dot{u}_i oraz przyspieszenia \ddot{u}_i w chwili t_i

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}$$

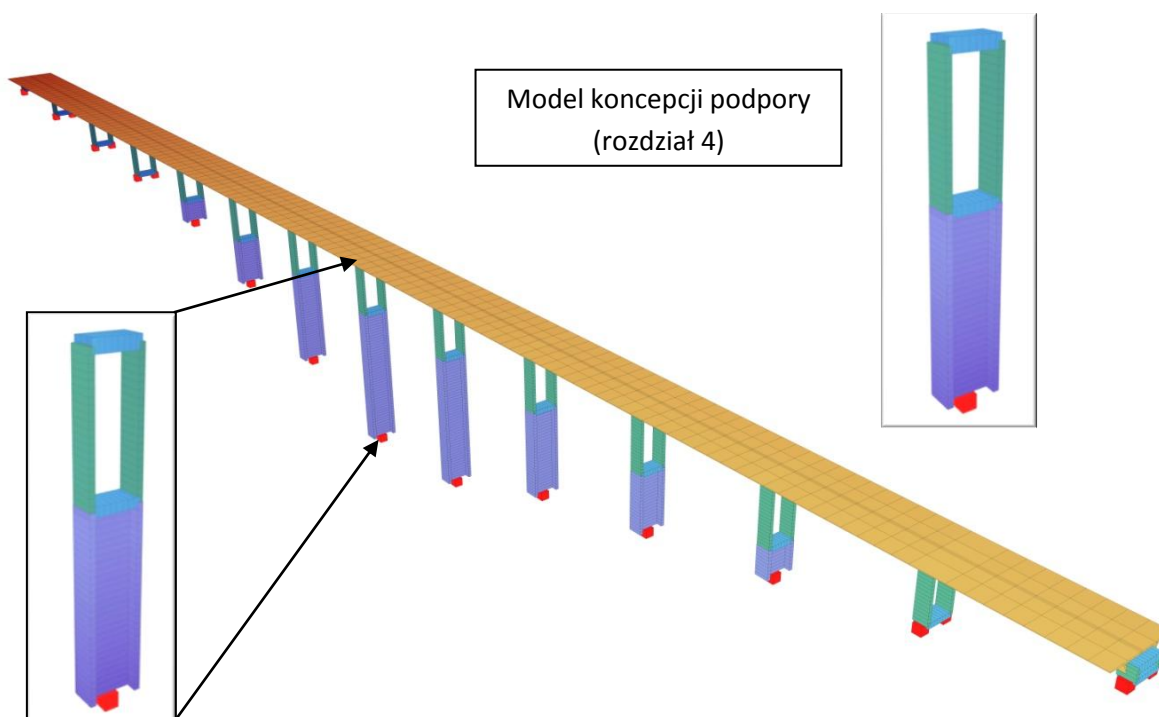
$$\ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2}$$

C. Obliczenia powtarzamy dla następnego kroku czasowego (zamieniamy i na $i+1$) dla B-1, B-2, B-3 ([81] Miśkiewicz 2016, [92-93] Rucka, Wilde 2008).

Wyniki z obliczeń eksperymentalnych w programie Matlab ([79] Matlab 2012) zostały zamieszczone w podrozdziale 5.1.4 w celu porównania z wynikami uzyskanymi podczas symulacji odpowiedzi dynamicznej wiaduktu w programie Sofistik.

5.3 Model dyskretny podpór i pomostu o zmiennej geometrii i sztywności wiaduktu V17 w programie SOFISTIK

W celu wykonania poprawnej walidacji modelu wykonanego w programie MATLAB została przeprowadzona symulacja odpowiedzi dynamicznej podpór pośrednich wiaduktu V17 w programie SOFISITK. Model obliczeniowy wiaduktu V17 został wykonany z elementów belkowych dla pomostu oraz podpór pośrednich. Podpory są utwierdzone u podstawy (rys. 41).



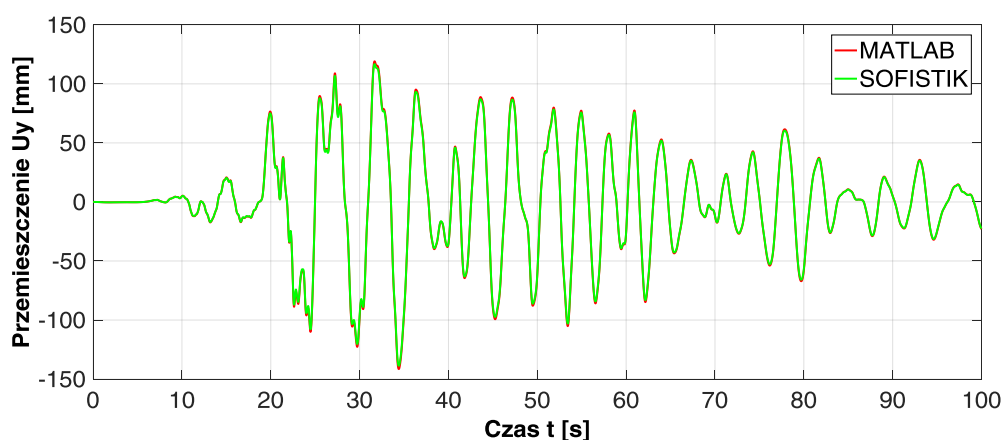
Rys. 41 Model obliczeniowy wiaduktu V17 w programie SOFISTIK

Następnym krokiem był wybór metody analizy sejsmicznej. Zastosowanie metody z użyciem spektrum odpowiedzi pozwala jedynie na otrzymanie maksymalnych i ekstremalnych wartości sił wewnętrznych (między innymi sił normalnych, sił tnących, momentów zginających) oraz deformacji (ugięć i przemieszczeń). Metoda ta nie pozwala na uzyskanie kompletnej oraz dokładnej analizy wartości sił węzłów i elementów belkowych w czasie ([16] Chopra 2016, [35] Glemberg 1983). W związku z tym szczegółowa analiza numeryczna została przeprowadzona przy użyciu metody Time History Metod opisanej w rozdziale 3.2. Metoda ta uwzględnia całkowanie w czasie za pomocą algorytmu metody Newmarka. Procedura obliczeniowa podczas analizy wiaduktu V17 przeprowadzona została w całości w programie bazującym na metodzie elementów skończonych SOFISTIK – moduł DYNA ([100-101] Sofistik 2016).

Wyniki walidacji przeprowadzonej w programie SOFISTIK, algorytmu napisanego w programie MATLAB zostały zaprezentowane w podrozdziale 5.3.1.

5.4 Porównanie wyników symulacji w programie MATLAB i SOFISTIK

Wyniki przemieszczeń poziomych pokazano dla węzła połączenia oczepu z filarem najwyższej podpory (nr 8 - 70 m) w analizie poziomego trzęsienia ziemi D1 poprzez porównanie analizy wykonanej w programie Matlab (podrozdział 5.2) oraz w programie Sofistik (podrozdział 5.3) (rys. 41).



Rys. 41 Przemieszczenia UY podpory nr 8 o wysokości 70 m - porównanie wyników w programie MATLAB i SOFISTIK

Analiza wyników przemieszczeń w czasie obliczonych modelem dyskretnym w Matlabie i programem Sofistik wskazuje na bardzo dużą zgodność uzyskanych wyników. Przemieszczenie maksymalne w programie Sofistik wynosi 141,50 cm, natomiast w programie Matlab 138,67 cm.

Ścieżka przebiegu przemieszczeń w czasie uzyskana w obliczeniach wykonanych w programie Matlab jest bardzo podobna do wyników symulacji numerycznych w programie Sofistik, co potwierdza poprawność opracowanego modelu i procedur obliczeniowych opracowanych w autorskim programie w środowisku Matlab. Maksymalny błąd względny dla przebiegu w czasie przemieszczeń poziomych wynosi 0,12%.

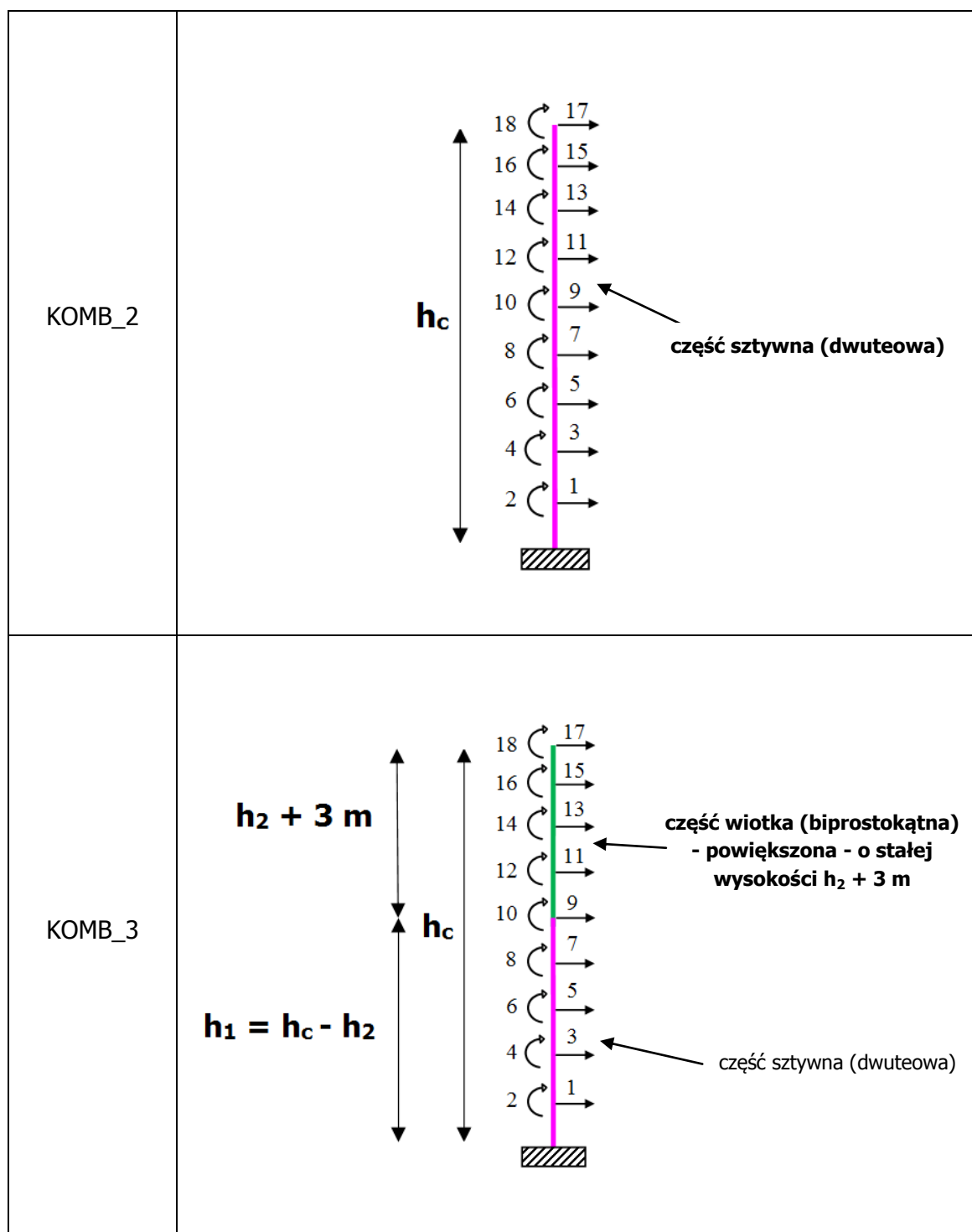
5.5 Analiza redystrybucji sił wewnętrznych i przemieszczeń podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności w programie MATLAB

W pracy wykonano badania parametryczne dla dodatkowych kombinacji kształtowania podpory w celu sprawdzenia zależności redystrybucji sił i przemieszczeń przyjmując różne warianty (tab. 5):

- KOMB_1: podpora kształtowana zgodnie z koncepcją podpory z rozdziału 4 (dolna część sztywna dwuteowa, górna część wiotka bprostokątna o stałej wysokości 21 m)
- KOMB_2: podpora sztywna na całej wysokości (jeden przekrój dwuteowy)
- KOMB_3: podpora kształtowana zgodnie z koncepcją podpory z rozdziału 4 z powiększoną częścią wiotką podpory o 3 m.

Tab. 5 Kombinacje kształtowania podpory użyte do obliczeń

Numer kombinacji	Schemat kształtowania podpory w programie MATLAB
KOMB_1	<p> $h_2 = 19 \text{ m}$ $h_1 = h_c - h_2$ </p> <p> część wiotka (bprostokątna) o wysokości 19 m część sztywna (dwuteowa) </p>



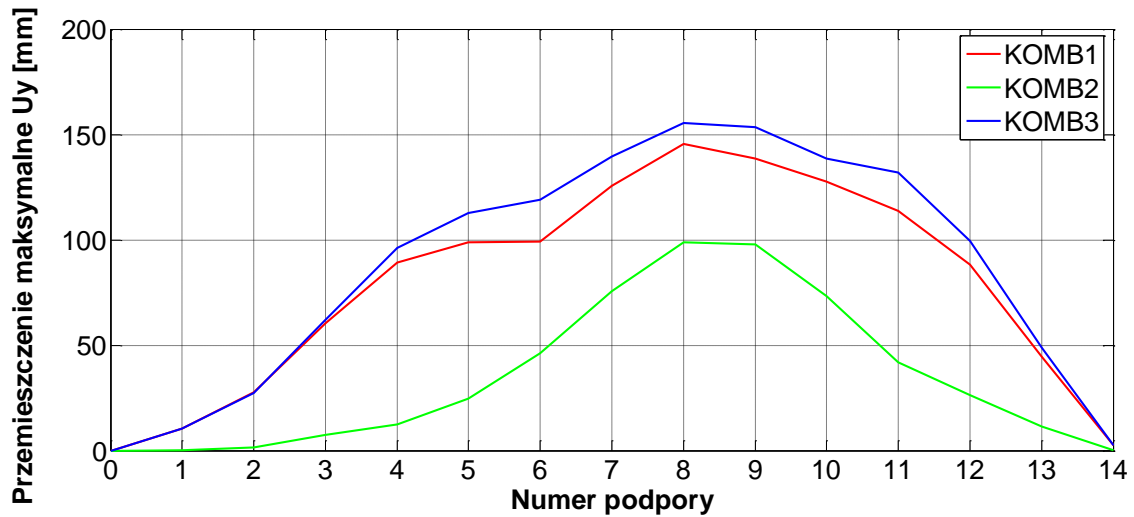
Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń przyjętych kombinacji kształtowania podpory dla obciążenia trzęsienia ziemi Kocaeli o intensywności D1 (tab. 6, rys. 42-47).

Tab. 6 Wyniki dla wiaduktu V17 - obciążenie trzęsieniem ziemi Kocaeli - poziom D1

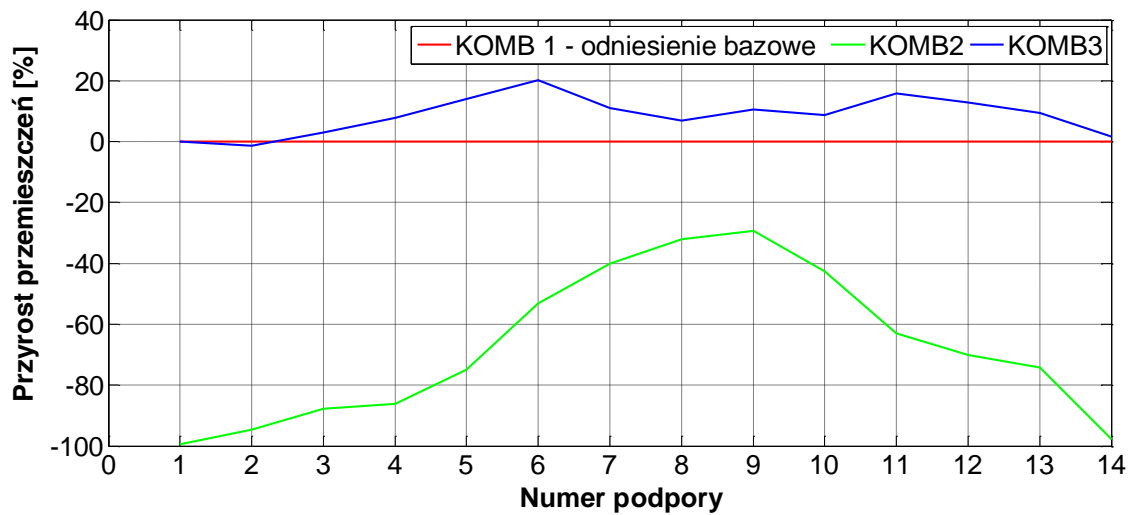
Kocaeli - poziom D1												
Wiadukt V17		KOMB_1 - Przekrój dwuteowy (sztywny) oraz prostokątny (wiotki)				KOMB_2 - Przekrój dwuteowy (sztywny)			KOMB_3 - Przekrój dwuteowy (sztywny) oraz prostokątny (wiotki - <u>powiększony o 3 m</u>)			
Nr podpory	H [m]	M _y [kNm]	R _{max} [kN]	U _y [mm]	ΔU _y [mm]	M _y [kNm]	R _{max} [kN]	U _y [mm]	M _y [kNm]	R _{max} [kN]	U _y [mm]	ΔU _y [mm]
1	6	18400	1600	10,45	10,45	592990	31368	0,06	20360	1872	10,44	10,44
2	10	19600	2430	27,61	27,61	649800	39930	1,46	24658	2340	27,24	27,24
3	14	19600	3170	60,42	60,42	687500	47510	7,44	33496	3265	62,25	62,25
4	18	20300	2620	89,17	89,17	721200	45290	12,30	44707	2823	96,12	96,12
5	26	81000	3940	98,85	98,32	636800	25920	24,80	64000	2727	112,77	112,57
6	39	80700	2740	99,04	97,23	543100	15060	46,30	72840	2432	118,92	117,75
7	56	155000	5410	125,80	114,56	432800	14969	75,50	142590	5236	139,58	131,28
8	70	270000	7540	145,50	124,10	356800	13681	99,00	249502	7382	155,52	127,66
9	67	241000	7610	138,70	115,64	372800	12525	97,90	231498	7262	153,46	129,33
10	50	138000	4350	127,50	120,52	515300	10280	73,30	114363	3601	138,62	133,74
11	40	85500	2710	113,80	111,60	470300	12810	42,00	71740	2511	131,90	130,55
12	30	49500	1870	88,20	87,87	513700	18430	26,30	43547	1499	99,46	99,32
13	18	10100	1280	44,69	44,69	681900	44340	11,50	12495	1405	48,92	48,95
14	3	6580	1100	2,32	2,32	571130	38610	0,05	12929	1195	2,36	2,36

ΔU_y - jest to wartość obliczona z różnicy przemieszczenia pomiędzy ocepem podpory, a półką łączącą część sztywną i wiotką

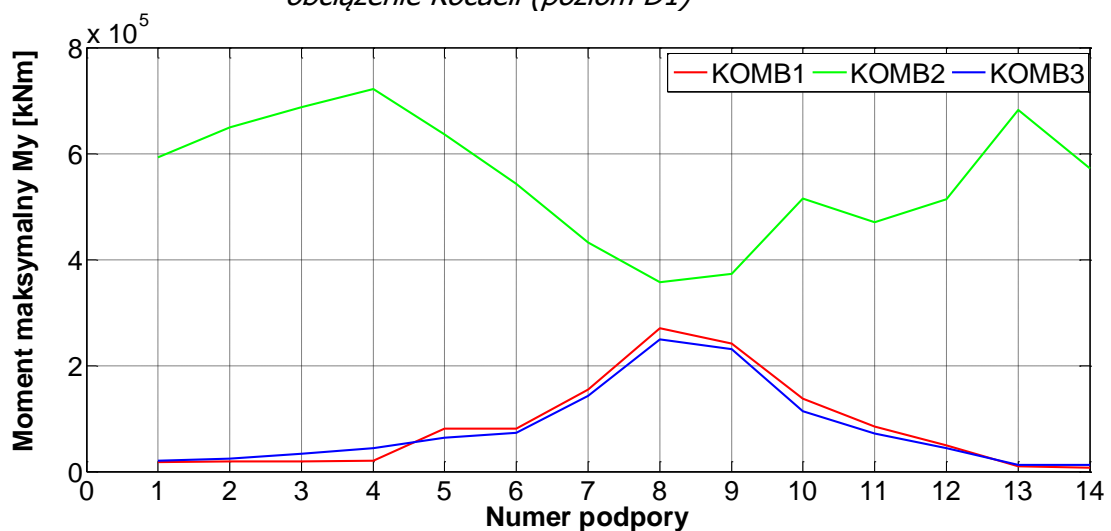




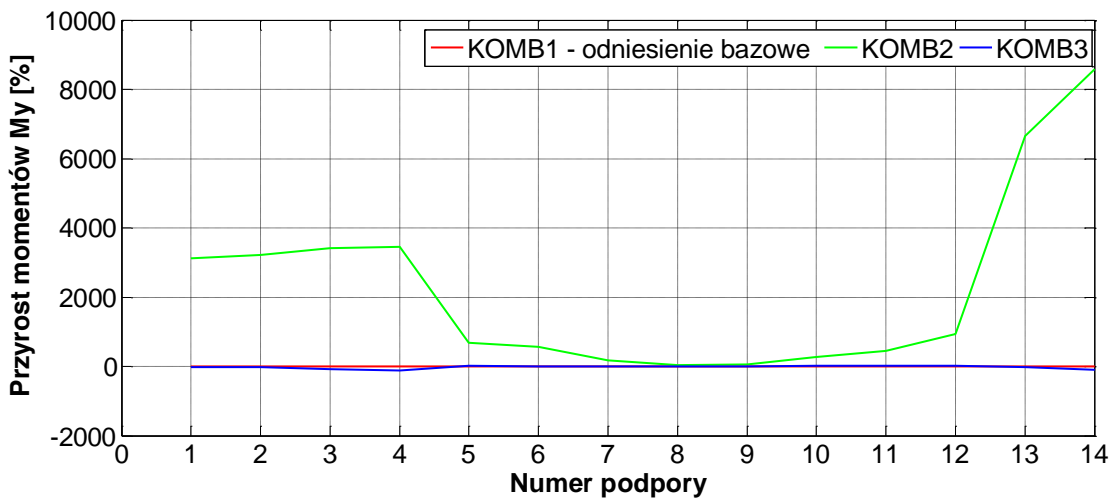
Rys. 42 Przemieszczenia maksymalne U_y poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)



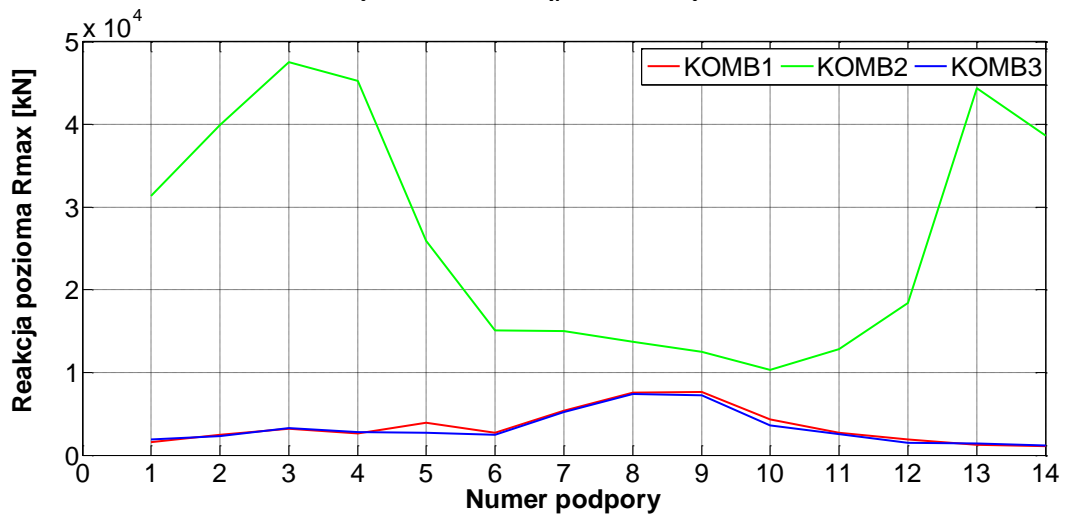
Rys. 43 Procentowy przyrost przemieszczeń U_y poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)



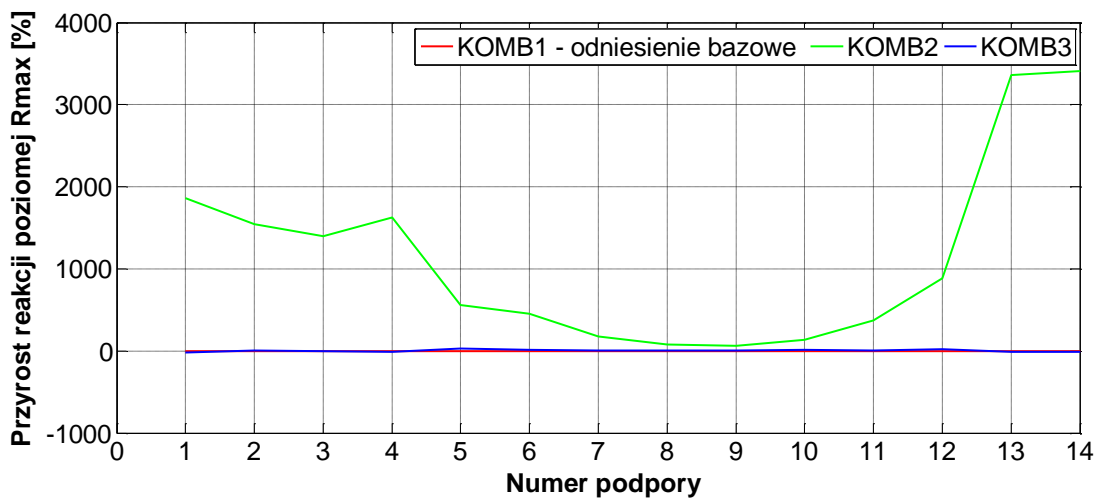
Rys. 44 Moment maksymalny M_y poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)



Rys. 45 Procentowy przyrost momentów M_y poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)



Rys. 46 Reakcja pozioma R_{max} poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)



Rys. 47 Procentowy przyrost reakcji poziomej R_{max} poszczególnych podpór wiaduktu V17 - obciążenie Kocaeli (poziom D1)

5.6 Podsumowanie

Projektowanie obiektów mostowych narażonych na wstrząsy sejsmiczne wymaga dokładnego określenia wpływu oddziaływań sejsmicznych na rozkład i wartości sił wewnętrznych oraz przemieszczeń. Analizowany model podpór pośrednich wiaduktu V17 został wdrożony do obliczeń w postaci równań różniczkowych w programie Matlab, a następnie dokonano jego walidacji w oparciu o model numeryczny wykonany w programie Sofistik. Po poprawnej walidacji modelu przeprowadzono szczegółowe symulacje numeryczne wiaduktu V17. Na podstawie otrzymanych wyników dowiedziono, że przyjęta koncepcja podpory pośredniej poprawia redystrybucję sił wewnętrznych na poszczególnych podporach obiektu. Porównując przeprowadzoną analizę dla kombinacji kształtowania podpory KOMB_1, KOMB_2, KOMB_3 dowiedziono, że zastosowanie podpory o zmiennej geometrii i sztywności (rozdział 5 (KOMB_1)) umożliwia znaczącą redukcję wartości sił wewnętrznych. Dla podpór skrajnych wiaduktu wartość momentów zginających zmniejszyła się dla poziomu D1 - średnio z 721 MNm do 20 MNm. W przypadku poziomej reakcji u podstawy wartość ta zredukowała się dla poziomu D1 - średnio z 42 MN do 2 MN. W przypadku podpór wewnętrznych wartości sił wewnętrznych zmniejszyły się kilkukrotnie. Skorygowany rozkład sił na poszczególnych podporach odbył się kosztem zwiększenia przemieszczeń górnej części podpór w miejscu połączenia oczepu z pomostem. Podczas trzęsienia ziemi to właśnie górna wiotka część podpory, pomimo dużych wychyleń ma zapewnić bezpieczeństwo nawet przy ekstremalnych wstrząsach z poziomu D3 poprzez zaprojektowanie miejsc powstania przegubów plastycznych.

Walidacja modelu dyskretnego podpór pośrednich z pomostem została przeprowadzona poprawnie w programie Matlab i Sofistik. Podpora składająca się z dwóch części: dolnej (sztywnej) oraz górnej (wiotkiej) umożliwia

zachowanie zoptymalizowanej redystrybucji sił wewnętrznych oraz przemieszczeń poziomych od obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli.

Analiza wykonana w rozdziale 5 uniemożliwia dokładne i szczegółowe sprawdzenie wymogu projektowego dotyczącego koncepcji kształtowania podpory dla poziomu D3, która zakłada, że kontrolowane zniszczenie ma nastąpić w górnej części podpór pośrednich poprzez utworzenie się przegubów plastycznych. W celu sprawdzenia rozwiązania kształtowania podpory o zmiennej geometrii i sztywności dla poziomu D3 należy przeprowadzić szczegółową analizę numeryczną z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych przy użyciu modelu plastyczno - degradacyjnego betonu ze zbrojeniem (rozdział 6 i 7).

ROZDZIAŁ 6

WALIDACJA MODELU PLASTYCZNO-DEGRADACYJNEGO BETONU W PROGRAMIE ABAQUS - model CDP

6.1 Model plastyczno - degradacyjny betonu CDP

6.1.1 Charakterystyka i parametry modelu w ujęciu ogólnym

Plastyczno - degradacyjny model betonu został zaproponowany przez zespół Lubliner w 1987 roku. Znany jest również pod nazwą "Barcelona Model" - od nazwy miasta, w którym został pierwszy raz publicznie przedstawiony. Model ten wykorzystywany jest między innymi podczas analizy betonu pod obciążeniem cyklicznym oraz dynamicznym w różnych kombinacjach obciążenia ([68] Lubliner 1987, [88] Piątek-Sierek 2013).

Lubliner w pracach [68-69] Lubliner 2017 wskazał, że wyczerpanie nośności betonu następuje w skutek jego degradacji od przyrostu odkształceń plastycznych. Wielu eksperymentów dotyczących modelu plastyczno-degradacyjnego betonu dokonał Grassl ([40] Grassl 2006), który wykorzystywał wykonane badania do analizy awarii konstrukcji żelbetowych bazując na modelu opartym na połączeniu mechaniki pęknięć oraz plastyczności. Opisał on cechy zachowania się materiału w trójosiowym stanie naprężenia ([37] Grassl 2009). Z kolei zachowanie się betonu pod wpływem działania obciążenia dynamicznego przedstawiono w pracach [48] Jankowiak 2011, [4] Bahn 1998 oraz [78] Marzec 2008. W celu właściwego opisu modelu zniszczenia materiału MES istotny jest prawidłowy dobór siatki dyskretyzacyjnej MES, która powinna odzwierciedlać

możliwie rzeczywistą strukturę zniszczonego materiału ([6] Becker 2008, [59] Lowes 1999). Równie istotne jest przyjęcie odpowiednich warunków początkowo-brzegowych analizy, które można otrzymać z badań eksperymentalnych ([17] Cińcio 2007).

Kluczowym elementem modelu jest zdefiniowanie mechanizmu zniszczenia betonu w stanach jednoosiowych, a następnie prawidłowa transformacja tego mechanizmu na złożone, stany wieloosiowe. Jednym z podstawowych założeń modelu plastyczno-degradacyjnego jest następująca dekompozycja prędkości odkształceń ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013):

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl}, \quad (74)$$

gdzie $\dot{\varepsilon}$ oznacza prędkość odkształceń całkowitych, natomiast $\dot{\varepsilon}^{el}$ oznacza prędkość odkształceń elastycznych, a $\dot{\varepsilon}^{pl}$ prędkość odkształceń plastycznych.

Związki konstytutywne opisuje się w postaci ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}), \quad (75)$$

gdzie D_0^{el} jest początkową sztywnością nieuszkodzonego materiału.

Z kolei degradacja sztywności to:

$$D^{el} = (1-d)D_0^{el}, \quad (76)$$

gdzie d jest skalarną zmienną degradacji sztywności, która przyjmuje wartość z zakresu od 0 do 1. Wartość 0 oznacza, że materiał jest nieuszkodzony, natomiast wartość 1 oznacza materiał całkowicie zniszczony. Parametr ten, różny przy ściskaniu i rozciąganiu, pozwala połączyć mechanizm zniszczenia w postaci pęknięcia i miażdżenia z redukcją sztywności materiału.

Biorąc pod uwagę naprężenia efektywne otrzymuje się ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (77)$$

Na jego podstawie naprężenia Cauchy'ego powiązane są z naprężeniami efektywnymi poprzez zmienną degradacji:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma}, \quad (78)$$

gdzie $(1 - d)$ stanowi stosunek powierzchni efektywnej przenoszącej obciążenie, czyli powierzchni całkowitej pomniejszonej o powierzchnię uszkodzoną do całkowitej powierzchni przekroju.

Wzrost powierzchni uplastycznienia (zniszczenia) opisana jest dwoma zmiennymi wzmocnienia - $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ oraz $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, gdzie indeks t (*tension*) oznacza parametry, które są związane z rozciąganiem, natomiast indeks c (*compression*) oznacza parametry, które są związane ze ściskaniem. Zmienne te wykorzystuje się przy wyznaczaniu ekwiwalentnych odkształceń plastycznych:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \quad (79)$$

Wzór opisujący funkcję uplastycznienia odzwierciedlającą powierzchnię zniszczenia w przestrzeni naprężeń efektywnych wyrażony jest:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (80)$$

Plastyczne płynięcie materiału powoduje potencjał plastyczny w przestrzeni naprężeń efektywnych ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013) opisany zależnością:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}, \quad (81)$$

gdzie $\dot{\lambda}$ oznacza nieujemny plastyczny mnożnik. Parametr $\dot{\lambda}$ oraz funkcja F spełniają warunki Kuhna-Tuckera:

$$\dot{\lambda}F = 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0, \quad F \leq 0 \quad (82)$$

Przedstawione zależności wskazują, iż sprężysto - plastyczne zachowanie się materiału w modelu plastyczno-degradacyjnym opisane jest przy użyciu naprężeń efektywnych, a także zmiennych wzmocnienia.

6.1.2 Funkcja degradacji materiału

W modelu CDP (Concrete Damaged Plasticity) degradacja materiału oznacza degradację sztywności. W stanie jednoosiowym naprężenia można zapisać funkcje:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta, f_i) \\ \sigma_c &= \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta, f_i) \end{aligned} \quad (83)$$

gdzie $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$ oznaczają prędkości ekwiwalentnych odkształceń plastycznych, natomiast $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ stanowią ekwiwalentne odkształcenia plastyczne:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} &= \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} dt \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} &= \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} dt \end{aligned} \quad (84)$$

Parametr θ oznacza temperaturę, a parametr $f_i (i = 1, 2, 3, \dots)$ oznacza dodatkowe zmienne. Prędkości odkształceń plastycznych dla stanu jednoosiowego można wyrazić wzorami:

$$\begin{aligned}\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} &= \dot{\varepsilon}_i^{pl} \\ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} &= -\dot{\varepsilon}_i^{pl}\end{aligned}\tag{85}$$

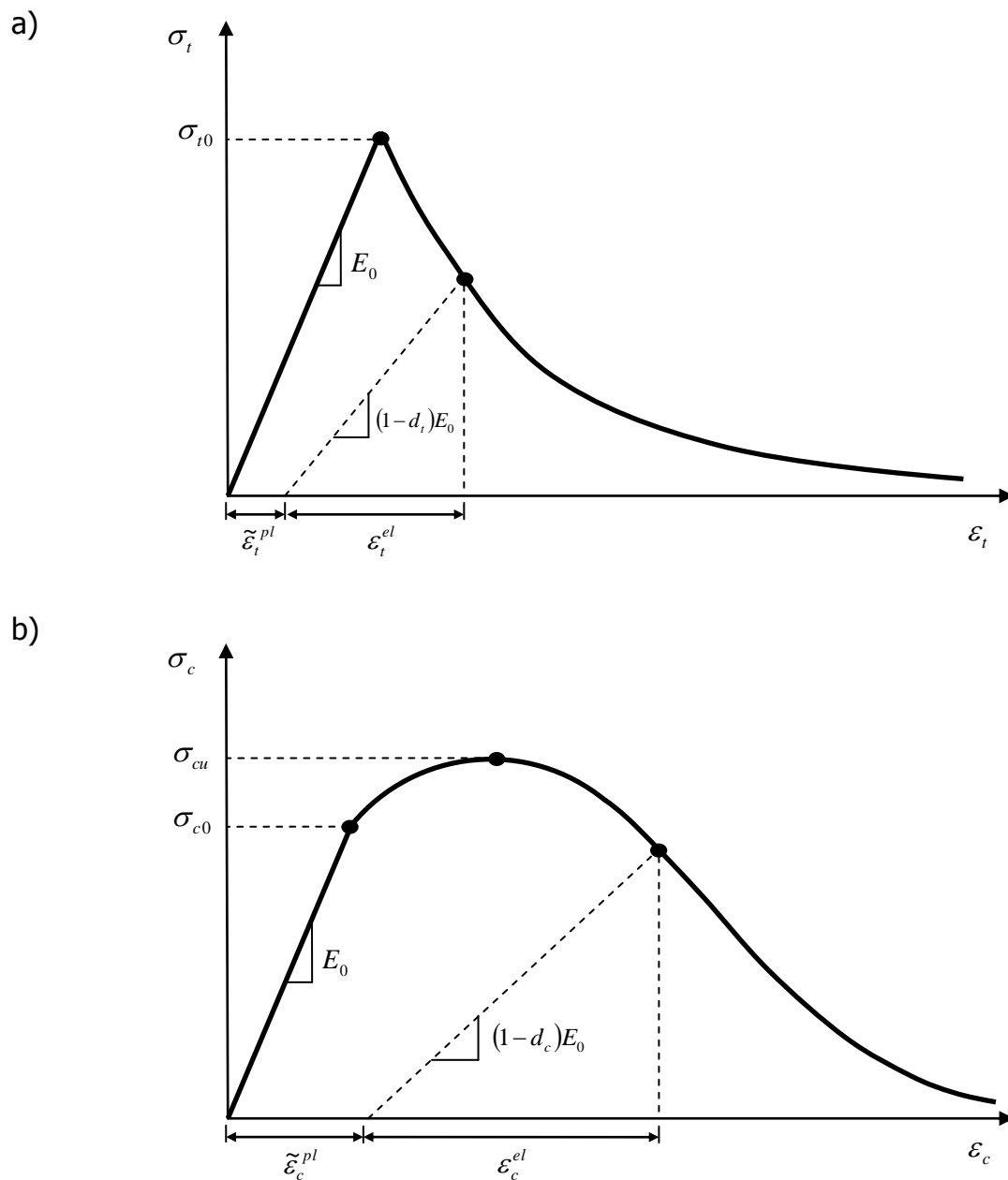
gdzie indeks t - stan przy jednoosiowym rozciąganiu, natomiast indeks c - stan przy jednoosiowym ściskaniu.

Degradacja podczas ściskania i rozciągania betonu przebiega w inny sposób. Jedynym podobieństwem jest to, że rezultat degradacji zwiększa się wraz z narastaniem odkształceń plastycznych. W celu zbadania odpowiedzi materiału wprowadzono w [68-69] *Lubliner 2017* niezależne od siebie zmienne, które opisują odpowiedź materiału poddanego degradacji - są to jednoosiowe zmienne uszkodzenia d_t oraz d_c , które stanowią funkcję odkształceń plastycznych, temperatury oraz dodatkowych zmiennych:

$$\begin{aligned}d_t &= d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) & 0 \leq d_t \leq 1 \\ d_c &= d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) & 0 \leq d_c \leq 1\end{aligned}\tag{86}$$

Relację naprężenie - odkształcenie w przypadku stanu jednoosiowego przedstawia się jako (rys. 48):

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})\end{aligned}\tag{87}$$



Rys. 48 Praca betonu w stanie jednoosiowego a) rozciągania i b) ściskania
([3] ABAQUS, 2013)

Na podstawie powyższych wykresów rozmiar powierzchni zniszczenia obrazują jednoosiowe efektywne naprężenia:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (88)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

6.1.3 Warunek plastyczności

Warunek plastyczności w modelu plastyczno - degradacyjnym wyrażony jest przy użyciu naprężeń efektywnych ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \tilde{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (89)$$

gdzie α i β oznaczają bezwymiarowe stałe materiałowe, natomiast \bar{p} stanowi efektywne ciśnienie hydrostatyczne:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : I \quad (90)$$

gdzie $\bar{\sigma}$ jest ekwiwalentnym efektywnym naprężeniem ([3] ABAQUS 2013):

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} : \bar{S}} \quad (91)$$

gdzie \bar{S} oznacza dewiatorową część tensora naprężeń efektywnych $\bar{\sigma}$ ([3] ABAQUS 2013):

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (92)$$

$\hat{\sigma}_{\max}$ oznacza algebraiczne maksimum wartości własnej $\bar{\sigma}$, natomiast I jest diagonalną macierzą jednostkową. Funkcja $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ wyrażona jest poprzez równanie ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (93)$$

gdzie $\bar{\sigma}_t$ oraz $\bar{\sigma}_c$ oznaczają efektywne naprężenia przy rozciąganiu i ściskaniu. Stała α wyrażona jest wzorem ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\alpha = \frac{\sigma_{bo} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{bo} - \sigma_{c0}} \quad (94)$$

Warunek plastyczności współtworzy parametr γ tylko w trójosiowym ściskaniu, w przypadku gdy $\hat{\sigma}_{\max} < 0$. Wyznacza się go poprzez porównanie warunku plastyczności dla południka rozciągania i ściskania. Południk rozciągania (TM) jest to miejsce w przestrzeni naprężenia, który musi spełniać warunek ([3] ABAQUS 2013):

$$\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3 \quad (95)$$

Natomiast południk ściskania (CM) jest to miejsce w przestrzeni naprężenia, który musi spełniać warunek ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3, \quad (96)$$

gdzie $\hat{\sigma}_1, \hat{\sigma}_2, \hat{\sigma}_3$ oznaczają wartości własne tensora naprężeń efektywnych. Z kolei wzdłuż południka rozciągania i ściskania spełnione muszą zostać zależności ([3] ABAQUS 2013):

$$(\hat{\sigma}_{\max})_{TM} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p} \quad (97)$$

$$(\hat{\sigma}_{\max})_{CM} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p}$$

Jeżeli $\hat{\sigma}_{\max} < 0$, wzór dla południków z warunku plastycznego przyjmuje postać ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\left(\frac{2}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (TM) \quad (98)$$

$$\left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (CM)$$

przy założeniu, że:

$$K_C = \frac{\bar{q}_{(TM)}}{\bar{q}_{(CM)}}, \quad (99)$$

gdzie $\bar{q}_{(TM)}$ oraz $\bar{q}_{(CM)}$ stanowią ekwiwalentne naprężenia, które są wyznaczone odpowiednio dla południka rozciągania i ściskania:

$$K_C = \frac{\gamma + 3}{2\gamma + 3} \quad (100)$$

Ostatecznie sformułowanie przyjmuje następującą postać:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_C)}{2K_C - 1} \quad (101)$$

W przypadku gdy $\hat{\sigma}_{\max} > 0$, układ równań zostanie zapisany jako ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\left(\frac{2}{3}\beta + 1\right)\bar{q} - (\beta + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (TM) \quad (102)$$

$$\left(\frac{1}{3}\beta + 1\right)\bar{q} - (\beta + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (CM)$$

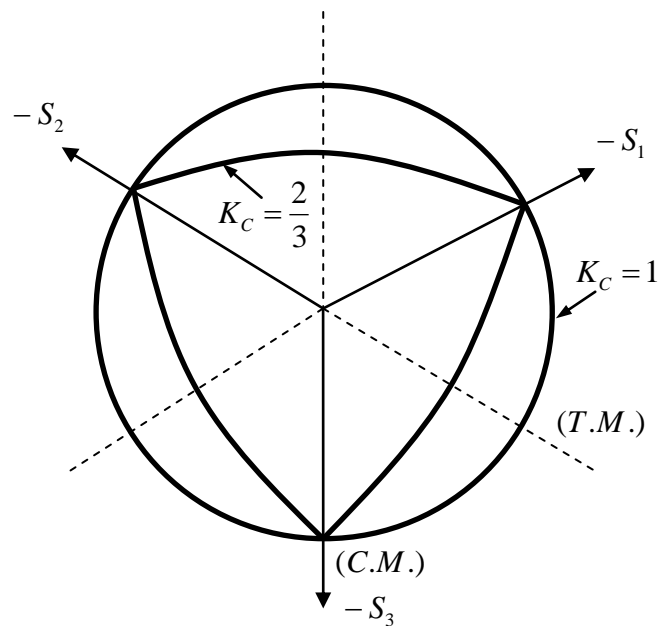
Zakładając, że:

$$K_T = \frac{\bar{q}_{(TM)}}{\bar{q}_{(CM)}} \quad (103)$$

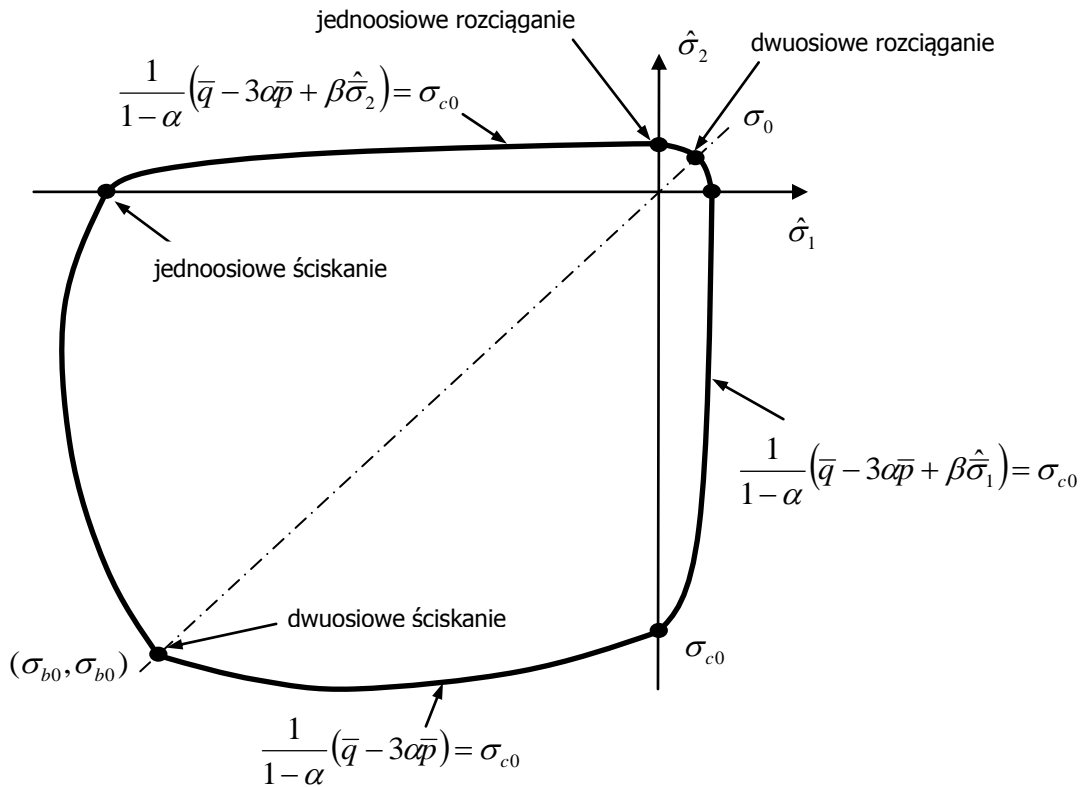
otrzymuje się:

$$K_t = \frac{\beta + 3}{2\beta + 3} \quad (104)$$

Poniżej przedstawiono powierzchnię plastyczności modelu CDP na płaszczyźnie dewiatorowej oraz w płaskim stanie naprężenia (rys. 49 i 50).



Rys. 49 Powierzchnia plastyczności na płaszczyźnie dewiatorowej w zależności od wartości parametru K_C ([3] ABAQUS, 2013)



Rys. 50 Powierzchnia plastyczności na płaszczyźnie dewiatorowej w zależności od wartości parametru K_c ([3] ABAQUS, 2013)

W modelu plastyczno - degradacyjnym betonu zostało wykorzystane niestowarzyszone prawo płynięcia:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}, \quad (105)$$

w którym zastosowano potencjał plastyczny w postaci hiperbolicznej funkcji Druckera - Pragera ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{i0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (106)$$

gdzie ψ oznacza kąt dylatacji w płaszczyźnie p-q, σ_{0r} jest to naprężenie towarzyszące uszkodzeniu podczas jednoosiowego rozciągania, ϵ jest mimośrodem, który opisuje odległość funkcji od jej asymptoty. W celu ustalenia

kierunku potencjału ważną cechą funkcji jest jej ciągłość i gładkość. Funkcja w strefie wysokich ciśnień zamykających osiąga liniową postać potencjału plastycznego Druckera - Pragera oraz przecina oś hydrostatyczną pod kątem 90° .

6.1.4 Modelowanie obciążenia cyklicznego

W modelu plastyczno - degradacyjnym zniszczenie (degradację) przedstawia redukcja początkowego modułu sprężystości E_0 w wyniku wprowadzenia skalarnej zmiennej degradacji ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$E = (1 - d)E_0, \quad (107)$$

gdzie d oznacza funkcję stanu naprężenia, a także jednoosiowych zmiennych uszkodzenia d_t oraz d_c . Podczas obciążenia cyklicznego w stanie jednoosiowym obowiązuje równanie ([3] ABAQUS 2013):

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad 0 \leq s_t \quad s_c \leq 1, \quad (108)$$

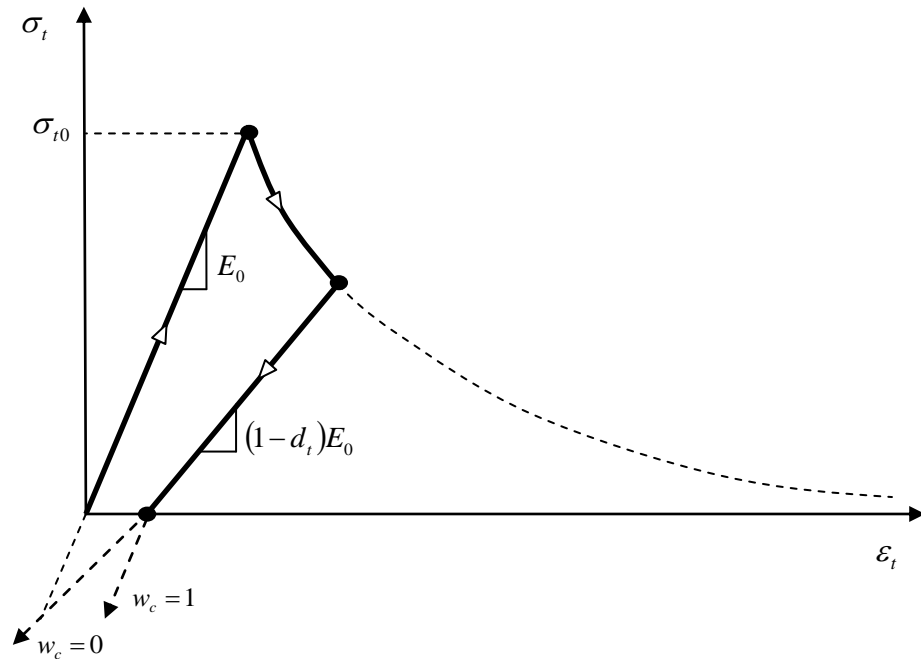
gdzie s_t oraz s_c są funkcjami stanu naprężenia, które odzwierciedlają efekt odzyskania sztywności podczas zmiany znaku naprężenia ([3] ABAQUS 2013):

$$\begin{aligned} s_t &= 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) & 0 \leq w_t \leq 1 \\ s_c &= 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})) & 0 \leq w_c \leq 1, \end{aligned} \quad (109)$$

gdzie

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{jeśli } \bar{\sigma}_{11} > 0 \text{ (rozciąganie)} \\ 0 & \text{jeśli } \bar{\sigma}_{11} < 0 \text{ (ściskanie)} \end{cases}$$

we wzorze w_t oraz w_c oznaczają współczynniki wagi lub parametry odzyskania sztywności przy rozciąganiu i ściskaniu, które są powiązane z własnościami materiałowymi kontrolującymi odzyskanie sztywności (rys. 51).



Rys. 51 Efekt odzyskania sztywności przy ściskaniu poprzez wykorzystanie parametru w_c ([3] ABAQUS, 2013)

Podczas zmiany kierunku obciążenia z rozciągającego na ściskające (przy założeniu, że materiał nie był poddany wcześniej ściskaniu, które powodowałyby jego zmiażdżenie ($\tilde{\epsilon}_c^{pl} = 0$ oraz d_c) otrzymujemy równanie:

$$(1-d) = (1-s_t d_c) = (1-(1-w_c(1-r^*))d_t) \quad (110)$$

W przypadku rozciągania ($\bar{\sigma}_{11} > 0$) $r^* = 1$ oraz $d = d_t$. Podczas ściskania ($\bar{\sigma}_{11} < 0$) $r^* = 0$, a $d = (1-w_c)d_t$. Jeżeli $w_c = 1$, wtedy $d = 0$, co oznacza, że materiał całkowicie odzyskał sztywność, $E = E_0$. Natomiast kiedy $w_c = 0$, to $d = d_t$ i nie nastąpiło odzyskanie sztywności. Częściowemu odzyskaniu sztywności odpowiadają wartości pośrednie w_c z przedziału (0,1).

Równania określające rozwój ekwiwalentnych odkształceń plastycznych dla jednoosiowego obciążenia zapisuje się jako ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} = r * \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (111)$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_c^{pl} = -(1 - r *) \dot{\varepsilon}_{11}^{pl}$$

Dla jednostkowej fazy cyklu (rozciąganie/ściskanie) upraszczają się odpowiednio do:

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} = \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (112)$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_c^{pl} = -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl}$$

Analizując złożone stany wieloosiowe równania można przekształcić do postaci ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_t^{pl} = r(\hat{\sigma}) \hat{\varepsilon}_{\max}^{pl} \quad , \quad (113)$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_c^{pl} = -(1 - r(\hat{\sigma})) \hat{\varepsilon}_{\min}^{pl}$$

gdzie $\hat{\varepsilon}_{\max}^{pl}$ oraz $\hat{\varepsilon}_{\min}^{pl}$ stanowią maksymalną i minimalną wartość własną tensora prędkości odkształceń plastycznych $\dot{\varepsilon}^{pl}$, natomiast $r(\hat{\sigma})$ jest to współczynnik wagi naprężenia ([3] ABAQUS 2013):

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\hat{\sigma}) \leq 1, \quad (114)$$

który jest równy 1, jeżeli wszystkie naprężenia główne $\hat{\sigma}_i (i = 1, 2, 3)$ są dodatnie, a 0 jeżeli są ujemne:

$$\langle x \rangle = \frac{1}{2} (|x| + x) \quad (115)$$

W przypadku, gdy wartości własne tensora prędkości odkształceń plastycznych $\hat{\varepsilon}_i (i = 1, 2, 3)$ spełniają zależność:

$$\hat{\varepsilon}_{\max}^{pl} = \hat{\varepsilon}_1 \geq \hat{\varepsilon}_2 \geq \hat{\varepsilon}_3 = \hat{\varepsilon}_{\min}^{pl} \quad (116)$$

to równanie dla ogólnego stanu złożonego wyrażone jest wzorem ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \begin{bmatrix} \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} \\ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} \end{bmatrix} = \hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (117)$$

gdzie

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (118)$$

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_1 \\ \hat{\varepsilon}_2 \\ \hat{\varepsilon}_3 \end{bmatrix}$$

Degradacja sztywności w modelu plastyczno-degradacyjnym modelowana jest przy użyciu pojedynczej izotropowej zmiennej degradacji d :

$$D^{el} = (1-d)D_0^{el} \quad 0 \leq d \leq 1 \quad (119)$$

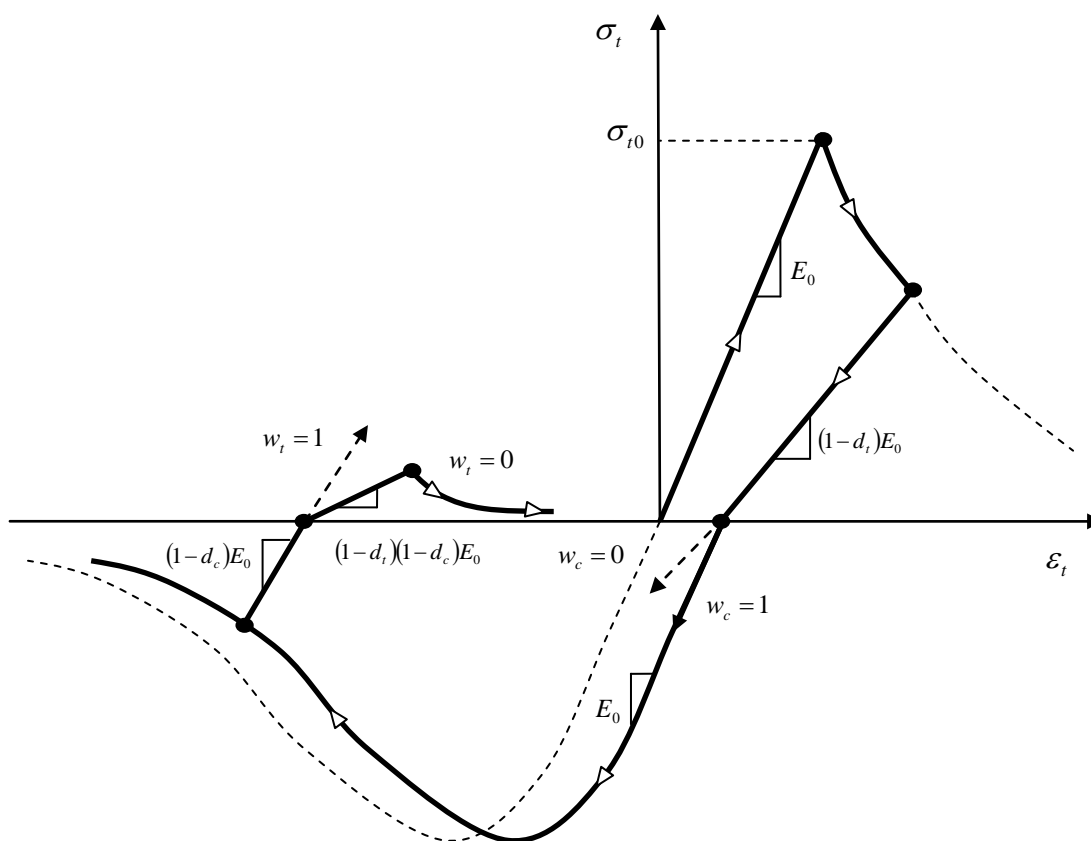
Zmienna d odwzorowuje mechanizm degradacji podczas obciążania cyklicznego, a jednocześnie musi być zgodna z przedstawioną powyżej odpowiedzią materiału przy obciążeniu monotonicznym ([88] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [3] ABAQUS 2013):

$$(1-d) = (1-s_t d_c)(1-s_c d_t) \quad 0 \leq s_t \quad s_c \leq 1 \quad (120)$$

Można dostrzec, że równanie jest podobne do opisu dla jednoosiowego obciążenia cyklicznego. Jediną różnicą jest to, że parametry s_t oraz s_c wyrażone są przy użyciu funkcji $r(\hat{\sigma})$ ([3] ABAQUS 2013):

$$\begin{aligned} s_t &= 1 - w_t r(\hat{\sigma}) & 0 \leq w_t \leq 1 \\ s_c &= 1 - w_c (1 - r(\hat{\sigma})) & 0 \leq w_c \leq 1 \end{aligned} \quad (121)$$

Wyniki uzyskane z badań eksperymentalnych materiałów quasi-kruchych, potwierdzają pojawianie się zjawiska odzyskania sztywności, które polega na zamknięciu rys podczas zmiany kierunku obciążenia z rozciągania na ściskanie. W odwrotną stronę, podczas zmiany kierunku obciążenia ze ściskania na rozciąganie zjawisko odzyskania sztywności nie wystąpi, jeżeli w materiale pod wpływem miażdżenia rozpoczęty został proces mikropęknięć. Odpowiada to wartości $w_t = 0$ oraz $w_c = 1$ (rys. 52).



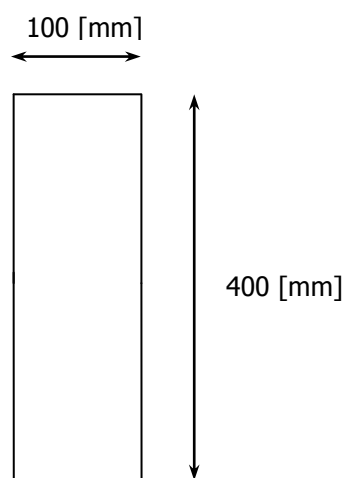
Rys. 52 Jednoosiowy cykl rozciąganie - ściskanie - rozciąganie ([3] ABAQUS, 2013)

Powyżej został przedstawiony komplet równań opisujących model plastyczno - degradacyjny według Lublinera (model CDP) ([88-90] Piątek-Sierek, Podhorecki 2013, [60-73] Lubliner 1989, [55-56] Lee 1998). W podrozdziale 6.2 przeprowadzono kalibrację modelu plastyczno-degradacyjnego betonu na podstawie założeń Lublinera z wykorzystaniem badań doświadczalnych i numerycznych przedstawionych w [88] Piątek-Sierek, Podhorecki.

6.2 Walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP

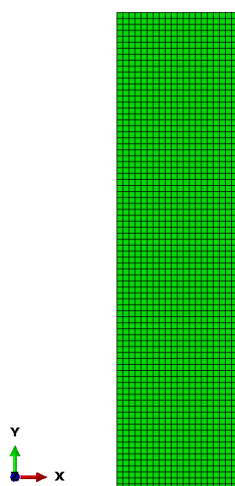
6.2.1 Badania numeryczne - element ściskany

Analizie numerycznej poddano element betonowy o wymiarach 100 x 400 mm z betonu C30/37 na podstawie badań z [88] Piątek-Sierek (rys. 53).



Rys. 53 Geometria elementu betonowego ściskanego

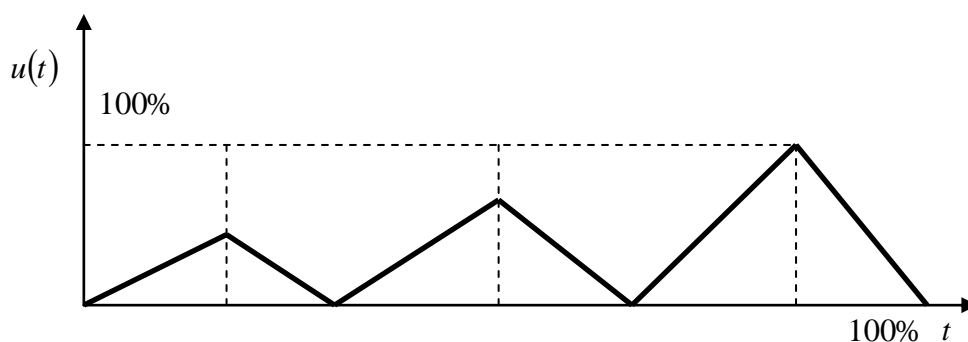
Schemat konstrukcji ograniczono do modelu 2D, ponieważ analiza nieliniowa układu obciążonego cyklicznie jest czasochłonna z uwagi na generowaną znaczną liczbę równań. Model utwierdzono w podstawie (rys. 54).



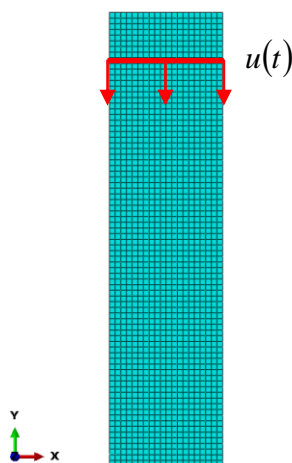
Rys. 54 Model 2D elementu ściskanego w programie Abaqus

Do opisu konstrukcji wykorzystano 1600 kontynualnych czterowzłowych elementów skończonych ES typu CPS4 o bilinearnej funkcji kształtu. Całkowita liczba węzłów wynosiła 1701. Pod kątem formalnego użycia MES wykonano analizę zbieżności rozwiązań, która wykazała, że założoną dokładność otrzymuje się dla elementów o długości boku 5 mm.

Obciążenie układu zostało zdefiniowane jako kinematyczne w postaci jednakowego przemieszczenia pionowego węzłów górnej powierzchni elementu (rys. 56). Jego zmianę przedstawiono na rys. 55.



Rys. 55 Przebieg obciążenia w postaci przemieszczenia kinematycznego w czasie



Rys. 56 Schemat obciążenia

W modelu został uwzględniony materiał plastyczno - degradacyjny betonu C 30/37, tzw. model CDP (Concrete Damaged Plasticity) z podrozdziału 6.1. Parametry modelu CDP, które użyto do obliczeń w programie Abaqus przedstawiono w tab. 7.

Tab.7 Parametry betonu - model plastyczno-degradacyjny CDP

Moduł Young'a [Pa]	Współczynnik Poissona [-]
30948281317	0,167

Kąt tarcia wewnętrznego [°]	Mimośród potencjału plastycznego [-]	Stosunek wytrzymałości na ściskanie oznaczonej w stanie dwuosiowym do oznaczonej w stanie jednoosiowym [-]	Parametr K_c	Parametr wiskotyczny [-]
16	0,07	1,16	0,667	0,001

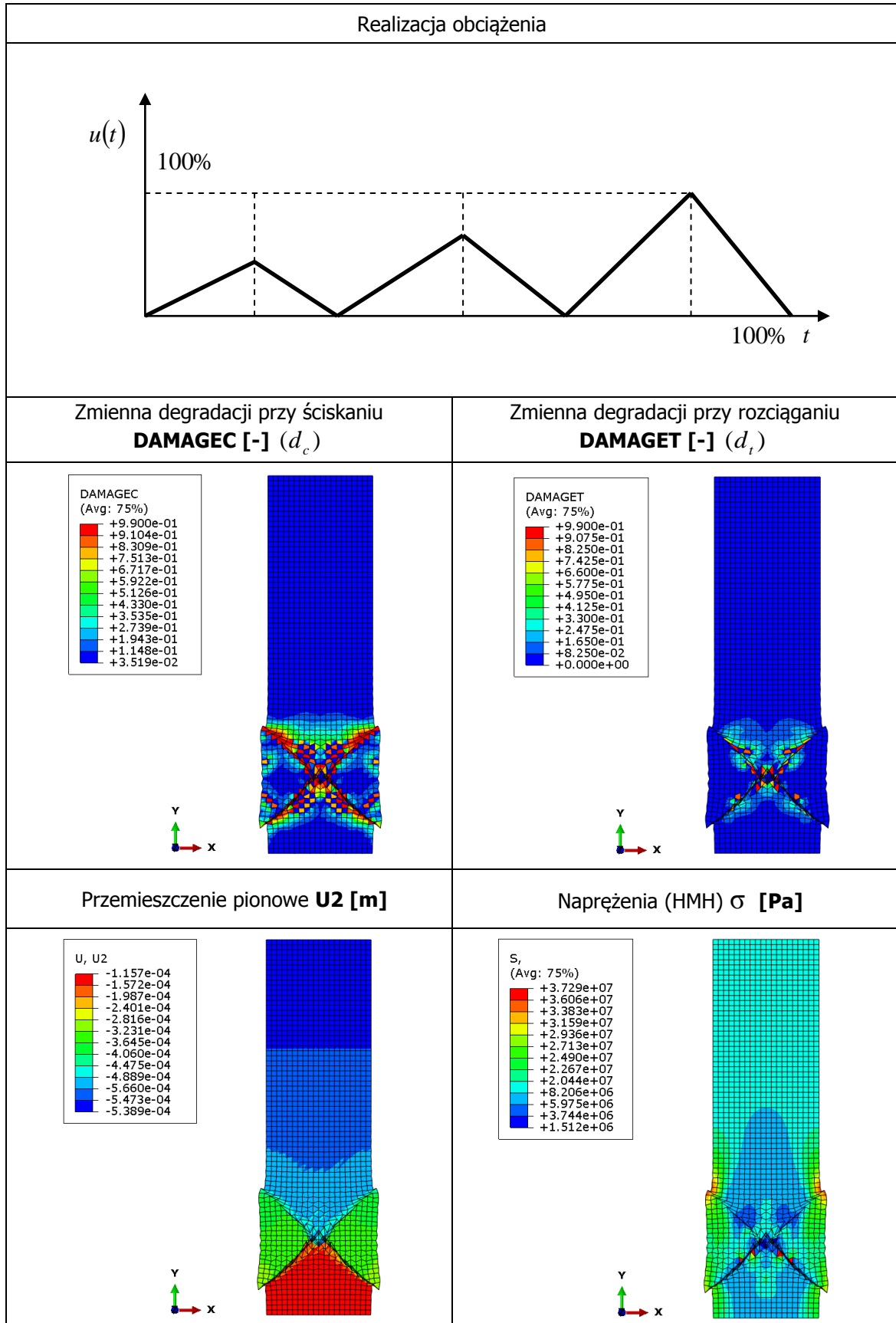
Napężenie [Pa]	Odkształcenie niesprężyste [-]	Degradacja przy ścisnaniu d_c [-]	Odkształcenie niesprężyste [-]
22475967	0	0	0
28700146	0,000073	0,04	0,000073
33516981	0,000167	0,07	0,000167
36605533	0,000317	0,11	0,000317
37921932	0,000525	0,18	0,000525
36566635	0,000818	0,28	0,000818
33225124	0,001176	0,38	0,001176
29178433	0,001557	0,5	0,001557
25077012	0,00194	0,59	0,00194
21298203	0,002312	0,67	0,002312
18000099	0,002668	0,73	0,002668

15207774	0,003009	0,79	0,003009
12881325	0,003334	0,82	0,003334
10957004	0,003646	0,85	0,003646
9368181	0,003947	0,88	0,003947
8054392	0,00424	0,9	0,00424
6964238	0,004525	0,92	0,004525
6055459	0,004804	0,93	0,004804
2354211	0,006924	0,95	0,006924
845509	0,009973	0,99	0,009973

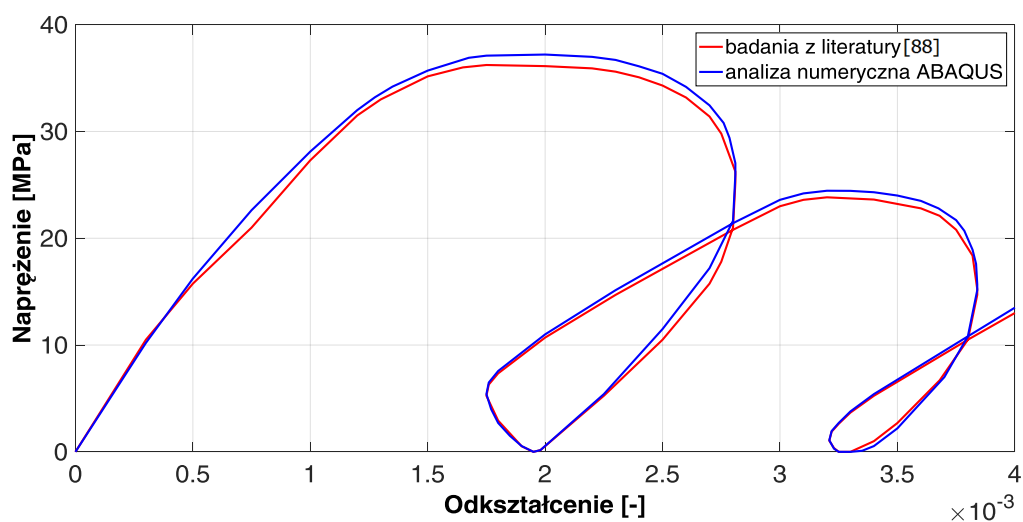
Napężenie [Pa]	Odształcenie spękania [-]	Degradacja przy rozciąganiu d_t [-]	Odształcenie spękania [-]
2551987	0	0	0
1465731	0,000118	0,32	0,000118
841841	0,000303	0,55	0,000303
483511	0,000644	0,7	0,000644
277704	0,00131	0,81	0,00131
159499	0,002634	0,9	0,002634
91608	0,005274	0,99	0,005274

Wyniki otrzymane podczas analizy numerycznej w postaci map zmiennej degradacji na ściskanie *DAMAGEC*, na rozciąganie *DAMAGET*, przemieszczeń pionowych *U2* oraz naprężeń w założonym stanie wg hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego zamieszczono w tab. 14. Wyniki przedstawiono przy osiągnięciu granicy wytrzymałości betonu 37 MPa (tab. 8).

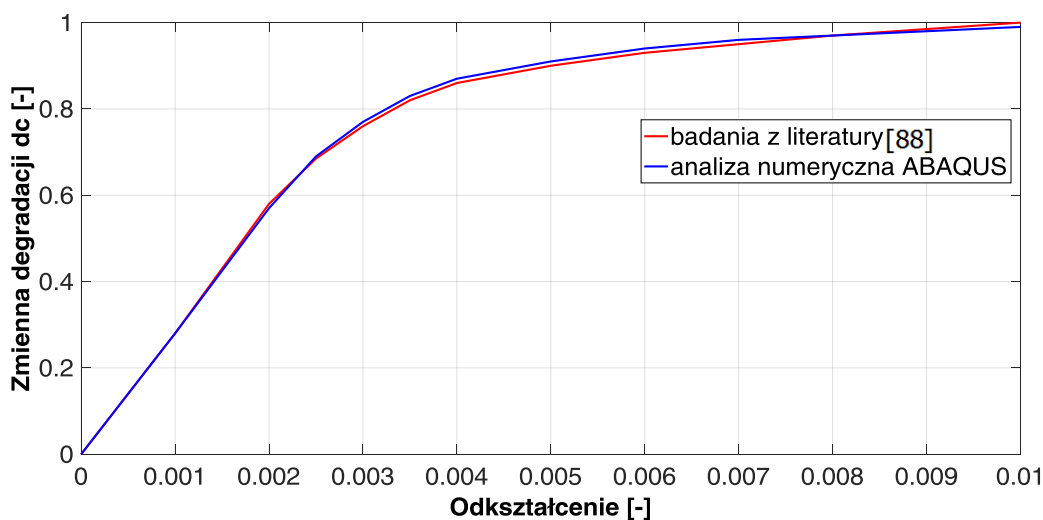
Tab.8 Wyniki obliczeń dla realizacji obciążenia przemieszczenia pionowego - 100%



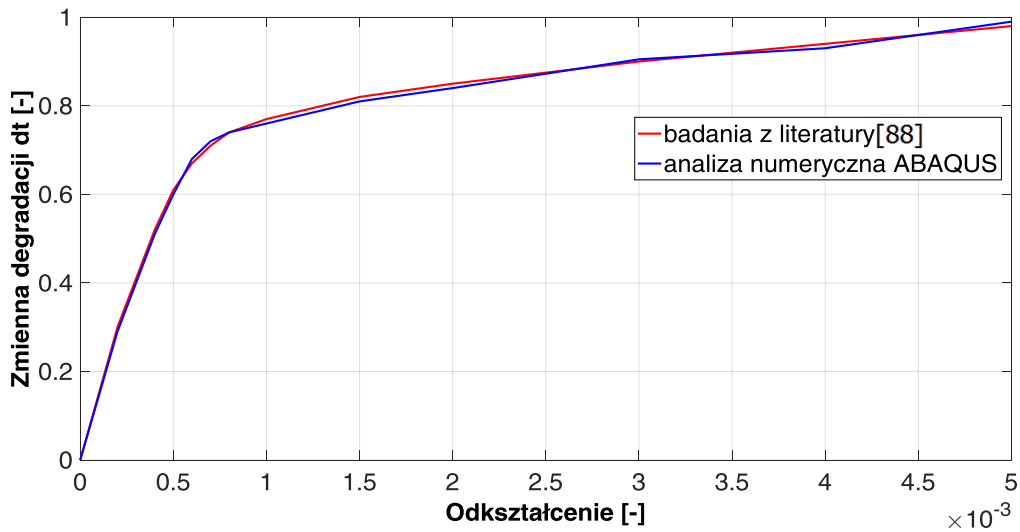
Uzyskane wyniki przedstawiono również w postaci wykresów. Przedstawiają one zależność odkształcenia do zmiennej degradacji na ściskanie (rys. 59), do zmiennej degradacji na rozciąganie (rys. 60) oraz do naprężeń działających na element (rys. 61). Wyniki własnej analizy numerycznej zagadnienia przeprowadzonej w programie ABAQUS porównano z wynikami otrzymanymi podczas badań numerycznych z literatury [88] Piątek-Sierek na rys. 84-87.



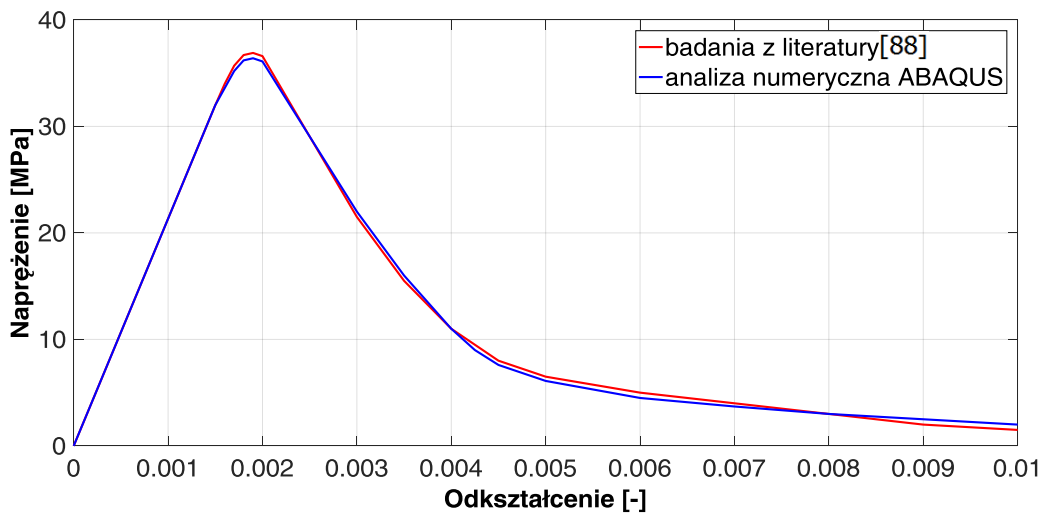
Rys. 58 Zależność naprężenie-odkształcenie w miejscu górnej powierzchni elementu



Rys. 59 Zależność zmienna degradacji d_c - odkształcenie (element ściskany)



Rys. 60 Zależność zmiennej degradacji d_t - odkształcenie (element ściskany)



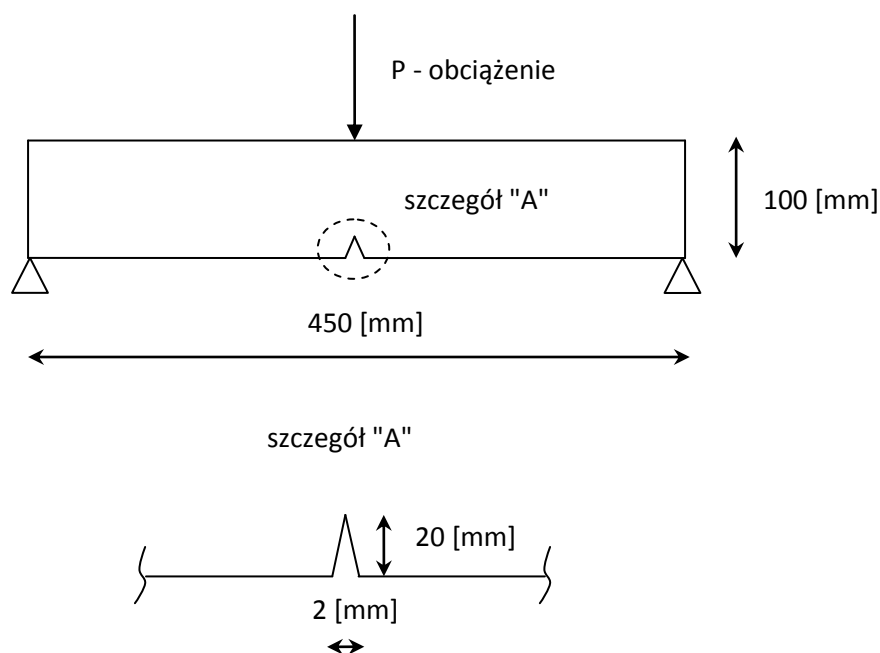
Rys. 61 Zależność naprężenie - odkształcenie (element ściskany)

Na podstawie uzyskanych wyników dla elementu ściskanego osiowo można zaobserwować na rys. 58 następujące po sobie pętle histerezy, które są zgodne z wynikami badań z literatury [88] Piątek-Sierek oraz [105] Watanabe.

Ponadto stwierdzono, że ścieżki na wykresach zmiennej degradacji przy ściskaniu d_c (rys. 59), zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t (rys. 60) oraz naprężeń w zależności do odkształceń (rys. 61) z obliczeń numerycznych są zbieżne z badaniami z literatury [88] Piątek-Sierek.

6.2.2 Badania numeryczne - element zginany

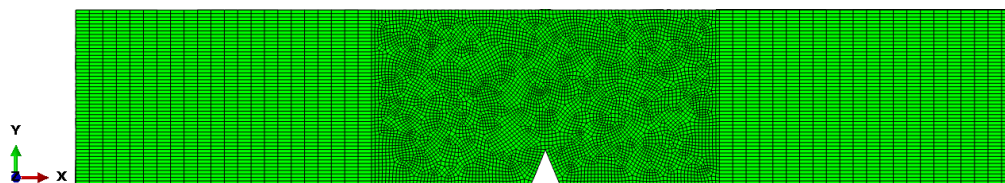
Walidację modelu plastyczno-degradacyjnego betonu wykonano również na elemencie zginanym na podstawie badań z [88] Piątek-Sierek (rys. 62).



Rys. 62 Model 3D elementu zginanego w programie Abaqus

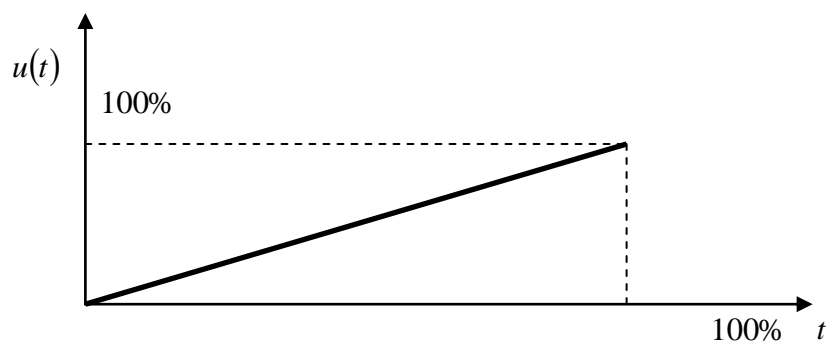
Analizę przeprowadzono na modelu 3D belki o wymiarach: rozpiętość 450 mm, wysokość 100 mm, szerokość 100 mm podpartej po obydwu stronach podporami przegubowymi. W elemencie w połowie rozpiętości poprzez nacięcie o głębokości 20 mm i szerokości 2 mm wprowadzono imperfekcję w celu inicjacji degradacji. Układ opisano na siatce 211 565 węzłów z wykorzystaniem 165 840 8 - węzłowych sześciennych elementów bryłowych typu C3D8R.

Wymiar siatki elementów skończonych, po wykonanej analizie zbieżności podziału, przyjęto jako 1 x 10 x 25 mm. W obszarze imperfekcji w celu uzyskania dokładniejszych wyników obliczeń siatka elementów skończonych została zagęszczona do wymiarów elementu 1 x 1 x 2,5 mm (rys. 63).

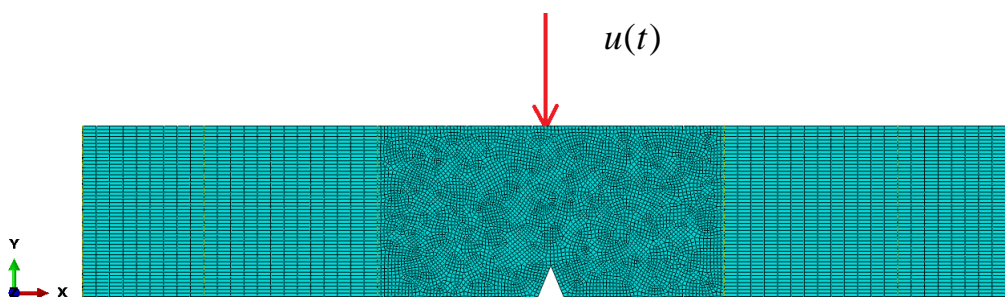


Rys. 63 Model 3D elementu zginanego w programie Abaqus

Obciążenie układu przyłożono na całej szerokości przekroju do górnej powierzchni belki nad miejscem wykonanego nacięcia (rys. 65). Zostało ono opisane w postaci jednakowego przemieszczenia pionowego węzłów górnej powierzchni elementu, zmiennego czasie zgodnie z rys. 64.



Rys. 64 Przebieg obciążenia w postaci przemieszczenia w czasie



Rys. 65 Sposób przyłożenia obciążenia do modelu 3D

W modelu został uwzględniony materiał plastyczno - degradacyjny betonu C 30/37 z podrozdziału 6.1.

Parametry modelu CDP, które użyto do obliczeń w programie Abaqus przedstawiono w tab. 9.

Tab.9 Parametry betonu - model plastyczno-degradacyjny CDP

Moduł Young'a [Pa]	Współczynnik Poissona [-]
30948281317	0,167

Kąt tarcia wewnętrznego [°]	Mimośród potencjału plastycznego [-]	Stosunek wytrzymałości na ściskanie oznaczonej w stanie dwuosiowym do oznaczonej w stanie jednoosiowym [-]	Parametr K_c	Parametr wiskotyczny [-]
16	0,07	1,16	0,667	0,001

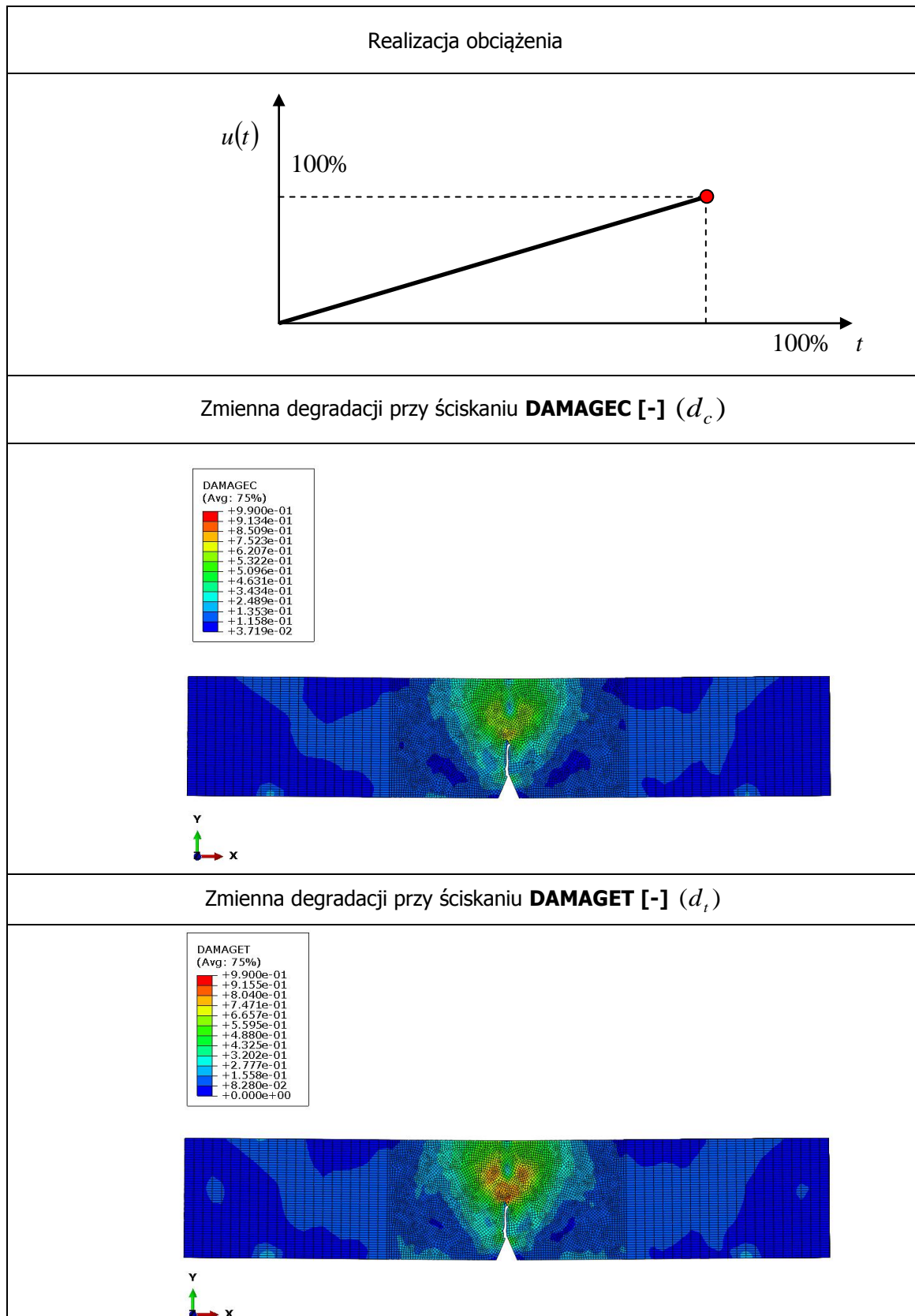
Napężenie [Pa]	Odkształcenie niesprężyste [-]	Degradacja przy ściskaniu d_c [-]	Odkształcenie niesprężyste [-]
22475967	0	0	0
28700146	0,000073	0,04	0,000073
33516981	0,000167	0,07	0,000167
36605533	0,000317	0,11	0,000317
37921932	0,000525	0,18	0,000525
36566635	0,000818	0,28	0,000818
33225124	0,001176	0,38	0,001176
29178433	0,001557	0,5	0,001557
25077012	0,00194	0,59	0,00194
21298203	0,002312	0,67	0,002312
18000099	0,002668	0,73	0,002668

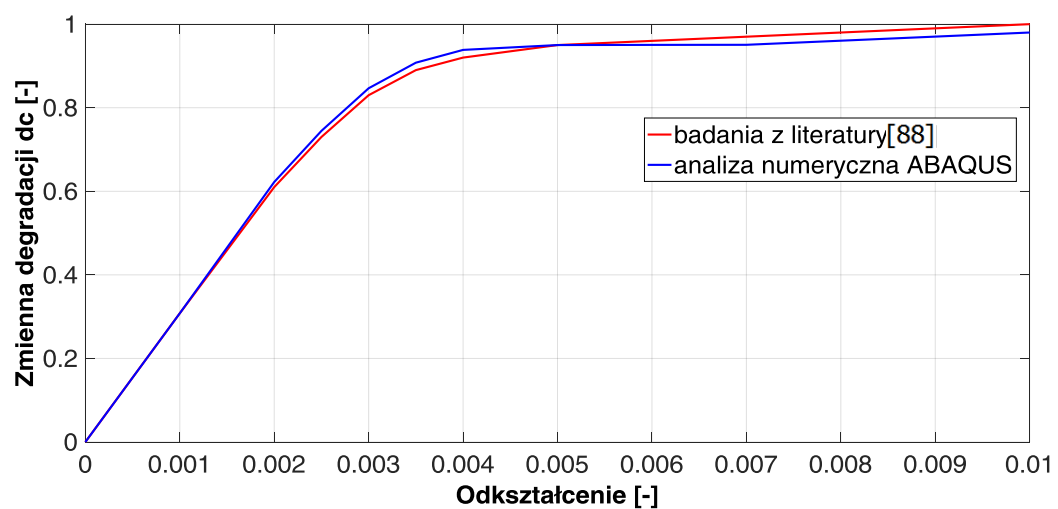
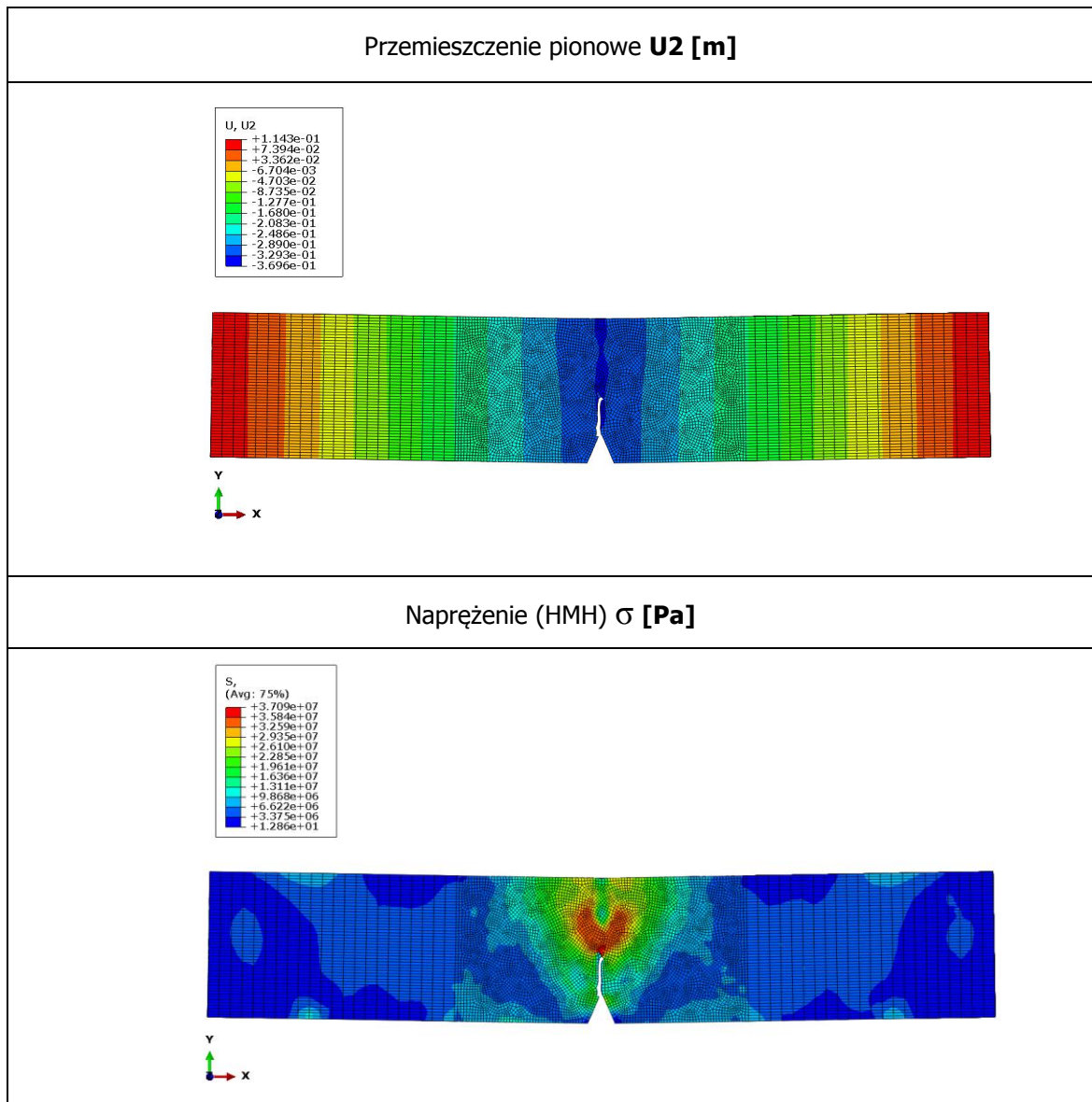
15207774	0,003009	0,79	0,003009
12881325	0,003334	0,82	0,003334
10957004	0,003646	0,85	0,003646
9368181	0,003947	0,88	0,003947
8054392	0,00424	0,9	0,00424
6964238	0,004525	0,92	0,004525
6055459	0,004804	0,93	0,004804
2354211	0,006924	0,95	0,006924
845509	0,009973	0,99	0,009973

Napężenie [Pa]	Odształcenie Spękania [-]	Degradacja przy rozciąganiu d_t [-]	Odształcenie spękania [-]
2551987	0	0	0
1465731	0,000118	0,32	0,000118
841841	0,000303	0,55	0,000303
483511	0,000644	0,7	0,000644
277704	0,00131	0,81	0,00131
159499	0,002634	0,9	0,002634
91608	0,005274	0,99	0,005274

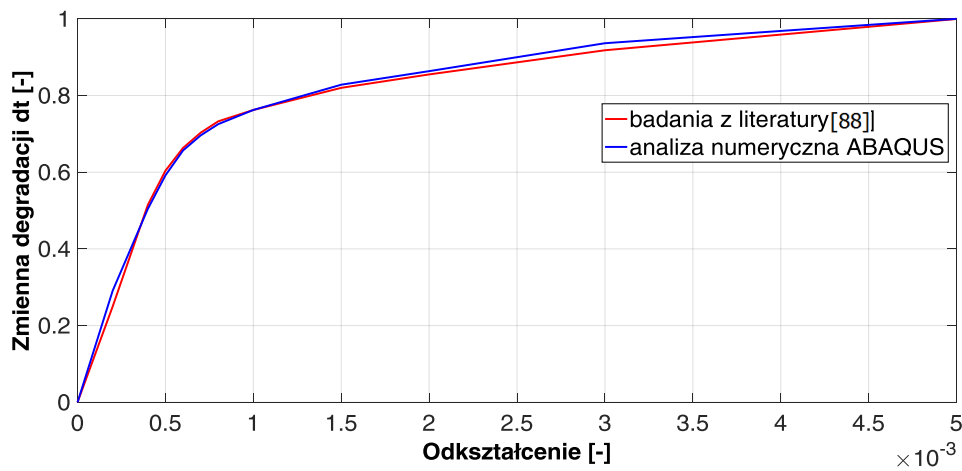
Wyniki otrzymane podczas analizy numerycznej w postaci map zmiennej degradacji na ściskanie *DAMAGEC*, na rozciąganie *DAMAGET*, przemieszczenia pionowego *U2*, oraz naprężeń zamieszczono poniżej. Wyniki wszystkich map przedstawiono przy osiągnięciu granicy wytrzymałości betonu 37 MPa (tab. 10).

Tab.10 Wyniki obliczeń dla realizacji obciążenia przemieszczenia poziomego - 100%

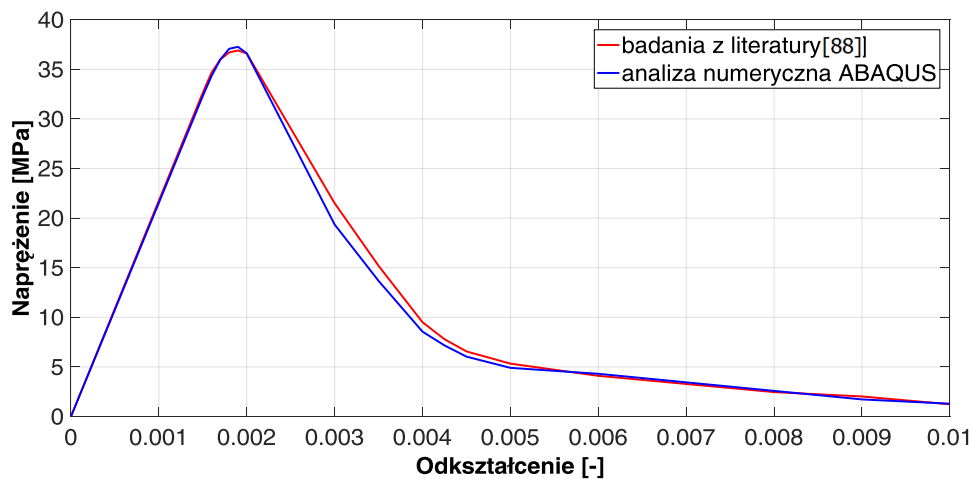




Rys. 66 Zależność zmienna degradacji d_c - odkształcenie (element zginany)



Rys. 67 Zależność zmienna degradacji d_t - odkształcenie (element zginany)



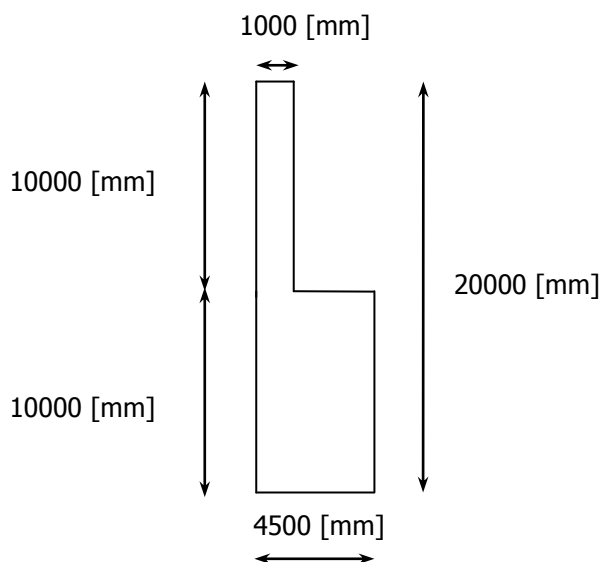
Rys. 68 Zależność napężenie - odkształcenie (element zginany)

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że dla elementu poddanemu testowi trójpunktowego zginania ścieżki zmiennej degradacji przy ścisaniu d_c (rys. 66), zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t (rys. 67) oraz naprężeń w zależności do odkształceń (rys. 68) wyniki z obliczeń numerycznych są zbieżne z badaniami z literatury [88] Piątek-Sierek.

Uzyskane wyniki analizy numerycznej są również zgodne z tymi przedstawionymi w pracy [19] Daviesa.

6.3 Aktualizacja parametrów modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP ze zbrojeniem

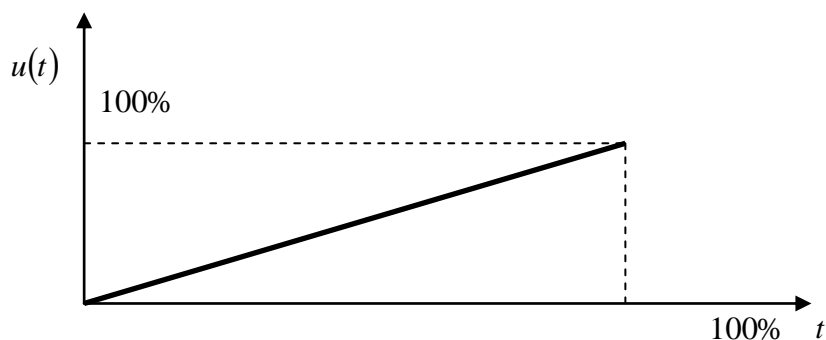
W celu wykorzystania modelu plastyczno-degradacyjnego betonu do przeprowadzenia w dalszej części pracy analizy opartej na koncepcji przegubów plastycznych podpór pośrednich obiektu mostowego wymagana jest korekta wartości parametrów modelu z uwzględnieniem zbrojenia. Dlatego w celach testowych poddaje się analizie 2D element betonowy o wymiarach jak na rys. 69.



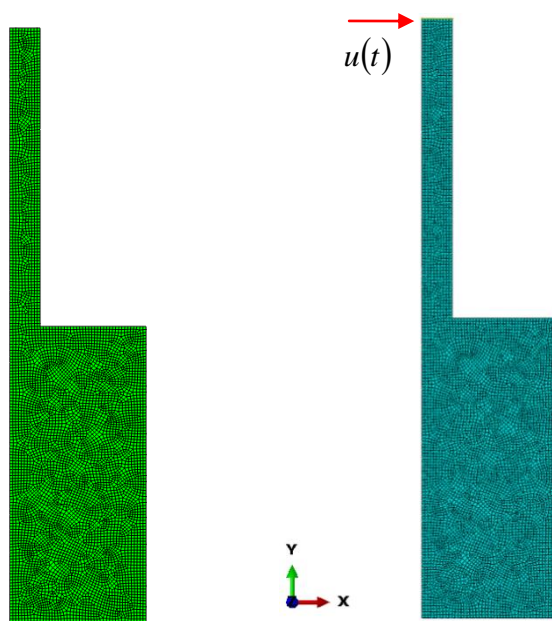
Rys. 69 Geometria elementu betonowego zginanego

Kształt konstrukcji jest wzorowany na wybranym fragmencie podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności, gdzie górną część stanowi element wiotki, natomiast dolna część jest elementem sztywnym. Model numeryczny został opisany na siatce 61 657 węzłów i wykorzystano w nim 54 890 płaskich czterowęzłowych elementów skończonych typu CPS4 o bilinearnej funkcji kształtu i boku równym 50 mm, który był wynikiem wykonanej analizy zbieżności podziału.

Obciążenie zmienne w czasie (rys. 70) zostało przyłożone na górze elementu zginanego w postaci stałego przemieszczenia poziomego (rys. 71).



Rys. 70 Przebieg obciążenia w postaci przemieszczenia w czasie



Rys. 71 Siatka MES analizowanej konstrukcji i sposób przyłożenia obciążenia w programie Abaqus

W modelu został uwzględniony materiał plastyczno - degradacyjny betonu C 30/37 opisany w podrozdziale 6.1. i 6.2. Zbrojenie wykonano z prętów $\phi 40$ ze stali o wysokiej ciągliwości A-IIIN o granicy plastyczności 420 MPa. Model zbrojenia został wykonany w postaci elementów kratowych podzielonych co 10 mm na całej wysokości konstrukcji. Takie samo zbrojenie zastosowano w podporach pośrednich wiaduktu V17.

Parametry modelu CDP, które użyto do obliczeń w programie Abaqus przedstawiono w tab. 11.

Tab.11 Parametry betonu - model plastyczno-degradacyjny CDP

Moduł Young'a [Pa]	Współczynnik Poissona [-]
30948281317	0,167

Kąt tarcia wewnętrzny [°]	Mimośród potencjału plastycznego [-]	Stosunek wytrzymałości na ściskanie oznaczonej w stanie dwuosiowym do oznaczonej w stanie jednoosiowym [-]	Parametr K_c	Parametr wiskotyczny [-]
16	0,07	1,16	0,667	0,001

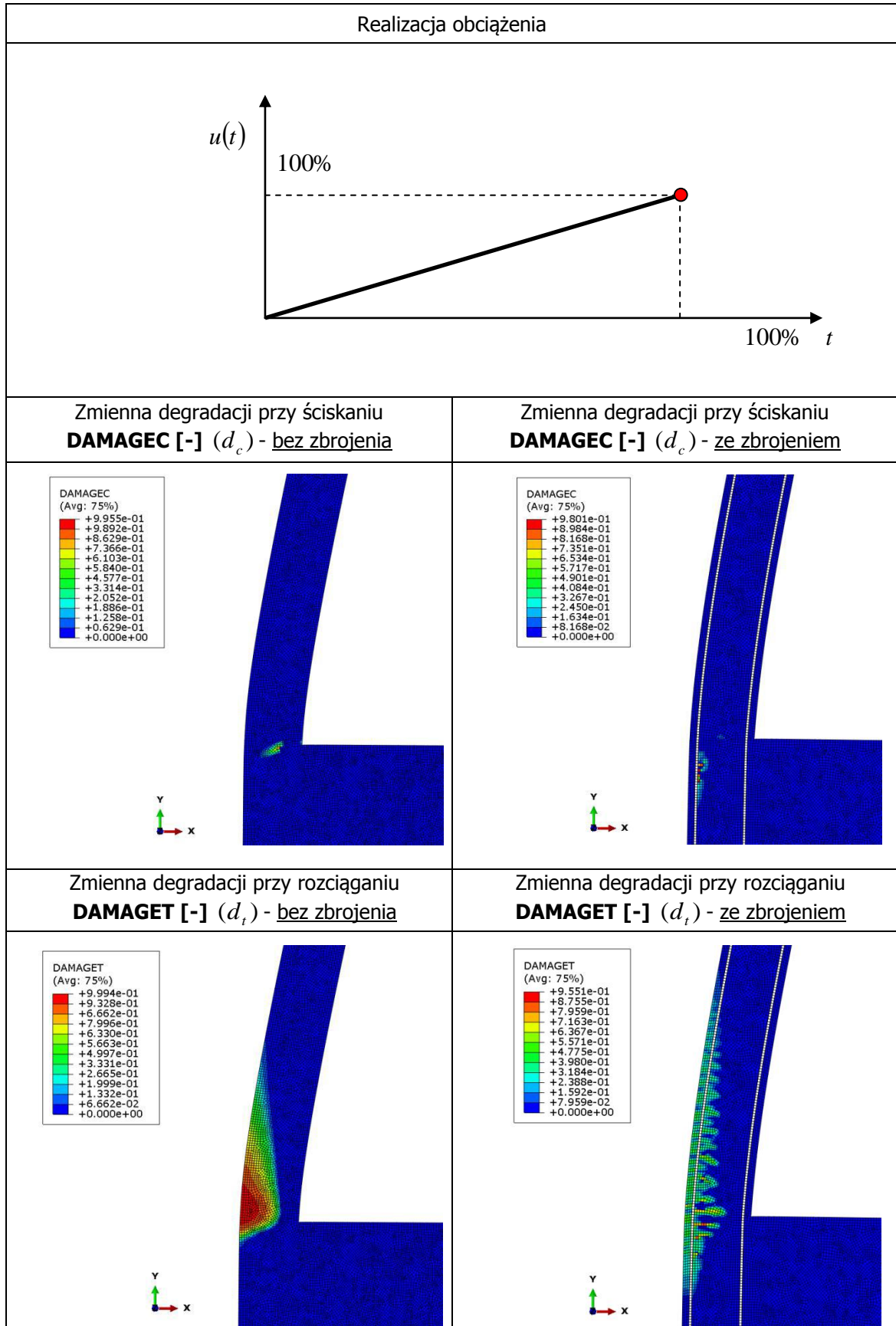
Napężenie [Pa]	Odkształcenie niesprężyste [-]	Degradacja przy ściskaniu d_c [-]	Odkształcenie niesprężyste [-]
22475967	0	0	0
28700146	0,000073	0,04	0,000073
33516981	0,000167	0,07	0,000167
36605533	0,000317	0,11	0,000317
37921932	0,000525	0,18	0,000525
36566635	0,000818	0,28	0,000818
33225124	0,001176	0,38	0,001176
29178433	0,001557	0,5	0,001557
25077012	0,00194	0,59	0,00194
21298203	0,002312	0,67	0,002312
18000099	0,002668	0,73	0,002668

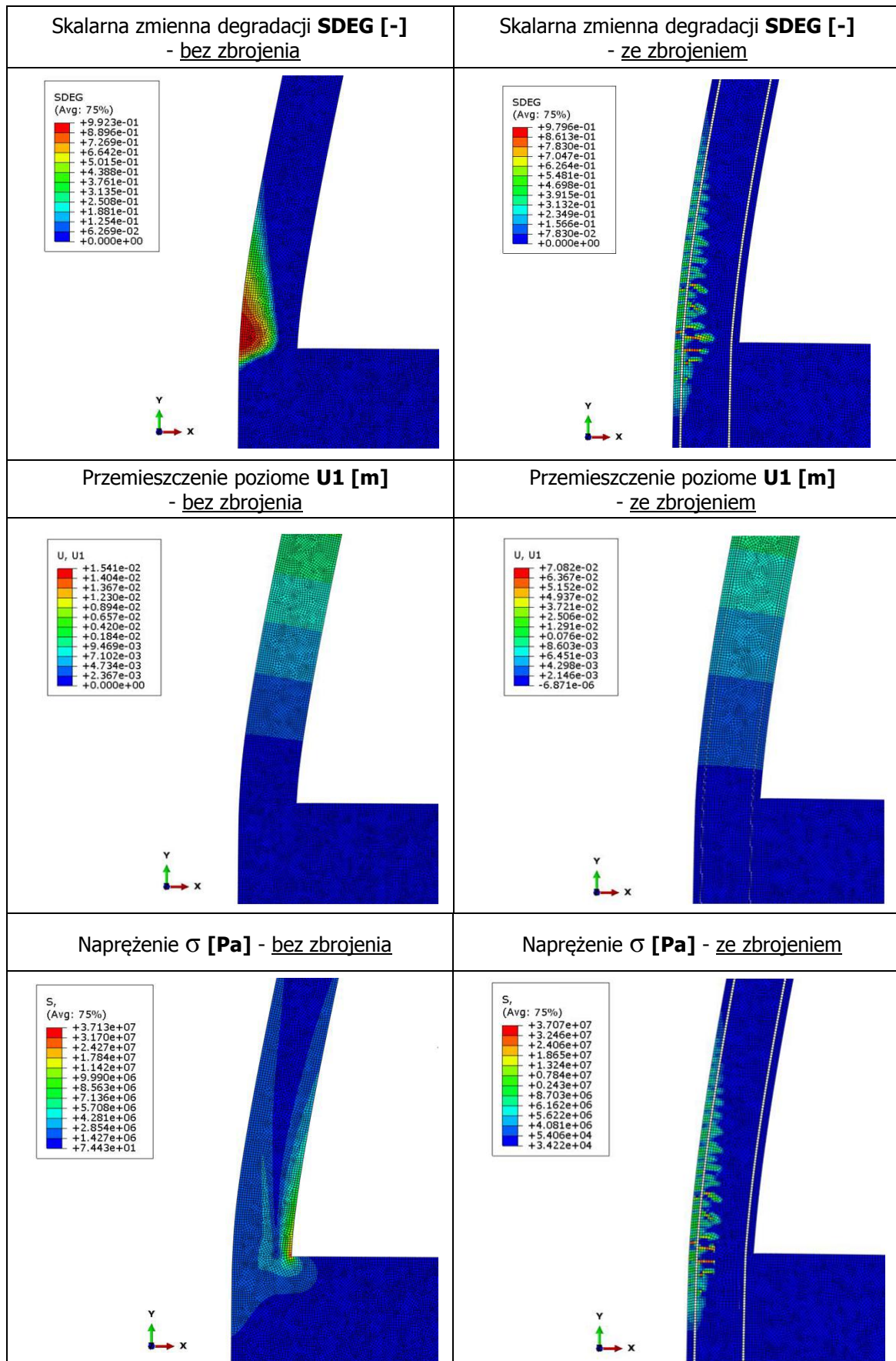
15207774	0,003009	0,79	0,003009
12881325	0,003334	0,82	0,003334
10957004	0,003646	0,85	0,003646
9368181	0,003947	0,88	0,003947
8054392	0,00424	0,9	0,00424
6964238	0,004525	0,92	0,004525
6055459	0,004804	0,93	0,004804
2354211	0,006924	0,95	0,006924
845509	0,009973	0,99	0,009973

Naprężenie [Pa]	Odkształcenie spękania [-]	Degradacja przy rozciąganiu d_t [-]	Odkształcenie spękania [-]
2551987	0	0	0
1465731	0,000118	0,32	0,000118
841841	0,000303	0,55	0,000303
483511	0,000644	0,7	0,000644
277704	0,00131	0,81	0,00131
159499	0,002634	0,9	0,002634
91608	0,005274	0,99	0,005274

Obliczenia zostały przeprowadzone dla modelu 2D bez zbrojenia i ze zbrojeniem. Wyniki otrzymane podczas analizy numerycznej w postaci map zmiennej degradacji na ściskanie *DAMAGEC*, na rozciąganie *DAMAGET*, skalarnej *SDEG*, przemieszczenia poziomego *U1* oraz naprężeń σ przy osiągnięciu granicy wytrzymałości betonu 37 MPa (tab. 12).

Tab.12 Wyniki obliczeń dla realizacji obciążenia przemieszczenia poziomego - 100%



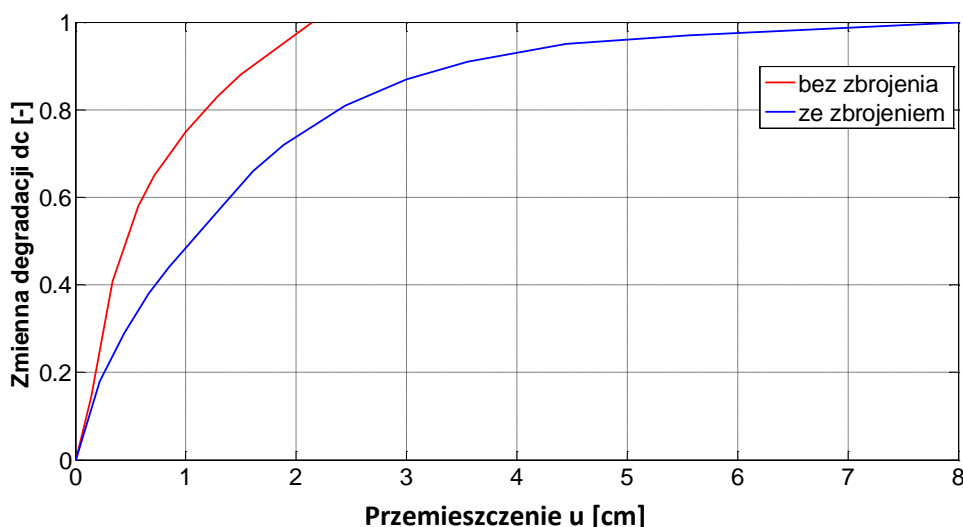


Na podstawie uzyskanych wyników zaobserwować można wyraźną różnicę pomiędzy stopniem zniszczenia detalu bez zbrojenia oraz elementu ze zbrojeniem. Konstrukcja ze zbrojeniem osiąga większą wartość przemieszczenia w porównaniu z tą bez zbrojenia. Zniszczenie i zerwania prętów zbrojeniowych nastąpi po osiągnięciu przemieszczenia poziomego w górnej części konstrukcji równego 7,2 cm, natomiast konstrukcja bez zbrojenia ulegnie zniszczeniu po przekroczeniu wartości przemieszczenia równego 1,5 cm.

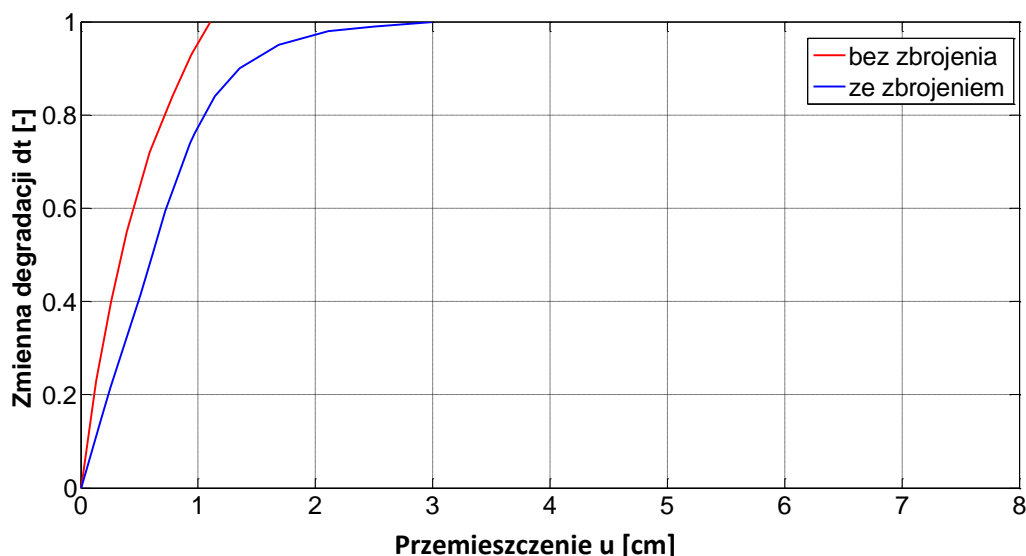
Na wynikach mapy zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t konstrukcji bez zbrojenia zaobserwować można wyraźną strefę koncentracji zniszczenia wyłącznie w miejscu gdzie beton jest najbardziej wyężony z uwagi na ściskanie (tj. połączenia górnej części z dolną częścią elementu). Po uwzględnieniu zbrojenia strefa ta rozproszyła się wzdłuż prętów zbrojeniowych, co ma bardzo duży wpływ na lokalizację koncentracji naprężeń w betonie.

Na rys. 72-74 przedstawiono ścieżki równowagi zależności pomiędzy przemieszczeniem, a zmienną degradacji na ściskanie, zmienną degradacji na rozciąganie oraz zmiany naprężeń.

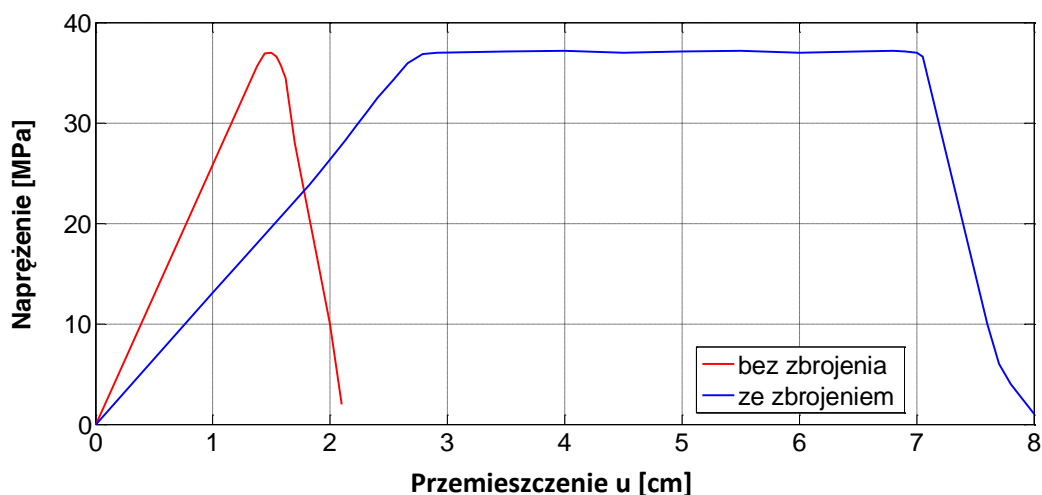
Wyniki z analizy numerycznej przeprowadzonej w programie ABAQUS zostały porównane dla elementu bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem.



Rys. 72 Zależność zmienna degradacji d_c - przemieszczenie u



Rys. 73 Zależność zmienna degradacji d_t - przemieszczenie u



Rys. 74 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u

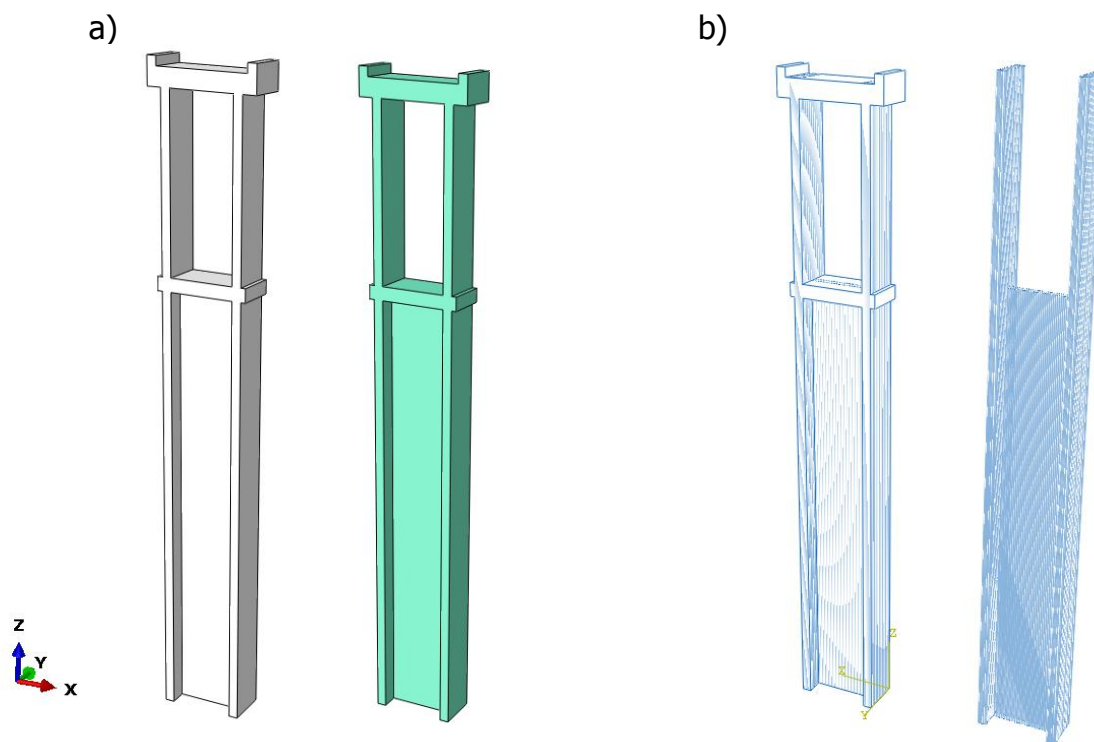
Na rys. 100 widoczne jest, że zostało osiągnięte uplastycznienie przekroju. Zakres sprężysty kończy się po osiągnięciu przemieszczenia równego 2,6 cm. Po przekroczeniu tej wartości przekrój uplastycznia się i pod wpływem dalszego wzrostu przemieszczenia do osiągnięcia wartości równej 2,8 cm na wykresie można zaobserwować powstającą strefę plastyczną. W momencie uplastycznienia przekroju degradacja betonu przy ściskaniu d_c wynosi 0,82 (rys. 72), natomiast przy rozciąganiu d_t 0,98 (rys. 73). Po uzyskaniu przemieszczenia 7 cm przekrój osiąga wartość graniczną nośności i następuje zerwanie stalowych prętów zbrojeniowych, co prowadzi do całkowitego zniszczenia elementu (rys. 74). Autorska analiza elementu z uwzględnieniem modelu

plastyczno-degradacyjnego betonu (CDP) ze zbrojeniem umożliwia odzwierciedlenie pracy betonu i stali oraz implementację modelu CDP ze zbrojeniem w obliczeniach podpory pośredniej.

6.4 Analiza numeryczna podpór pośrednich z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych

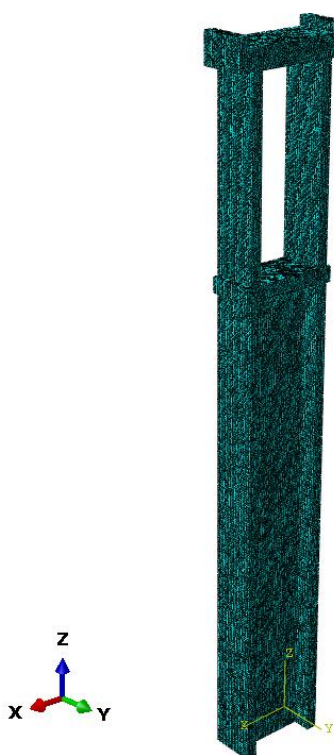
6.4.1 Opis modelu podpory 3D

W podrozdziale przedstawiono wyniki analizy pojedynczej najwyższej podpory wiaduktu V17 o wysokości 70 m z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych przy użyciu modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP. Podpora zgodnie z koncepcją z rozdziału 4 składa się z dwóch części. Część dolna stanowi element sztywny i posiada wysokość 49 m, natomiast część górna jest elementem wiotkim o wysokości 21 m (rys. 75).



Rys. 75 Wizualizacja modelu podpory pośredniej wykonanej w programie Abaqus:
a) bez zbrojenia, b) ze zbrojeniem (z prawej strony wkładka zbrojenia)

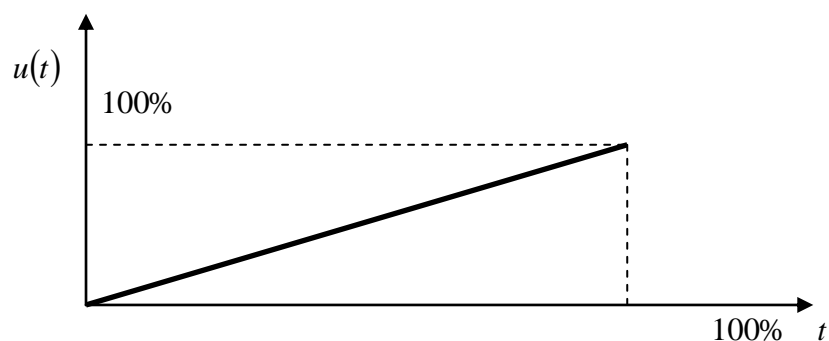
Model numeryczny podpory pośredniej został opisany na siatce 81 345 węzłów za pomocą 65 244 8 węzłowych sześciennych elementów bryłowych typu C3D8R. Podstawowy wymiar elementu siatki elementów skończonych to 10 x 100 x 250 mm przyjęty po wykonaniu analizy zbieżności podziału (rys. 76). Podczas obliczeń zostały użyte parametry modelu plastyczno - degradacyjny betonu C 30/37 z podrozdziału 6.1., 6.2 i 6.3. Zbrojenie wykonano z prętów $\phi 40$ ze stali o wysokiej ciągliwości A-IIIN o granicy plastyczności 420 MPa. Podporę utwierdzono u podstawy.



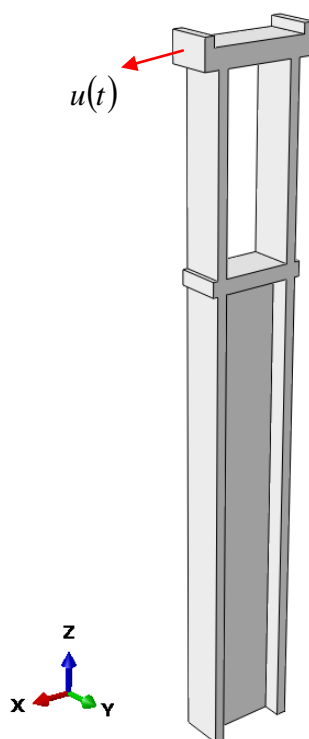
Rys. 76 Siatka dyskretyzacyjna podpory pośredniej wykonanej w programie Abaqus

6.4.2 Symulacje numeryczne modelu podpory 3D

Konstrukcję obciążono poprzez przemieszczenie poziome na górze podpory o stałej wartości (rys. 78) i przebiegu zmiennym w czasie przedstawionym na rys. 77.



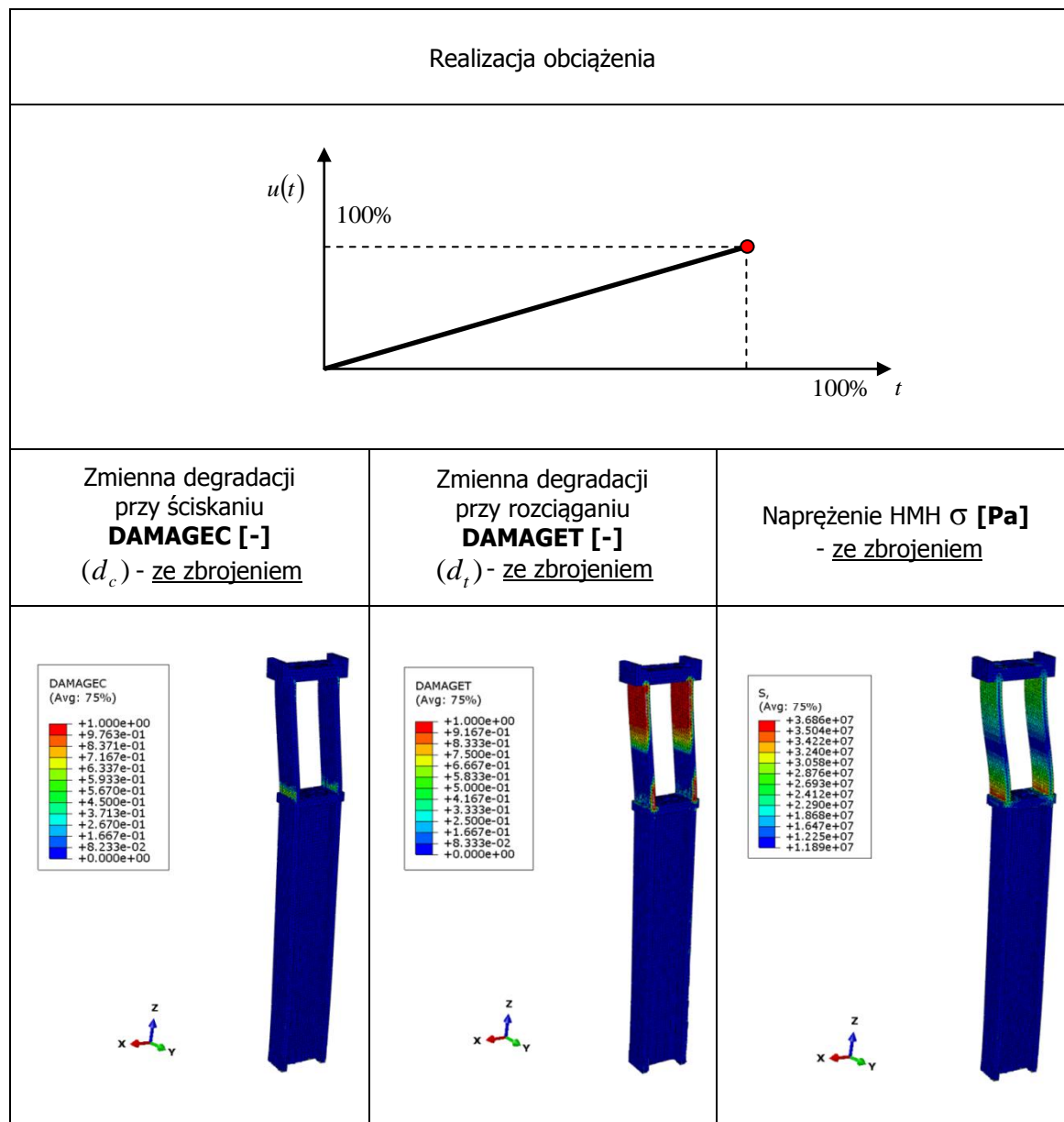
Rys. 77 Przebieg obciążenia w postaci przemieszczenia w czasie



Rys. 78 Schemat przyłożenia obciążenia w programie Abaqus

Obliczenia podpory pośredniej wykonano w dwóch przypadkach: bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem. Pręty zbrojeniowe zostały wprowadzone do modelu w postaci elementów kratowych, które zostały podzielone co 250 mm na całej wysokości podpory. Element zbrojenia jest niezbędny w celu wyznaczenia miejsc powstania przegubów plastycznych. Wyniki obliczeń w postaci map przy osiągnięciu granicy wytrzymałości betonu 37 MPa przedstawiono w tab. 13.

Tab.13 Wyniki obliczeń dla realizacji obciążenia przemieszczenia poziomego - 100%

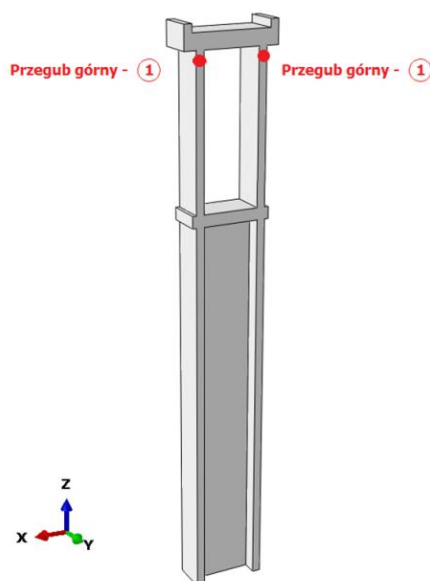


Uzyskane wyniki wskazują, że największe zniszczenia wystąpią w górnym oraz dolnym przekroju części wiotkiej podpory w miejscach powstania planowanych przegubów plastycznych.

W podrozdziale 6.4.3 i 6.4.4 zostały przedstawione wyniki uplastycznienia podpory odpowiednio w miejscu połączenia górnej części podpory z oczepek oraz w miejscu połączenia części sztywnej z częścią wiotką podpory - nad półką tego połączenia.

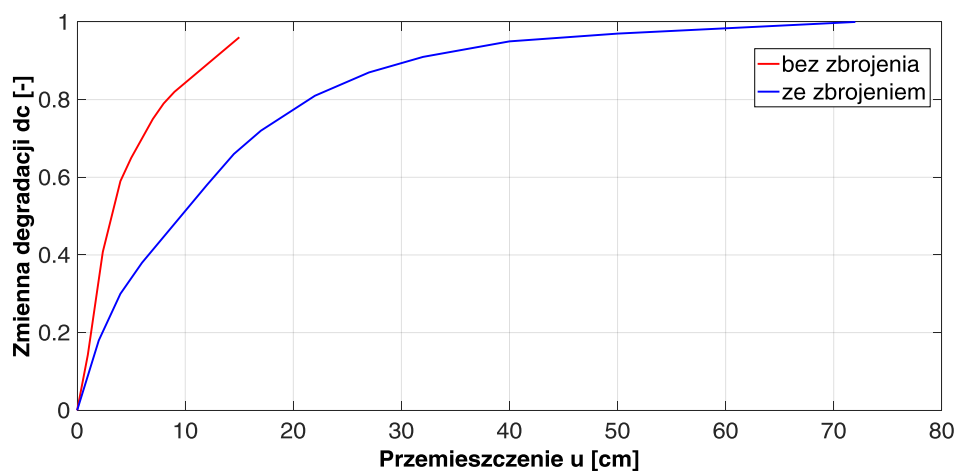
6.4.3 Przegub plastyczny górny nr 1

Celem analizy jest sprawdzenie możliwości powstania w przegubów plastycznych w przewidywanych lokalizacjach zgodnie z wynikami otrzymanymi w podrozdziale 6.4.2. Na rys. 79 przedstawiono miejsce powstania górnego przewidywanego przegubu plastycznego nr 1.

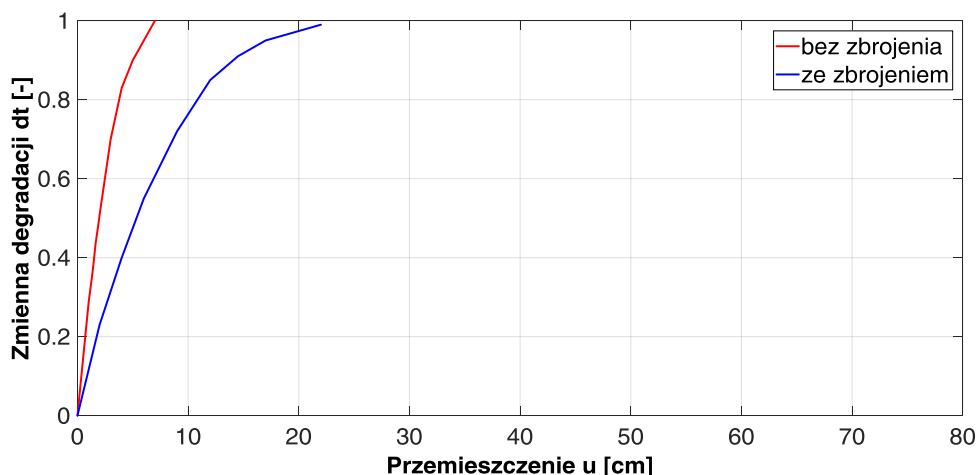


Rys. 79 Miejsce powstania przegubu plastycznego nr 1 (górnego) - Abaqus

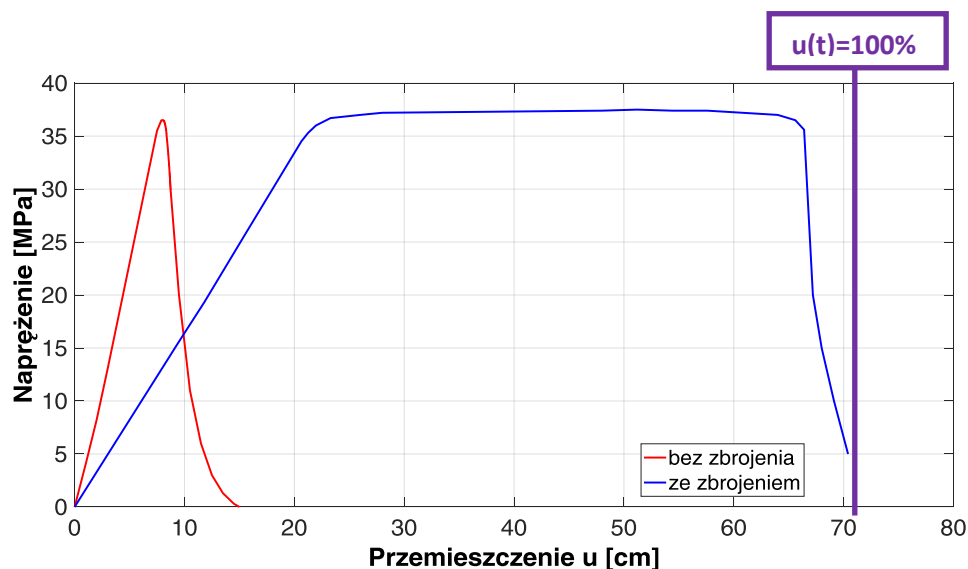
Na rys. 80-82 przedstawiono wykresy zmiennej degradacji przy ściskaniu d_c zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t oraz naprężenia w zależności do przemieszczenia u dla górnej części podpory wiotkiej bez i ze zbrojeniem.



Rys. 80 Zależność zmienna degradacji d_c - przemieszczenie u (przegub nr 1)



Rys. 81 Zależność zmiana degradacji d_t - przemieszczenie u (przegub nr 1)



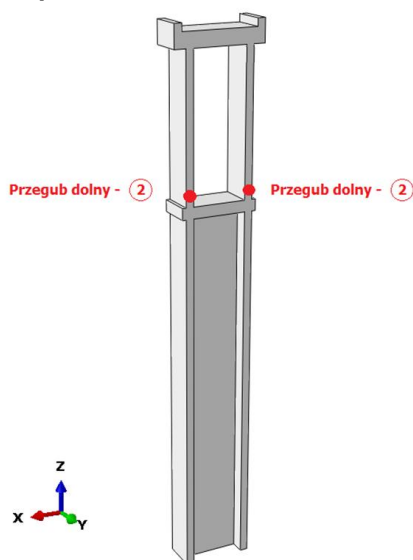
Rys. 82 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 1)

Na podstawie rys. 82 można zaobserwować moment, w którym powstaje górny przegub plastyczny. Uplastycznienie podpory rozpocznie się od wychylenia równego 22 cm przy degradacji betonu przy ścisaniu d_c równej 0,75 (rys. 80) i degradacji betonu przy rozciąganiu d_t (rys. 81) wynoszącej 0,98. Strefa uplastycznienia mieści się w przedziale długości od 23 cm do 64 cm. Po przekroczeniu przez oczep podpory wartości przemieszczenia równego 64 cm następuje zerwanie prętów zbrojeniowych.

Podpora bez zbrojenia ulegnie zniszczeniu bardzo szybko, po osiągnięciu przemieszczenia 7,5 cm.

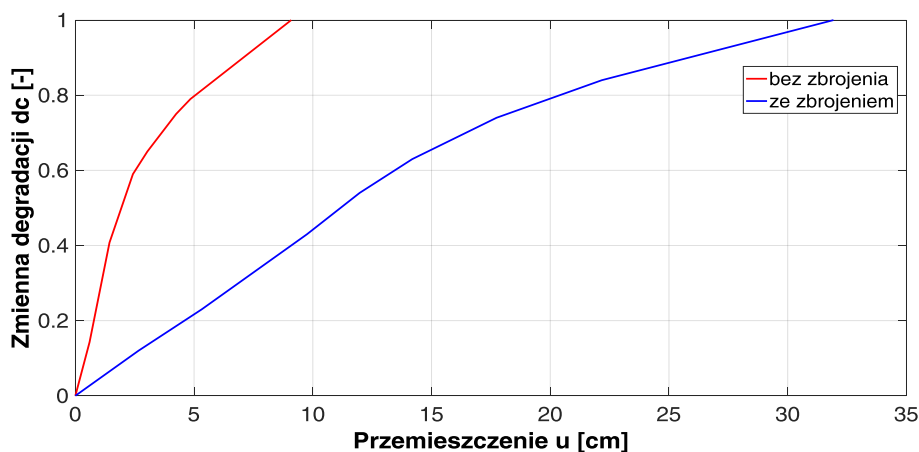
6.4.4 Przegub plastyczny dolny nr 2

Drugim miejscem, w którym zaplanowane zostało powstanie przegubu plastycznego jest miejsce połączenia części sztywnej z częścią wiotką podpory - tzw. strefa przejściowa (rys. 83).

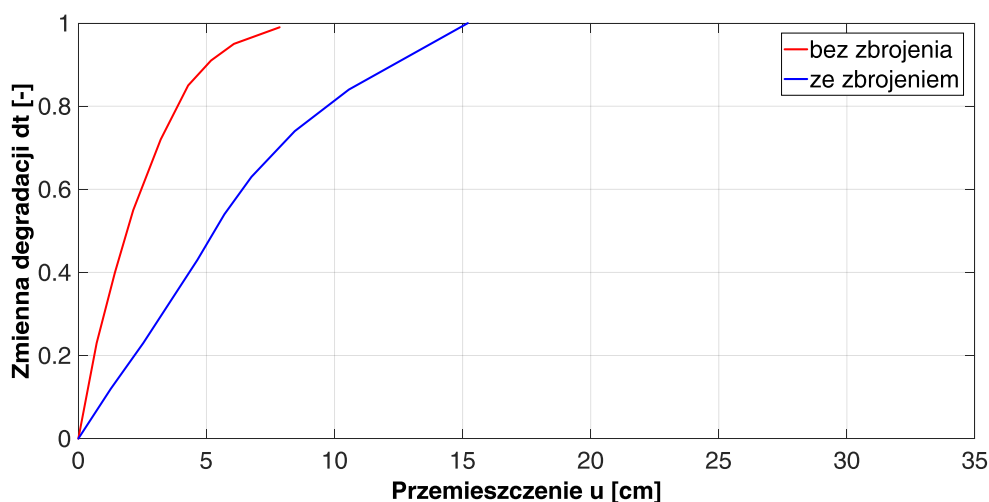


Rys. 83 Miejsce powstania przegubu plastycznego nr 2 (dolnego) - Abaqus

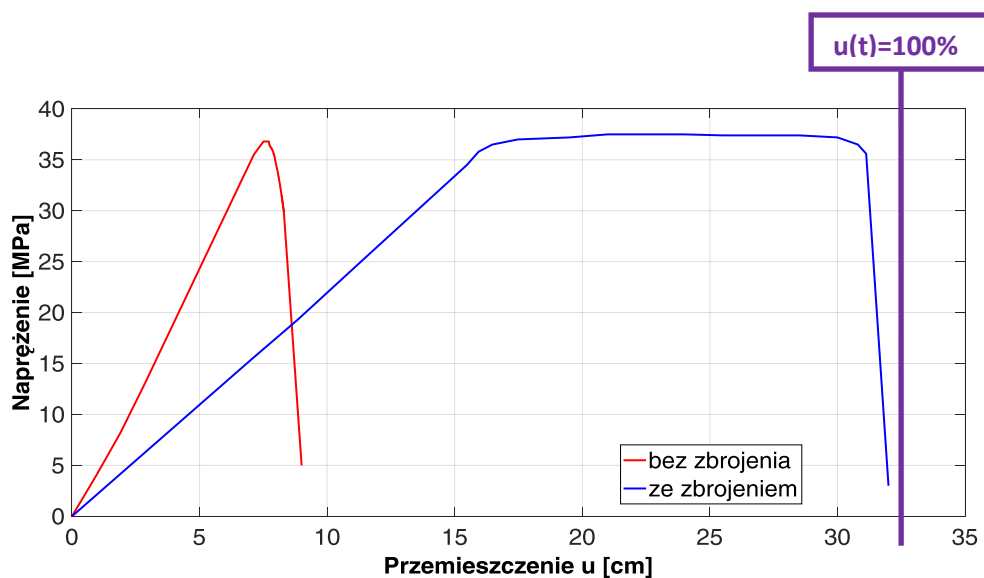
Na rys. 84-86 zostały zamieszczone wykresy zmiennej degradacji przy ściskaniu d_c , zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t oraz naprężenia w zależności od przemieszczenia u dla dolnej części podpory wiotkiej w przegubie nr 2. Wyniki przedstawiono dla podpory bez zbrojenia oraz z uwzględnieniem prętów zbrojeniowych.



Rys. 84 Zależność zmienna degradacji d_c - przemieszczenie u (przegub nr 2)



Rys. 85 Zależność zmienna degradacji d_t - przemieszczenie u (przegub nr 2)



Rys. 86 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 2)

Analizując rys. 86 przedstawiający ścieżkę równowagi w przegubie nr 2 stwierdzono, że uplastycznienie podpory rozpocznie się od wychylenia równego 16 cm przy degradacji betonu przy ściskaniu d_c równej 0,65 (rys. 84) i degradacji betonu przy rozciąganiu d_t (rys. 85) wynoszącej 0,97. Strefa uplastycznienia mieści się w przedziale długości od 17 cm do 30 cm. W miejscu nad półką łączącą część sztywną i wiotką podpory następuje zerwanie prętów zbrojeniowych po przekroczeniu wartości przemieszczenia równego 30 cm.

6.5 Podsumowanie

W rozdziale 6 przeprowadzono walidację modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP zaimplementowanego w programie ABAQUS. Następnie wykonano analizę numeryczną odpowiedzi podpory pośredniej z uwzględnieniem koncepcji przegubów plastycznych w oparciu o model CDP.

W celu poprawnej aplikacji modelu na początku w podrozdziale 6.2.1 wykonano jego walidację dla elementu ściskanego w postaci słupa obciążonego pionowo. Aktualizacja parametrów modelu umożliwiła ocenę postępującej degradacji materiału pod wpływem obciążenia cyklicznego. W podrozdziale 6.2.2 wykonano walidację modelu plastyczno-degradacyjnego betonu w oparciu o analizę elementu zginanego w postaci belki z imperfekcją obciążonej w środku rozpiętości - test trójpunktowego zginania (*three-point bending*). Zniszczenie w analizowanym układzie następuje na skutek przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie w środku rozpiętości belki. Początek zarysowania zaczyna się w wierzchołku nacięcia i przesuwa się ku górze. Wykonanie zagęszczonej siatki w obszarze nacięcia elementu pozwoliło na uzyskanie dokładniejszej ścieżki rozchodzenia się rys na boki oraz ich wtórnego łączenia. Test trójpunktowego zginania jest często używanym problemem testowym w zagadnieniach mechaniki pękania. Na podstawie wyników uzyskanych w podrozdziale 6.2.1 i 6.2.2 wykazano, że model plastyczno-degradacyjny betonu CDP został zwalidowany poprawnie w programie Abaqus w oparciu o badania zamieszczone w [88] Piątek-Sierek - uzyskano praktycznie identyczną zbieżnością wyników walidacji modelu CDP o wytrzymałości betonu 37 MPa.

W podrozdziale 6.3 przeprowadzono walidację modelu plastyczno-degradacyjnego betonu dla elementu zginanego ze zbrojeniem. Wykorzystując parametry betonu z modelu CDP z pracy [88] Piątek-Sierek wykonano autorską analizę uwzględniającą dodatkowy składnik jakim jest zbrojenie.

Przeprowadzenie takiej procedury jest warunkiem koniecznym przed zastosowaniem modelu CDP we właściwej podporze wiaduktu. Procedura ma na celu sprawdzenia poprawności przyjętych do obliczeń połączonych parametrów betonu i stali. Przy obliczeniach dotyczących przegubów plastycznych należy wyznaczyć strefę uplastycznienia stali w postaci linii poziomej na wykresie naprężeń. Na podstawie przeprowadzonej analizy wykazano, że uplastycznienie stali następuje po osiągnięciu przez beton granicy wytrzymałości 37 MPa oraz po przekroczeniu wartości parametru degradacji na ściskanie d_c powyżej 0,82. Na podstawie uzyskanych wyników w podrozdziale 6.3 stwierdzono, że model plastyczno-degradacyjny betonu z uwzględnieniem zbrojenia został poprawnie zwalidowany w programie Abaqus i może zostać docelowo zaimplementowany do modelu podpory pośredniej wiaduktu V17.

W podrozdziale 6.4 dokonano analizy koncepcji powstania przegubów plastycznych w podporze pośredniej z wykorzystaniem modelu plastyczno-degradacyjnego betonu ze zbrojeniem, który został poprawnie zwalidowany w podrozdziale 6.2 i 6.3. W podporze pośredniej zostały zaplanowane dwa miejsca powstania przegubów plastycznych - przegub nr 1 u góry i przegub nr 2 na dole części wiotkiej podpory. Na podstawie uzyskanych wyników wykazano, że najwyższa podpora pośrednia wiaduktu, na którą działają największe siły oraz przemieszczenia, wykazuje skłonność do uplastycznienia w przekroju pod oczepem podpory oraz w strefie przejściowej w miejscu zmiany sztywności i geometrii podpory nad półką łączącą część sztywną i wiotką segmentu.

ROZDZIAŁ 7

WERYFIKACJA MODELU PLASTYCZNO - DEGRADACYJNEGO BETONU W PROGRAMIE LS-DYNA - model CDPM2

7.1 Model konstytutywny plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2

7.1.1 Ogólna charakterystyka

W środowisku obliczeniowym LS-DYNA wykorzystany jest zmodyfikowany wariant modelu plastyczno-degradacyjnego betonu. Model ten sformułował Grassl i bazuje on na połączeniu modelu plastycznego (nieuszkodzonego) opartego na naprężeniach z modelem uszkodzenia opartym na odkształceniach ([39-40] Grassl i Jirasek 2006). Model ten odwzorowuje zachowanie betonu w konstrukcji żelbetowej, w której dochodzi do degradacji w wyniku obciążenia dynamicznego. Opisuje on przebieg zniszczenia spowodowanego działaniem złożonego obciążenia zmiennego w czasie. Model w pierwotnej postaci nazwany został jako model CDPM1 ([44] Grassl 2013). Jednak jedną z wad tego modelu okazało się to, że został zdefiniowany na pojedynczym parametrze uszkodzenia zarówno dla ściskania oraz rozciągania. Powoduje to, że nie odzwierciedla on w sposób rzeczywisty przejścia ze stanu rozciągania w ściskanie. W roku 2013 Grassl rozbudował ten model poprzez wprowadzenie zmiennych uszkodzeń izotropowych oddzielnie dla rozciągania oraz ściskania ([44] Grassl 2013). Model CDPM1 został zaktualizowany oraz rozszerzony i ostatecznie został nazwany CDPM2 ([44] Grassl 2013). Ulepszony model uwzględnia pracę betonu zarówno podczas ściskania jak i rozciągania wraz z fazą przejściową pomiędzy tymi stanami. Poprawnie odzwierciedla zależność naprężenie - odkształcenie



oraz obciążenie - przemieszczenie. Charakteryzuje się on bardzo dobrą zgodnością z wynikami uzyskanymi podczas badań eksperymentalnych w wieloosiowym stanie naprężeń. Ponadto w literaturze przedmiotu dostępne są również analizy modelu CDPM2 zastosowanym w elemencie ściskanim i zginanym ([58] Lockhart 2017, [80] McTaggart 2016) dla różnych wymiarów siatki elementów skończonych. Potwierdziły one również bardzo dobrą zbieżność pomiędzy modelem doświadczalnym, a numerycznym.

Program LS-DYNA umożliwia wykorzystanie 18 parametrów opisujących model CDPM2 (podrozdział 7.1.2). W wykonanych analizach większości przypisano wartości domyślne bazujące na wynikach badań eksperymentalnych. Użycie parametrów domyślnych do konkretnego przypadku obliczeniowego może okazać się niewystarczające, ale mogą one stanowić punkt wyjścia do obliczeń wstępnych, a docelowo należałoby użyć rozwiązań teoretycznych opisanych w podrozdziale 7.1.3 oraz 7.1.4 ([38-44] Grassl 2006).

7.1.2 Opis parametrów modelu CDPM2

W programie LS-DYNA ([75] LS-DYNA Material Models 2017) dostępne są trzy karty parametrów dotyczące modelu plastyczno - degradacyjnego betonu CDPM2 ([38] Grassl 2006).

Pierwsza karta zawiera parametry funkcji degradacji dla rozciągania (tab.14).

Tab. 14 Parametry funkcji degradacji dla rozciągania

Karta 1	1	2	3	4	5	6	7	8
Parametry	<i>MID</i>	<i>RO</i>	<i>E</i>	<i>PR</i>	<i>ECC</i>	<i>QH0</i>	<i>FT</i>	<i>FC</i>
Wartość domyślna	brak	brak	brak	0,2	AUTO	0,3	brak	brak

gdzie:

MID- identyfikacja materiału, unikalny numer nie przekraczający 8

znaków

RO - gęstość materiału

E - moduł Younga

PR - współczynnik Poissona

ECC - parametr mimośrod, wyznaczony na podstawie badań

([49] Jirasek, Bazant 2002)

$$ECC = \frac{1 + \varepsilon}{2 - \varepsilon} \quad \varepsilon = \frac{f_t(f_{bc}^2 - f_c^2)}{f_{bc}(f_c^2 - f_t^2)} \quad f_{bc} = 1,16f_c \quad (122)$$

$QH0$ - początkowy parametr wzmocnienia zdefiniowany jako F_{ci} / FC ,
gdzie F_{ci} jest naprężeniem ściskającym, przy którym osiąga się
początkową granicę wytrzymałości

FT - wytrzymałość na rozciąganie

FC - wytrzymałość na ściskanie

Druga karta zawiera parametry funkcji degradacji dla ściskania (tab. 15).

Tab. 15 Parametry funkcji degradacji dla ściskania

Karta 2	1	2	3	4	5	6	7	8
Parametry	HP	AH	BH	CH	DH	AS	DF	$FC0$
Wartość domyślna	0,5	0,08	0,003	2,0	1.0E-6	15,0	0,85	AUTO

gdzie:

HP - parametr wzmocnienia

$AH-DH$ - parametr ciągłości przy wzmocnieniu

AS - parametr ciągłości podczas degradacji

DF - parametr plastycznego płynięcia

FC0 - domyślna wartość równa 10 MPa, jeżeli *STRFLG*=1

Trzecia karta zawiera parametry dotyczące liczby punktów integracji (tab. 16).

Tab. 16 Parametry liczby punktów degradacji

Karta 3	1	2	3	4	5	6	7	8
Parametry	<i>TYPE</i>	<i>BS</i>	<i>WF</i>	<i>WF1</i>	<i>FT1</i>	<i>STRFLG</i>	<i>FAILFLG</i>	<i>EFC</i>
Wartość domyślna	0,0	1,0	brak	0,15x <i>WF</i>	0,3x <i>FT</i>	0,0	0,0	1,0E-4

gdzie:

TYPE - oznaczenie dla różnych typów uszkodzenia przy rozciąganiu

EQ.0.0: linearna procedura degradacji

EQ.1.0: bilinearna procedura degradacji

EQ.2.0: brak zniszczenia

Wartość domyślna wynosi *EQ.0.0*, jednak jak wskazano w ([38] Grassl 2017) najkorzystniejsze wyniki uzyskuje się dla bilinearnej procedury degradacji.

BS - wypadkowa ciągliwości podczas degradacji

WF - progowa wartość rozciągania dla liniowych form uszkodzenia

WF1 - progowa wartość rozciągania dla nieliniowych form uszkodzenia

FT1 - progowa wartość wytrzymałości przy rozciąganiu dla nieliniowych form uszkodzenia

STRFLG - oznaczenie dla odkształcenia

FAILFLG - oznaczenie dla uszkodzenia

EFC - parametr sterujący oddziaływaniem łagodzącym uszkodzenie przy ściskaniu

ISOFLAG - oznaczenie stosowane w celu określenia izotropowości lub anizotropowości materiału i jest kontrolowany przez znak *E*. Wartość ujemna *E* wyznacza izotropową procedurę uszkodzenia.

$Sgn(E) = 1$: *ISOFLAG EQ.0.0*: anizotropowa procedura uszkodzenia

$Sgn(E) = -1$: *ISOFLAG EQ.1.0*: izotropowa procedura uszkodzenia

Naprężenie anizotropowego modelu plastyczno-degradacyjnego jest określone jako:

$$\sigma = (1 - \omega_t)\sigma_t + (1 - \omega_c)\sigma_c \quad (123)$$

gdzie σ_t i σ_c stanowi część naprężenia efektywnego określoną w głównej przestrzeni naprężeń. Funkcje skalarne ω_t i ω_c są to parametry uszkodzenia ([74-75] *LS-DYNA Manual 2017*).

Naprężenie izotropowego modelu plastyczno-degradacyjnego jest określone jako:

$$\sigma = (1 - \omega_t)\sigma_{eff} \quad (124)$$

Naprężenie efektywne określone jest zgodnie z konwencją mechaniki uszkodzeń jako:

$$\sigma_{eff} = D_e : (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (125)$$

7.1.3 Model CDPM2 - plastyczność

Granica plastyczności opisana jest przez współrzędne Haigh-Westergaarda. Naprężenie rzeczywiste σ_v , normowy dewiator naprężenia efektywnego ρ i kąta θ wyrażone są wzorem ([38] Grassl 2006):

$$f_p(\sigma_v, \rho, \theta, \kappa) = \left[[1 - q_1(\kappa)] \left(\frac{\rho}{\sqrt{6}f_c} + \frac{\sigma_v}{f_c} \right)^2 + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\rho}{f_c} \right]^2 + m_0 q_1(\kappa)^2 q_2(\kappa) \left[\frac{\rho}{\sqrt{6}f_c} r(\cos \theta) + \frac{\sigma_v}{f_c} \right] - q_1^2(\kappa) q_2^2(\kappa) \quad (126)$$

Zmienne q_1 oraz q_2 zależą od zmiennej wzmocnienia κ . Parametr f_c oznacza wytrzymałość na ściskanie. Kształt sekcji dewiatrycznej jest kontrolowany przez funkcję:

$$r(\cos \theta) = \frac{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + (2e - 1)^2}{2(1 - e^2) \cos \theta + (2e - 1) \sqrt{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} \quad (127)$$

gdzie e jest parametrem mimośrodowym (ECC). Parametr m_0 jest parametrem tarcia i zdefiniowany jest jako:

$$m_0 = \frac{3(f_c^2 - f_t^2)}{f_c f_t} \frac{e}{e+1} \quad (128)$$

gdzie f_t jest wytrzymałością na rozciąganie.

W prawie płynięcia (*flow rule*) kierunek plastycznego płynięcia nie jest normalny do granicy plastyczności. Jest to bardzo ważne dla materiału jakim jest beton, ponieważ może to powodować błędne oszacowanie maksymalnego naprężenia. Plastyczny potencjał jest wyznaczony na podstawie wzoru:

$$g(\sigma_v, \rho, \kappa) = \left\{ [1 - q_1(\kappa)] \left(\frac{\rho}{\sqrt{6}f_c} + \frac{\sigma_v}{f_c} \right)^2 + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\rho}{f_c} \right\}^2 + q_1(\kappa) \left(\frac{m_0 \rho}{\sqrt{6}f_c} + \frac{m_g(\sigma_v, \kappa)}{f_c} \right) \quad (129)$$

gdzie:

$$m_g(\sigma_v, \kappa) = A_g(\kappa) B_g(\kappa) f_c e^{\frac{\sigma_v - q_2 f_t / 3}{B_g f_c}} \quad (130)$$

oraz

$$A_g = \frac{3f_t q_2(\kappa)}{f_c} + \frac{m}{2}, \quad B_g = \frac{q_2(\kappa)}{3} \frac{1 + f_t / f_c}{\ln \frac{A_g}{3q_2 + \frac{m_0}{2}} + \ln \left(\frac{D_f + 1}{2D_f - 1} \right)} \quad (131)$$

W prawie wzmocnienia (*hardening laws*) parametry q_1 oraz q_2 decydują o kształcie powierzchni plastyczności i potencjale plastycznym i są wyrażone wzorami:

$$q_1(\kappa) = q_{h0} + (1 - q_{h0})(\kappa^3 - 3\kappa^2 + 3\kappa) - H_p(\kappa^3 - 3\kappa^2 + 2\kappa), \quad \kappa < 1$$

$$\begin{aligned} q_1(\kappa) &= 1, \quad \kappa \geq 1 \\ q_2(\kappa) &= 1, \quad \kappa < 1 \end{aligned} \tag{132}$$

$$q_2(\kappa) = 1 + H_p(\kappa - 1), \quad \kappa \geq 1$$

Ewolucja zmiennej wzmocnienia wyrażona jest wzorem:

$$\dot{\kappa} = \frac{4\dot{\lambda} \cos^2 \theta}{x_h(\sigma_v)} \left\| \frac{dg}{d\sigma} \right\| \tag{133}$$

Określa ona szybkość zmiennej wzmocnienia do wartości granicznej plastycznego odkształcenia poprzez pomiar ciągliwości materiału, który określony jest wzorem ([38-44] Grassl 2017):

$$x_h(\sigma_v) = A_h - (A_h - B_h)e^{-\frac{R_h}{C_h}}, \quad R_h \geq 0 \tag{134}$$

$$x_h(\sigma_v) = E_h e^{\frac{R_h}{F_h}} + D_h, \quad R_h < 0$$

Ostatecznie:

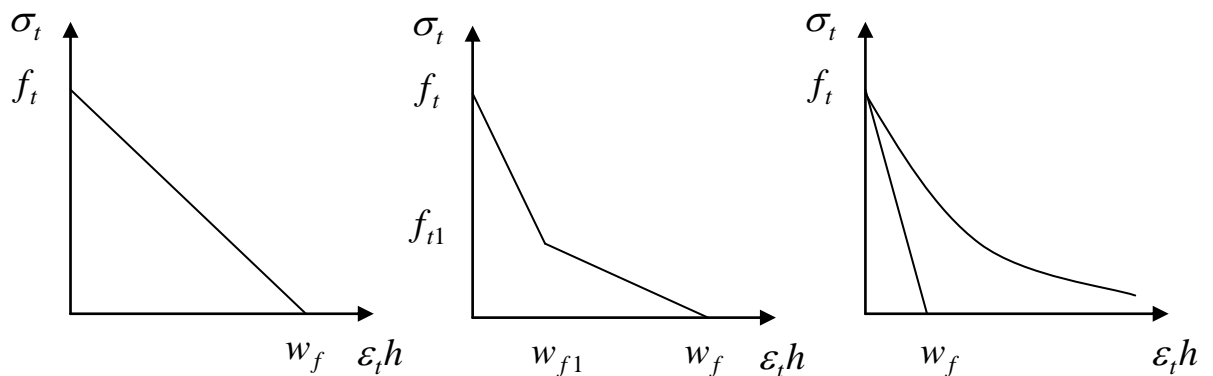
$$E_h = B_h - D_h, \quad F_h = \frac{(B_h - D_h)C_h}{A_h - B_h} \tag{135}$$

7.1.4 Model CDPM2 - degradacja

Uszkodzenie w modelu degradacyjnym zainicjowane jest poprzez odkształcenie $\tilde{\varepsilon}$ osiągające wartość graniczną $\varepsilon_0 = f_t / E$, które opisane jest wzorem:

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_0 m_0}{2} \left[\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c} r(\cos \theta) + \frac{\sigma_v}{f_c} \right] + \sqrt{\frac{\varepsilon_0^2 m_0^2}{4} \left(\frac{\rho}{\sqrt{6} f_c} r(\cos \theta) + \frac{\sigma_v}{f_c} \right)^2 + \frac{3 \varepsilon_0^2 \rho^2}{2 f_c^2}} \quad (136)$$

Uszkodzenie przy rozciąganiu jest opisane przez zależność naprężenie - niesprężyste przemieszczenie. Dla zależności liniowej, wartość graniczna naprężenia f_t oraz przemieszczenia w_f musi być zdefiniowana. Dla zależności krzywoliniowej potrzebne jest zdefiniowanie dodatkowych dwóch parametrów f_{t1} oraz w_{t1} . Na rys. 87 przedstawiono wykresy obrazujące sposób kontroli kształtu linii naprężenia przy użyciu dodatkowych parametrów wejściowych ([38] Grassl 2006).



Rys. 87 Kontrola kształtu funkcji przy użyciu dodatkowych parametrów wejściowych

Zmienna h oznacza wielkość siatki MES i służy do konwersji odkształceń na przemieszczenia. Natomiast zmienna ε_t jest niesprężystym odkształceniem przy rozciąganiu. Zdefiniowana jest jako suma nieodwracalnego odkształcenia plastycznego ε_p oraz odwracalnego odkształcenia przy rozciąganiu $w_t(\varepsilon - \varepsilon_p)$ i ściskaniu $w_c(\varepsilon - \varepsilon_p)$.

W celu uzyskania wpływu stanu wieloosiowego naprężenia na "łagodzenie" uszkodzenia należy uwzględnić zdolność ciągliwości x_s , który określony jest wzorem ([38] Grassl 2006):

$$x_s = 1 + (A_s - 1)R_s^{B_s} \quad (137)$$

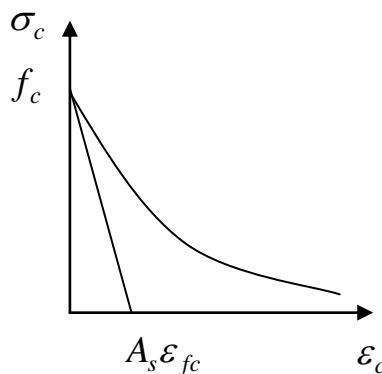
gdzie A_s i B_s są parametrami wejściowymi oraz

$$R_s = -\frac{\sqrt{6}\sigma_v}{\rho}, \quad \sigma_v < 0 \quad \text{ i } \quad R_s = 0, \quad \sigma_v > 0 \quad (138)$$

Odształcenie niesprężyste jest następnie modyfikowane zgodnie ze wzorem:

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_i}{x_s} \quad (139)$$

Uszkodzenie przy ściskaniu jest kontrolowane przez zależność wypadkowej naprężenia do niesprężystego odkształcenia. Wartość naprężenia f_c oraz wartość niesprężystego odkształcenia ε_{fc} musi być znana w celu umożliwienia kontroli uszkodzenia. Mała wartość ε_{fc} spowoduje kruchą formę zniszczenia (rys 88).



Rys. 88 Przykład kontroli uszkodzenia

Innym ważnym elementem przy definiowaniu modelu CDPM2 jest uwzględnienie szybkości pojawiających się odkształceń ([38] Grassl 2006). W czasie zwiększania obciążenia, odkształcenia wzrastają i są bardziej widoczne przy rozciąganiu, a następnie przy ściskaniu. Parametr α_r , który opisuje szybkość pojawiania się odkształceń wyrażony jest wzorem:

$$\alpha_r = (1 - X_{compression})\alpha_{rt} + X_{compression}\alpha_{rc} \quad (140)$$

gdzie X zmienna określająca miarę siły ściskającej

(=1 oznacza tylko ściskanie, =0 oznacza tylko rozciąganie).

Dla rozciągania otrzymujemy:

$$\begin{aligned} \alpha_{rt} &= 1, & \dot{\epsilon}_{\max} < 30 \times 10^{-6} s^{-1} \\ \alpha_{rt} &= \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\max}}{\dot{\epsilon}_{t0}} \right)^{\delta_t}, & 30 \times 10^{-6} < \dot{\epsilon}_{\max} < 1 s^{-1} \\ \alpha_{rt} &= \beta_t \left(\frac{\dot{\epsilon}_{\max}}{\dot{\epsilon}_{t0}} \right)^{\frac{1}{3}}, & \dot{\epsilon}_{\max} > 1 s^{-1} \end{aligned} \quad (141)$$

gdzie $\delta_t = \frac{1}{1 + 8f_c / f_{c0}}$, $\beta_t = e^{6\delta_t - 2}$ oraz $\dot{\epsilon}_{t0} = 1 \times 10^{-6} s^{-1}$.

Dla ściskania współczynnik szybkości oblicza się na podstawie wzoru:

$$\begin{aligned} \alpha_{rt} &= 1, & |\dot{\epsilon}_{\min}| < 30 \times 10^{-6} s^{-1} \\ \alpha_{rt} &= \left[S \frac{|\dot{\epsilon}_{\min}|}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right]^{1.026\delta_c}, & 30 \times 10^{-6} < |\dot{\epsilon}_{\min}| < 1 s^{-1} \\ \alpha_{rt} &= \beta_c \left[\frac{|\dot{\epsilon}_{\min}|}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right]^{\frac{1}{3}}, & |\dot{\epsilon}_{\min}| > 30 s^{-1} \end{aligned} \quad (142)$$

gdzie $\delta_c = \frac{1}{5 + 9f_c / f_{c0}}$, $\beta_c = e^{6.156\delta_c - 2}$ oraz $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$.

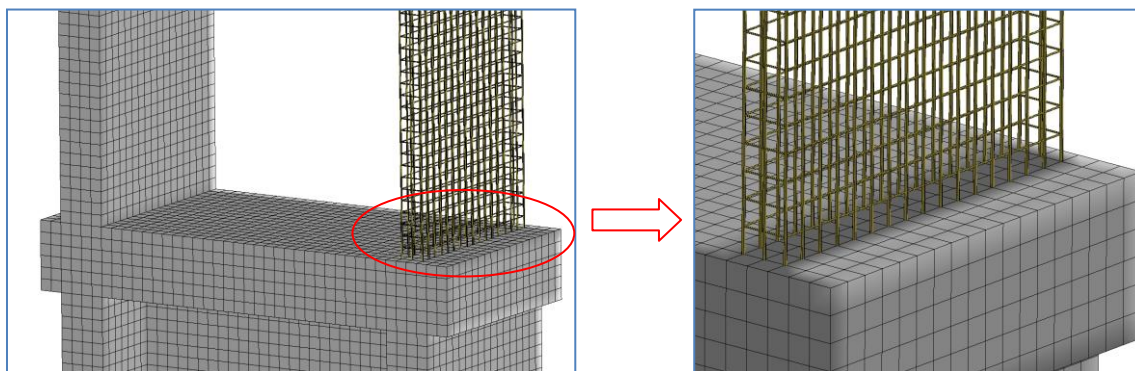
Parametr f_{c0} jest parametrem wejściowym i jego rekomendowana wartość wg [26] Fredberg, [38-44] Grassl powinna wynosić 10 MPa.

7.2 Porównanie opisu podpory pośredniej za pomocą modeli CDP i CDPM2

7.2.1 Opis modelu podpory

Analizie poddano podporę nr 8 wiaduktu V17 opisaną w rozdziale 6. Siatka dyskretyzacyjna jest taka sama jak siatka MES przedstawiona w rozdziale 6 na rys. 76. Model numeryczny podpory pośredniej tak samo jak w przypadku modelu podpory wykonanej w programie Abaqus został opisany na siatce 81 345 z wykorzystaniem 65 244 elementów skończonych. Użyto elementy *ELFORM 2: fully integrated S/R solid* dostępne w bibliotece LS-DYNA. Podstawowy wymiar elementu wynosił 10 x 100 x 250 mm, który wybrano po wykonaniu analizy zbieżności podziału.

Podczas obliczeń zostały użyte parametry modelu plastyczno - degradacyjnego betonu C 30/37 z podrozdziału 7.2.2. Zbrojenie wykonano z prętów $\phi 40$ ze stali o wysokiej ciągliwości A-IIIN o granicy plastyczności 420 MPa. Pręty zbrojeniowe w modelu zostały opisane przy użyciu belkowych elementów skończonych (rys. 89). W celu powiązania węzłów elementów bryłowych (SOLID), z których została wykonana podpora z węzłami elementów belkowych (BEAM) zbrojenia użyto metody konstruowania więzów CLIS (Constrained Lagrange In Solid) ([83] Moutoussamy 2011, [97] Schwer 2014). Podpora w podstawie została utwierdzona.



Rys. 89 Widok na zbrojenie podpory wykonane przy użyciu metody CLIS

7.2.2 Analiza numeryczna modelu podpory

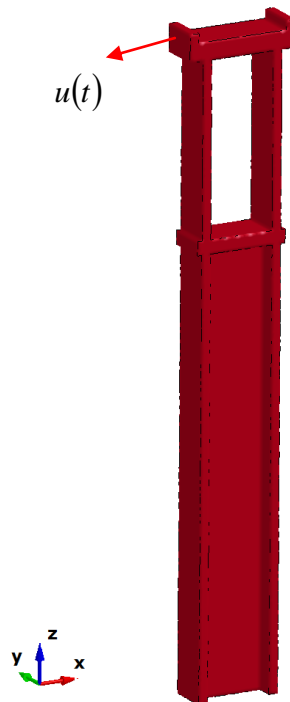
Dane modelu betonu plastyczno-degradacyjnego CDPM2 zostały zawarte w tabeli 17:

Tab. 17 Dane wejściowe modelu CDPM2

Beton							Zbrojenie				Więzi	
ρ_c	E_c	ν_c	f_t	f_c	H_p	w_f	ρ_s	E_s	ν_s	f_y	τ_{\max}	s_1
kg/m ³	GPa	-	MPa	MPa	-	m	kg/m ³	GPa	-	MPa	MPa	-
2300	20	0,2	3,7	37	0,01	$103,7 \times 10^{-6}$	7850	200	0,3	500	8	0,6

Pozostałe parametry użyte do modelu zostały obliczone zgodnie ze wzorami w podrozdziale 7.1.2

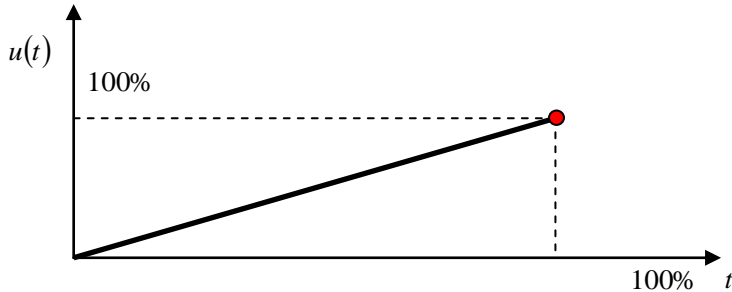
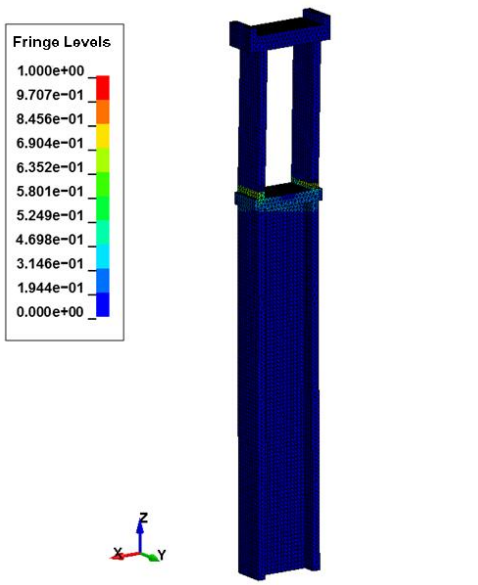
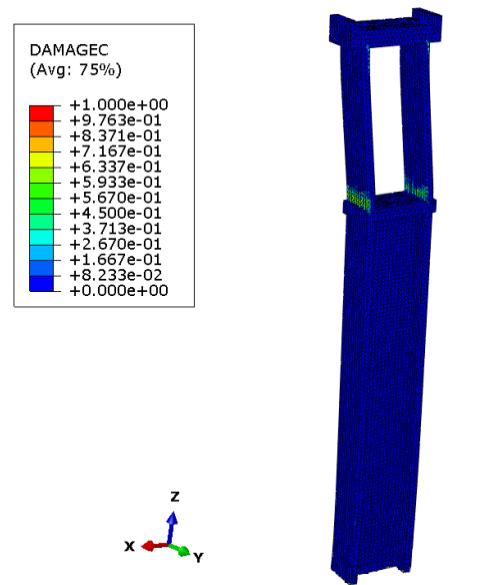
Obciążenie zostało zdefiniowane w postaci przemieszczenia poziomego przyłożonego na samej górze podpory (rys. 90).

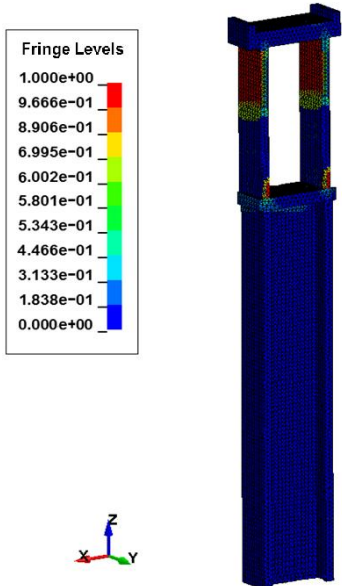
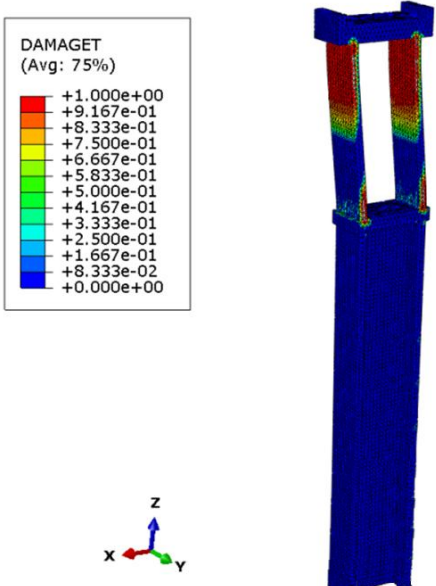
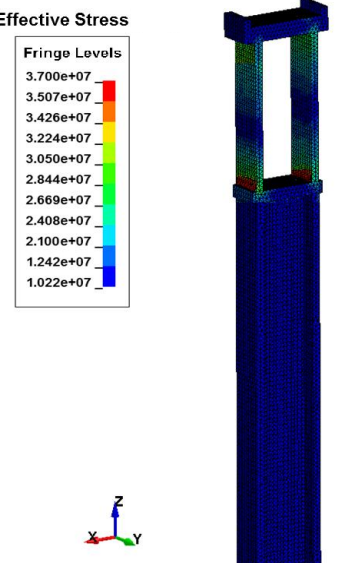
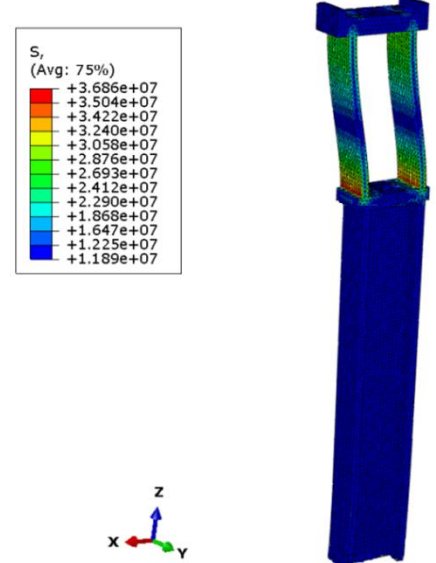


Rys. 90 Sposób przyłożenia obciążenia w programie LS-DYNA

Analiza numeryczna została przeprowadzona dla podpory pośredniej bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem. Element zbrojenia jest niezbędny w celu wyznaczenia miejsc powstania przegubów plastycznych. Poniżej zamieszczono wyniki z symulacji numerycznej w postaci map przy osiągnięciu granicy wytrzymałości betonu 37 MPa (tab. 18).

Tab.18 Mapy dla obciążenia przemieszczeniem poziomym - 100%

Realizacja obciążenia	
	
Model CDPM2 - LS-DYNA	Model CDP - ABAQUS
Zmienna degradacji przy ściskaniu DAMAGE [-] (ω_c) - ze zbrojeniem	Zmienna degradacji przy ściskaniu DAMAGEC [-] (d_c) - ze zbrojeniem
	

<p>Zmienna degradacji przy rozciąganiu DAMAGE [-] (d_t) - ze zbrojeniem</p>	<p>Zmienna degradacji przy rozciąganiu DAMAGET [-] (d_t) - ze zbrojeniem</p>
	
<p>Naprężenie σ [Pa] - ze zbrojeniem</p>	<p>Naprężenie σ [Pa] - ze zbrojeniem</p>
	

Na podstawie wyników uzyskanych poprzez porównanie modelu CDP i CDPM2 stwierdzono, że strefa uszkodzenia opisana parametrem ω_c oraz parametrem d_c jest praktycznie identyczna dla obydwu modeli betonu. Analizując strefę uszkodzenia dla modelu betonu CDPM2 opisaną parametrem ω_t wykazano, że jest ona nieznacznie mniejsza w porównaniu z wynikami uzyskanymi przy wykorzystaniu modelu betonu CDP opisanego parametrem d_t , natomiast ogólny charakter degradacji jest bardzo podobny. Strefy uszkodzenia powstaną w górnej części podpory wiotkiej (pod oczepem podpory), a także w dolnej części podpory wiotkiej (w strefie przejściowej zmiany geometrii i sztywności podpory).

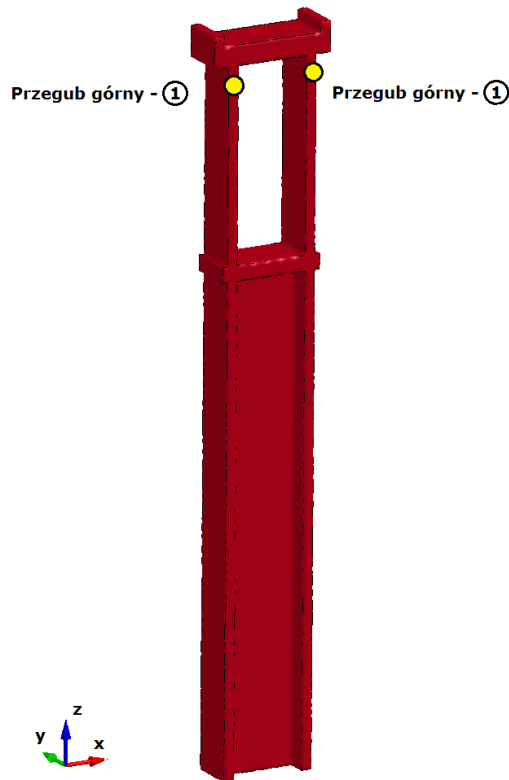
Kolory map naprężeń σ w podporze zarówno dla modelu betonu CDP i CDPM2 również różnią się nieznacznie, ponieważ porównanie kolorów nie jest dokładne ze względu na inny sposób przypisania koloru do danej wartości naprężenia, a także degradacji w każdym z programów.

W podrozdziale 7.2.3 i 7.2.4 zostały przedstawione wyniki weryfikacji uplastycznienia podpory w postaci wykresów, odpowiednio w miejscu połączenia górnej części podpory z oczepem oraz w miejscu połączenia części sztywnej z częścią wiotką podpory (nad półką tego połączenia) poprzez porównanie modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP oraz CDPM2.

7.2.3 Przegub plastyczny górny nr 1

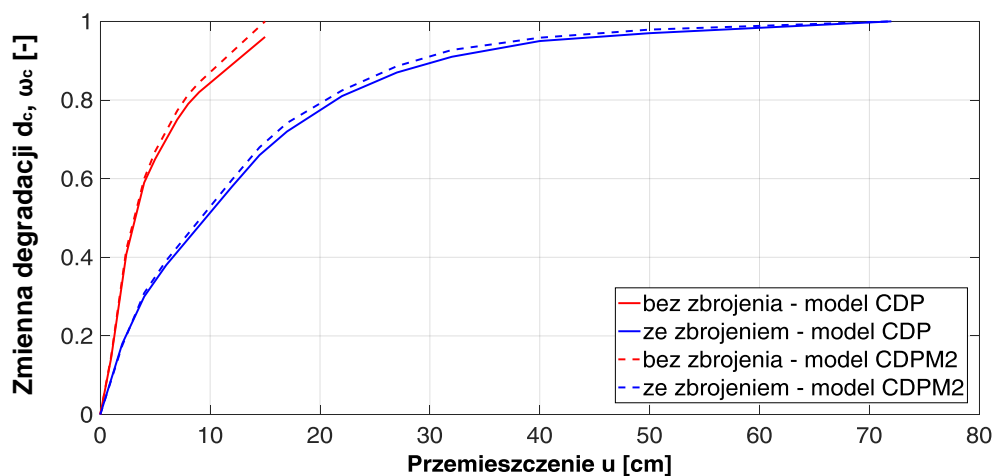
Celem analizy w tym podrozdziale jest porównanie sposobu powstania przegubów plastycznych obliczonych w programie LS-DYNA przy uwzględnieniu modelu CDPM2 z wynikami uzyskanymi w programie Abaqus, w którym wykorzystano model betonu CDP.

Jako pierwszy weryfikacji został poddany przegub górny nr 1 w miejscu pokazanym jak na rys. 91.

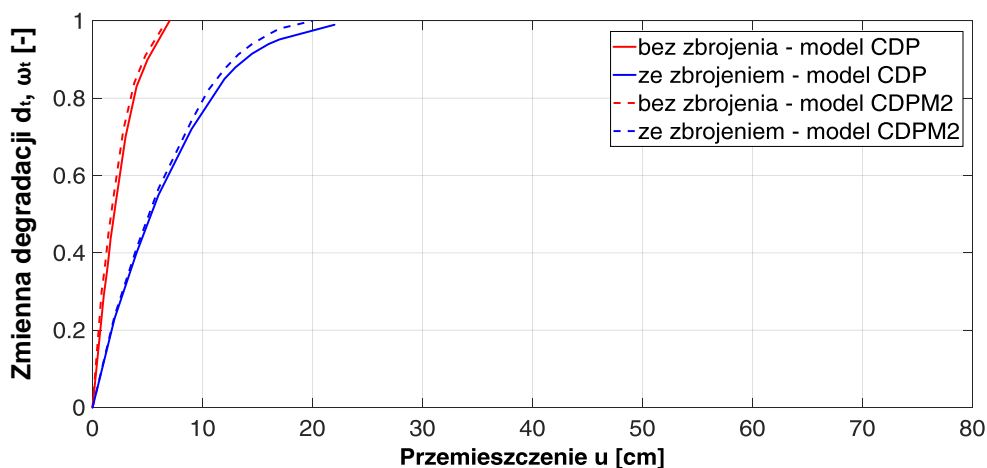


Rys. 91 Miejsce powstania przegubu plastycznego nr 1 (górnego) - LS-DYNA

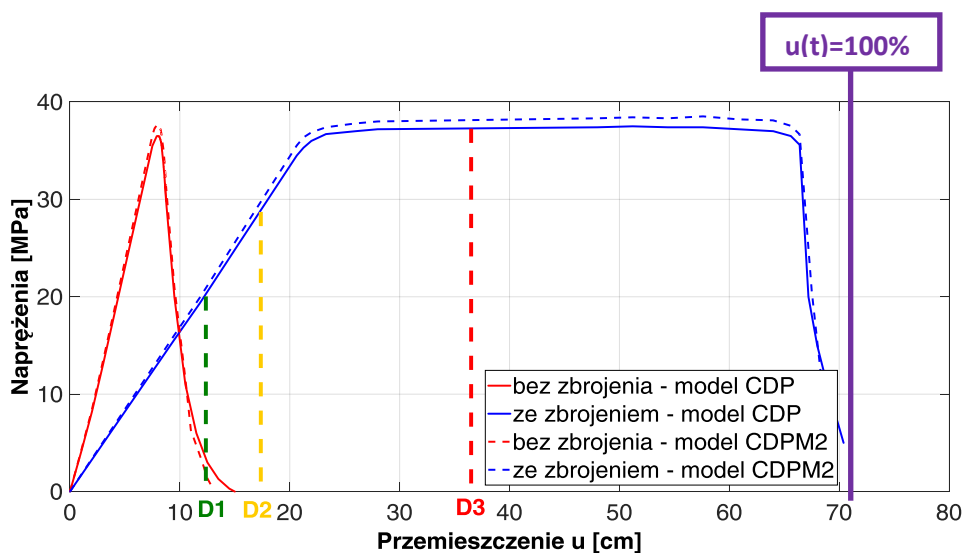
Poniżej zostały zamieszczone wykresy zmiennej degradacji przy ściskaniu d_c i ω_c , zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t i ω_t oraz naprężeń w betonie i zbrojeniu w zależności do przemieszczenia przegubu górnego podpory poprzez porównanie obliczeń wykonanych z uwzględnieniem modelu CDP (ABAQUS) i CDPM2 (LS-DYNA) (rys. 92-95).



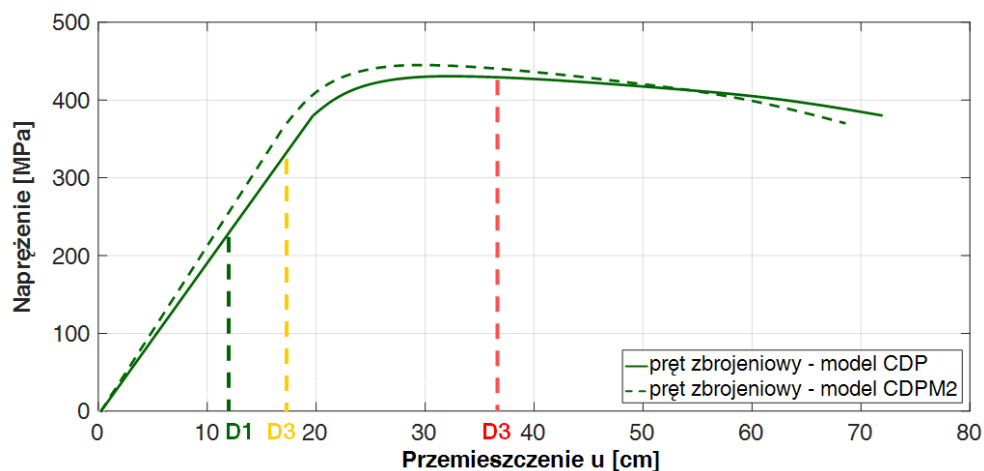
Rys. 92 Zależność zmienna degradacji d_c - przemieszczenie u (przegub nr 1)



Rys. 93 Zależność zmienna degradacji d_t - przemieszczenie u (przegub nr 1)



Rys. 94 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 1)



Rys. 95 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 1)

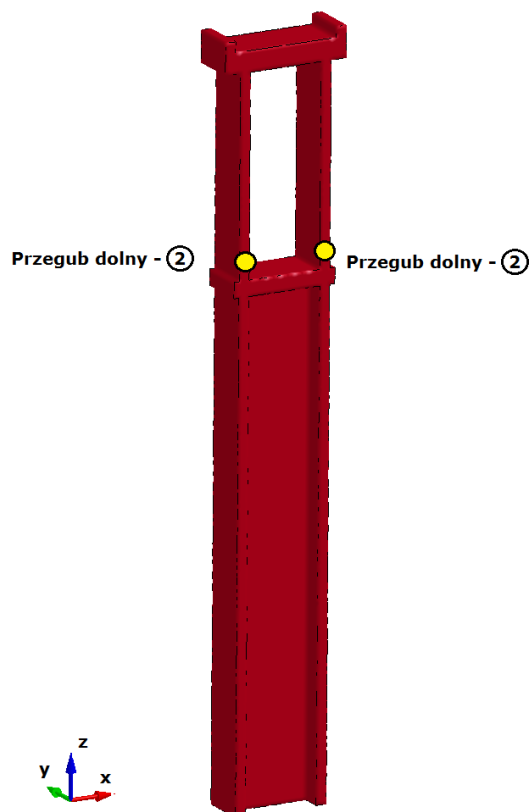
Na podstawie uzyskanych wyników porównania modelu betonu CDP i CDPM2 stwierdzono, że uplastycznienie przekroju podpory w górnej części zarówno przy uwzględnieniu modelu CDP i CDPM2 rozpocznie się przy osiągnięciu wychylenia równego około 20 cm i przekroczeniu wytrzymałości betonu równej 37 MPa (rys. 94), a także przy odpowiadającym parametrze degradacji betonu z uwagi na ściskanie ω_c równym 0,8 oraz z uwagi na rozciąganie ω_t wynoszącym 0,98. Długość strefy uplastycznienia tak samo jak w przypadku obliczeń w rozdziale 7 mieści się w przedziale od 20 cm do 68 cm. Ścieżka zmiennej degradacji przy ściskaniu ω_c (rys. 92) dla modelu CDPM2 i CPD praktycznie pokrywa się ze sobą. Taka sama sytuacja ma miejsce przy ścieżce zmiennej degradacji przy rozciąganiu ω_t (rys. 93).

Uplastycznienie prętów zbrojeniowych rozpocznie się przy osiągnięciu granicy plastyczności równej 420 MPa (rys. 95), a ich zerwanie nastąpi po osiągnięciu przemieszczenia górnej części podpory o wartości 68 cm.

Na rys. 94 i 95 zostały zaznaczone wyniki maksymalnych wychyleń podpory od obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli dla poziomów D1, D2 i D3, które uzyskano na podstawie analizy dynamicznej wiaduktu V17 wykonanej w programie Sofistik. Przy obciążeniu dynamicznym trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1 maksymalne przemieszczenie górnej części podpory nr 8 wyniosło 12,41 cm, dla poziomu D2 było równe 17,63 cm, natomiast dla poziomu D3 osiągnęło wartość 36,04 cm.

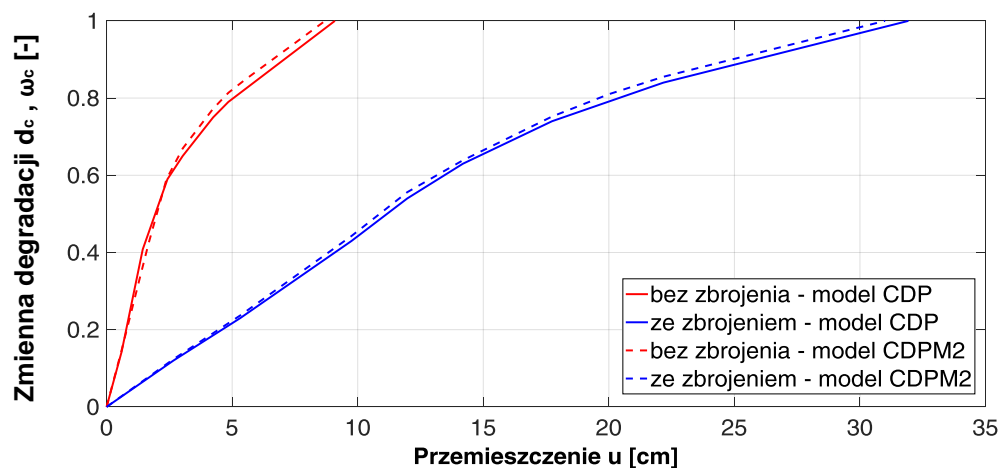
7.2.4 Przegub plastyczny dolny nr 2

Jako drugi, porównaniu został poddany przegub dolny nr 2 w miejscu pokazanym jak na rys. 96. Jest to miejsce połączenia części sztywnej z częścią wiotką podpory - nad półką tego połączenia, tzw. strefa przejściowa.

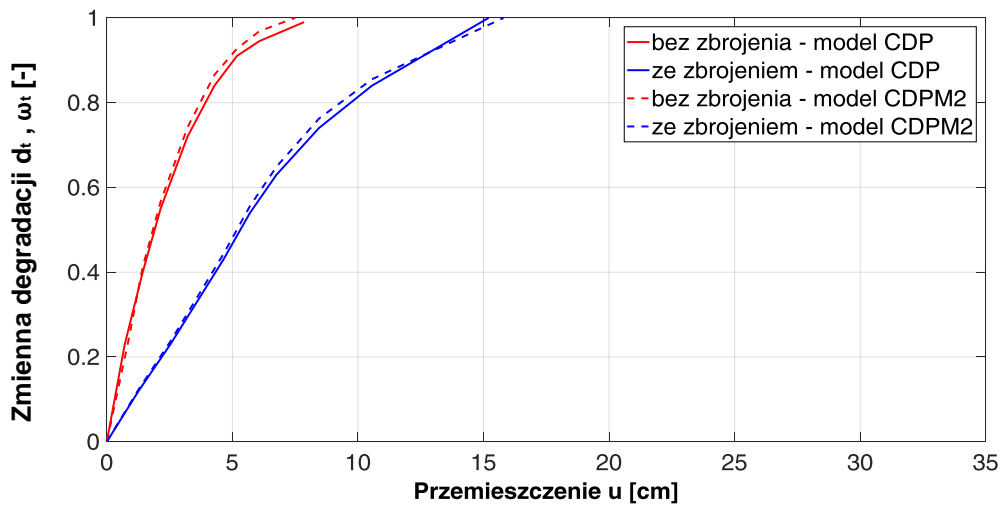


Rys. 96 Miejsce powstania przegubu plastycznego nr 2 (dolnego) - LS-DYNA

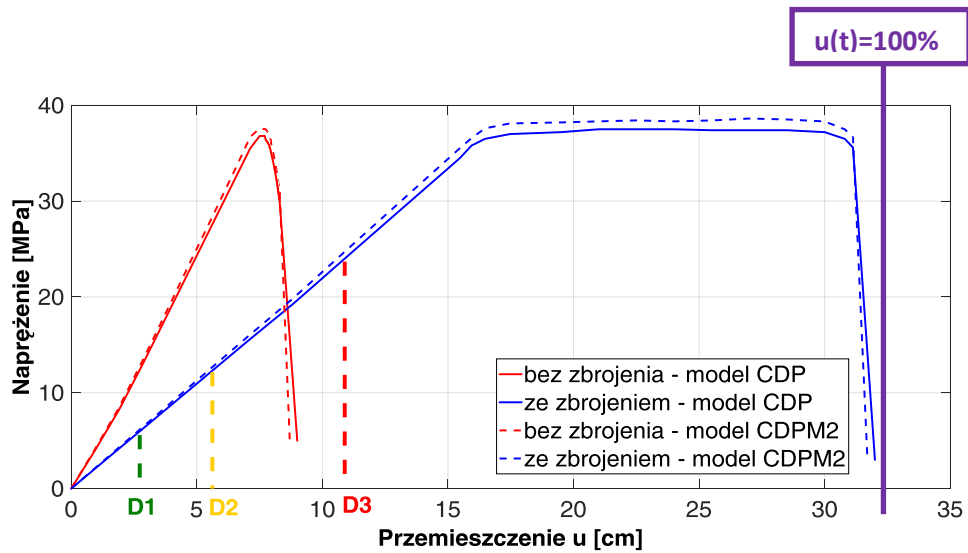
Poniżej zostały zamieszczone wykresy zmiennej degradacji przy ściskaniu d_c i ω_c zmiennej degradacji przy rozciąganiu d_t i ω_t oraz naprężenia w betonie i zbrojeniu w zależności do przemieszczenia przegubu dolnego podpory poprzez porównanie obliczeń wykonanych z uwzględnieniem modelu CDP (ABAQUS) i CDPM2 (LS-DYNA) (rys. 97-100).



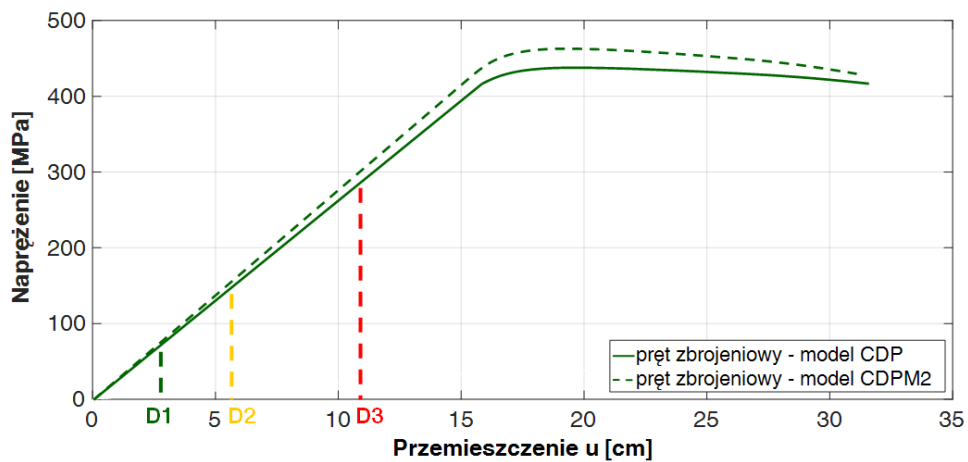
Rys. 97 Zależność zmienna degradacji d_c - przemieszczenie u (przegub nr 2)



Rys. 98 Zależność zmienna degradacji d_t - przemieszczenie u (przegub nr 2)



Rys. 99 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 2)



Rys. 100 Zależność naprężenie σ - przemieszczenie u (przegub nr 2)

Na podstawie uzyskanych wyników porównania modelu betonu CDP i CDPM2 stwierdzono, że uplastycznienie przekroju podpory w strefie przejściowej zarówno przy uwzględnieniu modelu CDP i CDPM2 rozpocznie się przy osiągnięciu wychylenia równego około 16 cm i przekroczeniu wytrzymałości betonu równej 37 MPa (rys. 99), a także przy odpowiadającym parametrze degradacji betonu z uwagi na ściskanie ω_c równym 0,65 oraz z uwagi na rozciąganie ω_t wynoszącym 0,97. Długość strefy uplastycznienia tak samo jak w przypadku obliczeń w rozdziale 7 mieści się w przedziale od 16 cm do 30 cm. Ścieżka zmiennej degradacji przy ścisaniu ω_c (rys. 97) dla modelu CDPM2 i CPD praktycznie pokrywa się ze sobą. Taka sama sytuacja ma miejsce przy ścieżce zmiennej degradacji przy rozciąganiu ω_t (rys. 98). Uplastycznienie prętów zbrojeniowych rozpocznie się przy osiągnięciu granicy plastyczności równej 420 MPa (rys. 100), a ich zerwanie nastąpi po osiągnięciu przemieszczenia górnej części podpory o wartości 32 cm.

Na rys. 99 i 100 zostały zaznaczone wyniki maksymalnych wychyleń podpory od obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli dla poziomów D1, D2 i D3, które uzyskano na podstawie analizy dynamicznej wiaduktu V17 wykonanej w programie Sofistik. Przy obciążeniu dynamicznym trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1 maksymalne przemieszczenie górnej części podpory nr 8 wyniosło 2,14 cm, dla poziomu D2 było równe 10,89 cm, natomiast dla poziomu D3 wyniosło 36,04 cm.

7.3 Podsumowanie

W rozdziale 7 przeprowadzono porównanie opisu materiału podpory pośredniej za pomocą modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDPM2 (LS-DYNA) oraz CDP (ABAQUS). Na podstawie uzyskanych rezultatów stwierdzono, że ścieżki na wykresach: zmiennej degradacji betonu przy ścisaniu ω_c i d_G zmiennej degradacji betonu przy rozciąganiu ω_t i d_t oraz naprężeń σ w betonie i

zbrojeniu w zależności do przemieszczenia u są ze sobą zbieżne. Różnica uzyskanych wyników nie przekracza 3%.

W przypadku obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli z poziomu D1 i D2 wychylenie podpory posiada zbyt małą wartość, aby doprowadziło do powstania przegubu plastycznego, ponieważ wartości przemieszczeń mieszczą się w zakresie pracy sprężystej podpory. W przypadku poziomu D3 wychylenie podpory jest tak duże, że materiał osiąga stan plastyczny i potrzebne są dodatkowe badania parametryczne uwzględniające cały model wiaduktu V17.

W obu przypadkach analiza podpory pośredniej z uwzględnieniem koncepcji powstania przegubów plastycznych oparta na modelu plastyczno-degradacyjnego betonu okazała się poprawna, a uzyskane rozwiązania kształtowania koncepcji podpory o zmiennej geometrii i sztywności wstępnie spełniają wymogi projektowe określone w rozdziale 1.

Poprawna walidacja modelu plastyczno-degradacyjnego betonu CDP w programie ABAQUS (rozdział 6), a następnie poprawna weryfikacja modelu CDPM2 ze zbrojeniem w programie LS-DYNA (rozdział 7) umożliwiła w dalszej części pracy przeprowadzenie badań parametrycznych pełnego modelu 3D wiaduktu V17 z uwzględnieniem wszystkich podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności opisanych modelem CDPM2 ze zbrojeniem obciążonych dynamicznie trzęsieniem ziemi Kocaeli.

ROZDZIAŁ 8

UPLASTYCZNIENIE PRZEKROJU PODPORY NA BAZIE KONSEPCJI CIĄGLWIOŚCI

8.1 Założenie koncepcji ciągliwości *Ductility Demand-Capacity*

Projektowanie sejsmiczne podpór można także wykonać na bazie metody *Ductility Demand-Capacity*, inaczej zwaną procedurą szacowania nośności przy założeniu ciągliwości. Metoda ta polega na założeniu powstania, w wybranych przekrojach podpór, przegubów plastycznych o ograniczonym stopniu swobody przemieszczeń. Jako kryterium wytrzymałości definiuje się ciągliwość przegubów plastycznych. Przykładowe przeguby plastyczne w konstrukcji betonowej pokazane są na rys. 101. Kolumna o średnicy 60 cm została poddana testowi bazującemu na założeniu koncepcji ciągliwości. Widoczna jest zaawansowana degradacja betonu oraz uplastycznienie zbrojenia w wyniku wykonanego testu zginania ([76] Mahan 2009).



Rys. 101 Powstanie przegubu plastycznego na wysokości $h=60$ [cm] od fundamentu w oparciu o założenie koncepcji *Ductility Demand-Capacity* ([76] Mahan 2009)

Obliczenia wykonuje się w celu sprawdzenia zapotrzebowania na ciągliwość (*Demand*). Wymiarowanie odbywa się na podstawie sił wewnętrznych uzyskanych w stanie uplastycznienia przekroju w postaci długości strefy uplastycznienia, która rozumiana jest jako utrzymanie stałej wartości siły przekrojowej dla zadanego przedziału przemieszczenia.

Element ciągliwy definiowany jest jako dowolny element, który jest celowo zaprojektowany tak, aby pod wpływem cykli obciążenia ulegał odkształceniu bez znacznego pogorszenia wytrzymałości i sztywności materiału. To znaczy, że przy świadomym i znacznym przekroczeniu stanu granicznego użyteczności SLS (*Service Limit State*), stan graniczny nośności ULS (*Ultimate Limit State*) musi zostać zachowany. Elementy ciągliwe nazywane są również elementami krytycznymi sejsmicznymi (*Seismic-critical Member*) ([10] Caltrans 2004, [107, 108] Zhao 2012).

Elementy krytyczne sejsmicznie przenoszą obciążenia wywołane trzęsieniem ziemi, a w efekcie nie pozwalają na całkowite zniszczenie lub utratę integralności konstrukcji. W koncepcji *Ductility Demand-Capacity* przy projektowaniu wyznacza się elementy główne, które w wyniku oddziaływań sejsmicznych będą miały mniejsze, bądź większe uszkodzenia sejsmiczne i takie elementy muszą pracować w stanie plastycznym. Natomiast wszystkie inne elementy nieoznaczone jako sejsmiczne, powinny być zaprojektowane tak, aby pozostały elastyczne w przypadku obciążeń sejsmicznych ([10] Caltrans 2004, [81] Moehle 1992).

8.2 Zdolność przemieszczenia lokalnych elementów

Lokalna zdolność przemieszczania się elementu ciągliwego bazuje na jego własnościach rotacyjnych (obrotowych). Właściwości rotacyjne definiuje się przy użyciu zależności momentu zginającego i kąta obrotu, $M - \phi$. Lokalna zdolność przemieszczenia Δ_c może być wyidealizowana jako jeden lub dwa

segmenty wspornikowe. Poniżej zamieszczono wzory opisujące lokalną zdolność przemieszczenia elementów ([103] Thong 2017):

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p \quad (143)$$

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \cdot \phi_Y \quad (144)$$

$$\Delta_p = \theta_p \cdot \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (145)$$

$$\theta_p = L_p \cdot \phi_p \quad (146)$$

$$\Delta_{c1} = \Delta_{Y1}^{col} + \Delta_{p1} \quad (147)$$

$$\Delta_{c2} = \Delta_{Y2}^{col} + \Delta_{p2} \quad (148)$$

$$\Delta_{Y1}^{col} = \frac{L_1^2}{3} \cdot \phi_{Y1} \quad (149)$$

$$\Delta_{Y2}^{col} = \frac{L_2^2}{3} \cdot \phi_{Y2} \quad (150)$$

$$\Delta_{p1} = \theta_{p1} \cdot \left(L_1 - \frac{L_{p1}}{2} \right) \quad (151)$$

$$\Delta_{p2} = \theta_{p2} \cdot \left(L_2 - \frac{L_{p2}}{2} \right) \quad (152)$$

$$\theta_{p1} = L_{p1} \cdot \phi_{p1} \quad (153)$$

$$\theta_{p2} = L_{p2} \cdot \phi_{p2} \quad (154)$$

$$\phi_{p1} = \phi_{u1} - \phi_{Y1} \quad \phi_{p2} = \phi_{u2} - \phi_{Y2} \quad (155)$$

gdzie:

L - odległość od punktu maksymalnego momentu do punktu przeciwwagi

L_p - ramię długości powstania przegubu plastycznego

Δ_p - przemieszczenie plastyczne podczas obrotu przegubu plastycznego

Δ_Y^{col} - przemieszczenie sprężyste do momentu powstania przegubu plastycznego

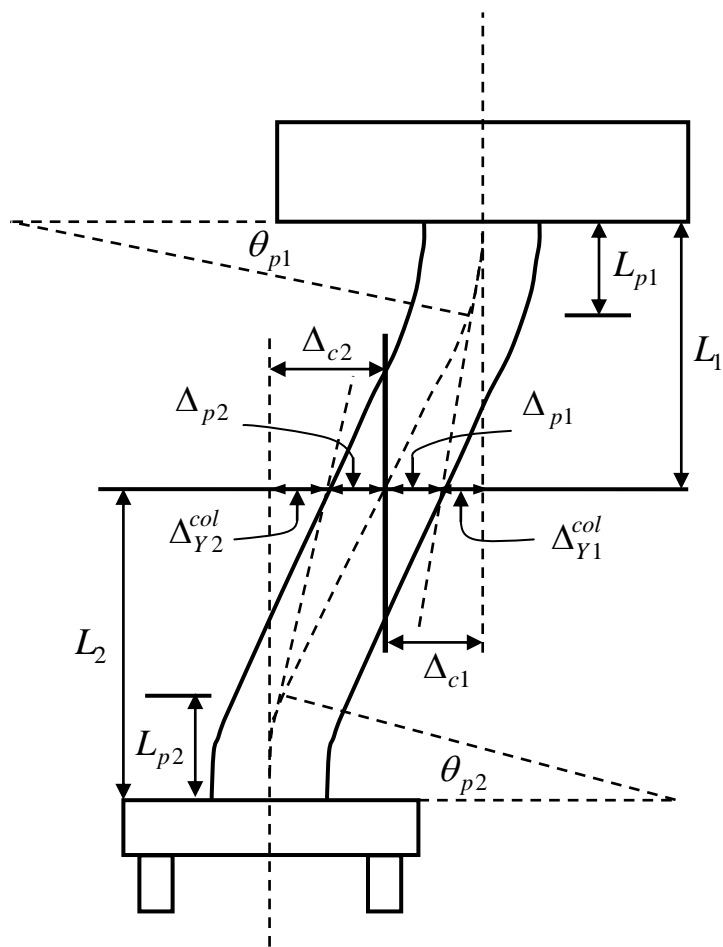
ϕ_Y - obrót elementu w stanie sprężystym w miejscu przegubu plastycznego

ϕ_p - obrót elementu w stanie plastycznym w miejscu przegubu plastycznego

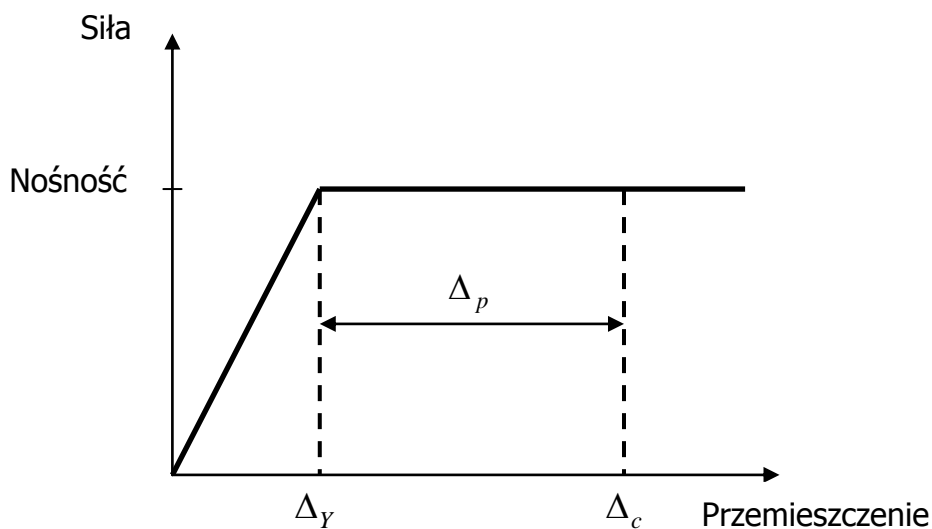
ϕ_u - obrót elementu w momencie przekroczenia ULS w miejscu przegubu plastycznego

θ_p - całkowity obrót przegubu plastycznego

Na rys. 102-103 przedstawiono zależności opisujące koncepcję ciągliwości Ductility Demand-Capacity z uwzględnieniem wyżej opisanych wzorów ([10] Caltrans 2004, [12] Chacon 2013).



Rys. 102 Założenie metody Ductility Demand-Capacity



Rys. 103 Zależność siła - przemieszczenie przy założeniu metody Ductility Demand-Capacity

8.3 Zdolność ciągłości lokalnych elementów

Lokalna ciągłość elementu z uwagi na ciągłość jest to stosunek całkowitego przemieszczenia do przemieszczenia w stanie sprężystym podczas obrotu przegubu plastycznego i wyrażona jest wzorami:

$$\mu_{c1} = \frac{\Delta_{c1}}{\Delta_{Y1}^{col}} \quad (156)$$

$$\mu_{c2} = \frac{\Delta_{c2}}{\Delta_{Y2}^{col}} \quad (157)$$

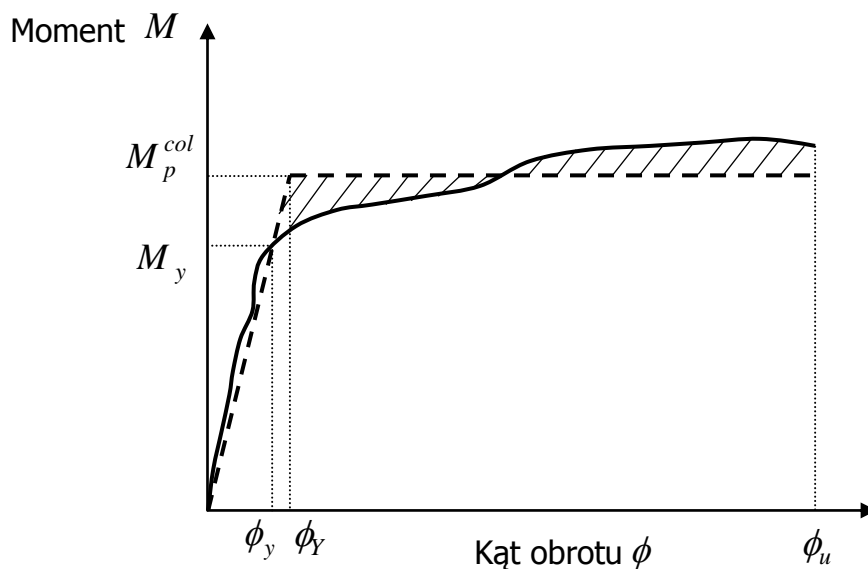
Każdy element powinien posiadać minimalną zdolność do ciągłości równą $\mu_{c1} \geq 3$ i $\mu_{c2} \geq 3$ w celu zapewnienia niezawodnej zdolności obrotowej w miejscu powstania przegubu plastycznego ([10] Caltrans 2004, [52] Kazantzi 2014).

8.4 Krzywa nośności plastycznej M-φ

Metoda analizy plastycznej prowadzi do optymalnego projektowania konstrukcji poprzez wykorzystanie rezerw plastycznych przy użyciu przegubów plastycznych. Przegub plastyczny nie pozwala na obrót przy obciążeniu mniejszym niż to powodujące uplastycznienie przegubu, natomiast przy większym obciążeniu przenosi moment graniczny M_{gr} i pozwala na obrót przekroju.

Typowa ścieżka równowagi $M - \phi$ (obciążenie - moment zginający M , przemieszczenie - kąt obrotu ϕ) elementu w zakresie pracy sprężystej jest liniowa. Po przekroczeniu obciążenia sprężystego M_y ścieżka przechodzi w pracę plastyczną i staje się nieliniową, a po przekroczeniu przez obciążenie

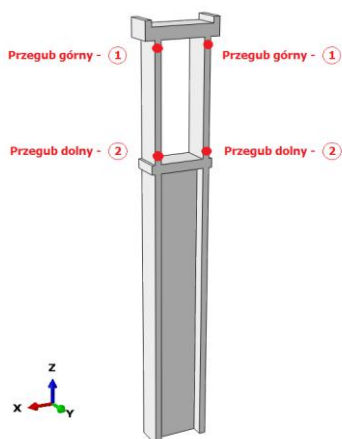
granicznej wartości plastycznej M_p^{col} przechodzi w linię poziomą (następuje wzrost przemieszczenia bez dalszego wzrostu obciążenia rys. 104) ([10] Caltrans 2004, [25] Fulmer 2016).



Rys. 104 Krzywa nośności plastycznej $M - \phi$

8.5 Uplastycznienie podpory pośredniej wiaduktu V17

Stosując metodę Ductility Demand-Capacity analizie poddano podporę nr 8 wiaduktu V17. Obliczenia zostały przeprowadzone dla przegubów plastycznych wyznaczonych w rozdziale 6 (rys. 79 i 83) i 7 (rys. 91 i 96).



W tab. 19 oraz 20 zostały zamieszczone wyniki analizy Ductility Demand-Capacity odpowiednio dla przegubu nr 1 oraz przegubu nr 2. Wartość momentów zginających została obliczona w rozdziale 7. Wartość zmiennej degradacji przy ściskaniu oraz przy rozciąganiu została obliczona na podstawie modelu plastyczno-degradacyjnego betonu.

Tab. 19 Przegub plastyczny górny - nr 1

Wiadukt V17 - Podpora nr 8 - H = 70 [m]												
M	Turkish DLH 2008	ω_c	ω_t	Δ_{c1}	Δ_{Y1}^{col}	Δ_{p1}	L_1	L_{p1}	ϕ_{Y1}	θ_{p1}	ϕ_{p1}	ϕ_{u1}
[MNm]	D1,D2,D3	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[m ⁻¹]	[°]	[m ⁻¹]	[m ⁻¹]
0	-	0	0	0	0	0	950	0	0	0	0	0
4,3764	-	0,1656	0,2213	2	2	0	950	0	0,003325	0	0	0,003325
15,4357	-	0,2278	0,4128	4	4	0	950	0	0,00665	0	0	0,00665
21,2456	-	0,3254	0,5899	6	6	0	950	0	0,00995	0	0	0,00995
26,7879	-	0,4123	0,6245	8	8	0	950	0	0,0133	0	0	0,0133
34,5767	-	0,5156	0,7556	10	10	0	950	0	0,0166	0	0	0,0166
40,8374	-	0,6023	0,8345	12	12	0	950	0	0,01995	0	0	0,01995
42,4856	D1	0,6156	0,8401	12,41	12,41	0	950	0	0,02065	0	0	0,02065
47,9837	-	0,6589	0,8898	14	14	0	950	0	0,02325	0	0	0,02325
56,7846	-	0,6945	0,9025	16	16	0	950	0	0,0266	0	0	0,0266
70,2357	D2	0,7032	0,9123	17,63	17,63	0	950	0	0,0293	0	0	0,0293
72,3658	-	0,7483	0,9254	18	18	0	950	0	0,0299	0	0	0,0299
75,6464	-	0,7652	0,9562	20	20	0	950	0	0,03325	0	0	0,03325
*110,0045	-	0,8158	1,000	22	20	2	950	80,1	6,65E-02	1,72215	0,0215	0,048
115,5465	-	0,8256	1,000	24	20	4	950	80,1	6,65E-02	1,96245	0,0245	0,091
117,1744	-	0,8457	1,000	26	20	6	950	80,1	6,65E-02	2,1627	0,027	0,0935
117,2345	-	0,8865	1,000	28	20	8	950	80,1	6,65E-02	2,4831	0,031	0,0975
117,5464	-	0,9012	1,000	30	20	10	950	80,1	6,65E-02	2,84355	0,0355	0,102
118,4575	-	0,9189	1,000	32	20	12	950	80,1	6,65E-02	3,9249	0,049	0,1155
117,8223	-	0,9289	1,000	34	20	14	950	80,1	6,65E-02	5,0463	0,063	0,1295
117,5753	-	0,9356	1,000	36	20	16	950	80,1	6,65E-02	6,12765	0,0765	0,143
117,2111	D3	0,9399	1,000	36,04	20	16,04	950	80,1	6,65E-02	6,1677	0,077	0,1435

116,6246	-	0,9468	1,000	38	20	18	950	80,1	6,65E-02	7,209	0,09	0,1565
116,4273	-	0,9501	1,000	40	20	20	950	80,1	6,65E-02	8,3304	0,104	0,1705
116,2643	-	0,9565	1,000	42	20	22	950	80,1	6,65E-02	9,41175	0,1175	0,184
116,0297	-	0,9628	1,000	44	20	24	950	80,1	6,65E-02	10,53315	0,1315	0,198
115,8653	-	0,9689	1,000	46	20	26	950	80,1	6,65E-02	11,6145	0,145	0,2115
115,6675	-	0,9702	1,000	48	20	28	950	80,1	6,65E-02	12,7359	0,159	0,2255
115,4865	-	0,9756	1,000	50	20	30	950	80,1	6,65E-02	13,81725	0,1725	0,239
115,2267	-	0,9789	1,000	52	20	32	950	80,1	6,65E-02	14,93865	0,1865	0,253
115,3094	-	0,9845	1,000	54	20	34	950	80,1	6,65E-02	16,02	0,2	0,2665
115,4249	-	0,9885	1,000	56	20	36	950	80,1	6,65E-02	17,10135	0,2135	0,28
115,5152	-	0,9901	1,000	58	20	38	950	80,1	6,65E-02	18,22275	0,2275	0,294
115,6867	-	0,9935	1,000	60	20	40	950	80,1	6,65E-02	19,3041	0,241	0,3075
115,7092	-	0,9965	1,000	62	20	42	950	80,1	6,65E-02	20,4255	0,255	0,3215
115,5439	-	1,0000	1,000	64	20	44	950	80,1	6,65E-02	21,50685	0,2685	0,335

* W czerwonej ramce zaznaczono parametry początkowego uplastycznienia przekroju

Tab. 20 Przegub plastyczny dolny - nr 2

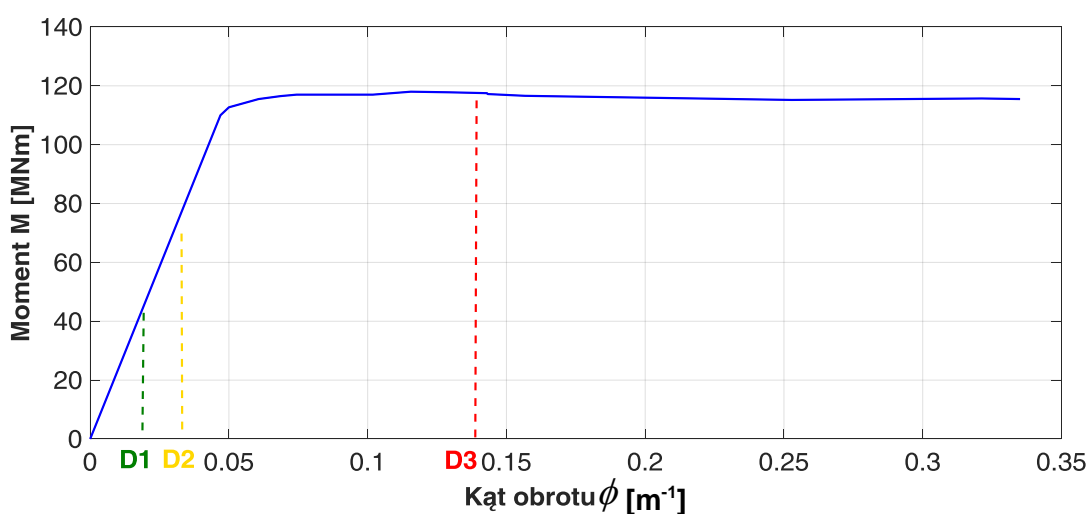
Wiadukt V17 - Podpora nr 8 - H = 70 [m]												
M	Turkish DLH 2008	ω_c	ω_t	Δ_{c2}	Δ_{Y2}^{col}	Δ_{p2}	L_2	L_{p2}	ϕ_{Y2}	θ_{p2}	ϕ_{p2}	ϕ_{u2}
[MNm]	D1,D2,D3	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[m ⁻¹]	[°]	[m ⁻¹]	[m ⁻¹]
0	-	0	0	0	0	0	950	0	0	0	0	0
26,2314	-	0,0976	0,1834	2	2	0	950	0	6,65E-03	0	0	6,65E-03
45,5678	D1	0,1134	0,2376	2,14	2,14	0	950	0	7,11E-03	0	0	7,11E-03
54,5656	-	0,1857	0,3789	4	4	0	950	0	1,33E-02	0	0	1,33E-02
72,2568	D2	0,2267	0,4859	5,22	5,22	0	950	0	1,74E-02	0	0	1,74E-02
77,5681	-	0,2489	0,5674	6	6	0	950	0	1,99E-02	0	0	1,99E-02
86,4585	-	0,3447	0,7245	8	8	0	950	0	2,66E-02	0	0	2,66E-02
99,6548	-	0,4189	0,8167	10	10	0	950	0	3,32E-02	0	0	3,32E-02
115,3654	D3	0,4238	0,8202	10,89	10,89	0	950	0	3,62E-02	0	0	3,62E-02
119,2682	-	0,5567	0,8837	12	12	0	950	0	3,99E-02	0	0	3,99E-02
124,5985	-	0,6334	0,9248	14	14	0	950	0	4,65E-02	0	0	4,65E-02
128,6465	-	0,6567	0,9565	16	16	0	950	0	4,92E-02	0	0	4,92E-02
*133,3462	-	0,7154	1,000	18	16	2	950	94,4	5,32E-02	2,181584	0,02311	5,631E-02
143,8462	-	0,7957	1,000	20	16	4	950	94,4	5,32E-02	6,644627	0,070388	0,123588
143,8462	-	0,8594	1,000	22	16	6	950	94,4	5,32E-02	7,680573	0,081362	0,134562
143,0769	-	0,8230	1,000	24	16	8	950	94,4	5,32E-02	8,860006	0,093856	0,147056
140,3846	-	0,8634	1,000	26	16	10	950	94,4	5,32E-02	11,07529	0,117323	0,170523
136,9231	-	0,9258	1,000	28	16	12	950	94,4	5,32E-02	13,29058	0,14079	0,19399
136,1538	-	0,9892	1,000	30	16	14	950	94,4	5,32E-02	15,50596	0,164258	0,217458

* W czerwonej ramce zaznaczono parametry początkowego uplastycznienia przekroju

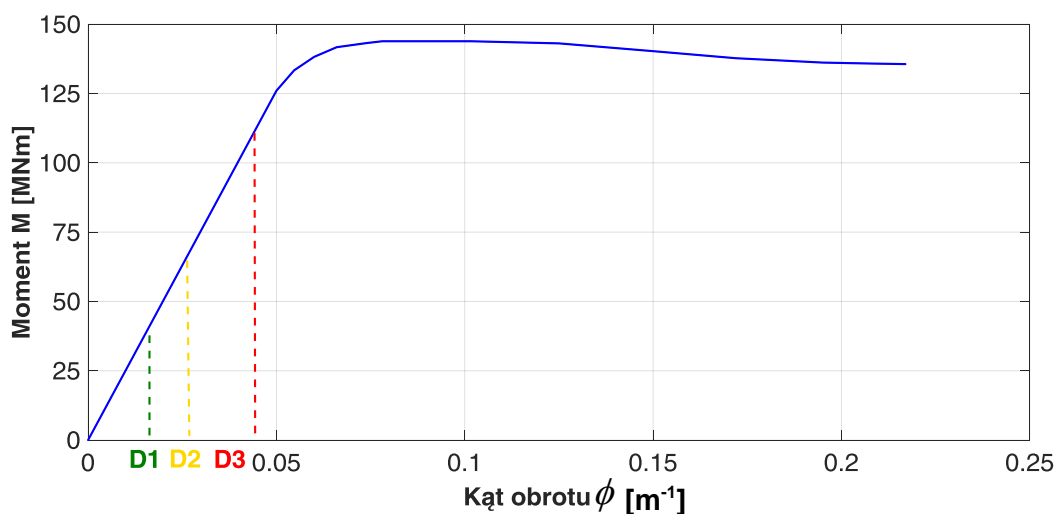
W czerwonej ramce w tab. 19 i 20 zaznaczono miejsce powstania przegubów plastycznych wraz z ich parametrami geometrycznymi. Wysokość powstania przegubu górnego L_{p1} mierząc od oczepu wynosi 80,1 cm, przy kącie obrotu przegubu θ_{p1} równym $1,72^\circ$. Dodatkowo wyznaczono przemieszczenie poziome w stanie sprężystym Δ^{col}_{Y1} , które wyniosło 20 cm. Przemieszczenie poziome podpory w stanie plastycznym Δ_{p1} osiągnęło wartość równą 44 cm, co po zsumowaniu dało całkowitą wartość przemieszczenia podpory pośredniej Δ_{c1} równą 64 cm.

Przegub plastyczny dolny powstanie na wysokości L_{p2} równej 94,4 cm mierząc od półki łączącej część sztywną i wiotką podpory, przy kącie obrotu równym θ_{p2} równym $2,18^\circ$. Przemieszczenie poziome w stanie sprężystym Δ^{col}_{Y2} wyniosło 16 cm, natomiast w stanie plastycznym Δ_{p2} było równe 14 cm. Całkowita wartość przemieszczenia dolnego przekroju części wiotkiej podpory Δ_{c2} wyniosła 30 cm.

Dodatkowo na bazie wyników uzyskanych z tab. 19 i 20, na rys. 105 oraz rys. 106 przedstawiono wykresy krzywej nośności plastycznej w zależności moment zginający - kąt obrotu podpory odpowiednio dla przegubu plastycznego nr 1 oraz przegubu plastycznego nr 2.



Rys. 105 Krzywa nośności plastycznej $M - \phi$ - przegub plastyczny nr 1



Rys. 106 Krzywa nośności plastycznej $M - \phi$ - przegub plastyczny nr 2

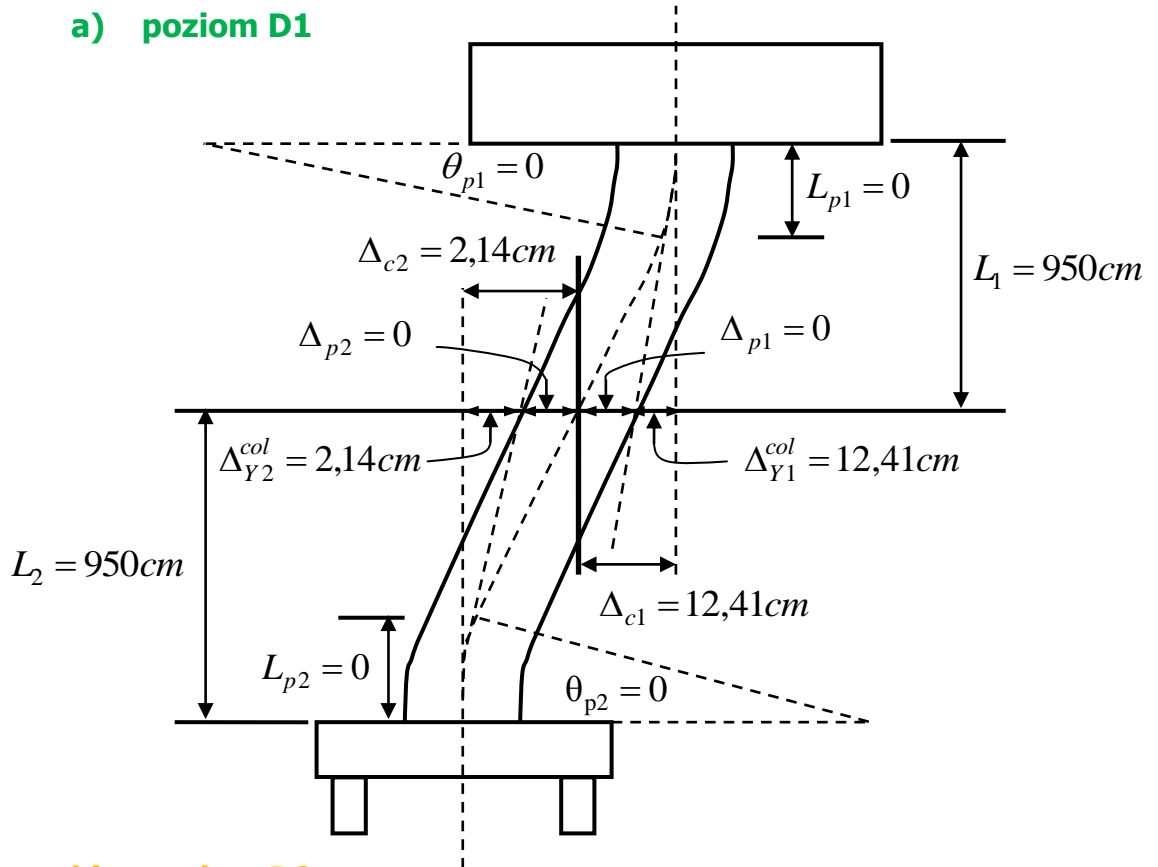
Analizując przegub plastyczny nr 1 po przekroczeniu zakresu sprężystego M_y ścieżka przechodzi w stan plastyczny i staje się nieliniowa, a po przekroczeniu przez obciążenie granicznej wartości plastycznej M_y^{col} , która wynosi 110,72 MNm i kącie obrotu równym $0,048 \text{ m}^{-1}$ przechodzi w linię poziomą i następuje wzrost obrotu ϕ_{u1} do wartości $0,335 \text{ m}^{-1}$ bez dalszego wzrostu obciążenia.

Analogiczna sytuacja dotyczy przegubu plastycznego nr 2. Po przekroczeniu przez obciążenie granicznej wartości plastycznej M_y^{col} równej 133,34 MNm i kącie obrotu równym $0,0662 \text{ m}^{-1}$, ścieżka jest niemal pozioma i następuje wzrost obrotu ϕ_{u2} do wartości równej $0,217 \text{ m}^{-1}$.

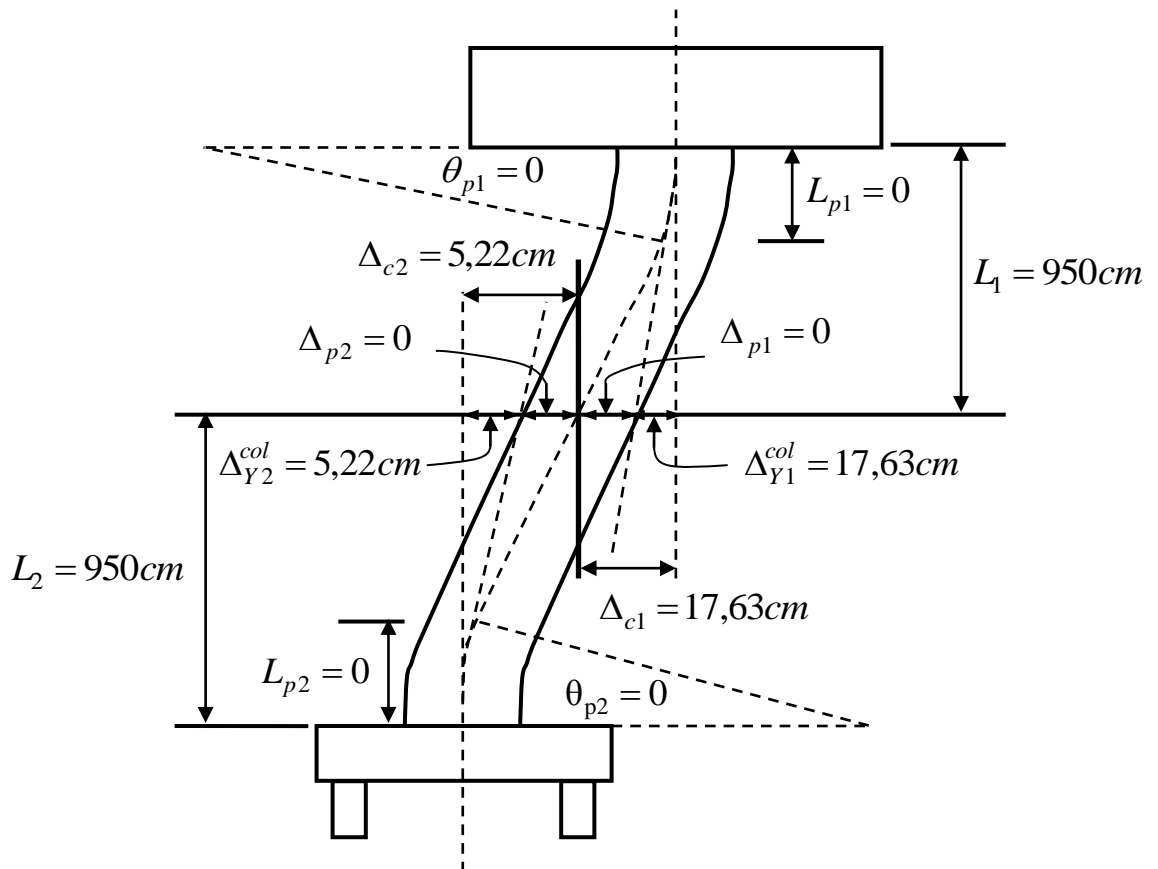
Na podstawie uzyskanych wyników z analizy uplastycznienia podpory na bazie metody Ductility Demand-Capacity wykonano szczegółowe, graficzne prezentacje możliwości powstania przegubów plastycznych dla poziomów intensywności obciążenia D1, D2 oraz D3.

Na podstawie wyników z tab. 19 i tab. 20 rozrysowano dokładne położenie węzłów podpory, w których zaplanowano powstanie przegubów plastycznych (rys. 107).

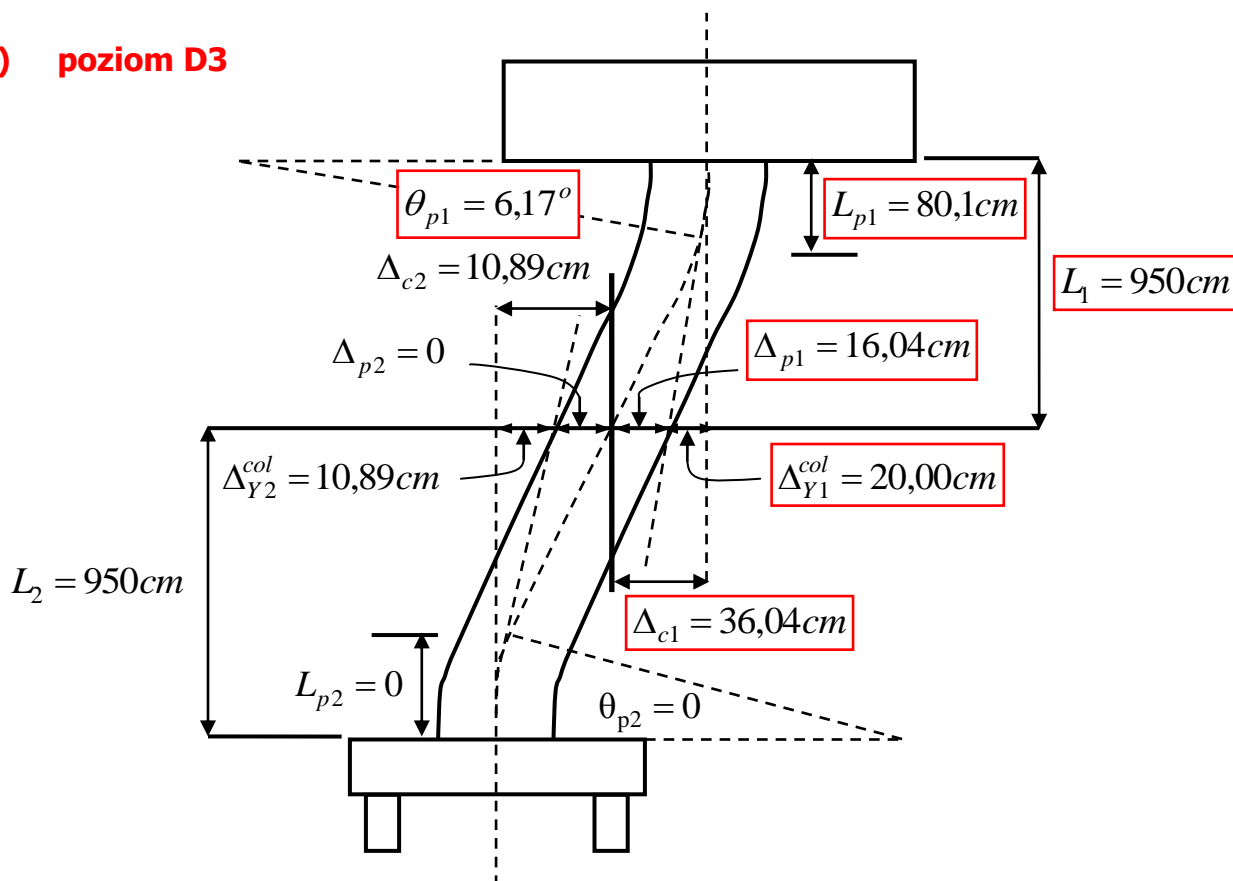
a) poziom D1



b) poziom D2



c) poziom D3



Rys. 107 Analiza uplastycznienia przekroju: a) poziom D1, b) poziom D2, c) poziom D3

Na podstawie uzyskanych wyników przedstawionych na rys. 107 wykazano, że przegub plastyczny od trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3 powstanie tylko w górnej części przekroju segmentu wiotkiego podpory. Uplastycznienie przekroju rozpocznie się po przekroczeniu przemieszczenia poziomego w stanie plastycznym Δ_{p1} o wartości 16,04 cm przy kącie obrotu przekroju w miejscu uplastycznienia θ_{p1} równym $6,17^\circ$ na wysokości około 80,1 cm. Dla poziomu D1 oraz D2 obciążenia materiał na dole oraz na górze przekroju segmentu wiotkiego podpory nie przekroczył stanu sprężystego.

8.6 Podsumowanie

W rozdziale 8 przeprowadzono analizę mechanizmu uplastycznienia podpory pośredniej wiaduktu V17 bazującą na metodzie Ductility Demand-Capacity. Zadaniem analizy było wyznaczenie dokładnego położenia węzłów podpory w miejscu powstania planowanych przegubów plastycznych oraz

obliczenie zapotrzebowania podpory na ciągliwość przy ograniczonym stopniu swobody przemieszczeń. Podczas analizy została wyznaczona odległość na której przewidywane jest powstanie przegubów plastycznych, ich przemieszczenie oraz obrót w stanie sprężystym i plastycznym w zależności od przyłożonego obciążenia. Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, analogicznie do wyników obliczeń z rozdziału 7, że dla poziomego D1 i D2 obciążenia Kocaeli nie powstanie uplastycznienie przekroju podpory, ponieważ przemieszczenie w miejscach planowanych przegubów plastycznych jest zbyt małe i znajduje się w zakresie sprężystym pracy podpory. Natomiast przewiduje się, że przegub plastyczny powstanie w podporze dla poziomego D3 obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli.

Analizując podporę pośrednią obliczono również bardzo ważny element jakim jest lokalna zdolność podpory z uwagi na ciągliwość, czyli stosunek przemieszczenia całkowitego do przemieszczenia sprężystego podczas obrotu przegubu plastycznego. Na podstawie rezultatów uzyskanych z analizy Ductility Demand-Capacity stwierdzono, że przekrój w miejscu powstania przegubu plastycznego nr 1 posiada lokalną zdolność do ciągliwości równą 3,2. Zgodnie z rozdziałem 8.3, każdy element powinien posiadać minimalną zdolność do ciągliwości równą $\mu_{c1} \geq 3$ w celu zapewnienia niezawodnej zdolności obrotowej w miejscu powstania przegubu plastycznego. Warunek ten został spełniony.

ROZDZIAŁ 9

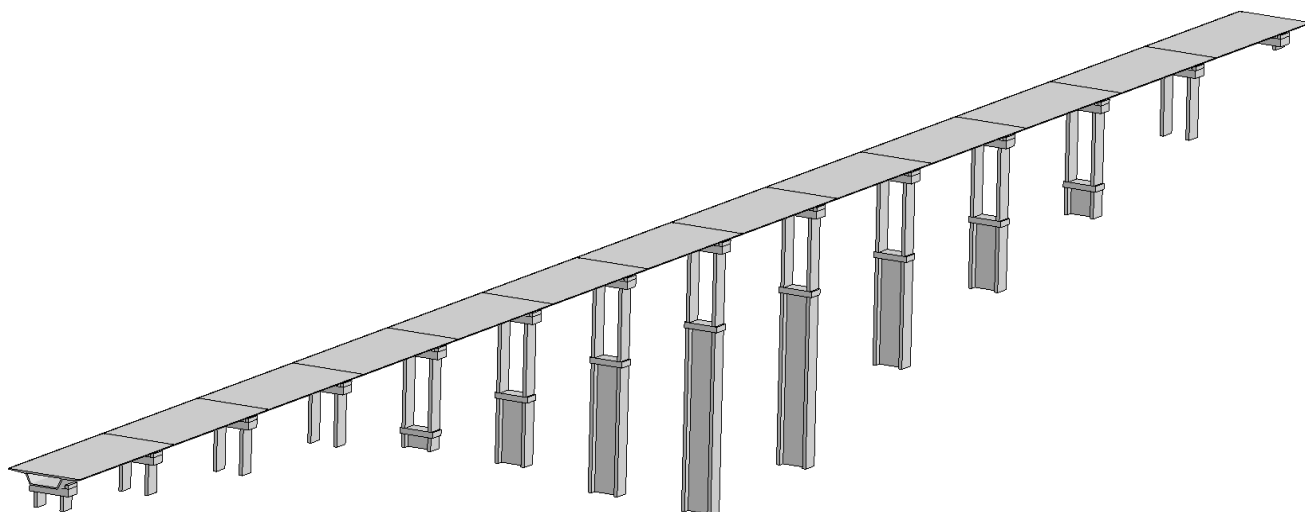
ANALIZA ODPOWIEDZI DYNAMICZNEJ WIADUKTU V17 Z UWZGLĘDNIENIEM DEGRADACJI MATERIAŁOWEJ

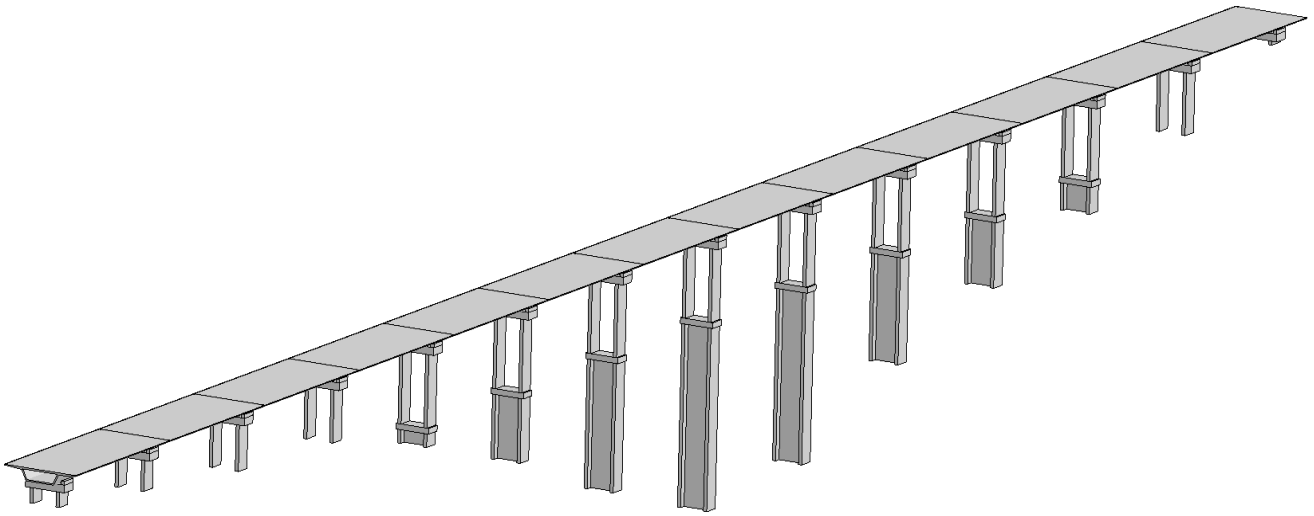
9.1 Opis modelu numerycznego

Model numeryczny wiaduktu V17 wykonano w programie LS-DYNA (rys. 108). Na siatce 12 681 345 węzłów opisano 12 565 244 8-węzłowych sześciennych elementów bryłowych o liniowych funkcjach kształtu z całkowaniem zredukowanym. Obliczenia właściwe poprzedzono analizą zbieżności podziału w wyniku której wybrano do wykorzystania elementy o wymiarach 250 x 250 x 250 mm.

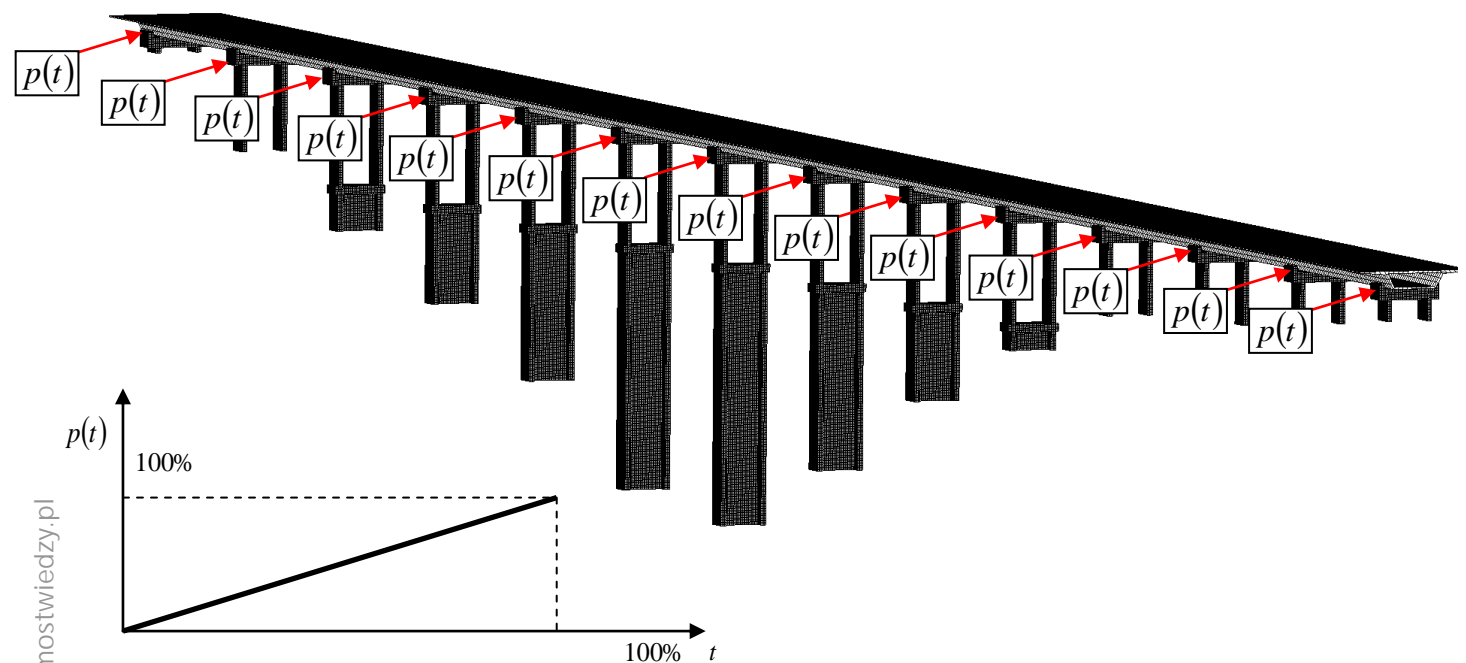
Podczas obliczeń wykorzystano parametry plastyczno - degradacyjnego modelu betonu C 30/37 opisanego w 7.2.2. Zbrojenie wykonano z prętów $\phi 40$ ze stali o wysokiej ciągliwości A-IIIN o granicy plastyczności 420 MPa.

Na rys. 109 przedstawiono schemat przyłożenia obciążenia w postaci zestawu poziomych sił skupionych o zmiennym charakterze w czasie.





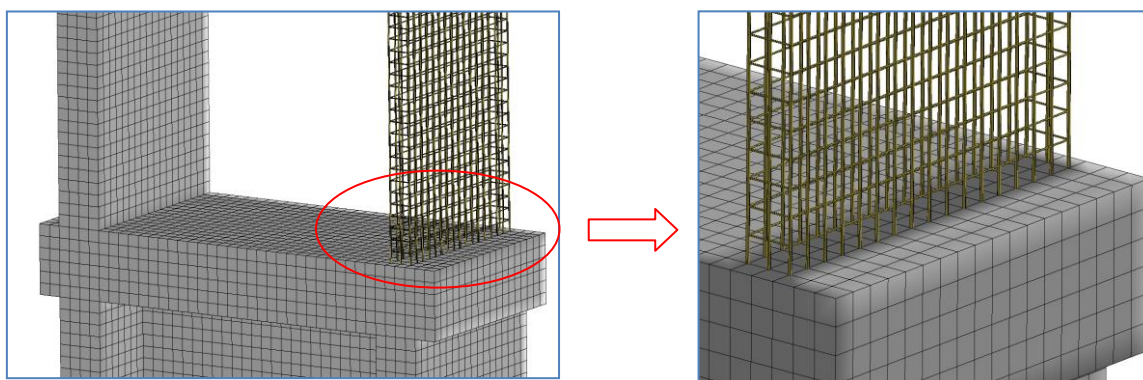
Rys. 108 Model 3D całego wiaduktu V17 w programie LS-DYNA



Rys. 109 Sposób przyłożenia i przebieg obciążenia w postaci siły poziomej przyłożonej do pomostu nad każdą z podpór

Zbrojenie w modelu zostało opisane przy użyciu belkowych elementów skończonych (rys. 110). W celu powiązania węzłów elementów bryłowych (SOLID), z których została wykonana podpora z węzłami elementów belkowych (BEAM) zbrojenia użyto metody konstruowania więzów CLIS (Constrained

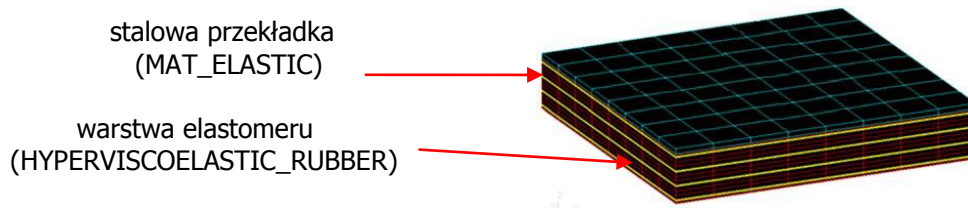
Lagrange In Solid) ([83] Moutoussamy 2011, [97] Schwer 2014). W metodzie tej dwie siatki MES nakładane są względem siebie w odpowiedniej konfiguracji geometrycznej oraz konstruowany jest wewnętrznie system wiązań tak, aby ruch siatek był spójny. Wymaganymi danymi wejściowymi są poszczególne części zbrojenia oraz betonu, przy czym zbrojenie uznawane jest za część tzw. slave sprzężoną z częścią betonową tzw. master.



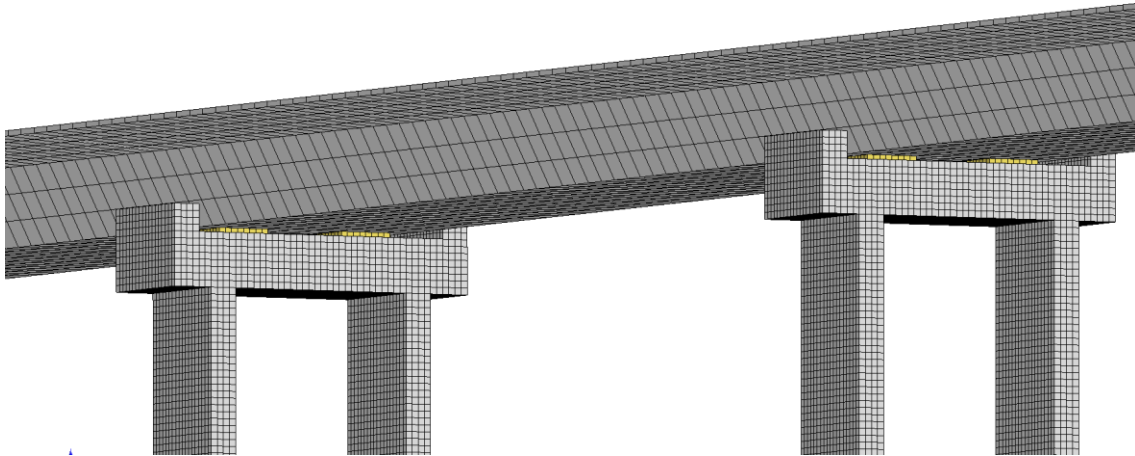
Rys. 110 Widok na zbrojenie podpory wykonane przy użyciu metody CLIS

Podpory utwierdzono w podstawie, a pomost na podporach oparto na łożyskach elastomerowych (rys. 111, 112). Zbudowane są one warstwowo. Na przemian układana jest warstwa elastomeru i stali, a następnie całość jest zwulkanizowana. Głównym komponentem do produkcji elastomeru jest kauczuk chloroprenowy, zbrojenie wykonane jest ze stali podwyższonej jakości S355. W modelu MES łożyska elastomerowe zostały wykonane przy użyciu materiału - MAT_77H_HIPERVISCOELASTIC_RUBBER ([104] Wang, Chen 2014).

Wartość parametrów właściwości materiału przyjętego do analizy: gęstość masy 10^3 kg/m^3 , moduł ścinania niezależny od częstotliwości ścinania $G = 19,4635 \text{ MPa}$, graniczna wartość naprężenia $SIGF = 0,3 \text{ MPa}$, współczynnik Poissona $\nu = 0,49$, stała zaniku (BSTART) - 0,0001, czas narastania = 0. W celu dokonania analizy deformacji stalowych przekładek został użyty model materiału MAT_ELASTIC o właściwościach: moduł Younga $E = 200 \text{ GPa}$, współczynnik Poissona $\nu = 0,29$. Kontakt pomiędzy częścią gumową, a przekładkami stalowymi został wykonany jako kontakt cierno-antypoślizgowy typu SLEB (rys. 137) ([74, 75] LS-DYNA Manual Keyword 2017).

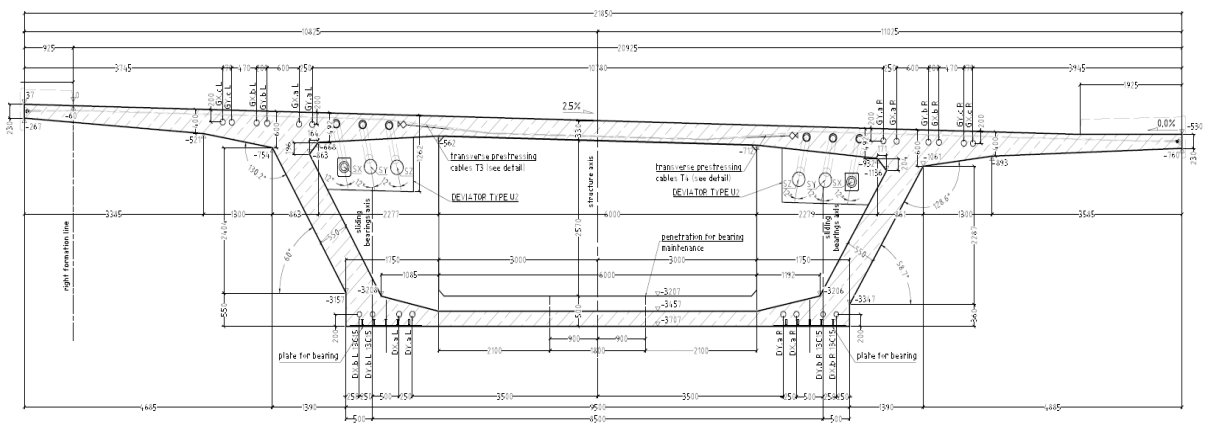


Rys. 111 Model łożyska elastomerowego użytego do oparcia pomostu na podporach

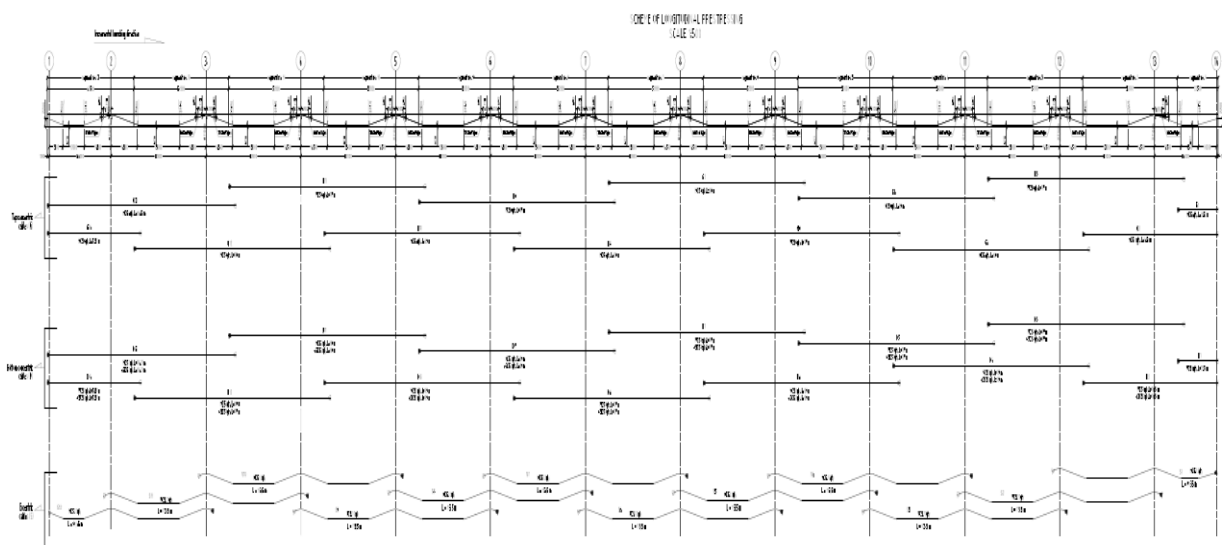


Rys. 112 Oparcie pomostu na podporze pośredniej za pośrednictwem łożysk elastomerowych, które zaznaczono kolorem żółtym

Model pomostu wiaduktu V17 wykonano w postaci konstrukcji sprężonej, której podstawowe dane geometryczne przedstawiono na rys. 113-114 ([34 Freyssinet 2012]). Sprężenie konstrukcji nośnej pomostu realizowane jest przez kable sprężające centryczne, znajdujące się zarówno w płycie górnej jak i dolnej, oraz kable ekscentryczne. Kable sprężające ekscentryczne biegną przez długość dwóch przęsła i są kotwione mijankowo na dewiatorach zlokalizowanych w płycie górnej. Kable są odchylane poprzez dewiatory pośrednie umiejscowione w płycie dolnej. Do sprężenia wewnętrznego wykorzystano kable systemu C firmy Freyssinet ([27] Freyssinet 2012). Sprężenie zewnętrzne zrealizowano kablami zewnętrznymi składającymi się z 7, 9 i 12 splotów o nominalnej średnicy 15,7 mm oraz nominalnej wytrzymałości na rozciąganie 1860 MPa. Poza zbrojeniem sztywnym w pomoście zastosowano również zbrojenie miękkie z prętów $\phi 40$ ze stali o wysokiej ciągliwości o granicy plastyczności 420 MPa. Pomost został podzielony na 13 segmentów.



Rys. 113 Schemat sprężenia pomostu wiaduktu V17 - przekrój poprzeczny



Rys. 114 Schemat sprężenia pomostu wiaduktu V17 - przekrój podłużny



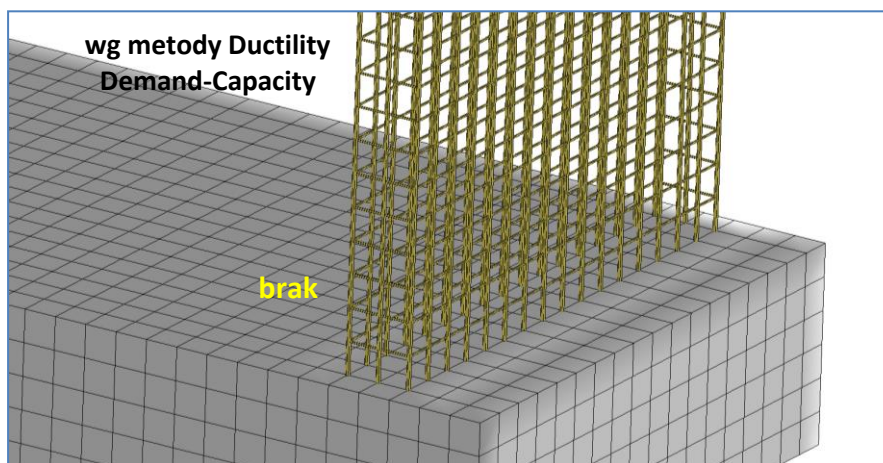
Rys. 115 Model numeryczny sprężenia oraz zbrojenia pomostu V17
(Na rys. 132 dostępny jest dodatkowy widok kabli sprężających oraz zbrojenia pomostu)

9.2 Analiza powstawania przegubów plastycznych w podporach pośrednich wiaduktu V17

Proces powstawania przegubów plastycznych w podporach pośrednich wiaduktu V17 z podrozdziału 9.1 został określony na podstawie obciążenia obiektu obciążeniem w postaci siły poziomej przyłożonej do pomostu nad każdą z podpór. Analiza została przeprowadzona w programie LS-DYNA.

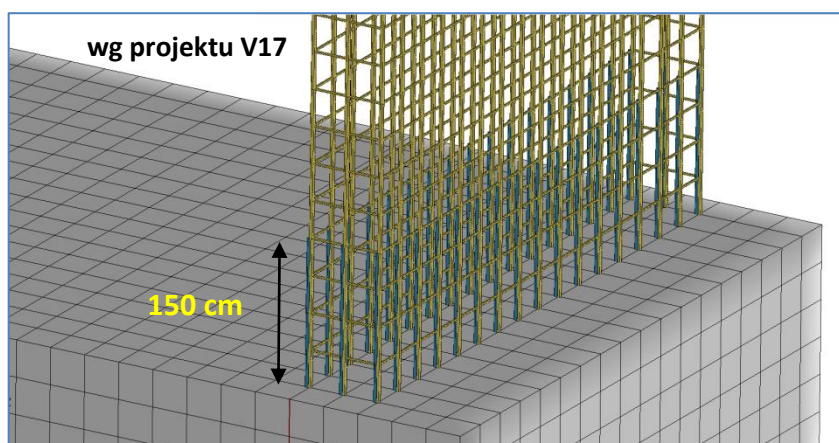
Obliczenia zostały wykonane dla trzech wariantów kształtowania zbrojenia w miejscu połączenia wiotkiej części podpory z częścią sztywną, tj. przewidywanej lokalizacji powstania przegubu plastycznego dolnego.

Pierwszy wariant zakłada wykonanie zbrojenia zgodnie z metodą ciągłości Ductility Demand-Capacity (rozdział 8) ([10] Caltrans 2004). Pręty pionowe podpory pośredniej przechodzą w sposób ciągły w miejscu połączenia części sztywnej i wiotkiej, bez uwzględnienia strefy przejściowej wiązania zbrojenia pomiędzy kończącym się zbrojeniem sztywnej części podpory, a zaczynającym się zbrojeniem wiotkiej części podpory (rys. 116).



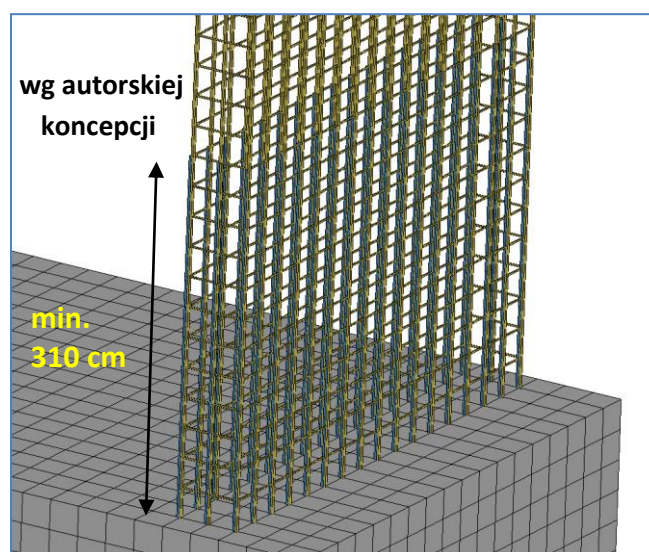
Rys. 116 Zbrojenie dolnej części podpory wiotkiej według metody Ductility Demand-Capacity

Drugi wariant zakłada wykonanie zbrojenia podpory zgodnie z docelowym konstrukcyjnym projektem wiaduktu V17. Projekt ten zakłada wykonanie strefy przejściowej wiązania zbrojenia pomiędzy częścią sztywną, a częścią wiotką podpory na wysokości 150 cm (rys. 117).

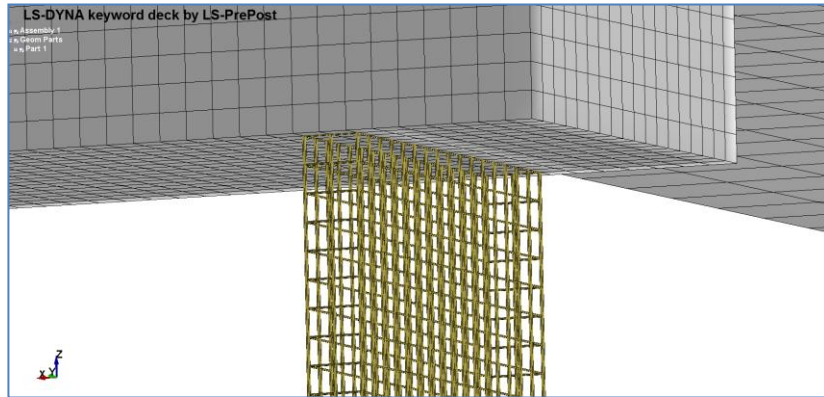


Rys. 117 Zbrojenie dolnej części podpory wiotkiej według projektu V17

Trzeci wariant zakłada wykonanie zbrojenia zgodnie z przeprowadzonymi obliczeniami wg rozwiązania własnego. Obliczenia przeprowadzono dla różnej wysokości strefy przejściowej pomiędzy sztywną, a wiotką częścią podpory zaczynając od wysokości 160 cm z krokiem przyrostu co 10 cm. Na podstawie przeprowadzonych analiz przyjęto najkorzystniejszą koncepcję, która zakłada wykonanie strefy przejściowej wiązania zbrojenia na wysokości min. 310 cm (rys. 118).

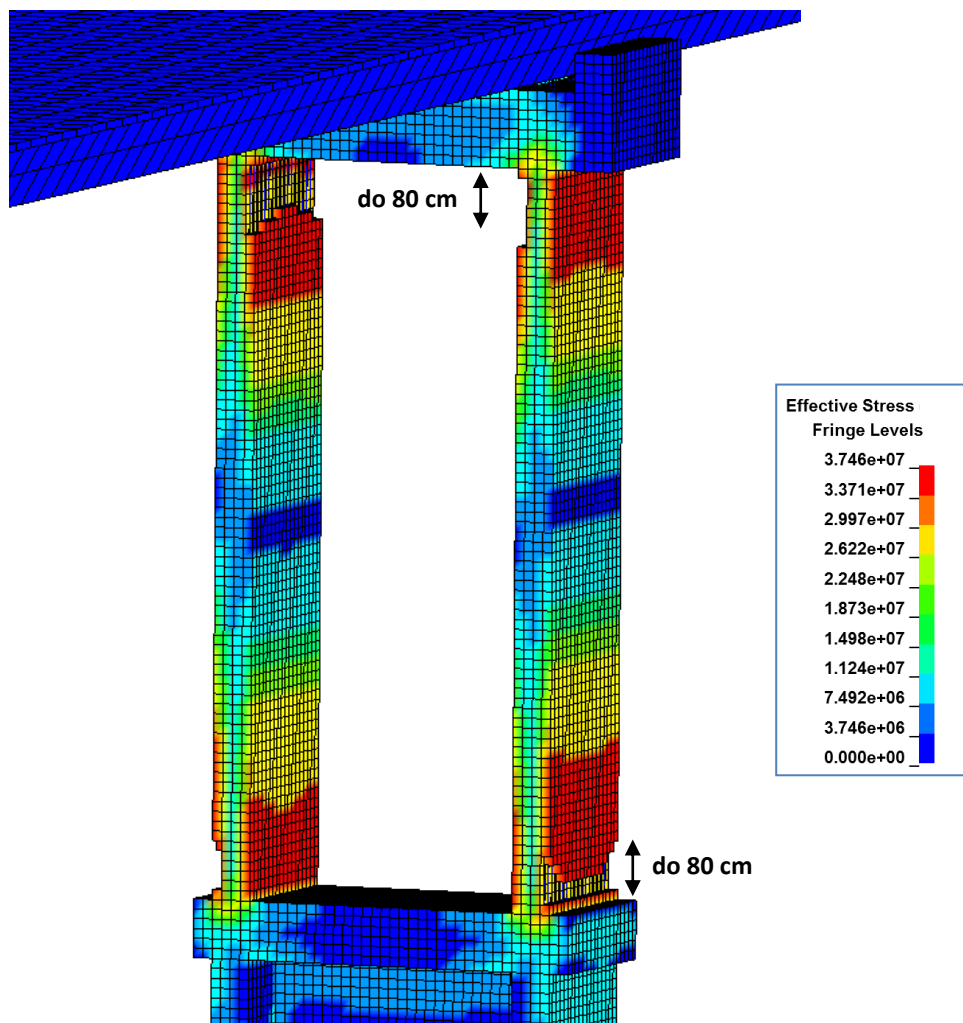


Rys. 118 Zbrojenie dolnej części podpory wiotkiej według autorskiego rozwiązania

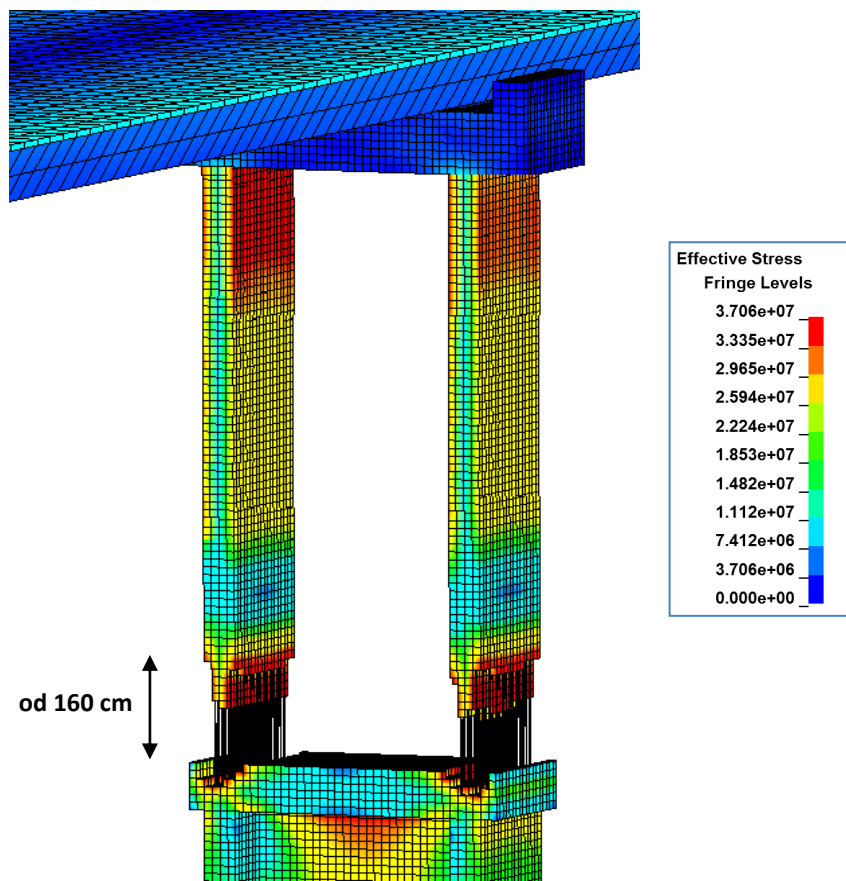


Rys. 119 Zbrojenie górnej części podpory wiotkiej

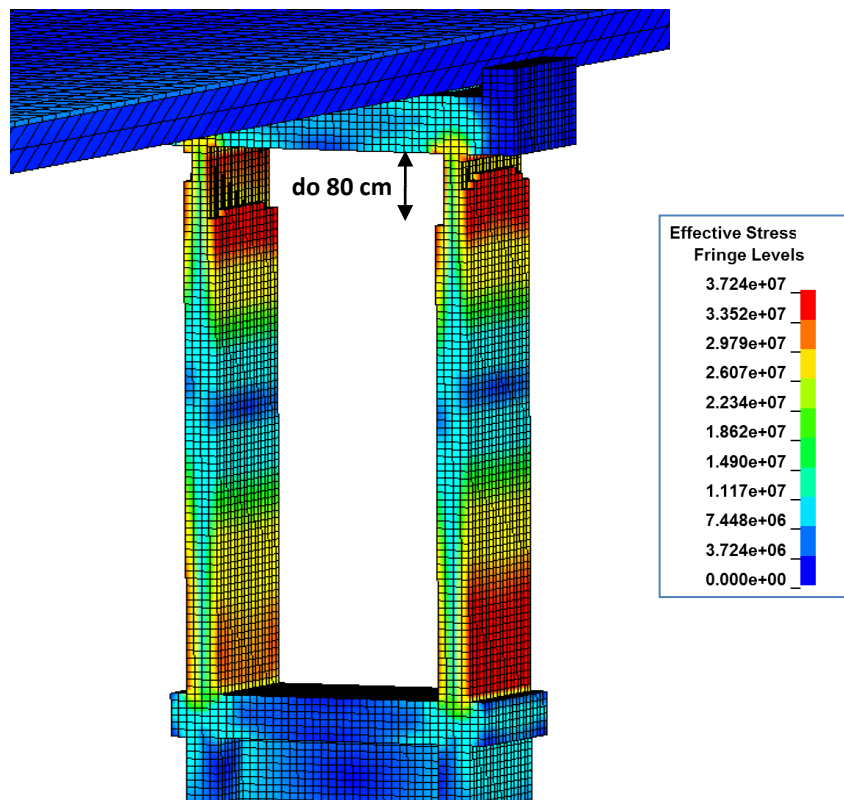
Na rys. 120-122 przedstawiono mapy naprężeń efektywnych z degradacją materiału podpory pośredniej nr 8 dla 3 wariantów kształtowania zbrojenia.



Rys. 120 Zniszczenia podpory pośredniej nr 8 - zbrojenie wg Ductility Deman-Capacity

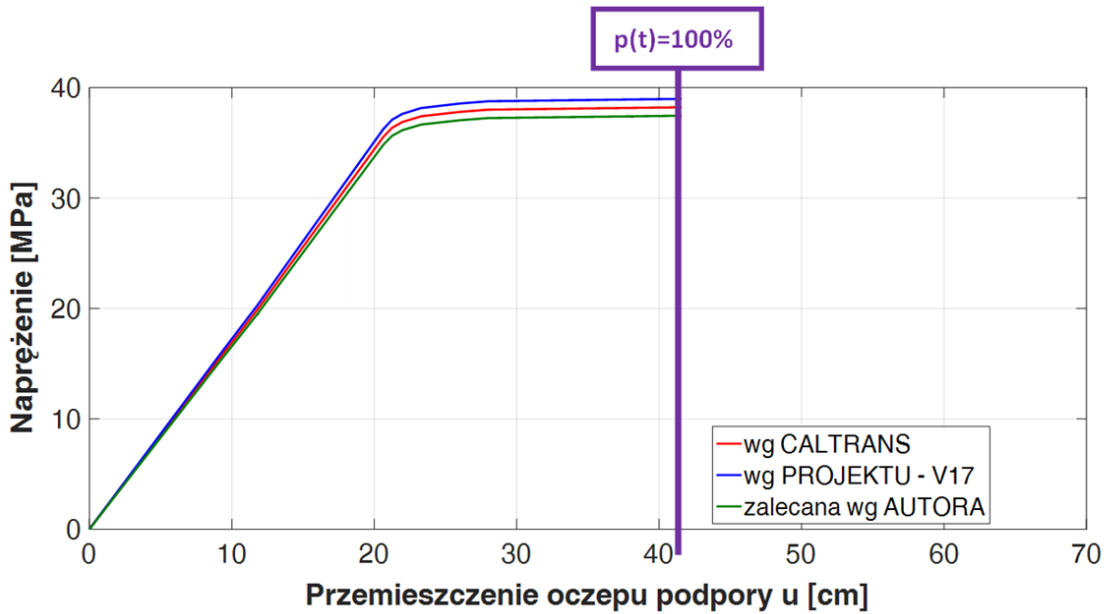


Rys. 121 Zniszczenia podpory pośredniej nr 8 - zbrojenie wg projektu V17

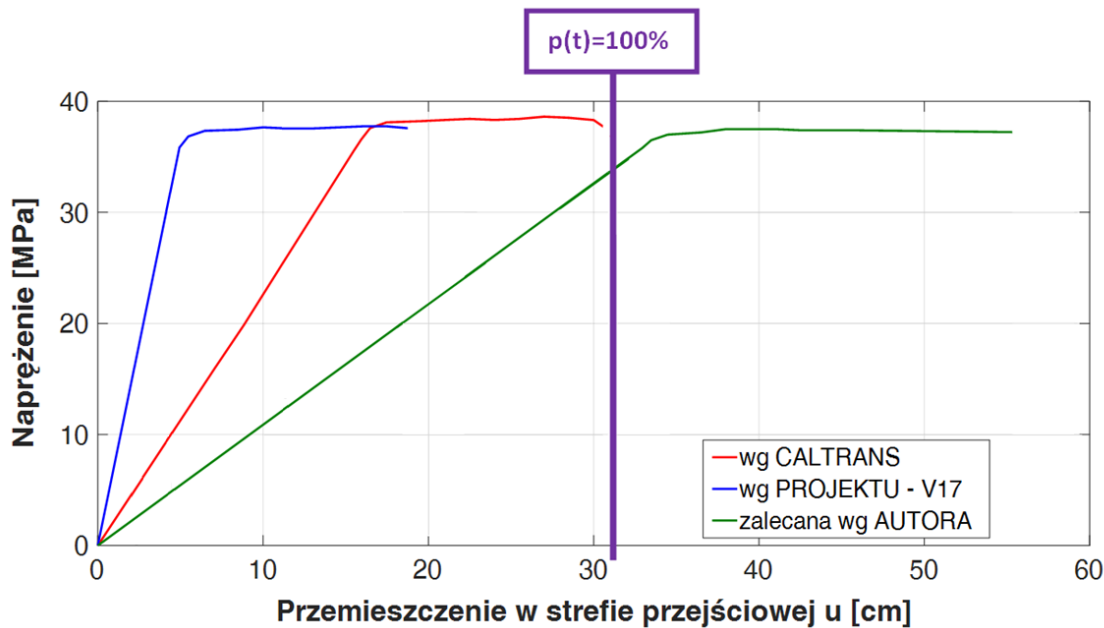


Rys. 122 Zniszczenia podpory pośredniej nr 8 - zbrojenie wg rozwiązania własnego

Na kolejnych rysunkach przedstawiono nieliniowe ścieżki równowagi zależności naprężenie - przemieszczenie oczepu podpory oraz naprężenie - przemieszczenie w strefie przejściowej od obciążenia siłą poziomą dla 3 wariantów kształtowania zbrojenia.



Rys. 123 Wykres uplastycznienia górnej części podpory wiotkiej (przegub plastyczny górny) - podpora pośrednia nr 8



Rys. 124 Wykres uplastycznienia dolnej części podpory wiotkiej (przegub plastyczny dolny) - podpora pośrednia nr 8

Uzyskane wyniki wskazują, że dla wariantu kształtowania zbrojenia według metody Ductility Demand-Capacity (CALTRANS) przeguby plastyczne dolne powstaną na długości 80 cm nad półką łączącą część sztywną oraz wiotką podpory pośredniej (rys. 120). Uplastycznienie przekroju w dolnej części podpory wiotkiej rozpocznie się po osiągnięciu przemieszczenia o wartości 17 cm (rys. 124). Przegub plastyczny dolny oraz górny powstanie w przybliżonym czasie.

Wariant drugi zakładał wykonanie zbrojenia zgodnie z projektem konstrukcyjno-wykonawczym wiaduktu V17 tj. wykonanie w strefie przejściowej wiązania zbrojenia pomiędzy częścią sztywną, a częścią wiotką podpory na wysokość 150 cm (rys. 117). Uzyskane wyniki wykazały, że przegub plastyczny dolny pojawi się na długości 160 cm, tj. w miejscu zakończenia zbrojenia wyprowadzonego ze sztywnej części podpory (rys. 121). Uplastycznienie przekroju rozpocznie się już po uzyskaniu przemieszczenia podpory o wartości 7 cm (rys. 124).

Trzeci wariant zakładał wykonanie zbrojenia zgodnie z przeprowadzonymi obliczeniami według rozwiązania autorskiego. W koncepcji tej wykonano w strefie przejściowej wiązanie zbrojenia pomiędzy kończącym się zbrojeniem sztywnej części podpory, a zaczynającym się zbrojeniem wiotkiej części podpory w odległości 310 cm (rys. 118). Dla takiego rozwiązania uplastycznienie przekroju w dolnej części podpory wiotkiej rozpocznie się po osiągnięciu przemieszczenia o wartości 34 cm (rys. 124). Dodatkowo długość strefy uplastycznienia na ścieżce równowagi zwiększy się 2-krotnie w porównaniu z założeniami kształtowania zbrojenia według metody Ductility Demand-Capacity (CALTRANS) oraz projektu V17. W przypadku górnej części wiotkiej podpory, sposób kształtowania zbrojenia w każdym z trzech wariantów jest jednakowy (rys. 119). Na podstawie uzyskanych wyników (rys. 123) przebieg krzywej naprężenie - przemieszczenie oczepu podpory jest praktycznie identyczny. Uplastycznienie przekroju rozpocznie się przy wychyleniu rzędu 22 cm, natomiast długość strefy uplastycznienia wyniesie około 40 cm (rys. 123).

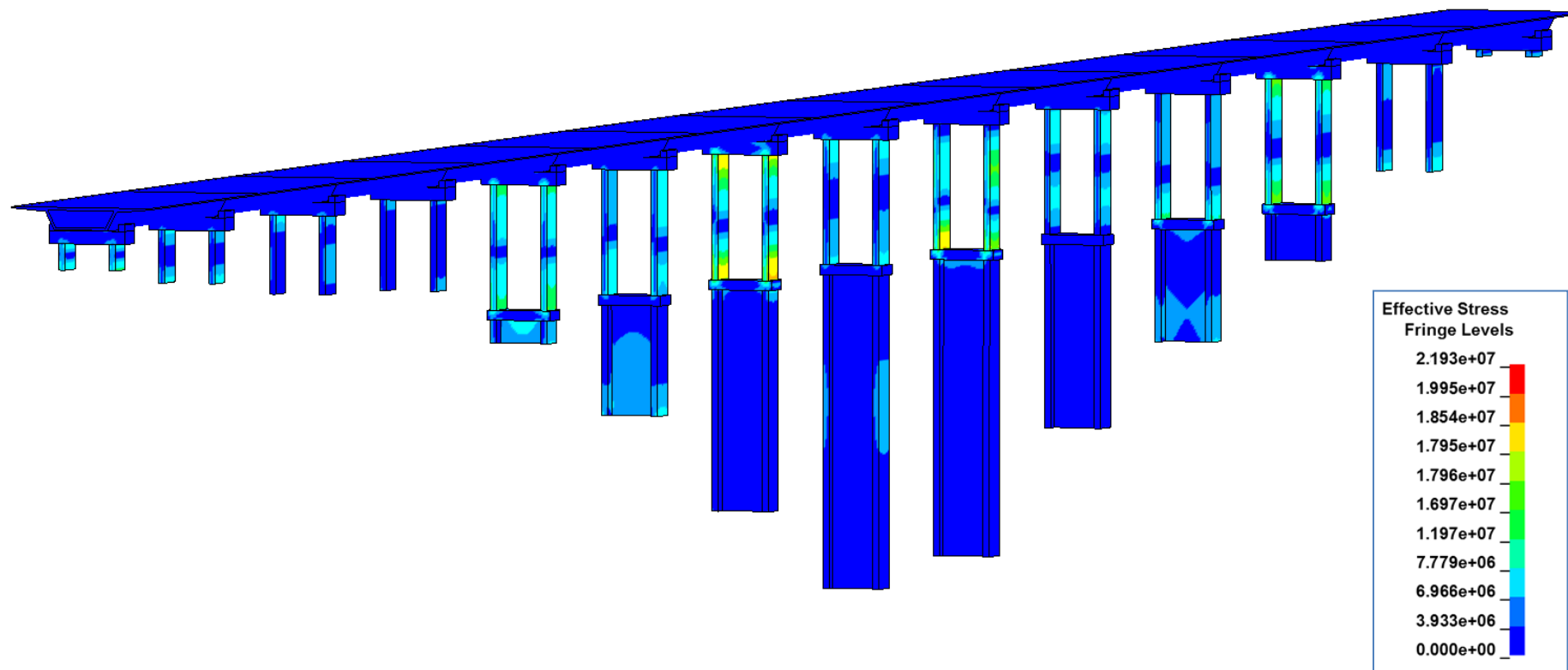
9.3 Analiza zniszczeń wiaduktu V17 w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2

Analiza zniszczeń wszystkich podpór pośrednich wiaduktu V17 z podrozdziału 9.1 została określona na podstawie obciążenia obiektu trzęsieniem ziemi Kocaeli dla poziomu intensywności D1, D2, D3 zgodnie z wymogami projektowymi z rozdziału 1 - w najintensywniejszym przypadku obciążenia kontrolowane zniszczenie powinno wystąpić w górnej części podpór pośrednich poprzez utworzenie się przegubów plastycznych, a pomost nie powinien spaść z podpór pośrednich. Aby przeprowadzona analiza była zgodna z podejściem normowym DLH ([21] DLH 2008), uwzględniającym poziom trzęsienia ziemi D1, D2, D3, sygnał obciążeniem trzęsieniem ziemi Kocaeli z rozdziału 3 (rys. 16) pomnożono przez odpowiednie współczynniki na podstawie map z rys. 17-19 (rozdział 3).

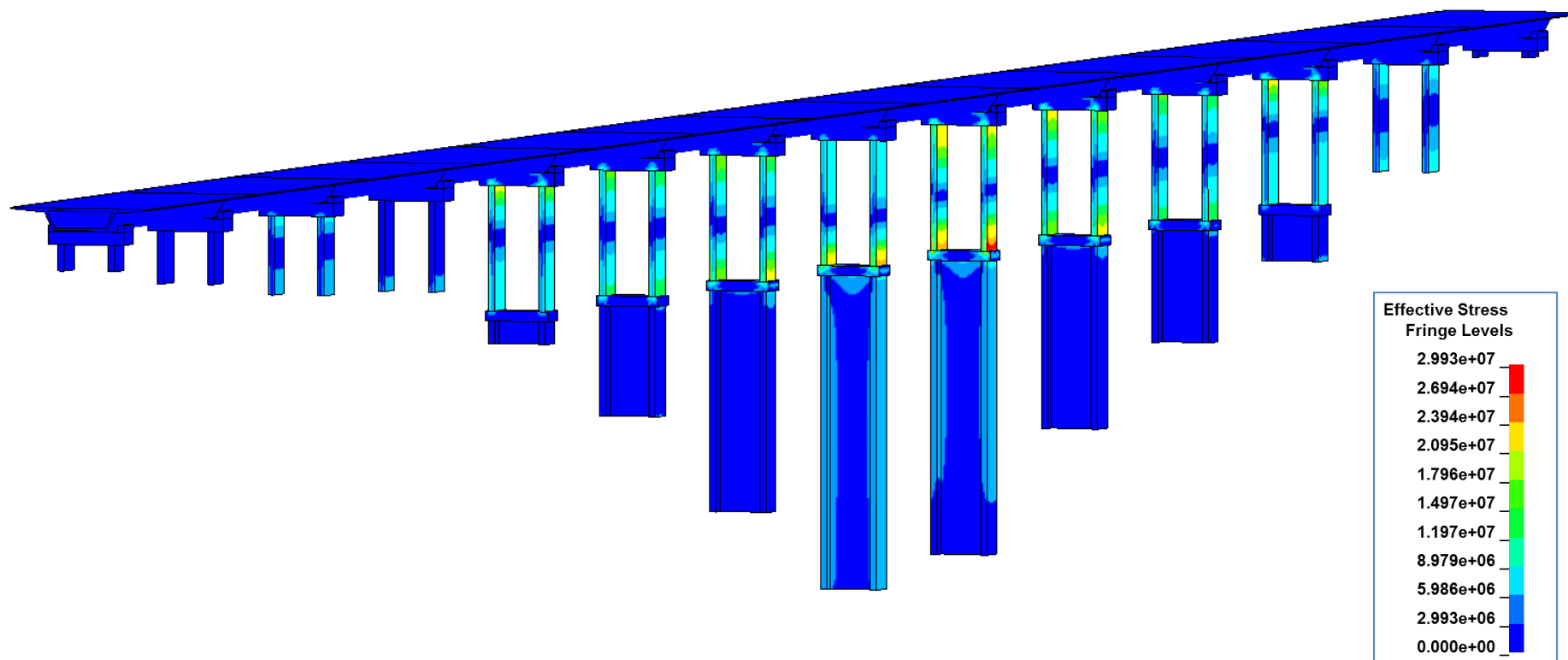
Model 3D wiaduktu V17 wykonano w programie LS-DYNA. W celu przeprowadzenia obliczeń wykorzystano Tryton dostępny poprzez Trójmiejską Akademicką Sieć Komputerową (TASK), który składa się z 3214 procesorów i 38568 rdzeni zdolnych wykonać 1,84 miliarda operacji na sekundę. Jest to jeden z najszybszych komputerów w Polsce. Czas obliczeń wiaduktu V17 na obciążenia Kocaeli wynosił 18 godzin. W przypadku użycia do analizy standardowego komputera klasy PC czas obliczeń wyniósłby 6 520 godzin (ok. 1 roku).

Poniżej przedstawiono wyniki predykcji zniszczeń wiaduktu V17 od obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli w zależności od sposobu kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej: według założeń koncepcji ciągłości Ductility Demand Capacity (**WARIANT I**), według docelowego projektu wiaduktu V17 (**WARIANT II**) oraz według propozycji własnej autora pracy (**WARIANT III**).

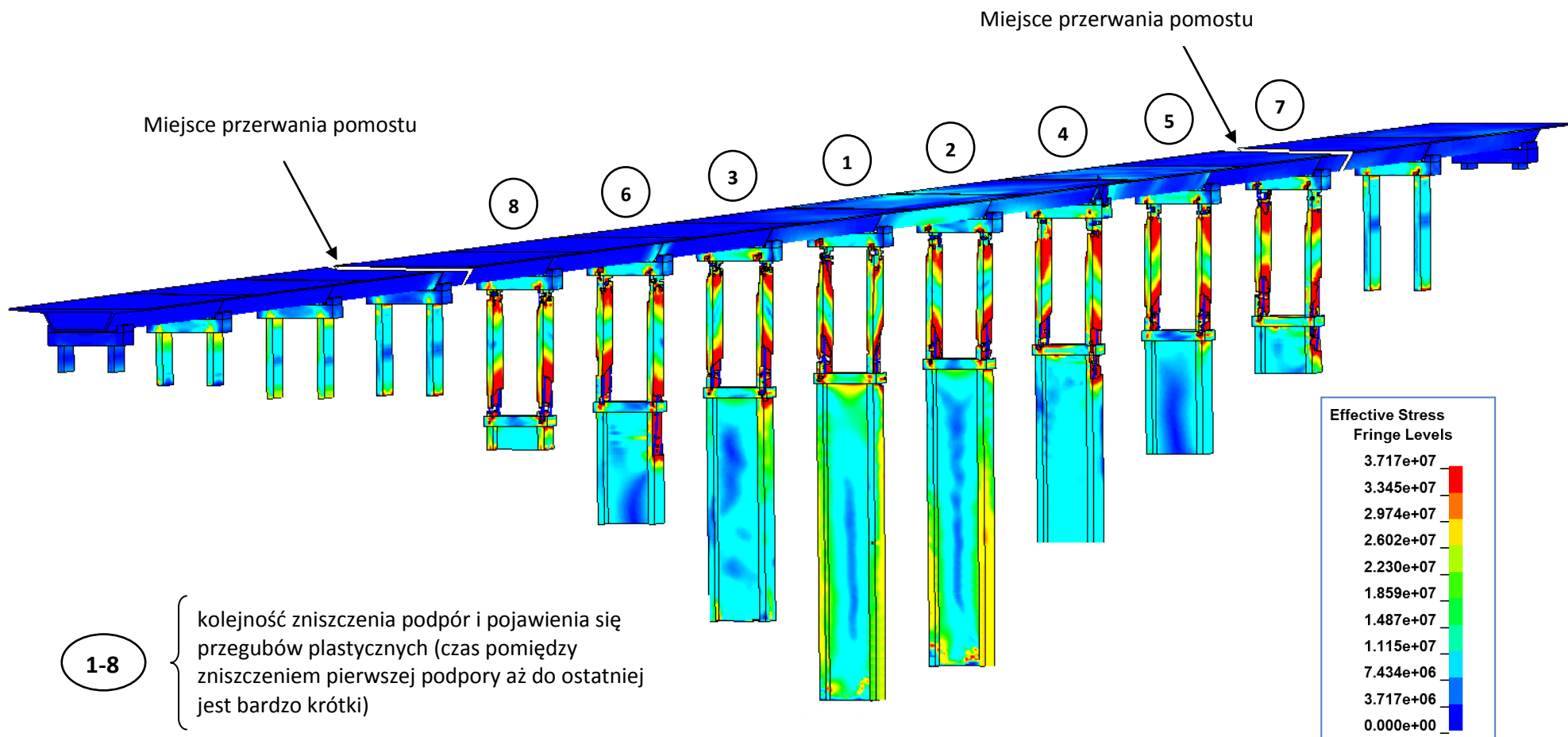
9.3.1 Wyniki WARIANT I - kształtowanie zbrojenia według metody koncepcji ciągłości Ductility Demand-Capacity



Rys. 125 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według założeń metody ciągłości Ductility Demand Capacity (CALTRANS) - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomem D1**



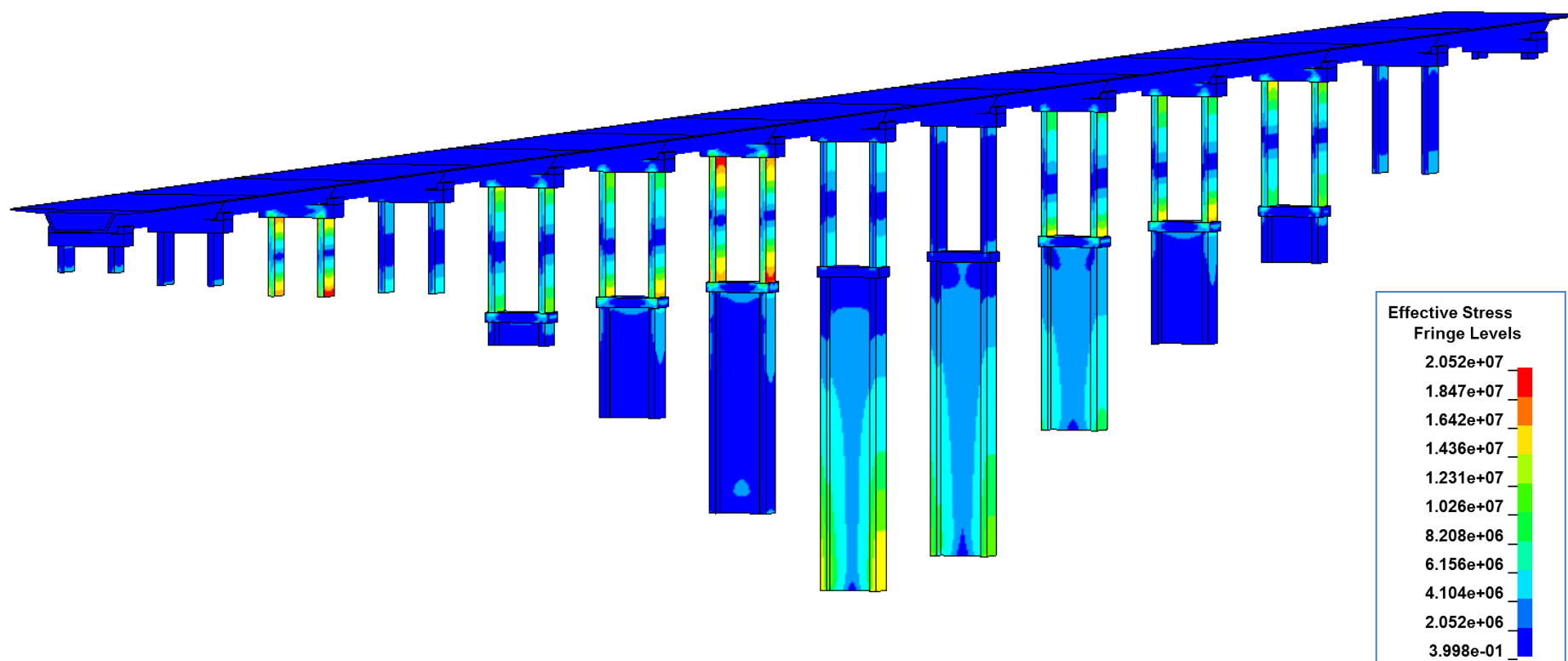
Rys. 126 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według założeń metody ciągłości Ductility Demand Capacity (CALTRANS) - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D2**



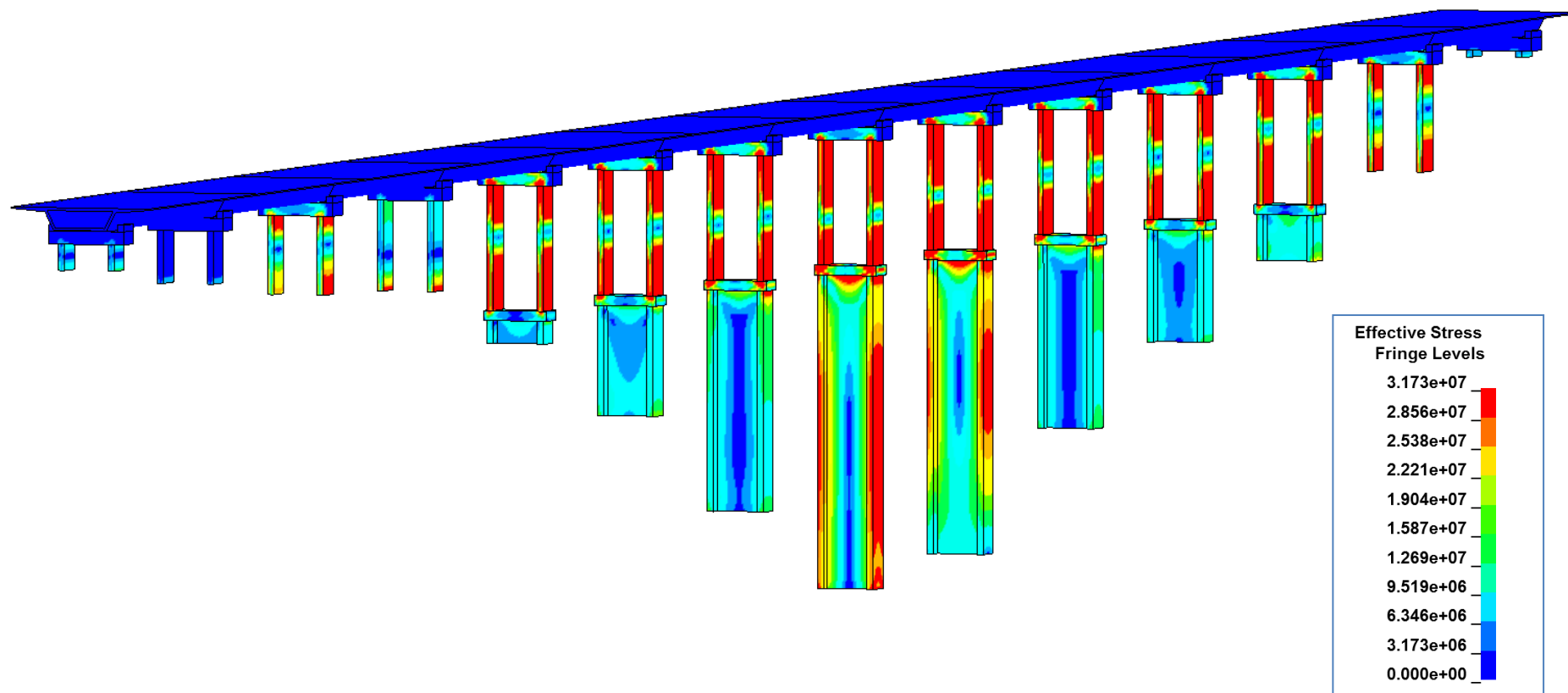
Rys. 127 Analiza zniszczeń wiaduktu V17 - według założeń metody ciągłości Ductility Demand Capacity (CALTRANS) - **stan wiaduktu po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomem D3**



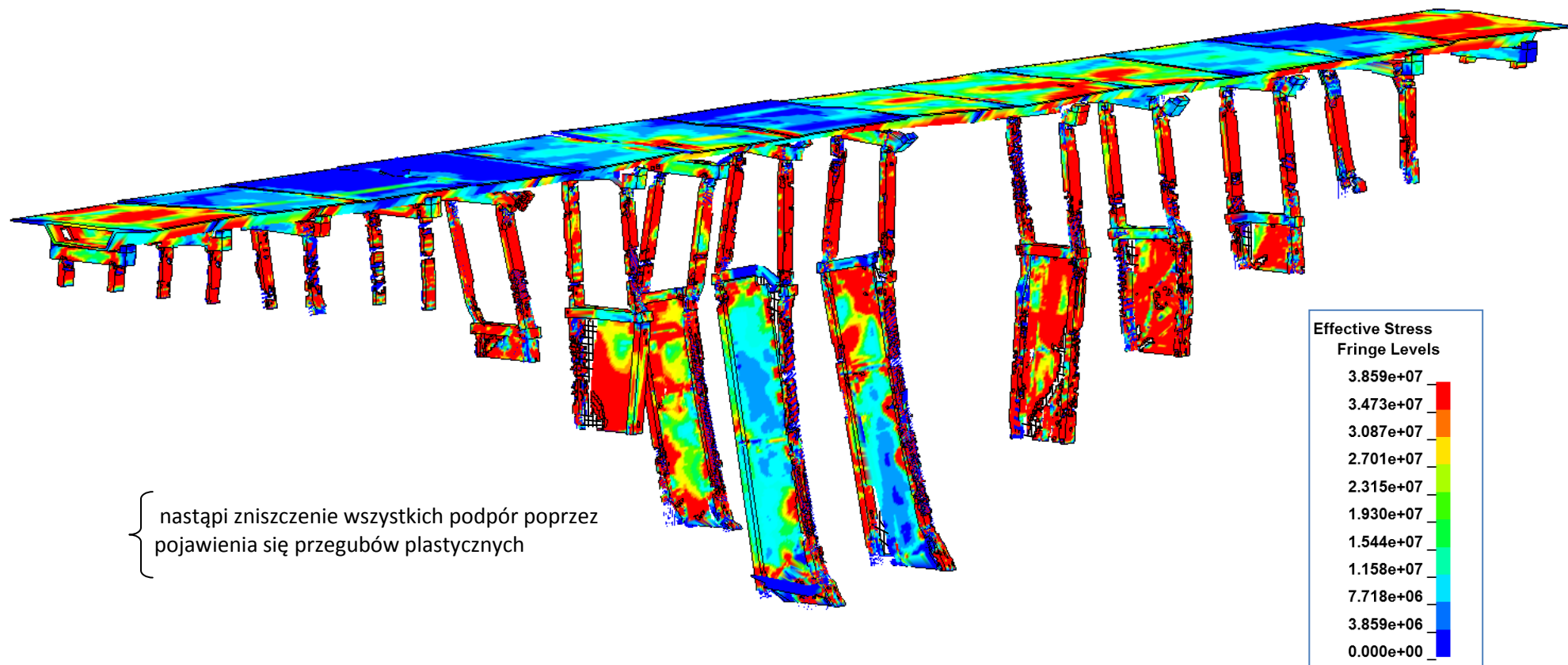
9.3.2 Wyniki WARIANT II - kształtowanie zbrojenia według konstrukcyjno-wykonawczego projektu V17



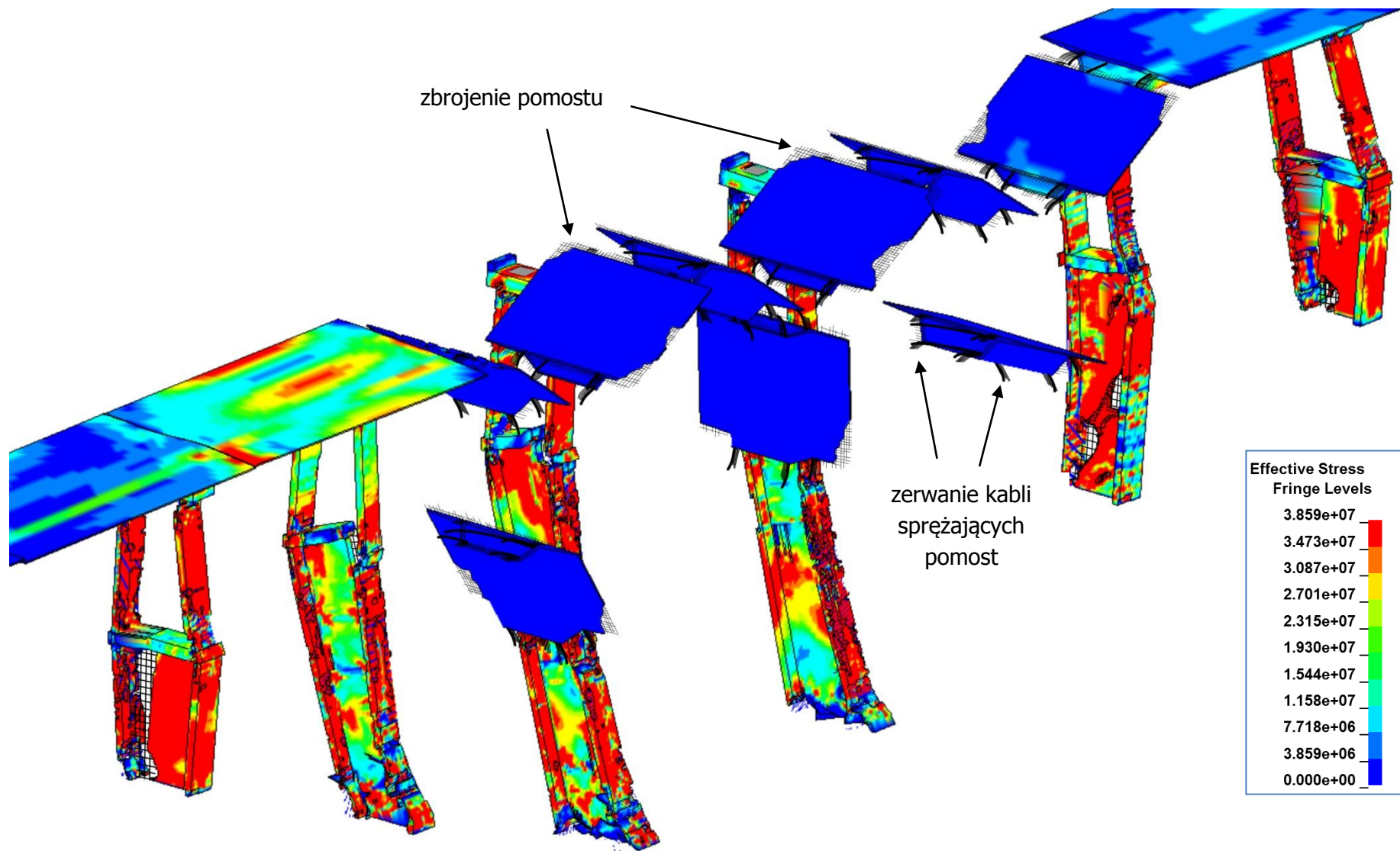
Rys. 128 Analiza zniszczeń wszystkich podpór pośrednich wiaduku V17 - według projektu wiaduku V17 (projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D1**



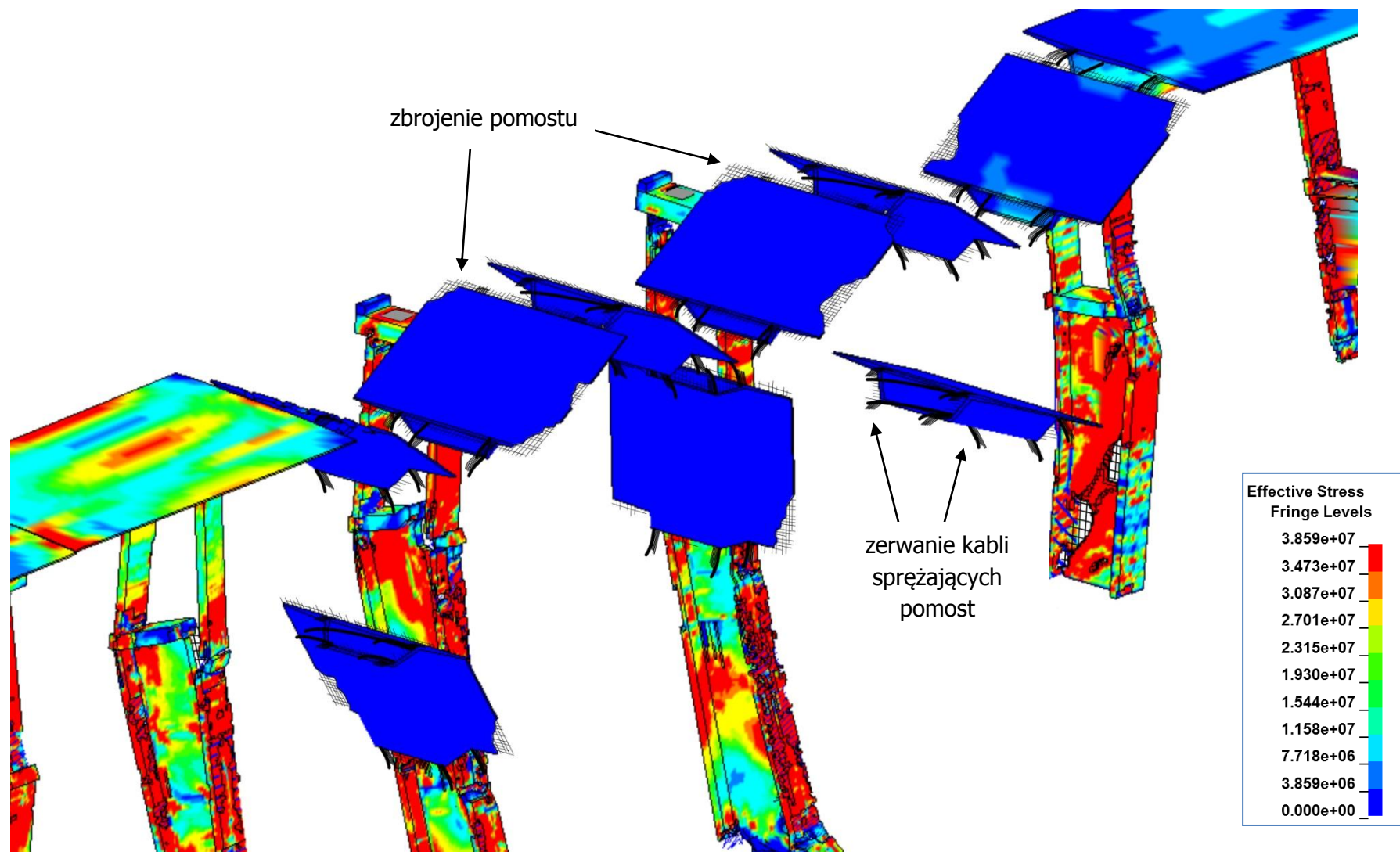
Rys. 129 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według projektu wiaduku V17 (projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D2**



Rys. 130 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według projektu wiaduku V17 (projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan wiaduku w czasie $t=70$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**

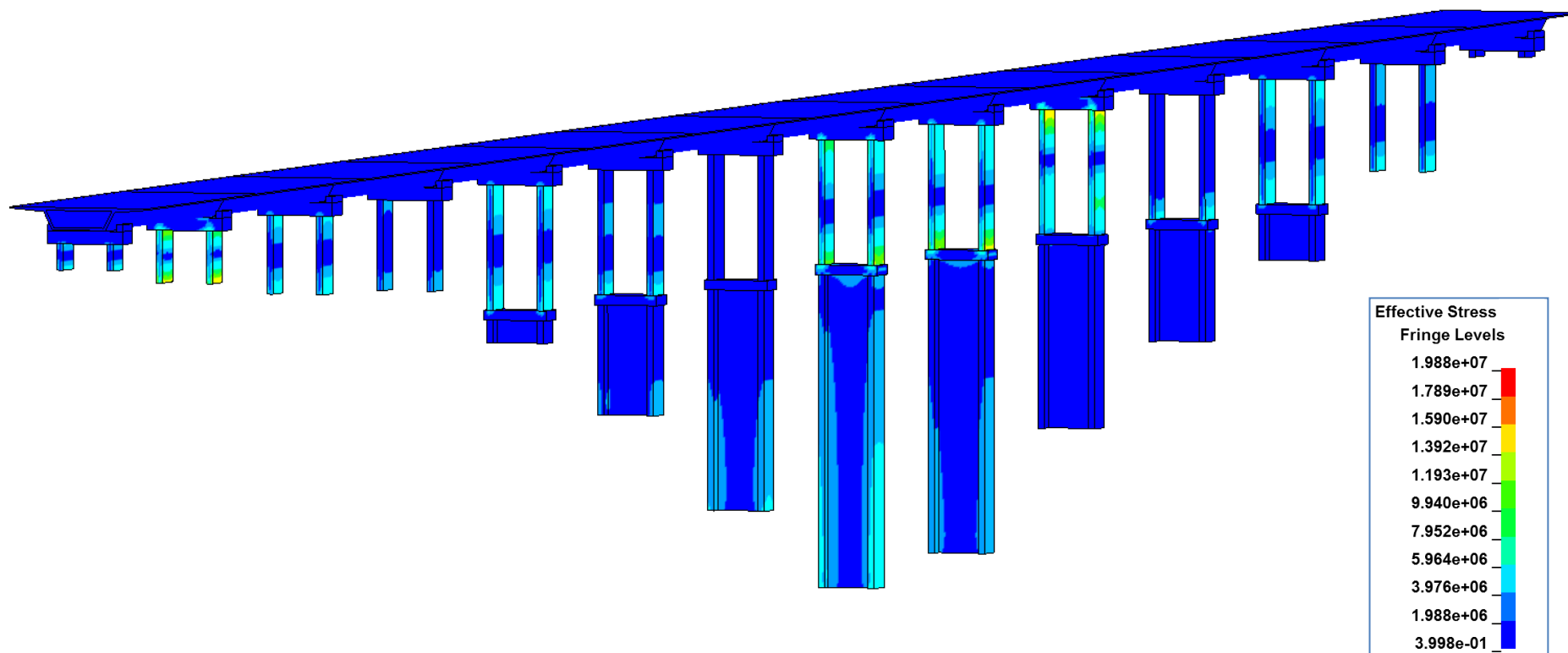


Rys. 131 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według projektu wiaduku V17 (projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan wiaduku po czasie $t=72$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**

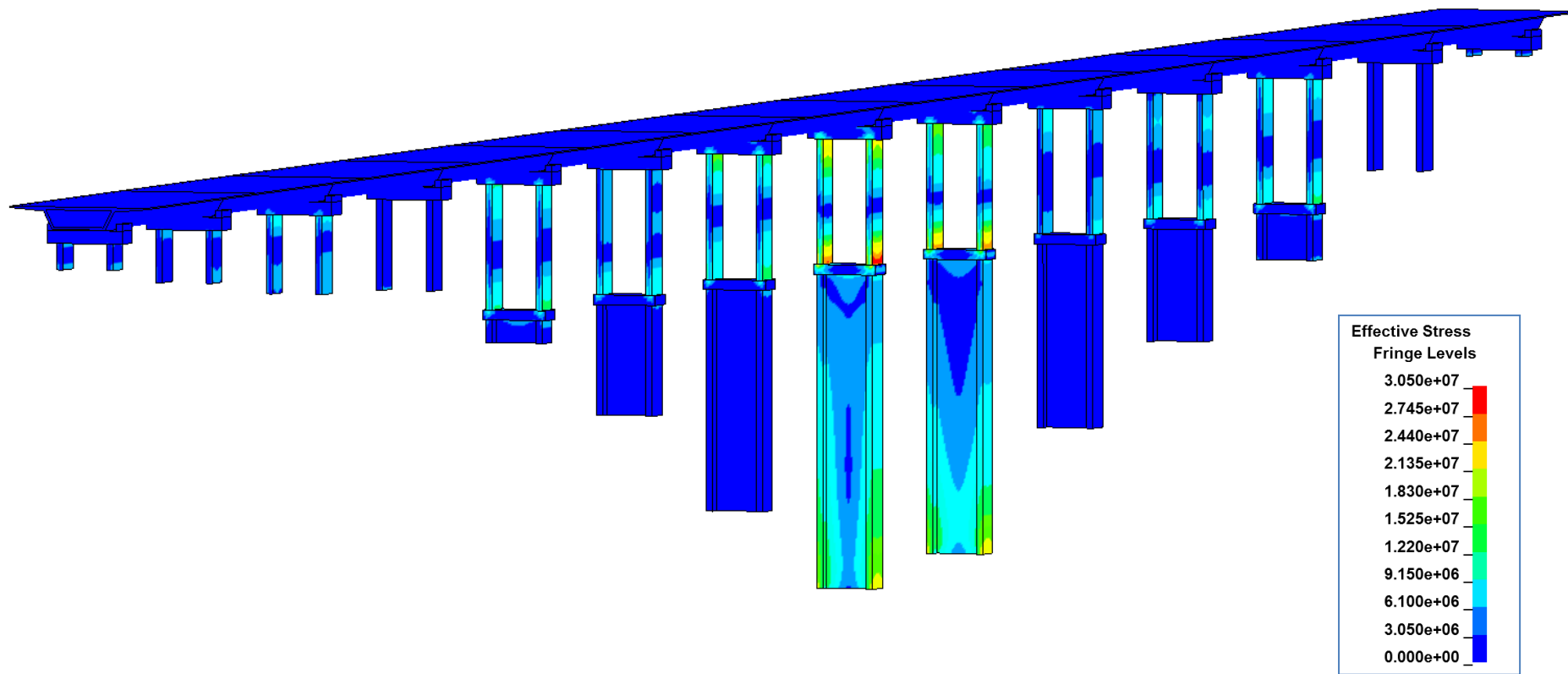


Rys. 132 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według projektu wiaduku V17 (projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan wiaduku po czasie $t=72$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**

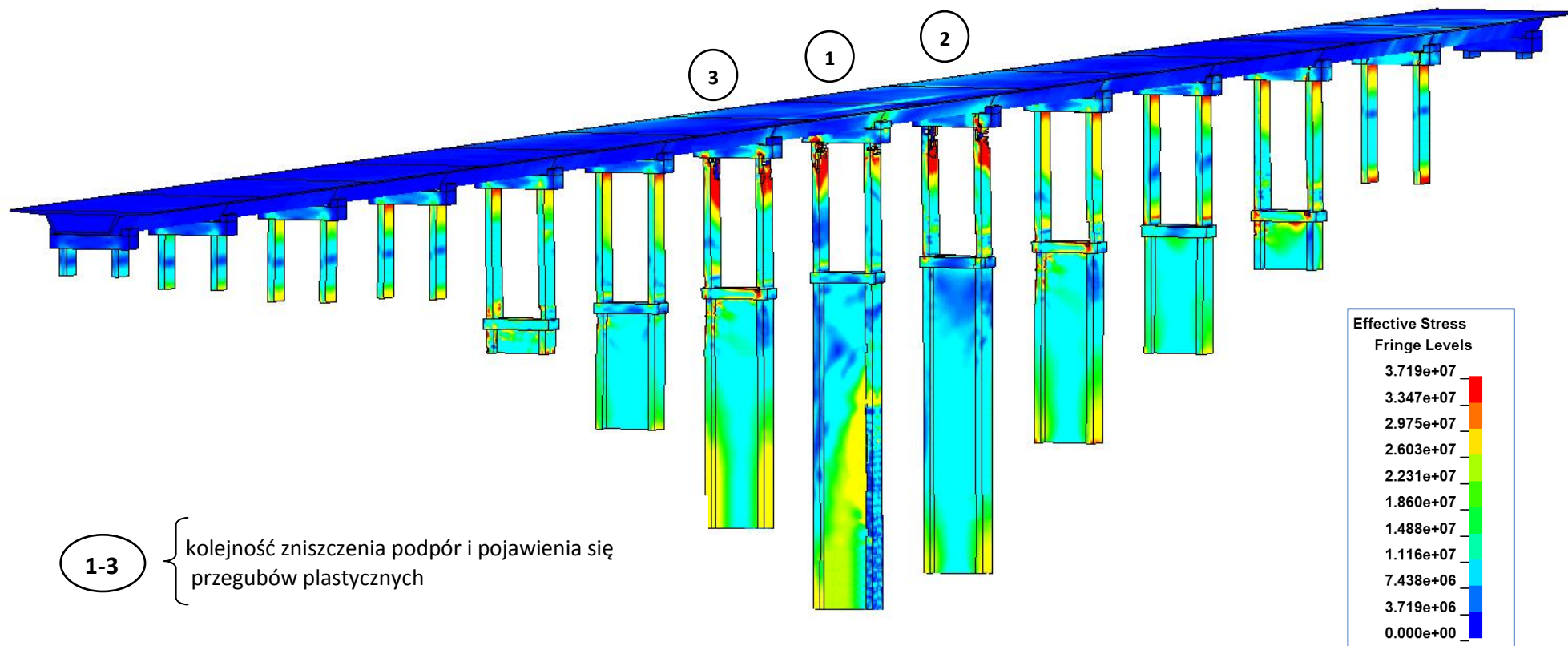
9.3.3 Wyniki WARIANT III - kształtowanie zbrojenia według rozwiązania autorskiego pracy



Rys. 133 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według rozwiązania autorskiego - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D1**

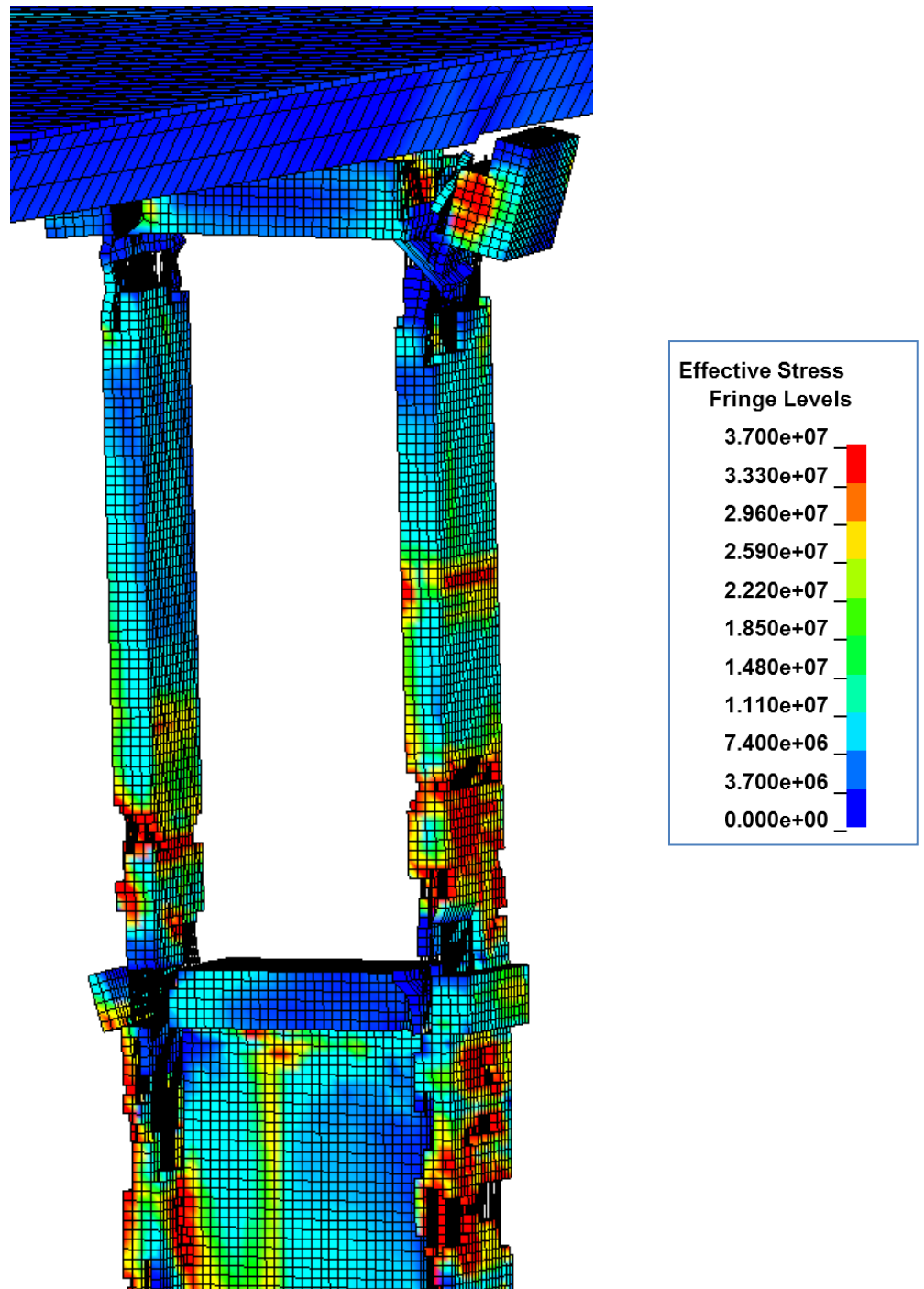


Rys. 134 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według rozwiązania autorskiego - ***stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D2***

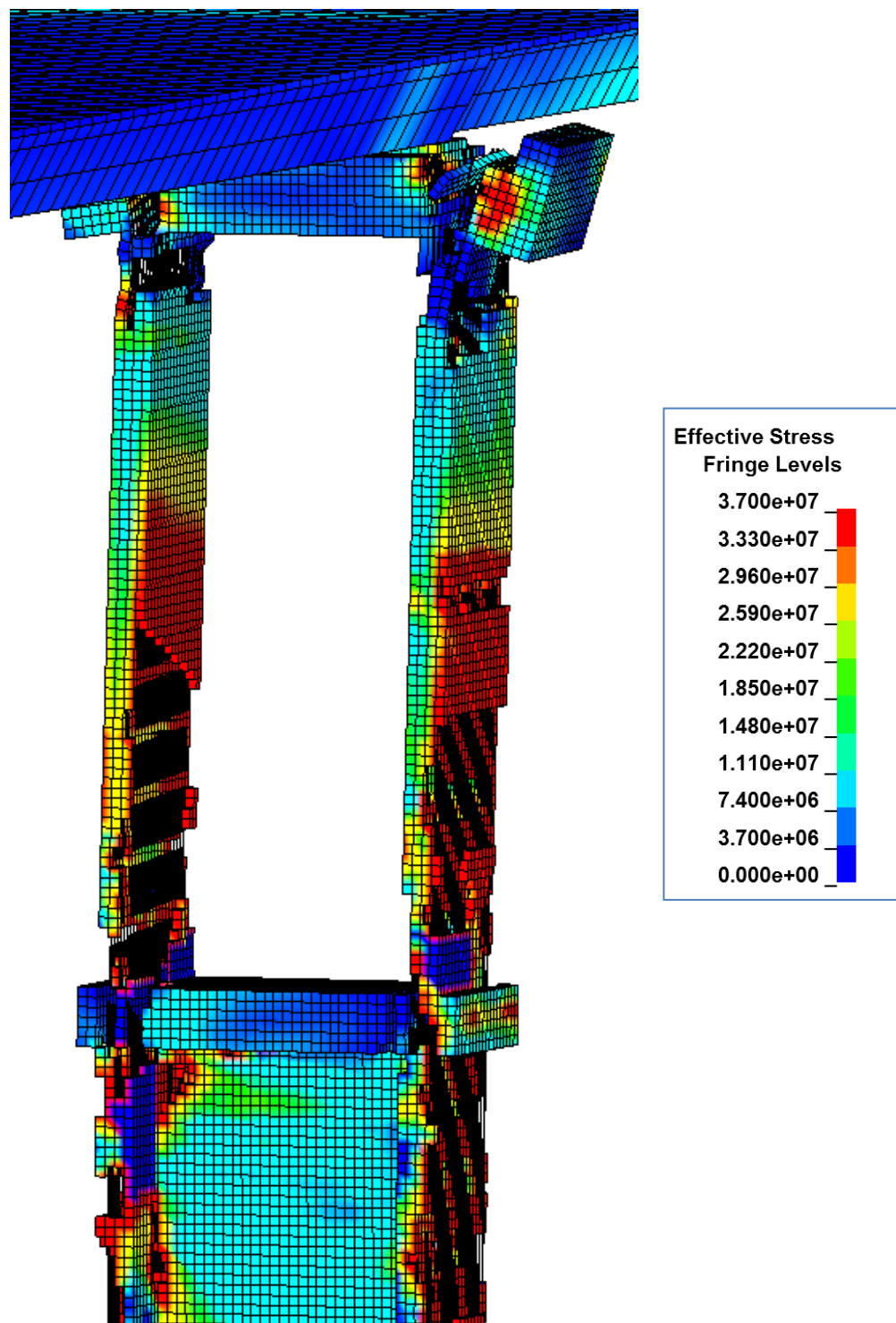


Rys. 135 Analiza zniszczeń wiaduku V17 - według rozwiązania autorskiego - **stan wiaduku po czasie $t=100$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**

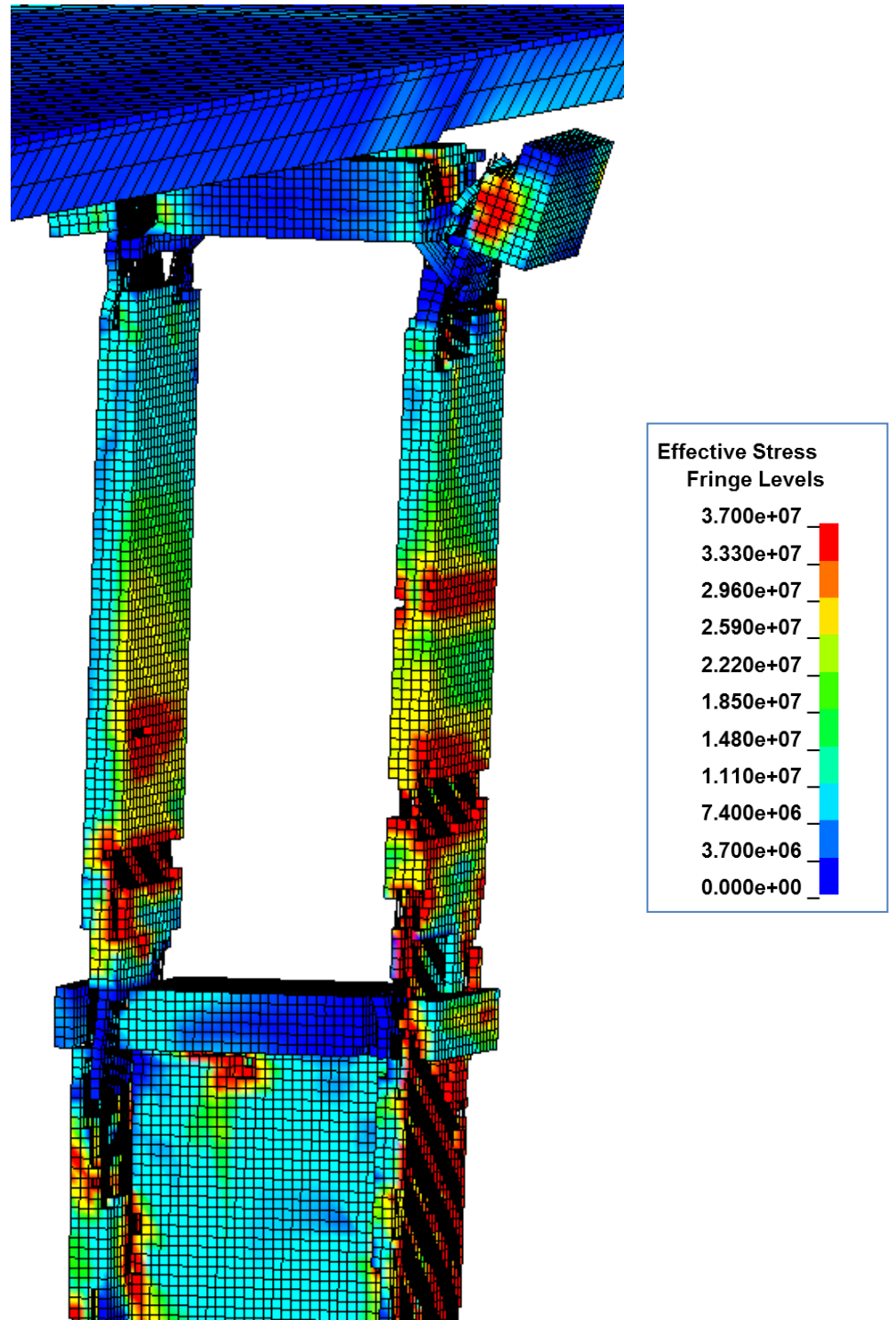
9.3.4 Zniszczenie podpór pośrednich w czasie największej amplitudy drgań $t=22$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3 - wg projektu V17



Rys. 136 Zniszczenie podpory nr 7 - według projektu wiaduku V17
(projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan podpory w czasie największej amplitudy drgań $t=22$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**



Rys. 137 Zniszczenie podpory nr 8 - według projektu wiaduku V17
(projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan podpory w czasie największej amplitudy drgań $t=22$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**



Rys. 138 Zniszczenie podpory nr 9 - według projektu wiaduku V17
(projekt konstrukcyjno-wykonawczy) - **stan podpory w czasie największej amplitudy drgań $t=22$ [s] trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3**

Na rys. 127 przedstawiono stan zniszczeń wiaduku V17, w którym zbrojenie miękkie zostało wykonane zgodnie z założeniami metody ciągłości Ductility Demand-Capacity po czasie $t=100$ s trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3. Na rysunku tym widać bardzo wyraźnie miejsce przerwania pomostu w dwóch miejscach, po obydwu stronach wiaduku pomiędzy podporami składającymi się z dwóch części (sztywnej i wiotkiej), a podporami składającymi się z jednej części (tylko wiotkiej). Podczas drgań obiektu przeguby plastyczne pojawią się tylko na podporach składających się z dwóch części, które znajdują się pomiędzy liniami przerwania pomostu.

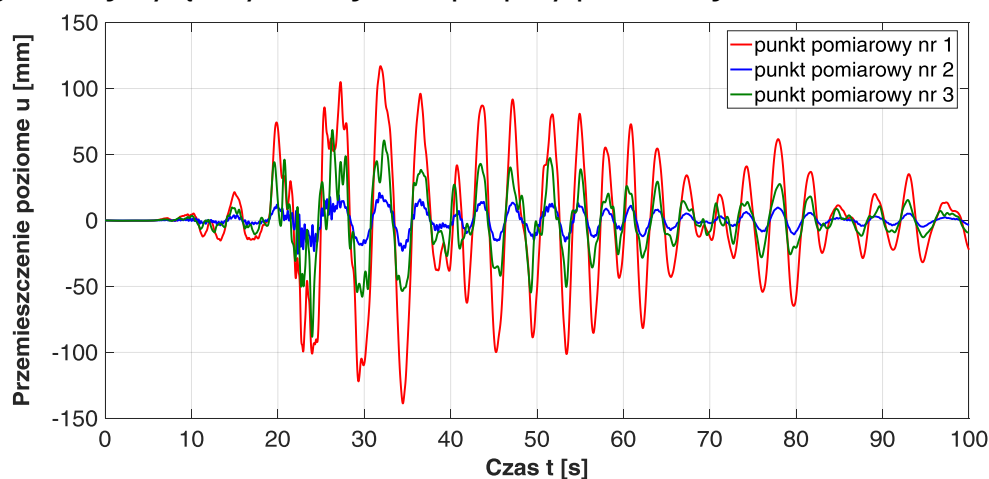
Na rys. 130 przedstawiony został stan zniszczeń wiaduku w czasie $t=72$ s trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3, w którym zbrojenie ukształtowano zgodnie z projektem konstrukcyjno-wykonawczym wiaduku V17. Wiadukt ulegnie całkowitemu zniszczeniu po czasie 72 s (wyk. 131-132). Pomost po zerwaniu kabli sprężających spadł z podpór pośrednich. Przeguby plastyczne pojawiły się w pierwszej kolejności w dolnej części podpory wiotkiej, co spowodowało zapadnięcie się górnej części podpory do całkowitej destrukcji wiaduku. Na rys. 136-138 przedstawiony został przykładowy stan zniszczenia podpory numer 7, 8 i 9 w czasie największej amplitudy drgań $t=22$ s trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3. Na tym przykładzie z można zaobserwować różnice uzyskanych wyników zniszczenia pomiędzy analizą wykorzystującą obciążenie statyczne wzrastające liniowo (rys. 120-122), a analizą wykorzystującą obciążenie dynamiczne w postaci drgań (rys. 136-138). W tym drugim przypadku podpora ulega degradacji od drgań przenoszonych z gruntu na konstrukcję. Następujące w krótkim czasie po sobie wychylenia podpory raz w jedną, raz drugą stronę powodują, że ulega szybszemu zniszczeniu niż w przypadku statycznego obciążenia zwiększanego liniowo.

Na rys. 135 przedstawiony został stan zniszczeń wiaduku V17, w którym zbrojenie zostało wykonane według koncepcji autorskiej. Po czasie $t=100$ s trwania trzęsienia ziemi Kocaeli z poziomu D3 wiadukt uległ zniszczeniu w kontrolowanych miejscach. Przeguby plastyczne pojawiły się w trzech

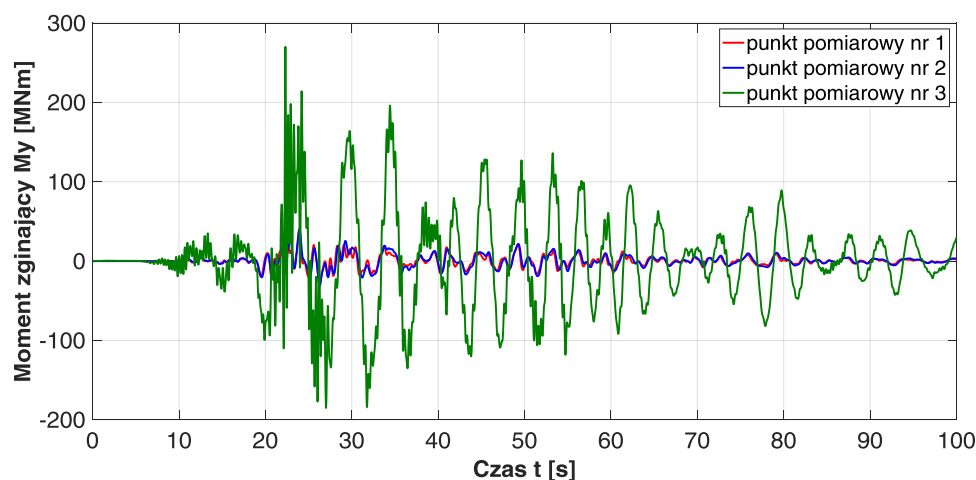
najwyższych podporach. Uplastycznienie przekroju podpór nastąpiło w górnej części wiotkiej podpory. Co najistotniejsze po aplikacji autorskiej koncepcji zbrojenia pomost nie spadł z podpór pośrednich.

9.3.5 Wyniki drgań V17 wykonanego wg projektu - Kocaeli

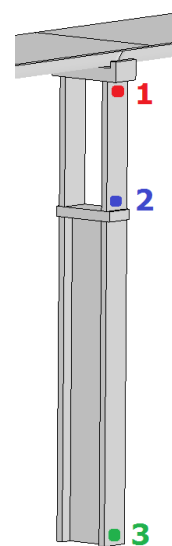
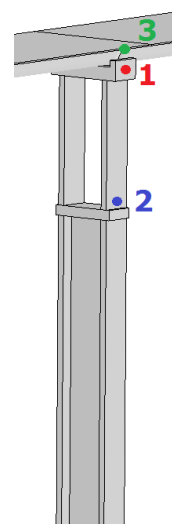
Na poniższych rysunkach przedstawiono wyniki obliczeń wiaduku V17 od obciążenia trzęsieniem ziemi Kocaeli odpowiednio dla poziomów D1, D2 i D3 z uwzględnieniem sposobu kształtowania zbrojenia zgodnie z projektem konstrukcyjno-wykonawczym V17 (WARIANT II). Wyniki przemieszczeń, momentów zginających siły poziomej oraz naprężeń w czasie pokazano w najbardziej wyťažonych miejscach podpory pośredniej nr 8.

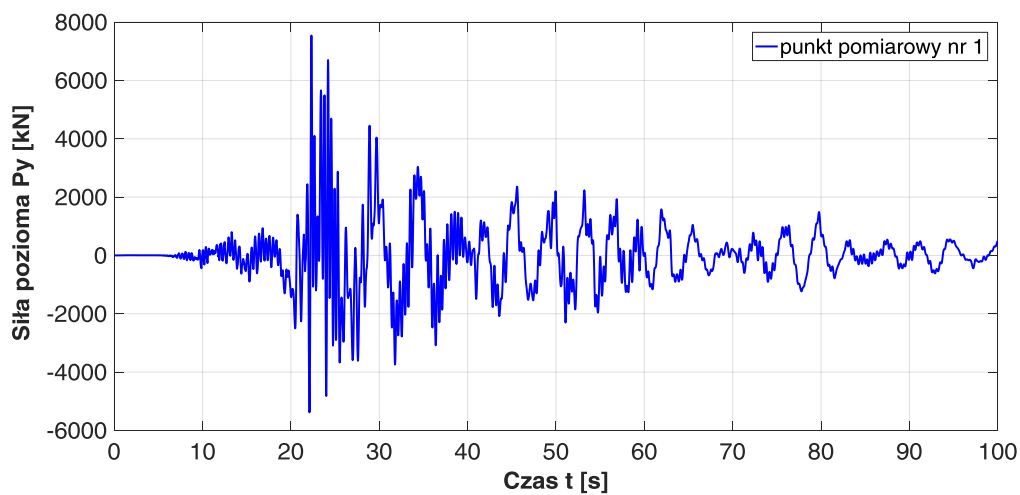


Rys. 139 Wykres zależności przemieszczenie poziome u w czasie t - Kocaeli poziom D1

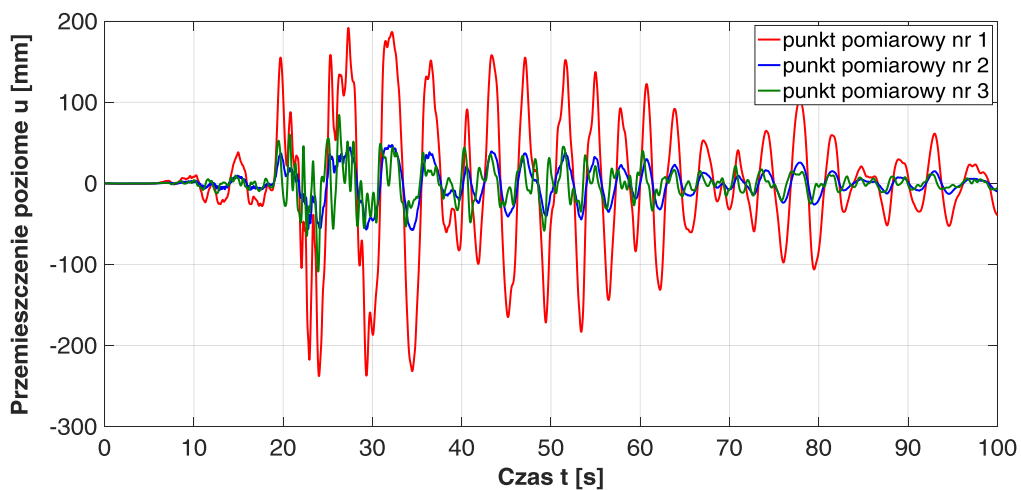
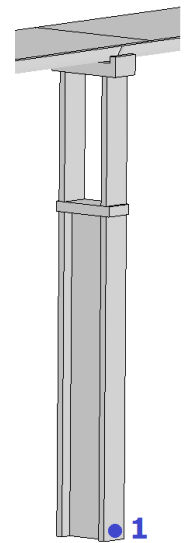


Rys. 140 Wykres zależności moment zginający My w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D1

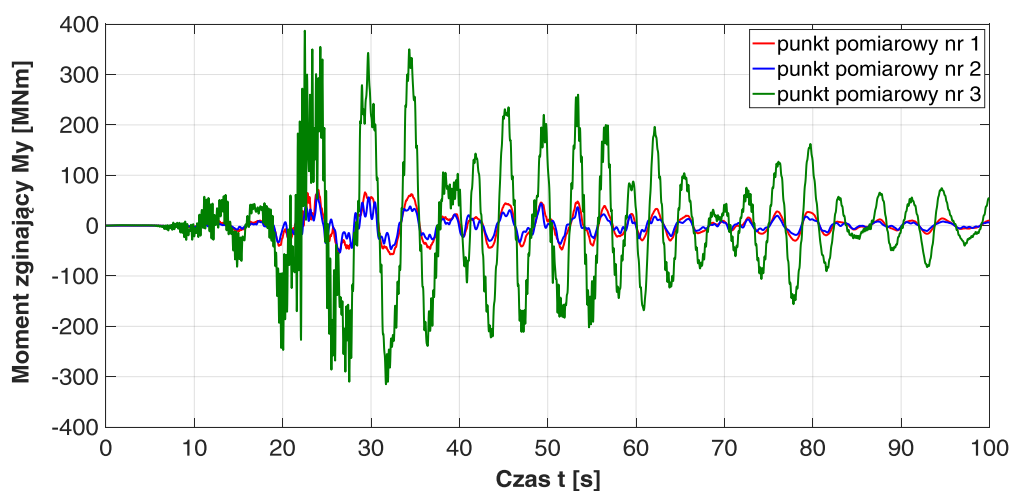
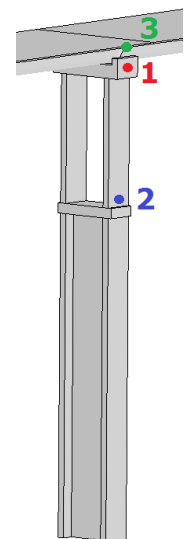




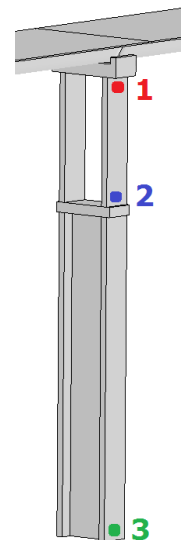
Rys. 141 Wykres zależności siła pozioma P_y w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D1

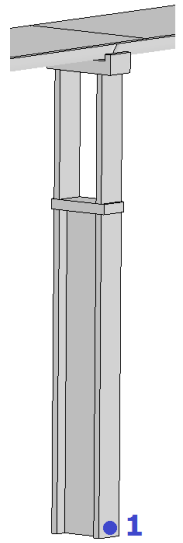
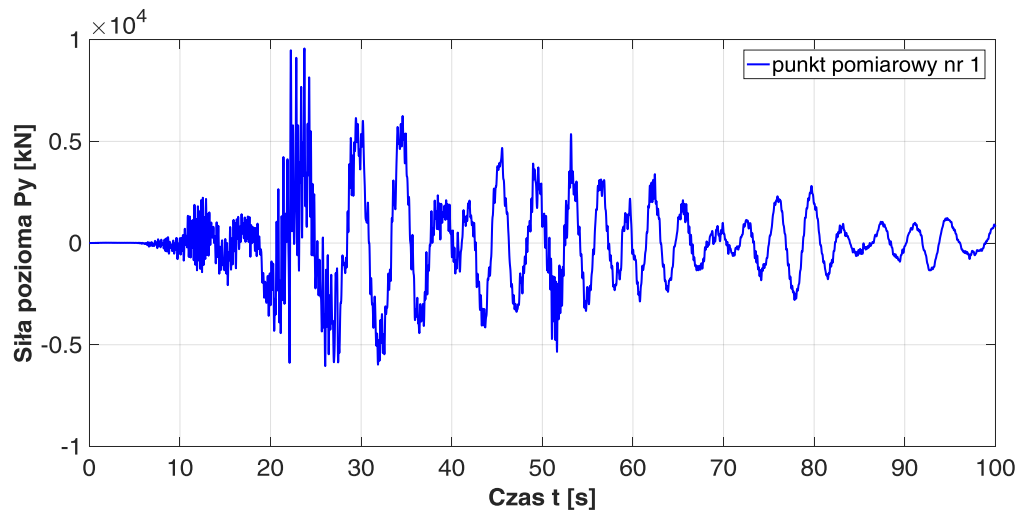


Rys. 142 Wykres zależności przemieszczenie poziome u w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D2

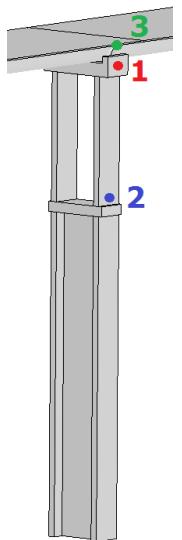
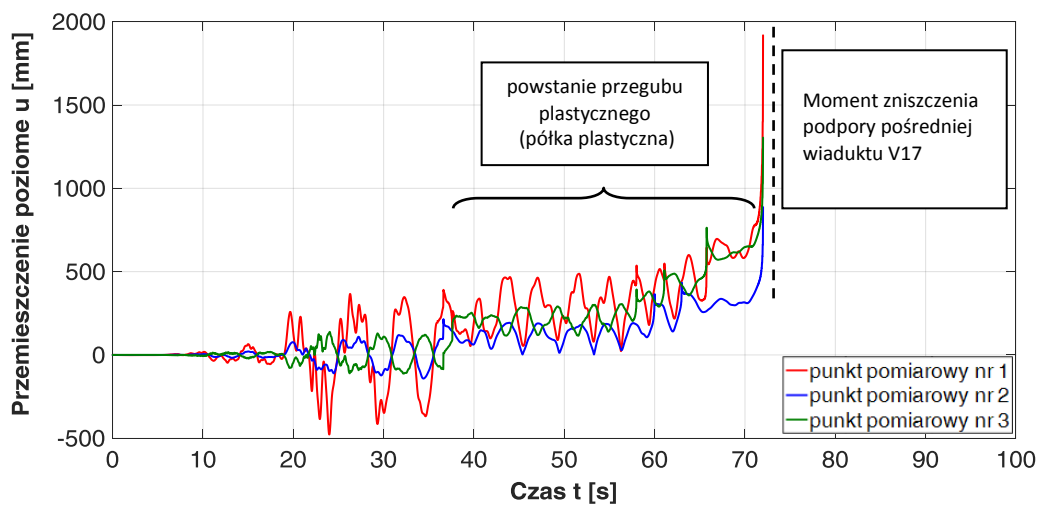


Rys. 143 Wykres zależności moment zginający M_y w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D2

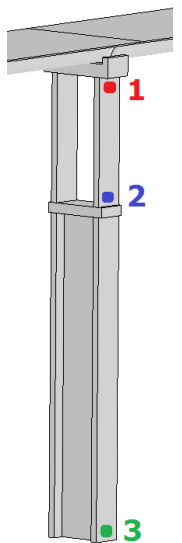
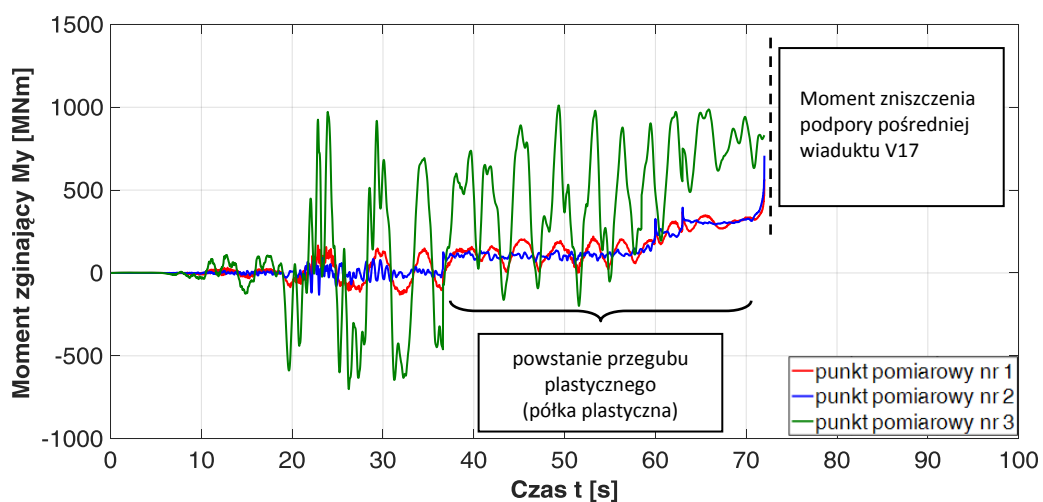




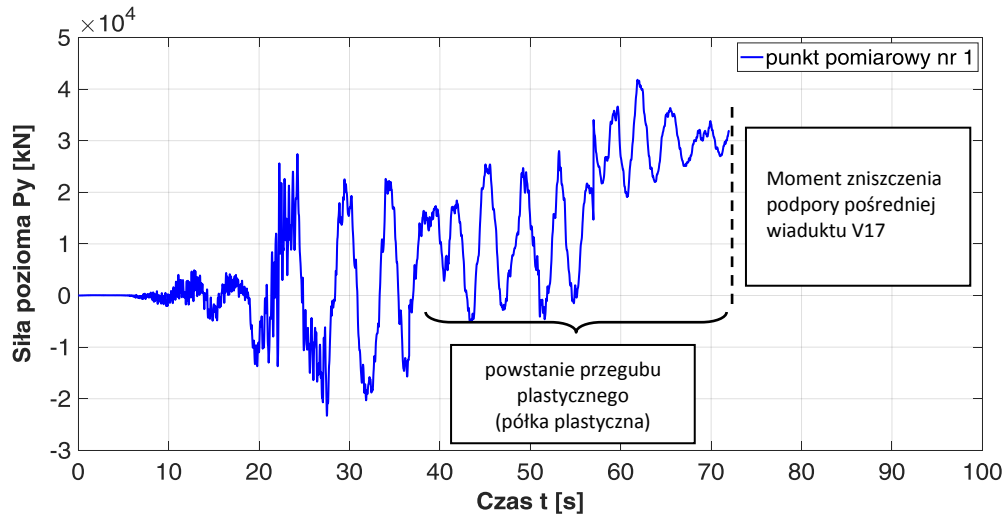
Rys. 144 Wykres zależności siła pozioma P_y w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D2



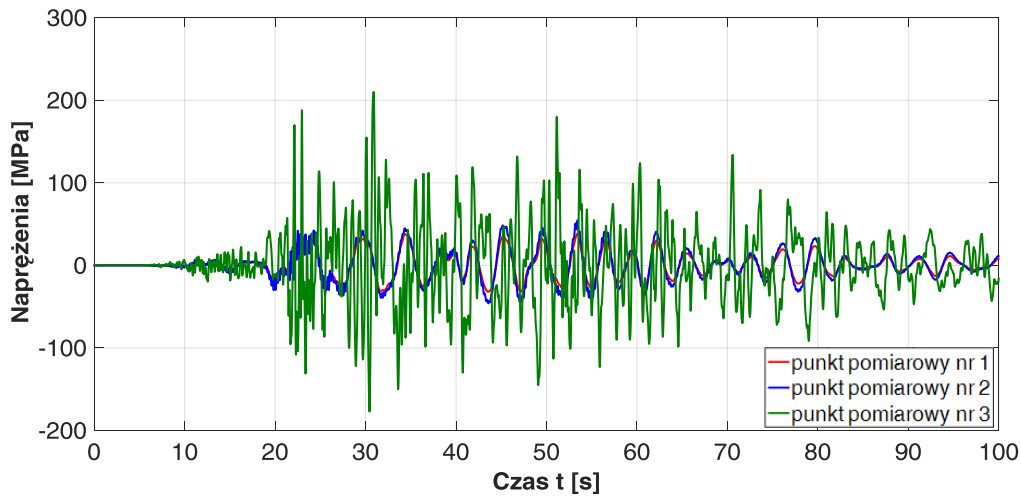
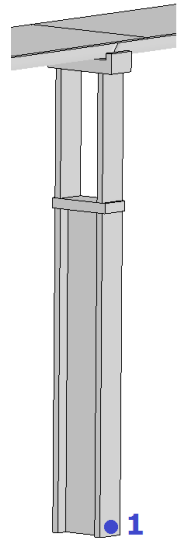
Rys. 145 Wykres zależności przemieszczenie poziome u w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D3



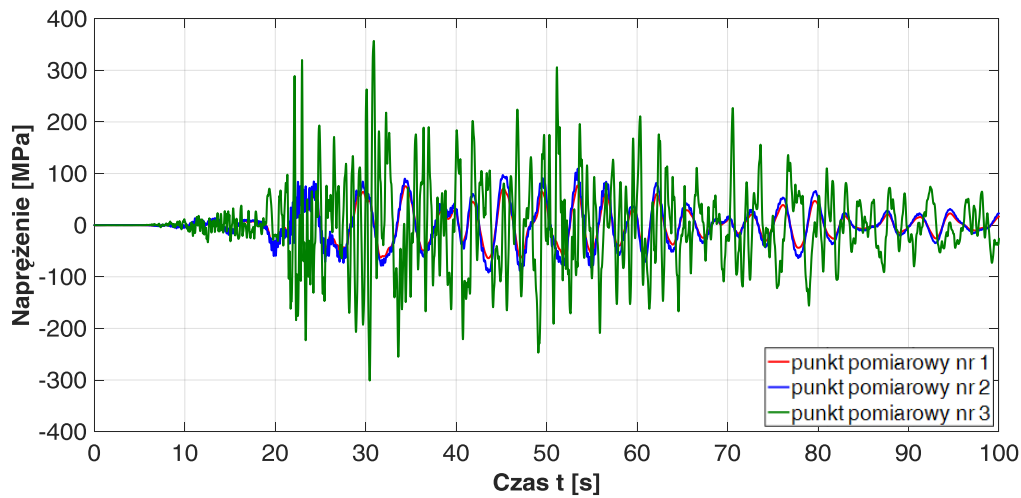
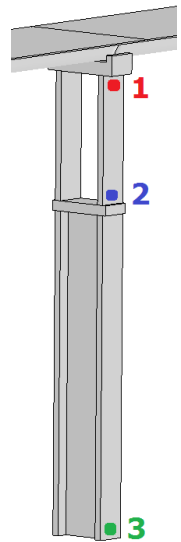
Rys. 146 Wykres zależności moment zginający M_x w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D3



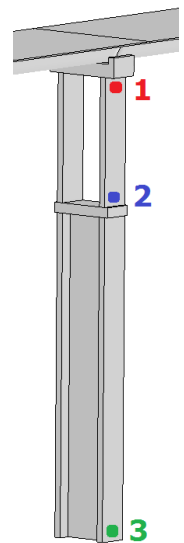
Rys. 147 Wykres zależności siła pozioma P_y w czasie t - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D3

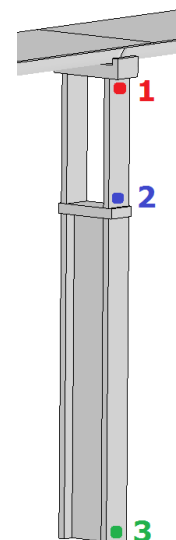
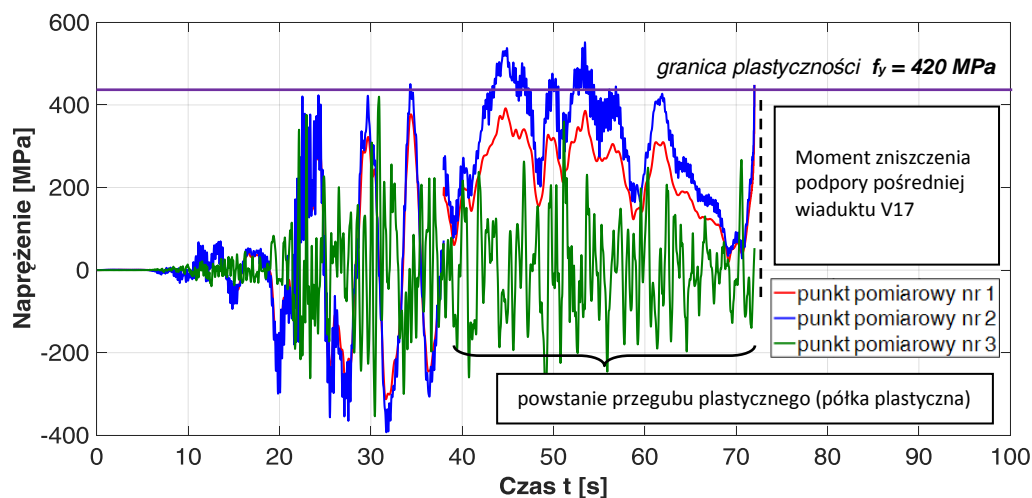


Rys. 148 Wykres zależności naprężenie σ w czasie t w zbrojeniu - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D1



Rys. 149 Wykres zależności naprężenie σ w czasie t w zbrojeniu - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D2





Rys. 150 Wykres zależności naprężenie σ w czasie t w zbrojeniu - podpora nr 8 - Kocaeli poziom D3

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że dla poziomów D1 i D2 wymogi projektowe określone w rozdziale 1 zostały spełnione. Podpory pośrednie nie ulegną dużym uszkodzeniom, a ewentualne awarie będą możliwe do naprawy bez konieczności wstrzymania ruchu. Wyniki uzyskane dla poziomu D3 wykazały, że przeguby plastyczne powstaną po czasie trzęsienia ziemi Kocaeli równym 38 s, tj. po osiągnięciu wytrzymałości materiału z którego wykonano pręty zbrojeniowe. Wzrost uplastycznienia będzie postępował przez następne 34 s.

Analizując rys. 145-147 i 150 można zaobserwować, że w czasie 72 sekundy nastąpił bardzo gwałtowny wzrost przemieszczenia poziomego ($u \approx 2000$ mm), momentu zginającego ($M_y \approx 700$ MNm), a także naprężeń w prętach zbrojeniowych, których maksymalna wartość wyniosła $\sigma \approx 530$ MPa, co oznacza, że podpora przekroczyła znacząco stan graniczny nośności (ULS - Ultimate Limit State) - $\sigma_{limit} = 420$ MPa oraz użyteczności (SLS - Service Limit State) i uległa całkowitemu zniszczeniu.

9.4 Podsumowanie

W rozdziale 9 przeprowadzono analizę zniszczeń dokładnego modelu 3D wiaduktu V17 w oparciu o zweryfikowany w rozdziale 8 model plastyczno-degradacyjny betonu (CDPM2) ze zbrojeniem obciążony trzęsieniem ziemi Kocaeli. Na podstawie otrzymanych wyników wykazano, że największym zniszczeniom ulegnie najwyższa podpora nr 8. Wykazano również, że zaproponowana koncepcja kształtowania podpór pośrednich wiaduktu spełnia w całości wymogi projektowe określone w rozdziale 1 dla poziomu D1 oraz D2. Dla poziomu D1 obciążenia, wiadukt nie ulegnie żadnym uszkodzeniom. Podczas oddziaływania intensywności obciążenia z poziomu D2, wiadukt zostanie uszkodzony, ale zniszczenia wystąpią w kontrolowanych miejscach i będą mogły być naprawione w okresie kilku miesięcy przy niewielkich ograniczeniach ruchu drogowego. W przypadku poziomu D3 wymogi projektowe zostały spełnione warunkowo i zależą od sposobu kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej. Dla poziomu D3 według założeń przedstawionych w rozdziale 1 kontrolowane zniszczenie powinno wystąpić w górnej części podpór pośrednich poprzez utworzenie się przegubów plastycznych, a pomost nie powinien spaść z podpór pośrednich.

Na podstawie otrzymanych wyników wykazano, że miejsce oraz sposób pojawienia się przegubów plastycznych zależy w bardzo dużym stopniu od sposobu kształtowania zbrojenia pomiędzy sztywną, a wiotką częścią podpory pośredniej (tzw. strefa przejściowa). Analizie poddano warianty:

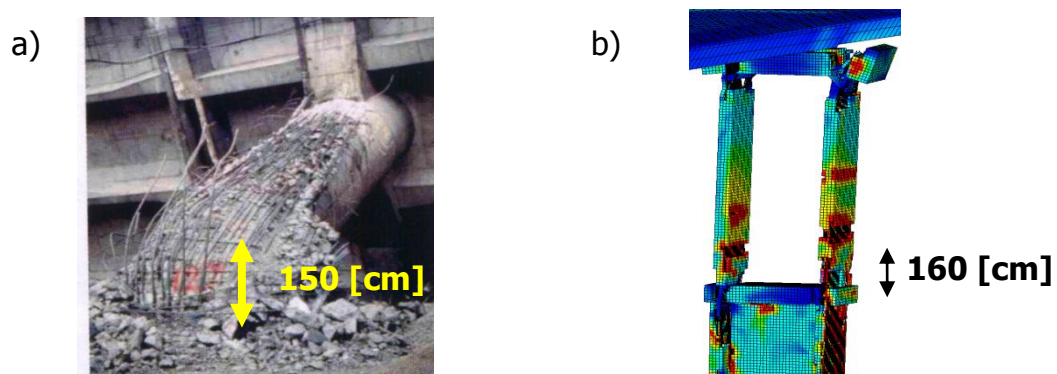
Wariant I - wg metody Ductility Demand-Capacity (CALTRANS) - przegub plastyczny dolny oraz górny pojawił się w przybliżonym czasie. Zniszczenie przekroju w górnym oraz dolnym przegubie plastycznym podpory pośredniej nastąpiło w niemalże w dwóch miejscach jednocześnie.

Wariant II - wg PROJEKTU V17 - jako pierwszy pojawił się przegub plastyczny dolny. Ponadto wykazano, że istnieje możliwość pojawienia się tylko

przegubu plastycznego dolnego, który doprowadzi do zniszczenia całej podpory zanim pojawi się przegub plastyczny górny.

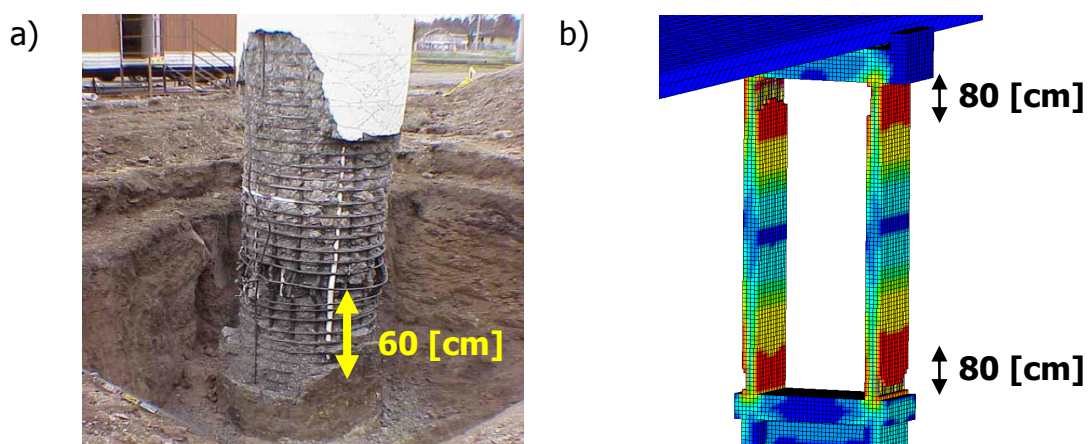
Wariant III - wg rozwiązania autorskiego - w tym przypadku jako pierwszy pojawił się przegub plastyczny górny. Pojawienie się przegubu plastycznego dolnego jest mało prawdopodobne, ponieważ zanim nastąpi jego całkowite uplastycznienie - wyczerpanie nośności i zniszczenie całej podpory pośredniej wystąpi w miejscu przegubu plastycznego górnego.

Reasumując powyższe wnioski, spełnienie wymogów projektowych dla poziomu D3 obciążenia Kocaeli określonych w rozdziale 1 zależy od sposobu wykonania zbrojenia w strefie przejściowej. Najniekorzystniejszym analizowanym rozwiązaniem jest to zaczerpnięte z projektu wykonawczego wiaduku V17. Zniszczenie podpory pośredniej nastąpi bardzo szybko w dolnej części wiotkiej na wysokości powyżej 160 cm nad kończącym się zbrojeniem wychodzącym ze sztywnej części podpory, co w błyskawiczny sposób doprowadzi do katastrofy budowlanej wiaduku. Rozwiązanie to okazało się najbardziej destrukcyjne dla podpór pośrednich wiaduku, ponieważ zgodnie z rys. 124 nastąpiło bardzo wyraźne zwiększenie zdolności do uplastycznienia przekroju w dolnej części podpory wiotkiej. Wyniki tego rozwiązania nawiązują do katastrofy wiaduku wchodzącego w skład trasy Hanshin opisanego w rozdziale 1 (rys. 151). Uplastycznienie przekroju powstało w identyczny sposób i w bardzo zbliżonym miejscu.



Rys. 151 Powstanie przegubu plastycznego: a) wiadukt - trasa Hanshin (Kobe, 1995)
b) wiadukt V17 - Kocaeli poziom D3

Rozwiązanie według metody ciągłości Ductility Demand-Capacity (CALTRANS) nie odzwierciedla w sposób całkowicie rzeczywisty pojawienia się przegubów plastycznych, ponieważ nie uwzględnia rzeczywistego wykonania wiązania zbrojenia na etapie budowy podpory. Może prowadzić to do zbyt dużych uogólnień podczas analizy konstrukcji podpór pośrednich wiaduktów wchodzących w skład północnej obwodnicy Stambułu - Northern Marmara Highway, a co za tym idzie do błędnych i odbiegających od rzeczywistości wyników.



Rys. 176 Powstanie przegubu plastycznego według metody ciągłości Ductility Demand-Capacity: a) podpora z rozdziału 8 b) podpora wiaduktu V17

Najkorzystniejszym rozwiązaniem jest koncepcja wiązania zbrojenia w strefie przejściowej zaproponowana przez autora pracy. Rozwiązanie to okazało się rozwiązaniem doskonale optymalizującym powstanie przegubów plastycznych w dolnej części wiotkiej podpory. Wiązanie kończącego się zbrojenia wychodzącego ze sztywnej części podpory ze zbrojeniem zaczynającym się w wiotkiej części podpory na wysokość minimum 310 cm powoduje, że kontrolowane zniszczenie i uplastycznienie przekroju nastąpi tylko w górnej części wiotkiej podpory. Dzięki temu rozwiązaniu obszar zniszczeń podczas trzęsienia ziemi analogicznego do Kocaeli zostanie zredukowany do minimum.

ROZDZIAŁ 10

PODSUMOWANIE

W pracy przedstawiono analizę dynamiczną wiaduktu V17 obwodnicy Stambułu Northern Marmara Highway w Turcji. Wiadukt został zaprojektowany z uwzględnieniem oddziaływań sejsmicznych o różnej intensywności z wykorzystaniem koncepcji podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności. Zakres prac obejmował analizy dynamiczne wiaduktu opisanego klasycznym, liniowym modelem dyskretnym utworzonym w środowisku MATLAB, nieliniowe analizy pojedynczej podpory pośredniej z wykorzystaniem programu ABAQUS oraz analizy odpowiedzi dynamicznej całego wiaduktu w programie LS-DYNA. W pracy odniesiono się także do procedury projektowania podpór w koncepcji przegubów plastycznych Ductility Demand-Capacity.

11.1 Wnioski

Wykonane symulacje numeryczne i przeprowadzone analizy umożliwiły sformułowanie następujących wniosków:

1. Klasyczny, liniowy model wiaduktu V17 utworzony w programie MATLAB umożliwia wstępne badania parametryczne do ewaluacji zasadności różnicowania sztywności podpór pośrednich przy oddziaływaniu trzęsień ziemi o różnej intensywności.
2. Przyjęta koncepcja podpory pośredniej o zmiennej geometrii i sztywności umożliwia korygowanie redystrybucji sił wewnętrznych wiaduktu, w stosunku do rozwiązania z podporami o stałej sztywności, umożliwiając

racjonalizację konstrukcji obiektu mostowego i w konsekwencji obniżenie kosztów jego budowy.

3. Przyjęta metodyka tworzenia modeli elementów betonowych z użyciem modelu plastyczno-degradacyjnego w programach ABAQUS i LS-DYNA, zakładająca walidację na bazie danych z badań doświadczalnych i referencyjnych analiz numerycznych, umożliwiła opracowanie wiarygodnych modeli numerycznych poprawnie opisujących dynamikę pojedynczej podpory lub całego obiektu mostowego narażonego na oddziaływania sejsmiczne o bardzo dużej intensywności.
4. Analizy wykazały, że model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 ze zbrojeniem może zostać zastosowany do modelowania konstrukcji podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności obciążonych dynamicznie.
5. Zrealizowane badania umożliwiły wyznaczenie parametrów modelu CDMP2 oraz jego walidację na podstawie modelu CDP ze zbrojeniem. Różnica w otrzymanych wynikach zmiennej degradacji przy ścisaniu i rozciąganiu, a także naprężeń w zależności do odkształceń nie przekracza wartości 3%.
6. Opracowany model podpory pośredniej z wykorzystaniem modelu plastyczno-degradacyjnego betonu umożliwia określenie dokładnych parametrów geometrycznych przegubów plastycznych, ich zdolności do przemieszczenia oraz zdolności do ciągliwości pozwalając na odniesienie się do metody Ductility Demand-Capacity.
7. W rozdziale 9 wykonano szczegółowy model numeryczny 3D całego wiaduktu V17 opracowany w oparciu o model plastyczno-degradacyjny betonu CDPM2 ze zbrojeniem, a także z uwzględnieniem konstrukcji sprężonej pomostu wspartego na łożyskach elastomerowych. Wymuszeniem dynamicznym było trzęsienie ziemi Kocaeli o różnej



intensywności. Obliczenia przeprowadzono dla trzech wariantów kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej:

- ✓ Wyniki obliczeń wskazują, że przegub plastyczny utworzy się przy trzęsieniu ziemi Kocaeli z poziomu intensywności D3 w dolnej i górnej części podpory pośredniej przy zastosowaniu wariantu I kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej - według metody ciągłości Ductility Demand-Capacity. Pomost nie spadnie z oczepu podpór pośrednich. Wchylenia podpory przy obciążeniu z poziomu D1 i D2 są zbyt małe, aby doprowadziły do uplastycznienia podpory - **wymogi projektowe są spełnione warunkowo.**
- ✓ Wyniki obliczeń wskazują, że przegub plastyczny utworzy się przy trzęsieniu ziemi Kocaeli z poziomu intensywności D3 tylko w dolnej części podpory pośredniej przy zastosowaniu wariantu II kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej - według projektu konstrukcyjno-budowlanego. Pomost spadnie z oczepu podpór pośrednich w wyniku zerwania kabli sprężających konstrukcję pomostu, co doprowadzi do całkowitego zniszczenia wiaduktu V17. Wchylenia podpory przy obciążeniu z poziomu D1 i D2 są zbyt małe, aby doprowadziły do uplastycznienia podpory - **wymogi projektowe są niespełnione.**
- ✓ Wyniki obliczeń wskazują, że przegub plastyczny utworzy się przy trzęsieniu ziemi Kocaeli z poziomu intensywności D3 tylko w górnej części podpory pośredniej przy zastosowaniu wariantu III kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej - według autorskiego rozwiązania. Pomost nie spadnie z oczepu podpór pośrednich. Wchylenia podpory przy obciążeniu z poziomu D1 i D2 są zbyt małe, aby doprowadziły do uplastycznienia podpory - **wymogi projektowe są spełnione.**

8. Wykazano, że spełnienie wymogów projektowych dla poziomu D3 obciążenia Kocaeli określonych w rozdziale 1 zależy od sposobu wykonania zbrojenia w strefie przejściowej. Rozwiązanie (WARIANT I) według metody ciągliwości Ductility Demand-Capacity (CALTRANS) nie odzwierciedla prawidłowo pojawienia się przegubów plastycznych. Metoda ta nie uwzględnia rzeczywistego sposobu wykonania wiązania zbrojenia na etapie budowy podpory na placu budowy. Może to prowadzić do zbyt dużych uogólnień podczas analizy konstrukcji podpór pośrednich wiaduktów, a co za tym idzie do błędnych wyników. Rozwiązanie (WARIANT II) według projektu konstrukcyjno-wykonawczego wiaduku V17 jest wyborem najniekorzystniejszym. Zniszczenie podpory pośredniej nastąpi bardzo szybko w dolnej wiotkiej części na znacznej wysokości powyżej 160 cm nad kończącym się zbrojeniem wychodzącym ze sztywnej części podpory, co doprowadzi do zerwania kabli sprężających pomost, a w dalszej kolejności do jego spadku z podpór pośrednich. Rozwiązanie to okazało się najbardziej niekorzystne dla podpór pośrednich wiaduku, ponieważ nastąpiło bardzo wyraźne zwiększenie zdolności do uplastycznienia przekroju w dolnej części podpory wiotkiej. Rozwiązanie (WARIANT III) zaproponowane przez autora pracy poprawia mechanizm powstawania przegubów plastycznych w dolnej części wiotkiej podpory. Wykonanie strefy przejściowej wiązania zbrojenia wychodzącego ze sztywnej części podpory ze zbrojeniem zaczynającym się w części wiotkiej na wysokości minimum 310 cm powoduje, że kontrolowane zniszczenie i uplastycznienie nastąpi tylko w górnej części wiotkiej podpory. Uzyskane wyniki wskazują, że skala zniszczeń podpór pośrednich zostanie zmniejszona do minimum, a także ewentualna naprawa podpór będzie możliwa do przeprowadzenia pod pomostem wiaduku.
9. Uzyskane autorskie rozwiązanie wariantu III kształtowania zbrojenia w strefie przejściowej jako jedyne spełnia w całości wymogi projektowe projektu obwodnicy Northern Marmara Highway opisane w rozdziale 1.

Podsumowując stwierdza się, że teza pracy została udowodniona, a postawione cele zostały osiągnięte.

11.2 Kierunki dalszych badań

Autor pracy planuje dalszą eksplorację tematu badawczego opartego na rozwiązaniach podpór pośrednich narażonych na oddziaływania trzęsieniem ziemi w programach Matlab, Sofistik, Abaqus i LS-DYNA wraz z wykonaniem wymaganych eksperymentów:

- wykonanie badań doświadczalnych w skali laboratoryjnej w celu eksperymentalnego potwierdzenia autorskiej koncepcji rozwiązania przegubów podpór pośrednich obiektów mostowych o schemacie belki ciągłej na obszarach sejsmicznych wraz z walidacją numeryczną,
- opracowanie wytycznych do projektowania podpór pośrednich w układach ciągłych na obszarach sejsmicznych o zmiennej geometrii i sztywności, a także uwzględnienie warunków posadowienia,
- uwzględnienie zmian skurczowych w modelu plastyczno-degradacyjnym betonu podczas analizy pozasprężystej podpór pośrednich,
- analiza rozwiązań konstrukcji podpór pośrednich o różnych typach zmiennego przekroju i zmiennej sztywności w celu zoptymalizowania skutków oddziaływań sejsmicznych,
- uwzględnienie zmęczenia konstrukcji podpór pośrednich o zmiennej geometrii i sztywności w czasie długotrwałego cyklicznego obciążenia, uwzględnienie procesów reologicznych podpór pośrednich związanych ze zmiennymi relacjami między naprężeniem i odkształceniem w czasie.

LITERATURA:

- [1] AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Edition, 2002
- [2] AASHTO, *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*
- [3] ABAQUS, *Simulia Manuals*, ver. 6.13, ABAQUS Inc. 2013
- [4] Bahn B.Y., Hsu T.T.C., *Stress-strain behavior of concrete under cyclic loading*, ACI Materials Journal 95 (2), 1998, 178-193
- [5] Balendra T., *Vibration of Buildings to Wind and Earthquake Loads*, Springer - Verlag, London 1993
- [6] Becker A. A., *Introduction to Non-linear Finite Element Analysis*, Course Lecture Notes, 2008
- [7] Bednarski T., *Mechanika plastycznego płynięcia metali*, Oficyna Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993
- [8] Bendimerad F., Coburn A., Morrow G., Johnson L., Rahnema M., *Event Report - Kocaeli, Turkey Earthquake*, Risk Management Solutions, 2000
- [9] Biezuchow N. I., *Teoria sprężystości i plastyczności*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1957
- [10] CALTRANS - *SEISMIC DESIGN CRITERIA*; 2004 Edition
- [11] Cambazoglu S., Kockar M. K., Akgun H., *A generalized seismic source model for the Eastern Marmara Region along the segments of the North Anatolian Fault System*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 88, 412-426, 2016
- [12] Chacon R., Mirambell E., Real E., *Strength and ductility of concrete-filled tubular piers of integral bridges*, Engineering Structures, Vol. 46, 234-246, 2013
- [13] Chen W. F., Han D. J., *Plasticity for structural engineers*, Springer-Verlag, New York Inc. 1998
- [14] Chmielewski T., Zembaty., *Podstawy dynamiki budowli*, Arkady Warszawa 1998

- [15] Chodor L., *Nośność graniczna konstrukcji*, Chodor Projekt Sp. z o.o., 2016
- [16] Chopra A. K., *Dynamics of structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, University of California at Berkeley, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2016
- [17] Cińcio A., Wawrzynek A., Piłśniak J., *Analiza numeryczna degradacji betonu z uwzględnieniem makrostruktury*, Modelowanie inżynierskie, Nr 34, 5-10, Gliwice 2007
- [18] Coskun S., Dondurur D., Cifci G., Aydemir A., Gungor T., Drahor M. G., *Investigation on the tectonic significance of Izmir, Uzunada Fault Zones and other tectonic elements in the Gulf of Izmir, western Turkey, using high resolution seismic data*, Marine and Petroleum Geology, Vol. 83, 73-83, 2017
- [19] Davies J., *Observation of the fracture path development in mortar beam specimen*, Advanced Cement Based Materials, III, 31-36, 1996
- [20] Dąbrowiecki K., *Przebudowa mostu San Francisco - Oakland*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2008
- [21] DLH, *The earthquake technical regulation regarding to the construction of port and harbor structures, railways and airports*, 2008
- [22] Elnashai A. S., *Analysis of the damage potential of the Kocaeli (Turkey) earthquake of 17 August 1999*, Engineering Structures, Vol. 22, 746-754, 2000
- [23] Erdik M., *Report on 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes*, Bogazici University, Dept. of Earthquake Engineering, Turkey, 2003
- [24] Fema, *Making schools safe against earthquakes*, Federal Emergency Management Agency, 2011
- [25] Fulmer S. J., Nau, J. M., Kowalsky M. J., Marx E. E., *Development of a ductile steel bridge substructure system*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 118, 194-206, 2016
- [26] Fredberg J., Johansson A., *Structural Behaviour of Prestressed Concrete Beams During Impact Loading - Evaluation of Concrete Material Models and Modelling of Prestressed Concrete in LS-DYNA*, MSc thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 2015
- [27] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Drawing data for V17 - deck cross section*, France 2012

- [28] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Drawing data for V17 - piers cross section*, France 2012
- [29] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Drawing data for V17 - Viaduct V17 cross section*, France 2012
- [30] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Drawing data for V17 - Viaduct V17 longitudinal section*, France 2012
- [31] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Koncepcja projektu wiaduktu V17 - Northern Marmara Highway*, France 2012
- [32] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *L13-003A-3RD Istanbul Ring Road Turkey - Calculation Note*, France 2012
- [33] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *L13-003A-3RD Istanbul Ring Road Turkey - Fluid Viscous Damper*, France 2012
- [34] Freyssinet International & Cie - Technical Department, *Projekt obwodnicy Stambułu - Northern Marmara Highway*, France 2012
- [35] Glemberg R., *Dynamic analysis of concrete structures*, Publication 84:1, Department of Structural Mechanics, Chalmerd University of Technology, Goteborg 1983
- [36] Godycki - Ćwirko T., *Mechanika betonu*, Arkady, Warszawa 1982
- [37] Grassl P., *On a damage-plasticity approach to model concrete failure*, Proceedings of the ICE - Engineering and Computational Mechanics, 221-231, 2009
- [38] Grassl P., *User manual for MAT_CDPM (MAT_273) in LS-DYNA*, 2017
- [39] Grassl P., Jirasek M., *A plastic model with nonlocal damage applied to concrete*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 71-90, 2006
- [40] Grassl P., Jirasek M., *Damage-plastic model for concrete failure*, International Journal of Solids and Structures, Elsevier, Vol. 43, 7166-7196, 2006
- [41] Grassl P., Lundgren K., *Localisation of deformations in concrete subjected to compression*, Proceedings of Euro-C, Balkema, Rotterdam, 2003
- [42] Grassl P., Lundgren K., Gylltoft K., *Concrete in compression: a plasticity theory with a novel hardening law*, International Journal of Solids and Structures, 5205-5223, 2002

- [43] Grassl P., Nystrom U., Rempling R., Gylltoft K., *A damage-plasticity model the dynamic failure of concrete*, 8th International Conference on Structural Dynamics, Leuven, Belgia, 2011
- [44] Grassl P., Xenos D., Nystrom U., Rempling R., Gylltoft, *CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete*, International Journal of Solids and Structures, Elsevier, Vol. 50, 3805-3816, 2013
- [45] Grębowski K., Hirsz M., Nadolny A., Wilde K., *Parametric analysis of Istanbul's Ring Road viaduct for three levels of seismic load*, Balkema Publishing House - Web of Science, ISBN 978-1-315-64506-3, 207-211, 2016
- [46] Heninger R.B., Larsen R.C, Simmons R.R., *Seismic retrofit strategy, design, and construction of the San Francisco - Oakland Bay Bridge West Crossing, 2006*
- [47] Hodge P. G., *Plastic analysis of structures*, Mc Graw-Hill, New York 1957
- [48] Jankowiak T., *Kryteria zniszczenia betonu poddanego obciążeniom quasi-statycznym i dynamicznym*, Rozprawa doktorska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, 2011
- [49] Jirasek M., Bazant Z.P., *Inelastic analysis of structures*, 1st Edition, Wiley, 2002
- [50] Kamogawa M., Ofuruton H., Ohtsuki Y-H., *Earthquake light: 1995 Kobe earthquake in Japan*, Atmospheric Research, Vol. 76, 438-444, 2005
- [51] Kapela M., Sieczkowski J., *Projektowanie konstrukcji budynków wielokondygnacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003
- [52] Kazantzi A. K., Vamvatsikos D., Lignos D. G., *Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty*, Engineering Structures, Vol. 78, 69-77, 2014
- [53] Kazuhiko K., Maison B. F., *Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake*, Engineering Structures, Vol. 19, 195-207, 1997
- [54] KUZHEY MARMARA OTOYOLU BÜYÜK SANAT YAPILARI DEPREM TEHLİKESİ BELİRLEMESİ - Temmuz, 2013, İstanbul
- [55] Lee J., Fenves G. L., *A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 937-956, 1998

- [56] Lee J., Fenves G. L., A plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No. 8, 892-900, 1998
- [57] Lin S., Goodarz A., *Probabilistic responses of base-isolated structures to El centro 1940 and Mexico city 1985 earthquakes*, *Engineering Structures*, Vol. 14, 217-230, 1992
- [58] Lockhart E., *Modelling the failure of reinforced concrete subjected to dynamic loading using CDPM2 in LS-DYNA*, MEng Individual project report, University of Glasgow, United Kingdom, 2017
- [59] Lowes N. L., *Finite element modeling, of reinforced concrete beam-column bridge connections*, PhD dissertation, University of California, Berkeley, 1999
- [60] Lubliner J., *A simple model of generalized plasticity*, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 28, 769-778, 1991
- [61] Lubliner J., *Generalized Plasticity: Theory and Applications, Continuum Model and Discrete Systems*, 9th International Symposium on Continuum Models and Discrete Systems, Istanbul, 1998, World Scientific Publishing Co., 470-482, 1998
- [62] Lubliner J., *On the application of internal-variable models to some practical problems in solid mechanics*, International Conference on Constitutive Laws for Engineering Materials, Chongqing, China, 1989, International Academic Publishers, Vol. 1, 101-105, 1989
- [63] Lubliner J., *On uniqueness of solutions in generalized plasticity at infinitesimal deformation*, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 23, 261-266, 1987
- [64] Lubliner J., *Plasticity theory*, University of California, Berkeley, 2006
- [65] Lubliner J., Monterio P. J. M., *A generalized continuum theory for concrete*, *Cement and Concrete Research*, Vol. 19, 929-938, 1989
- [66] Lubliner J., Monterio P. J. M., Panoskaltis V., *A viscoelastic-plastic-damage model for concrete*, *Constitutive Laws for Engineering Materials*, The 3rd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials, Tucson, 1991, ASME Press, 317-321, 1991
- [67] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Cervera M., *Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete*, 2nd International Conference on

- Computer-Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Zell am See, Austria, 1990
- [68] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *A constitutive model for cracking of concrete based on the incremental theory of plasticity*, International Conference on Computational Plasticity (Barcelona, 1987), Pineridge Press, 1311-1329, 1987
- [69] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *A constitutive model of concrete based on the incremental theory of plasticity*, Engineering Computations, Vol. 5, No. 2, 1988
- [70] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *A fully elastoplastic constitutive model for non-linear analysis of concrete*, Second International Conference on Advances in Numerical Methods in Engineering Theory & Applications, Cambridge University Press, 1987
- [71] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *A plastic-damage model for concrete*, International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, 299-329, 1989
- [72] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a plastic-damage model*, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1/2/3, 219-231, 1990
- [73] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., *Finite-element non-linear analysis of concrete structures using a 'plastic-damage' model*, International Conference on Fracture and Damage of Concrete, Vienna, 1988
- [74] LS-DYNA Manual Vol. I - *Keyword*, 2017
- [75] LS-DYNA Manual Vol. II - *Material Models*, 2017
- [76] Mahan M., *LRFD Seismic Bridge Design, California Example*, California Department of Transportation, Sacramento, 2009
- [77] Maurer, *Tuned Mass and Viscous Dampers*, Structural Protection Systems, 2011
- [78] Marzec I., *Zastosowanie modelu sprężysto-plastycznego betonu z degradacją sztywności i nielokalnym osłabieniem do modelowania elementów betonowych cyklicznie obciążonych*, Praca doktorska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, 2008
- [79] Matlab, ver. 2012

- [80] McTaggart S., *LS-DYNA for Analysing the Failure of Concrete Structures*, MEng thesis, University of Glasgow, Glasgow, UK, 2016
- [81] Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł., Wilde K., Chróścielewski J., *Numerical analysis and in situ tests of the Grot Rowecki Bridge in Warsaw*, Advances in Mechanics: Theoretical, Computational and Interdisciplinary Issues – Kleiber et al. (Eds), Taylor & Francis Group, 405-412, London, 2016
- [82] Moehle J. P., *Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquake*, Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 3, 403-428, 1992
- [83] Moutoussamy L., Herve G., Barbier F., *Qualification of *Constrained_Lagrange_In_Solid command for steel/concrete interface modeling*, Tractebel Engineering France, University Pierre and Marie Curie, Master Sdl MMs MS2, 2011
- [84] Nadolny A., Hirs M., Grębowski K., Wilde K., *Weryfikacja koncepcji przegubów plastycznych projektowanych na oddziaływania sejsmiczne wiaduktu V6 obwodnicy Istanbułu*, IV Międzynarodowa Konferencja im. Rudolfa Modrzejewskiego, Mosty - tradycja i nowoczesność, UTP Bydgoszcz, 2014
- [85] Nadolny A., Rojek R., Hirs M., Wilde K., *Analiza drgań wiaduktu V24 obwodnicy Stambułu na przykładzie trzęsienie ziemi Kocaeli 1999*, Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów, XXIV Seminarium, 03-04.06.2014, Politechnika Poznańska, Poznań, 2014
- [86] Oruc B., Sonmez T., *The rheological structure of the lithosphere in the Eastern Marmara region, Turkey*, Journal of Asian Earth Sciences, Vol. 139, 183-191, 2017
- [87] Ozturk Y. K., Ozel N. M., Ozbakir A. D., *States of local stresses in the Sea of Marmara through the analysis of large numbers of small earthquakes*, Tectonophysics, Vol. 665, 37-57, 2015
- [88] Piątek-Sierek E., (Podhorecki A. - promotor), *Kalibracja parametrów określających właściwości betonu opisanego modelem plastyczno-degradacyjnym zaimplementowanym w programie ABAQUS*, Praca doktorska, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy im. Jana i Jędrzeja Śniadeckich, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Bydgoszcz 2013
- [89] Piątek-Sierek E., *Model betonu plastyczno-degradacyjny Barcelona model - przegląd zagadnienia*, Zagadnienia Mechaniki Stosowanej, t.1, Wydawnictwo Uczelniane UTP, 111-125, Bydgoszcz 2007

- [90] Piątek-Sierek E., *The possibility of application of the plastic-damage model implemented in ABAQUS program in bridge structures*, Bridges. Tradition and Future, edition A. Podhorecki, A. Nowak, Wydawnictwo Uczelniane UTP, 241-254, Bydgoszcz 2013
- [91] Priestley M. J. N., F. Seible; *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, 2016
- [92] Rucka M., Wilde K., *Dynamika Budowli*, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2007
- [93] Rucka M., Wilde K., *Dynamika budowli z przykładami w środowisku MATLAB®*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2008
- [94] Salamak M., *Doświadczalne metody określania poziomu tłumienia drgań w kładkach dla pieszych*, Praca doktorska, Politechnika Śląska w Gliwicach, Wydział Budownictwa, Katedra Budowy Mostów, Gliwice 2003
- [95] Scawthorn, Johnson G. S., *Preliminary report: Kocaeli (Izmit) earthquake of 17 August 1999*, Engineering Structures, Vol. 22, 727-745, 2000
- [96] Scheller J., Starossek U., *A versatile active mass damper for structural vibration control*, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2011, Leuven, Belgia, 2011
- [97] Schwer L., *Modeling rebar: The forgotten sister in reinforced concrete modeling*, Dynalook, 2014
- [98] Searle R. C., *Plate Tectonics*, Encyclopedia of Geology, 340-349, 2005
- [99] Searle R. C., *Plate Tectonics*, Reference Module in Earth Systems and Environmental Sciences, 2015
- [100] Sofistik, *Manuals*, ver. 2016
- [101] Sofistik, *Manuals - DYNA module*, ver. 2016
- [102] Soyluk A., Harmankaya Z. Y., *The History of Development in Turkish Seismic Design Codes*, International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS, Vol. 12, No. 1, 2017
- [103] Thong M., Hong H., *Effect of the plastic hinge and boundary conditions on the impact behavior of reinforced concrete beams*, International Journal of Impact Engineering, Vol. 102, 74-85, 2017
- [104] Wang R. Z., Chen S. K., Liu K. Y., Wang C. Y., Chang K. C., *Analytical simulations of the steel-laminated elastomeric bridge bearing*, Journal of Mechanics, Vol. 30, Issue 04, 373-382, 2014

- [105] Watanabe K., Niwa J., Yokota H., Iwanami M., *Stress-strain relationship of concrete considering the localized compressive failure*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No. 3, 395-407, 2004
- [106] Yeats R. S., Geology of Earthquake, *Encyclopedia of Physical Science and Technology (Third Edition)*, Reference Module in Earth Systems and Environmental Sciences, 649-661, 2013
- [107] Zhao X., Yu-Fei W., Leung A. Yt., Lam H. F., *Analyses of plastic hinge regions in reinforced concrete beams under monotonic loading*, Engineering Structures, Vol. 34. 466-482, 2012
- [108] Zhao X., Yu-Fei W., Leung A. Yt., Lam H. F., *Plastic Hinge length in Reinforced Concrete Flexural Members*, Procedia Engineering. Vol. 14, 1266-1274, 2011
- [R1] Japan Society of Civil Engineers, *Preliminary Report on The Great Hanshin Earthquake*, Kyoto University, Japan, 1995
- [R2] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance