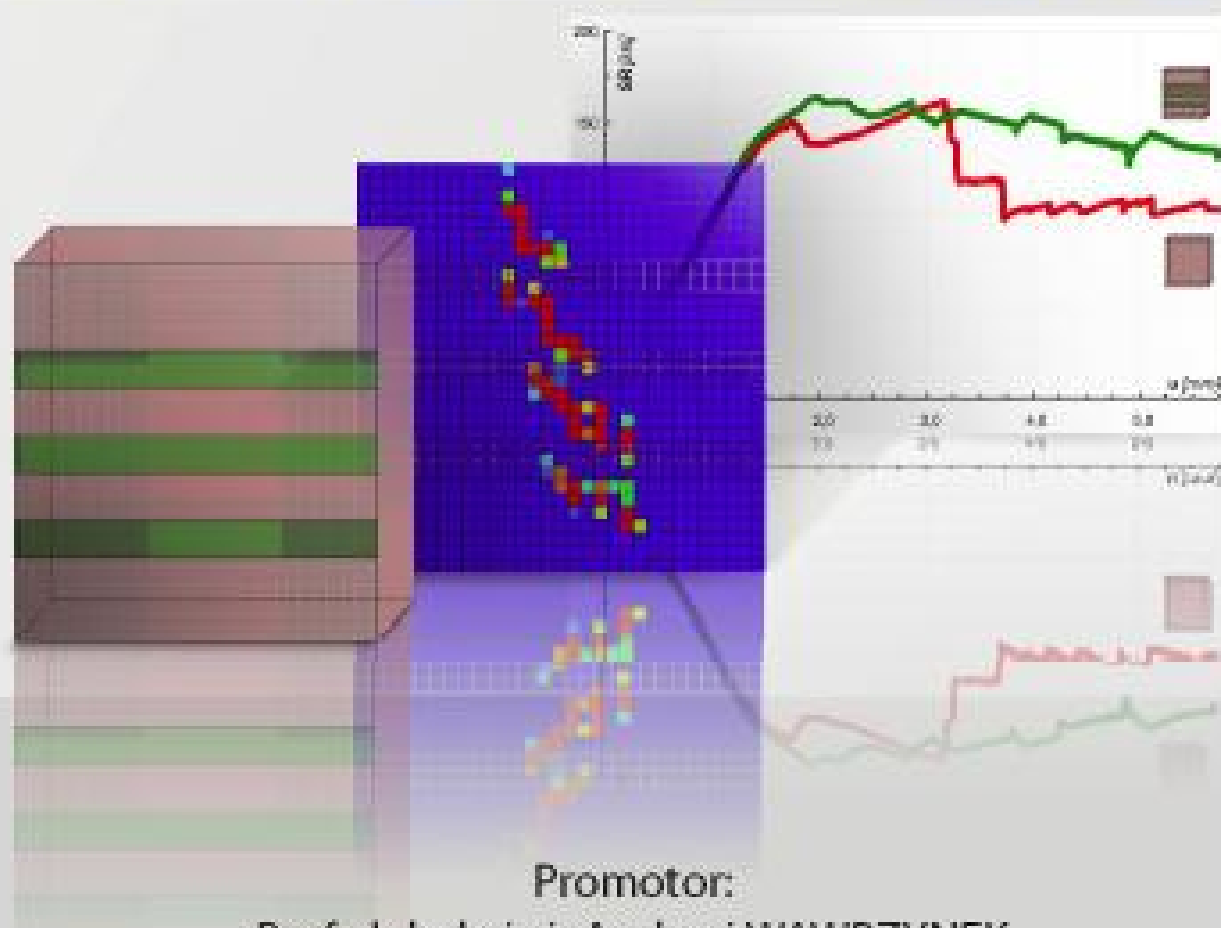


POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA TEORII KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Mgr inż. Magdalena MROZEK

Rozprawa doktorska pod tytułem:

NUMERYCZNA SYMULACJA WZMACNIANIA MATAMI CFRP KONSTRUKCJI MUROWYCH Z CEGŁY



POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
KATEDRA TEORII KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

*Mgr inż. **Magdalena MROZEK***

Rozprawa doktorska pod tytułem:

**NUMERYCZNA SYMULACJA
WZMACNIANIA MATAMI CFRP
KONSTRUKCJI MUROWYCH Z CEGŁY**

Promotor:
*Prof. dr hab. inż. **Andrzej WAWRZYNEK***

Gliwice 2012r.

*Dziękuję mężowi oraz wszystkim osobom, które pomagały przy
tworzeniu tej pracy oraz wspierały mnie.*

Autorka

Projekt okładki: Tomasz LAMORSKI

© Copyright by
Magdalena MROZEK
magdalena.mrozek@polsl.pl
Gliwice 2012

Utwór w całości ani we fragmentach nie może być powielany ani rozpowszechniany za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących, nagrywających i innych, w tym również nie może być umieszczany ani rozpowszechniany w postaci cyfrowej zarówno w Internecie, jak i w sieciach lokalnych bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich.

WYBRANE OZNACZENIA I SKRÓTY STOSOWANE W PRACY	5
1. WPROWADZENIE	7
1.1. CEL ROZPRAWY.....	7
1.2. ZAKRES I UKŁAD PRACY	9
2. WZMACNIANIE KONSTRUKCJI MUROWYCH – PRZEGLĄD LITERATUROWY	13
2.1. WPROWADZENIE – SKUTKI DZIAŁANIA OBCIĄŻENIA DYNAMICZNEGO	13
2.2. METODY WZMACNIANIA KONSTRUKCJI.....	18
2.2.1. <i>Metody napowierzchniowe.</i>	20
2.2.2. <i>Naprawa rys - iniekcja.</i>	21
2.2.3. <i>Zewnętrzne zbrojenie.</i>	24
2.2.4. <i>Sprężanie.</i>	24
2.2.5. <i>Technika rdzenia centralnego.</i>	24
2.2.6. <i>Uzupełnianie spoin.</i>	25
2.2.7. <i>Rekonstrukcja.</i>	26
2.3. WZMACNIANIE KONSTRUKCJI MUROWYCH MATERIAŁAMI KOMPOZYTOWYMI	27
2.3.1. <i>Wprowadzenie</i>	27
2.3.2. <i>Ogólne informacje o FRP</i>	28
2.3.3. <i>Mury wzmocnione FRP - badania</i>	34
3. MODELOWANIE NUMERYCZNE – METODY I MODELE	43
3.1. WPROWADZENIE	43
3.2. CHARAKTERYSTYKA MODELU MATERIAŁOWEGO.....	44
3.2.1. <i>Wprowadzenie</i>	44
3.2.2. <i>Charakterystyka pracy materiałów kruchych.</i>	45
3.2.3. <i>Zaawansowane modelowanie betonu i muru konstrukcyjnego.</i>	48
3.2.4. <i>Parametry murów przyjętych do obliczeń numerycznych.</i>	61
3.3. MODELOWANIE KONSTRUKCJI MUROWYCH WZMOCNIONYCH FRP.....	63
3.3.1. <i>Modelowanie wzmocnienia w postaci prętów</i>	64
3.3.2. <i>Modelowanie elementami modyfikowanymi.</i>	65
3.4. MODELOWANIE MURU ZE WZMOCNIENIEM POWIERZCHNIOWYM – DOBÓR PARAMETRÓW ..	66
3.4.1. <i>Wstęp</i>	66
3.4.2. <i>Numeryczne połączenie kompozytu z murem.</i>	70
3.4.3. <i>Porównanie modeli powłokowych z tarczowymi.</i>	76
3.4.4. <i>Wpływ relacji modułów sprężystości mat do murów na poziom wzmocnienia.</i>	79
3.4.5. <i>Analiza porównawcza modeli w różnym momencie aktywacji wzmocnienia matami.</i>	83
3.5. PODSUMOWANIE	85

4. WYBRANE WYNIKI ANALIZOWANYCH PRZYPADKÓW OBLICZENIOWYCH	87
4.1. WERYFIKACJA PRZYJĘTEGO MODELU NA PODSTAWIE BADAŃ LABORATORYJNYCH DOSTĘPNYCH W LITERATURZE.....	87
4.1.1. Krótki opis badań laboratoryjnych, przedstawionych w artykule [116].....	87
4.1.2. Charakterystyka przyjętego modelu numerycznego.....	89
4.1.3. Rezultaty analiz wybranych rodzajów murów.....	90
4.1.4. Podsumowanie.....	94
4.2. ŚCINANIE WYBRANEJ KONDYGNACJI BUDYNKU.....	95
4.2.1. Wstęp.....	95
4.2.2. Wybrana ściana budynku - nr 1.....	96
4.2.3. Ściana nr 2 i ściana nr 3 – porównanie.....	105
4.2.4. Ściana nr 4 (szeroka).....	110
4.2.5. Podsumowanie dotyczące wzmacniania wybranych ścian.....	113
4.3. ANALIZA WZMOCNIENIA CFRP W ODNIESIENIU DO PROPORCJI WYMIARÓW PRÓBEK MUROWYCH.....	113
4.3.1. Wprowadzenie.....	113
4.3.2. Dobór układu mat – próbki pełne (bez otworów).....	119
4.3.3. Dobór układu mat – próbki z otworami.....	143
4.3.4. Podsumowanie.....	151
5. WNIOSKI	153
5.1. WNIOSKI Z PRZEPROWADZONYCH ANALIZ.....	153
5.2. KIERUNKI ROZWOJU.....	158
PIŚMIENNICTWO	161

WYBRANE OZNACZENIA I SKRÓTY STOSOWANE W PRACY

α, β, γ	bezwymiarowe parametry modelu Barcelona (str.50)
$\varepsilon_c^{in}, \varepsilon_t^{in}$	odkształcenie trwałe przy ściskaniu, rozciąganiu (str.57)
κ	zmienna wzmocnienia (str. 49)
$\bar{\sigma}$	tensor naprężeń efektywnych (str.49)
d_c	zmienna izotropowego zniszczenia przy ściskaniu (str.49)
d_t	zmienna izotropowego zniszczenia przy rozciąganiu (str.49)
$d, SDEG$	sumaryczna zmienna izotropowego zniszczenia (str.57)
u	przemieszczenie (zazwyczaj na kierunku poziomym)
$2D$	zadanie płaskiego stanu naprężenia – tarcza (str.77)
$3D$	zadanie geometrycznie przestrzenne – powłoka (str.77)
B	model betonu (str.63)
$CFRP$	z ang. Carbon Fibre Reinforced Polymers (str.27)
E_{mata}	moduł sprężystości maty wzmacniającej (str.79)
E_{mur}	moduł sprężystości muru (str.79)
ES	element skończony w MES (str.8)
FRP	z ang. Fibre Reinforced Polymers (str.27)
$M1,2,3$	model muru – teoretyczny (str.62)
MB	model Barcelona (str.45)
NSM	z ang. Near Surface Mounted (str.35)
$S2,4$	model muru – badania laboratoryjne (str.61)
SR	sumaryczna reakcja (str.68)
SW	sztywność próbki ścinanej (str.68)
SW_{bez}	sztywność próbki ścinanej bez wzmocnienia (str.68)
SW_{wzm}	sztywność wzmocnionej próbki ścinanej (str.68)
SPR	model liniowo-sprężysty materiału
TIE	sposób sztywnego połączenia pomiędzy elementami (str.71)

1. WPROWADZENIE

Rozdział zawiera cel oraz tezy rozprawy, a także ogólne opisy poszczególnych rozdziałów.

1.1. Cel rozprawy

Wzmacnianie konstrukcji murowych poddanych obciążeniom dynamicznym jest ważnym i stale rozwijającym się zagadnieniem w dziedzinie budownictwa, między innymi ze względu na murowane obiekty zabytkowe, których zniszczenie byłoby niepowetowaną stratą dla kultury. Stąd, trwają nieustanne badania pozwalające na wyłonienie najlepszej techniki wzmacniania, tak, aby nie tylko możliwe było uniknięcie konsekwencji działania na konstrukcję niebezpiecznego obciążenia, ale przede wszystkim, by samo zabezpieczenie nie stało się przyczyną jej uszkodzenia. Jedną z wielu metod wzmacniania jest pokrycie konstrukcji kompozytami – polimerami zbrojonymi włóknami np. węglowymi bądź szklanymi – w postaci mat lub taśm. Wymieniony sposób wzmacniania jest głównym tematem niniejszej dysertacji.

Ze względu na wysoki koszt eksperymentów laboratoryjnych bada się, co najwyżej, po kilka próbek z paroma (dwoma lub trzema) układami mat lub taśm (patrz np. [30], [48] czy [93]). Dodatkowym problemem występującym w testach laboratoryjnych jest skala próbek, która również może być przyczyną różnic między otrzymanymi wynikami pomiarów a rzeczywistą pracą konstrukcji poddanej obciążeniu (quasi-) statycznemu lub dynamicznemu. Dlatego, właściwym uzupełnieniem badań laboratoryjnych mogą być symulacje numeryczne, w których znika problem skali, a jednocześnie możliwe jest przeanalizowanie dużo większej liczby różnych modeli.

Rozprawa doktorska poświęcona jest analizom numerycznym, które w dalszych etapach badawczych powinny zostać zweryfikowane odpowiednimi testami przeprowadzonymi w laboratorium. Jednocześnie, symulacje numeryczne mogą pomóc określić rodzaje próbek przeznaczonych do badań laboratoryjnych, m.in. poprzez odrzucanie nieskutecznych (mało efektywnych) układów wzmocnień.

Symulacje numeryczne przedstawione w pracy podzielić można na dwie główne grupy. Pierwsza zawiera serię badań prowadzących do właściwego doboru głównych parametrów modelu obliczeniowego – w tym fizycznych i geometrycznych oraz dopuszczalnych uproszczeń prowadzących do skrócenia obliczeń, bez znaczącego wpływu na otrzymane wyniki i wyciągane wnioski. Z kolei, druga grupa dotyczy realizacji głównego celu pracy. Po weryfikacji bazowych modeli obliczeniowych, analizowane są:

- a) ściany (w zakresie jednej kondygnacji), odpowiednio wydzielone z wybranych budynków murowych, poddane obciążeniu ścinającemu,
- b) ścinane próbki murowe o różnych proporcjach wymiarów.

Liczne symulacje numeryczne, przeprowadzone w niniejszej pracy, mają odpowiedzieć na główne pytanie, postawione przez jej Autorkę:

Czy istnieje możliwość, bazując na analizie numerycznej, określenia takiego układu mat zbrojonych włóknami węglowymi (CFRP), który umożliwi efektywne wzmocnienie i zabezpieczenie konstrukcji murowej w dwóch granicznych sytuacjach:

1. pojawienia się pierwszych uszkodzeń (tzw. inżynierski zakres pracy muru) oraz

2. zniszczenia konstrukcji poprzez oddzielenie się jej fragmentu (tzw. zakres mechanizmu zniszczenia)?

Zakresem inżynierskim nazwano (na potrzeby niniejszej rozprawy) pracę konstrukcji murowej zbliżoną do pracy sprężystej. W zakresie tym, pierwsza sumaryczna degradacja pojawiająca się w niewielkiej liczbie elementów skończonych (*ES*) ma wartość mniejszą od 50% (szczegółowy opis problemu degradacji materiału i jej ilościowej oceny znajduje się w rozdz. 3.2.3).

Zakres mechanizmu zniszczenia (dalej wymiennie, skrótowo nazywany mechanizmem zniszczenia), obejmuje pracę muru traktowaną jako niesprężystą. Obserwuje się tu znaczną ilość *ES*, w których współczynnik degradacji przekracza wartość 0,5. W zakresie mechanizmu zniszczenia można w przybliżeniu określić mechanizm zniszczenia próbki (np. ścięcie w określonym miejscu).

Drugi ważny problem analizowany w pracy można również sformułować w postaci pytania:

Czy istnieją układy mat, inne niż całkowite pokrycie konstrukcji murowej, o porównywalnej efektywności mierzonej wzrostem poziomu bezpiecznego obciążenia i/lub wielkością obszaru zdegradowanego?

Efektywne wzmocnienie oznacza osiągnięcie takiego samego poziomu wzmocnienia (lub nieznacznie mniejszego), jak przy pokryciu matami całej powierzchni muru, poprzez zastosowanie analizowanego rozwiązania technicznego (mniejszej powierzchni wzmocnienia). Miarami poziomu wzmocnienia są: wartość sumarycznej reakcji SR ściany/próbki murowej oraz powierzchnia i konfiguracja degradacji (pojęcia ściślej zdefiniowane w kolejnych rozdziałach rozprawy).

1.2. Zakres i układ pracy

Jak już wspomniano, w pracy przedmiotem badań są: całe ściany murowe, z uwzględnieniem współpracy z innymi elementami konstrukcyjnymi (takimi jak: nadproża, stropy czy ściany poprzeczne) oraz próbki murowe (mniejsze wymiary niż ściany) – pełnych i z otworami. Analizowano głównie mury z pełnej cegły ceramicznej powiązanej zaprawą cementowo-wapienną.

Celem dalekosiężnym prowadzonych badań jest analiza konstrukcji murowych poddanych działaniu zmiennych obciążeń, w tym (para)sejsmicznych. W tego typu obciążeniach czynnikiem, najbardziej wpływającym na zachowanie i wyężenie konstrukcji murowej, jest ścinanie poprzeczne. Stąd w numerycznych symulacjach, przedstawionych w pracy, przyjęto, jako podstawowe obciążenie, wymuszone narastającym przemieszczeniem górnej krawędzi ściany/próbki murowej (z utwierdzoną krawędzią dolną), przy stałym pionowym obciążeniu statycznym (ściskaniu) odpowiadającemu, w przybliżeniu, obciążeniu z wyższych kondygnacji.

Po szerokiej analizie literatury przedmiotu, przyjęto, że do realizacji celów pracy niezbędne jest zastosowanie zaawansowanego modelu materiałowego, uwzględniającego złożony proces degradacji muru podczas narastania obciążenia.

Zasadnicze, z punktu widzenia celu badań, symulacje ścinania ścian i próbek murowych (ponad 800 różnych symulacji) poprzedzone zostały szeregiem obliczeń weryfikujących, których celem było sprawdzenie skonstruowanego (na potrzeby analizy doboru efektywnego układu mat) uproszczonego modelu obliczeniowego.

Praca została podzielona na pięć rozdziałów, skrótowo opisanych poniżej:

Rozdział 1 - *Wprowadzenie* – stanowiące wstęp, zawierający cel oraz tezę dysertacji.

Rozdział 2 – *Wzmacnianie konstrukcji murowych – przegląd literaturowy* – rozpoczyna się informacjami dotyczącymi skutków działania obciążeń dynamicznych na konstrukcje murowe oraz metod ich wzmacniania, ze szczególnym skupieniem się na wzmacnianiu matami FRP. Druga część tego rozdziału zawiera przegląd dostępnych w literaturze badań wzmacniania konstrukcji murowych polimerami zbrojonymi włóknami, rozdzielonych osobno na działające obciążenie w płaszczyźnie muru oraz prostopadle do niej.

Rozdział 3 – *Modelowanie numeryczne – metody i modele* – poprzedzony jest skróconym opisem przyjętego w analizach sprężysto-plastyczno-degradacyjnego modelu materiałowego (tzw. Model Barcelona), wraz z odpowiednimi charakterystykami wybranych murów. Następnie przedstawiono trzy metody numerycznej symulacji wzmocnień:

- a) modelowanie wzmocnienia w postaci prętów,
- b) modelowanie wzmocnienia elementami modyfikowanymi,
- c) modelowanie wzmocnienia powierzchniowego.

W dalszej części pracy opisany jest sposób tworzenia modelu bazowego, wykorzystywanego w zasadniczej części pracy (rozdział 4.). Analizowane są takie zagadnienia, jak:

- a) różnica pomiędzy modelem powłokowym a tarczowym (PSN),
- b) rodzaj numerycznego połączenia muru z matą,
- c) wpływ stosunku modułów sprężystości maty i muru na poziom wzmocnienia,
- d) moment zastosowania wzmocnienia w odniesieniu do przyłożonego przemieszczenia.

Rozdział 4 – *Wybrane wyniki analizowanych przypadków obliczeniowych* – to główny rozdział pracy, zawierający analizę wyników symulacji numerycznych wzmacniania konstrukcji murowych matami CFRP. Na początku rozdziału opisana jest weryfikacja modelu obliczeniowego poprzez porównanie obliczeń z wynikami eksperymentów, przedstawionymi w [116]. Pierwsze analizy numerycznego doboru najbardziej efektywnych układów wzmocnienia przeprowadzone zostały na czterech różnych ścianach. Ściany numer 1, 2 i 3 różniły się jedynie otworami, natomiast czwarta ściana, dodatkowo miała inne wymiary oraz zastosowane wewnętrzne ściany poprzeczne. Następnie przeprowadzono analizy wpływu różnych proporcji wymiarów próbek murowych (pełnych oraz z otworem) na poziom wzmocnienia oraz dobór układu mat. Analizowanymi układami wzmocnienia były między innymi: pasy poziome, pasy

pionowe, połączenie pasów poziomych oraz pionowych, tworzących kratę oraz układy, których przyjęcie wymagało wcześniejszej analizy map degradacji (pod względem lokalizacji powstałych uszkodzeń) modelu bez wzmocnienia. We wszystkich analizowanych przypadkach efektywny układ wzmocnienia dobierany był w dwóch, przyjętych w pracy, zakresach pracy muru: inżynierskim oraz mechanizmu zniszczenia.

Rozdział 5 - *Wnioski* – stanowi podsumowanie dużej liczby analiz numerycznych, opisanych w rozdziałach 3 i 4. Pierwsza część podsumowania i wniosków odnosi się do analiz doboru parametrów modelu obliczeniowego (rozdział trzeci). Kolejne wnioski dotyczą analiz przedstawionych w rozdziale czwartym i zostały podzielone na dwie grupy związane z dwoma zakresami pracy muru, przyjętymi przez Autorkę rozprawy. Otrzymane wnioski mają być punktem wyjścia w dalszej pracy nad przedstawianym w rozprawie zagadnieniem (wzmacniania murów ceglanych matami CFRP), zarówno podczas kolejnych symulacji numerycznych, jak również (a może przede wszystkim) przy projektowaniu badań laboratoryjnych.

W rozdziale tym przedstawiono też niektóre kierunki planowanych badań, wraz z przytoczeniem przykładowych wyników analizy ściany murowej obciążonej dynamicznie.

Wszelkie obliczenia z wykorzystaniem pakietu ABAQUS wykonano zdalnie w Akademickim Centrum Komputerowym „CYFRONET” w Krakowie. Komputery dużej mocy obliczeniowej o nazwie „Baribal” i „Saturn” posiadają zainstalowany przytaczany program, a prowadzenie obliczeń możliwe było na podstawie przyznanych grantów MNiSW/SGI3700/PŚląska/084/2007 oraz MNiSW/Sun6800/PŚląska/084/2007.

2. WZMACNIANIE KONSTRUKCJI MUROWYCH – PRZEGLĄD LITERATUROWY

Drugi rozdział to przegląd pozycji literaturowych, zawierających treści o tematyce wzmacniania konstrukcji murowych. Rozdział został podzielony na trzy główne części. Pierwsza dotyczy oddziaływań dynamicznych na konstrukcje murowe, w szczególności ich rodzajów oraz skutków działania. Druga część to wybór metod wzmacniania konstrukcji murowych. Ostatnia z części dotyczy jednej z metod – wzmacnianiu przy zastosowaniu polimerów zbrojonych włóknami. Znajdują się w niej ogólne informacje o kompozytach, własnościach materiałowych ich składników, metodach wytwarzania etc. Przedstawiono też przegląd prac dotyczących eksperymentów konstrukcji murowych wzmacnianych materiałami FRP, z podziałem na obciążenie ścinające działające w płaszczyźnie oraz prostopadle do wzmocnionej płaszczyzny muru.

2.1. Wprowadzenie – skutki działania obciążenia dynamicznego

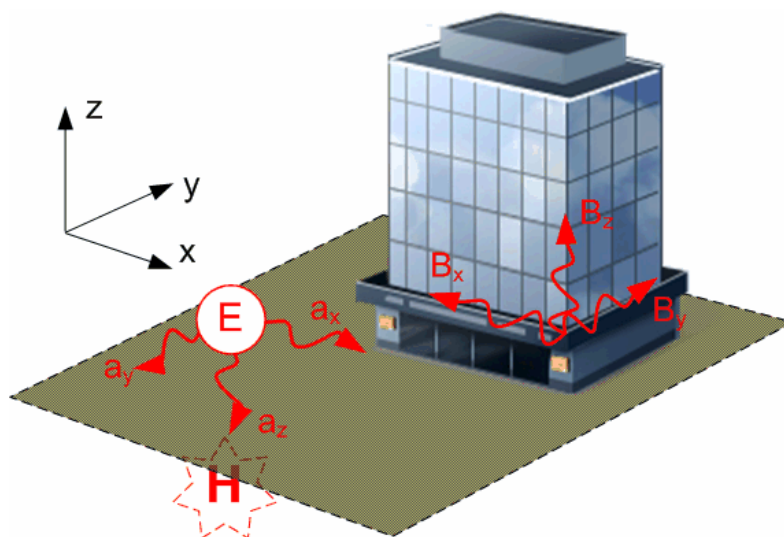
Konstrukcje murowe nie są najlepszym rozwiązaniem w przypadku obciążeń dynamicznych, zwłaszcza gdy są to wstrząsy sejsmiczne, czyli takie, które powstały w sposób naturalny, wskutek krótkotrwałego wstrząsu ośrodka skalnego, pochodzącego z głębi Ziemi i rozchodzącego się w postaci fal sejsmicznych. Polska jest terenem słabo aktywnym sejsmicznie, ale to wcale nie oznacza, że nie występuje tu zagrożenie obciążeniami dynamicznymi. Nawet, gdy wstrząsy sejsmiczne pojawiają się rzadko i najczęściej są niezagrażające nośności konstrukcji, to występują wstrząsy parasejsmiczne, czyli takie, które wywołane są aktywnością człowieka, którą jest m.in.:

- eksploatacja górnicza,
- prace strzałowe (w kopalniach lub kamieniołomach),
- wbijanie pali fundamentowych (w sąsiedztwie budowli),
- drgania generowane przez urządzenia przemysłowe,
- intensywny ruch drogowy i kolejowy.

Wstrząsy parasejsmiczne, najczęściej, mają mniejsze wartości przyspieszeń niż sejsmiczne, jednak również mogą zagrażać obiektom murowanym głównie wystąpieniem zarysowań w różnym stopniu zaawansowania, ale również w pewnych przypadkach całkowitym zniszczeniem. W Polsce występują trzy tereny najbardziej zagrożone aktywnością parasejsmiczną (pochodzenia górniczego) i należą do nich: Górny Śląsk (GOP), Bełchatów oraz Legnicko-Głogowski Okręg Miedziowy (LGOM).

Wstrząsy (para)sejsmiczne niekorzystnie wpływają na konstrukcje murowe [17], ze względu na powstające siły poprzeczne, których przeniesie jest

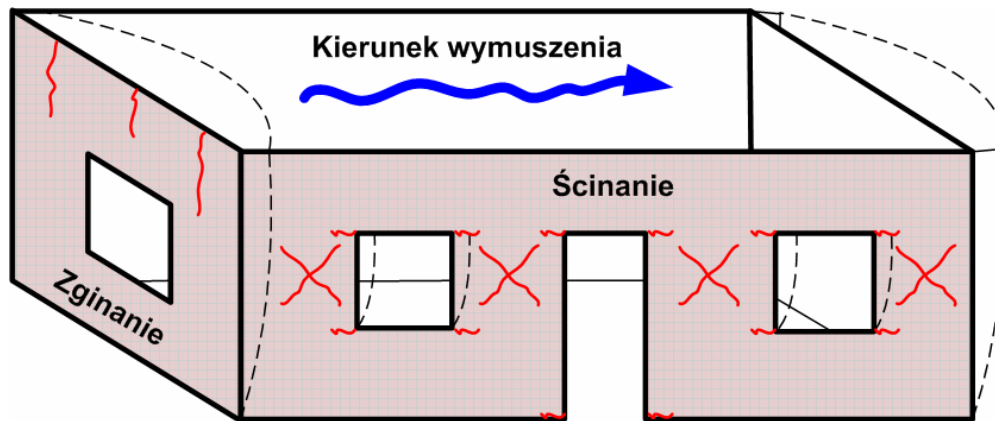
problemem w przypadku kruchego materiału, jakim jest mur. Sposób, w jaki powstają takie siły, obrazuje Rys. 2.1. Źródło wstrząsu nazywamy hipocentrum, z niego transmitowane są fale sejsmiczne na powierzchnię, gdzie powstaje epicentrum, z którego, z kolei, propagują fale powierzchniowe przez podłoże i docierają do budynku, powodując jego drgania. Odpowiedzią budynku na taki rodzaj obciążenia jest powstanie skupionych sił bezwładności B , których wielkość zależy od wielu czynników, m.in. od sztywności elementów konstrukcyjnych i ich masy. Siły bezwładności posiadają ten sam kierunek, co przyspieszenie gruntu, lecz przeciwny zwrot.



Rys. 2.1. Działanie wstrząsu parasejsmicznego na budowlę.

Do uszkodzeń obiektów murowych powstałych pod obciążeniem (para)sejsmicznym możemy zaliczyć [125] m.in.:

- rysy pomiędzy ścianami i stropami,
- rysy w narożach i skrzyżowaniu ścian,
- przewrót ściany zewnętrznej od wymuszenia działającego z płaszczyzny tej ściany,
- przekątniowe rysy w ścianach nośnych,
- częściowa separacja lub przewrócenie się ścian nośnych,
- częściowe lub całkowite zawalenie się budynku.



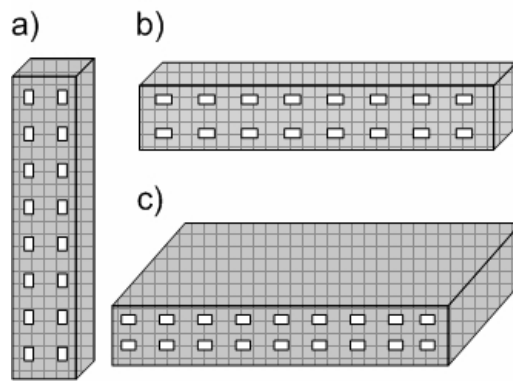
Rys. 2.2. Podstawowe deformacje i zniszczenia niewzmocnionego budynku murowego, za [125].

Podstawowe deformacje i typy zniszczenia w prostym budynku murowym, spowodowane wstrząsem sejsmicznym, obrazuje schematycznie Rys. 2.2. Rzeczywisty stan uszkodzeń konstrukcji murowej wywołany trzęsieniem ziemi zilustrowany został na Rys. 2.3. Ściany prostopadłe do kierunku działania wymuszenia poddane są zginaniu z płaszczyzny, powodującego pionowe rysy w narożach i środku ścian. W ścianach, w których obciążenie działa w płaszczyźnie, zginanie i ścinanie skutkuje rysami, odpowiednio poziomymi i przekątniowymi (w kształcie litery „X”).



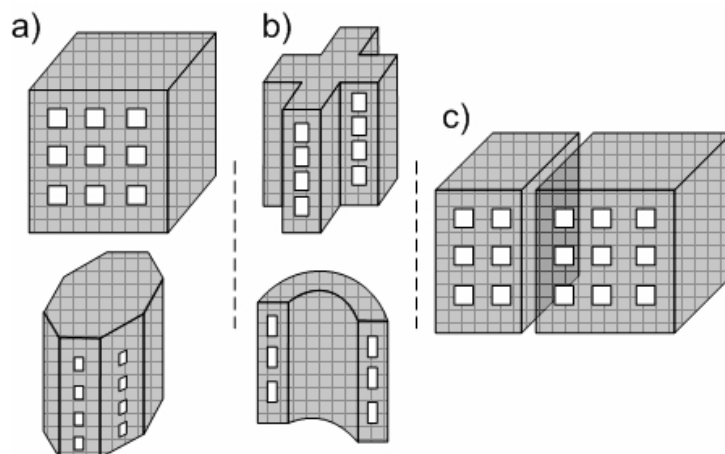
Rys. 2.3. Chamoli, 1999: mały budynek murowy z typowymi uszkodzeniami wywołanymi trzęsieniem ziemi, www.nicee.org.

Mur nie jest odpowiednim materiałem na tereny aktywne sejsmicznie, dlatego nie zaleca się stawiania w takich miejscach obiektów murowych niewzmocnionych. Jednak są przypadki budynków murowych, które przetrwały trzęsienie ziemi zaledwie lekko zniszczone lub nawet niezniszczone w ogóle, chociaż zbudowane były w tym samym miejscu, co budynki zniszczone. To czy budynek, i w jakim stanie, przetrwa zależy od jakości materiału, ale również od przestrzegania pewnych zasad na etapie projektowania. Po pierwsze, budynki powinny mieć wszystkie swoje wymiary zbliżone, najlepiej zachowują się tzw. kostki. Obiekty, w których jeden z wymiarów jest znacznie większy bądź mniejszy od pozostałych (Rys. 2.4), gorzej poradzą sobie ze wstrząsem sejsmicznym.



Rys. 2.4. Budynki z jednym wymiarem znacznie odbiegającym od pozostałych, za [101].

Rzut poziomy budynku powinien być jak najbardziej prosty (Rys. 2.5a), gdyż wszelkie wystające fragmenty w kształcie litery U, V, H czy zakrzywienia budynku (Rys. 2.5b) mogą zostać zniszczone w trakcie trzęsienia ziemi (Rys. 2.6). W przypadku złożonego rzutu dobrym rozwiązaniem jest oddzielenie poszczególnych części dylatacją (Rys. 2.5c).

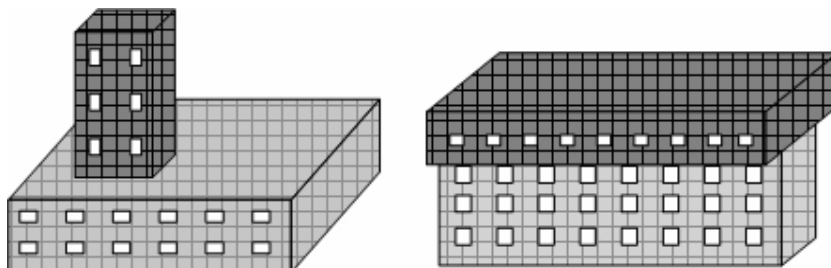


Rys. 2.5. Różne kształty budynków, za [101].

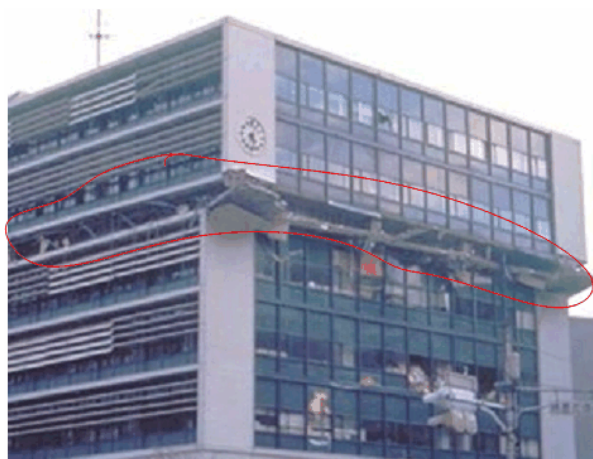


Rys. 2.6. Zniszczenie wynikające z nieregularnego rzutu, za [22].

Rzut pionowy również powinien być prosty, tzn. nie powinno być różnej szerokości i sztywności poszczególnych kondygnacji (Rys. 2.7). Zmiana szerokości budynku powoduje nagły skok sił, powstałych przy wstrząsie, na nieciągły poziom. Budynki, które mają mniej słupów lub ścian na danym piętrze lub niepowtarzalną wysokość kondygnacji, mają tendencję do zniszczenia, które zaczyna się właśnie od takiego piętra (Rys. 2.8).

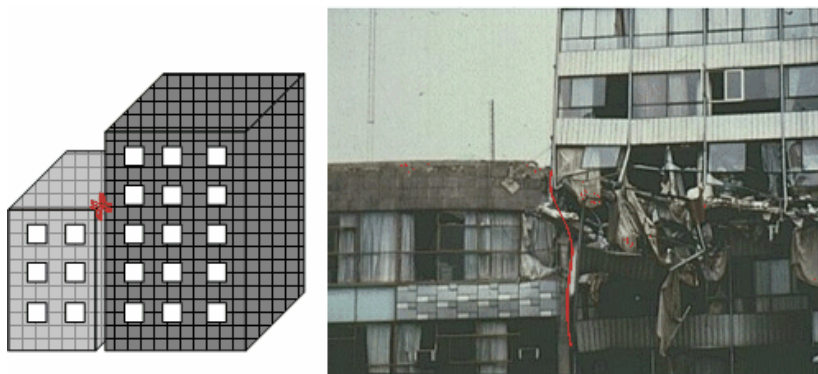


Rys. 2.7. Różne szerokości kondygnacji, za [101].



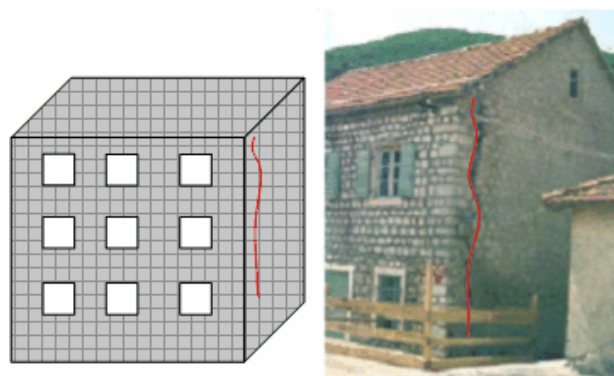
Rys. 2.8. Kobe, 1995: zniszczenie jednej z kondygnacji, za [22].

Jednocześnie ogromne znaczenie ma miejsce posadowienia budynku względem innego. W przypadku, gdy dwa budynki (lub części budynku) znajdują się zbyt blisko siebie, to w trakcie silnego trzęsienia ziemi może dojść do kontaktu, czego efektem będą rozległe zniszczenia konstrukcji (Rys. 2.9).



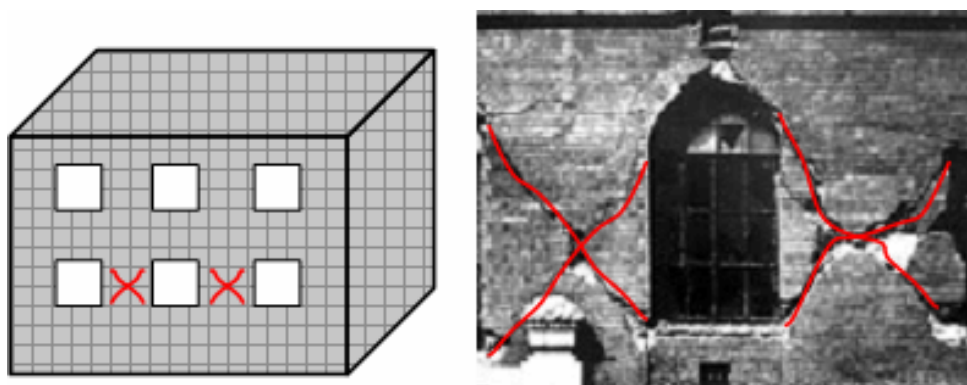
Rys. 2.9. Konsekwencje zbyt bliskiego położenia budynków względem siebie, za [22].

W przypadku złego lub całkowitego braku połączenia ścian między sobą i stropów może pojawić się separacja poszczególnych ścian w postaci szczelin w narożach budynku (Rys. 2.10).



Rys. 2.10. Montenegro, 1979: separacja ściany w narożach, [29].

Na koniec, charakterystyczne przy wstrząsach sejsmicznych, zniszczenia w kształcie litery X, powstałe przy zmiennym zwrocie działania wymuszenia, pojawiające się często w miejscach osłabień, takich jak filarki międzyokienne (Rys. 2.11). Są one rezultatem nieodpowiedniej wytrzymałości konstrukcji na ścinanie.



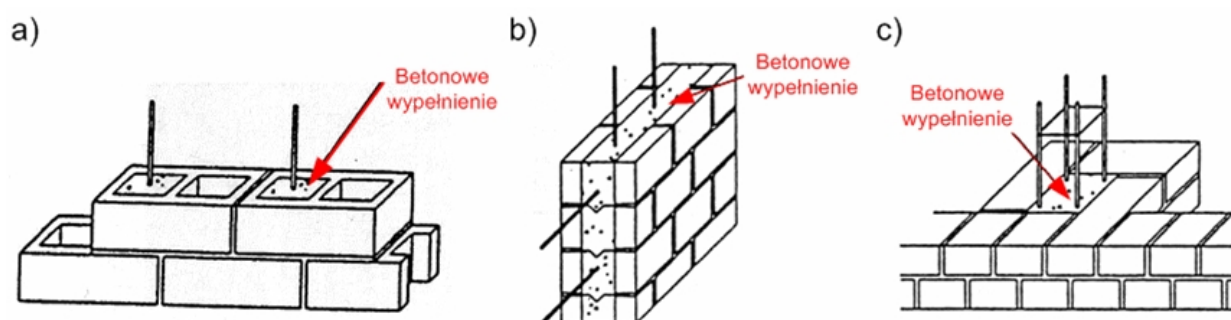
Rys. 2.11. Long Beach, 1933: charakterystyczne spękania w kształcie litery X, [29].

2.2. Metody wzmacniania konstrukcji

Na terenach oddziaływań dynamicznych, ze wskazaniem na obszary sejsmiczne, Eurokod 8 [35] zaleca (zalecenia dotyczące projektowania budynków murowych na oddziaływania dynamiczne odnaleźć można również w [15], [39], [40], [56] ÷ [59]) stosowanie jednego z trzech rodzajów konstrukcji murowych:

- zbrojone konstrukcje murowe,
- skrępowane konstrukcje murowe,
- niezbrojone konstrukcje murowe (w ograniczonym zakresie).

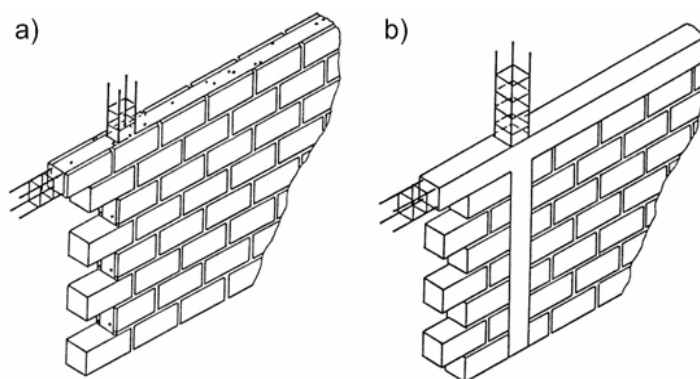
Konstrukcje murowe zbrojone, aby osiągnąć odpowiedni wzrost wytrzymałości na obciążenia dynamiczne, muszą stanowić monolit złożony z muru oraz zbrojenia. Stal zbrojeniowa najczęściej ma postać prętów oraz siatek, które umieszczane są w spoinach wspornych muru oraz w specjalnych otworach, wypełnionych zaprawą bądź betonem. Otwory te mogą być specjalnie wytworzone w elementach murowych (Rys. 2.12a). Innym sposobem jest utworzenie pomiędzy dwoma warstwami muru szczeliny, w którą umieszcza się pionowe i poziome zbrojenie, zalewane następnie mieszanką betonową lub zaprawą (Rys. 2.12b). W przypadku braku elementów posiadających otwory, można uformować kieszeń, poprzez specjalny układ wiązania (Rys. 2.12c), w którą umieszcza się zbrojenie pionowe.



Rys. 2.12. Układ zbrojenia konstrukcji murowych: a) w otworach elementów murowych, b) w szczelinie pomiędzy warstwami muru, c) w kieszeni, za [109].

Ściany murowe skrępowane cechuje występowanie poziomych i pionowych elementów krępujących, wykonanych z muru zbrojonego (Rys. 2.13a) lub żelbetu (Rys. 2.13b). Połączenie tych elementów ze ścianą musi gwarantować jednorodność całości w przenoszeniu obciążeń. Główną różnicą pomiędzy takimi konstrukcjami a konstrukcjami ramowymi z wypełnieniem w postaci ścian murowych, jest sposób ich wykonania. Górne i boczne elementy krępujące są wykonywane po wybudowaniu muru w sposób zapewniający ich połączenie ze ścianą. Według zaleceń EC 8 [35], elementy krępujące powinny znaleźć się:

- na każdej kondygnacji, w każdym odcinku pomiędzy ścianami,
- na obydwu bokach każdego otworu o powierzchni większej niż $1,5 \text{ m}^2$,
- w ścianach, w których maksymalna rozpiętość zarówno w pionie, jak i poziomie wynosi 4,0 m,
- na wszystkich końcach swobodnych ścian.



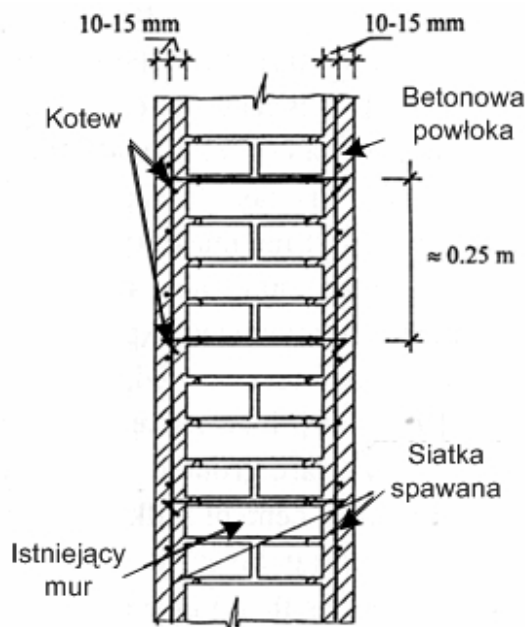
Rys. 2.13. Elementy krępujące: a) z muru zbrojonego, b) z żelbetu, [125].

Ostatnią grupą konstrukcji murowych wymienionych przez EC 8 są niezbrojone konstrukcje murowe, które z założenia powinny się stosować w ograniczonym zakresie na terenach sejsmicznych, a w przypadku odrzucenia tego warunku, należy odpowiednio dostosować nośność takich budynków do obciążenia dynamicznego. W tym miejscu pojawia się problem z istniejącymi niezbrojonymi konstrukcjami murowymi, które często są obiektami zabytkowymi. W takim przypadku pozostaje jedynie dobrać odpowiednią metodę wzmocnienia. Zsyntezowany zbiór metod wzmocniania konstrukcji murowych, ze względu na oddziaływania dynamiczne można odnaleźć m.in. w [4], [10], [29], [125]. Najważniejsze z tych metod zostały omówione poniżej.

2.2.1. Metody napowierzchniowe.

Do tej grupy metod wzmocniania konstrukcji murowych należą wszelkie odmiany nakładania (dodawania) nowej warstwy na powierzchnię ściany konstrukcji (po jednej lub obu stronach), której celem jest wzmocnienie całego obiektu. Stąd, stosuje się tynk zbrojony, którego składnikiem jest zbrojona zaprawa cementowa. Zamiast tradycyjnego zbrojenia stalowego, można użyć włókien węglowych. Nałożenie przykładowego „płaszcza” cementowego polega na (Rys. 2.14):

- usunięciu starego tynku ze ściany,
- usunięciu zaprawy pomiędzy elementami murowymi na głębokości 10÷15mm,
- wypełnieniu rys zaczynem,
- oczyszczeniu powierzchni ściany,
- nałożeniu pierwszej warstwy zaprawy cementowej (10÷15 mm grubości),
- umieszczeniu siatek zbrojeniowych, łączonych kotwami,
- nałożeniu drugiej warstwy zaprawy (całkowita grubość mniejsza od 30 mm).



Rys. 2.14. Wzmacnianie poprzez pokrycie zbrojoną zaprawą cementową, na podstawie [27].

Stosowanie tego rodzaju metod pozwala na otrzymanie wzmocnienia od 30 do 260% w porównaniu do konstrukcji niewzmocnionej. Wyniki testów przeprowadzanych w tym kierunku można odnaleźć m.in. w [1], [60], [111], [120], [121]. Zaletami tej metody są niewątpliwie niski koszt i prostota wykonania oraz ograniczona masa dodana. Do wad należy zaliczyć negatywny wpływ na wizerunek architektoniczny.

Zaprawa cementowa może być także natryskiwana (tzw. torkretowanie) na siatkę prętów zbrojeniowych [68]. Grubość takiej warstwy należy przyjąć odpowiednio w zależności od intensywności obciążenia dynamicznego, ale nie mniej niż 60 mm [1]. Zastosowanie torkretowania może podwyższyć wytrzymałość niezbrojonej ściany murowej nawet o 300% [1]. Zaletą jest niewątpliwie wysoki przyrost siły poprzecznej potrzebnej do zniszczenia, a wadą duża masa dodana i zmiana w wyglądzie zewnętrznym obiektu.

2.2.2. Naprawa rys - iniekcja.

Metoda wzmocnienia połączona z naprawą, polega na wypełnieniu wszelkich pustek oraz rys w konstrukcji, które pojawiły się w niej z powodu fizycznego lub chemicznego rozkładu oraz działań mechanicznych. Według zaleceń EC 8 [35], jeśli rysa jest duża (około 10 mm rozwartości) i grubość muru jest relatywnie mała, to wypełnia się ją zaprawą na bazie cementu. W przeciwnym razie, rysy powinny być zainiektowane zaczynem cementowym

z domieszkami przeciwnskurczowymi. Jeśli rysy są cienkie (mniej niż 2 mm rozwartości), to rekomendowane jest użycie spoiwa na bazie epoksydu. Jednak zastosowanie żywicy epoksydowej jest uzasadnione, wtedy gdy wiąże się to z brakiem konsekwencji wzrostu wytrzymałości wybranych części budynku w postaci zagrożenia zniszczenia innych. Ponieważ cena epoksydu jest wysoka, podejmuje się różne działania zmniejszające koszty jego stosowania. Można, na przykład, dodać do żywicy epoksydowej materiał wypełniający, w postaci drobnoziarnistego piasku. Kolejność czynności przy wykonywaniu iniekcji:

- usunięcie zniszczonej części muru,
- ulokowanie dysz iniekcyjnych w ścianie wzdłuż rysy w odległościach 0,3÷0,6 m,
- czyszczenie powierzchni ściany, sklejanie rys i otoczenia dysz,
- iniekcja wodą w celu sprawdzenia systemu,
- iniekcja zaczynu (Rys. 2.15) z ciśnieniem mniej niż 0,1 MPa, w kolejności od najniższej położonych dysz w kierunku ku górze.



Rys. 2.15. Wzmacnianie muru iniekcją zaczynu, za [125].

Iniekcja zaczynu cementowego pozwala na przywrócenie od 0,8 [118] do 1,4 [12], [120] wytrzymałości muru. Głównymi zaletami tej metody są:

- mała masa wzmocnienia (praktycznie pomijalna),
- brak zaburzania wizerunku zewnętrznego,
- niewidoczna interwencja, stąd jest ona idealna do strukturalnego wzmocnienia budowli zabytkowych.

Do wad zaliczyć można:

- niewielki wzrost wytrzymałości na ścinanie w przypadku iniekcji cementowej,
- możliwość zmiany tekstury tradycyjnego muru przy zastosowaniu cementu,
- możliwość pojawienia się zwiększonego zawilgocenia ściany po zastosowaniu iniekcji cementowej,
- wytworzenie przez epoksyd strefy o różnej sztywności i wytrzymałości we wzmacnianej ścianie, dodatkowo przy wysokiej cenie tego materiału.

W związku z tym, każdy rodzaj tego wzmocnienia powinien mieć indywidualnie dobraną mieszankę, neutralną do wzmacnianego muru. Niestety często taka mieszanka nie poprawia wystarczająco wytrzymałości istniejącej ściany. Wtedy koniecznym staje się zastosowanie materiałów takich jak beton czy stal.

Alternatywą opisaną wcześniej iniekcji jest, opracowana w Instytucie Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej, metoda złącza podatnego. Jest ona szczególnie polecana do ochrony i naprawy obiektów murowych zlokalizowanych na terenach sejsmicznych, szkód górniczych oraz wpływów komunikacyjnych. Jej zastosowanie polega na ręcznym bądź mechanicznym wypełnieniu pęknięć występujących w murze specjalnie dobraną masą polimerową, którą stanowi dwuskładnikowa zaprawa wytworzona na bazie żywicy poliuretanowej. Jedną z najważniejszych cech złącza podatnego jest duża odkształcalność, która jest szczególnie istotna w przypadku obciążenia dynamicznego. Dzięki niej zredukowane są miejsca koncentracji naprężeń, które mogą powodować nowe zniszczenie w osłabionej konstrukcji murowej. Kolejne to: brak wrażliwości na wilgoć oraz odporność na starzenie, możliwość pracy w zakresie temperatur $-40\div 80^{\circ}\text{C}$ (krótkotrwale nawet do 150°C), odporność na promienie UV, gotowość na przejęcie obciążenia nawet w 12 godzin po aplikacji oraz redukcja drgań.

Szczegóły opisywanej metody można znaleźć m.in. w [71]÷[74]. Znajdują się tam również przykłady przeprowadzonych badań in situ na budynku ceglany przeznaczonym do rozbiórki. Obiekt badano w trzech fazach: jako nieuszkodzony, uszkodzony i skleiony polimerem wypełniającym pęknięcia. Badania dynamiczne potwierdziły wzrost odporności na obciążenia dynamiczne – mimo wysokiego poziomu drgań, jak na badany obiekt, nie pojawiły się nowe uszkodzenia po naprawie polimerem. Przeprowadzono również badania statyczne, aż do zniszczenia budynku. Pojawienie się nowych uszkodzeń w pewnej odległości od miejsc naprawionych masą polimerową potwierdziło wzrost wytrzymałości na rozciąganie, a także redukcję koncentracji naprężeń w najbliższym otoczeniu złącza podatnego.

2.2.3. Zewnętrzne zbrojenie.

Jedną z metod wzmocnienia jest zastosowanie zewnętrznego zbrojenia. Może ono mieć postać stalowych płyt lub rur, które dołączone są do niezbrojonych ścian murowych. Istnieją również systemy połączenia systemów zbrojeniowych do dwóch pionowych łączników, usytuowanych obok wzmacnianej ściany [112]. Z przeprowadzanych eksperymentów (wyniki w [112], [124]) wynika, że zewnętrzne zbrojenie zapewnia od 4,5 do 10-krotnego wzrostu wytrzymałości. Jest to największa zaleta tej metody. Natomiast jako wady można wymienić: możliwość korozji, dużą masę dodaną oraz duży wpływ na wygląd zewnętrzny obiektu.

2.2.4. Sprężanie.

Sprężanie nie jest techniką bardzo często stosowaną, w rozumieniu wzmocnienia konstrukcji murowych. Idea polega na wprowadzeniu do ściany takiego obciążenia, aby powstające naprężenia ściskające przeciwdziałały skutkom naprężeń rozciągających, pojawiających się od obciążenia zewnętrznego. W metodzie tej stosuje się cięgna sprężające, które najczęściej mają formę prętów ze stali stopowej. Następnie łączy się je w sploty, umieszczane w stalowych kanałach w otworach wywierconych wzdłuż środkowej płaszczyzny ściany lub wzdłuż bruzd wyciętych symetrycznie po obu stronach ściany. Otwory i bruzdy są wypełniane zaczynem cementowym bądź torkretowane. Cięgna są umieszczane w taki sposób, aby nie miały możliwości przesuwu w kanałach. Kotwienie sprężenia w murze jest bardziej skomplikowane niż w żelbecie, ponieważ mur ma relatywnie niższą wytrzymałość na ściskanie. Odcinek bierny zakotwienia, może być dobudowany do ciągłych i ciężkich belek fundamentowych żelbetowych, skonstruowanych na każdej stronie spodu ściany. U góry ściany kotwienie może zostać zrealizowane poprzez istniejące elementy żelbetowe, nowe prefabrykowane specjalne belki lub usztywniające płyty stalowe. Urządzenia kotwiące zazwyczaj są umieszczane we wnęce na powierzchni ściany, a później chowane przy pomocy np.: zaprawy cementowej. Badania [131] potwierdzają wzrost siły poprzecznej, potrzebnej do zniszczenia muru. Zaletami tej metody są: brak dodatkowej masy oraz brak wpływu na funkcję obiektu. Natomiast wady, to: duże straty systemu zakotwienia oraz większe ryzyko wystąpienia korozji.

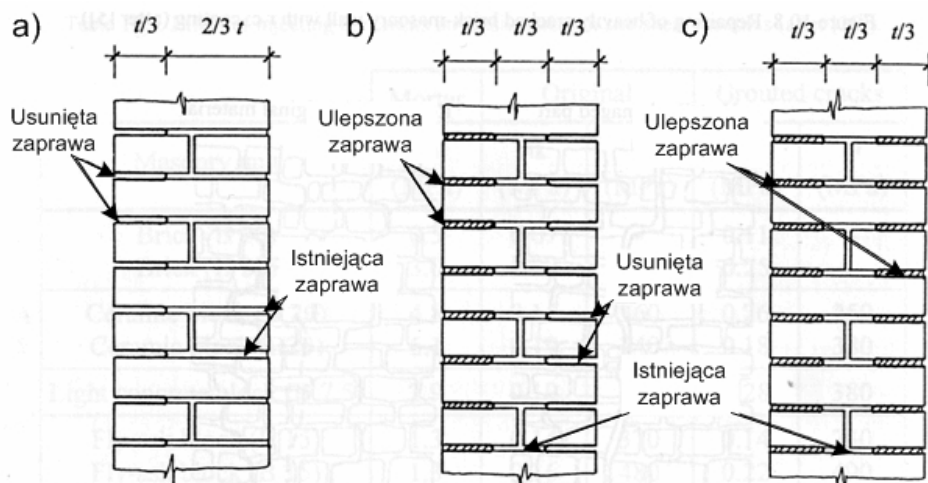
2.2.5. Technika rdzenia centralnego.

System rdzenia centralnego złożony jest ze zbrojonego, wypełnionego zaczynem rdzenia, umieszczonego w środku wzmacnianej ściany murowej. Ciągły, pionowy otwór jest wydrążony od szczytu ściany w kierunku jej podstawy. W zależności od grubości ściany oraz wymagań wzmocnienia, rdzeń ma

średnicę od 50 do 125 mm. Wiercenie otworu jest procesem suchym, w którym gruz usuwany jest poprzez system próżni i filtrów. Po umieszczeniu zbrojenia w środku otworu, materiał wypełniający pompuje się od góry ściany do jej dołu, tak że rdzeń wypełniany jest od dołu. Wypełnieniem rdzenia jest spoiwo, w postaci epoksydu, cementu lub poliestru oraz materiał wypełniający, np.: piasek. W badaniach uzyskano dwukrotny wzrost wytrzymałości [1] po zastosowaniu rdzenia centralnego. Opisywana technika wzmocnienia ma kilka zalet: nie zmienia wyglądu zewnętrznego powierzchni ściany, nie zaburza funkcji budynku, a podczas operacji wzmocnienia prace związane z wierceniem mogą być prowadzone zewnątrz z dachu. Główną wadą jest to, że ta technika prowadzi do utworzenia stref z szeroko różnymi sztywnościami i właściwościami wytrzymałościowymi.

2.2.6. Uzupelnianie spoin.

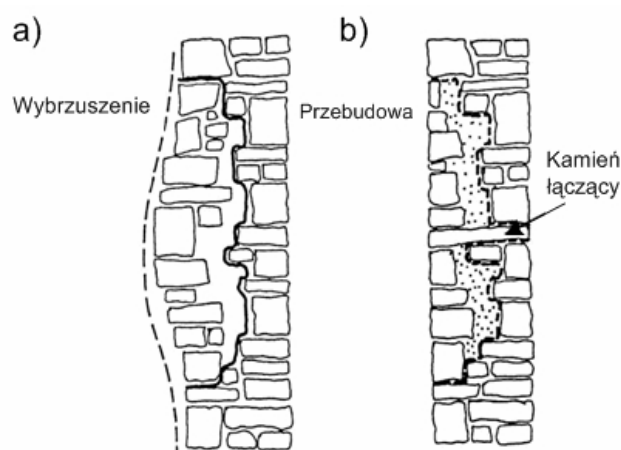
Zdarza się, że w konstrukcjach murowych elementy murowe są dobrej jakości, natomiast słaba jest zaprawa. W takiej sytuacji wystarczy wymienić zaprawę na mocniejszą, by wzmocnić cały mur. Odbywa się to w ten sposób, że istniejącą zaprawę usuwa się do $1/3$ grubości muru z jednej lub obu stron. By zapobiec poziomej niestabilności, ściana jest uzupełniana najpierw po jednej stronie, a dopiero w dalszej kolejności po drugiej. Podczas wymiany istniejącej zaprawy czyści się powierzchnie ściany i zwilża wodą. Czasami w spoinach wspornych umieszczane jest stalowe zbrojenie. Po osiągnięciu wystarczającej wytrzymałości zaprawy proces uzupełniania spoin powtarzany jest z drugiej strony. Omawianą metodę przedstawia Rys. 2.16.



Rys. 2.16. Kolejność podczas naprawy spoin, za [125]: a) usunięcie zaprawy, b) uzupełnienie ubytków oraz późniejsze usunięcie zaprawy, c) uzupełnienie ubytków.

2.2.7. Rekonstrukcja.

Występują takie przypadki, gdzie mocno zniszczone ściany murowe lub ich części nie mogą już być ani wzmocnione, ani naprawiane. Wtedy jedyną opcją jest częściowa rozbiórka i rekonstrukcja zdegradowanej części. Najważniejszą zasadą rekonstrukcji jest stosowanie materiałów kompatybilnych z oryginalnymi, występującymi w istniejącym murze, z jednoczesną poprawą jakości. Wymiary cegieł powinny być jak najbardziej zbliżone do pierwotnie zastosowanych. Jeżeli warunek ten nie może być spełniony, powinno się stosować specjalne elementy zszywające, które zapewniłyby odpowiednie połączenie pomiędzy starym i istniejącym murem. Czasami w strefach połączenia używa się metalowych klamer lub łączników, dodatkowo w takich strefach powierzchnię muru można pokryć zbrojonym cementem. W przypadku murów kamiennych przy rekonstrukcji powinny zostać użyte kamienie oraz dobrej jakości zaprawa, pochodzące z rozbiórki. Po przebudowie ściany, zazwyczaj jeszcze iniektuje się zaczynem, aby dodać spójności i uzyskać odpowiednią wytrzymałość na obciążenia dynamiczne. Przykładową rekonstrukcję muru kamiennego z powstałym wybrzuszeniem schematycznie obrazuje Rys. 2.17.



Rys. 2.17. Rekonstrukcja muru kamiennego z wybrzuszeniem, za [125].

Wzmacnianie konstrukcji murowych jest zagadnieniem złożonym i wymaga pogłębionej analizy już na poziomie wyboru metody. Mając na uwadze ostateczny cel należy wybrać taką metodę, która doprowadzi do efektywnego wzmocnienia konstrukcji. Oczywiście najlepszym sposobem jest przeciwdziałanie, czyli projektowanie i wykonywanie konstrukcji murowej już zabezpieczonej (w pewnej części) na obciążenie dynamiczne. Kolejnym krokiem na drodze do wzmocnienia konstrukcji jest przeprowadzenie obliczeń określających zakres i obszar wzmocnienia, tak aby było ono jak najbardziej efektywne. Niestety większość metod nie posiada gotowych algorytmów obliczeniowych, co zmusza projektanta do bazowania na swojej wiedzy i doświadczeniu w tym zakresie.

2.3. Wzmacnianie konstrukcji murowych materiałami kompozytowymi

2.3.1. Wprowadzenie

Konstrukcje murowe charakteryzują się niską odpornością na obciążenia dynamiczne, zwłaszcza typu sejsmicznego. Wzmocnienia wymagają także obiekty narażone na mniej destrukcyjne oddziaływania, jak chociażby obciążenia komunikacyjne czy parasejsmiczne, wywołane eksploatacją górnictwem. Korzystniejsza sytuacja występuje w przypadku budynków nowo wznoszonych, gdzie odpowiednie wzmocnienie na wpływy dynamiczne można uwzględnić na etapie projektowania. Natomiast, większe problemy dotyczą budynków już istniejących, często zabytkowych czy uszkodzonych. Wtedy nieodpowiednio dobrane wzmocnienie może, nie tylko, nie spełnić swojej funkcji, ale być także przyczyną wystąpienia większego zniszczenia konstrukcji. Wciąż poszukuje się idealnej metody wzmocnienia konstrukcji murowych. Obecnie istniejące często mają wady, takie jak dodatkowy duży ciężar, trudności w ich aplikacji, prawdopodobieństwo pojawienia się korozji, nieestetyczny wygląd zewnętrzny.

Obok metod wzmocnienia przedstawionych w poprzednim podrozdziale (2.2) pojawiła się nowa metoda wzmocnienia konstrukcji murowych - materiałami kompozytowymi (ogólne informacje dotyczące wzmocnienia konstrukcji murowych odnaleźć można m.in. w: [62] ÷ [64], [128]). Początki tej metody sięgają lat 90-tych (czyli jest relatywnie młoda) i jest intensywnie rozwijana. Materiałami kompozytowymi, stanowiącymi jej podstawę, są polimery zbrojone włóknami. W skrócie znane są jako materiały **FRP** (z ang. *Fibre Reinforced Polymers*) W zależności, od tego z jakiego materiału pochodzi włókno wchodzące w skład kompozytu, taką literą zaczyna się przedstawiony skrót, np.: **C** – carbon – węgiel, **G** – glass – szkło czy **A** – aramid (Kevlar). Pomimo, że ukazało się już sporo artykułów, dotyczących testów wzmocnienia konstrukcji murowych tym sposobem, to wciąż pozostaje mnóstwo nierozwiązanych problemów. Bardzo istotnym zagadnieniem jest odpowiedni dobór składników kompozytu w odniesieniu do danych właściwości konstrukcji. Nie dotyczy to tylko i wyłącznie włókien, ale również osnowy kompozytu oraz rodzaju kleju łączącego materiał wzmocniający z konstrukcją. Oprócz parametrów stosowanych tworzyw, pod uwagę wziąć należy również rodzaj kompozytu (mata czy taśma), wzmocnienia (czynne czy bierne) oraz wielkość powierzchni wzmocnianej kompozytem (aby nie nastąpiło przesztynienie konstrukcji), to wszystko powinno zostać dopasowane do właściwości materiałowych konstrukcji oraz charakteru jej pracy (rodzaj obciążenia). Ze względu na dużą różnorodność materiałów kompozytowych, w bieżącym rozdziale przedstawione są ogólne informacje dotyczące podstawowych komponentów oraz gotowych produktów.

Taka kolejność ułatwi zapoznanie się z częścią światowej i krajowej (w niewielkiej ilości) literatury dotyczącej badania wzmacniania konstrukcji murowych (głównie ścian, chociaż można odnaleźć również rezultaty eksperymentów wzmacniania łuków murowych, jak np.: [6], [84]) materiałami FRP. Opisane w literaturze testy dotyczą zazwyczaj dwóch przypadków (ze względu na sposób obciążenia próbki):

- obciążenie prostopadłe do płaszczyzny, gdzie niszczącym obciążeniem jest zginanie,
- obciążenie w płaszczyźnie, gdzie dominuje ścinanie.

Ze względu na taki podział, w dalszej części bieżącego rozdziału, przedstawione będą opublikowane badania krajowych i zagranicznych naukowców.

2.3.2. Ogólne informacje o FRP

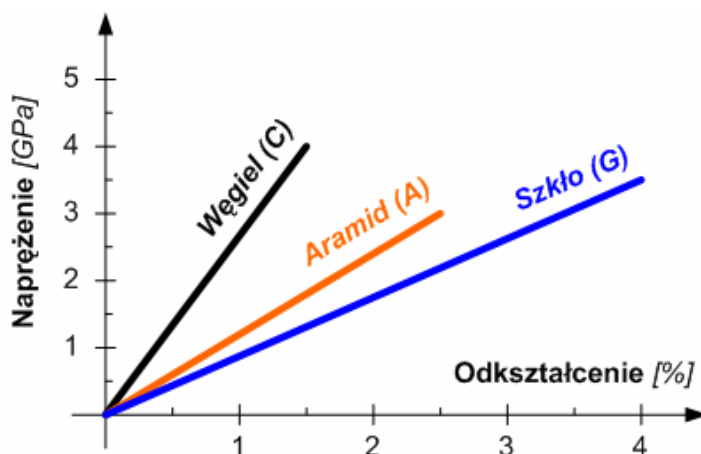
Wzmacnianie konstrukcji matami i taśmami FRP jest prężnie rozwijającą się metodą, jednak wciąż istnieje miejsce na nowe badania i publikacje, umożliwiające jej doskonalenie, zwłaszcza, w przypadku konstrukcji murowych. W Polsce brakuje norm ułatwiających inżynierom projektowanie omawianego wzmocnienia. Natomiast na świecie istnieje już tego rodzaju literatura. CNR-DT [26], jest to włoska pozycja, zawierająca wskazówki dla projektantów, a także wytyczne do badań składowych materiałów i całych kompozytów oraz podstawowe informacje o materiałach FRP.

Polimery wzmacniane włóknami składają się z matrycy i włókien, całość łączona jest z konstrukcją odpowiednio dobranym klejem. Dlatego ważne jest szczegółowe poznanie kolejnych komponentów wchodzących w skład całego wzmocnienia FRP (skondensowane informacje dotyczące systemów FRP odnaleźć można m.in. w: [86]). Pierwszym z nich jest włókno. Istnieją cztery podstawowe typy włókien polimerowych, a mianowicie: węglowe, szklane (o symbolu: E – z kwasem bornym i glinianym, S – o wyższej wytrzymałości na rozciąganie i większej sztywności oraz AR - zasadoodporne), aramidowe i poliestrowe. Zastosowanie do wzmacniania konstrukcji murowych mają zwłaszcza trzy pierwsze, z czego ze względów finansowych najbardziej popularne są węglowe i szklane. Każdy z nich odznacza się innymi cechami, dlatego tak ważny jest właściwy dobór rodzaju włókna do danej konstrukcji i rodzaju obciążenia, jakiej jest ona poddana. Właściwości poszczególnych rodzajów włókien znajdują się w Tab. 2-1, stworzonej na podstawie danych, znajdujących się w pozycjach: [26], [77], [79], [91], [105], [108], [122].

Tab. 2-1 Podstawowe właściwości włókien w FRP

Rodzaj włókna	Moduł Younga [GPa]	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]	Odkształcenie przy zniszczeniu [%]
Węglowe:			
Wysokomodułowe	350÷760	2500÷3500	0,5÷0,9
Wysokiej wytrzymałości	215÷280	3500÷6000	1,4÷2,0
Szklane:			
Typ E	70÷80	2000÷3500	3,0÷4,5
Typ S	85÷90	3500÷4800	4,5÷5,5
Aramidowe	60÷180	3500÷4000	2,0÷5,5

W badaniach naukowych i technicznych oraz w praktycznych rozwiązaniach inżynierskich bardzo często stosuje się włókna szklane, co wynika z następujących cech: mały moduł sprężystości podłużnej oraz duża odkształcalność przy niskim poziomie naprężeń przekazywanych na konstrukcję. Cechy te świadczą o lepszym dopasowaniu się włókien szklanych do konstrukcji murowych, które również odznaczają się niskimi wartościami modułu Younga. Dodatkowym atutem jest dużo niższa cena włókien szklanych w porównaniu z węglowymi czy aramidowymi. Idealnie nadają się one na słabe podłoże [79]. Z kolei włókna węglowe mają dużą odporność zmęczeniową oraz nie są podatne na zjawiska pełzania i relaksacji. Preferowane są one przy elementach murowych poddanych stałym naprężeniom, jak np.: mury oporowe. Dodatkowo lepiej nadają się na materiał wzmacniający zewnętrzne powierzchnie ze względu na większą wytrzymałość w środowisku wilgotnym w porównaniu do włókien szklanych. Włókna aramidowe nie są powszechnie stosowane do wzmacniania konstrukcji murowych, nie tylko ze względu na wysoką cenę, ale ze względu na dużą wrażliwość na wymianę wilgoci, która powszechnie występuje w przypadku konstrukcji murowych. Opisane właściwości różnych typów włókien zbrojących, pełniej obrazuje zależność naprężenie-odkształcenie przedstawiona w postaci wykresu na Rys. 2.18.



Rys. 2.18. Zależność naprężenie-odkształcenie różnych rodzajów włókien, na podstawie [26].

Kolejnym elementem materiałów FRP jest matryca. Ma ona ogromny wpływ na właściwości mechaniczne kompozytu. Do najważniejszych funkcji matrycy należą:

- ochrona włókien przed uszkodzeniami mechanicznymi,
- ochrona włókien przed korozją środowiskową,
- związanie włókien,
- równomierny rozkład obciążenia na wszystkie włókna.

Matryce stanowią najczęściej żywice termoutwardzalne. Ich głównymi zaletami są: niska lepkość, która pozwala na relatywnie szybką impregnację włókien, dobre właściwości klejące i w miarę wysoka odporność na środki chemiczne. Do ich wad należą: ograniczony zakres temperatury stosowania, słaba wytrzymałość na pęknięcie i wrażliwość na wilgoć. Najbardziej powszechną żywicą termoutwardzalną jest żywica epoksydowa o doskonałych właściwościach klejących. Używane bywają również poliestrowe i winyloestrowe. Te pierwsze (poliestrowe) mają mniejszą lepkość w porównaniu do żywic epoksydowych, natomiast są bardziej uniwersalne. Oprócz matryc z żywic termoutwardzalnych dostępne są również wykonane z żywic termoplastycznych. Są one twardsze od żywic termoutwardzalnych i w pewnych przypadkach mają wyższe temperatury stosowania. Dodatkowo, mają lepszą odporność na warunki środowiskowe. Podstawowym przeciwwskazaniem w ich stosowaniu jest ograniczona lepkość, która powoduje, że impregnacja włókien jest trudna i wymaga kosztownego sprzętu. Ponadto, przy produkcji kompozytów zbrojonych włóknami, intensywnie rośnie zastosowanie matryc nieorganicznych (na bazie cementu, metalowych, ceramicznych itp.). Przykładem zastosowania tego rodzaju matrycy jest system Ruredil X Mesh C10, wprowadzony na polski rynek przez firmę VIS BUD [132]. System składa się ze specjalnie zaprojektowanej siatki z włókien węglowych i zaprawy mineralnej, odpowiednio dobranej do rodzaju konstrukcji (beton lub

mur). Niewątpliwą zaletą wymienionego systemu jest dyfuzyjność wykonanej warstwy wzmacniającej. Daje to możliwość wypacania pary wodnej ze struktury muru. Dodatkowo utrzymuje równowagę chemiczną, jest ognioodporny i wykazuje tolerancję na wilgoć obecną w podłożu.

Kolejnym elementem systemu wzmacniającego FRP jest sposób połączenia kompozytu z podłożem. Wykonuje się je jako zakotwienie mechaniczne lub klejowe. Zaletami klejenia są: możliwość łączenia różnych materiałów, zapewniając lepszą sztywność, ujednolicając przekazywanie obciążeń pomiędzy warstwami, jednocześnie eliminując koncentrację naprężeń przy otworach. Z drugiej strony, kleje są wrażliwe na warunki środowiskowe (np.: wilgoć) oraz nie są odporne na działanie wysokich temperatur. Jest wiele typów klejów naturalnych i syntetycznych: elastomery, żywice termoplastyczne i jedno- lub dwu- składnikowe żywice termoutwardzalne. Najczęściej stosowane kleje do materiałów kompozytowych bazują na żywicach epoksydowych. W laboratorium Politechniki Śląskiej pod kierunkiem prof. J. Kubicy przeprowadzane były badania różnych rodzajów połączeń kompozytu z konstrukcją murową. Wyniki opublikowano m.in. w [76]. Autor przedstawianego artykułu, na podstawie przeprowadzonych badań, wnioskuje, że mur uszkodzony i poddany obciążeniom dynamicznym sejsmicznym lub parasejsmicznym najlepiej wzmacniać kompozytami mocowanymi do muru polimerami, dzięki czemu zapewniona jest większa odkształcalność postaciowa. Natomiast, w przypadku muru obciążonego statycznie oraz gdy istnieje potrzeba silnego ograniczenia jego odkształceń postaciowych, najlepsze jest stosowanie kompozytów węglowych mocowanych na sztywnych klejach epoksydowych.

Łączenie poszczególnych kompozytów prowadzi do powstania systemów wzmacniających FRP. Każdy ze składników tego systemu ma swoje zadanie, i tak, włókna zapewniają zarówno zdolność przenoszenia sił i nadają sztywność kompozytowi, matryce natomiast są niezbędne do rozdziału sił na włókna i chronią je przed wpływami środowiska. W pracy [26] odnaleźć można klasyfikację owych systemów:

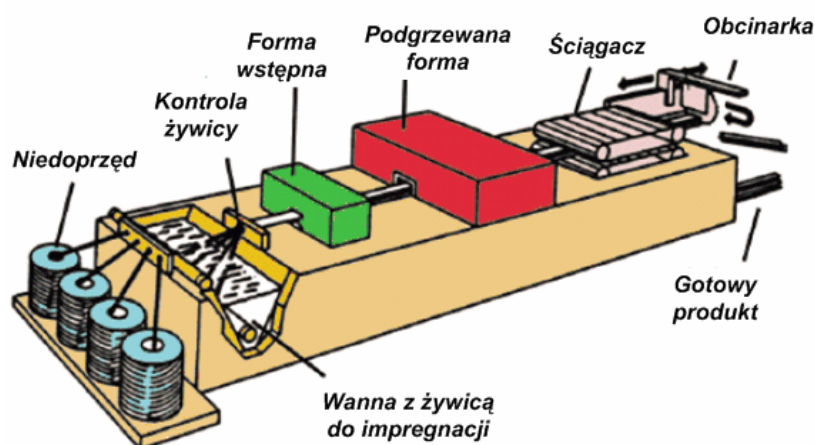
- **Pre-cured systems** (*systemy wstępnego utwardzania*) – polegają na wytwarzaniu materiałów FRP w różnych kształtach metodą prasowania ciągłego lub laminacji. System wstępnego utwardzania charakteryzuje się bezpośrednim połączeniem do wzmacnianego elementu konstrukcyjnego. Rozłożenie włókien w kompozytach jest jednokierunkowe.
- **Wet lay-up systems** (*systemy wilgotnego prelaminate*) – polegają na wytwarzaniu z włókien leżących w jednym lub kilku kierunkach arkuszy lub tkanin FRP, które następnie na miejscu pracy są impregnowane żywicą i w ten sposób łączone ze wzmacnianym podłożem.

- **Prepreg systems** (pre-impregnated systems – *systemy wstępnej impregnacji*) – polegają na wytwarzaniu materiałów FRP z włókien wstępnie impregnowanych w zakładzie wytwórczym, w postaci jedno- lub wielokierunkowych arkuszy bądź tkanin. Częściowo są spolimeryzowane żywicą. Ich połączenie z elementem wzmacnianym odbywa się z dodatkową lub z wyłączeniem dodatkowej żywicy. Prepreg system reprezentuje cienki arkusz (typowa grubość to 0,15 mm) dostarczany w rolkach, elastyczny i umiarkowanie lepki, ze zdejmowaną folią ochronną, zabezpieczającą przed zewnętrznym zabrudzeniem.

Jednym z najbardziej rozpowszechnionych sposobów wytwarzania kompozytów FRP jest (wspomniana przy systemie wstępnego utwardzania) metoda ciągłego prasowania, znana również, jako metoda ciągłego formowania. Ta technologia składa się z trzech faz:

- formowania,
- impregnacji,
- utwardzania.

Rozpoczyna się od przeciągania wiązki ciągłych włókien przez wannę z żywicą, następnie przeprowadza się ją przez formę wstępną, gdzie odbywa się kształtowanie przekroju profilu wiązki i usuwa nadmiar żywicy. W dalszej kolejności, wstępnie uformowana wiązka włókien przechodzi przez kolejną formę ogrzewaną do określonej temperatury. W niej zostaje ostatecznie utrwalony końcowy profil poprzeczny gotowego produktu (Rys. 2.19). Materiały FRP powstałe tą technologią są lekkie, odporne na korozję, ze stałym przekrojem i grubością (najczęściej 1,0 mm, 1,2 mm i 1,4 mm, ale nawet sięgające kilku centymetrów). Typowe produkty to: laminaty, pręty, kształty strukturalne (C, dwuteowniki itp.) czy płyty.



Rys. 2.19. Proces prasowania ciągłego, za [26].

Drugi rodzaj technologii, wymieniony w systemie wstępnego utwardzania, to laminowanie. Jest to proces nieciągły, który pozwala na produkcję laminatów o maksymalnej grubości nawet do kilku centymetrów. W przeciwieństwie do pierwszej z wymienionych technologii, laminowanie pozwala na całkowitą swobodę w orientacji włókien i krzywiznie materiału, dzięki czemu, główną zaletą tej technologii jest znacząca uniwersalność.

Na koniec ogólnej charakterystyki materiałów FRP, kilka słów o ich właściwościach, począwszy od zalet, a skończywszy na wadach. Przede wszystkim polimery zbrojone włóknami mają bardzo wysoką wytrzymałość na rozciąganie, co jest istotne z punktu widzenia konstrukcji murowych, które praktycznie nie przenoszą tego rodzaju obciążeń. Kolejnym ważnym argumentem za stosowaniem tego typu wzmocnienia jest niski ciężar i małe przekroje elementów wzmacniających, dzięki czemu wzmacniana konstrukcja nie jest dodatkowo obciążana. Wiąże się z tym również sposób montażu, a mianowicie eliminacja ciężkich rusztowań, redukcja kosztów materiałów pomocniczych, sprzętu i robocizny, a dodatkowo czas realizacji wzmocnienia jest relatywnie krótki. Z aplikacją wiąże się też inna, ważna cecha kompozytów FRP, otóż opisywane wzmocnienie nie wymaga ingerencji w strukturę konstrukcji, wymagane jest jedynie odpowiednie przygotowanie podłoża. Zastosowanie tego rodzaju wzmocnienia nie wymaga ograniczeń wymiarów geometrycznych wzmacnianych elementów, dodatkowo możliwość pokrywania ich zaprawami i powłokami malarskimi pozwala na zamaskowanie wzmocnienia i przywrócenia pierwotnego wyglądu konstrukcji. Kompozyty są również odporne na korozję oraz obciążenia dynamiczne (np.: tąpnięcia). Dodatkowo w przypadku taśm, istnieje możliwość ich wstępnego sprężania.

Podstawowe wady FRP to: wysoki koszt jednostkowy oraz spadek mechanicznych właściwości wskutek działania specyficznych warunków środowiskowych. I tak na przykład, środowisko alkaliczne przyczynia się do degradacji żywicy oraz powierzchni styku FRP z podłożem. Wilgoć koncentruje się głównie w żywicy i powoduje uplastycznienie, redukcję temperatury zeszklenia, wytrzymałości i sztywności. Materiały FRP, ponadto, są wrażliwe na działanie wysokiej temperatury, która powstaje m.in. podczas pożaru, ma ona nie tylko wpływ na pomniejszenie modułu sprężystości żywicy, ale gdy przekroczy ona temperaturę zeszklenia żywicy, zarówno wytrzymałości, jak i sztywność systemów FRP znacząco i gwałtownie spadają. Działanie wysokiej temperatury powoduje również szybszą degradację połączenia kompozytu i podłoża. Istnieją już sposoby neutralizacji tego niekorzystnego zjawiska, chociażby w postaci wspomnianego już wcześniej systemu Ruredil X Mesh C10.

2.3.3. Mury wzmocnione FRP - badania

Już dwie dekady trwają badania nad efektywnością wzmocnienia konstrukcji murowych polimerami zbrojonymi włóknami. Najczęściej są to eksperymenty laboratoryjne, w których obciążenie przykładane jest w sposób statyczny (monotonicznie – np.: [44], [48], [51], [87], [102], [129] i/lub cyklicznie – np.: [16], [34], [91], [119], [132], [133]). Istnieją także prace, dokumentujące badania typowo dynamiczne, w których próbki murowe są niszczone na stołach wstrząsowych (np.: [29], [30], [33]). Ogólnie testy laboratoryjne można podzielić na dwie grupy. Pierwszą z nich stanowią badania, w których obciążenie przykładane jest prostopadle do płaszczyzny (najczęściej analizowane jest zginanie muru). Druga grupa to obciążenie w płaszczyźnie próbki (w tym przypadku dominuje ścinanie).

Obciążenie prostopadłe do płaszczyzny - eksperymenty

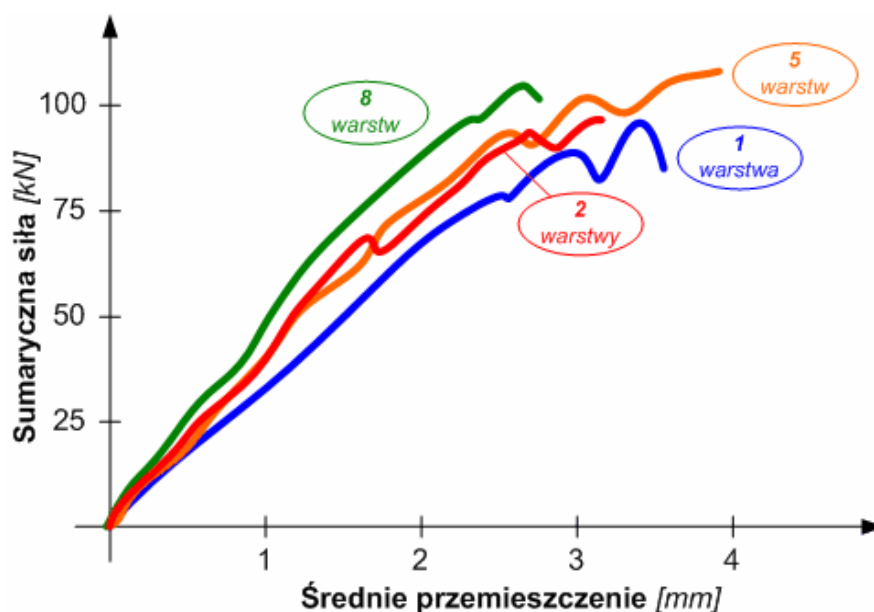
Przedstawione, w tym punkcie rozprawy, rezultaty eksperymentów, z obciążeniem przyłożonym prostopadle do wzmocnionej płaszczyzny, ograniczają się do monotonicznie narastającego obciążenia statycznego (m.in. [49] ÷ [51], [102] czy [129]) oraz cyklicznego (m.in. [132] czy [133]). We wszystkich przypadkach zastosowanie zewnętrznego wzmocnienia FRP efektywnie podniosło wytrzymałość na zginanie niezbrojonych ścian murowych ([2], [42], [48] ÷ [51], [102], [130], [132], [133]), dzięki czemu wzmocnianie kompozytami można uznać za skuteczną technikę. Testowano próbki o różnej smukłości, analizowano także wpływ innych parametrów:

- rodzaj elementu murowego (np.: pustaki betonowe - [49] ÷ [51] lub cegła - [129]),
- typ włókna (szklane - [42], [49] ÷ [53], [129], [132], [133], aramidowe - [129] oraz węglowe - [42]),
- stopień zbrojenia i powiązaną z nim liczbę warstw kompozytu (m.in. [49], [51] oraz [132]),
- przygotowanie podłoża (użycie szczotki drucianej i przedmuchiwanie podłoża piaskiem - [50]), a także zastosowanie szpachlówki - [102].

W większości przedstawionych przypadków zastosowano zewnętrzne wzmocnienie w postaci mat i/lub pasów. Przykładowo, wzmocnienie próbek murowych pionowymi pasami typu E-GFRP połączonymi dwuskładnikową żywicą, obciążonych cyklicznie, podwyższyło wartość wytrzymałości na zginanie 7,5 raza [132]. Efekty wzmocnienia widać także w przypadku wyboru innej techniki wzmocnienia, a mianowicie umieszczenia prętów FRP w murze

niezbrojonym, techniką NSM (tzn. Near Surface Mounted), polegającą na wklejaniu prętów w bruzdy. Przykład takiego wzmocnienia można znaleźć w [42], gdzie rozważa się wpływ następujących parametrów: typ i ilość wzmocnienia FRP, kształt pręta FRP (okrągły lub prostokątny), rozmiar bruzdy i typ materiału, w którym zanurzony jest pręt FRP (żywica epoksydowa lub pasta cementowa). W zależności od wymienionych parametrów, po zastosowaniu wzmocnienia prętami FRP, wytrzymałość na zginanie wzrosła 2÷14 razy w porównaniu do niewzmocnionej próbki murowej.

Parametrami mogącymi mieć wpływ na zachowanie się konstrukcji murowej wzmocnionej materiałami kompozytowymi są: stopień zbrojenia i powiązana z nim liczba warstw kompozytu. Jak wynika z badań przeprowadzonych przez Hamousha i in. [51], wzrost grubości wzmocnienia poprzez dołożenie kolejnych warstw jedynie nieznacznie podwyższa wytrzymałość muru na zginanie, co można zauważyć na Rys. 2.20. Badania przeprowadzono na próbkach murowych wzmocnionych jednostronnie matami zbrojonymi włóknami szklanymi zorientowanymi w dwóch kierunkach, liczba warstw wzrastała począwszy od jednej, a skończywszy na ośmiu. Stopień zbrojenia wraz z ilością warstw wzmocniających konstrukcję był analizowany również przez Hamiltona III i Dolana [49]. Z przeprowadzonych testów wywnioskowano, że przy tym samym stopniu zbrojenia lepszym rozwiązaniem jest układanie pasów bezpośrednio na powierzchni muru obok siebie niż stosowanie jednej warstwy materiału wzmocniającego na drugiej. Badanie przeprowadzono również ze wzmocnieniem włóknami szklanymi, z tym, że zorientowanymi w jednym kierunku w postaci pasów pionowych i poziomych.



Rys. 2.20. Porównanie zależności siła-przemieszczenie przy różnej liczbie warstw, na podstawie [51].

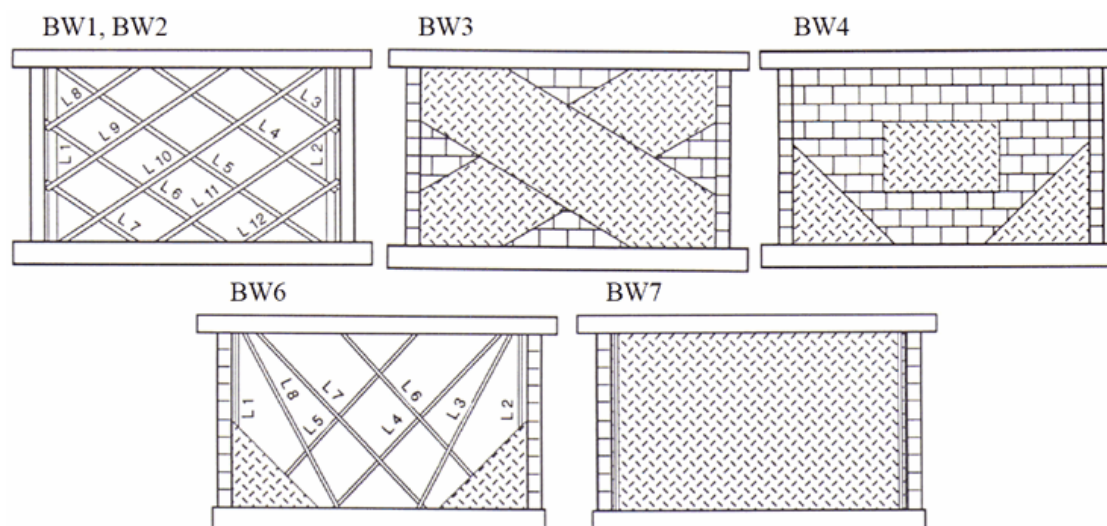
Na koniec należałoby wspomnieć analizę wpływu przygotowania podłoża na efektywność wzmocnienia autorstwa Hamousha i in. [50]. Porównano dwie metody przygotowania podłoża - w postaci przedmuchiwania wzmocnionej powierzchni piaskiem oraz użycia szczotki drucianej. Na tej podstawie stwierdzono, że procesy przygotowujące podłoże do zabiegu wzmocniania nie wpływają w sposób znaczący zarówno na sztywność próbki murowej, jak i na wytrzymałość muru. Natomiast badania dotyczące zastosowania szpachlówki, jako przygotowanie podłoża muru ceglanego [102], wykazują wzrost siły potrzebnej do delaminacji (zarówno odspajającej, jak i rozwarstwiającej).

Obciążenie w płaszczyźnie – badania eksperymentalne

Badania murów wzmocnionych kompozytami, poddanych obciążeniu działającym w płaszczyźnie badanej próbki (najczęściej ścinanie), mają charakter zarówno statyczny (obciążenia narastające monotonicznie – np.: [90] oraz cykliczne – np.: [16], [33], [34], [119]), jak i dynamiczny (np.: [29], [30], [33]). Zazwyczaj polimery zbrojone włóknami pozytywnie przeszły testy na efektywny sposób wzmocnienia konstrukcji murowych [16], [29]÷[34], [90], [91], [114], [116], [119], [123], [139]. W przeprowadzanych testach analizowano materiał wzmocniający, m.in. jego gęstość, układ (np.: [29], [90], [91], [116], [119]) czy rodzaj włókien (węglowe - [16], [29], [90], [118] [119], [139]; szklane - [29], [30], [33], [90], [123]; aramidowe - [29], [33]), a także sprawdzano, jaki wpływ na wzmocnienie ma zarysowanie konstrukcji murowej, powstałe przed umieszczeniem materiału wzmocniającego [34], [139].

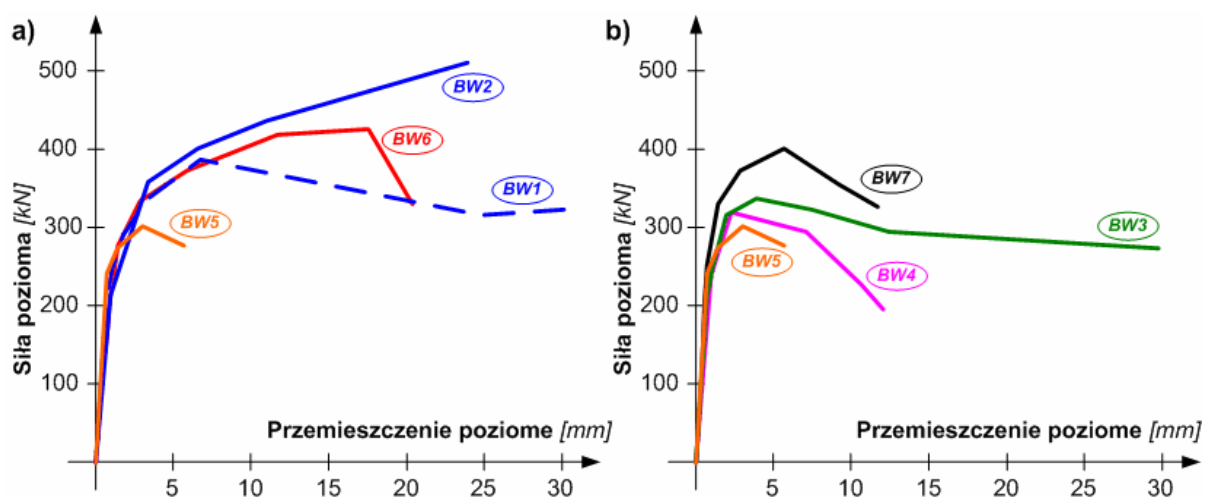
Jedną z wad opisywanego sposobu wzmocnienia konstrukcji murowych jest wysoki koszt polimerów zbrojonych włóknami, w związku z czym przeprowadza się eksperymenty dotyczące konfiguracji kompozytów, a także porównania wzmocnienia jednostronnego z dwustronnym. Według badań prowadzonych przez Schweglera [119], wytrzymałość na ścinanie ściany wzmocnionej tylko z jednej strony nie była znacząco niższa niż w przypadku wzmocnienia z obu stron. Nie zaobserwowano również deformacji prostopadle do płaszczyzny ścian wzmocnionych tylko z jednej strony. Podobne efekty otrzymano w eksperymentach, których opis można odnaleźć m.in. w [29] i [114]. Dodatkowo w [29] znajdują się rezultaty podwojenia stopnia zbrojenia. W takim przypadku wytrzymałość na ścinanie wyniosła ok. 1,4 razy wytrzymałości muru wzmocnionego jednostronnie. Badania przeprowadzane były przy zastosowaniu włókien szklanych. Z kolei ważnym czynnikiem wpływającym na zachowanie się konstrukcji murowej wzmocnionej materiałami FRP jest ich konfiguracja na powierzchni muru. Odpowiednie testy przeprowadzał Schwegler [92], [119]. Rys. 2.21 prezentuje różne układy materiałów wzmocniających próbkę murową. Modele BW1 i BW2 są wzmocniane taśmami CFRP, kolejno jednostronnie

i dwustronnie, przy czym mają ten sam stopień zbrojenia. Z kolei wzmocnienie próbek BW3 i BW4 przyjmuje postać mat CFRP, przy czym BW4 jest dwustronne. BW6 reprezentuje, złożony z mat polistyrenowych i taśm CFRP, sposób wzmocnienia. Ostatni model – BW7 jest jednostronnie w całości pokryty matami polistyrenowymi. Końce taśm zostały zakotwione w betonowych płytach i murowanych pionowych pilastrach, w przeciwieństwie do niezakotwionych mat.



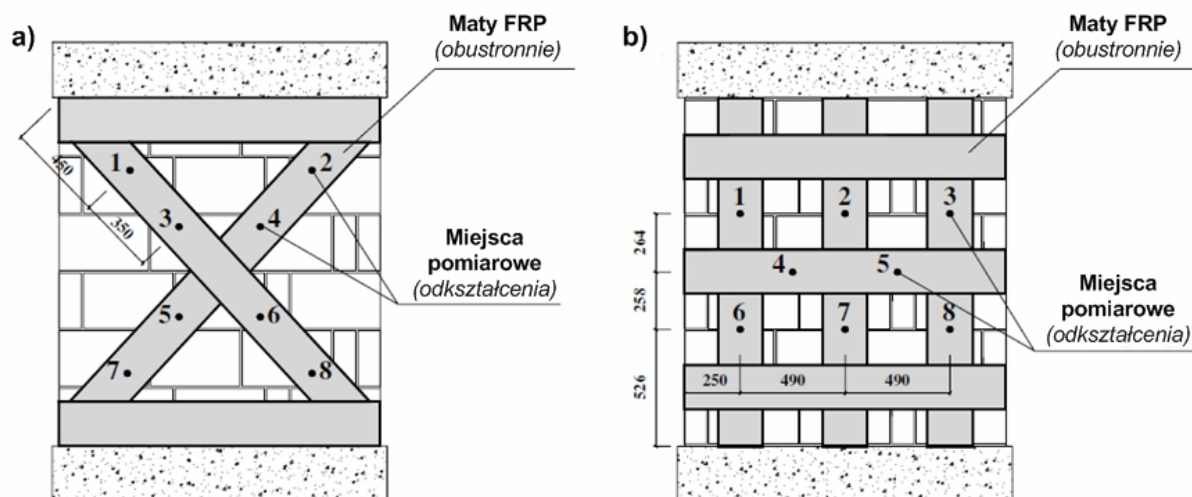
Rys. 2.21. Konfiguracja wzmocnienia ścian murowych wg [91].

Porównanie rezultatów testów poszczególnych modeli najlepiej widoczne jest na wykresach zależności obciążenie-przemieszczenie (Rys. 2.22), stworzonych osobno dla wzmocnienia taśmami i matami. Najlepszy rezultat uzyskano przy zastosowaniu taśm ukośnych (BW2), gdyż wzrost nośności w tym przypadku wyniósł 72%. Dobre efekty uzyskano również w przypadku zastosowania kombinacji wzmocnienia taśmami CFRP i matami (BW6), gdzie uzyskano 63% wzrost nośności oraz 273% wzrost przemieszczenia górnej krawędzi próbki murowej. Sukcesem wzmacniania taśmami było ich zakotwienie w belce betonowej, dzięki któremu pełniły one rolę cięgien przenoszących siły rozciągające w miejscach zakotwień. W przypadku wzmacniania matami najlepszy efekt uzyskano przy układzie BW7 (pokryta cała powierzchnia), w którym wzmocnienie (w postaci wzrostu wytrzymałości) wyniosło 37%. Jednak przedstawione badania należałoby traktować bardzo ogólnie, gdyż nie jest możliwe, w sposób bezpośredni, określenie najbardziej efektywnej konfiguracji mat wzmacniających przyjmując jako kryterium porównanie wzrostu wytrzymałości przy różnych rodzajach wzmocnienia (np.: porównanie zakotwionej taśmy CFRP i słabszej maty polistyrenowej ułożonej na całej powierzchni).



Rys. 2.22. Zależność obciążenie-przemieszczenie modeli ze wzmocnieniem: a) taśmami, b) matami, na podstawie [91].

Dwa podstawowe układy mat, w połączeniu z różnymi materiałami i o kilku gęstościach, testował włoski zespół: Marcari, Manfredi, Prota, Pecce [90]. Do analizy przyjęto polimery zbrojone włóknami węglowymi oraz szklanymi, zastosowano również dwa rodzaje gęstości każdego z materiałów – niską i wysoką. Przyjętą konfigurację wzmocnienia w postaci X oraz kraty przedstawia Rys. 2.23, odpowiednio a) i b). Najmniejszy wzrost wytrzymałości przy ścinaniu osiągnęła próbka murowa wzmocniona kompozytami z włókien szklanych o niskiej gęstości oraz konfiguracji w postaci krzyżowej, który wyniósł 18,1 %. Podczas, gdy największe wzmocnienie odnotowano w przypadku muru wzmocnionego materiałami CFRP o wysokiej gęstości i układzie kraty – 67,1 %. Włókna węglowe zawsze prowadziły do korzystniejszych rezultatów w porównaniu z włóknami szklanymi przy układzie X. Z tym, że dużo większy wzrost wytrzymałości na ścinanie (prawie dwukrotny) jest przy użyciu wysokiej gęstości CFRP. Takiego znaczenia gęstość nie ma w przypadku włókien szklanych, przy których wzrost wytrzymałości niewiele się różnił przy obu gęstościach. Różnice pomiędzy CFRP i GFRP przy układzie kratowym są mniej znaczące. W trakcie przeprowadzania eksperymentów autorzy zauważyli, że wzmocnienie z użyciem włókien węglowych o wysokiej gęstości i układzie krzyżowym prowadzi do wzrostu wytrzymałości na ściskanie podobnego do uzyskanego przy niskiej gęstości CFRP i GFRP o układzie kratowym. Polimery zbrojone włóknami węglowymi prowadzą do największych wzrostów wytrzymałości spośród stosowanych rodzajów włókien, jednak wykazują małą odkształcalność po wzmocnieniu. Dlatego często sięga się po włókna o mniejszej wytrzymałości i większej odkształcalności, jak np.: włókna polistyrenowe [91]. W takich przypadkach należy również dobrać odpowiednio klej, aby połączenie było bardziej odkształcalne i zapewniało lepszą współpracę muru z elastycznymi matami.



Rys. 2.23. Konfiguracja wzmocnienia FRP w postaci: a) X, b) kraty, za [90].

Kolejnym czynnikiem mającym wpływ na pracę muru wzmocnionego materiałami kompozytowymi jest moment wzmocnienia, a dokładniej czy wzmocnienie zostało dodane jeszcze przed zarysowaniem konstrukcji, czy już po jego wystąpieniu. Zhao i in. [139] przedstawiają wyniki takiego porównania. Analizowano dwa rodzaje próbek murowych o tych samych parametrach i układzie wzmocnienia, różnica polegała na tym, że jedna z nich została zarysowana przed wzmocnieniem. Próbka niezarysowana przed wzmocnieniem osiągnęła wzrost wytrzymałości o 50%, podczas gdy ta sama próbka, ale wcześniej zarysowana uzyskała wzrost o 110%.

Większość badań laboratoryjnych jest przeprowadzana pod obciążeniem statycznym. Pojawiają się jednak także badania na stole wstrząsowym, które mają charakter stricte dynamiczny. Przykłady, które można odnaleźć w [29] i [30], zostały wykonane przez m.in. Elgawady'ego. Przebadano pięć próbek wzmocnionych materiałami zbrojonymi włóknami szklanymi i połączonymi z murem klejem epoksydowym. Efektem wzmocnienia była podwojona wytrzymałość na ścinanie. Porównano również wartość wytrzymałości próbki referencyjnej z testu cyklicznego z próbką z testu dynamicznego i okazało się, że przy cyklicznym obciążeniu statycznym wartość ta była o ok. 20% większa. Natomiast podczas testu cyklicznego otrzymano wzmocnienie od 70% do nawet 590% w zależności od rodzaju wzmocnienia.

Mechanizmy zniszczenia próbek w wyżej wymienionych pozycjach literaturowych były zróżnicowane, jednak w większości przypadków odspojenie mat lub taśm odbywało się w warstwie muru. Jest to wynikiem dużo większej wytrzymałości na ścinanie zaprawy epoksydowej w porównaniu z elementem murowym.

Modele analityczne wyznaczania wytrzymałości konstrukcji w kierunku poprzecznym.

Istnieje kilka modeli wyznaczania wytrzymałości na ścinanie w kierunku poprzecznym konstrukcji wzmacnianych materiałami kompozytowymi FRP. Większość, jednak, została kalibrowana na elementach żelbetowych. Pierwszym analitycznym modelem stworzonym stricte do oszacowania wytrzymałości na ścinanie niezbrojonego muru wzmocnionego polimerami zbrojonymi włóknami jest model stworzony przez Elgawady'ego [29], [33]. Dodatkowo w wymienionych pracach znajduje się porównanie modelu autorskiego z eksperymentem oraz z innymi modelami analitycznymi. Najważniejsze modele analityczne zostały krótko przedstawione poniżej.

Model Triantafillou [126] jest kalibrowany na belkach żelbetowych, a jego główne założenia to:

- przenoszenie ścinania jedynie przez mur i poziome elementy FRP,
- brak uwzględnienia działania pionowych elementów FRP przy ścinaniu,
- modelowanie poziomych części FRP analogiczne do modelowania stalowych strzemion w belkach żelbetowych.

Wadą modelu jest brak uwzględniania różnic pomiędzy dwoma przypadkami różnego zniszczenia, a mianowicie po pęknięciu FRP oraz, gdy zniszczenie następuje z powodu odspojenia polimeru. Wytrzymałość układu mur-mata w kierunku poprzecznym, na podstawie przedstawianego modelu, oblicza się według zależności 2-1.

$$F = F_m + F_{FRP} \quad (2-1)$$

gdzie:

F_m - wytrzymałość muru niezbrojonego,

F_{FRP} - udział FRP w wytrzymałości wzmocnionego muru, obliczany ze wzoru 2-2.

$$F_{FRP} = \rho_h E_{FRP} \varepsilon_{eff} tL \quad (2-2)$$

gdzie:

ρ_h - współczynnik zbrojenia FRP w kierunku poziomym,

E_{FRP} - moduł sprężystości FRP,

ε_{eff} - efektywne odkształcenie FRP,

t, L - grubość, długość FRP.

Kolejny model analityczny [127], to poprawiona wersja przedstawionego wcześniej modelu. Model autorstwa Triantafillou'a i Antonopoulouosa rozgranicza dwa typy zniszczenia kompozytu: pęknięcie FRP i odspojenie.

W AC125 [55] można odnaleźć analityczny model obliczeniowy ścian wzmocnionych jednostronnie przez polimery zbrojone włóknami. Udział FRP w wytrzymałości na ścinanie ściany murowej można obliczyć ze wzoru 2-3.

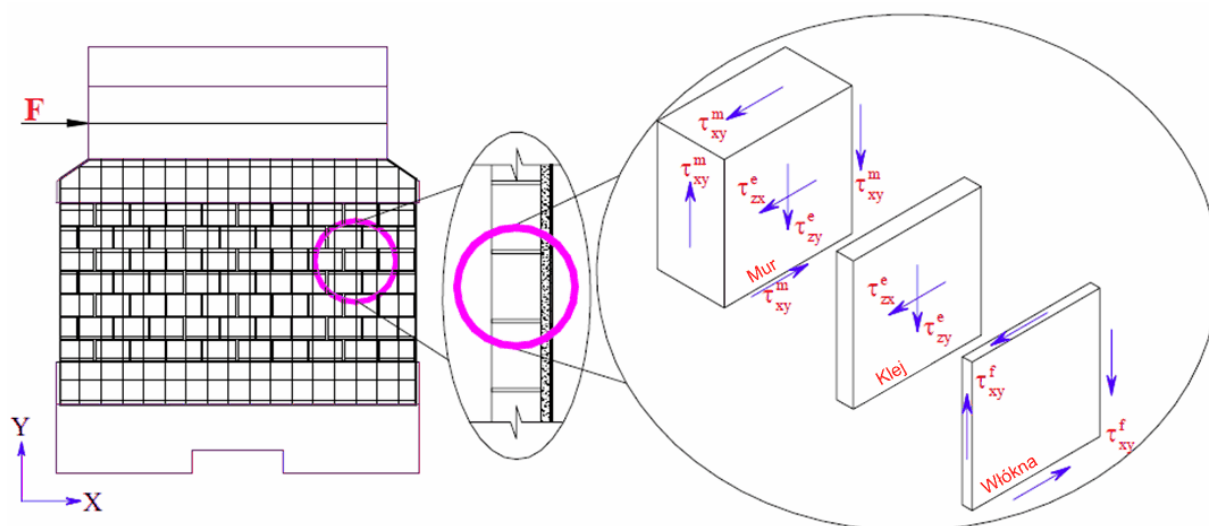
$$F_{FRP} = 0,75\rho_h f_j tL \quad (2-3)$$

$$f_j = 0,004E_{FRP} \leq 0,75f_{FRP,u} \quad (2-4)$$

gdzie:

$f_{FRP,u}$ - wytrzymałość na rozciąganie FRP.

Głównymi ograniczeniami zaprezentowanych modeli analitycznych są: brak możliwości użycia w analizie różnych parametrów, np.: właściwości epoksydu, a także kalibracja wykonana na elementach żelbetowych, zamiast na murze. Wady powyższych metod eliminuje wspomniany wcześniej model według Elgawady'ego, którego ideę przedstawia Rys. 2.24.



Rys. 2.24. Założenia modelu analitycznego wg. Elgawady'ego – 3 warstwy: mur, klej i włókno [29].

Opracowane zostały dwa modele analityczne, pierwszy z nich był opisany funkcją liniową w zakresie siła-przemieszczenie, natomiast w drugim twórca modelu uwzględnił nieliniowość materiałową. Najważniejsze założenia pierwszego z wymienionych modeli, to:

- przyjęcie materiału izotropowego, sprężystego, homogenicznego,
- siły ze ściany murowej na FRP przenoszone są wyłącznie poprzez siły ścinające,
- wszystkie warstwy (mur, klej i włókna) mają stałą grubość,
- klej przenosi tylko naprężenia styczne na powierzchni bocznej,
- mur i włókna przenoszą tylko naprężenia ścinające występujące w ich płaszczyźnie,
- efekt asymetryczności z powodu jednostronnego wzmocnienia jest pomijany.

Prezentowany model idealizuje mur, klej i włókna w konstrukcji murowej wzmocnionej FRP, jako różne warstwy z izotropowym, homogenicznym i sprężystym materiałem. Następnie, korzystając z równań teorii sprężystości, formułowane są różniczkowe równania równowagi. Nieliniowość materiałowa, pojawiająca się w rozbudowanej wersji modelu analitycznego jest rozpatrywana poprzez degradację (krok po kroku) sztywności muru i kleju, zaimplementowaną w programie autorskim napisanym w programie MATLAB. Po każdym kroku degradacji sztywności, równania są modyfikowane. Model ten szacuje wytrzymałość na ścinanie od 61% do 143% wytrzymałości otrzymanej z badań laboratoryjnych, modele wcześniej przedstawione mają się następująco do tej relacji: 173÷338% - model Triantafillou, 79÷160% - model Triantafillou i Antonopouloza i 97÷171% - AC125.

Zaprezentowano tutaj wybór pozycji literaturowych, których tematem są polimery zbrojone włóknami. W pierwszej części pojawiły się informacje ogólne o tego rodzaju materiałach wraz ze wskazaniem odpowiedniej literatury o tej tematyce. Druga część, to prezentacja badań laboratoryjnych oraz modeli analitycznych. Nie zostały przedstawione żadne prace odnośnie modelowania numerycznego wzmocniania murów materiałami kompozytowymi, które jednak znajdują się w rozdziale poświęconym przyjętemu w rozprawie modelowaniu numerycznemu muru wzmocnionego matami (rozdz. 3).

3. MODELOWANIE NUMERYCZNE – METODY I MODELE

Rozdział ten został poświęcony modelom materiałowym wykorzystywanym w mechanice budowli. Pierwsza część tego rozdziału dotyczy Modelu Barcelona, stosowanego w analizach numerycznych w niniejszej pracy, dodatkowo zamieszczono opisy stosownych pojęć i zagadnień oraz charakterystyki muru przyjęte w obliczeniach. W drugiej części skupiono się na metodach modelowania konstrukcji murowych wzmocnionych matami, ze szczególną uwagą poświęconą wzmocnieniu powierzchniowemu. W części tej znaleźć można również rezultaty testów przyjętych parametrów modelu obliczeniowego.

3.1. Wprowadzenie

Niewątpliwą zaletą metod komputerowych w mechanice budowli jest możliwość przeprowadzania wielu analiz różnego rodzaju zagadnień przy zmiennych wartościach parametrów. Dlatego obecnie ich rola w obszarze rozwiązań problemów inżynierskich i naukowych wzrasta. Istotnym staje się zatem, aby były one wykorzystywane w sposób efektywny oraz aby uzyskane wyniki były wiarygodne w odniesieniu do stanu fizycznego.

Ostateczny model obliczeniowy jest kompromisem pomiędzy dokładnością a czasem niezbędnym do uzyskania właściwych wyników obliczeń. Model fizyczny będzie, zatem, idealizacją rzeczywistości. Ważnym etapem tworzenia modelu numerycznego jest wybór opisu materiału analizowanego obiektu. Złożone modele materiałowe umożliwiają wiarygodne śledzenie procesów plastycznych i degradacyjnych. Problemem wciąż pozostaje pytanie: na ile przyjmowane w modelu dane materiałowe, wyznaczone w badaniach laboratoryjnych, odzwierciedlają rzeczywistą pracę danego materiału. Nie bez znaczenia pozostaje także kwestia wyboru metody numerycznej służącej do rozwiązania zadania. Odpowiednio dobrany algorytm metody decyduje zarówno o jakości otrzymanych wyników, jak i o czasie rozwiązania zadania.

W pracy zawarto wyniki analiz numerycznych przeprowadzonych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES). Znajduje ona szerokie zastosowanie w rozwiązaniach zadań z różnych dziedzin nauki i techniki [140], [141]. Z punktu widzenia mechaniki budowli, model obciążonego obiektu budowlanego jest układem o nieskończonej liczbie stopni swobody. Opisują go, trudne do rozwiązania analitycznie, różniczkowe równania cząstkowe. Algorytm opisywanej metody zawiera proces podziału układu ciągłego na skończoną liczbę elementów, co prowadzi do zastąpienia układu równań cząstkowych układem równań algebraicznych o skończonej liczbie niewiadomych. Proces tworzenia modeli MES różnych obiektów inżynierskich

opisywany był w ogromnej ilości prac, m.in. w [45], [47], [54], [70], [113], [115], [140] ÷ [142].

Obliczenia MES, opisane w pracy, prowadzone były za pomocą programu ABAQUS. Wybór tego programu wynikał:

- po pierwsze, z faktu uzyskania grantu obliczeniowego w Akademickim Centrum Komputerowym „CYFRONET” w Krakowie,
- z implementacji w ABAQUS’ie zaawansowanego modelu materiałowego, opisującego zachowanie materiału kruchego podczas obciążenia cyklicznego,
- z możliwości przeprowadzenia pełnej analizy dynamicznej (w dalszych badaniach),
- a także z powodu takich czynników, jak: obszerna biblioteka elementów skończonych, możliwość konwertowania do innych programów itd.

3.2. Charakterystyka modelu materiałowego

Przeprowadzone analizy modeli ścian oraz przypadków testowych próbek murowych ze wzmocnieniem wymagały zastosowania zaawansowanego opisu modelu materiałowego. Ponieważ celem pracy nie było szczegółowe analizowanie wpływu różnych modeli konstytutywnych materiałów na współpracę z elementem wzmacniającym, w tej części pracy ograniczono się do zaprezentowania wybranego modelu materiałowego.

3.2.1. Wprowadzenie

Beton i mur należą do materiałów kruchych i heterogenicznych. Dlatego problemem jest dobór odpowiedniego modelu materiałowego. Opisywane w literaturze modele:

- klasyczne – [14], [9], [22], [65], m.in. Hubera-Missesa, Treski, Druckera-Pragera, Coulomba-Mohra,
- wieloparametrowe – [8], [9], [22], [61], [65], np.: Williama-Warneka, Ottosena itd.
- stanu krytycznego – [37], [38], m.in. Cam-Clay i Modified Cam-Clay,
- wielopowierzchniowy model betonu – model Majewskiego - [88],

choć mają sporo zalet, jak np: prostota opisu czy łatwość uzyskania potrzebnych parametrów, to w większości przypadków, niezbyt dobrze odwzorowują rzeczywisty charakter pracy wymienionych materiałów (w szczególności muru). Propozycji rozwiązania tego problemu (przynajmniej częściowego) jest kilka, a jedną z nich jest grupa modeli wieloparametrowych (np: Model Ottosena czy Williama-Warneka) [7], [22], [106], [138].

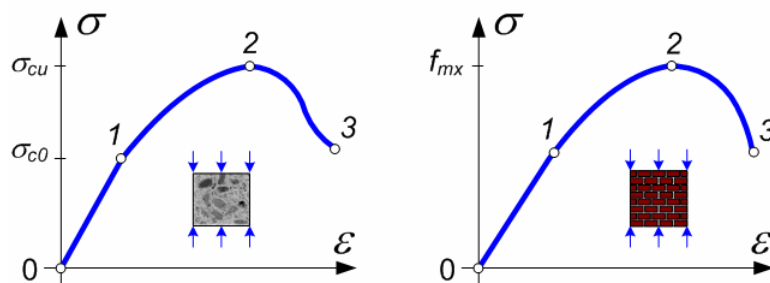
W zadaniach opisywanych w tej pracy zastosowany został sprężysto-plastyczno-degradacyjny model betonu. Uwzględnia się w nim istnienie trwałych odkształceń, jak również postępującą degradację, a także różne własności materiału w przypadkach rozciągania i ściskania. Sprężysto-plastyczno-degradacyjny model betonu znany jest w literaturze pod nazwą *Model Barcelona* (dalej zwany jako *MB*) [80], [81], [83], został stworzony z myślą o betonie konstrukcyjnym. W pracy analizowano głównie konstrukcje murowe, dlatego jako model materiałowy przyjęto adaptację *MB* na potrzeby muru konstrukcyjnego, zaproponowaną i wykorzystywaną przez A. Cińcio [22] oraz [19] ÷ [21], [23] ÷ [25], [135], [136].

3.2.2. Charakterystyka pracy materiałów kruchych

W pracy zawarto wyniki analiz numerycznych wykorzystujących różne charakterystyki materiałowe. Istotne zatem staje się krótkie przybliżenie charakteru pracy muru [75] i betonu (jako materiałów kruchych) w różnym stanie naprężenia.

Jednoosiowe ściskanie

Odpowiedzi betonu i muru na jednoosiowe ściskanie mają podobny charakter. Ich przykładowe zależności σ - ε przedstawiono na Rys. 3.1. W stanie sprężystej pracy materiału na wykresie obserwuje się liniowy przebieg zależności σ - ε (odcinek 0-1 na Rys. 3.1), aż do osiągnięcia granicy plastyczności. Dalej następuje nieliniowy wzrost naprężeń, do wartości ekstremalnej (odcinek 1-2 na Rys. 3.1), czyli do wartości wytrzymałości na ściskanie. Dalsze obciążanie próbki prowadzi do osłabienia materiału, które przejawia się spadkiem wartości naprężenia przy jednoczesnym wzroście odkształcenia. Ostatni etap trwa, do chwili całkowitej destrukcji materiału (odcinek 2-3 na Rys. 3.1).



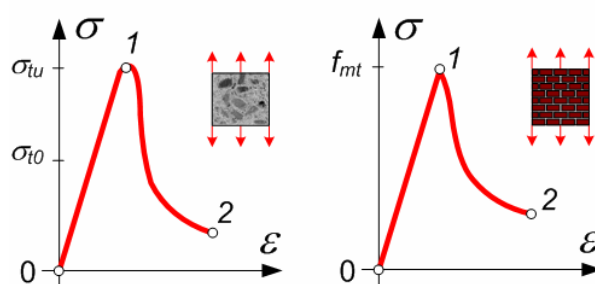
Rys. 3.1. Charakter zależności σ - ε betonu i muru przy jednoosiowym ściskaniu.

Ogólnie w części sprężystej pracy betonu i muru, nie odnotowuje się żadnych zarysowań materiału, dopiero po przekroczeniu granicy plastyczności pojawiają się pojedyncze mikrorysy (wynikające ze zmiażdżenia). Ich powstawanie i dalsza propagacja trwają, aż do osiągnięcia wartości wytrzymałości na ściskanie. Początek osłabienia materiału wynika z łączenia się

istniejących mikrorys, których obecność bezpośrednio wpływa na całkowite zniszczenie materiału.

Jednoosiowe rozciąganie

Sytuacja jednoosiowego rozciągania próbki betonowej wskazuje na liniową pracę materiału, aż do osiągnięcia granicy plastyczności przy rozciąganiu σ_{t0} . Wartość ta jest jednocześnie maksymalnym poziomem wyężenia w opisywanym procesie (odcinek 0-1 na Rys. 3.2). Po przekroczeniu wartości σ_{t0} następuje gwałtowny spadek naprężeń, aż do całkowitego zniszczenia próbki (odcinek 1-2 na Rys. 3.2). Sytuacja ta jest odmienna od procesu jednoosiowego ściskania - brak jest fazy wzmocnienia materiału.



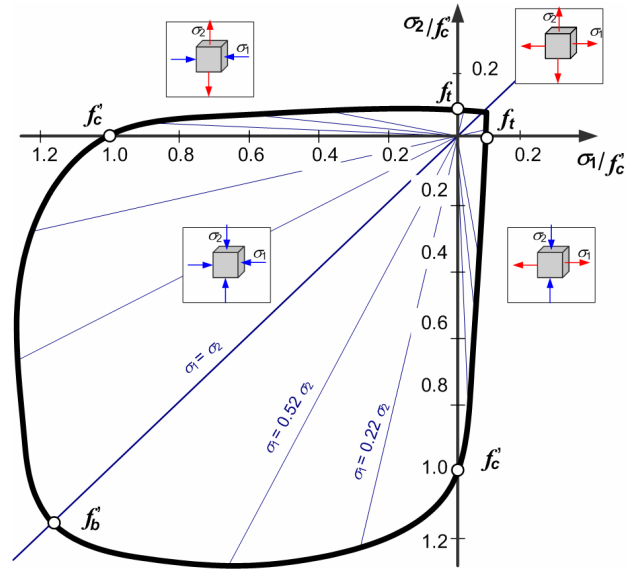
Rys. 3.2. Charakterystyka zależności σ - ϵ betonu i muru przy jednoosiowym rozciąganiu.

Przebieg zależności naprężenie-odkształcenie w przypadku muru osiowo rozciąganego (Rys. 3.2) jest podobny do zachowania się betonu. Typowe konstrukcje murowe rzadko poddawane są czystemu rozciąganiu. W związku z tym norma [109] nawet nie przewiduje wyznaczania czy obliczania wartości wytrzymałości muru na rozciąganie. Określana jest za to wytrzymałość na rozciąganie w próbie zginania. Zależy ona od płaszczyzny działania zginania względem spoin wspornych.

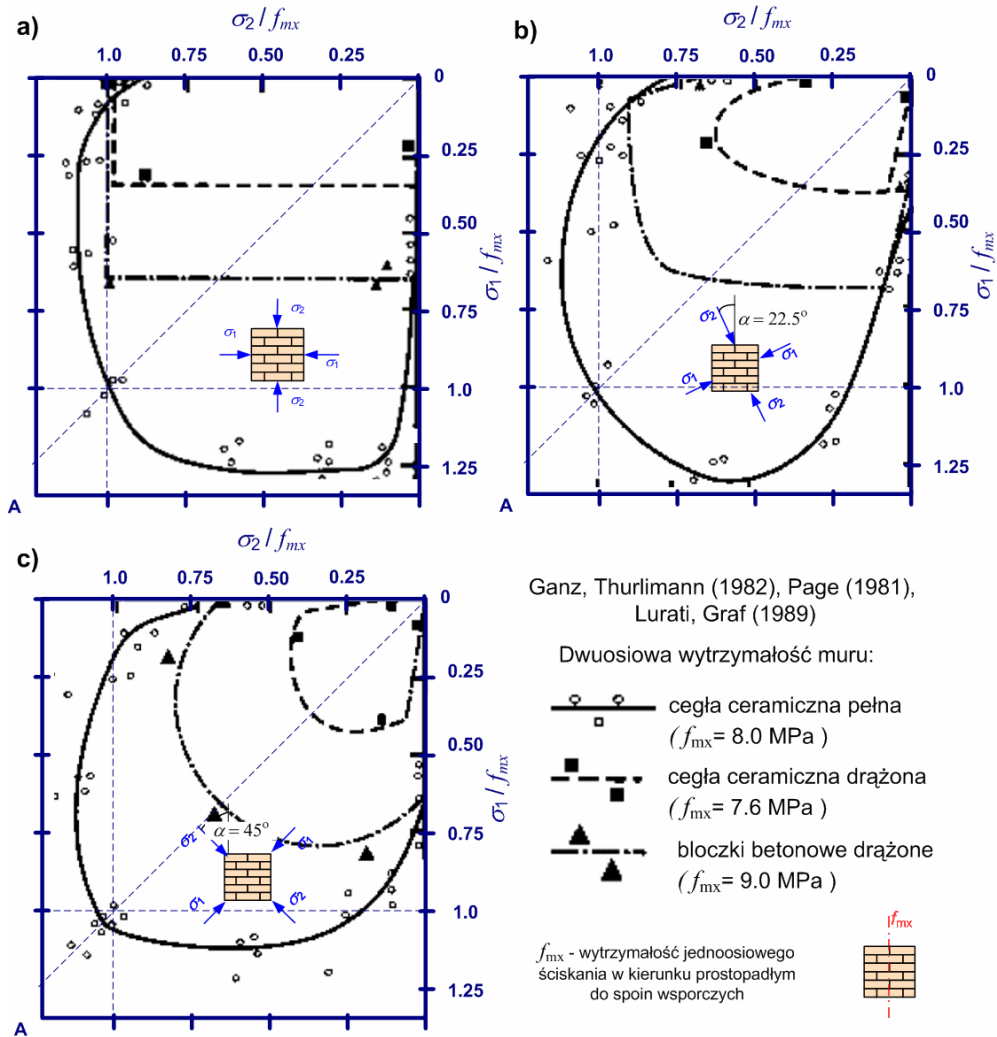
Rozpoczęcie procesu osłabienia materiału wynika z szybkiego procesu powstawania zarysowań prostopadłych do kierunku rozciągania.

Dwuosiowy stan naprężenia

Obwiednia wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia przedstawiona jest na Rys. 3.3. Pierwsza ćwiartka układu współrzędnych obejmuje obszar dwuosiowego rozciągania. Zauważyć można, że wytrzymałość jednoosiowego rozciągania f_t jest praktycznie identyczna z wartością wytrzymałości dwuosiowego rozciągania. Zupełnie inaczej przedstawia się sytuacja w przypadku dwuosiowego ściskania. Maksymalna wytrzymałość betonu w trakcie równomiernego dwuosiowego ściskania f_b jest o około 16% większa niż przy jednoosiowym ściskaniu f_c (III ćwiartka układu współrzędnych). Pozostałe dwie ćwiartki układu współrzędnych (II i IV) reprezentują jednoosiowe ściskanie połączone z jednoosiowym rozciąganiem (w innym kierunku niż ściskania). Kształt tych odcinków obwiedni jest zbliżony do liniowego.



Rys. 3.3. Obwiednia wytrzymałości betonu w dwuosowym stanie naprężenia, za [22].

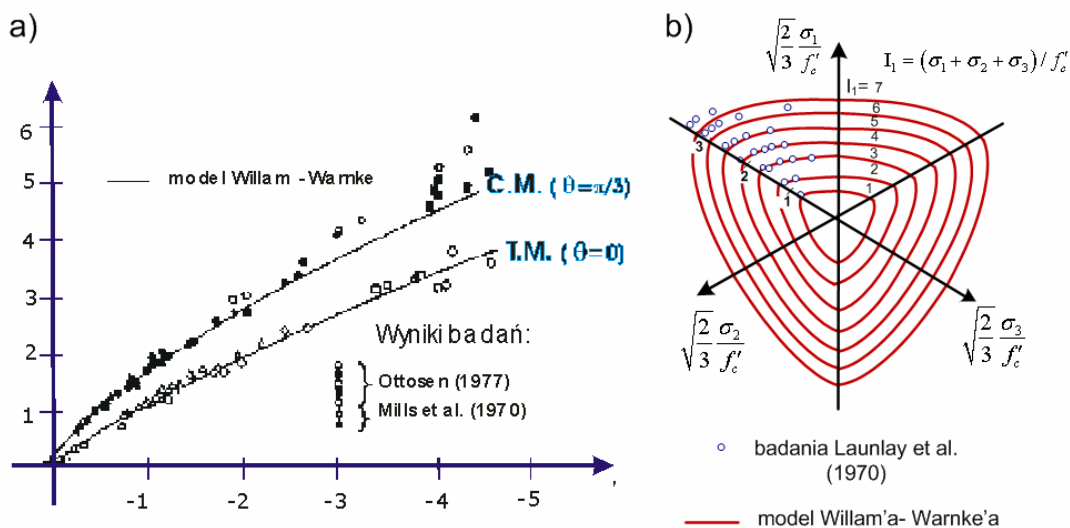


Rys. 3.4. Dwuosiowa obwiednia wytrzymałości muru z cegły ceramicznej pełnej i drążonej oraz bloczków betonowych, w przypadku różnych orientacji naprężeń głównych w odniesieniu do spoin wspornych wynikające z badań [43], [85], [107]: a) $\alpha = 0^\circ$, b) $\alpha = 22,5^\circ$ c) $\alpha = 45^\circ$, za [22].

Dwuosiowe obwiednie wytrzymałości muru na ściskanie (w odniesieniu do kierunku obciążenia względem spoin wspornych) przedstawia Rys. 3.4. Wykonany został z uwzględnieniem wyników badań zawartych w literaturze [43], [85], [107]. Kształt obwiedni jest zbliżony do występującego w betonie. W przypadku muru pojawia się jednak pewna niesymetryczność obwiedni. Wartość wytrzymałości muru ściskanego dwuosiowo kształtuje się na poziomie $1,0 \div 1,1 f_{mx}$, natomiast przy ściskaniu jednoosiowym $0,4 \div 1,0 f_{mx}$.

Trójosiowy stan naprężenia

Przekrój dewiatorowy obwiedni wytrzymałości betonu (Rys. 3.5b) kształtem przypomina wyoblony trójkąt. Wzrost naprężenia hydrostatycznego p powoduje zmianę kształtu, dążącego do okręgu. W przypadku przekroju merydialnego (Rys. 3.5a), południki ściskania (CM) i rozciągania (TM) charakteryzują się nieliniowym przebiegiem. Ponadto należy zwrócić uwagę na to, że południk rozciągania leży poniżej południka ściskania.



Rys. 3.5. Wyniki trójosiowych badań laboratoryjnych betonu, za [13]: a) przekrój merydialny, b) przekrój dewiatorowy.

Więcej szczegółowych informacji na temat pracy tych dwóch rodzajów materiałów, przedstawionych pod kątem MB, odnaleźć można między innymi w [22], [38], [99].

3.2.3. Zaawansowane modelowanie betonu i muru konstrukcyjnego

Zespół badaczy J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller i E. Oñate [83] w 1989r. opublikował pracę opisującą możliwość zastosowania nowego modelu materiałowego w symulacjach numerycznych procesu pęknięcia konstrukcji

żelbetowych. Zaprezentowany model został, w latach 1996 i 1998, rozbudowany przez Lee [80] oraz Lee i Fenves [81] o dwa niezależne parametry, charakteryzujące poziom degradacji materiału w wyniku rozciągania – d_t oraz ściskania – d_c , wyznaczanych w badaniach laboratoryjnych. Posiada on sprężysto-plastyczno-degradacyjną charakterystykę i znany jest obecnie jako *Model Barcelona* (w tekście oznaczony jako *MB*). Ostatnie zmiany, istotne ze względu na obliczenia wykonane na potrzeby rozprawy, miały miejsce w roku 2002. Wówczas model został zaimplementowany w komercyjnym pakiecie MES ABAQUS pod nazwą *Damage Concrete Model* [52]. Następnie w roku 2004, zaproponowana została, przez A. Cińcio, adaptacja *MB* na potrzeby konstrukcji murowych [22].

Ogólnie *Model Barcelona* łączy w sobie sprężysto-plastyczną charakterystykę materiału oraz opis jego zniszczenia (poprzez izotropową degradację materiału). W szczególności jest on modelem trójparametrowym z niestowarzyszonym prawem płynięcia oraz o nieliniowym wzmocnieniu izotropowym typu dwumechanizmowego.

Warunek plastyczności *MB* w ogólnej postaci można wyrazić poprzez niezmienniki (\bar{p}, \bar{q}) tensora naprężeń efektywnych $\{\bar{\sigma}\}$, co przedstawia równanie (3-1):

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \frac{1}{1-\alpha} \left(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \beta(\kappa) \cdot \langle \bar{\sigma}_{\max}^* \rangle - \gamma \cdot \langle -\bar{\sigma}_{\max}^* \rangle \right) - f_c^e(\kappa_c) \leq 0 \quad (3-1)$$

We wzorze 3-1 oznaczono przez:

$\bar{\sigma}_{\max}^*$ – maksymalną algebraiczną wartość tensora naprężenia efektywnego, przy czym symbol $\langle f \rangle$ jest tzw. nawiasem Macauley'a, który zdefiniowany jest jako $\langle f \rangle = (|f| + f)/2$,

(\bar{p}, \bar{q}) – wartości efektywne niezmienników (p, q) , zależne od stopnia degradacji materiału,

κ – zmienną wzmocnienia, wyrażoną poprzez dwie, niezależne wielkości; kolejno przy rozciąganiu i ściskaniu: $\{\kappa\} = \{\kappa_t, \kappa_c\}^T$,

$f_c^e(\kappa_c)$ – funkcję określającą aktualny obszar sprężystej pracy materiału, uzależniony od wartości parametru wzmocnienia na ściskanie.

W Modelu Barcelona powierzchnia plastyczności (3-1) jednocześnie pełni funkcję powierzchni obciążenia, która jest początkową powierzchnią plastyczności. W momencie jej osiągnięcia uruchomiany jest mechanizm degradacji materiału. Osiągnięcie początkowej powierzchni plastyczności i uruchomienie mechanizmu degradacji w przypadku dalszego obciążania materiału powoduje ewaluację

powierzchni plastyczności zgodnie z prawem wzmocnienia. Proces ten trwa do czasu osiągnięcia powierzchni zniszczenia o równaniu identycznym z (3-1), w którym w miejsce $f_c^e(\kappa_c)$ należy podstawić funkcję ekstremalnej (szczytowej) wytrzymałości materiału na ściskanie jednoosiowe – $f_c(\kappa_c)$.

Bezwymiarowe parametry α, β, γ , charakteryzujące materiał, określa się na podstawie badań w próbach jedno i dwu osiowego ściskania i rozciągania. W strefie dwuosowego ściskania, czyli w przypadku gdy $\bar{\sigma}_{\max}^* = 0$ równanie 3-1 redukuje się do klasycznego warunku plastyczności Druckera-Pragera, opisanego równaniem (3-2) z początkową wartością: $f_c^e(\kappa = 0) = f_c^e$. Określa ona granicę plastyczności materiału na ściskanie jednoosiowe.

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p}) - f_c^e(\kappa_c) = 0, \text{ przy } \bar{\sigma}_1 < 0 \text{ i } \bar{\sigma}_2 < 0 \quad (3-2)$$

Zakładając, że parametr α nie zmienia swojej wartości podczas plastycznego płynięcia, istnieje możliwość wyznaczenia go na podstawie znajomości wartości granic plastyczności przy jednoosiowym f_c^e i dwuosowym ścisaniu f_{cc}^e . Wówczas otrzymamy α o wartości (3-3):

$$\alpha = \frac{f_{cc}^e - f_c^e}{2 \cdot f_{cc}^e - f_c^e} \quad (3-3)$$

W strefie wpływu naprężeń głównych o różnych znakach, funkcję plastyczności opisują krzywe o równaniach (Rys. 3.9):

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \beta \cdot \bar{\sigma}_1) - f_c^e(\kappa_c) = 0, \text{ przy } \bar{\sigma}_1 \geq 0 \text{ i } \bar{\sigma}_2 \leq 0 \quad (3-4)$$

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \beta \cdot \bar{\sigma}_2) - f_c^e(\kappa_c) = 0, \text{ przy } \bar{\sigma}_1 \leq 0 \text{ i } \bar{\sigma}_2 \geq 0 \quad (3-5)$$

gdzie stała β może być określona na podstawie znajomości proporcji pomiędzy granicą plastyczności przy jednoosiowym ścisaniu $f_c^e(\kappa_c)$ oraz szczytową wytrzymałością materiału przy jednoosiowym rozciąganiu $f_t(\kappa_c)$ zgodnie z (3-6).

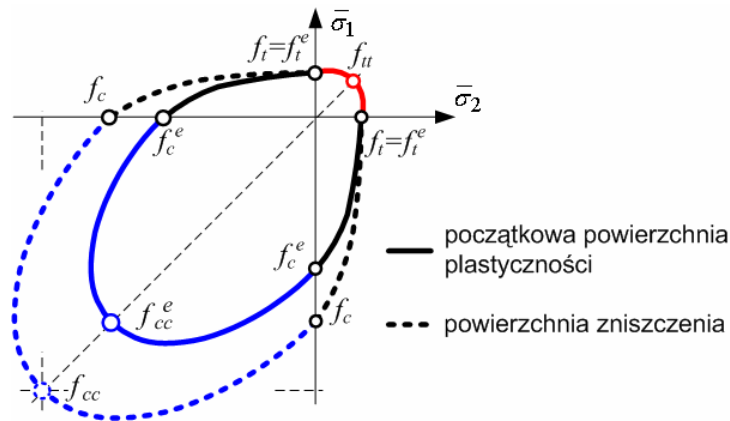
$$\beta(\kappa) = \frac{f_c^e(\kappa_c)}{f_t(\kappa_t)} \cdot (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (3-6)$$

W strefie dwuosowego rozciągania, według publikacji twórców modelu [83], powierzchnia plastyczności opisana jest prostymi tak, że granice plastyczności materiału przy rozciąganiu jednoosiowym i rozciąganiu dwuosowym materiału są sobie równe, czyli $f_t^e(\kappa_c) = f_u^e(\kappa_c)$.

Implementacja modelu w programie ABAQUS [52] uwzględnia, że powierzchnia plastyczności w strefie rozciągania aproksymowana jest wycinkiem okręgu

o promieniu równym jednoosiowej granicy plastyczności na rozciąganie $f_t^e(\kappa_c)$ (Rys. 3.6) czyli zgodnie z (3-7):

$$f(\sigma, \kappa) \equiv (\bar{\sigma}_1^2 + \bar{\sigma}_2^2) - f_t^e(\kappa_c) = 0 \text{ przy } \bar{\sigma}_1 > 0 \text{ i } \bar{\sigma}_2 > 0 \quad (3-7)$$



Rys. 3.6. Powierzchnia plastyczności i powierzchnia zniszczenia w układzie naprężeń głównych płaskiego stanu naprężenia.

Ostatni parametr materiałowy γ wymieniony w równaniu 3-1 wyznaczany jest na podstawie próby trójosiowego ściskania, przy wykorzystaniu związków pomiędzy naprężeniami głównymi $(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3)$ a niezmiennikami $(\bar{p}, \bar{q}, \bar{\theta})$:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \cdot (\bar{\sigma}_1 + 2 \cdot \bar{\sigma}_3) \quad (3-8)$$

$$\bar{q} = (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) \quad (3-9)$$

Jednocześnie uwzględnivszy związki odwrotne można określić maksymalne wartości tensora naprężenia $\bar{\sigma}_{max}^*$ w odniesieniu do południków ściskania i rozciągania:

- południk ściskania – uwzględnivszy $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_3$ otrzymamy:

$$\bar{\sigma}_{max}^* = \frac{1}{3} \bar{q} - \bar{p} \quad (3-10)$$

- południk rozciągania – uwzględnivszy $\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$ otrzymamy:

$$\bar{\sigma}_{max}^* = \frac{2}{3} \bar{q} - \bar{p} \quad (3-11)$$

Przyjmując w równaniu 3-1 ekstremalne wartości tensora naprężenia według (3-10) i (3-11) uzyska się równania południków w postaci:

- przy $\bar{\sigma}_{\max}^* < 0$ równanie południka ściskania przybiera postać:

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \left(\frac{1}{3} \cdot \gamma + 1\right) \bar{q} - (\gamma + 3 \cdot \alpha) \cdot \bar{p} - (1 - \alpha) \cdot f_c^e(\kappa_c) = 0 \quad (3-12)$$

- przy $\bar{\sigma}_{\max}^* < 0$ równanie południka rozciągania jest w postaci:

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \left(\frac{2}{3} \cdot \gamma + 1\right) \bar{q} - (\gamma + 3 \cdot \alpha) \cdot \bar{p} - (1 - \alpha) \cdot f_c^e(\kappa_c) = 0 \quad (3-13)$$

Przy pewnej ustalonej wartości niezmiennika \bar{p} przyjmując iloraz K_c , jako wartości nachylenia południka rozciągania q_{PR} do południka ściskania q_{PS} , uwzględnivszy równania (3-12) i (3-13), można uzyskać:

$$\gamma = \frac{3 - K_c}{2 \cdot K_c - 1} \quad (3-14)$$

gdzie zmienna, która opisuje kształt przekroju poprzecznego ma postać:

$$K_c = \frac{q_{PR}}{q_{PS}} = \frac{\gamma + 3}{2 \cdot \gamma + 3} \quad (3-15)$$

Analogicznie w strefie rozciągań:

- przy $\bar{\sigma}_{\max}^* > 0$ równanie południka ściskania ma postać:

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \left(\frac{1}{3} \cdot \beta + 1\right) \bar{q} - (\beta + 3 \cdot \alpha) \cdot \bar{p} - (1 - \alpha) \cdot f_c^e(\kappa_c) = 0 \quad (3-16)$$

- $\bar{\sigma}_{\max}^* < 0$ równanie południka rozciągania ma postać:

$$f(\sigma, \kappa) \equiv \left(\frac{2}{3} \cdot \beta + 1\right) \bar{q} - (\beta + 3 \cdot \alpha) \cdot \bar{p} - (1 - \alpha) \cdot f_c^e(\kappa_c) = 0 \quad (3-17)$$

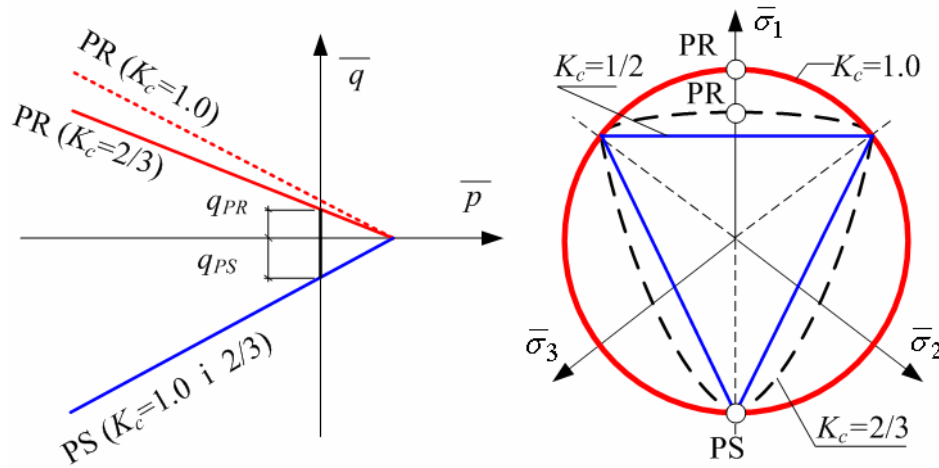
Przy pewnej ustalonej wartości niezmiennika \bar{p} przyjmując iloraz K_t jako wartości nachylenia południka rozciągania q_{PR} do południka ściskania q_{PS} , uwzględnivszy równania (3-16) i (3-17), można uzyskać:

$$K_t = \frac{q_{PR}}{q_{PS}} = \frac{3 + \beta}{3 + 2 \cdot \beta} \quad (3-18)$$

oraz w odwrotnej zależności:

$$\beta = \frac{3 \cdot (1 - K_t)}{2 \cdot K_t - 1} \quad (3-19)$$

Przyjmując układ naprężeń głównych płaskiego stanu naprężenia, kształt powierzchni plastyczności zilustrowano na Rys. 3.6. Natomiast kształt przekroju dewiatorowego w zależności od wartości parametru K_c oraz przekrój południkowy powierzchni plastyczności przedstawiono na Rys. 3.7.



Rys. 3.7. Przekrój południkowy powierzchni plastyczności oraz kształt przekroju dewiatorowego powierzchni plastyczności w zależności od wartości parametru K_c , [38].

Prawo płynięcia oraz wzmocnienia w Modelu Barcelona

W opisywanym modelu wykorzystywane jest niestowarzyszone prawo płynięcia w postaci:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (3-20)$$

Gdzie G jest funkcją potencjału plastycznego, która odpowiada powierzchni plastyczności hiperbolicznego wariantu modelu Druckera – Pragera, a opisana jest równaniem:

$$G(\bar{\sigma}) = \sqrt{(\epsilon \cdot f_t \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \quad (3-21)$$

w którym:

ψ – jest kątem dylatacji,

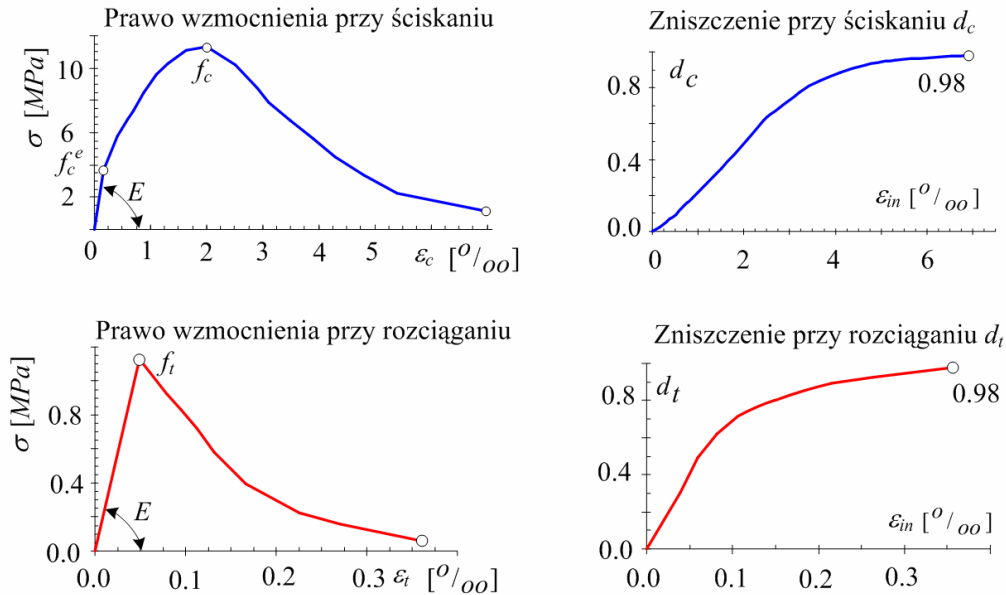
f_t – naprężeniem granicznym przy rozciąganiu,

ϵ – określa „szybkość” zbieżności hiperboli do jej asymptoty.

Wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzonych na elementach betonowych [28], [41], [69], [134] oraz innych geomateriałach kruchych (np: mur ceglany) [3], [11], [67], [117] ukazują zdecydowanie odmienny charakter odpowiedzi materiału w zależności od ściskania czy rozciągania. Opisywany model zawiera dwie zmienne wzmocnienia definiowane niezależnie, przypisane odpowiednim mechanizmom zniszczenia materiału poddanego rozciąganiu κ_t i ściskaniu κ_c . Zmienne te formułowane są na podstawie hipotezy wzmocnienia odkształceniowego poprzez:

$$\{\mathbf{k}\} = \begin{bmatrix} \kappa_t \\ \kappa_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\epsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\epsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \quad (3-22)$$

Gdzie $\tilde{\varepsilon}_t^p$ oraz $\tilde{\varepsilon}_c^p$ – są ekwiwalentnymi odkształceniami plastycznymi materiału w przypadku rozciągania i ściskania. Wyznaczane są na podstawie tensora przyrostu odkształcenia i reprezentują sumaryczne, nieodwracalne odkształcenia. Wynikają one zarówno z plastycznego płynięcia, jak i kruchego pęknięcia materiału (Rys. 3.8).



Rys. 3.8. Przykładowe postacie prawa wzmocnienia i degradacji betonu .

Na podstawie funkcji zmiennych wzmocnienia definiowanych w każdym z przypadków mechanizmu zniszczenia niezależnie, opisywana jest w modelu zarówno ewolucja powierzchni plastyczności jak również degradacja materiału. Osobno w przypadku rozciągania oraz ściskania:

$$f(\sigma, \sigma_t, \sigma_c) = 0 \quad (3-23)$$

Gdzie σ_t i σ_c są funkcjami wyznaczającymi bieżące, nominalne wartości granic sprężystości przy rozciąganiu i ściskaniu, odpowiednio do rozwoju odkształceń plastycznych:

$$\sigma_c = f_c^e = f_c^e(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3-24)$$

$$\sigma_t = f_t^e = f_t^e(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (3-25)$$

Zmienne wzmocnienia $\tilde{\varepsilon}_c^p$, $\tilde{\varepsilon}_t^p$ reprezentują sumaryczne, nieodwracalne odkształcenia, wynikające zarówno z plastycznego płynięcia materiału oraz kruchego pęknięcia zdefiniowane jako:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} dt \quad (3-26)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} dt \quad (3-27)$$

Gdzie w przypadku złożonych stanów naprężenia prędkość plastycznego odkształcenia określa się następująco:

- w przypadku wszechstronnego ściskania:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} = -\dot{\tilde{\varepsilon}}_{11}^{pl} \quad (3-28)$$

- w przypadku wszechstronnego rozciągania:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} = \dot{\tilde{\varepsilon}}_{11}^{pl} \quad (3-29)$$

W *MB* przyjęto równocześnie, że każda z funkcji wzmocnienia σ_c (3-24), σ_t (3-25), może zostać rozdzielona na dwie części. Opisującą degradację sztywności materiału oraz część opisującą ewolucję powierzchni plastyczności według wzoru:

$$\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = (1 - d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})) \cdot \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3-30)$$

$$\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) = (1 - d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})) \cdot \bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (3-31)$$

w których:

$d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$, $d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ – to niemalejące funkcje określające przyrost degradacji materiału poddanego odpowiednio rozciąganiu i ściskaniu, które przyjmują wartości z przedziału [0, 1];

$\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$, $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ – to funkcje ewolucji jednoosiowych granic sprężystości materiału na rozciąganie i ściskanie wyrażonymi poprzez naprężenia efektywne.

Wykorzystując homogeniczność funkcji powierzchni plastyczności równanie (3-23) można przedstawić zatem za pomocą naprężeń efektywnych w postaci:

$$f(\bar{\sigma}, \bar{\sigma}_t, \bar{\sigma}_c; d_t, d_c) = 0 \quad (3-32)$$

Sformułowanie warunku plastyczności (3-32) umożliwia opisanie w modelu zjawiska plastycznego płynięcia oraz procesu degradacji materiału odrębnymi funkcjami zmiennej wzmocnienia κ w przypadku ściskania i rozciągania:

$$\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3-33)$$

$$d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}), d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3-34)$$

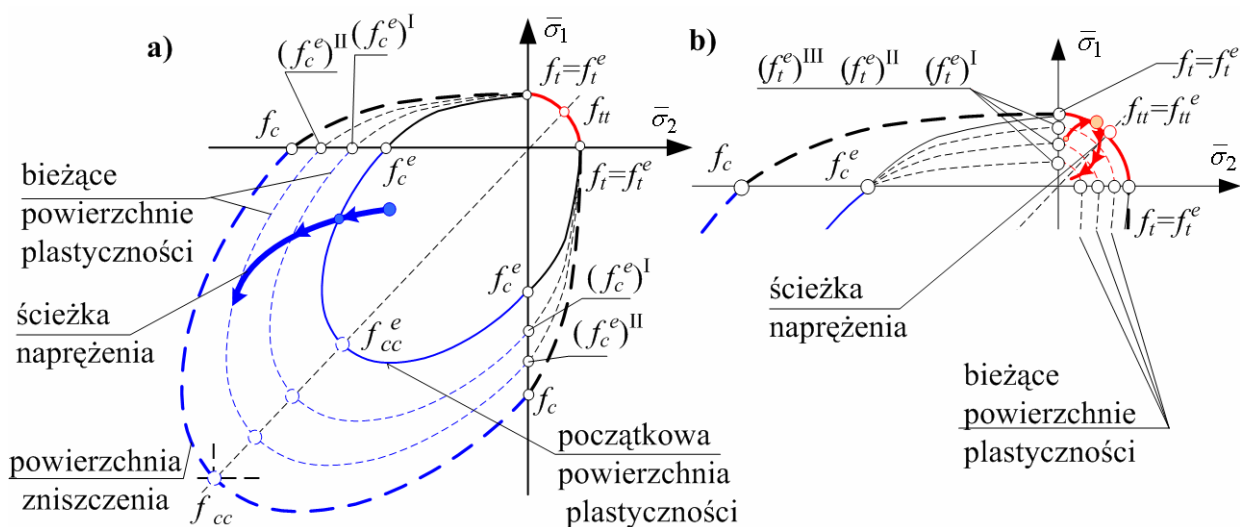
Charakter ewolucji powierzchni plastyczności przyjęty w *MB* jest zgodny z koncepcją wzmocnienia wielomechanizmowego typu odkształceniowego. Opisany jest on przez niezależne prawa wzmocnienia w przypadku rozciągania i ściskania za pomocą dwóch odpowiadających im zmiennych wzmocnienia κ_t , κ_c . Parametry wzmocnienia w równaniu powierzchni plastyczności wyrażone

zostały z uwzględnieniem granic plastyczności stanu jednoosiowego rozciągania i ściskania.

Dodatkowo przyjęto prawidłowości dotyczące ewolucji powierzchni plastyczności:

- w obszarze dwuosiowego ściskania (Rys. 3.9), powstające odkształcenia plastyczne (opisane zmienną wzmocnienia κ_c) nie wpływają na przyrost odkształceń w strefie rozciągania,
- analogiczna zależność dotyczy opisu wzmocnienia w strefie dwuosiowego rozciągania, w której odkształcenia przyrastają niezależnie od przyrostu odkształceń w strefie dwuosiowego ściskania,

odkształcenia generowane w strefach rozciąganie-ściskanie (III i IV ćwiartka układu na Rys. 3.9) wpływają zarówno na przyrost wartości zmiennych wzmocnienia κ_t jak i wartości κ_c .



Rys. 3.9. Ewolucja początkowej powierzchni plastyczności, za [38].

Osiągnięcie przez ścieżkę naprężenia położenia, które odpowiada powierzchni plastyczności w strefie dwuosiowego ściskania aktywuje mechanizm zniszczenia na ściskanie. Oznacza to, że równanie (3-2) jest modyfikowane z uwzględnieniem funkcji wzmocnienia (3-33). Towarzyszy temu, przy zachowaniu ciągłości, ewolucja powierzchni plastyczności w strefach „rozciąganie-ściskanie”, a wyrażona równaniami (3-4) i (3-5) – Rys. 3.6. Analogiczna sytuacja związana jest z przypadkiem dwuosiowego rozciągania. Uruchomiony mechanizm zniszczenia na rozciąganie powoduje ewolucję powierzchni plastyczności w strefie dwuosiowego rozciągania (I ćwiartka układu – Rys. 3.9) oraz w strefach „rozciąganie-ściskanie” (II i IV ćwiartka układu – Rys. 3.9). Natomiast nie jest modyfikowana równocześnie funkcja (3-2) w strefie dwuosiowego ściskania.

Degradacja materiału oraz modelowanie obciążenia powtarzalnego

Proces cyklicznego jednoosiowego obciążenia i odciążenia próbki dobrze ilustruje (Rys. 3.10: a) – ściskanie, b) - rozciąganie). Na rysunku tym przez $\varepsilon_c^e (\varepsilon_t^e)$ oznaczono część sprężystą odkształcenia, $\varepsilon_c^p (\varepsilon_t^p)$ – część trwałych odkształceń $\varepsilon_c^{in} (\varepsilon_t^{in})$, wynikającą z uplastycznienia próbki oraz $\varepsilon_c^d (\varepsilon_t^d)$ – część trwałych odkształceń $\varepsilon_c^{in} (\varepsilon_t^{in})$, która wynika z degradacji materiału.

Wystąpienie degradacji materiału wiąże się z redukcją sztywności materiałowej opisaną poprzez zmienne degradacji d_c i d_t . Ponowny przyrost obciążenia aż do stanu uplastycznienia odbywa się po ścieżce odciążenia:

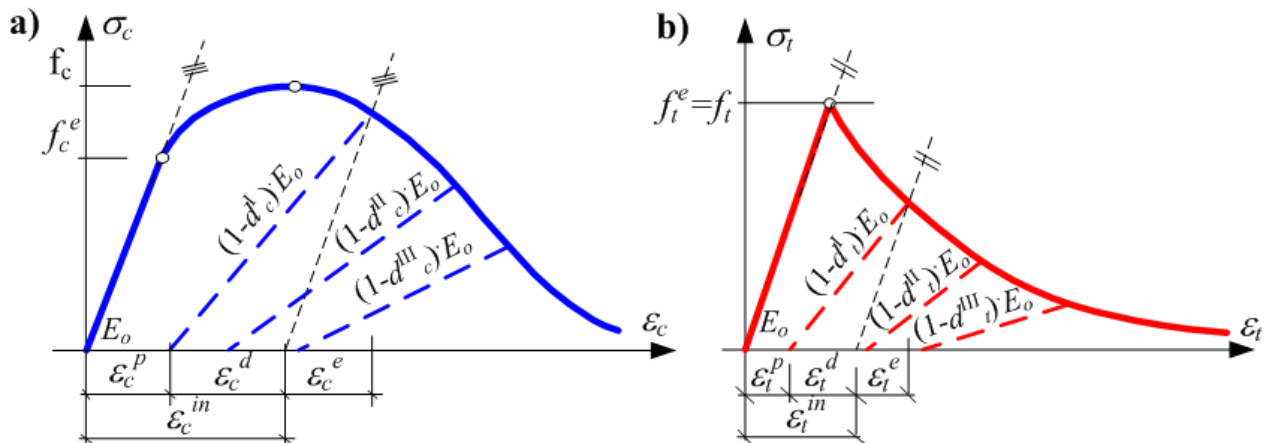
$$\bar{\sigma}_c(\varepsilon_c) = \frac{\sigma_c(\varepsilon_c)}{(1-d_c)^{\frac{1}{\omega_c}}} = \bar{\sigma}_c(0) \cdot f_c^e \cdot E_o \cdot \varepsilon_c^e \quad (3-35)$$

$$\bar{\sigma}_t(\varepsilon_t) = \frac{\sigma_t(\varepsilon_t)}{(1-d_t)^{\frac{1}{\omega_t}}} = \bar{\sigma}_t(0) \cdot f_t \cdot E_o \cdot \varepsilon_t^e \quad (3-36)$$

gdzie:

f_c^e, f_t – to początkowe wartości granicy sprężystości odpowiednio przy ścisaniu i rozciąganiu,

$\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_t$ – to kolejno wartości granic sprężystości przy ścisaniu i rozciąganiu w następnych cyklach obciążenia.



Rys. 3.10. Opis badania jednoosiowego, cyklicznego: a) ściskania, b) rozciągania w modelu (MB).

Opisu odpowiedzi modelu na cykliczne obciążenie typu ściskanie-rozciąganie dokonano poprzez definicję zmiennej zniszczenia d (SDEG) zgodnie ze wzorem (3-37). Uwzględnia ona możliwość degradacji materiału, która wynika z działania jednoosiowego ściskania oraz jednoosiowego rozciągania. Dodatkowo uwzględnia dwa współczynniki redukcyjne, które odpowiadają przejściu obciążenia: z rozciągania do ściskania (ω_c) oraz odwrotnie (ω_t), będące dodatkowymi parametrami materiałowymi.

$$(1-d) \cdot (1-s_t \cdot d_c) \cdot (1-s_c \cdot d_t), \quad 0 \leq s_t, s_c \leq 1 \quad (3-37)$$

gdzie:

s_t, s_c – funkcje naprężenia σ_{11} , które definiują w modelu redukcję zniszczenia materiału wg zależności:

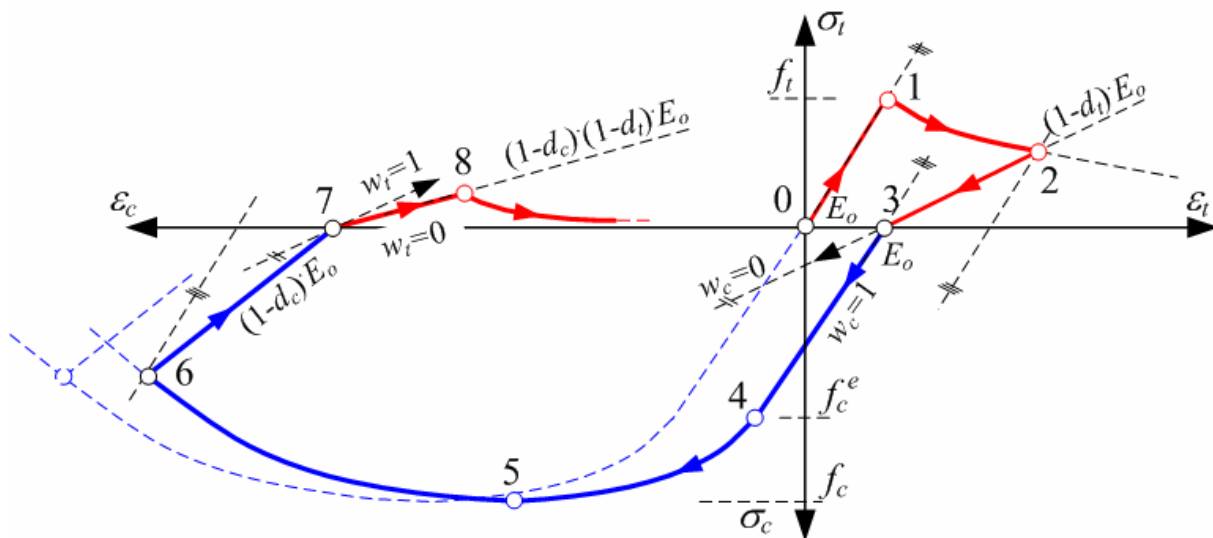
$$s_t = 1 - \omega_t \cdot \hat{r}(\sigma_{11}), \quad 0 \leq \omega_t \leq 1 \quad (3-38)$$

$$s_c = 1 - \omega_c \cdot (1 - \hat{r}(\sigma_{11})), \quad 0 \leq \omega_c \leq 1 \quad (3-39)$$

Gdzie $\hat{r}(\sigma_{11})$ – we wzorach (3-38) i (3-39) to funkcja naprężeń zdefiniowana poprzez:

$$\hat{r}(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{przy } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{przy } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (3-40)$$

Ścieżka *naprężenie-odkształcenie* pojedynczego cyklu kolejno rozciągania – ściskania – rozciągania zaprezentowana została na Rys. 3.11. W stanie początkowym, zerowe wartości współczynników degradacji d, d_t, d_c odpowiadają pierwotnym (sprężystym) właściwościom materiału.



Rys. 3.11. Opis powtarzalnego obciążenia typu rozciąganie – ściskanie – rozciąganie w modelu (MB).

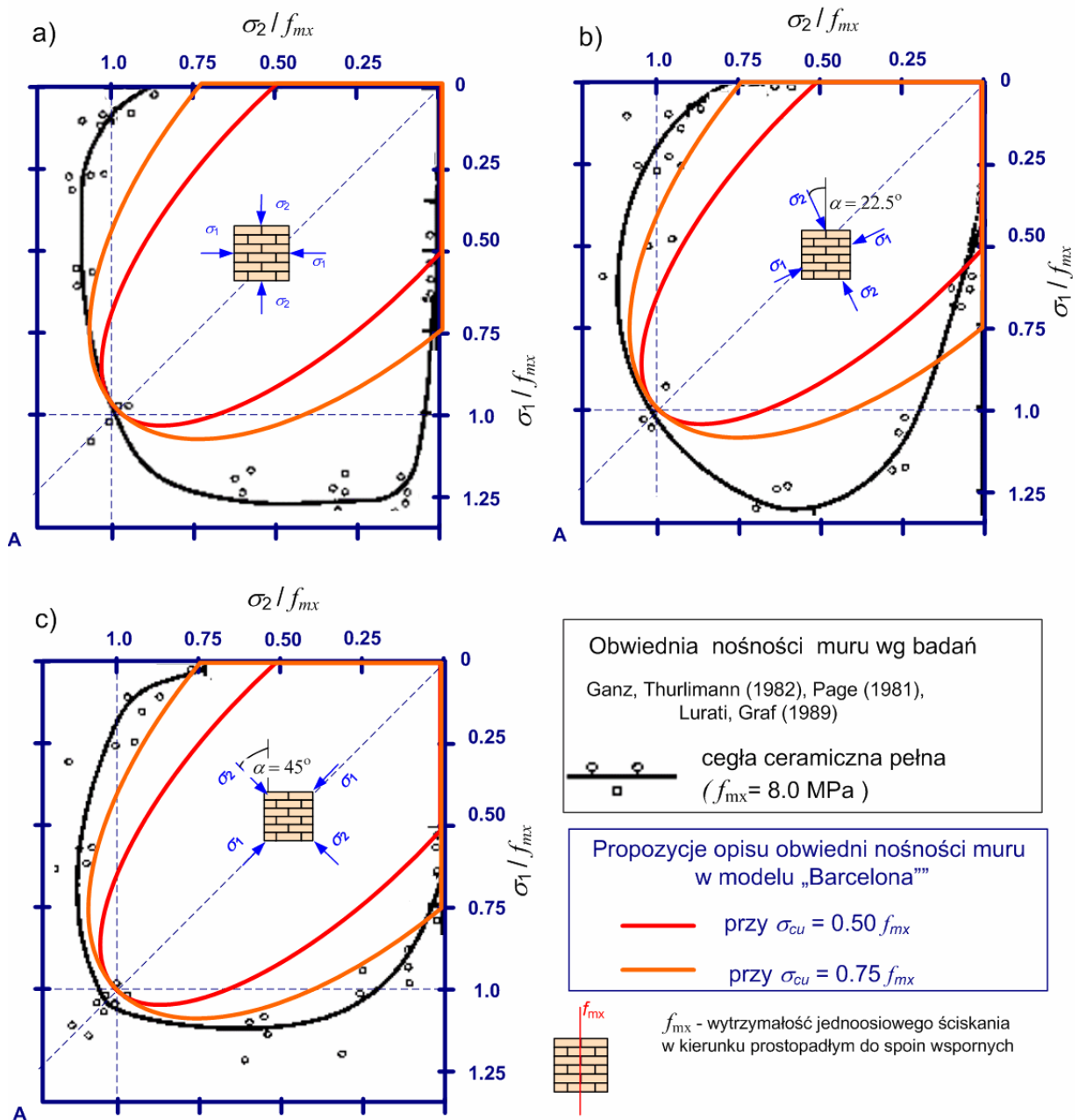
Odpowiedź modelu przy rozciąganiu do osiągnięcia f_t^e , czyli momentu zainicjowania kruchego pęknięcia, jest liniowo-sprężysta w relacji $\sigma_t(\varepsilon_t)$. Zakres ten opisany jest pierwotną wartością modułu sprężystości E_o (odcinek 0-1 na Rys. 3.11). Tworzenie rys i ich kumulacja w postaci pęknięć (krzywa 1-2), uwzględnione zostały poprzez przyrost wartości współczynnika degradacji d_t . Prowadzi to do redukcji modułu Younga, podczas odciażenia, zależnością $(1-d_t) \cdot E_o$ (odcinek 2-3). Wprowadzenie zmiany znaku naprężenia (przejście do

stanu ściskania) powoduje zamykanie się powstałych uprzednio rys i pęknięć. W modelu ujęte jest to, jako przyjęcie wartości współczynnika redukcyjnego $\omega_c=1$. Oznacza to pełne odtworzenie pierwotnej sztywności materiału (zamknięcie wszystkich rys w danym obszarze). Z tego powodu odpowiedź materiału w zakresie liniowym wyznaczana jest na podstawie pierwotnej wartości modułu E_o (proste 0-1 i 3-4 są wzajemnie równoległe).

Przekroczenie granicy sprężystej pracy materiału przy ściskaniu f_c^e generuje nieliniową odpowiedź. Prowadzi to w modelu do uruchomienia mechanizmu degradacji materiału przy ściskaniu i przyrost zmiennej d_c . Po chwilowym wzmocnieniu materiału (krzywa 4-5), z uwagi na kumulowanie się powstałych zarysowań, następuje osłabienie materiału (krzywa 5-6). Podczas odciążenia odpowiedź materiału jest liniowo-sprężysta (prosta 6-7) i towarzyszy temu redukcja modułu sprężystości zgodnie z relacją: $(1-d_c) \cdot E_o$. Powrót do stanu osiowego rozciągania (odcinek 7-8), nie prowadzi do redukcji współczynnika degradacji d_c materiału, ponieważ współczynnik $\omega_t=0$, a rysy nie ulegają domknięciu przy rozciąganiu. Moduł sprężystości modyfikowany jest wtedy według relacji: $(1-d_c) \cdot (1-d_t) \cdot E_o$. Jednocześnie uwzględniana jest wartości współczynnika degradacji d_t „zapamiętana” z poprzedniego cyklu.

Adaptacja MB do konstrukcji murowych

Model Barcelona został stworzony z myślą o betonie, traktowanym jako materiał izotropowy. Nie można bezpośrednio stosować prezentowanego modelu do konstrukcji murowych, ze względu na różnice w pracy muru w stosunku do betonu. Główną przeszkodą jest anizotropowość muru – odpowiedź muru silnie zależy od kierunku obciążenia względem spoin wspornych. Jednak po wprowadzeniu pewnych zmian, istnieje możliwość adaptacji oryginalnego MB do konstrukcji murowych. Szczegółowy proces takiej adaptacji odnaleźć można w [22]. Autor przytoczonej pracy, na podstawie wyników badań laboratoryjnych zaczerpniętych z literatury [43], [85], [103], [104], [107], dobierał parametry modelu plastyczno-degradacyjnego w ten sposób, aby jak najlepiej dopasować obwiednię dwuosiowej nośności muru stosowanej w obliczeniach do obwiedni uzyskanej z badań. Przyjęcie odpowiednich proporcji wartości jednoosiowych wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie ($f_t/f_{mx}=3\div4\%$), pozwala na opisanie obwiedni w strefie dwuosiowego rozciągania, a także rozciągania ze ściskaniem za pomocą wytrzymałości na ściskanie f_{mx} , która jest podstawowym parametrem muru i łatwo można jej wartość otrzymać z badań laboratoryjnych. Autor przedstawił dwa warianty próby dopasowania obwiedni nośności, a ich rezultaty przedstawia Rys. 3.12.



Rys. 3.12 Proponowane dwa warianty opisu dwuosiowej nośności muru w MB, za [22].

Wariant pierwszy (oznaczony na rysunku czerwoną linią) w swoim założeniu miał, w żadnym z przypadków, nie przecinać obwiedni nośności, otrzymanej z badań laboratoryjnych. Omawiany wariant przybliża obwiednię od strony bezpiecznej, przez co w strefie dwuosiowego ściskania wyniki są zadawalające, jednak poza nią występują obszary znacznego niedoszacowania. W związku z tym, powstał drugi wariant, który zakłada możliwość przekroczenia obwiedni nośności w ograniczonym zakresie w pewnych miejscach (dokładnie widać to na Rys. 3.12, gdzie wariant drugi oznaczony jest linią pomarańczową).

3.2.4. Parametry murów przyjętych do obliczeń numerycznych

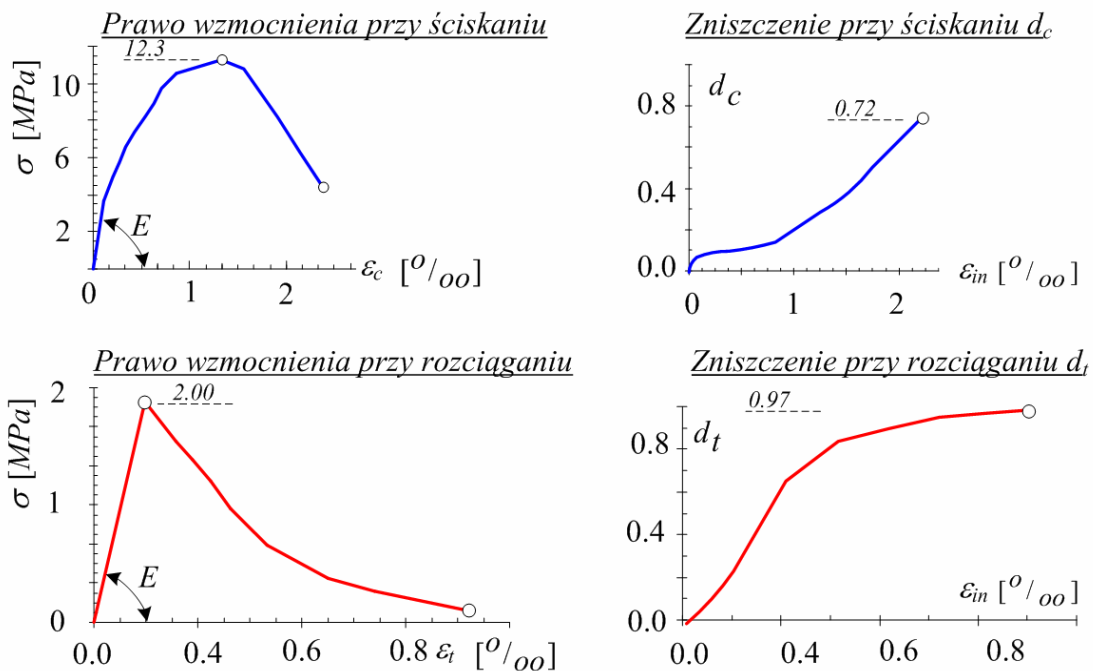
W zadaniach, których rezultaty przedstawione zostały w tej pracy, zastosowano kilka rodzajów murów. Ich parametry pochodziły z różnych źródeł. Ogólnie można je podzielić na trzy kategorie:

I – Charakterystyki otrzymane z badań, przeprowadzonych w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej (stanowisko badawcze Rys. 3.13):



Rys. 3.13 Stanowisko badawcze muru podczas próby cyklicznego ściskania 28.03.2006r.

- Mur S2 – o wytrzymałości na ściskanie $f_c=12,3 \text{ MPa}$, wytrzymałości na rozciąganie $f_t=2,0 \text{ MPa}$ oraz module sprężystości $E=9,48 \text{ GPa}$. Odpowiednie charakterystyki przy ściskaniu i rozciąganiu znajdują się na Rys. 3.14.

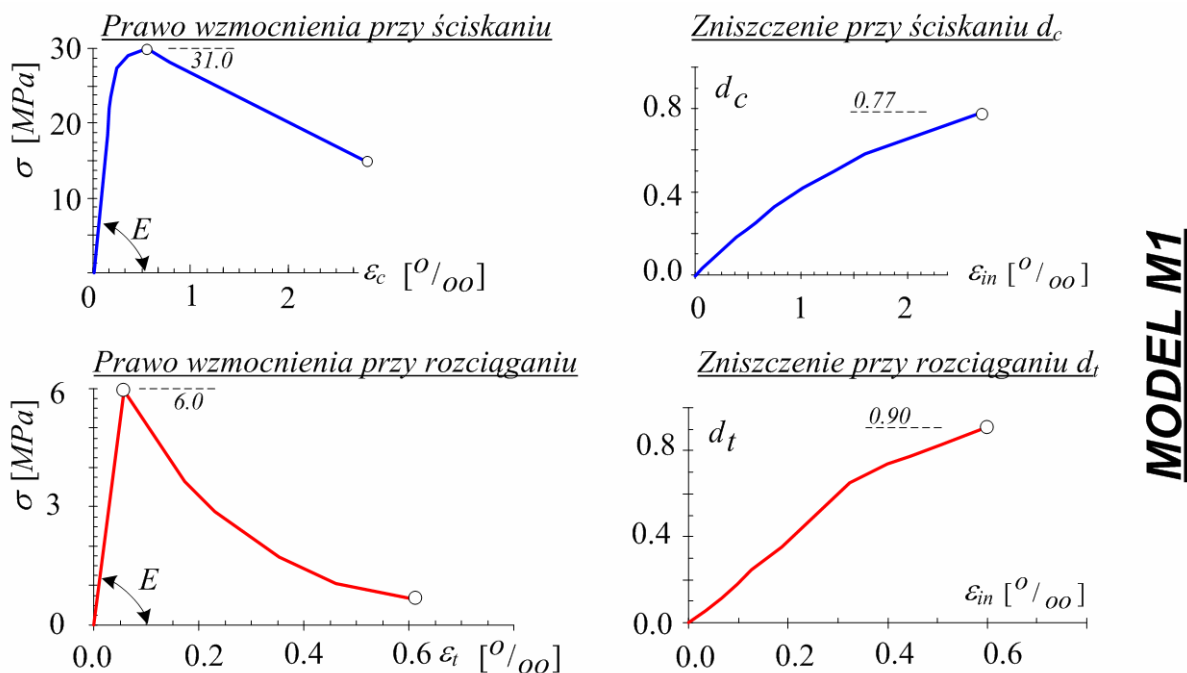


Rys. 3.14 Prawo wzmocnienia oraz krzywe degradacji przy ściskaniu i rozciąganiu modelu muru oznaczonego jako S2.

- Mur S4 - o wytrzymałości na ściskanie $f_c=11,3 \text{ MPa}$, wytrzymałości na rozciąganie $f_t=1,8 \text{ MPa}$ oraz module sprężystości $E=6,2 \text{ GPa}$.

II – Charakterystyki powstałe w sposób teoretyczny:

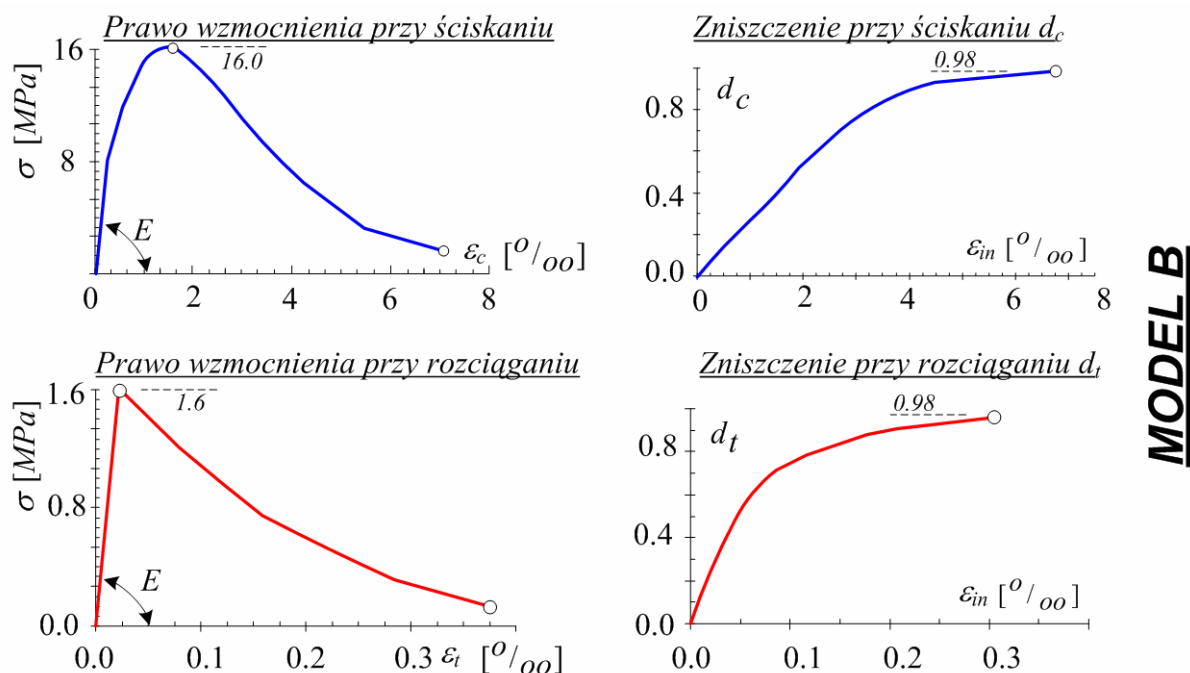
- Mur M1 – powstały na podstawie artykułu [93], gdzie wykres σ - ε złożony jest z dwóch fragmentów: 1) funkcji parabolicznej - do momentu osiągnięcia wytrzymałości na ściskanie oraz 2) odcinka prostej o ujemnym współczynniku kierunkowym - do wartości granicznego odkształcenia powstałego przy ściskaniu. Z kolei parametry materiałowe potrzebne do stworzenia tej charakterystyki zostały przyjęte przez autorów cytowanego artykułu z eksperymentów opisanych w [36] i [126]: wytrzymałość na ściskanie $f_c=31,0 \text{ MPa}$, wytrzymałość na rozciąganie $f_t=6,0 \text{ MPa}$ oraz moduł sprężystości $E=19,28 \text{ GPa}$. Odpowiednie charakterystyki przy ściskaniu i rozciąganiu znajdują się na Rys. 3.15.



Rys. 3.15 Prawo wzmocnienia oraz krzywe degradacji przy ściskaniu i rozciąganiu modelu muru oznaczonego jako M1.

- Mur M2 – powstały na podstawie wzoru Oniszczyka, który można odnaleźć m.in. w [143], o wytrzymałości na ściskanie $f_c=2,1 \text{ MPa}$, wytrzymałości na rozciąganie $f_t=0,4 \text{ MPa}$ oraz module sprężystości $E=2,1 \text{ GPa}$.
- Mur M3 – kolejny, powstały na podstawie wzoru Oniszczyka, ale z innymi parametrami, o wytrzymałości na ściskanie $f_c=5,0 \text{ MPa}$, wytrzymałości na rozciąganie $f_t=0,84 \text{ MPa}$ oraz module sprężystości $E=4,69 \text{ GPa}$.

III – Beton *B* – stosowany tylko i wyłącznie w celach porównawczych przy analizach z różnymi charakterystykami murów, wytrzymałość na ściskanie $f_c=16,0\text{ MPa}$, wytrzymałość na rozciąganie $f_t=1,6\text{ MPa}$ oraz moduł sprężystości $E=30\text{ GPa}$. Odpowiednie charakterystyki przy ściskaniu i rozciąganiu znajdują się na Rys. 3.16.



Rys. 3.16 Prawo wzmocnienia oraz krzywe degradacji przy ściskaniu i rozciąganiu modelu betonu oznaczonego jako B.

3.3. Modelowanie konstrukcji murowych wzmocnionych FRP

Sposób uwzględniania wzmocnienia konstrukcji murowej w modelu numerycznym ma znaczący wpływ na uzyskiwane wyniki analiz. Stąd, ostateczny wybór sposobu modelowania wzmocnienia konstrukcji w tej pracy poprzedzony jest przeglądem metod stosowanych przez innych badaczy, jak i szerokimi własnymi testowymi obliczeniami porównawczymi. O wyborze ostatecznego, stosowanego w pracy, modelu obliczeniowego, zdecydowały następujące kryteria:

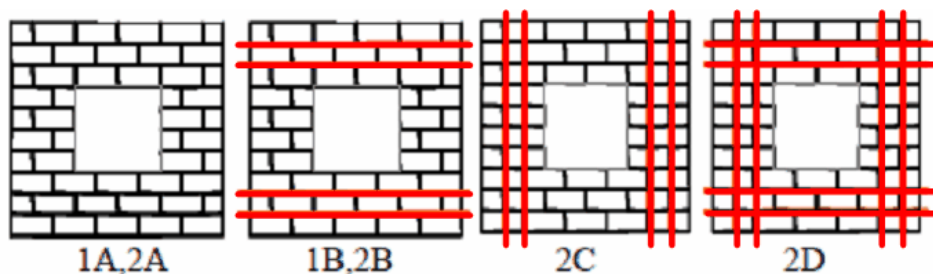
- poziom złożoności numerycznego opisu modelu badanych obiektów,
- poziom jakościowej zgodności wyników obliczeń z rezultatami badań laboratoryjnych, zaczerpniętych z literatury,
- czas obliczeń oraz wielkość pliku, zawierającego rezultaty symulacji numerycznej. Jest to istotne ze względu na liczbę modeli przebadanych - ponad 800.

W dalszej części pracy przedstawiono trzy sposoby modelowania numerycznego konstrukcji murowej wzmocnionej materiałami kompozytowymi. Każdorazowo zwrócono uwagę na elementy przytoczone wcześniej (opis, łatwość, możliwości).

3.3.1. Modelowanie wzmocnienia w postaci prętów

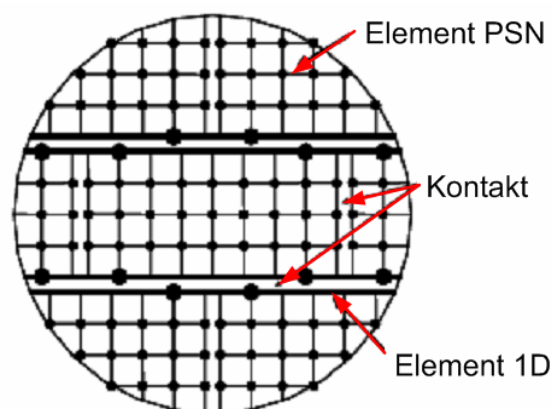
Pierwszy sposób modelowania numerycznego dotyczy wzmocniania konstrukcji murowych elementami prętowymi, które również są polimerami zbrojonymi włóknami. Elementy te są umieszczane w bruzdach, wykonanych w zaprawie. Taki rodzaj wzmocnienia nosi nazwę NSM GFRP (z ang. *Near Surface Mounted*). Ze względu na to, że nie będzie on brany pod uwagę w części obliczeniowej niniejszej pracy, przedstawiony jest jedynie pobieżnie.

Przykład wymienionego rodzaju modelowania odnaleźć można w pozycji [82], gdzie porównano wyniki eksperymentu z wynikami analizy numerycznej, przeprowadzonej przy użyciu programu ANSYS. Ścinaniu poddano murowe próbki z otworem, wzmocnione prętami GFRP rozmieszczonymi w różnych konfiguracjach (Rys. 3.17.)



Rys. 3.17. Konfiguracja wzmocnienia NSM GFRP w próbkach murowych w [82].

Elementy murowe zamodelowano w postaci elementów czterowęzłowych płaskiego stanu naprężenia, które oddziałują między sobą poprzez zaprawę w formie elementów kontaktowych o zerowej grubości. Pręty FRP zastępowane są przez dwuwymiarowe elementy z dwoma przemieszczeniowymi stopniami swobody w każdym węźle (Link1 Element). Opisany model ilustruje Rys. 3.18.

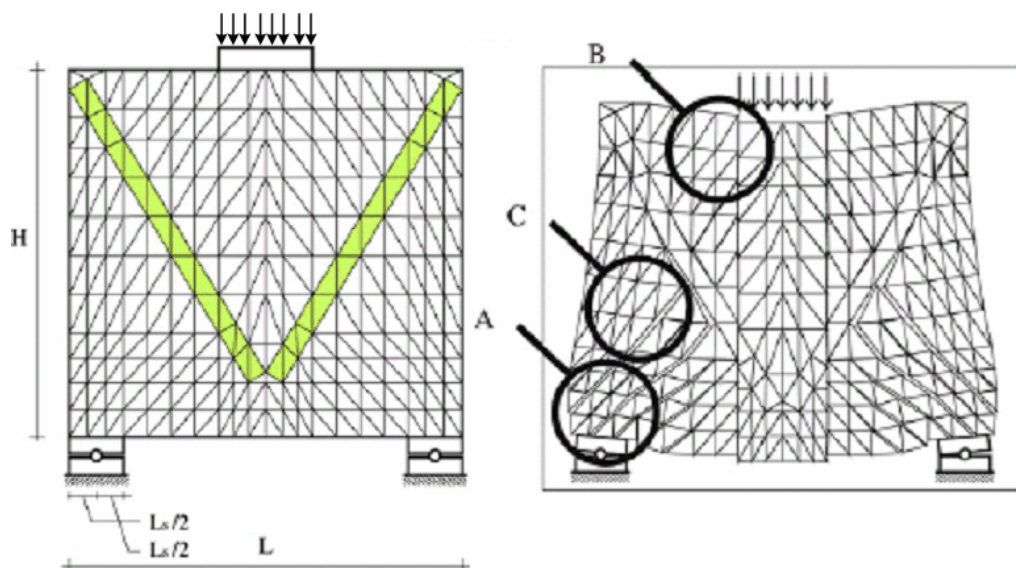


Rys. 3.18. Model MES w [82].

W prezentowanym artykule przedstawiono jedynie (w tabeli) wartości sił i przemieszczeń, natomiast nie zamieszczono tam żadnej zależności siły od przemieszczenia czy naprężenia od odkształcenia. Według autorów model ten pozwala na zaobserwowanie pewnych podstawowych mechanizmów zniszczenia muru. Charakteryzują one odpowiedź muru na zadane obciążenie, mianowicie zniszczenie w zaprawie czy pęknięcia w ceglach (jednak brak jest odpowiednich rysunków potwierdzających takie stwierdzenia). Aby wyniki analiz numerycznych były zbliżone do eksperymentów, autorzy w pierwszej kolejności, skalibrowali model, poprzez wprowadzenie parametrów kontaktu, otrzymanych z testu ściskania muru. Jednak każdorazowa kalibracja modelu powoduje, że traci on na swojej uniwersalności i możliwości szerszego zastosowania.

3.3.2. Modelowanie elementami modyfikowanymi

Złożony sposób modelowania muru oraz powierzchniowego elementu wzmacniającego został przedstawiony w [46]. Przytoczona praca jest o tyle cenna, że dotyczy rezultatów analiz numerycznych muru wzmocnionego matami porównanych z wynikami badań laboratoryjnych. Z punktu widzenia samego modelowania obserwujemy zaawansowaną kombinację homogenizowanego, ortotropowego modelu materiałowego muru i zdefiniowanej relacji pomiędzy elementami skończonymi. Takie zadanie umożliwia śledzenie narastających prawdopodobnych uszkodzeń muru w postaci rysy geometrycznej. Powstaje ona w wyniku separacji węzłów sąsiednich ES, w których przekroczona została wartość dopuszczalnych normalnych naprężeń rozciągających analizowanego materiału. Na uwagę zasługuje także sposób uwzględnienia wzmocnienia, mianowicie zdefiniowano specjalne ES, które umieszczono w miejscu odpowiadającym usytuowaniu maty wzmacniającej. Elementy te zostały zmodyfikowane w ten sposób, aby odpowiadały parametrom muru wzmocnionego kompozytem. Ostatecznie uzyskano zadowalające podobieństwo pomiędzy zależnościami *obciążenie-przemieszczenie* modelu numerycznego i próbki laboratoryjnej.



Rys. 3.19. Układ ES muru wzmocnionego oraz mechanizm zniszczenia [46].

Pomimo takich dobrych rezultatów należy zwrócić uwagę na dwie kwestie związane z modelami numerycznymi. Pierwsza z nich dotyczy przyjmowanej siatki MES (Rys. 3.19), która jest ściśle związana z układem mat na powierzchni analizowanego muru. Efektem czego determinowany jest końcowy obraz (układ) uszkodzenia (Rys. 3.19) uzyskany w modelu numerycznym. Dodatkowo, nie zastosowano odpowiedniego dogęszczenia siatki ES, co przy propagacji uszkodzenia z zastosowaniem rysy geometrycznej jest koniecznością, by wyniki mogły być wiarygodne [66]. Z tego względu uzyskane podobieństwo relacji siła–przemieszczenie jest wątpliwe, ponieważ uzyskany numerycznie mechanizm zniszczenia wzmocnionego matami muru nie odpowiada w pełni uzyskanemu laboratoryjnie.

3.4. Modelowanie muru ze wzmocnieniem powierzchniowym – dobór parametrów

3.4.1. Wstęp

Biorąc pod uwagę różne sposoby modelowania wzmocnienia konstrukcji murowych materiałami kompozytowymi (w tym również nie przedstawione w poprzednich punktach rozprawy) oraz wyniki eksperymentów (których skrócone opisy można odnaleźć w przeglądzie literatury – rozdz. 2.3.3) zaproponowano układ mur-mata, który przetestowano ze względu na zmianę jego parametrów. Analizy pomocne w ostatecznym stworzeniu modelu numerycznego, który stosowany jest we właściwych obliczeniach tej pracy, dotyczyły:

- numerycznego połączenia kompozytu z murem – oprócz najprostszego połączenia sztywnego, testowano również połączenia uwzględniające parametry kleju, za pomocą dodatkowej warstwy oraz poprzez kontakt wprowadzony między mur i matę,
- porównania modeli 3D (geometrycznie) i 2D – modele powłokowe porównywano z modelami płaskiego stanu naprężenia, zarówno próbki niewzmocnione, jak i wzmocnione matami jednostronnie i dwustronnie,
- wpływu relacji modułów sprężystości mat i murów na poziom wzmocnienia – temat ten miał odpowiedzieć na pytanie: czy właściwości materiału wzmacniającego i wzmacnianego oraz ich wzajemna relacja, mają wpływ na poziom wzmocnienia?
- momentu aktywacji wzmocnienia matami – sprawdzano jak zmienia się odpowiedź próbki murowej, gdy wzmocnienie kompozytem zastosuje się w różnej chwili działania obciążenia, od momentu, gdy model jest nieobciążony, aż do sytuacji, gdy mur jest już zniszczony.

Wszystkie, wyżej wymienione analizy ograniczono do ścinania w płaszczyźnie ściany, które spośród obciążeń statycznych najlepiej oddaje charakter pracy muru pod wpływem obciążenia dynamicznego (sejsmicznego).

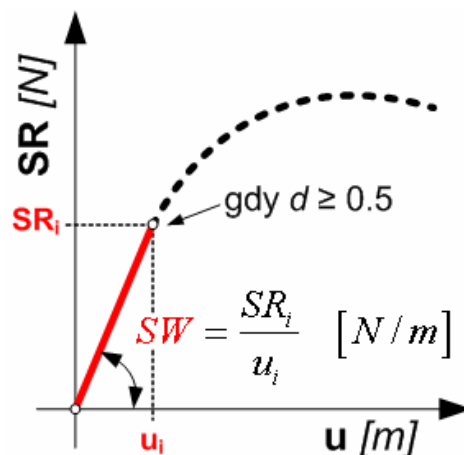
Mur opisano sprężysto-plastyczno-degradacyjnym modelem materiałowym (*Modelem Barcelona*, scharakteryzowanym w 3.2.3), natomiast wzmocnienie powierzchniowe matami CFRP przyjęto jako liniowo-sprężyste. Wybór ten podyktowany jest założeniem, że mata może być traktowana jako materiał izotropowy, pracujący jedynie w zakresie sprężystym (nie będą analizowane takie obciążenia, przy których mata traktowana jak materiał kruchy ulega uszkodzeniu). Ważniejszym jest tu wybór odpowiedniego modelu materiałowego muru, tak aby uzyskać odpowiedź modelu w zakresie plastycznym oraz miejsca prawdopodobnego uszkodzenia materiału pod wpływem obciążenia.

Przyjęto, że analizowana próbka murowa jest kwadratem o boku jednego metra. Istnieją już analizy numeryczne dotyczące ścinania ścian murowych wykorzystujących *MB*. Ich rezultaty można odnaleźć np: w [5]. Przytoczona praca zawiera wyniki wielu analiz muru, jednak niewzmocnionego, obciążonego poziomą siłą ścinającą. Uwzględniają one wszystkie aspekty modelowania przy użyciu modelu sprężysto-plastycznego z degradacją.

Analizy testowe układu mur-mata przeprowadzono przy założeniu pełnego pokrycia powierzchni muru matą CFRP. Obciążenie zdefiniowano w modelach jako wymuszone przemieszczenie górnej krawędzi muru – kolejno w pionie, a w następnym kroku obliczeniowym – w poziomie.

Analizy prowadzono w dwóch zakresach, nazwanych przez Autorkę: inżynierskim oraz mechanizmu zniszczenia (rozdz. 1.1). Bardziej precyzyjne opisanie obydwu zakresów pracy muru wymaga zdefiniowania używanych dalej pojęć.

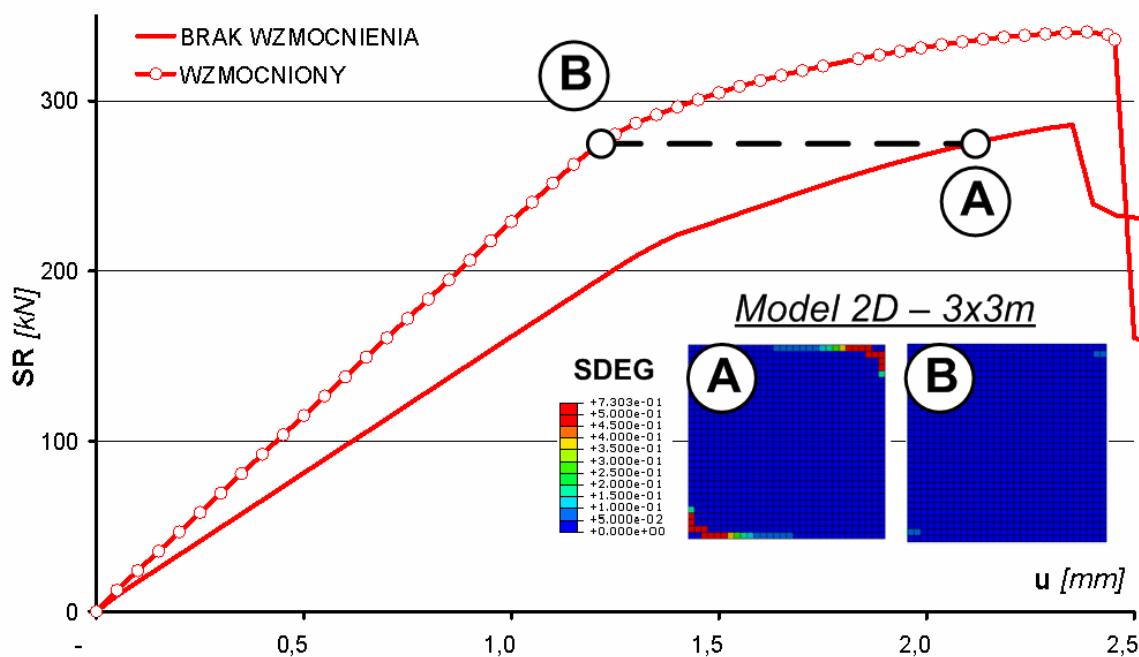
- Sumaryczna reakcja – SR – jest sumą reakcji powstających we wszystkich węzłach ES , znajdujących się na górnej krawędzi poddanej poziomemu przemieszczeniu powodującemu ścinanie próbki.
- Sztywność próbki ścinanej – SW – parametr ten (nazwany tak przez Autorkę) jest tangensem kąta nachylenia zależności *reakcja-przemieszczenie* (Rys. 3.20). Tak pojmowana sztywność ścinania definiowana jest w miejscu, w którym przebieg zależności $SR-u$ ma stały kąt nachylenia. Celem przeprowadzonych analiz jest określenie efektywności wzmocnienia i dlatego najczęściej nie posługiwano się konkretnymi wartościami SW , a raczej wzrostem sztywności ścinania po wzmocnieniu matami w odniesieniu do modelu niewzmocnionego, wyrażonym w procentach. W części analitycznej pracy, w celu skrócenia wypowiedzi, używano pojęcia wzrostu SW , odnoszącego się właśnie do procentowego wzrostu sztywności ścinanej próbki po wzmocnieniu.



Rys. 3.20. Definicja SW - sztywność ścinania próbki murowej.

- Degradacja – określenia, występujące w rozprawie, dotyczące pojawienia się uszkodzenia, wiążą się z przyjętym modelem materiałowym (MB). Upraszczając, określają one zmniejszenie modułu sprężystości poszczególnych ES pod wpływem narastającego obciążenia. W niniejszej pracy stosowane są dwa parametry degradacji: d ($SDEG$) – parametr sumarycznej degradacji (złożenie degradacji wywołanej ściskaniem i rozciąganiem – opis tego parametru oraz zjawiska wpływania ściskania

na skutki wywołane rozciąganiem znajdują się w rozdz. 3.2.3) oraz d_t – parametr degradacji przy rozciąganiu. Określają one poziom zniszczenia, w ten sposób, że wartość 0 oznacza brak degradacji, natomiast wartość 1,0 (lub 100%) wiąże się z wyłączeniem z pracy zdegradowanego ES . Poziom degradacji przedstawiany jest na odpowiednich mapach. We wszystkich przypadkach na mapach degradacji kolorem ciemnoniebieskim przedstawione są elementy skończone w zakresie pracy sprężystej (współczynnik degradacji przyjmuje wartość zero), natomiast skala kolorów dotyczy pojawienia się pewnej (niezerowej) wartości wspomnianego wyżej współczynnika. Kolor czerwony przypisany jest do ES , w których $SDEG$ i/lub $d_t \geq 0,5$. Szczegółowy opis parametrów degradacji wraz z odpowiednimi wzorami znajduje się w 3.2.3.



Rys. 3.21. Przykładowe porównanie poziomu degradacji ($SDEG$) przy tym samym poziomie wartości SR .

Zakres inżynierski

Mur jest materiałem kruchym i nie można podzielić odpowiedzi muru bezpośrednio na zakres pracy sprężystej i plastycznej. Etap odpowiedzi muru, do momentu w którym po raz pierwszy pojawia się widoczny spadek wartości reakcji na wykresie zależności sumaryczna *reakcja-przemieszczenie* lub zmiana kąta jego nachylenia (parametr degradacji równy 50 %) w pracy umownie nazwano zakresem inżynierskim. Za kryterium porównawcze efektywności wzmocnienia w tym zakresie przyjęto procentowy wzrost SW (Rys. 3.20). Sprawdzono, że w każdym przypadku w zakresie inżynierskim, przy tym samym poziomie siły,

degradacja muru wzmocnionego konkretnym układem mat jest znacznie mniejsza (w większości analizowanych przypadków $d = d_t \approx 0$) od tej pojawiającej się w próbce muru niewzmocnionego kompozytem. Przykładowe porównanie map sumarycznej degradacji modelu wzmocnionego – **B**, z modelem bez wzmocnienia – **A** przy tym samym poziomie siły, przedstawia Rys. 3.21. Dlatego, ze względu na zmniejszenie się (a nawet całkowite zlikwidowanie) degradacji po wzmocnieniu muru matami, praktycznie w każdym modelu w zakresie inżynierskim, postanowiono skupić się jedynie na analizie wzrostu sztywności ścinanej próbki.

Zakres mechanizmu zniszczenia

Zakresem mechanizmu zniszczenia umownie (skrótowo) została nazwana ta część analizy, w której wystąpiła już znaczna lokalna degradacja (parametr degradacji większy od 50 %) próbki murowej, mogąca prowadzić ostatecznie do separacji części analizowanego modelu.

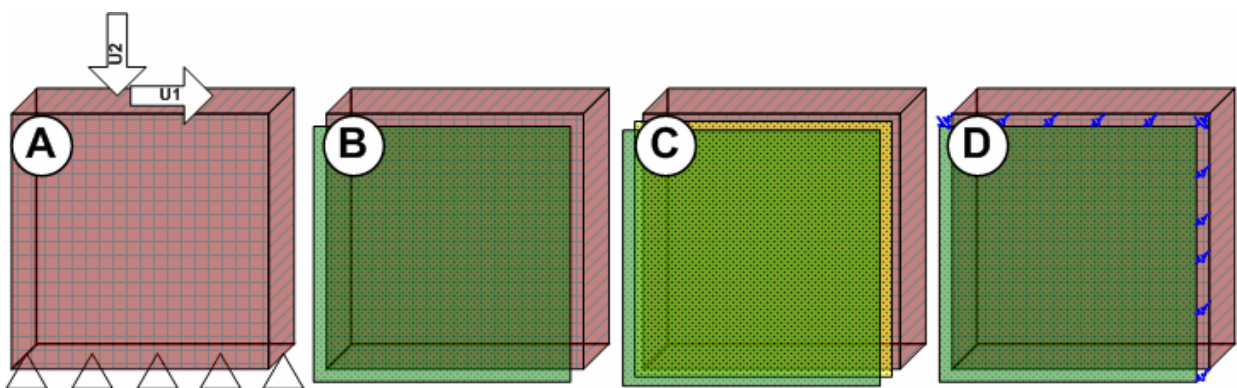
Kryterium oceny wzmocnienia obejmuje więc:

- a) analizę kształtu relacji *reakcja-przemieszczenie*, pod kątem spadków wartości *SR* oraz
- b) zmiany kąta nachylenia, połączoną z obserwacją narastania degradacji oraz obrazu mechanizmu zniszczenia.

3.4.2. Numeryczne połączenie kompozytu z murem.

Jedną z istotniejszych kwestii modelowania układu mur-mata jest zdefiniowanie wzajemnej interakcji tych elementów. Podstawową informacją jest tutaj charakter i sposób zniszczenia wzmocnionych fragmentów muru obserwowany w badaniach laboratoryjnych [92]. Wynika z nich, że zniszczenie w postaci delaminacji ma miejsce w warstwie murowej, czyli kompozyty „odrywają się” razem z klejem i częścią elementów murowych. W związku z tym, w modelach obliczeniowych przyjęto połączenie mur-mata jako sztywne, uniemożliwiające oderwanie maty od muru. Sytuacja ta związana jest bezpośrednio z zastosowaniem spoiwa epoksydowego, które charakteryzuje się małą odkształcalnością podczas obciążania. Taki sposób połączenia konstrukcji murowej i wzmacniającego ją kompozytu przyjęto w analizach wzmocnienia materiałami kompozytowymi konstrukcji murowych, opisanych w dalszych rozdziałach dysertacji. Jednak, w przypadku zastosowania klejów podatnych (np: spoiwa polimerowego [74]), należałoby zmienić połączenie sztywne na

podatne, uwzględniające parametry spoiwa. Ze względu na obiecujące wyniki zawarte m.in. w [71]–[75], w przyszłości planowane jest przeprowadzenie analiz numerycznych z uwzględnieniem podatności spoiwa. Analizy wstępne pod tym kątem zostały już przeprowadzone. Oczywiście wyniki wymagają weryfikacji, dlatego przy ich prezentacji skupiono się bardziej na sposobie stworzenia numerycznego modelu połączenia kompozytu z murem oraz na jakościowej ocenie odpowiedzi próbki murowej (przebieg zależności *reakcja-przemieszczenie*, czy sposób narastania i miejsca powstawania degradacji) niż na ilościowym ich porównaniu. W ten sposób przedstawione rezultaty mają wskazać kierunek do dalszych analiz.



Rys. 3.22. Schematy analizowanych przypadków modelowania wzmocnienia powierzchniowego (opis w tekście).

Analizę sposobu modelowania połączenia maty z murem przetestowano na trzech przypadkach (*B–D*), schematycznie przedstawionych na Rys. 3.22, porównanych z rozwiązaniem ścinania muru ($E=2,1\text{ GPa}$) bez wzmocnienia (*A*). Trzy modele różnego połączenia maty i muru, to:

- Model *B* – wykonany z zastosowaniem połączenia sztywnego (typu *TIE* w programie ABAQUS), które gwarantuje pełne przekazanie przemieszczenia muru na matę. Przypadek ten nie zwiększa ilości *ES* modelu oraz jest prosty w opisie. Stosowany był w numerycznych analizach wzmocnienia, których wyniki przedstawiono w rozprawie.
- Model *C* - uwzględnia istnienie warstwy kleju ($E=3,4\text{ GPa}$) modelowanej za pomocą elementów skończonych typu powłokowego pomiędzy murem a matą. Połączenia między warstwami mata-klej-mur definiowane są poprzez opcję *TIE*, a całość umożliwia wprowadzenie indywidualnej charakterystyki spoiwa, niestety powoduje to znaczne zwiększenie objętości zadania.

- Model D - związany jest z definicją sprężystego kontaktu pomiędzy warstwą maty i muru. Kontakt uwzględnia podatność na kierunku normalnym do powierzchni oraz tarcie. W standardowej wersji modelowania (programu ABAQUS [52]) tego typu połączenia istnieje duża trudność w przyjęciu wiarygodnych wartości parametrów kontaktu, z uwagi na brak odpowiednich badań eksperymentalnych.

W modelach B – D warunki brzegowe zostały zadane zgodnie z modelem A , w którym brak jest wzmocnienia. Na tym poziomie analizy problemu można przyjąć dwie drogi poznawcze:

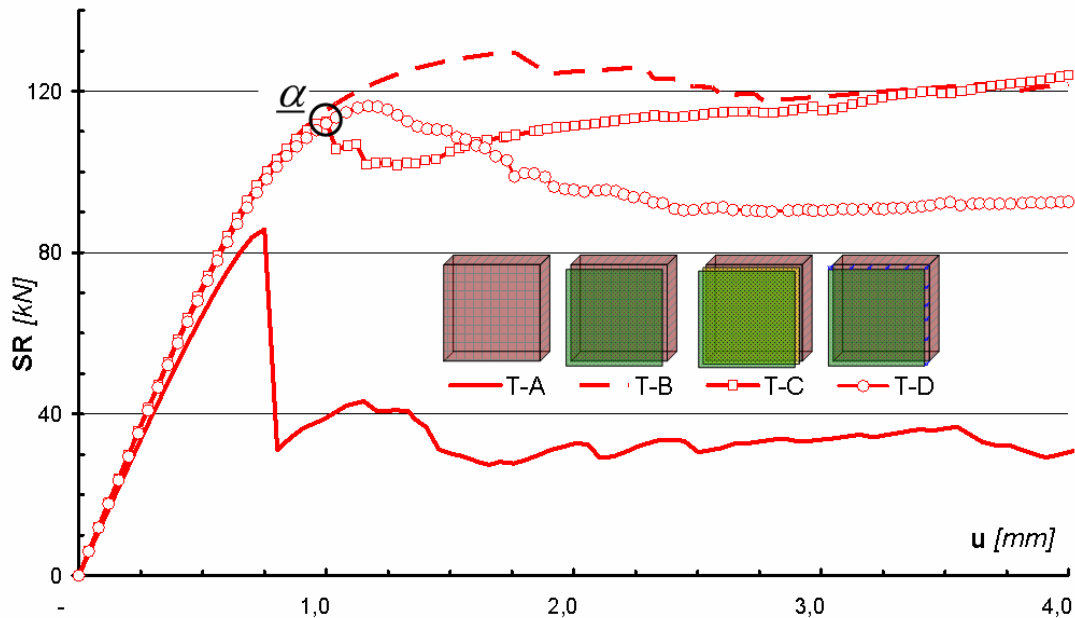
- laboratoryjne wyznaczenie parametrów kontaktu pod kątem modelu,
- budowa zaawansowanego algorytmu interakcji muru i maty, przy uwzględnieniu dostępnych wartości parametrów kleju.

Wspomnieć należy jeszcze, że w prezentowanych przypadkach zastosowano modelowanie geometrycznie przestrzenne używając 4-węzłowych ES typu powłokowego o sześciu stopniach swobody każdy. Mata wzmacniająca (model liniowo-sprężysty) zdefiniowana została na jednej powierzchni muru (MB), do którego przyłożone zostało obciążenie pionowe ($u=-0,6$ mm) i poziome ($u=4$ mm) w postaci przemieszczenia górnej krawędzi modelu. Poziom naprężeń pionowych w modelach wynika bezpośrednio z zadanego przemieszczenia, które dobrano w ten sposób, aby, w rezultacie jego działania, nie powstała degradacja. W przypadku wartości poziomego przemieszczenia ograniczenie wynikało z przerwania obliczeń w programie modelu bez wzmocnienia spowodowanego powstaniem mechanizmu zniszczenia. Częściowo jest to spowodowane zastosowanymi parametrami materiałowymi Modelu Barcelona, tutaj zastosowano model oznaczony jako $M2$ (zgodnie z pkt. 3.2.4). W poniższych analizach poszukiwane będą:

- zależność pomiędzy sumaryczną reakcją (SR) w węzłach górnej krawędzi modelu (w miejscu przyłożenia przemieszczenia) a zmieniającym się przykładowym przemieszczeniem,
- stopień degradacji ES próbki.

Rezultaty wszystkich prezentowanych rozwiązań modeli zostały podzielone na dwie części związane z:

- zakresem inżynierskim,
- zakresem mechanizmu zniszczenia.

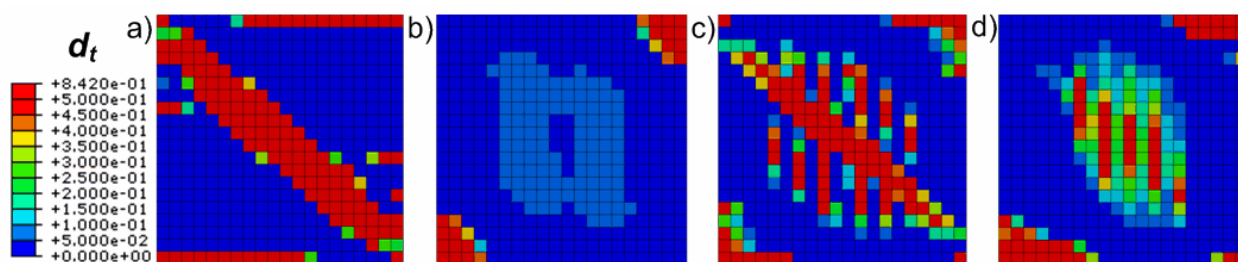


Rys. 3.23. Zależności $SR/przemieszczenie$ uzyskane z modeli A÷D (opis w tekście).

Odnośząc się do pierwszej części należy zwrócić uwagę, że każdy z zaproponowanych sposobów modelowania wzmocnienia prowadzi do wzrostu SW o około 14% w porównaniu do rozwiązania bez uwzględnienia wzmocnienia. Warto też zwrócić uwagę, że zależność *reakcja-przemieszczenie* (Rys. 3.23), w zakresie inżynierskim, jest taka sama w modelach B÷D. Zróżnicowanie tych relacji następuje w momencie pojawienia się degradacji o wartości większej od 50% (spadek SR) modelu C – punkt α na Rys. 3.23. W tej części (przemieszczenie powyżej 1 mm) uwidaczniają się różnice w wynikach związane ze sposobem modelowania połączenia mur-mata.

W zakresie mechanizmu zniszczenia, najszybciej degradacja uwidacznia się, oczywiście, w modelu bez wzmocnienia. Natomiast, skupiając się jedynie na modelach ze wzmocnieniem, zauważyć można, że największą wartość SR osiągnął model B (sztywne połączenie maty i muru), w którym obserwuje się również najmniejsze spadki wartości reakcji. Konsekwencją tego jest najmniejsza degradacja, zarówno pod względem obszarowym, jak i wartości współczynnika d . Podobny charakter przebiegu relacji *reakcja-przemieszczenie* ma model D, w którym połączenie maty i muru modelowano za pomocą kontaktu. Opisany, obecnie, model osiągnął spadek wartości reakcji (szybciej pojawia się widoczna degradacja) przy mniejszym przemieszczeniu w porównaniu z modelem B oraz nieznacznie większe wartości spadków SR związane są z większym zakresem degradacji. Różnicy pomiędzy porównywanymi modelami należy dopatrywać się w parametrach kontaktu, które nie znajdują odzwierciedlenia w charakterystyce

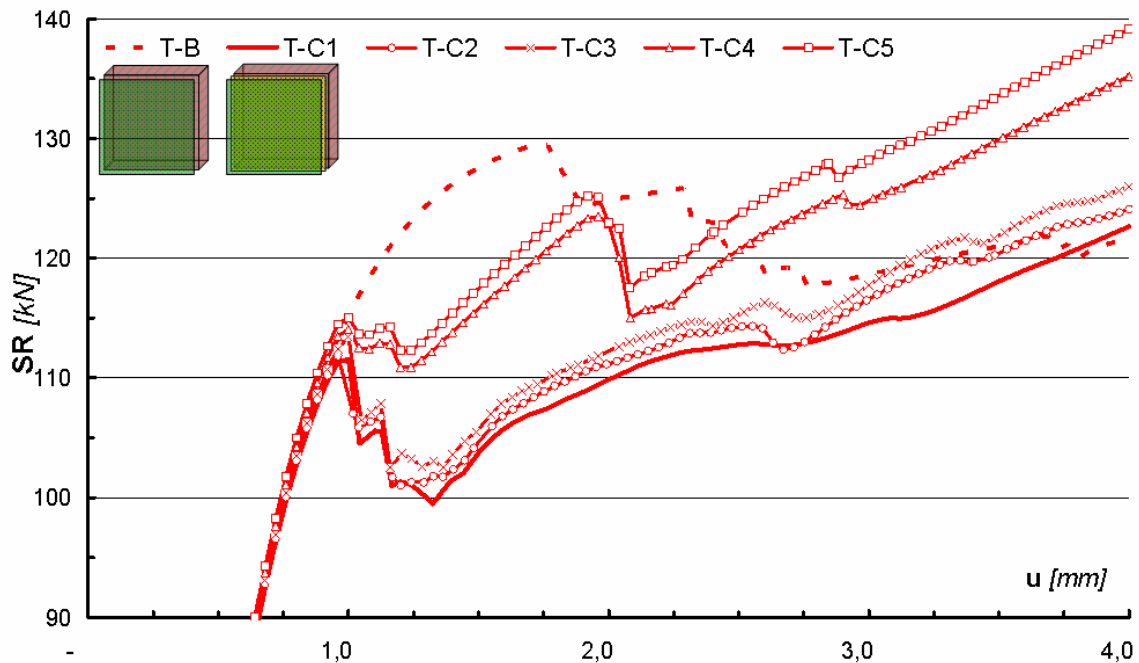
spoiwa. Dalsza analiza tego sposobu modelowania jest więc wskazana, lecz wymaga ona poszerzenia wiedzy Autorki w zakresie prawidłowego opisu kontaktu między murem i kompozytem. Natomiast w przypadku modelu C, po początkowym (poza zakresem sprężystym) spadku wartości SR (o 10 %) następuje systematyczny wzrost reakcji w tym przedziale.



Rys. 3.24. Mapy degradacji przy rozciąganiu modeli A÷D przy przemieszczeniu $u=2,0$ mm (opis w tekście).

Uzupełnieniem analizy sposobu modelowania wzmocnienia muru z użyciem kompozytów jest prezentacja wyników poprzez mapy rozkładu parametru degradacji muru konstrukcyjnego przy rozciąganiu. Zastosowanie plastyczno-degradacyjnego modelu materiału umożliwia prezentację prawdopodobnych miejsc wystąpienia rys i pęknięć muru (oznaczone kolorem czerwonym), a tym samym określenie mechanizmu zniszczenia muru. Praca materiału w zakresie sprężystym ilustrowana jest kolorem niebieskim. W związku z tym można zaobserwować na Rys. 3.24a diagonalny przebieg zniszczenia charakterystyczny w przypadku ścinania. Wprowadzenie maty wzmacniającej zmienia mechanizm zniszczenia próbki murowej. Najmniejszy poziom degradacji stwierdzono w przypadku modelu B (Rys. 3.24b), gdzie spadek wartości SR jest najmniej gwałtowny. Rozwiązanie modeli oznaczonych jako C i D pozwoliło na uzyskanie map rozkładu parametru degradacji d_t zgodnych Rys. 3.24c i d. Model D ma podobny obraz degradacji, jak model B, z tym, że w części środkowej osiągnął większą wartość współczynnika d_t . Wniosek taki można było wyciągnąć już przy analizie przebiegu zależności *reakcja-przemieszczenie*. Największą degradację osiągnął model C, który też najszybciej, spośród modeli ze wzmocnieniem, osiągnął zniszczenie o wartości współczynnika $d_t \geq 0,5$.

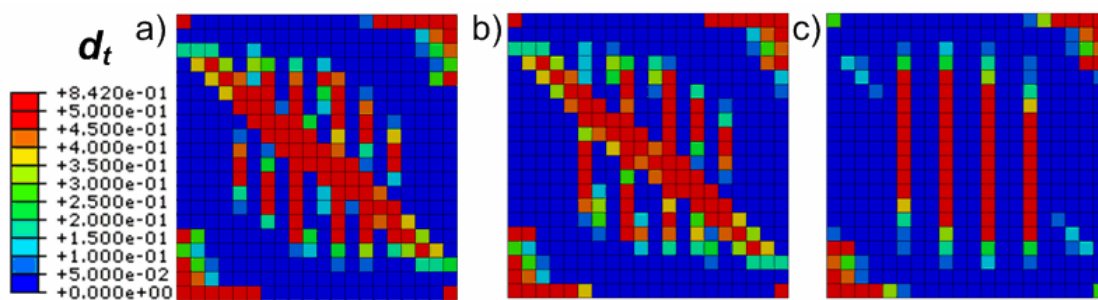
Wzrost sumarycznej reakcji w modelu C, po wcześniejszych jej spadkach, aż do osiągnięcia podobnej wartości jak model B, skłania do przeanalizowania wpływu wartości modułu sprężystości kleju na przebieg i wartość SR . W tym celu modyfikowano wartość modułu sprężystości kleju w zakresie $1,3 \div 12,8$ GPa, a uzyskane rezultaty przedstawiono na Rys. 3.25, porównując je z rozwiązaniem modelu testowego B (połączenie na sztywno).



Rys. 3.25. Zależności SR/u uzyskane z modeli B oraz $C1\div5$ (opis w tekście).

Prezentowane rezultaty analiz można podzielić na dwie grupy, pod względem zmienności wartości SR modeli wzmocnionych układem mur-klej-mata. Pierwsza grupa, posiada zbliżoną charakterystykę relacji $SR-u$, a wartości modułu Younga spoiwa przyjęte w tej grupie zawierają się w zakresie $1,3\div5,0\text{ GPa}$ (modele $T-C1\div3$). Obejmuje ona wspomniany wcześniej spadek wartości SR , a następnie systematyczny wzrost do wartości uzyskanej z modelu B (przy przemieszczeniu 4 mm). Grupa druga reprezentuje zastosowanie kleju o $E\geq 9,0\text{ GPa}$, czyli ponad 4-razy większy od muru. Charakter relacji reakcja-przemieszczenie jest podobny, tzn. po spadku wartości SR , następuje stały wzrost reakcji. Grupa ta różni się od pierwszej tym, że stosunkowo duże spadki wartości SR występują dwukrotnie – pierwszy spadek, o mniejszą wartość reakcji, występuje przy tej samej wartości przemieszczenia, jak w przypadku pozostałych modeli, po czym następuje wzrost sumarycznej reakcji, następnie dochodzi do powtórnego spadku (tym razem większego). Ostatecznie wartości SR drugiej grupy modeli są większe od tych uzyskanych przy modelach grupy pierwszej. Wyższa, końcowa wartość SR (przy przemieszczeniu $u=4\text{ mm}$) w przypadku modeli typu C w odniesieniu do modeli B jest prawdopodobnie wynikiem przejścia większego obciążenia przez matę wzmacniającą po zarysowaniu muru. Model z połączeniem sztywnym (B), powoduje współpracę maty w przenoszeniu obciążenia z muru już od samego początku procesu obciążania.

Słuszność opisanego podziału otrzymanych rezultatów na dwie grupy znajduje odzwierciedlenie w mapach rozkładu parametru degradacji muru przy rozciąganiu. Porównując obrazy prezentowane na Rys. 3.26 uzyskane kolejno z modeli *T-B* (Rys. 3.26a), *T-C3* (Rys. 3.26b) oraz *T-C5* (Rys. 3.26c), można stwierdzić, że mapy rozkładu d_t uzyskane przy przemieszczeniu krawędzi muru równym $u=4$ mm, w dwóch pierwszych prezentowanych przypadkach (Rys. 3.26a i b) są zbliżone, co do mechanizmu zniszczenia. Znacząco odmienny obraz prezentuje mapa na Rys. 3.26c, gdzie dominuje układ degradacji w postaci pionowych odcinków w środkowej części modelu testowego.



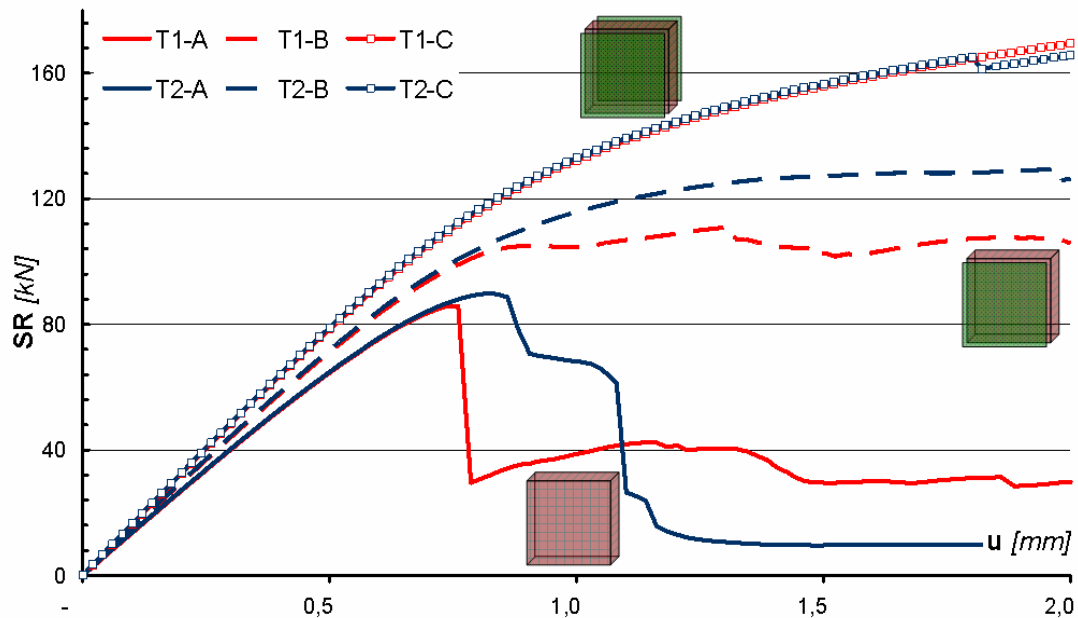
Rys. 3.26. Mapa degradacji d_t przy przemieszczeniu $u=4,0$ mm modeli: a) *T-B*, b) *T-C3*, c) *T-C5* (opis w tekście).

Zgodnie z informacjami podanymi na początku opisu tej analizy, w dalszych obliczeniach stosowany będzie model połączenia typu *B*, który w wystarczającym stopniu oddaje charakter połączenia muru i maty przy użyciu kleju sztywnego.

3.4.3. Porównanie modeli powłokowych z tarczowymi

Model obliczeniowy stosowany w symulacjach numerycznych postanowiono uprościć, poprzez modelowanie go w płaskim stanie naprężenia (elementy tarczowe). Uproszczenie takie jest zasadne z uwagi na planowaną dużą ilość symulacji. Należy jednak, już na tym poziomie, określić ewentualne rozbieżności w wynikach uzyskane z modeli geometrycznie przestrzennych (oznaczone jako 1) i płaskich (oznaczone jako 2). W analizowanych przypadkach rozpatrzono trzy konfiguracje każdego z modeli. Pierwsza dotyczy ścinania muru niewzmocnionego (*A*), kolejne to analiza muru ze wzmocnieniem w postaci maty, na jednej stronie powierzchni muru (*B*) oraz na dwóch powierzchniach (*C*).

Wyniki ścinania opisanych modeli testowych w postaci relacji $SR-u$ zaprezentowano na Rys. 3.27. Kolorem czerwonym oznaczono przebiegi uzyskane przy zastosowaniu modelu przestrzennego (powłokowego). Natomiast kolor niebieski związany został z rozwiązaniem modelu tarczowego.

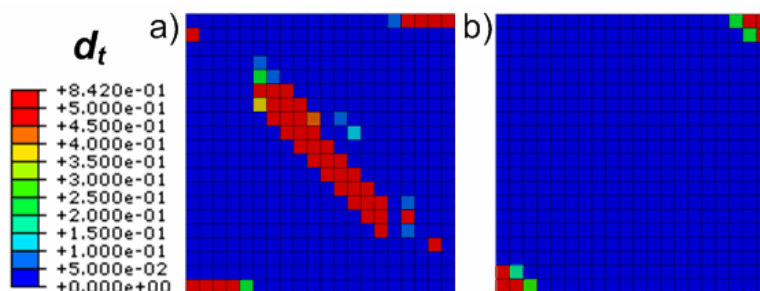


Rys. 3.27. Przebiegi zależności SR/przemieszczenie przy zastosowaniu modeli powłokowych i tarczowych (opis w tekście).

W zakresie inżynierskim, odpowiedzi modeli geometrycznie płaskich i przestrzennych nie różnią się od siebie. Pewne różnice pojawiają się dopiero w zakresie mechanizmu zniszczenia. W przypadku analizy modelu muru bez wzmocnienia zaobserwowano nagły spadek wartości SR , lecz wartość przemieszczenia u przy którym on wystąpił oraz poziom tego obniżenia w przypadku obu modeli jest ilościowo różny (powłokowy – 65%, tarczowy – 80%). Uwzględnienie „przestrzennej pracy” modelu testowego muru (3D) skutkuje wcześniejszym (aniżeli w modelu 2D) pojawieniem się zarysowania (obserwowanego jako spadek wartości SR). Jednak po spadku sumarycznej reakcji jej wartości są mniejsze w modelu płaskim. Nie ma to jednak większego znaczenia, gdyż w tym momencie relacja *reakcja-przemieszczenie* znajduje się w zakresie mechanizmu zniszczenia, w którym, tak jak już wspomniano we wstępie, nie jest zasadnym porównywanie konkretnych wartości reakcji. Po tak dużym spadku reakcji, jaki ma miejsce w modelu bez wzmocnienia, gwałtownie postępuje narastanie degradacji prowadzące do ścięcia próbki, wtedy same wartości reakcji są mało wiarygodne, natomiast racjonalne jest porównywanie mechanizmu zniszczenia oraz stopnia narastania degradacji.

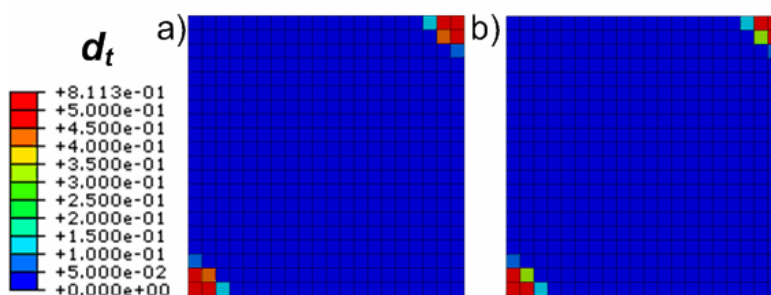
Uwzględnienie maty wzmacniającej po jednej stronie muru spowodowało inne wartości SR przy zadanym przemieszczeniu. W porównaniu do rozwiązania ścinania muru niewzmocnionego, nastąpił znaczący wzrost sumarycznej reakcji. Natomiast różnica procentowa (wartości SR) pomiędzy rozwiązaniami samych modeli z murem wzmocnionym na jednej powierzchni sięga 15%. Różnice te

wynikają głównie z braku możliwości uzyskania wyników na powierzchni zewnętrznej w modelu tarczowym, co prowadzi do mniejszej obszarowo degradacji materiału przy ścięciu próbki (Rys. 3.28).



Rys. 3.28. Mapa degradacji d_t przy przemieszczeniu $u=4,0$ mm modeli: a) powłokowego, b) tarczowego - jednostronnie wzmocnionych (opis w tekście).

Interesującym faktem są rozwiązania modeli przy zastosowaniu mat wzmacniających na obu powierzchniach testowanego muru. Różnice w przebiegu zależności *reakcja-przemieszczenie* są tak niewielkie, że można uznać je za nieistotne i całkowicie je pominąć. Podobne wnioski płyną z porównania obrazów degradacji przy rozciąganiu modeli 3D z 2D (Rys. 3.29). Praktycznie nie ma żadnych różnic.



Rys. 3.29. Mapa degradacji d_t przy przemieszczeniu $u=4,0$ mm modeli: a) powłokowego, b) tarczowego - dwustronnie wzmocnionych (opis w tekście).

Z przedstawionych rezultatów analiz wynika, że przy dwustronnym wzmocnieniu kompozytem konstrukcji murowej, można z powodzeniem stosować model tarczowy (PSN). Natomiast jednostronne wzmocnienia powoduje już rozbieżności w otrzymanych wynikach i należy dokładnie przeanalizować przyjęcie modelu tarczowego w takim przypadku. W dalszej części pracy, głównie ze względu na czas obliczeń i objętość plików wsadowych, wykorzystany jest model tarczowy, ze wzmocnieniem dwustronnym. Zaawansowana analiza odpowiedzialnych obiektów murowych (zwłaszcza ze wzmocnieniem jednostronnym), oczywiście, wymagałaby zastosowania modeli przestrzennych.

Mając na uwadze zaprezentowane wyniki analiz numerycznych postanowiono kontynuować testy wrażliwości modelu na zmianę parametrów materiałowych muru i mat.

3.4.4. Wpływ relacji modułów sprężystości mat do murów na poziom wzmocnienia.

Przyjęcie sposobu modelowania wzmocnienia muru pociąga za sobą konieczność analizy wrażliwości tego modelu (uzyskanych rezultatów) na zmienność wartości przyjętych parametrów definiujących model. Oznacza to, że należy przeanalizować przypadki, których nie można (na tym etapie prowadzenia badań) zweryfikować laboratoryjnie. Poszukując najlepszej relacji modułów sprężystości maty do muru (E_{mata}/E_{mur}), tak aby uzyskać najbardziej efektywne wzmocnienie w zakresie inżynierskim i mechanizmu zniszczenia. Rozpatrzono 12 przypadków obliczeniowych, opisanych w Tab. 3-1. Zastosowano trzy warianty wartości modułu Younga muru (2÷30 GPa – opis przyjętych symboli murów znajduje się w rozdz. 3.2.4) oraz cztery warianty maty polimerowej o różnej wartości modułu sprężystości (100÷640 GPa).

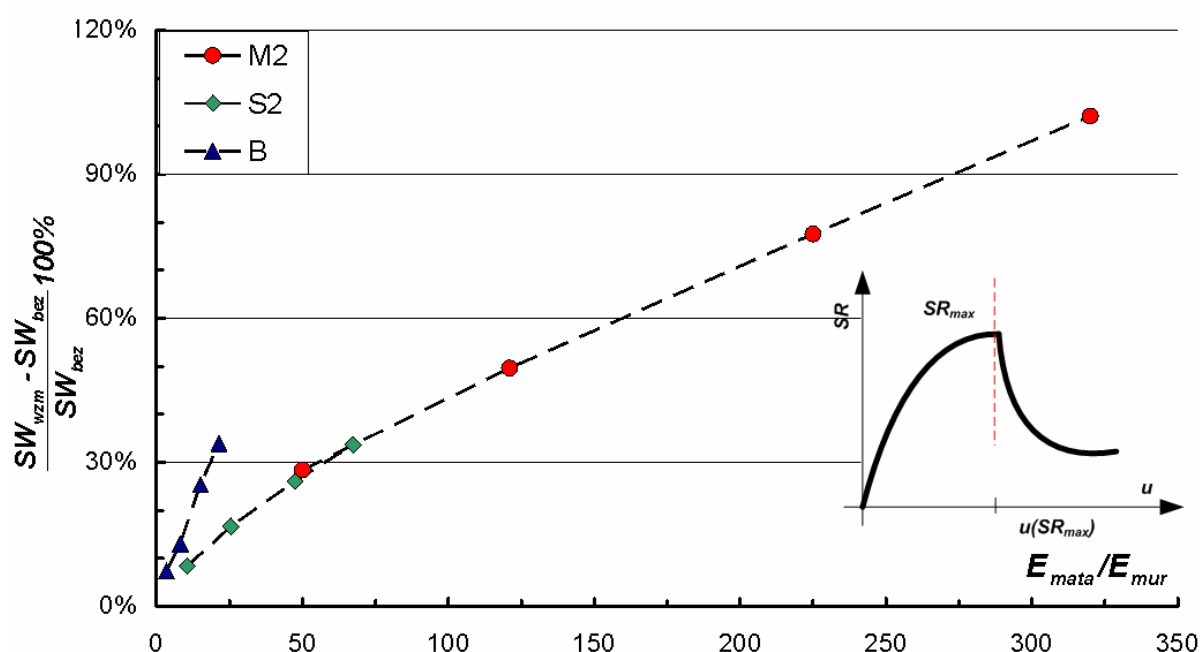
Tab. 3-1 Przyjęte wartości parametrów związane z analizą E_{mata}/E_{mur} .

E_{mata}/E_{mur}	B (30 GPa)	S2 (9,5 GPa)	M2 (2,0 GPa)
M-A (100 GPa)	3,33	10,5	50,0
M-B (242 GPa)	8,07	25,5	121
M-C (450 GPa)	15,0	47,4	225
M-D (640 GPa)	21,3	67,4	320

Wykonano szereg obliczeń statycznych, w których przyłożono do krawędzi murowego modelu testowego przemieszczenie poziome, odczytując jednocześnie wartość sumarycznej reakcji w tym miejscu. Obliczenia takie wykonano rozpoczynając każdorazowo od analizy muru niewzmocnionego (M2, S2 oraz B), które stanowi rozwiązanie bazowe. Uzyskane w ten sposób rezultaty porównano z wynikami murów wzmocnionych matami polimerowymi. Skupiając się na zakresie inżynierskim, czyli analizując tangens kąta nachylenia zależności reakcji od przemieszczenia (SW – opis Rys. 3.20), zauważyć można (Rys. 3.30), że każdy przyłożony kompozyt powoduje wzmocnienie muru. Wzmocnienie mierzono jako względny iloraz sztywności wzmocnionej próbki ścinanej (SW_{wzm}) do niewzmocnionej (SW_{bez}), wyrażony w procentach. Największy procentowy

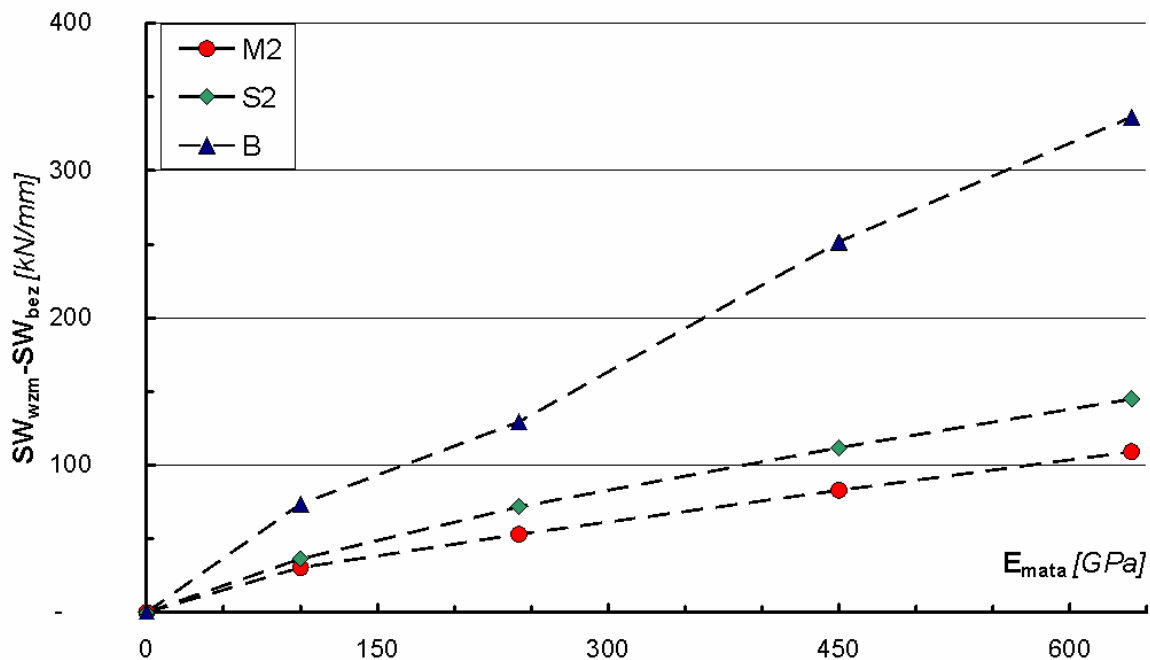
wzrost SW (~100%) osiągnięto przy zastosowaniu najmocniejszej maty do najłabszego muru (stosunek modułów - 320). Z kolei najmniejsze wzmocnienie (~7%) uzyskano przy najłabszym kompozycie wzmacniającym i najmocniejszym murze (stosunek modułów – 3,33). Opisane rezultaty ilustruje Rys. 3.30, na którym schematycznie zaznaczono również miejsce analizowanych wyników w odniesieniu do relacji *reakcja-przemieszczenie* – tuż przed spadkiem SR .

Dodatkowo można zauważyć, że najłabsza mata w połączeniu z najłabszym murem daje niewiele mniejsze wzmocnienie (28%) niż wzmocnienie najmocniejszymi matami murów mocniejszych (34%).



Rys. 3.30 Procentowy wzrost SW poszczególnych materiałów w zależności od stosunku modułów sprężystości maty i muru (opis w tekście).

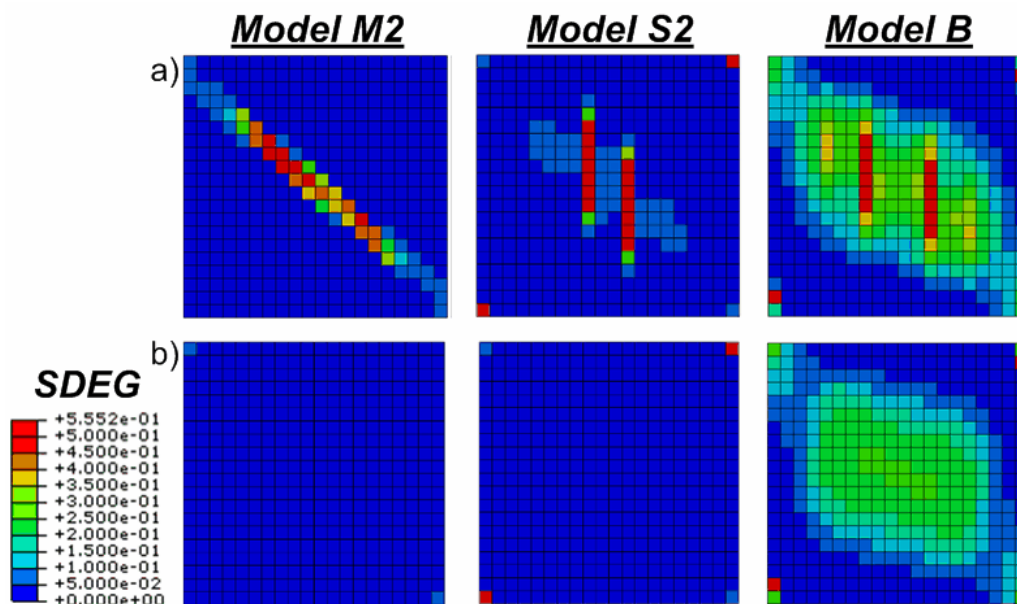
Zaprezentowane wyniki wskazują, że najlepiej wzmacniać słabe mury mocnymi kompozytami. Jednak takie stwierdzenie jest niebezpieczne z praktycznego punktu widzenia, gdyż nie powinno się stosować takiego połączenia z uwagi na możliwość uszkodzenia wzmacnianej konstrukcji. Mimo to, z przedstawionych wyników można wyprowadzić istotny wniosek, że zastosowanie słabej maty do słabego muru daje już znaczne wzmocnienie (dużo większe niż przy mocnych murach) i niekoniecznie przyczyni się ona do spękania muru (wymaga ono jednak potwierdzenia testami laboratoryjnymi oraz kolejnymi analizami numerycznymi).



Rys. 3.31 Różnica SW muru wzmocnionego i niewzmocnionego w zależności od wartości modułu sprężystości E poszczególnych mat (opis w tekście).

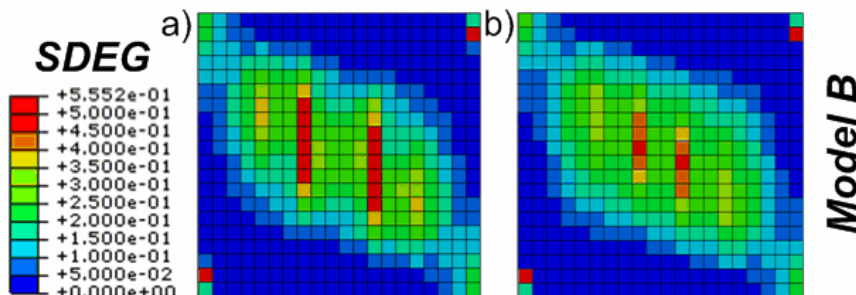
Powyższe wyniki zestawiono jeszcze raz w innej postaci. A mianowicie na Rys. 3.31 pokazano zależność różnicy tangensa kąta nachylenia relacji *reakcja-przemieszczenie* od wartości modułu sprężystości poszczególnych mat. Wynika z niej, że największe wartości SW po wzmocnieniu otrzymamy przy najmocniejszym murze (co jest uzasadnione). Istotniejsze jest tu, jednak, że kąt nachylenia wykresu muru najmocniejszego jest dużo większy w porównaniu do pozostałych murów, dlatego kolejny wzrost modułów sprężystości kompozytów spowoduje proporcjonalnie większy wzrost SW w murze najmocniejszym w porównaniu do murów słabszych.

Przechodząc do analizy mechanizmu zniszczenia (obserwacja pracy muru niewzmocnionego i wzmocnionego, podczas takiego samego przemieszczenia u), z uwagi na rysunki map sumarycznej degradacji, zauważono uzyskanie tej samej zależności, która pojawiła się przy wykresach będących relacją SW do modułu sprężystości. Mianowicie, im mocniejsza mata, tym później pojawia się degradacja (współczynniki degradacji $SDEG$ oraz d_t) oraz jest ona na niższym poziomie. Poziom wzmocnienia na przykładzie obrazu rozkładu współczynnika sumarycznej degradacji $SDEG$ na powierzchni muru przedstawia Rys. 3.32. Obrazy degradacji (a) w przypadku każdego materiału odnoszą się do momentu, gdy w murze bez wzmocnienia gwałtownie zaczyna narastać degradacja (duży spadek wartości reakcji). Porównane są one do obrazów murów wzmocnionych najmocniejszą matą (b) przy tym samym przemieszczeniu, co mury bez wzmocnienia.



Rys. 3.32 Porównanie map degradacji - SDEG przy tym samym przemieszczeniu w kolejności od najslabszego do najmocniejszego muru: a) modele bez wzmocnienia, b) modele z najmocniejszą matą (M-D) (opis w tekście).

W zasadzie, każda mata powoduje opóźnienie procesu rozpoczęcia się degradacji, a następnie jego niższy poziom mierzony parametrami degradacji. Najlepszy efekt uzyskano, jednak, przy zastosowaniu muru najslabszego (analogicznie do opisanej wcześniej sytuacji). Z kolei mur najmocniejszy przy zastosowaniu maty najslabszej (B M-A) nie osiągnął zadowalającego rezultatu (Rys. 3.33). Degradacja ($SDEG > 0,5$) pojawia się praktycznie przy tym samym przemieszczeniu, a obszarowo jest niewiele mniejsza niż w murze bez wzmocnienia. Wynika z tego, że nie ma sensu wzmocnianie mocnego muru zbyt słabym kompozytem (w tym przypadku wartość modułu E maty 3-krotnie większa od wartości E muru) i należałoby każdorazowo przeprowadzić analizę doboru kompozytu do rodzaju muru, aby uzyskać jak najbardziej efektywne wzmocnienie. Najlepiej byłoby, gdyby dodatkowo wybór kompozytu wyłaniający się z analizy numerycznej został przetestowany w laboratorium.



Rys. 3.33 Porównanie map degradacji – SDEG przy tym samym przemieszczeniu w murze typu B: a) model bez wzmocnienia, b) model z najslabszą matą (M-A) (opis w tekście).

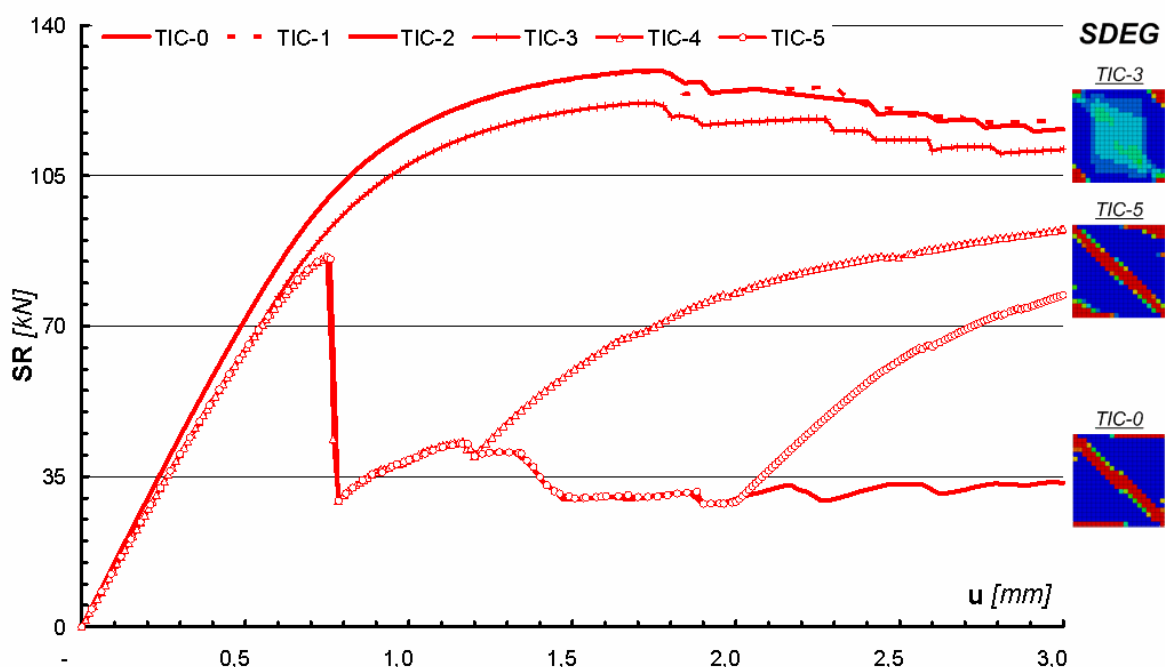
3.4.5. Analiza porównawcza modeli w różnym momencie aktywacji wzmocnienia matami.

W rzeczywistości technologiczny proces wzmocniania konstrukcji murowej matami polimerowymi następuje, gdy obiekt jest już wykonany, a niejednokrotnie także użytkowany. Pamiętając, że z punktu widzenia praktycznego nie jest celowe stosowanie mat o najwyższych modułach Younga przy słabych murach, przeanalizowano wpływ istnienia maty podczas obciążania na poziom wzmocnienia układu mur-mata. Przyjmując charakterystykę muru *M2* ($E = 2,0 \text{ GPa}$) oraz maty o najniższym module sprężystości ($E = 100 \text{ GPa}$), na podstawie wyników poprzednich analiz, stworzono sześć modeli obliczeniowych oznaczonych jako *TIC-0÷5*. Modele te różnią się wartością przemieszczenia, przy którym mata przejmuje obciążenia. Wszystkie przypadki obliczeniowe zestawiono w Tab. 3-2, gdzie podano wartości przemieszczeń pionowych i poziomych ($U2$ i $U1$), przy których aktywowane jest „sztywne” połączenie pomiędzy matą i murem. Ostatnia kolumna Tab. 3-2 zawiera wartości sumarycznej reakcji analizowanych modeli uzyskane przy przemieszczeniu poziomym równym $u=3 \text{ mm}$.

Tab. 3-2 Przypadki obliczeniowe stosowane w analizie aktywacji wzmocnienia matą.

Aktywacja	$U2$ [mm]	$U1$ [mm]	SR [kN]
TIC-0	-	-	33,5
TIC-1	0,0	0,0	118
TIC-2	-0,6	0,0	116
TIC-3	-0,6	0,5	111
TIC-4	-0,6	1,2	92,5
TIC-5	-0,6	2,0	77

Bazowe rozwiązanie oznaczone jako *TIC-0* dotyczy ścinania muru niewzmocnionego, natomiast *TIC-1* to sytuacja, w której mata polimerowa jest połączona z murem zanim nastąpi obciążenie układu. Kolejne przypadki (*TIC-2÷5*) dotyczą momentu, w którym do modelu w pierwszej kolejności wprowadzono pionowe przemieszczenie krawędzi ($U2$). Następnie aktywowano połączenie mur-mata przy różnych wartościach wymuszonego przemieszczenia poziomego ($U1$) krawędzi muru.



Rys. 3.34 Zmiana wartości SR odniesiona do przemieszczenia przy różnych warunkach aktywacji połączenia mur-mata (opis w tekście).

Prezentowane na Rys. 3.34 zmiany wartości sumarycznej reakcji w trakcie ścinania wzmocnionych próbek murowych można podzielić na dwie grupy. Pierwsza dotyczy rozwiązań przypadków *TIC-1÷3*, gdzie aktywacja połączenia maty z murem nastąpiła przed uszkodzeniem powierzchni muru. Druga grupa to rozwiązania (*TIC-4* i *5*), w których mata została dołączona do muru w momencie, gdy zawierał on już elementy zdegradowane. Porównując maksymalne osiągnięte wartości reakcji modeli bez wzmocnienia z reakcjami modeli wzmocnionych, to w pierwszej grupie osiągnięto wzmocnienie o 40÷50%, natomiast druga grupa (wzmocnienie po pojawieniu się degradacji) uzyskała wzrost reakcji o 130÷150%. Podobny poziom wzmocnienia uzyskano w testach laboratoryjnych, wykonanych przez: Zhao, Xie i Li [139], gdzie próbka niezarysowana przed wzmocnieniem osiągnęła wzrost wytrzymałości o 50%, podczas gdy ta sama próbka, ale wcześniej zarysowana uzyskała wzrost o 110%. Jednak do wyników uzyskanych na drodze numerycznej dotyczących wzmocnienia po zarysowaniu należy podejść z dystansem, gdyż osiągnięte wzmocnienie może być jedynie pracą samej maty, podczas gdy mur już praktycznie „nie istnieje”. Z uwagi na diametralnie inną pracę układu mur-mata aniżeli w pierwszej grupie, przypadki wzmocnienia konstrukcji już uszkodzonej stanowić będą dalszy, odrębny kierunek badań, który nie będzie kontynuowany w tej pozycji. Wymagać będzie ona poszerzonej analizy sposobu modelowania wypełnienia rys i pęknięć muru pierwotnie uszkodzonego tj. przed wzmocnieniem.

Z punktu widzenia dalszych analiz cenną informacją jest relatywnie niewielka różnica w wynikach (Rys. 3.34) pomiędzy modelami *TIC-1÷3*. Oznacza to, że nie jest istotna chwila aktywacji połączenia mur-mata przynajmniej w początkowej fazie obciążenia konstrukcji (np.: ciężarem własnym).

3.5. Podsumowanie

W rozdziale tym prezentowana jest duża ilość wyników analiz, dotyczących przyjmowania różnych parametrów modelu. Mimo że przy każdej zmianie tematu (analizie innego parametru), znajduje się informacja, który parametr został przyjęty w dalszej części badań, to w gąszczu tylu informacji może stać się to niewidoczne. Stąd małe podsumowanie, dotyczące przyjętych parametrów modelu numerycznego, z którego korzystano w dalszych zadaniach, będzie korzystne.

Analizy numeryczne w dalszej części pracy prowadzone są przy następujących założeniach:

- obliczenia wykonywane są w programie Abaqus, z zastosowaniem plastyczno-degradacyjnego modelu materiałowego (*Modelu Barcelona*), adaptowanym na potrzeby muru,
- wzmocnienie muru kompozytami przyjęto, jako dwustronne, przy założeniu, że połączenie jest sztywne, bez możliwości odrywania (opcja *TIE* w programie Abaqus),
- model numeryczny jest dwuwymiarowy, znajduje się w płaskim stanie naprężenia,
- mata jest połączona z murem od początku analizy (model pierwotnie nieuszkodzony).

4. WYBRANE WYNIKI ANALIZOWANYCH PRZYPADKÓW OBLICZENIOWYCH

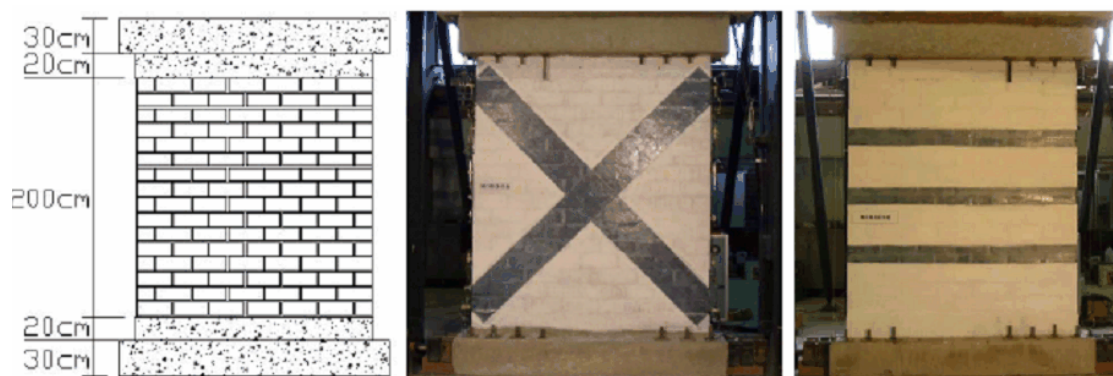
Czwarty rozdział pracy zawiera rezultaty przeprowadzonych symulacji numerycznych. Rozpoczyna go weryfikacja modelu obliczeniowego w postaci porównania z wynikami eksperymentów przedstawionych w [116]. Następnie dobierano odpowiedni układ wzmocnienia ścinanych ścian. Na koniec testowano różne układy mat na uproszczonych próbkach murowych o różnych proporcjach wymiarów, w pierwszej kolejności na ścianach pełnych, a następnie ścianach z otworem.

4.1. Weryfikacja przyjętego modelu na podstawie badań laboratoryjnych dostępnych w literaturze

4.1.1. Krótki opis badań laboratoryjnych, przedstawionych w artykule [116]

Przypadek ścinania ściany murowej weryfikowano na podstawie porównania z wynikami badań laboratoryjnych zamieszczonymi w artykule autorstwa: Hernán Santa Maria, Pablo Alcaino, Carl Luders [116]. Badaniu poddano trzy rodzaje próbek murowych: próbki murowe niewzmocnione oraz z różnym układem wzmocnienia – przekątniowe (zwane dalej *X*) oraz z trzema pasami poziomymi (zwane dalej *P*) taśm z włókien węglowych – (Rys. 4.1). Taśmy połączono z powierzchnią muru dwustronnie, a ich szerokości to:

- 30 cm (oraz 20 cm) - taśmy ułożone na przekątnych ścianach,
- 15 cm (oraz 10 cm) - pasy poziome.

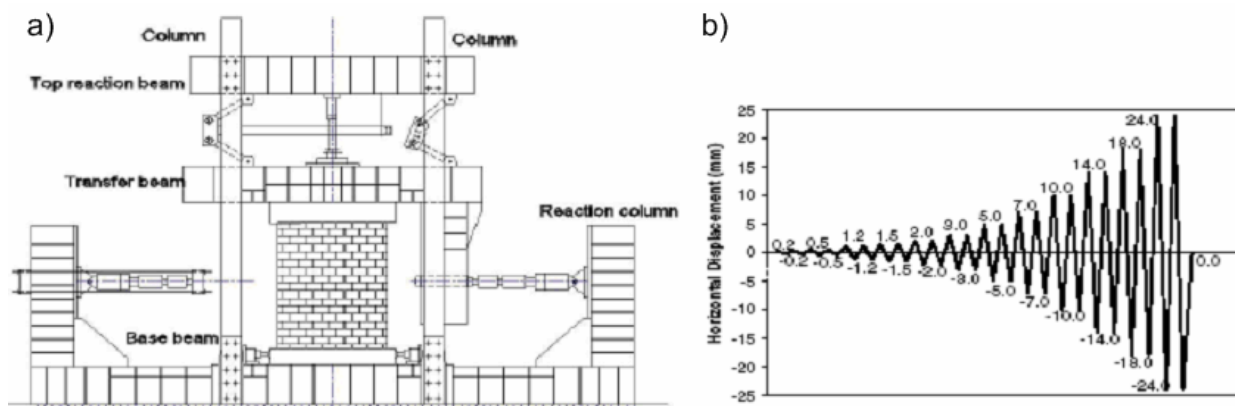


Rys. 4.1 Badana próbka oraz dwa układy wzmocnienia w postaci mat z włókien węglowych (opis w tekście), za [116].

Pozostałe parametry materiałowe zastosowanego kompozytu to:

- Grubość – 0,13 mm,
- Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie - 3,5 GPa,
- Moduł sprężystości – 230 GPa.

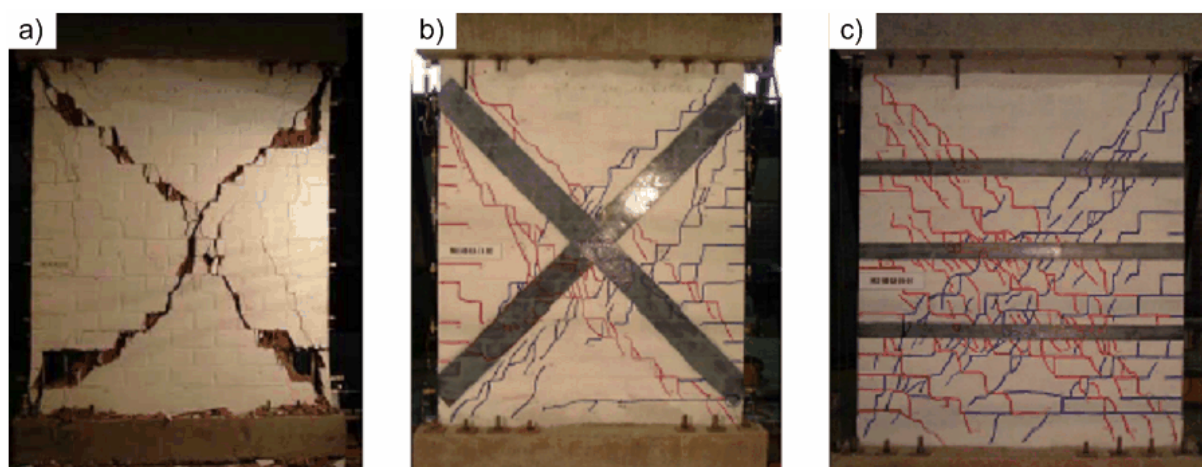
Testowy element murowy poddany został ścinaniu w jego płaszczyźnie. Na Rys. 4.2a widoczna jest rama, umożliwiającą wprowadzenie oczekiwanego obciążenia badanej próbki murowej. Przyłożone obciążenie składało się z siły pionowej, mającej odpowiadać ciężarowi trzech kondygnacji znajdujących się nad analizowaną ścianą oraz z poziomego przemieszczenia cyklicznego, którego schemat przedstawiony jest na Rys. 4.2b.



Rys. 4.2 Obciążenie próbki murowej: a) konstrukcja ramowa służąca do przyłożenia odpowiedniego obciążenia, b) schemat przyłożonego obciążenia cyklicznego (opis w tekście), za [116].

Eksperymenty pozwoliły na odczytanie maksymalnych osiągniętych sił poziomych, na podstawie których autorzy referatu [116], obliczyli poszczególne wzmocnienia:

- Maty tworzące kształt X – 84 % (szerokość – 30 cm) oraz 63 % (szerokość – 20 cm),
- Trzy pasy poziome – 61 % (szerokość 15 cm) oraz 57 % (szerokość 10 cm).



Rys. 4.3 Układ rys: a) mur niewzmocniony, b) mur wzmocniony matami na przekątnych, c) mur wzmocniony trzema poziomymi pasami (opis w tekście), [116].

Odnosząc poziom wzmocnienia do pola powierzchni zastosowanych mat, najefektywniejsze okazało się wzmocnienie w postaci trzech pasów poziomych o szerokości 10 cm, a najmniej efektywne - diagonalne o najszerszych matach (30 cm).

Próbki wzmocnione kompozytami ulegały zarysowaniu przy większej wartości obciążenia w porównaniu ze ścianą niewzmocnioną. Porównując poszczególne przebiegi zarysowania: pierwsza rysa w murze wzmocnionym pojawiła się przy poziomym przemieszczeniu o wartości 3 mm, podczas gdy w murze niewzmocnionym była to wartość 1,2 mm. Obraz zarysowania opisać można następująco (Rys. 4.3):

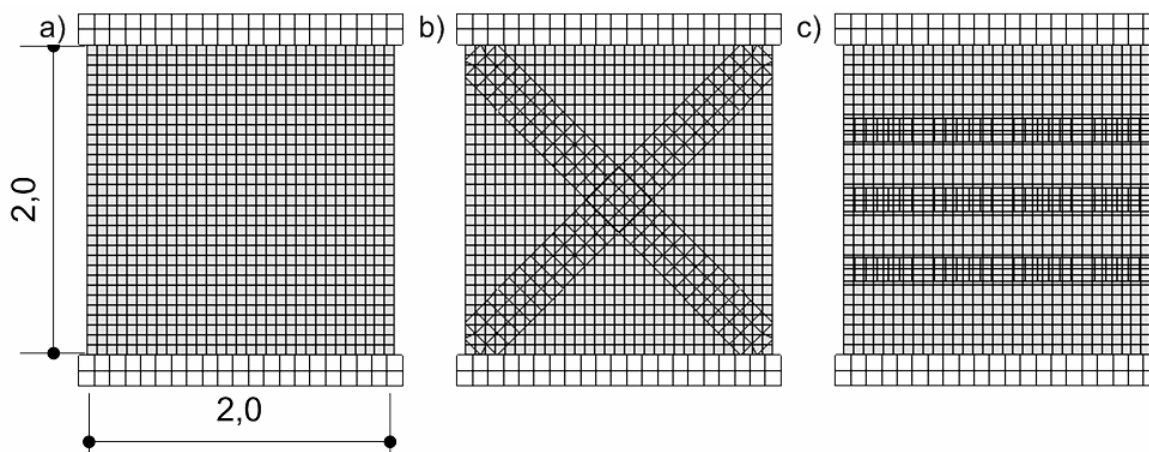
- Mur niewzmocniony – zniszczenie po przekątnych ściany w postaci pojedynczych szerokich rys,
- Mur ze wzmocnieniem w kształcie X – kilka rys w pobliżu taśm zbrojonych włóknami węglowymi,
- Mur ze wzmocnieniem pasami poziomymi – wiele rozproszonych zarysowań.

4.1.2. Charakterystyka przyjętego modelu numerycznego

Modele numeryczne, odpowiadające opisanemu eksperymentowi, posiadają główne parametry (tak jak wszystkie kolejne) opisane w rozdziale 3.5. W niżej prezentowanych wynikach symulacji przyjęto układ wzmocnienia identyczny, jak w opisanym wcześniej eksperymencie (Rys. 4.4). Pasy diagonalne (zwane dalej w skrócie jako X) przyjęto o szerokości 30 cm, natomiast trzy pasy poziome (zwane dalej w skrócie jako P) – 15 cm, przy grubości wynoszącej 0,13 mm. Za artykułem przyjęto również, wymiary ścian murowych, czyli 2,0 x 2,0 m i grubości 14 cm. Obciążenie we wszystkich przypadkach zostało przyłożone do sztywnej belki betonowej, a następnie przekazane poprzez kontakt (o dużym współczynniku tarcia) na element murowy. Przyjęto również takie parametry kontaktu, które zapewniają możliwość separacji krawędzi podczas odkształcania. Każdorazowo, pierwszym etapem oddziaływania było obciążenie statyczne, imitujące ciężar trzech kondygnacji budynku ponad analizowanym elementem murowym. Następnie wprowadzono przyrostowo przemieszczenie poziome powodujące ścinanie próbki. Siatkę MES stworzono wykorzystując kwadratowe, czterowęzłowe płaskie elementy skończone o boku równym 6,5 cm. Do analizy numerycznej przyjęto kilka wybranych rodzajów murów, których charakterystyki znajdują się w punkcie 3.2.4. Natomiast model materiałowy wzmocnień w postaci mat zbrojonych włóknami węglowymi został zdefiniowany jako liniowo-sprężysty. W tym przypadku dane zawarte w artykule, dotyczące zastosowanych

kompozytów, wystarczyły do zdefiniowania ich w modelu numerycznym, i tak przyjęto:

- Moduł sprężystości równy 230 GPa,
- Współczynnik Poissona równy 0,26.



Rys. 4.4 Modele numeryczne ścian murowych: a) mur niewzmocniony, b) wzmocnienie typu X, c) wzmocnienie typu P.

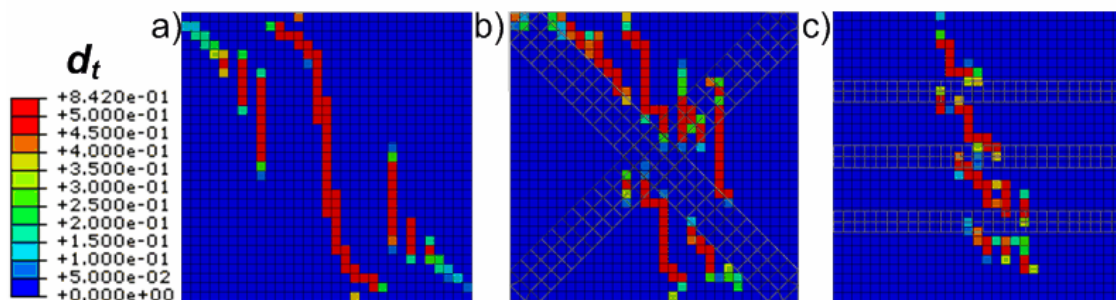
4.1.3. Rezultaty analiz wybranych rodzajów murów

Wyniki przeprowadzonych analiz (w rozdz. 3.4) sugerują, że te same właściwości kompozytu użyte do wzmocnienia różnych rodzajów murów, dają różny poziom wzmocnienia. Ze względu na brak parametrów muru stosowanego w eksperymentach, opisanych w [116], w próbie weryfikacji pojawiły się charakterystyki, uzyskane m.in. z badań ścian murowych, przeprowadzonych w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Fakt przyjęcia różnych parametrów materiałowych muru, wiąże się z brakiem bezpośredniego porównania poziomów wzmocnienia symulacji numerycznych z eksperymentem. Porównanie, jednak wykonano, skupiając się na obrazie mechanizmu zniszczenia, momencie zarysowania próbek oraz informacji, która z próbek osiąga większe wzmocnienie.

Podobnie, jak to miało miejsce w badaniach laboratoryjnych [116], najpierw dochodzi do zarysowania próbki niewzmocnionej, a dopiero później narasta degradacja murów wzmocnionych (kolejność oraz końcowy mechanizm zniszczenia jest różny przy zastosowaniu różnych rodzajach murów). Prawdopodobny mechanizm zniszczenia muru przy zastosowaniu muru *M2* (patrz rozdz. 3.5) przedstawia Rys. 4.5. Występują różnice między zniszczeniami widocznymi na Rys. 4.3, dotyczącymi próbek murowych badanych w laboratorium a degradacją zaprezentowaną na mapach degradacji – d_t .

Po pierwsze symulacja numeryczna była prowadzona przy monotonicznie narastającym przemieszczeniu w jednym kierunku, a nie cyklicznym, który zastosowano w eksperymencie, stąd obraz degradacji jest niesymetryczny. Działanie takie, miało na celu uprościć model obliczeniowy oraz pozwolić na skupieniu się na charakterze narastania degradacji. Przy przemieszczeniu cyklicznym degradacja kolejnych cykli może spowodować zamazanie pewnych charakterystycznych miejsc jej powstania przy monotonicznie narastającym przemieszczeniu (opisanych poniżej). Aby potwierdzić słuszność przyjętego tu założenia przeprowadzono analizę zawierającą cykliczne przemieszczenie i porównano jej rezultaty z wynikami otrzymanymi z odpowiadającej analizy z monotonicznie narastającym przemieszczeniem. Okazało się, że te dwa rodzaje obciążenia powodują uzyskanie podobnych wyników, zarówno pod kątem wartości obciążenia, jak również map degradacji.

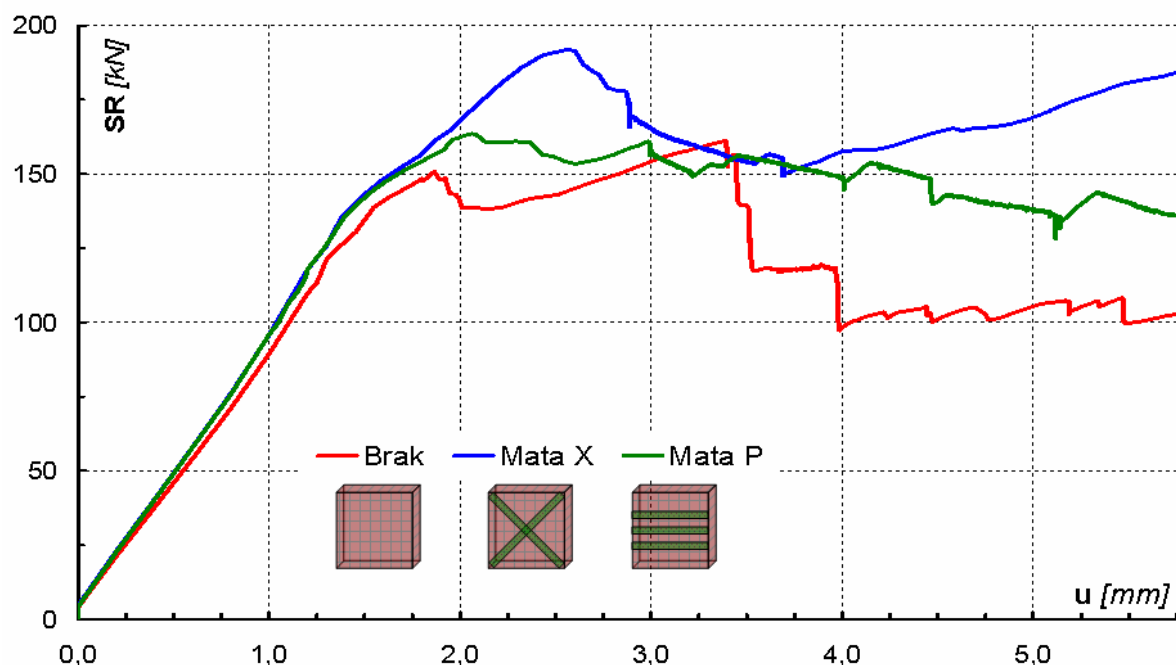
Kolejna różnica związana jest z nieidealnie przekątnym obrazem degradacji w próbkach murowych badanych numerycznie. Wiąże się ona z przyjętym modelem obliczeniowym, a raczej z jego niedoskonałościami. Model muru jest homogeniczny, nie zawiera podziału na elementy murowe i zaprawę. Kolejnym problemem jest przyjęcie kontaktu pomiędzy elementem betonowym oraz powierzchnią ściany, który również zawiera pewne uproszczenie i nie w pełni opisuje rzeczywistą interakcję tych dwóch elementów.



Rys. 4.5 Mapa rozkładu degradacji przy rozciąganiu: a) mur niewzmocniony, b) wzmocnienie typu X, c) wzmocnienie typu P.

Co, w takim razie jest podobne do wyników badań laboratoryjnych? Otóż, przy założeniu możliwości pojawienia się pewnych odchyłek od rzeczywistości, które jednak nie zmieniają znacząco mechanizmu zniszczenia muru, otrzymujemy diagonalną degradację w modelu bez wzmocnienia. Pozostałe, otrzymane prawdopodobne mechanizmy zniszczenia (model z przekątniowym układem mat oraz z trzema matami poziomymi), również są zbliżone w swoim charakterze do tych otrzymanych w testach laboratoryjnych [116]. Wzmocnienie matami CFRP w postaci X, skutkuje zmianą degradacji w ten sposób, że brakuje ciągłości rysy głównej w miejscu krzyżowania się mat, natomiast prawdopodobne

rysy wystąpią na styku maty oraz muru, wzdłuż kompozytu. Ciekawostką jest również fakt, że pod jednym pasem degradacja nie występuje, natomiast pod drugim narasta. Świadczy to o tym, że w jednym kierunku działania obciążenia pracuje tylko jeden ukośny pas kompozytu, a drugi jest wyłączony ze współpracy. Układ trzech mat poziomych powoduje, że degradacja jest bardziej rozproszona i w efekcie końcowym najmniejsza ze wszystkich przypadków.

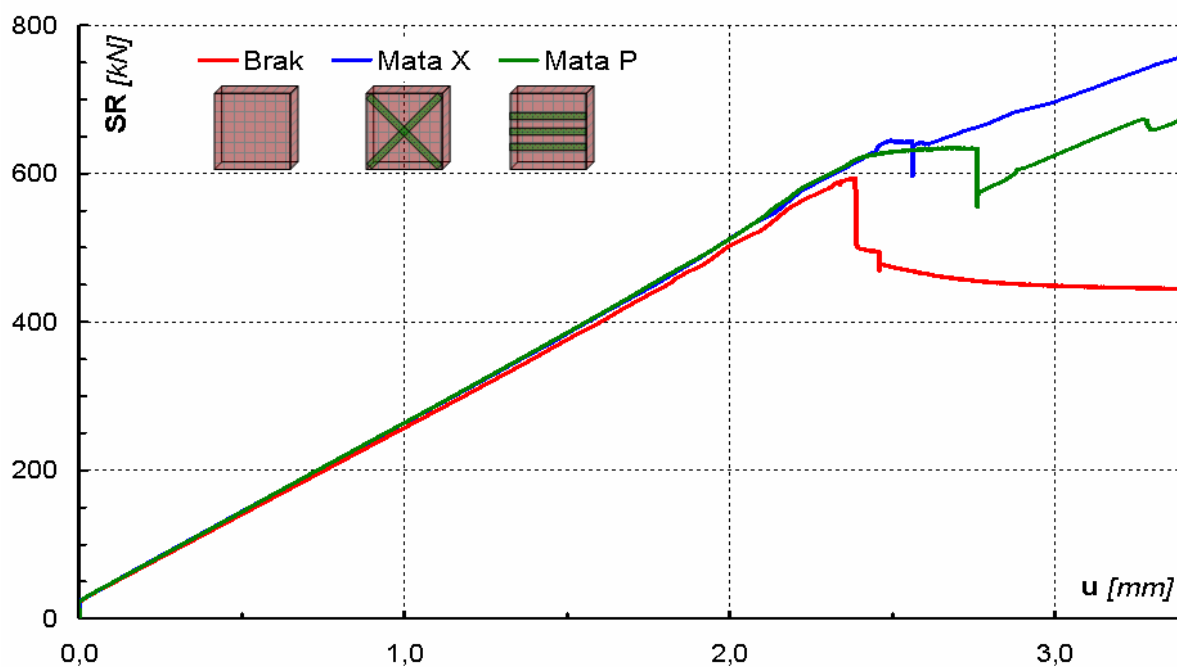


Rys. 4.6 Zależność sumarycznej reakcji od zadanego przemieszczenia – mur M2.

Odpowiedź muru M2 na przyłożone przemieszczenie przedstawia Rys. 4.6. Analizując relacje sumarycznej reakcji od zadanego przemieszczenia, zauważyć można, że najwcześniej (tzn. przy najmniejszym przemieszczeniu) spada wartość reakcji modelu muru bez wzmocnienia (najszybciej pojawia się i narasta degradacja), natomiast najpóźniej - muru ze wzmocnieniem diagonalnym. Oznacza to, że najpóźniej pojawia się degradacja w ścianie z tym właśnie układem wzmocnienia. Jednak obserwując całe przebiegi relacji *reakcja-przemieszczenie*, widać, że mur ze wzmocnieniem trzema pasami poziomymi ma najmniejsze spadki wartości sumarycznej reakcji, co wiąże się z mniej gwałtownym narastaniem degradacji, a także, że jest ona bardziej rozproszona (Rys. 4.5c). Przy podejściu według artykułu, czyli przyjęciu maksymalnych reakcji poszczególnych modeli (do momentu pierwszego spadku wartości reakcji, gdyż po nim konkretne wartości mogą być niewiarygodne), otrzymano poziom wzmocnienia równy 27 % dla muru ze wzmocnieniem X oraz 8 % w przypadku muru ze wzmocnieniem P. Poziom wzmocnienia, co do wartości liczbowych jest inny niż w przedstawianym artykule, ale podobnie, wyższą wartość uzyskano

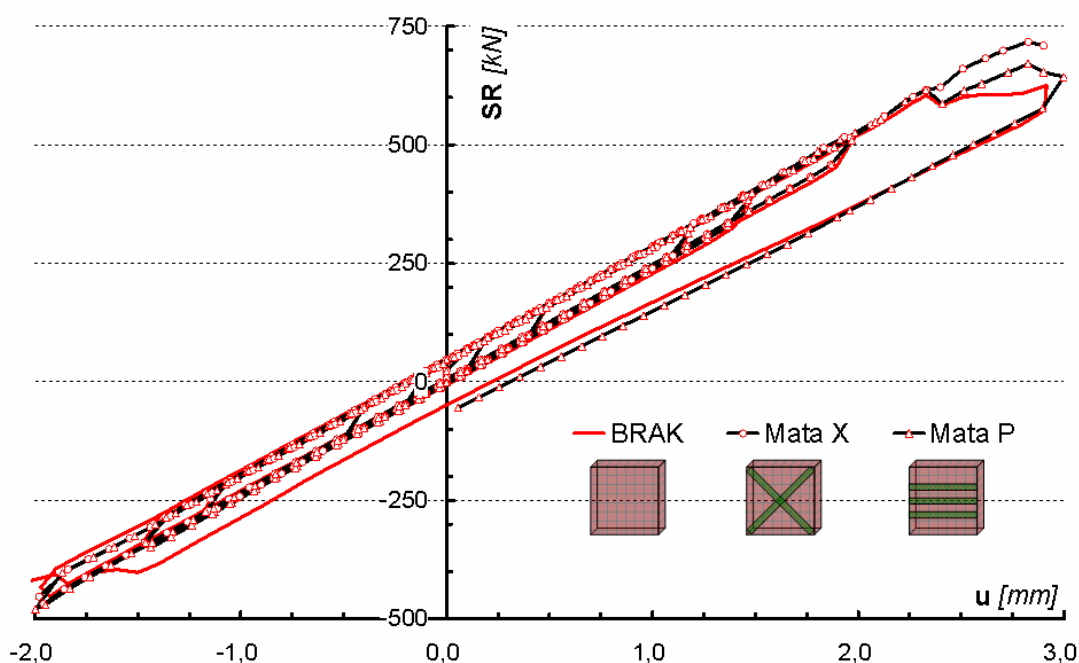
przy zastosowaniu wzmocnienia diagonalnego. Sprawdzono również wzrost reakcji w zależności od pola powierzchni wzmocnienia (tak jak to miało miejsce w artykule). W przeciwieństwie do wyników, otrzymanych na drodze eksperymentów, uzyskano większą wartość wzmocnienia umieszczonego po przekątnej ściany niż trzech pasów poziomych, odpowiednio: $12,2 \text{ kN/m}^2$ oraz $7,07 \text{ kN/m}^2$.

Zastosowanie muru S4 spowodowało otrzymanie innych rezultatów (Rys. 4.7). Oczywiście powtórzyło się osiągnięcie wzmocnienia próbek pokrytych kompozytami, tak pod wpływem obszaru degradacji, jak i wartości reakcji. W przeciwieństwie do muru M2, tu najpóźniej spada reakcja muru wzmocnionego trzema poziomymi pasami. Jednak pierwsze spadki reakcji murów wzmocnionych są podobne, pod względem procentowej wartości, co ma również wpływ na obraz degradacji, która jest już bardziej do siebie zbliżona. Wciąż, jednak jest mniejsza niż powstała w murze bez wzmocnienia. Wartość wzmocnienia w postaci porównania maksymalnych reakcji wyniosła: 10 % w przypadku modelu z diagonalnym wzmocnieniem oraz 8 % uwzględniając model P – w kolejności wzmocnienia, jak to miało miejsce w eksperymentach. Natomiast przyrost reakcji do pola powierzchni wzmocnienia wyniósł, w analogicznej kolejności: $17,2 \text{ kN/m}^2$ oraz $26,7 \text{ kN/m}^2$ – tu również pojawia się zgodność z artykułem, co do rodzaju najlepszego układu wzmocnienia.



Rys. 4.7 Zależność sumarycznej reakcji i zadanego przemieszczenia – mur S4.

Ze względu na to, że w artykule przemieszczenie górnej krawędzi ściany przyłożono w sposób cykliczny, postanowiono przeprowadzić również symulację numeryczną przy obciążeniu cyklicznym. Porównując ją z analizą, w której obciążenie narastało monotonicznie (odpowiedź w postaci relacji *reakcja-przemieszczenie* znajduje się na Rys. 4.8). Rodzaj materiału zastosowanego do ściany, to mur S4. Obrazy degradacji przy zastosowaniu tych dwóch typów przyłożenia przemieszczenia, otrzymano bardzo podobne. Jeśli chodzi o wzmocnienie w postaci porównania maksymalnych reakcji, to otrzymano wartości: 15 % przy wzmocnieniu typu X oraz 7 % – typ P. Wartości są różne z tymi otrzymanymi na drodze eksperymentu, ale poziom wzmocnienia oraz przyporządkowanie odpowiednim typom wzmocnienia, zbliżone.



Rys. 4.8 Zależność sumarycznej reakcji i zadanego przemieszczenia – mur S4, obciążenie cykliczne.

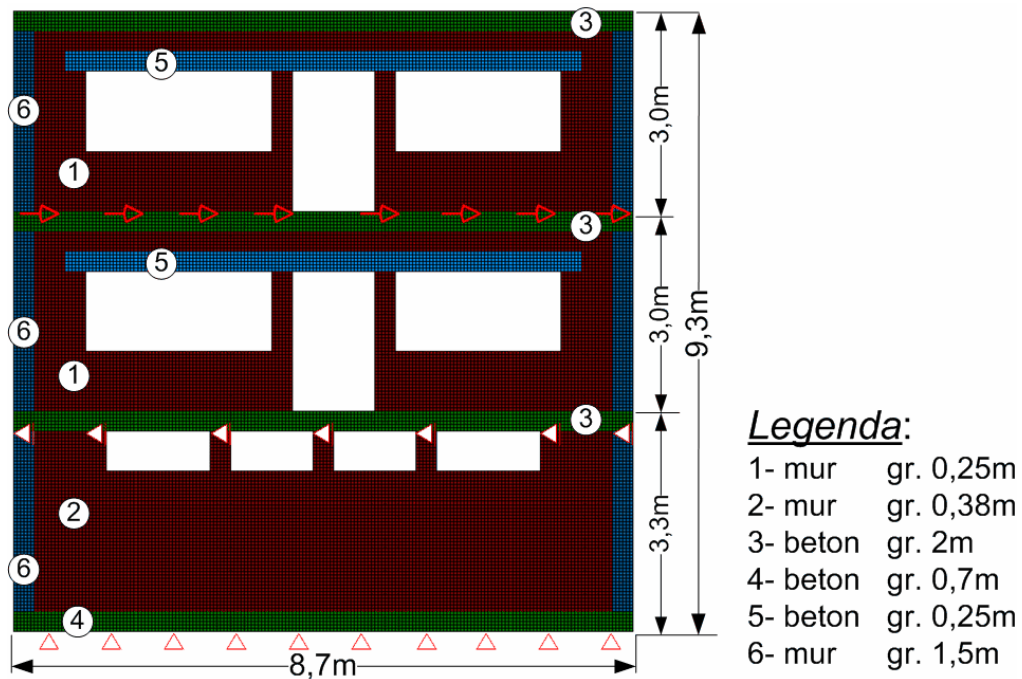
4.1.4. Podsumowanie

Różne parametry muru w połączeniu z tymi samymi właściwościami kompozytu skutkują różnym poziomem wzmocnienia, dlatego ze względu na brak danych, potrzebnych do stworzenia modelu materiałowego (MB) identycznego z murem badanym w artykule [116], nie otrzymano identycznego poziomu wzmocnienia ścian murowych. Jednak udało się osiągnąć pewne podobieństwo w zakresie obrazu degradacji oraz kolejności zarysowania poszczególnych próbek i osiągniętego wzmocnienia w postaci porównania otrzymanych maksymalnych reakcji.

4.2. Ścinanie wybranej kondygnacji budynku

4.2.1. Wstęp

Po wstępnej weryfikacji modeli numerycznych, przeanalizowano wzmocnienie kompozytami całej ściany budynku murowego, rozmieszczonych w różnych konfiguracjach. W pierwszej koncepcji tej części badań, planowano analizę całych budynków, z czego jednak zrezygnowano, gdyż zbyt wiele czynników, innych niż geometria wzmocnienia, ma wpływ na poziom degradacji budynku, takich jak współpraca ścian poprzecznych, model połączenia ścian i stropów, etc. Dodatkowo, z numerycznego punktu widzenia, analiza całych budynków jest bardzo czaso- i pracochłonna, jednocześnie otrzymuje się duże pliki obliczeniowe. Stąd, postanowiono uprościć zadania, aby skupić się na analizie rozmieszczenia mat z włókien węglowych, wzmacniających ścianę murową, rozpatrując wiele różnych rozwiązań. Na podstawie obserwacji jednej ze ścian budynku murowego, wybrano kondygnację, która uległa największej degradacji podczas obciążenia dynamicznego. Następnie poddano ją ścinaniu w jej płaszczyźnie poprzez wprowadzenie przemieszczenia górnej krawędzi ściany. Warunki brzegowe zadano zgodnie z Rys. 4.9, tzn. zablokowano możliwość przemieszczenia dolnej krawędzi niższego stropu wybranej kondygnacji w kierunku poziomym oraz zadano przemieszczenie poziome górnej krawędzi wyższego stropu analizowanej kondygnacji.



Rys. 4.9 Widok ściany budynku z wyborem analizowanej kondygnacji wraz z zadanymi warunkami brzegowymi.

Wybrana kondygnacja ma wymiary: 8,7 x 3,3 m, a sam mur, pracujący jako *MB* ma wymiary: 8,4 x 2,7 x 0,25 m, co daje proporcje odpowiednio: 2,63 i 3,11, czyli wysokość stanowi ok. 1/3 szerokości. Oprócz muru, ściana zawiera również elementy betonowe: strop (z uwzględnieniem 2,0 m udziału jego rozpiętości w kierunku prostopadłym do analizowanej ściany), nadproża (o grubości 0,25 m), a także murowe ściany poprzeczne (z udziałem 1,5 m w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ściany). Elementy te pracują linowo-sprężysto. Powyższe dane wynikają z analizy zamiany modelu 3D na 2D, przeprowadzonej w ten sposób, aby rezultaty płaskiej ściany odpowiadały wynikom uzyskanym z analizy modelu przestrzennego, zarówno w części statycznej zadania, jak i dynamicznej. Szczegółowe informacje dotyczące tego postępowania zawarte są w pracach [18] i [94]–[99]. Modele numeryczne utworzone zostały z wykorzystaniem czworokątnych, czterowęzłowych elementów skończonych płaskiego stanu naprężenia. Długość boku kwadratowych elementów skończonych wynosiła 5 cm. Główne parametry przyjęte w modelu numerycznym są zgodne z rozdz. 3.5, czyli wzmocnienie kompozytem jest dwustronne oraz połączone jest ze ścianą w sposób sztywny, bez możliwości odrywania. Parametry materiałowe kompozytów przyjęto zgodnie z rozdz. 4.1.2., gdzie moduł sprężystości przyjęto równy 230 GPa.

4.2.2. Wybrana ściana budynku - nr 1

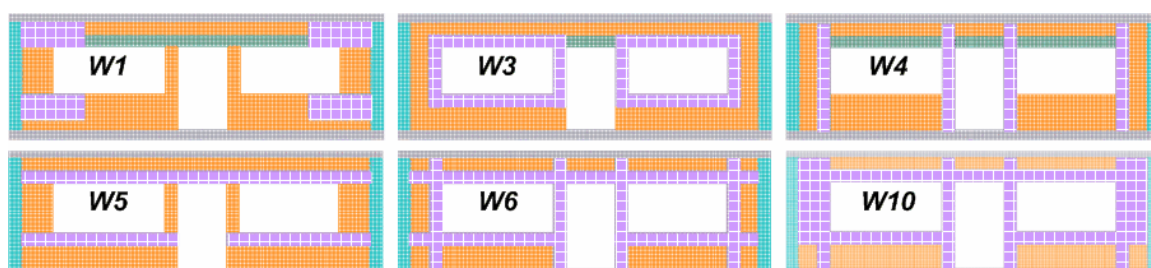
Analizę numeryczną wzmocnienia kompozytami ściany murowej prowadzono przy zastosowaniu różnych charakterystyk muru. Wyniki przedstawiono dla najbardziej różniących się, w otrzymanych rezultatach, modeli obliczeniowych, czyli z użyciem muru *M2* oraz muru *M3*. Ze względu na to, że wnioski dotyczące najbardziej efektywnego układu wzmocnienia, wypływające z tych dwóch analiz, nie różnią się istotnie, postanowiono w dalszych analizach skupić się głównie na różnych konfiguracjach wzmocnienia przy zastosowaniu jednego wybranego materiału (pierwszego z przyjętych w tej analizie, czyli muru *M2*). Otrzymane wnioski często sprawdzano przy innych parametrach murów, chociaż nie wszystkie będą przedstawione poniżej.

Zastosowanie materiału *M2* (opis w rozdz. 3.2.4).

Bazowym modelem była ściana niewzmocniona, następnie stworzono model numeryczny ściany murowej wzmocnionej matami zbrojonymi włóknami węglowymi na całej powierzchni (za wyjątkiem stropów i ścian bocznych, stanowiących usztywnienie ściany) oraz cały szereg różnych układów mat, między innymi:

- W kształcie prostokątów umieszczonych w narożach otworów okiennych, od których zazwyczaj rozpoczyna się degradacja – *W1*,
- Okalających otwory okienne – *W3*,
- Pasów pionowych – *W4*,
- Pasów poziomych – *W5*,
- Kraty – połączenia pasów pionowych i poziomych – *W6*,
- Układów dodatkowych, wynikających z wcześniejszej analizy (obserwacji map degradacji) modelu bez wzmocnienia i pokrycia kompozytem miejsc możliwej degradacji – *W10*.

Opis wyników dużej liczby analizowanych schematów wzmocnienia ograniczono do przypadków znaczących z punktu widzenia poziomu wzmocnienia. Pominięto na przykład przypadek mat ukośnych, które z jednej strony przyczyniają się do małego wzmocnienia, a z drugiej (numerycznej) – są trudne do zamodelowania. Konfiguracje opisanych przypadków przedstawiono na Rys. 4.10.



Rys. 4.10 Wybrane układy wzmocnienia ściany murowej.

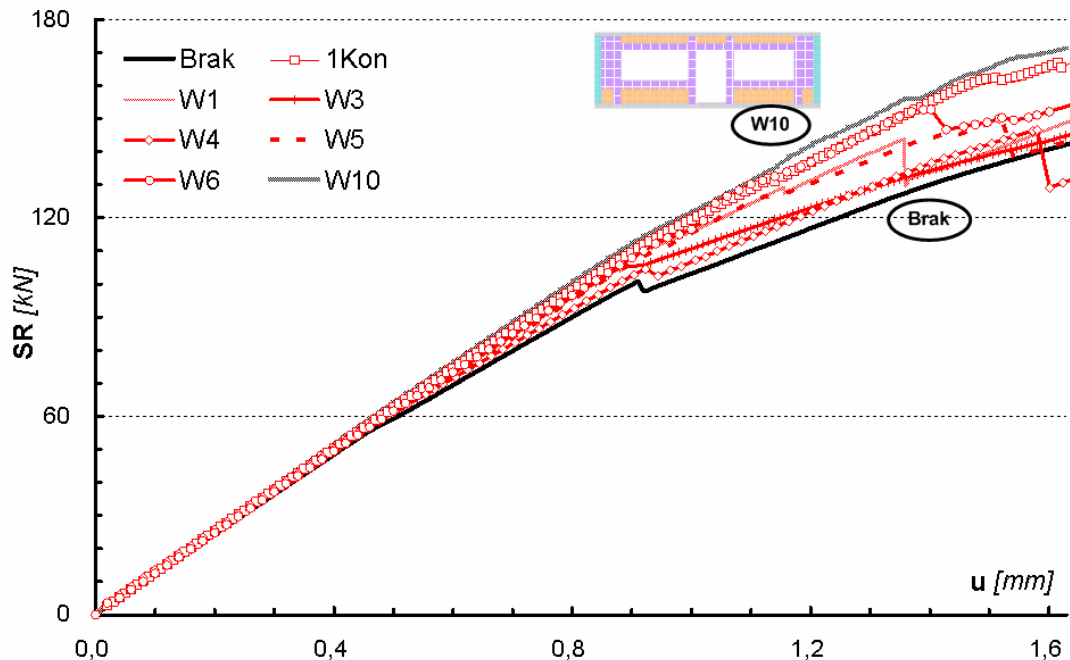
W zakresie inżynierskim, każdy z przyjętych układów mat przyczynia się do wzmocnienia ścian murowych. Poszczególne wartości wzmocnienia, określone przy pomocy procentowego wzrostu *SW* (opis w rozdz. 3.4) w odniesieniu do muru niewzmocnionego, zawarte są w Tab. 4-1. Największe wzmocnienie, w zakresie inżynierskim, osiągnięto w przypadku układu mat *W10*. Taki układ stworzony został po wcześniejszej analizie miejsc, w których pojawiła się sumaryczna degradacja (*SDEG*), modelu muru niewzmocnionego. Pokrycie kompozytem miejsc prawdopodobnego zniszczenia muru przyczynia się do otrzymania wzmocnienia w zakresie inżynierskim, nawet większego niż przy pokryciu matami całej powierzchni muru. W ten sposób usztywnia się miejsca potencjalnie zagrożone bez konieczności zabezpieczenia całej ściany. Wadą takiego rozwiązania jest potrzeba przeprowadzenia wstępnej analizy ściany murowej niewzmocnionej w celu odnalezienia takich miejsc. Trochę inaczej wygląda problem efektywności wzmocnienia, gdy uwzględni się powierzchnię

pokrycia muru matą. Wtedy, na podstawie ilorazu procentowego wzrostu SW i udziału pola powierzchni wzmocnienia, najbardziej efektywne okazuje się wzmocnienie układem W1 (cztery pola w skrajnych narożach otworów), z kolei pokrycie kompozytem całej powierzchni maty okazuje się najmniej efektywne. Opisana efektywność odnosi się, oczywiście, do zakresu inżynierskiego, w którym nie pojawiła się jeszcze duża degradacja (współczynnik degradacji mniejszy od 0,5). Jeżeli projektowanie wzmocnienia dotyczyłoby tylko tego zakresu, wtedy można by przyjąć dużo mniejsze pole powierzchni kompozytu, kosztem niewielkiej straty wzmocnienia (procentowy wzrost SW). W efekcie otrzymujemy zysk ekonomiczny i czasowy.

Tab. 4-1 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych układach mat.

Układ wzmocnienia	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$	Udział pola pow. maty [%]	Wzrost SW/udziału pola pow. maty [%]
Cała powierzchnia (1Kon)	11	100	11
W1	9	15,8	57
W3	8	25	32
W4	4	23,7	16,9
W5	7	32,9	21,3
W6	9	56,6	15,9
W10	14	61,8	22,6

Zakres mechanizmu zniszczenia, w przypadku analiz opisanych w tej pracy, rozpoczyna się wraz z pojawieniem się pierwszej degradacji o wartości współczynnika $d \geq 0,5$, często pokrywającym się z dużym spadkiem sumarycznej reakcji na wykresie relacji *reakcja-przemieszczenia*. Taki wykres w odniesieniu do analizowanych przypadków różnych układów mat znajduje się na Rys. 4.11.

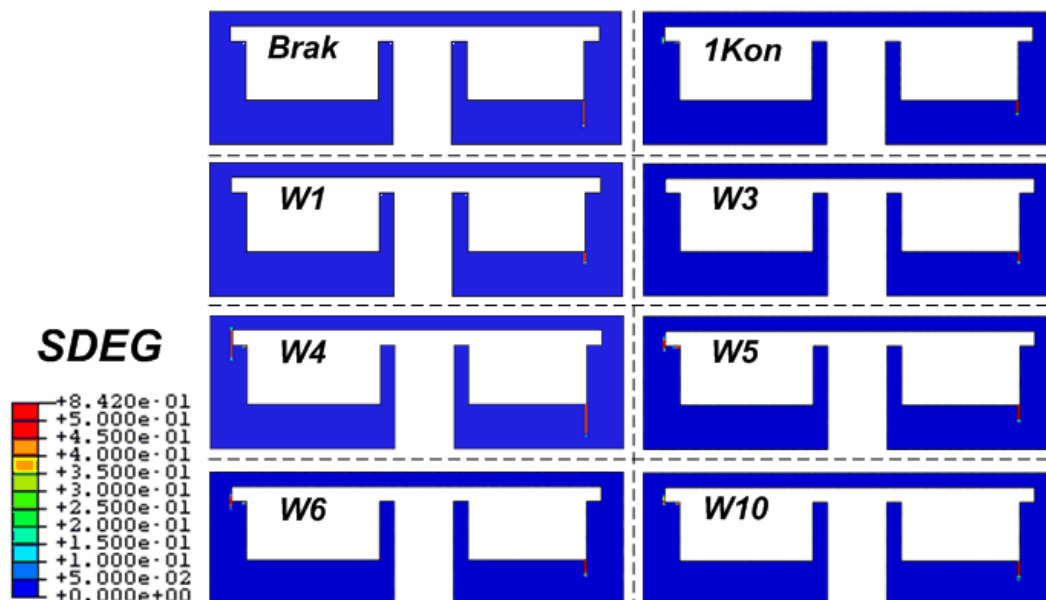


Rys. 4.11 Relacja - sumaryczna reakcja-przemieszczenie przy różnych układach wzmocnienia.

Analizując poszczególne przebiegi relacji *reakcja-przemieszczenia*, zauważyć można, że tak jak w zakresie inżynierskim, największe wzmocnienie uzyskuje się w przypadkach pokrycia matą całej powierzchni muru oraz układu *W10*. Spadki reakcji obu przypadków są niewielkie, co wiąże się ze stopniowym narastaniem degradacji. Tu okazuje się nieznacznie lepsze pokrycie całej powierzchni muru, ale nie są to różnice znaczące.

Do pewnego momentu również układ *W6* (połączenie pasów poziomych i pionowych) nie pozwala na pojawienie się większej degradacji, jednak przy przemieszczeniu ok. 1,4 mm następuje gwałtowne narastanie degradacji w miejscach, które zostały pokryte kompozytem w modelu *W10*. Nie dochodzi jednak do całkowitego ścięcia ściany, jak to ma miejsce w modelu bez wzmocnienia.

Najmniej skuteczne wzmocnienie otrzymujemy stosując same pasy pionowe (układ *W4*). Pierwszy spadek reakcji pojawia się przy niewiele większym przemieszczeniu niż w przypadku modelu bez wzmocnienia, natomiast dość duży spadek (wynikły z gwałtownego narastania degradacji, prowadzącej do ścięcia ściany) pojawia się nawet szybciej niż w modelu muru bez wzmocnienia. Wniosek z tego jest taki, że nie powinno się stosować pasów pionowych (występujących samodzielnie) do wzmocniania ściany ścinanej w jej płaszczyźnie.

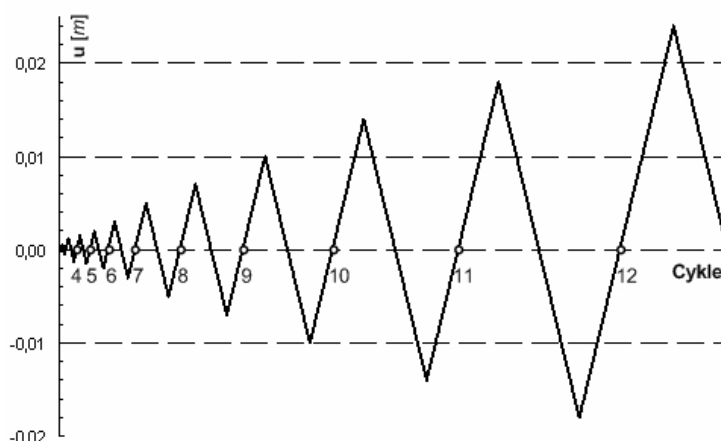


Rys. 4.12 Mapy sumarycznej degradacji różnych układów wzmocnienia z zastosowaniem materiału M2 przy przemieszczeniu 1,0 mm.

Potwierdzeniem jest obraz sumarycznej degradacji przy przemieszczeniu 1,0 mm, czyli po wystąpieniu pierwszej degradacji (Rys. 4.12). We wszystkich przypadkach sumaryczna degradacja pojawia się w tych samych miejscach (różnice dopiero pojawiają w miejscach dużych spadków reakcji poszczególnych modeli). Wszystkie modele (cała powierzchnia pokrycia i poszczególne układy) mają mniejszą powierzchnię zdegradowaną niż model muru bez wzmocnienia, wyjątek stanowi układ W4, czyli pasy pionowe, gdzie obrazy zniszczenia w porównaniu do niewzmocnionego muru są zbliżone.

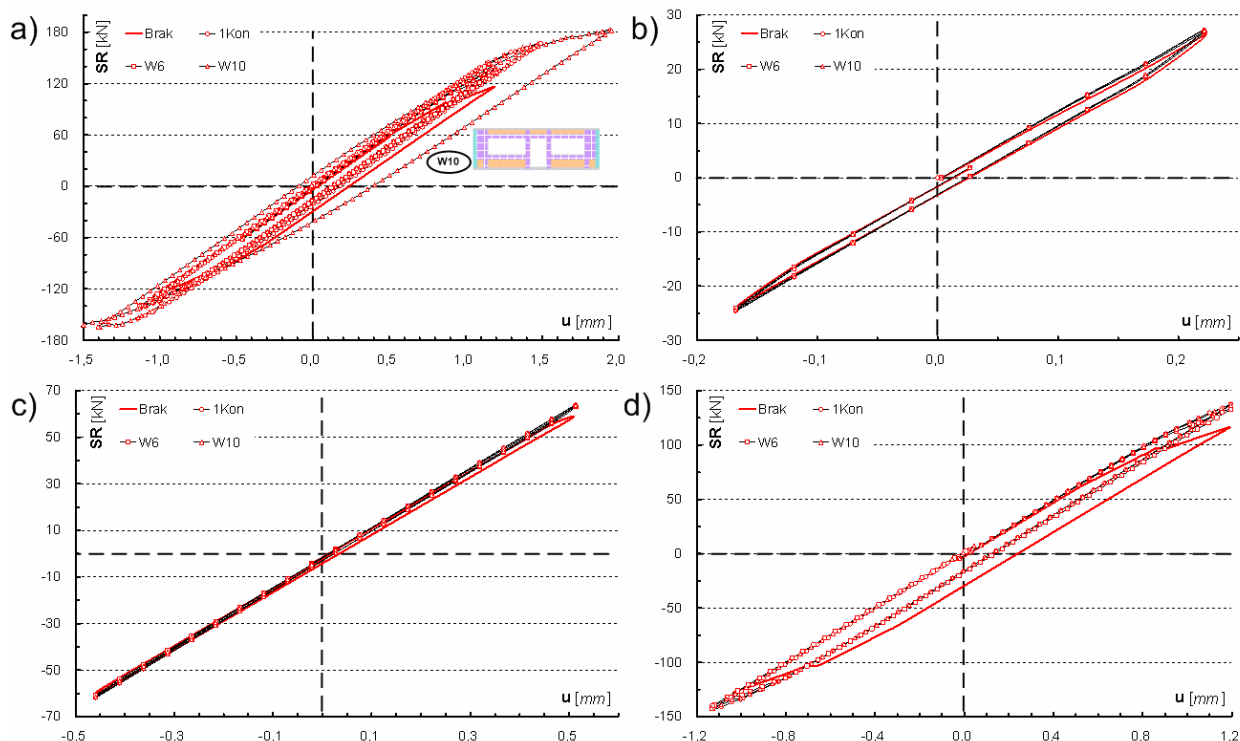
Obciążenie cykliczne.

Modele zawierające te same parametry muru, poddano przemieszczeniu cyklicznemu, którego schemat widoczny jest na Rys. 4.13. Celem takiego zadania było sprawdzenie, jak zmieni się odpowiedź ściany pod wpływem takiego rodzaju obciążenia.



Rys. 4.13 Schemat cyklicznego przemieszczenia.

Analizowano jedynie modele z układem dającym najlepsze rezultaty wzmocnienia, czyli, poza modelem bez wzmocnienia, sprawdzano modele z całą powierzchnią pokrycia kompozytem oraz układy *W10* i *W6*. Ich odpowiedzi w postaci relacji *reakcja-przemieszczenie* zamieszczone są na Rys. 4.14. Ze względu na słabą widoczność poszczególnych przebiegów, rozbito je na poszczególne cykle.



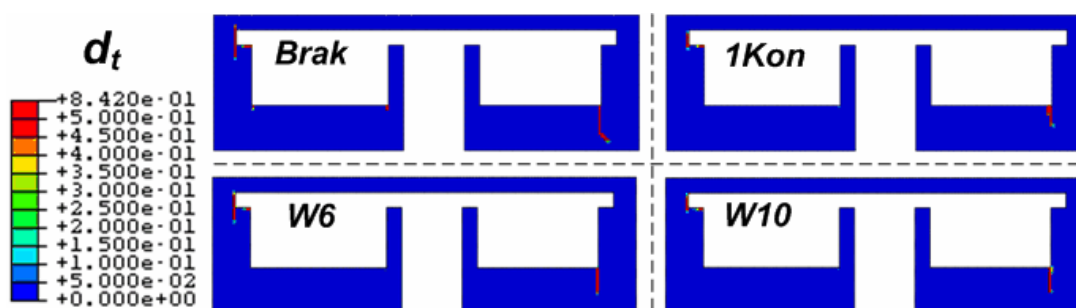
Rys. 4.14 Relacja reakcja-przemieszczenie: a) wszystkie cykle, b) cykl 1, c) cykl 2, d) cykl 3.

Obliczenie wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu *SW*, również przeprowadzono w poszczególnych cyklach, w taki sposób, że analizowano tangens kąta uzyskany poprzez iloraz *SR* przy największym przemieszczeniu danego cyklu oraz wartości tego przemieszczenia. Ich wartości znajdują się w Tab. 4-2. Wraz z kolejnymi cyklami wzrasta procentowa wartość *SW*. W przypadku obciążenia cyklicznego nie osiągnięto większego wzmocnienia układem *W10* niż przy pokryciu kompozytem całej powierzchni ściany. Jednak wartość tego wzmocnienia jest taka sama i proporcjonalnie wyższa od osiągniętej przy układzie *W6* w stosunku do wartości uzyskanych przy monotonicznie narastającym przemieszczeniu.

Tab. 4-2 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych układach mat.

Poszczególne cykle	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$		
	1Kon	W6	W10
Cykl 1	3	1	2
Cykl 2	8	6	8
Cykl 3	24	18	24

Obraz degradacji, przedstawiony na Rys. 4.15, dotyczy przemieszczenia, przy którym modele osiągnęły maksymalną reakcję w cyklu trzecim. Jest to bardziej zaawansowana forma zniszczenia w porównaniu do tej, przedstawionej na Rys. 4.12, ale występuje tu taka sama sytuacja, mianowicie wszystkie wybrane układy wzmocnienia (cała powierzchnia muru wzmocniona, układy W6 i W10) mają podobny obraz degradacji, która jest mniejsza od otrzymanej w modelu bez wzmocnienia.



Rys. 4.15 Mapy degradacji przy rozciąganiu, przemieszczenie cykliczne, cykl 3, przemieszczenie 1,19 mm.

Wyniki dotyczące zarówno wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu SW, jak i obrazów degradacji są podobne w przypadku zadania przemieszczenia monotonicznie wzrastającego oraz cyklicznego. Z tego względu, również z powodu mniejszych plików i szybszych zadań obliczeniowych (krótszy czas obliczeń), przyjęto, że kolejne analizy numeryczne będą przebiegały przy przemieszczeniu monotonicznie narastającym.

Zastosowanie materiału M3.

Model pierwszej ściany przetestowano, również, przy użyciu materiału M3 (opis rozdz. 3.2.4). Tak, jak w przypadku obciążenia cyklicznego, do analizy

przyjęto cztery modele: mur bez wzmocnienia oraz model z pokryciem matami całej powierzchni muru i układy mat *W6* i *W10*.

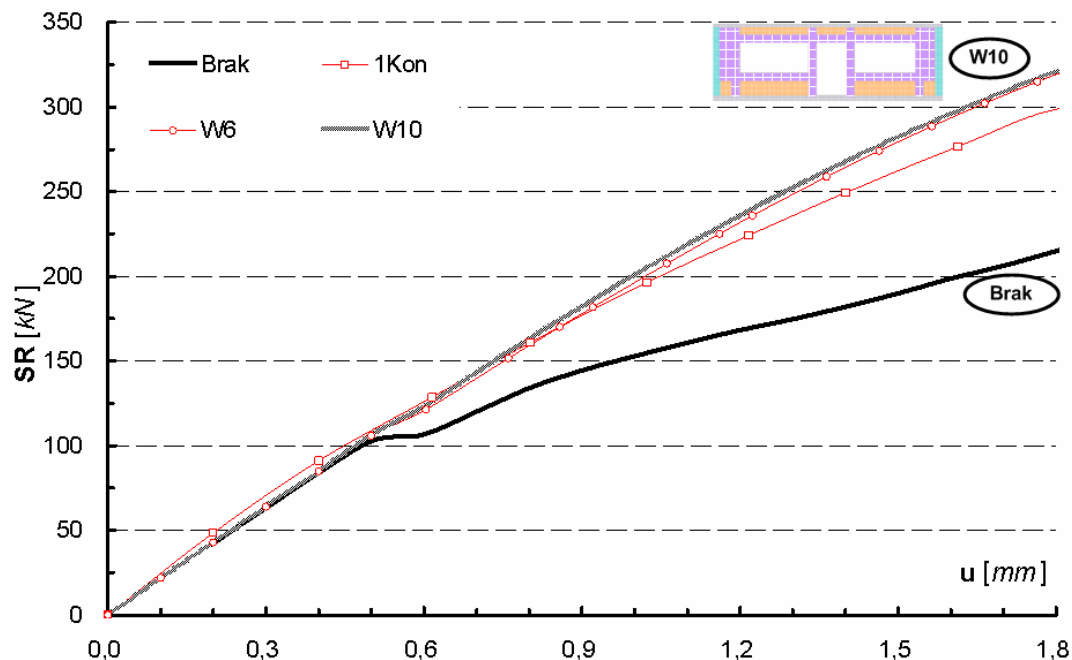
W zakresie inżynierskim, jeszcze przed narastaniem degradacji w modelu bez wzmocnienia, nie osiągnięto dużego wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu *SW*, zwłaszcza w przypadku modeli z układami mat *W6* i *W10* (dane w Tab. 4-3). W przeciwieństwie do wyników uzyskanych w przypadku muru *M2*, jest dosyć duża różnica pomiędzy układami *W6* i *W10* a całą powierzchnią pokrycia matą na korzyść całej powierzchni. Dodatkowo układy *W6* i *W10* nie różnią się już między sobą, czego nie było w poprzednim przypadku. Rozpatrując iloraz wzrostu *SW* i udziału pola powierzchni maty (ostatnia kolumna Tab. 4-3), również najkorzystniej wypada pokrycie kompozytem całej powierzchni muru. Wyniki te jednak dotyczą miejsca tuż przed spadkiem sumarycznej reakcji muru bez wzmocnienia (*A*), jednak zaraz po nim mury z matą dalej pracują sprężysto (nie pojawia się żadna degradacja) i tu wyniki te wyglądają trochę inaczej (*B*). Przede wszystkim wzrosło wzmocnienie *SW*, chociaż różnice między poziomem wzmocnienia układami mat (*W6* i *W10*) i całej powierzchni muru pozostały. Jednak po uwzględnieniu udziału pola powierzchni pokrycia matą, efektywniejsze stają się już w tym momencie układy mat (*W6* i *W10*).

Tab. 4-3 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu *SW* przy różnych układach mat – mur *M3*.

Układ wzmocnienia	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$		Udział pola pow. maty [%]	Wzrost <i>SW</i> /udziału pola pow. maty [%]	
	A	B		A	B
1Kon	10	28	100	10	28
W6	3	20	57	5	34
W10	3	19	62	5	32

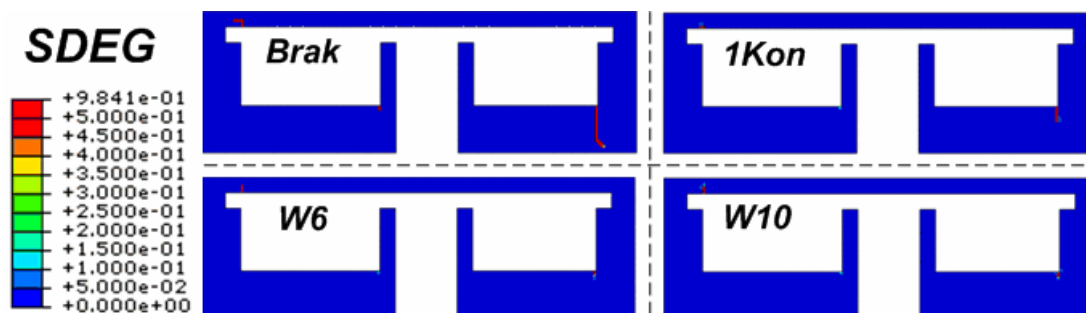
Przebieg relacji *reakcja-przemieszczenie*, znajdujący się na Rys. 4.16, pokazuje, że w zakresie inżynierskim lepszy okazuje się model zawierający wzmocnienie na całej powierzchni muru, inaczej wygląda to, gdy zaczyna pojawiać się pierwsza, niewielka obszarowo, degradacja, wtedy model ten jest nieco gorszy (pod względem obszaru sumarycznej degradacji) od układu mat *W6* i *W10*, które to, od początku analizy, aż do momentu jej przzerwania pracują prawie identycznie. Przyczyną może być to, że powstała degradacja jest jeszcze niewielka obszarowo – nie ma mechanizmu zniszczenia. Podobnie jest z modelem, w którym maty pokrywają całą powierzchnię muru, obszar

sumarycznej degradacji jest nieco większy niż ten w przypadku układów mat W6 i W10, jednak wciąż pozostaje bardzo mały i tu również trudno określić mechanizm zniszczenia. W przeciwieństwie do modeli wzmocnionych, model muru bez wzmocnienia uległ zniszczeniu. Zastosowanie tego rodzaju muru oraz przyjęcie wybranych konfiguracji polimerów zbrojonych włóknami pozwoliło na otrzymanie wyraźnego wzmocnienia, zarówno w zakresie inżynierskim, jak i mechanizmu zniszczenia.



Rys. 4.16 Wykres zależności sumaryczna reakcja przemieszczenie – mur M3.

Wzmocnienie, wynikające z zastosowania mat, potwierdzają dodatkowo mapy sumarycznej degradacji (SDEG), widoczne na Rys. 4.17. Podczas, gdy w murze bez wzmocnienia sumaryczna degradacja zaczęła gwałtownie narastać, dążąc do wydzielenia fragmentu ściany za otworem okiennym, to w tym samym momencie (wartości przyłożonego przemieszczenia) w modelach zawierających kompozyty, degradacja (powyżej 50%) dopiero zaczyna się pojawiać, zwłaszcza w układach W6 i W10.



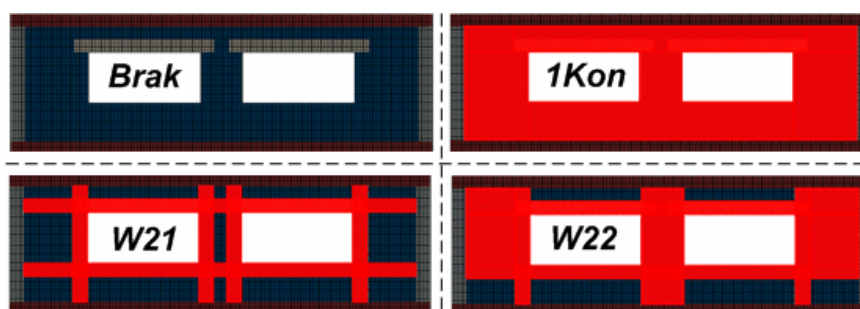
Rys. 4.17 Mapy sumarycznej degradacji przy przemieszczeniu 0,9 mm – mur M3.

Podsumowanie.

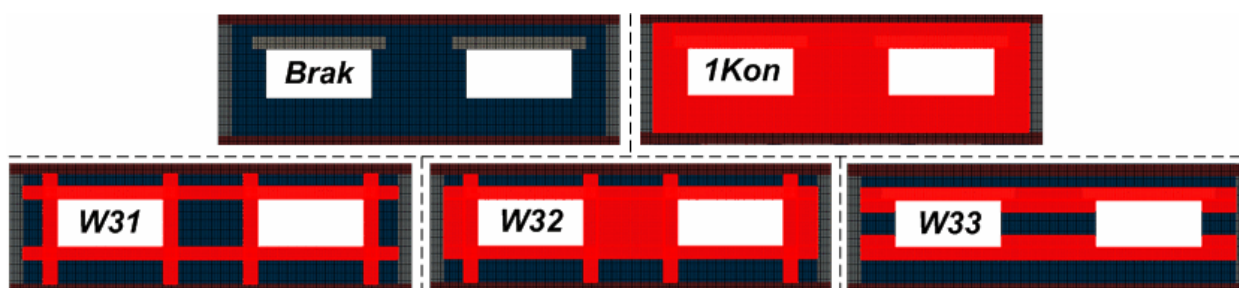
W zakresie inżynierskim zastosowanie każdego układu kompozytów powoduje otrzymanie wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW (definicja Rys. 3.20). W zależności od zastosowanego muru (różne charakterystyki) jest to wzmocnienie większe (14 %) bądź niewielkie (ok. 3 %) przy zastosowaniu tego samego układu mat. Inaczej wygląda to w zakresie mechanizmu zniszczenia, kiedy część układów mat po osiągnięciu pewnego poziomu przemieszczenia, nie powoduje w ogóle wzmocnienia (pod względem obszaru degradacji) lub nawet pojawiająca się degradacja jest większa niż w murze bez wzmocnienia, dlatego zawsze należy dobrze przeanalizować układ wzmocnienia, by wręcz nie zaszkodzić konstrukcji zamiast ją wzmocnić. Obserwując odpowiedź modeli z zastosowaniem muru $M3$, zauważyć można, że układ mat, który nie dawał dużego wzmocnienia w zakresie inżynierskim, to przy przemieszczeniu powodującym gwałtowne narastanie degradacji w modelu bez wzmocnienia, pozwolił na powstrzymanie narastania zniszczenia. Prawdopodobnie w zależności od charakterystyki muru (m.in. od jego odkształcalności) zależy jak bardzo można go usztywnić matami, aby jego wzmocnienie było jak najbardziej efektywne. Warto taką analizę poszerzyć o przypadki wzmocnienia złącza podatnego.

4.2.3. Ściana nr 2 i ściana nr 3 – porównanie

Analizę, podobną do tej w punkcie 4.2.2, postanowiono przeprowadzić na ścianach z samymi otworami okiennymi, które różnią się położeniem względem siebie. Otwory okienne w ścianie numer 2 są bliżej przysunięte do siebie niż w ścianie numer 3. Ściany numer 2 i 3 powstały ze ściany numer 1 (punkt 4.2.2) w ten sposób, że zlikwidowano otwór drzwiowy zwiększając powierzchnię murową, a otwory okienne, w pierwszej kolejności przysunięto do siebie o 90 cm (ściana numer 2), a następnie oddalono o 90 cm (ściana numer 3). Widok geometrii tych ścian wraz z przyjętymi układami mat z włókien węglowych przedstawiają Rys. 4.18 i Rys. 4.19. Układy mat wprowadzone w tych dwóch ścianach pokrywają się z przyjętymi do analizy wzmocnienia ściany nr 1 przy obciążeniu cyklicznym i zastosowaniu muru $M3$. Dodatkowo wprowadzono nowy układ wzmocnienia w ścianie numer 3 (Rys. 4.19 - $W33$), w celu porównaniu otrzymanego wzmocnienia przy zastosowaniu mniejszej powierzchni mat niż w układach $W31$ i $W32$. Przyjęto jedną charakterystykę muru – $M2$ oraz przemieszczenie monotonicznie narastające.



Rys. 4.18 Ściana numer 2 – geometria i przyjęte układy wzmocnienia.



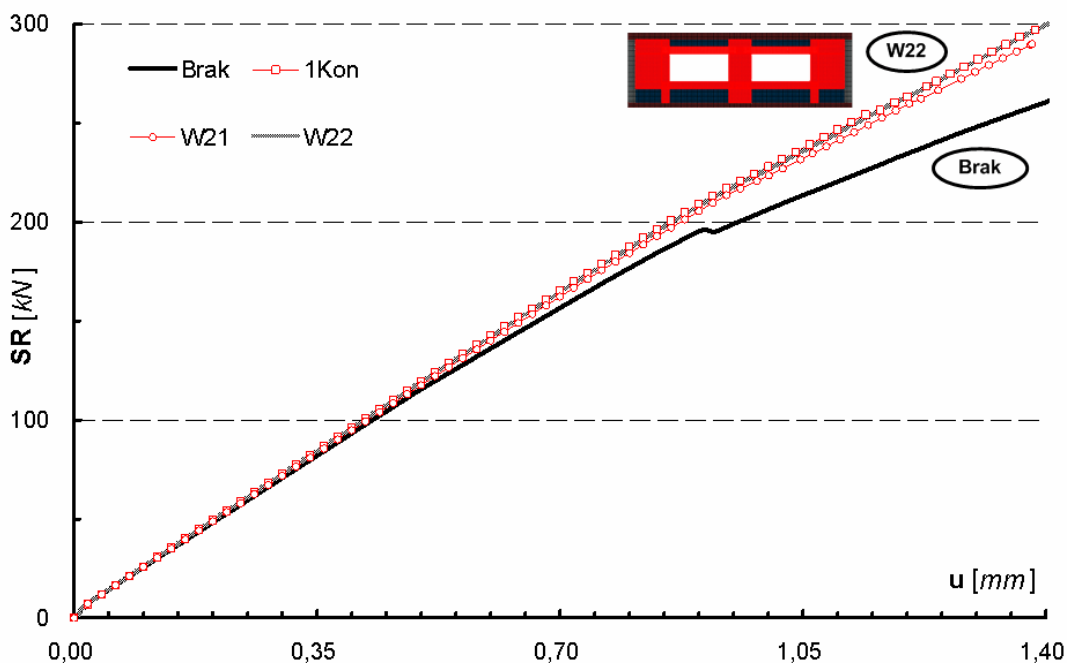
Rys. 4.19 Ściana numer 3 – geometria i przyjęte układy wzmocnienia.

Tab. 4-4 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych układach mat.

Układ wzmocnienia	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$	Udział pola pow. maty [%]	Wzrost SW/udziału pola pow. Maty [%]
1Kon ściana nr 2	7	100	7
W21	5	48,9	10,2
W22	7	64,5	10,8
1Kon ściana nr 3	9	100	9
W31	6	48,9	12,3
W32	8	66	12,1
W33	6	42,6	14,1

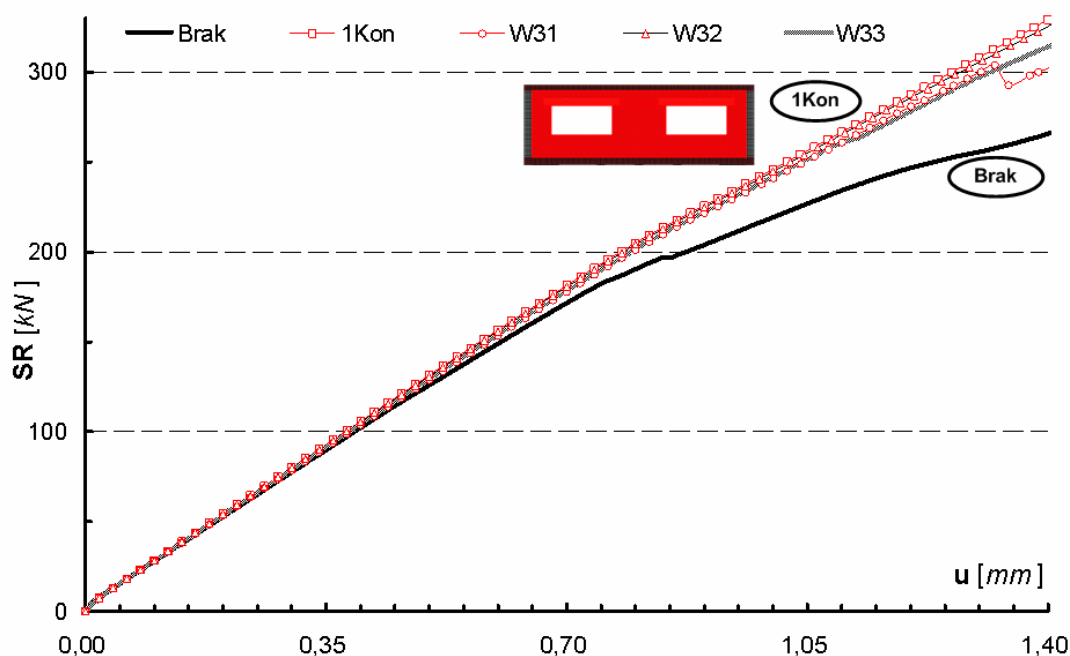
Wartości wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu SW poszczególnych modeli prezentuje Tab. 4-4. Największe wzmocnienie, zarówno w ścianie nr 2, jak i nr 3, osiągnięto stosując model z matą na całej powierzchni muru. Zbliżone, co do wartości, a nawet w przypadku ściany nr 2 identyczne, jest wzmocnienie układem W22 (W32). Najślabszy okazuje się układ W21 (W31). Podobna kolejność miała miejsce w przypadku ściany nr 1. Po uwzględnieniu udziału pola maty, przesunięcie względem siebie otworów, również nie miało

większego wpływu na wyniki. W obu modelach uzyskano różne wartości stosunku wzrostu SR do udziału pola powierzchni maty (choć różnice niewielkie, bo zaledwie około 2%). Innymi słowy, oznacza to, że w obu modelach najmniej efektywne jest wzmocnienie całej powierzchni muru, natomiast wzmocnienia układami $W21$ ($W31$) oraz $W22$ ($W32$) osiągają podobną efektywność. Dodatkowo wprowadzony układ w analizie ściany trzeciej – $W33$, składający się z pasów poziomych, okazał się najbardziej efektywny ze wszystkich przyjętych układów wzmocnienia.



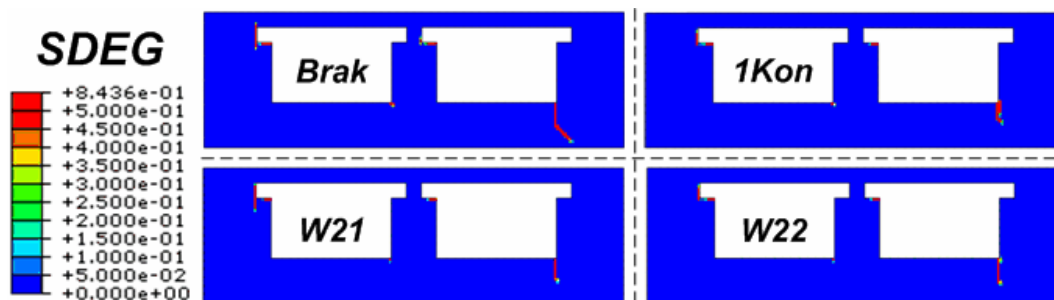
Rys. 4.20 Wykres zależności sumaryczna reakcja przemieszczenie – ściana nr 2.

Przebiegi relacji *reakcja-przemieszczenie* obydwu modeli (Rys. 4.20 i Rys. 4.21) są bardzo do siebie podobne, świadczy to o tym, że przesunięcie otworów względem siebie niewiele zmieniło odpowiedź budynku, jak i poziom wzmocnienia. Różnice są na tyle małe, że można je pominąć. Jeśli wrócimy do wykresu na Rys. 4.11, dotyczącego ściany numer 1, która dodatkowo zawierała otwór drzwiowy, zauważyć możemy, że poza osiągniętymi wartościami SR , korzystniejszymi w przypadku mniejszego otworu, charakter przebiegów relacji *reakcja-przemieszczenie* poszczególnych modeli jest zbliżony. Podobnie, jak to miało miejsce w ścianie nr 1, modele ścian nr 2 i 3 osiągają największe wzmocnienie (w całym zakresie) po zastosowaniu wzmocnień całej powierzchni lub układu $W22$ ($W32$) – odpowiadającemu $W10$ w ścianie nr 1. Natomiast układ $W21$ ($W31$) – odpowiadający układowi $W6$ w ścianie nr 1, odstaje nieznacznie od poprzednich wykresów, chociaż również osiąga wyraźne wzmocnienie, zwłaszcza w zakresie mechanizmu zniszczenia.



Rys. 4.21 Wykres zależności sumaryczna reakcja - przemieszczenie – ściana nr 3.

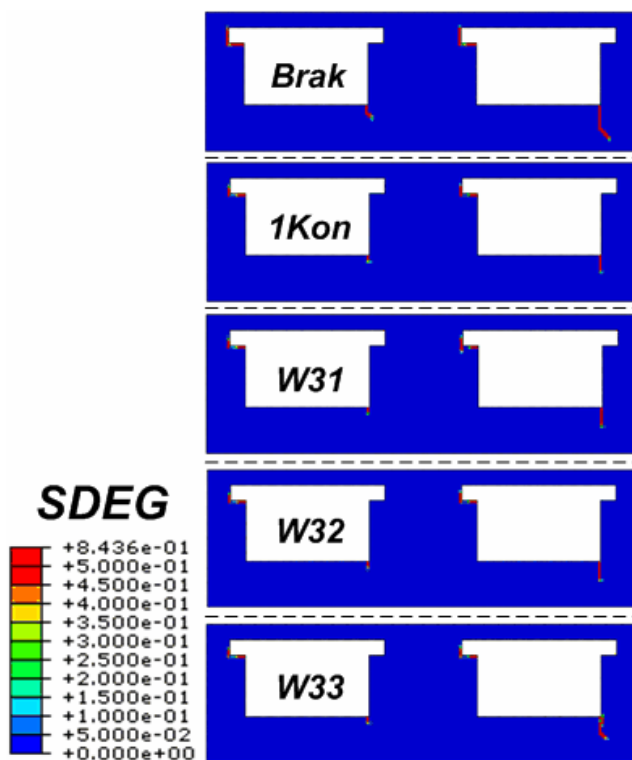
Zastosowanie układu W33 w ścianie numer 3, nie dało lepszego rezultatu, od tych już analizowanych, jednak również nie odbiega on za bardzo od pozostałych układów, zwłaszcza W32.



Rys. 4.22 Mapy sumarycznej degradacji przy przemieszczeniu 1,2 mm – ściana nr 2.

Mapy rozkładu sumarycznej degradacji (SDEG) muru w ścianie 2 i 3 zamieszczone są odpowiednio na: Rys. 4.22 i Rys. 4.23. Potwierdzają one, wcześniejsze stwierdzenie, że przesunięcie otworów niewiele zmienia w odpowiedzi ścian na zadane przemieszczenie, a także nie wpływa na poziom wzmocnienia. W tym przypadku mapy SDEG ściany 2 i 3 nie różnią się. Obszarowo największą degradację uzyskano w modelu bez wzmocnienia, natomiast w pozostałych modelach, zawierających różne układy kompozytów, degradacja wystąpiła w tym samym miejscu, ale obszarowo była mniejsza. Podobnie, w przypadku poziomego wzmocnienia, analizując mapy degradacji, sytuacja ta występuje także w ścianie nr 1, co świadczy o tym, że usunięcie bądź

dodanie jednego otworu w tej samej (geometrycznie) ścianie nie ma większego wpływu na różnicę w poziomie wzmocnienia poszczególnymi układami kompozytów.



Rys. 4.23 Mapy sumarycznej degradacji przy przemieszczeniu 1,1 mm – ściana nr 3.

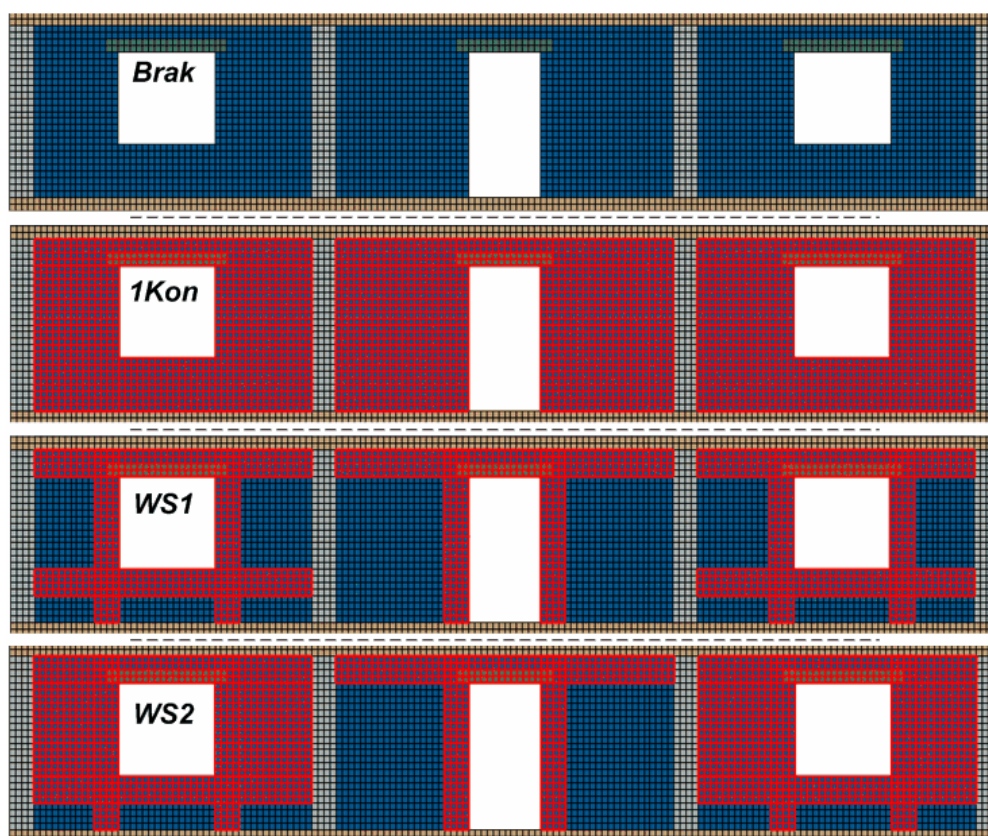
Podsumowanie.

Pierwszy podstawowy wniosek, jaki się pojawia po tej analizie, jest taki, że rozsuniecie otworów okiennych względem siebie nie powoduje dużych różnic, zarówno pod względem doboru najefektywniejszego układu mat, jak również samego poziomu wzmocnienia. Powstają niewielkie różnice (do 3%) w wartościach reakcji oraz SW , ale proporcje dotyczące wzmocnienia (procentowy wzrost SW , efektywność poszczególnych układów) czy charakter relacji *reakcja-przemieszczenie* są zbliżone. Obrazy map sumarycznej degradacji również są do siebie podobne, jeśli chodzi o ściany nr 2 i 3.

Natomiast porównanie tych ścian ze ścianą nr 1, czyli taką, w której jest więcej otworów, skutkuje stwierdzeniem, że i w tym przypadku nie ma znaczących różnic, jeśli chodzi o charakter wzmocnienia, oczywiście są duże różnice w wartościach reakcji, a także w proporcjach dotyczących efektywności poszczególnych układów mat, jednak procentowe wartości wzrostu SW oraz kolejność układów, które osiągają najwyższe wzmocnienie czy nawet mapy degradacji są zbliżone.

4.2.4. Ściana nr 4 (szeroka)

Uzyskanie wzmocnienia matami zbrojonymi włóknami węglowymi sprawdzono, również, na przykładzie innej, co do gabarytów, ściany. Wymiary zewnętrzne (16,4 x 3 m – o proporcji 5,47, gdzie wysokość stanowi ok. 0,2 szerokości) sugerują, że ściana ta jest dużo szersza od wcześniej analizowanych, jednak w dwóch miejscach jest usztywniona ścianami poprzecznymi. Można, więc powiedzieć o niej, że składa się z trzech segmentów, z których najszerszy umieszczony jest w środku. Dwa skrajne segmenty mają wymiary: 4,6 x 2,6 m, natomiast środkowy – 5,55 x 2,6 m, co daje proporcje odpowiednio: 1,76 i 2,13. Widok geometrii ściany nr 4 oraz wybranych wariantów wzmocnienia znajduje się na Rys. 4.24. Zmianie uległ również wymiar *ES*, ze względu na powiększone wymiary modelu, z 5 cm na 10 cm.



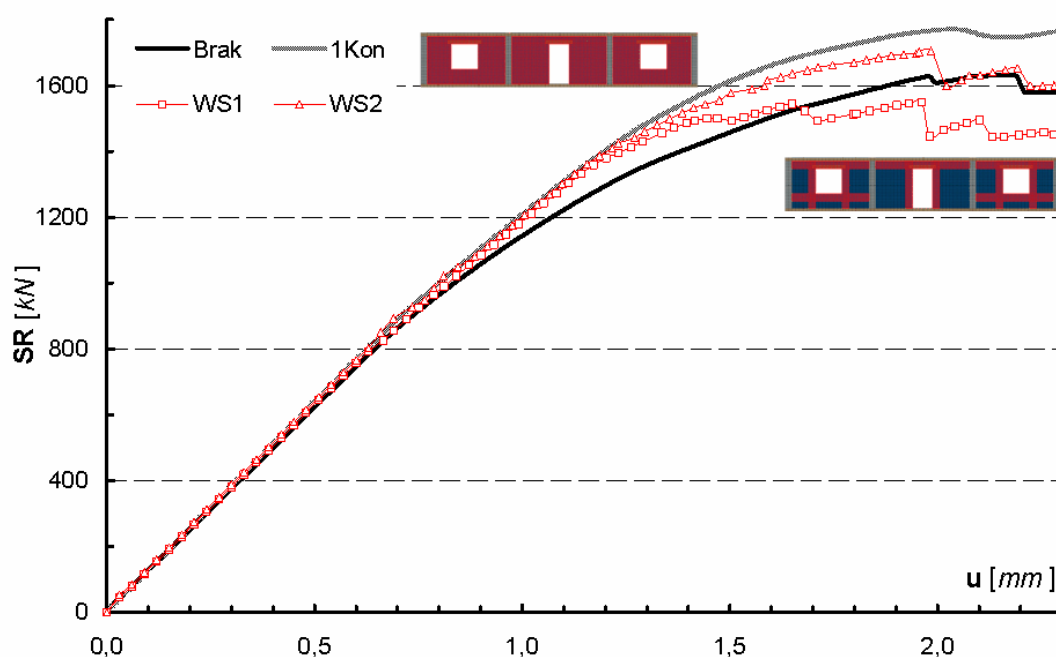
Rys. 4.24 Ściana numer 4 – geometria i przyjęte układy wzmocnienia.

W zakresie sprężystym, wszystkie analizowane układy mat osiągają podobny poziom wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu *SW* (wartości zawarte w Tab. 4-5), około 11 %. W tym momencie, po uwzględnieniu udziału pola powierzchni pokrycia kompozytem, najbardziej efektywne w zakresie inżynierskim okazuje się wzmocnienie w postaci układu mat *WS1*, który zajmuje najmniej powierzchni, a daje takie samo wzmocnienie, co pokrycie matą całej powierzchni muru.

Tab. 4-5 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych układach mat – ściana nr 4.

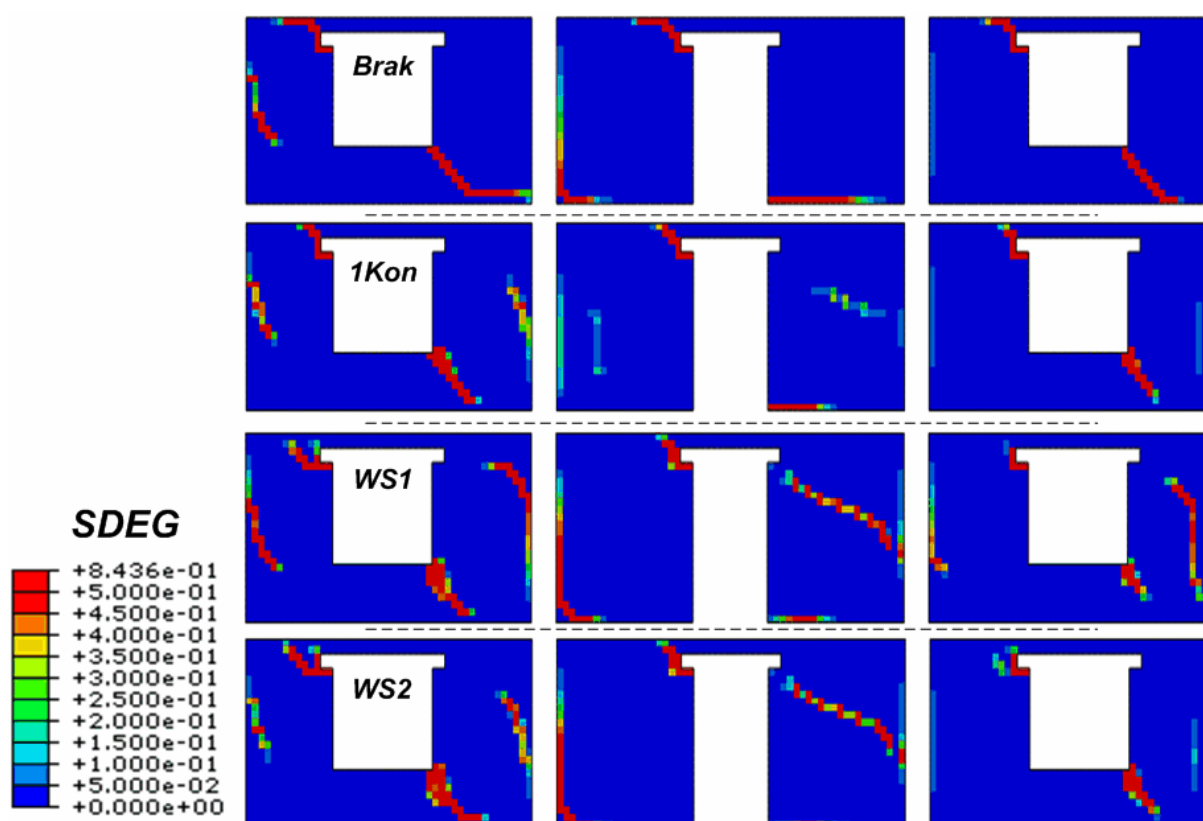
Układ wzmocnienia	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$	Udział pola pow. maty [%]	Wzrost SW/udziału pola pow. maty [%]
1Kon	11	100	11
WS1	11	45	24
WS2	10	56	18

W zakresie mechanizmu zniszczenia nie ma już tak dużego wzmocnienia, jak to miało miejsce w przypadku poprzednich ścian. Potwierdzają to poszczególne przebiegi relacji reakcja-przemieszczenia, znajdujące się na Rys. 4.25. Pierwsze większe spadki reakcji pojawiają się w modelu WS1, którego układ wzmocnienia, w zakresie inżynierskim, okazał się najefektywniejszy. To w tym modelu najszybciej zaczyna narastać degradacja, następnie niszczy się mur w modelu bez wzmocnienia i w następnym kroku obliczeniowym podobne narastanie degradacji zaobserwować można w modelu z układem WS2. Najmniejsze spadki reakcji ma model w całości pokryty kompozytem i tam nie dochodzi do całkowitego zniszczenia muru (np.: przez ścięcie, jak w poprzednich modelach). Na podstawie wybranych układów wzmocnienia, można stwierdzić, że w zakresie mechanizmu zniszczenia, swoją rolę (wzmacniania) spełnia jedynie całkowite pokrycie powierzchni muru kompozytem.



Rys. 4.25 Wykres zależności sumaryczna reakcja-przemieszczenie – ściana nr 4.

Potwierdzenie braku wzmocnienia układów WS1 i WS2 w zakresie mechanizmu zniszczenia widoczne jest na Rys. 4.26, który prezentuje mapy sumarycznej degradacji (SDEG) przy przemieszczeniu o wartości 2,1 mm, czyli już po dużych spadkach wartości reakcji modeli bez wzmocnienia oraz z układem mat WS1 i WS2. W każdym z wymienionych modeli doszło ilościowo i jakościowo do tak dużej degradacji, że można przyjąć istnienie ścięcia poszczególnych segmentów ściany. Z tego powodu analiza w dalszych krokach obliczeniowych nie ma w tych modelach sensu. Najmniejszą degradację posiada model z całkowitym pokryciem muru matą. Przy danym przemieszczeniu stopień degradacji tego modelu jest już dosyć wysoki, ale jest on zdecydowanie mniejszy od pozostałych modeli, a co najważniejsze, w kolejnych krokach obliczeniowych nie powiększa się znacząco.



Rys. 4.26 Mapy sumarycznej degradacji przy przemieszczeniu 2,1 mm – ściana nr 4.

Podsumowanie.

W zakresie sprężystym, poziom wzmocnienia w postaci wzrostu SW w ścianie nr 4 jest podobny do osiągniętego w poprzednich ścianach, czyli ok.10÷11 %, z tym, że w ścianie numer 4 wszystkie układy wzmocnienia mają zbliżoną wartość wzrostu SW. Również, jak w przypadku poprzednich ścian, model ze wzmocnioną kompozytem całą powierzchnią muru jest najmniej efektywny. Największa różnica w porównaniu do wcześniej opisanych ścian

pojawia się w zakresie mechanizmu zniszczenia, gdzie tylko model ze wzmocnieniem całej powierzchni muru spełnia swoją funkcję. Przyczyną tej różnicy może być geometria ściany lub inna jej praca (w związku ze ścianami poprzecznymi), lub nieodpowiednio dobrane układy wzmocnienia.

4.2.5. Podsumowanie dotyczące wzmocniania wybranych ścian

W zakresie inżynierskim w każdej ścianie, dowolny układ wzmocnienia powodował osiągnięcie wzrostu SW , a pokrycie kompozytem całej powierzchni muru miało w przybliżeniu tą samą wartość, czyli w okolicach 11 % i zazwyczaj taki układ wzmocnienia okazywał się najmniej efektywny.

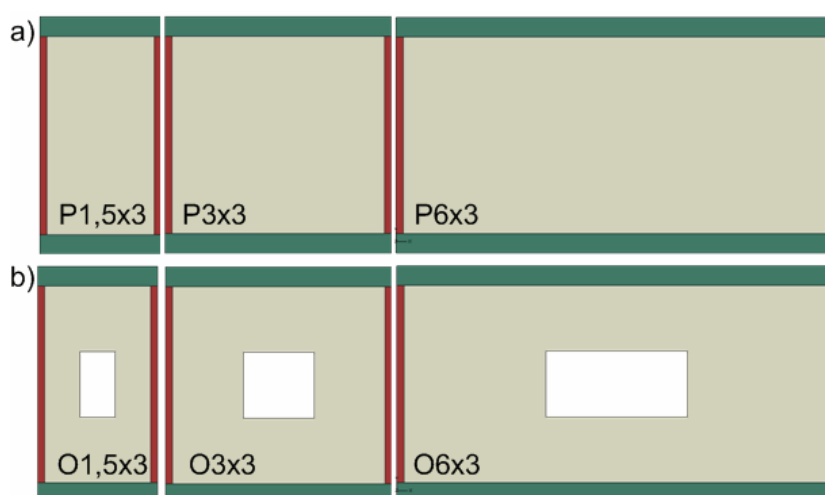
Z kolei w zakresie mechanizmu zniszczenia, zmiana układu otworów nie powodowała większych różnic. Ogólnie najlepiej spisywały się mury w całości pokryte kompozytem, ale podobne wzmocnienie uzyskiwało się również przy innych układach wzmocnienia – takich, które zawierały pokrycie muru matami w miejscach, w których pojawiała się degradacja w modelu bez wzmocnienia. Inaczej było w przypadku ściany nr 4, która różniła się od pozostałych geometrią, tu wzmocnienie zostało osiągnięte jedynie w przypadku ściany o powierzchni muru w całości wzmocnionej kompozytem. Trudno jednoznacznie stwierdzić, czy przyczyną są wymiary ściany, inna praca spowodowana współpracą z dodatkowymi ścianami poprzecznymi czy nieodpowiednio, do tej ściany, dobrany układ wzmocnienia. Stąd przeprowadzono kolejne analizy na prostszych modelach (bardziej zbliżonych geometrią do tych badanych w laboratoriach) o różnych proporcjach, testując różne układy wzmocnienia.

4.3. Analiza wzmocnienia CFRP w odniesieniu do proporcji wymiarów próbek murowych

4.3.1. Wprowadzenie

Z powodu potrzeby uproszczenia zadania, kolejne analizy przeprowadzono na próbkach murowych o różnych proporcjach, w pierwszej kolejności bez otworów, a następnie z otworami o powierzchni ok. 11 % powierzchni muru. Geometria opisywanych modeli widoczna jest na Rys. 4.27. Ściany mają kolejno wymiary: 1,5 x 3 m, 3 x 3 m i 6 x 3 m, co daje proporcje odpowiednio: 0,5 (szerokość połową wysokości), 1,0 (kwadrat) i 2,0 (dwa razy większa szerokość od wysokości). Otwory mają wymiary, kolejno od najmniejszej próbki: 0,5 x 1 m, 1 x 1 m i 2 x 1 m. Za wyjątkiem muru, pracującego jako *MB*, próbki posiadają murowe filarki, znajdujące się po bokach, o szerokości 10 cm i wymiarze prostokątnym do płaszczyzny ściany o wartości 50 cm oraz belki betonowe (rola

stropu), których wymiar przyjęty do współpracy wynosi 2,0 m, elementy te pracują liniowo-sprężysto. Przyjęto czterowęzłowe czworokątne elementy skończone płaskiego stanu naprężenia o wymiarze boku 10 cm. W niektórych przypadkach, ze względu na wymiary przyjętych układów mat, zastosowano elementy skończone o wymiarze 5 cm, jednak na przykładzie wybranych modeli porównano analizy różniące się wymiarem elementu skończonego (5 oraz 10 cm) i stwierdzono, że wymiar siatki nie wpływa znacząco na otrzymane rezultaty. Wprowadzono następujące warunki brzegowe: dolna krawędź została utwierdzona, natomiast do górnej krawędzi wprowadzono przemieszczenie poziome, ścinające ścianę oraz przemieszczenie pionowe, stanowiące ciężar kondygnacji na daną ścianę. Przemieszczenie pionowe było zmienne, dostosowane do każdej proporcji w ten sposób, aby uzyskać ten sam poziom naprężeń pionowych wstępnych we wszystkich próbkach.



Rys. 4.27 Geometria próbek murowych o różnych proporcjach:

a) P–pełne, b) O–z otworem (opis w tekście).

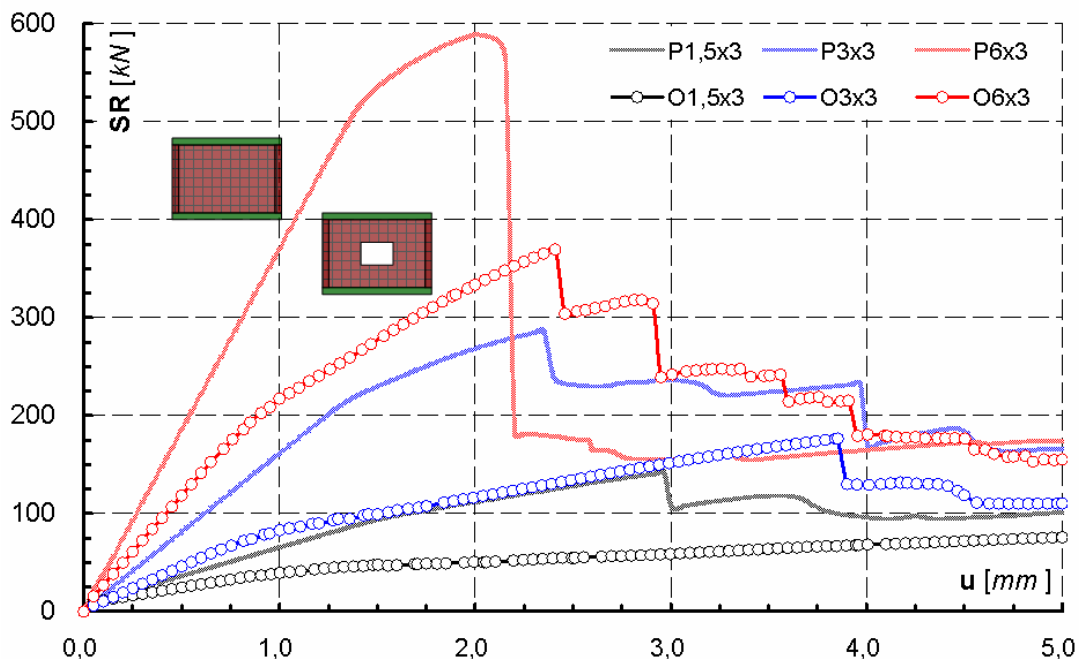
Porównanie ściany pełnej i z otworem.

Pierwszy zdegradowany element (o wartości sumarycznego współczynnika degradacji powyżej 0,5) w modelu pojawia się najwcześniej przy wymiarach próbki 6 x 3 m, nieco później w modelu 3 x 3 m, a najpóźniej, przy dwa razy większym przemieszczeniu niż w pozostałych przypadkach, w modelu największym – 1,5 x 3 m. Po wprowadzeniu otworu kolejność pojawienia się degradacji w poszczególnych próbkach pozostała taka sama, jednak różnica w wartościach przemieszczenia (przy których pojawiła się degradacja) pomiędzy poszczególnymi proporcjami, zmniejszyła się. Z kolei same wartości przemieszczenia, po wprowadzeniu otworu, uległy zmniejszeniu o ok. połowę w stosunku do próbek bez otworu. Wartości poszczególnych przemieszczeń można odnaleźć w Tab. 4-6.

Tab. 4-6 Przemieszczenie, przy którym pojawia się pierwsza widoczna degradacja.

Rozmiar ściany	Ściana pełna (P)	Ściana z otworem (O)
1,5 x 3	3 mm	1,05 mm
3 x 3	1,45 mm	0,86 mm
6 x 3	1,41 mm	0,8 mm

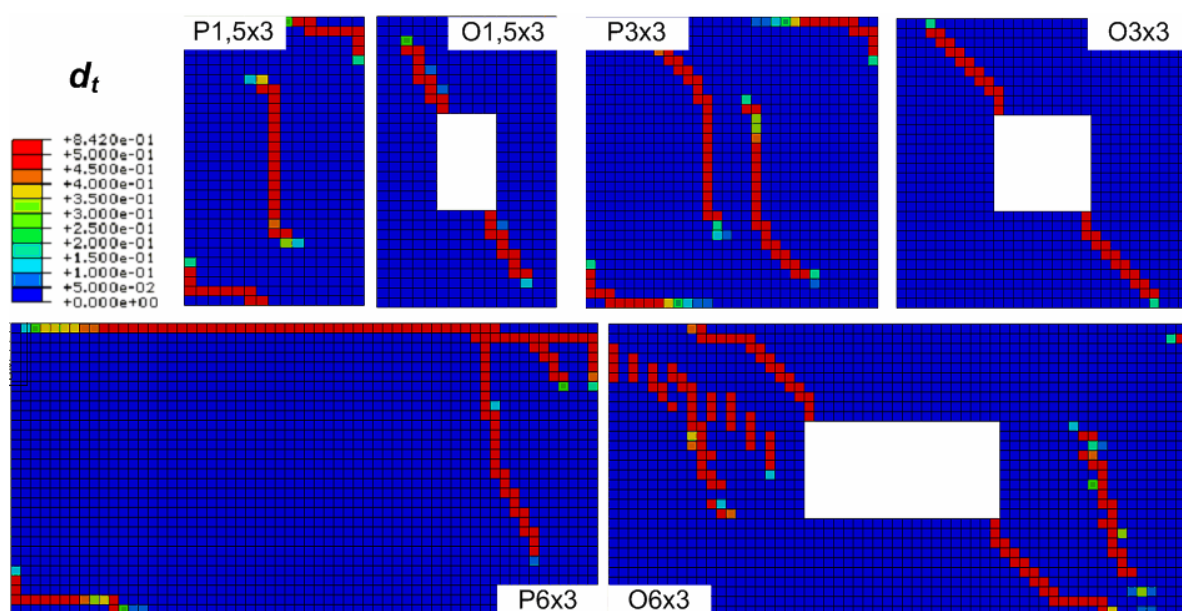
Analizując wykres relacji *reakcja-przemieszczenie*, znajdujący się na Rys. 4.28, można zauważyć, że im szerszy model, tym wartości *SR* są większe, z tym, że najszybciej też występuje w nim spadek reakcji, czyli najszybciej zaczyna pojawiać się i narastać degradacja. Duże, w zakresie inżynierskim, różnice w wartościach sumarycznej reakcji, po rozpoczęciu się procesu gwałtownego narastania degradacji (duży spadek *SR*) znacznie się zmniejszają. Po wprowadzeniu otworu zmniejszają się wartości reakcji poszczególnych modeli, jednak nagłe narastanie degradacji zaczyna się przy większych wartościach przemieszczenia w porównaniu do modeli bez otworu, mimo że sama degradacja pojawiła się wcześniej. Po prostu, narastanie degradacji w modelach z otworem przebiega łagodniej niż w ścianach pełnych.



Rys. 4.28 Zależność reakcja-przemieszczenie poszczególnych proporcji z otworem i bez otworu.

Mechanizm zniszczenia poszczególnych modeli świetnie oddają mapy degradacji przy rozciąganiu przy przemieszczeniu 3,0 mm, które widoczne są na Rys. 4.29. Modele pełne, w zależności od proporcji, inaczej się degradują. I tak: model o proporcji 0,5 zaczyna ulegać degradacji w środkowej warstwie – powstaje

pionowa rysa, próbka o proporcji wymiarów 1,0 swoją degradację również rozpoczyna w środkowej części swojej powierzchni, jednak w tym przypadku degradacja dąży do ścięcia po przekątnej, ostatnia z proporcji – 2,0 charakteryzuje się tym, że zniszczenie w modelu rozpoczyna się w kierunku poziomym. Podobny mechanizm zniszczenia dla poszczególnych proporcji można odnaleźć w [5]. Wprowadzenie otworu zmienia ten mechanizm zniszczenia i niezależnie od proporcji jest on taki sam w każdym modelu z otworem, mianowicie degradacja rozpoczyna się w przeciwległych narożach otworów okiennych i dąży do ścięcia ściany po przekątnej.

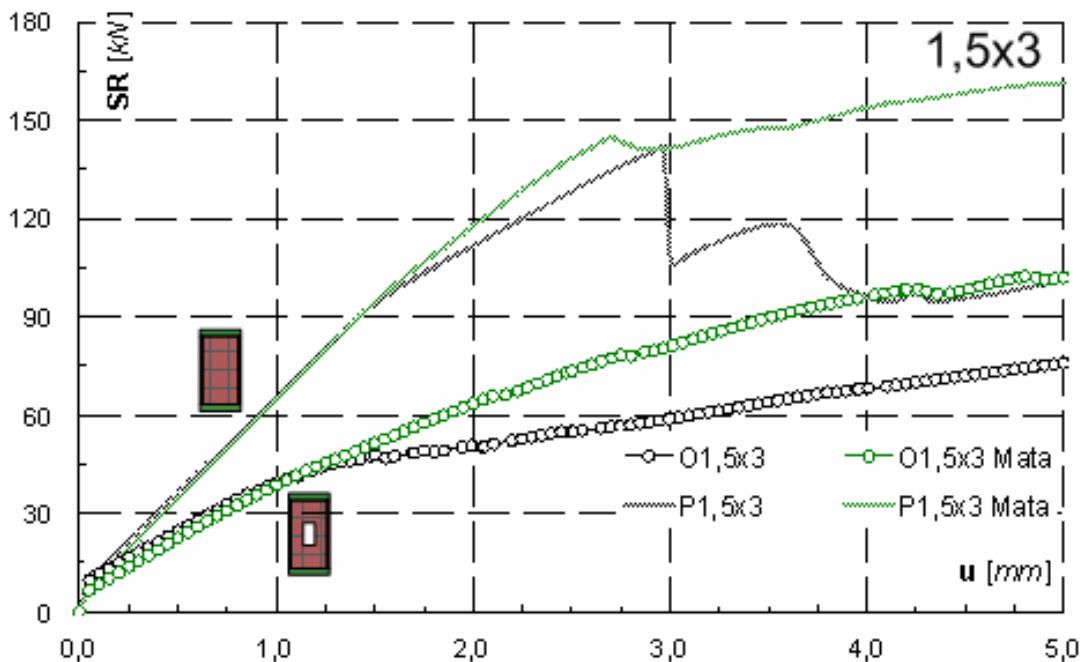


Rys. 4.29 Mapy degradacji przy rozciąganiu poszczególnych proporcji z i bez otworu, przy przemieszczeniu o wartości 3,0 mm.

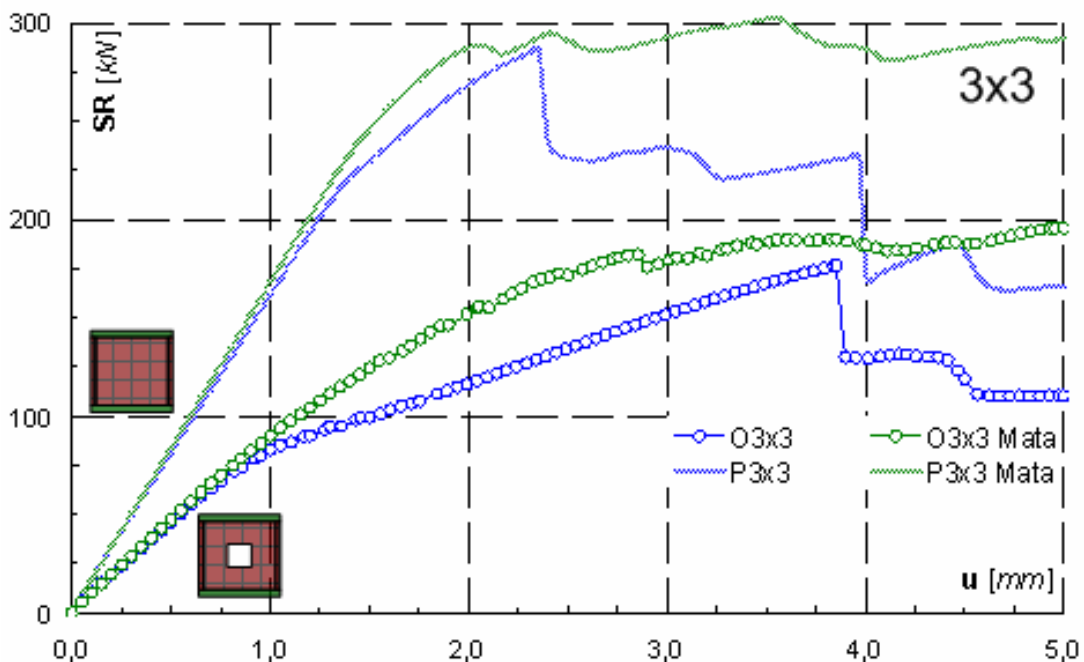
Wzmocnienie próbek matami na całej powierzchni.

Wprowadzenie wzmocnienia, w postaci pokrycia całej powierzchni muru kompozytem, powoduje, że wzrasta wartość sumarycznej reakcji, a wykres jej relacji z przemieszczeniem (Rys. 4.30 ÷ Rys. 4.32) wygładza się, czyli nie posiada tak dużych spadków reakcji, jak odpowiadające im modele bez wzmocnienia. W każdym z przypadków krzywe *reakcja-przemieszczenie* po wzmocnieniu matą CFRP znajdują się ponad ich odpowiednikami bez wzmocnienia. Z tym, że po wprowadzeniu wzmocnienia, w modelach tych największy spadek reakcji pojawia się przy mniejszej wartości przemieszczenia i wtedy w niektórych modelach może być sytuacja pojawienia się takiej samej lub nawet większej wartości reakcji modelu bez wzmocnienia w porównaniu do modelu ze wzmocnieniem. Jednak w ciągu kilku najbliższych kroków obliczeniowych sytuacja się odwraca i oto model ze wzmocnieniem i matą degradacją przestaje się gwałtownie degradować, przeciwnie do modeli bez

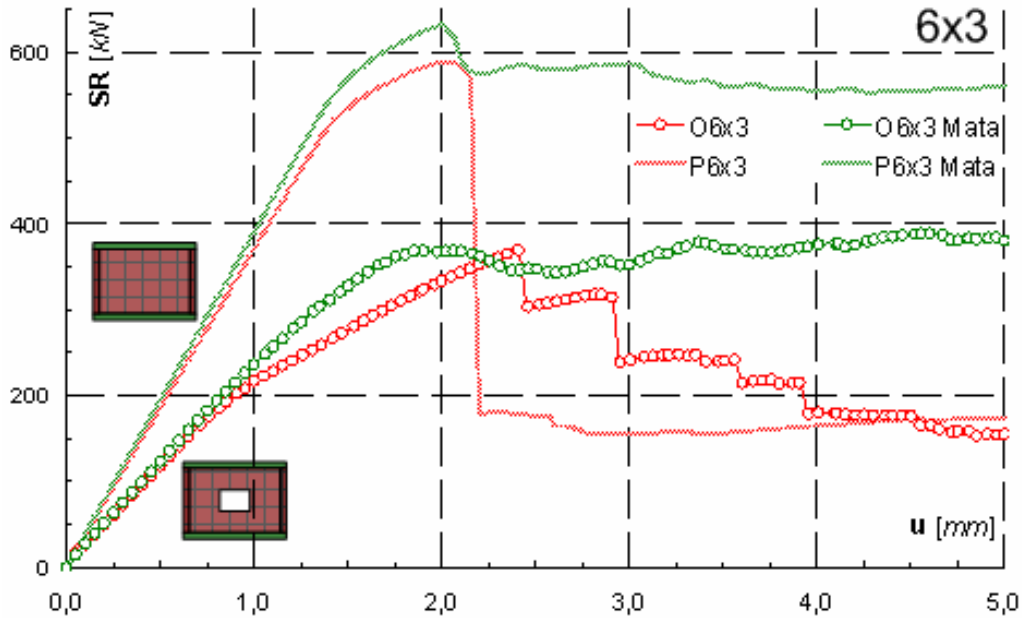
wzmocnienia, których wykresy posiadają duży spadek wartości SR przy małym przyroście przemieszczenia. W ten sposób korzystniej wypadają modele ze wzmocnieniem. Wyjątkiem od opisaney sytuacji jest model o proporcji wymiarów 0,5 z otworem, w którym przez cały przebieg wykresu, różnica pomiędzy relacjami *reakcja-przemieszczenie* stale wzrasta.



Rys. 4.30 Zależność reakcja-przemieszczenie próbek murowych z otworem i bez otworu o wymiarach 1,5 x 3 m – porównanie po wprowadzeniu wzmocnienia.

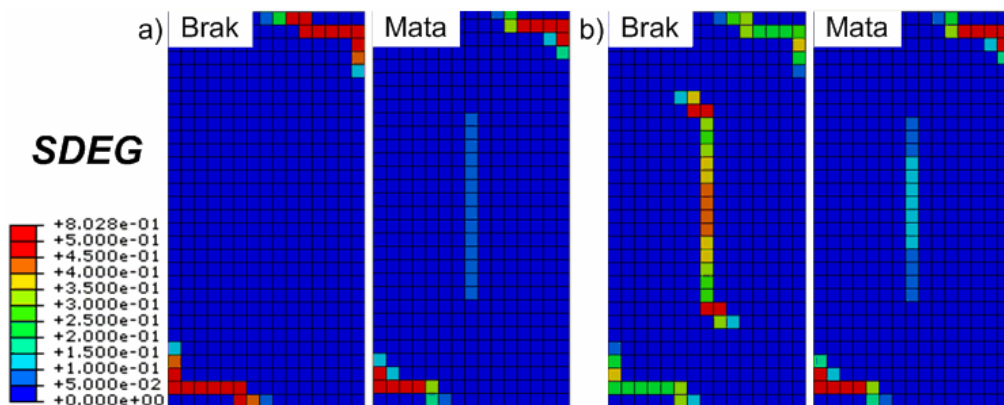


Rys. 4.31 Zależność reakcja-przemieszczenie próbek murowych z otworem i bez otworu o wymiarach 3 x 3 m – porównanie po wprowadzeniu wzmocnienia.



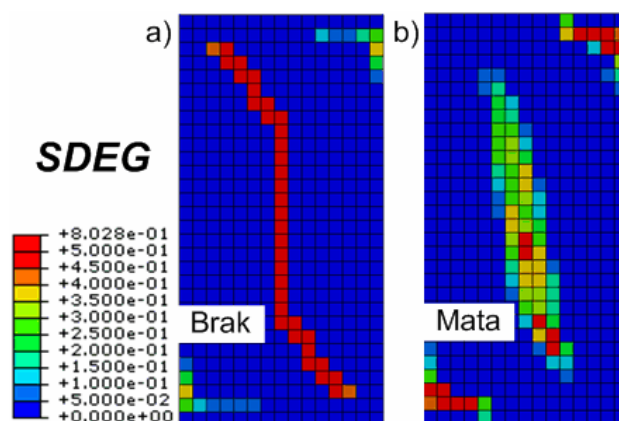
Rys. 4.32 Zależność reakcja-przemieszczenie próbek murowych z otworem i bez otworu o wymiarach 6 x 3 m – porównanie po wprowadzeniu wzmocnienia.

Opisane spadki reakcji, widoczne na poszczególnych wykresach mają potwierdzenie w mapach degradacji (spadkowi wartości SR odpowiada pojawienie się degradacji). W każdym modelu, tuż przed spadkiem sumarycznej reakcji modelu niewzmocnionego, pojawia się niewielka degradacja modelu ze wzmocnieniem, której nie posiada model niewzmocniony (Rys. 4.33a). W następnym kroku obliczeniowym pojawia się duży spadek SR w modelu bez wzmocnienia, który spowodowany jest wystąpieniem dużej degradacji, gwałtownie narastającej. W tym samym kroku obliczeniowym degradacja modelu, w którym cała powierzchnia muru pokryta jest matą, wzrosła niewiele od poprzedniego kroku, tak, że w porównaniu z modelem niewzmocnionym jest ona znacznie mniejsza (Rys. 4.33b).



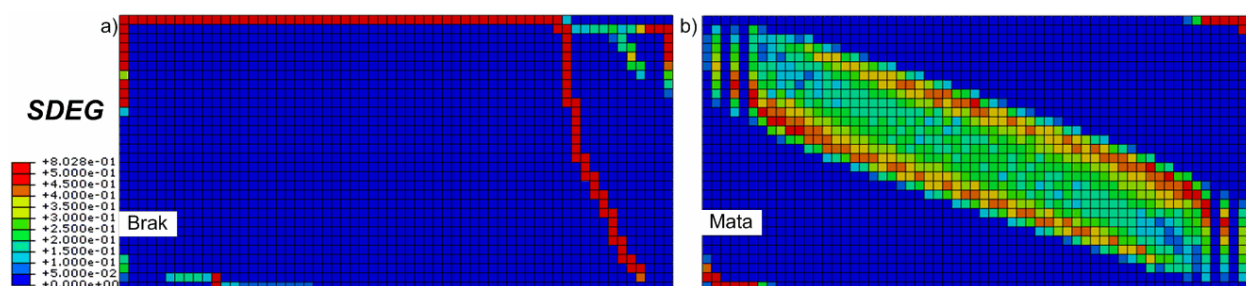
Rys. 4.33 Mapy sumarycznej degradacji modelu o proporcjach wymiarów 0,5: a) tuż przed pierwszym dużym spadkiem SR modelu niewzmocnionego, b) zaraz po nim – porównanie modeli niewzmocnionych (lewa strona) z modelami wzmocnionymi matami (prawa strona).

Wprowadzenie maty na całej powierzchni muru przyczynia się również do tego, że w dalszym etapie analizy zmienia się charakter degradacji. W modelu niewzmocnionym degradacja przybiera postać rysy ścinającej ścianę, natomiast przy wzmocnieniu całej powierzchni maty degradacji ulegają również sąsiednie elementy skończone, przez co staje się ona bardziej rozmyta o mniejszej wartości współczynnika sumarycznej degradacji, dodatkowo nie „ścina” ściany. Opisana sytuacja jest widoczna na Rys. 4.34.



Rys. 4.34 Mapy sumarycznej degradacji modelu o proporcjach wymiarów 0,5 przy przemieszczeniu 5,0 mm: a) model bez wzmocnienia, b) model ze wzmocnieniem.

W przypadku modelu o proporcjach wymiarów 2,0 wprowadzenie maty na całą powierzchnię muru skutkuje również zmianą mechanizmu zniszczenia. W murze bez wzmocnienia ścina się górna krawędź ściany, potem pojawiają się pionowe rysy. Z kolei po wzmocnieniu matą degradacja narasta po przekątnej ściany. Sytuacja zobrazowana jest na Rys. 4.35.



Rys. 4.35 Mapy sumarycznej degradacji modelu o proporcjach wymiarów 2,0 przy przemieszczeniu 5,0 mm: a) model bez wzmocnienia, b) model ze wzmocnieniem.

4.3.2. Dobór układu mat – próbki pełne (bez otworów)

Modele o różnych proporcjach poddano analizie doboru najlepszego układu wzmocnienia matami. Łącznie przeanalizowano 303 modele numeryczne. W pierwszej kolejności dobierano najbardziej efektywną ilość pasów poziomych. Następnie sprawdzano, jak różny rozstaw pasów poziomych wpływa na zmianę wzmocnienia. Z pasów poziomych przeniesiono się na pasy pionowe, przy

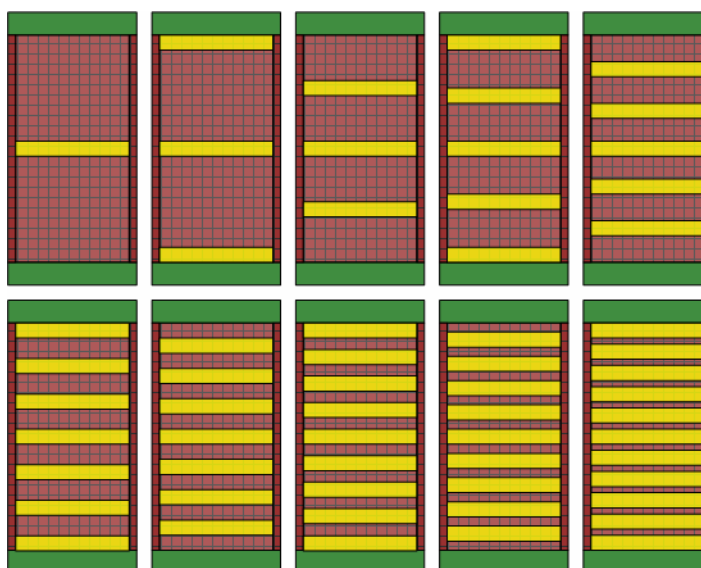
których badano zarówno ich ilość, jak i odległości między nimi, pod kątem różnic otrzymanego wzmocnienia. Kolejno połączono pasy pionowe z poziomymi tworząc kratę i sprawdzano jej wpływ na poziom wzmocnienia. Na koniec połączono analizę zmiany szerokości pasów CFRP ze zmianą odległości na przykładzie dwóch przemieszczających się pasów poziomych.

Zmiana ilości pasów poziomych.

Modele, o przyjętych trzech różnych proporcjach wymiarów, wzmocniono pasami poziomymi o szerokości 20 cm o różnej ich liczbie - od jednego do jedenastu. Rozwiązania tych modeli porównywano z modelem bez wzmocnienia i z całkowicie pokrytą matami powierzchnią muru. Analizę podzielono na dwie części, w której ta sama liczba pasów różniła się położeniem pasów skrajnych:

- Odsunięte od krawędzi ściany,
- Umieszczone przy krawędziach poziomych.

Obraz przyjętych układów wzmocnienia, na przykładowym modelu (1,5 x 3 m), przedstawia Rys. 4.36.



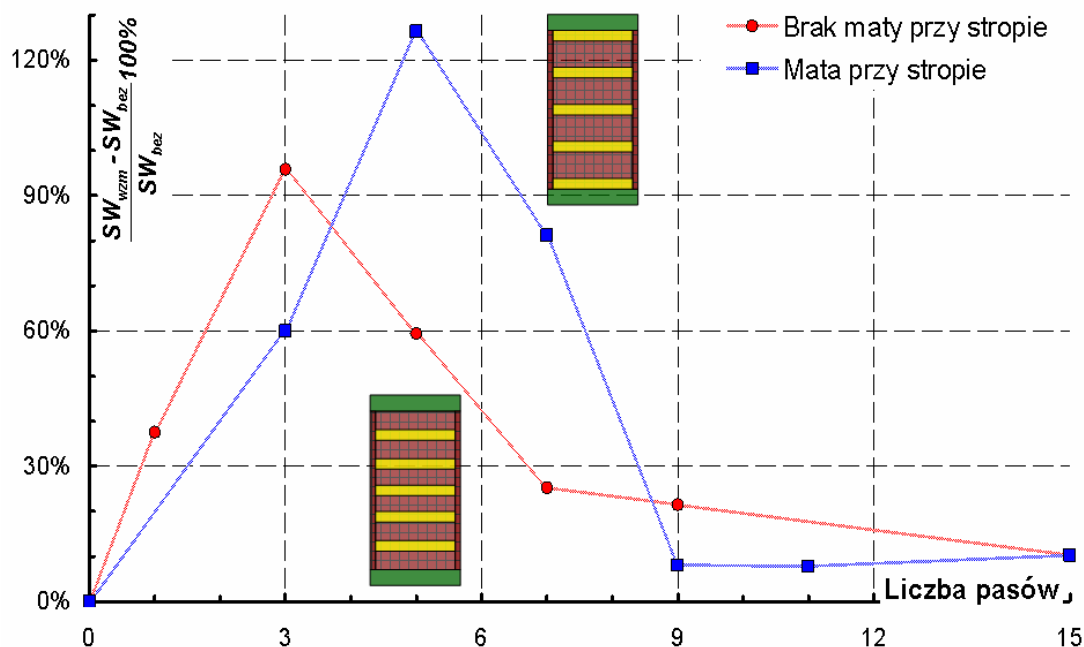
Rys. 4.36 Analiza zmiany ilości pasów poziomych – widok na przykładzie modelu 1,5 x 3 m.

W zakresie inżynierskim każda ilość pasów poziomych powodowała osiągnięcie wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu SW (definicja na Rys. 3.20) w porównaniu do modelu niewzmocnionego. Przykładowy wykres zależności opisanego powyżej wzmocnienia do procentowego pokrycia powierzchni muru pasami kompozytu przedstawia Rys. 4.37. Wykres jest stworzony dla modelu o proporcji wymiarów - 0,5. Nie przedstawiono wykresów modeli z pozostałymi proporcjami ze względu na ten sam kształt. W zakresie inżynierskim największe wzmocnienie nie osiąga model z największą

zastosowaną liczbą pasów, ale (powtarzalne w każdym z trzech rodzajów modeli) pokrycie pięcioma pasami w odstępach, co 0,5 m, gdzie skrajne pasy znajdują się przy stropach. Charakter w modelach o różnych wymiarach pozostawał ten sam, jednak wartość maksymalnego wzmocnienia spadała wraz z szerokością. Procentowa wartość wzmocnienia $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$ modelu o proporcji wymiarów 2,0 spadła, w porównaniu do modelu o proporcji 0,5, dwa i pół raza. Poszczególne wartości tego wzmocnienia znajdują się w Tab. 4-7.

Tab. 4-7 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych proporcjach – pokrycie pasami 33 % powierzchni muru.

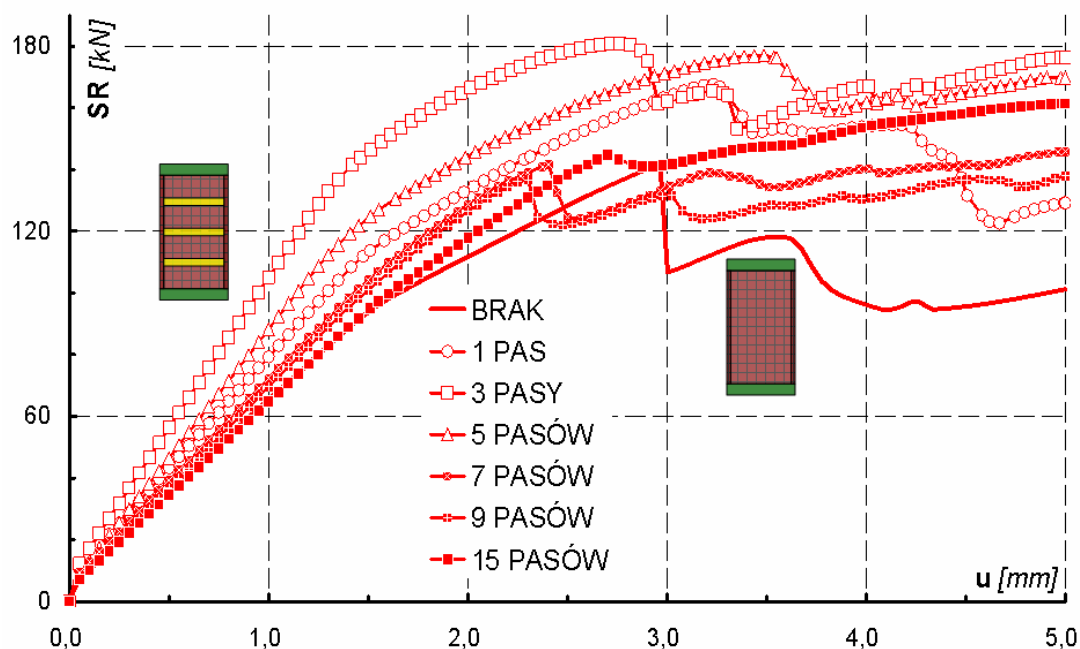
Rozmiar ściany	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$ przy 33 % pokrycia powierzchni [%]
1,5 x 3	126
3 x 3	78
6 x 3	49



Rys. 4.37 Procentowy wzrost SW w zależności od liczby pasów – model o wymiarach: 1,5 x 3 m.

W zakresie mechanizmu zniszczenia sytuacja ta wygląda inaczej. O ile w modelu o proporcji wymiarów 0,5 większość relacji *reakcja-przemieszczenie*

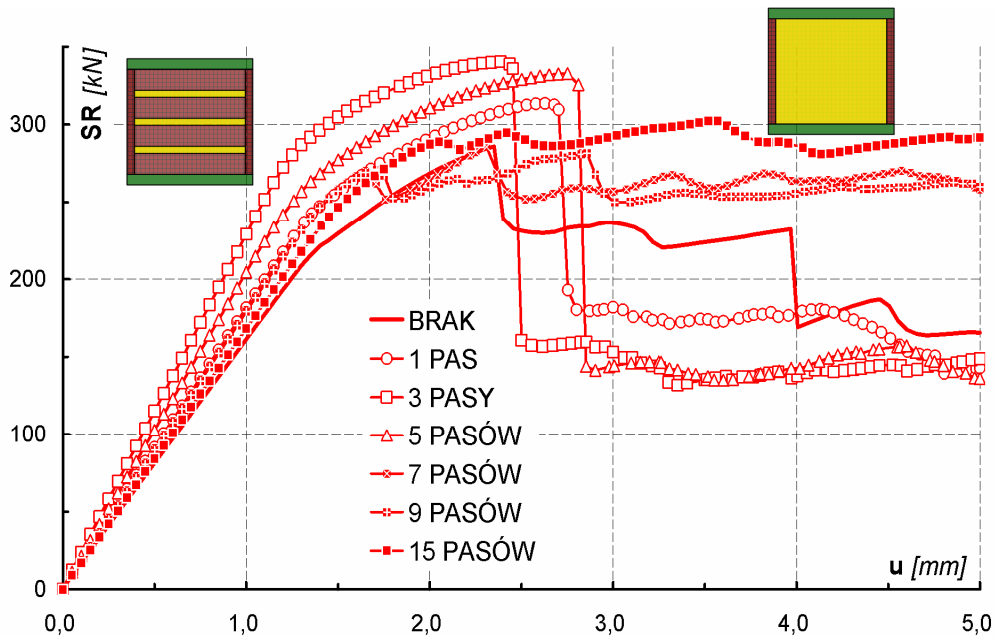
poszczególnej liczby pasów mat posiada mniejsze spadki sumarycznej reakcji niż model bez wzmocnienia (Rys. 4.38), to w przypadku modeli o proporcji wymiarów 1,0 (wykres relacji reakcja-przemieszczenie znajduje się na Rys. 4.39) i 2,0 (wykres relacji reakcja-przemieszczenie znajduje się na Rys. 4.40) nie wygląda to już tak dobrze.



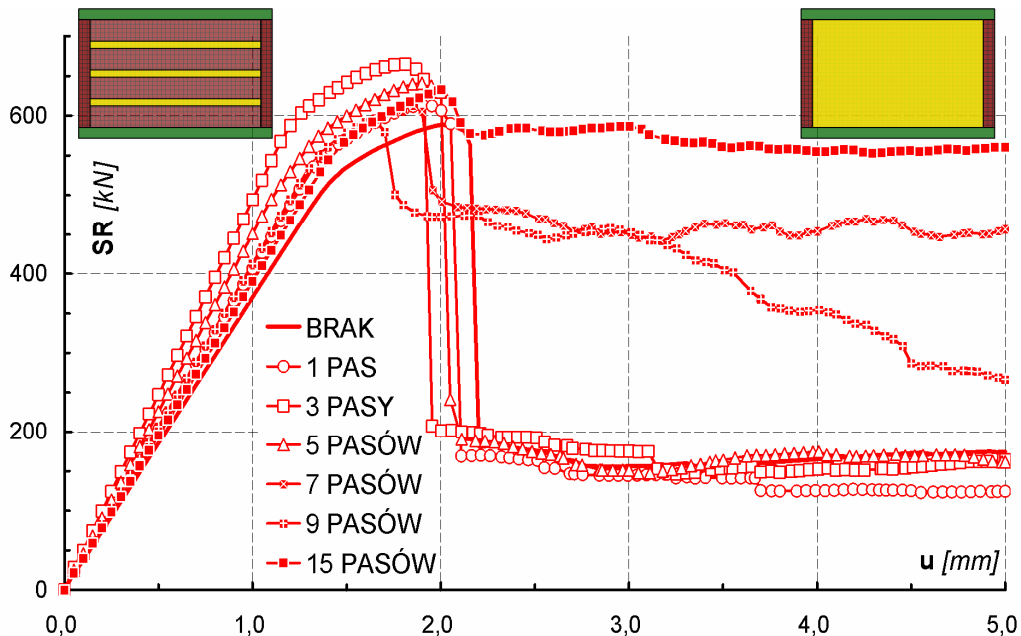
Rys. 4.38 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej ilości pasów w odniesieniu do modelu o wymiarach 1,5 x 3 m.

Przy tych proporcjach wszystkie modele posiadają mniejsze bądź większe spadki, spowodowane narastaniem degradacji, chociaż nie zawsze prowadzącej do całkowitego ścięcia (powstania mechanizmu). W modelach 1,5 x 3 m, w zakresie mechanizmu zniszczenia, najlepsze okazuje się pięć pasów, z tym że w przeciwieństwie do zakresu inżynierskiego skrajne pasy są odsunięte od krawędzi. Układ ten, nie tylko wzmacnia mur pod względem narastania degradacji w porównaniu z murem bez wzmocnienia, ale pod tym względem jest również lepszy od całkowitego pokrycia powierzchni. W modelach 3 x 3 m żaden z układów pasów poziomych nie osiągnął większego wzmocnienia pod względem degradacji niż całkowite pokrycie powierzchni kompozytem. Wszystkie modele tych wymiarów osiągnęły taką degradację, która spowodowała ścięcie przed końcem analizy. Ostatnie modele o wymiarach 6 x 3 m z różną liczbą pasów poziomych, również nie osiągnęły wzmocnienia większego niż całkowite pokrycie powierzchni muru matami. Jednak w przypadku kilku układów z różną liczbą pasów, podobnie, jak w modelu całkowicie wzmocnionym, nie dochodzi do ścięcia ściany (nie powstaje mechanizm zniszczenia), choć ich degradacja jest trochę większa niż w modelu w całości wzmocnionego. Najmniejszą degradację

wykazuje model o siedmiu pasach poziomych, z czego skrajne są odsunięte od krawędzi ściany.



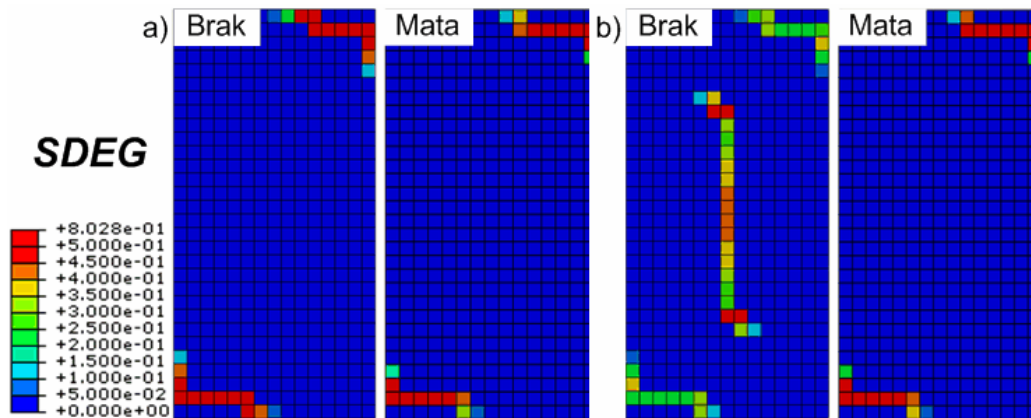
Rys. 4.39 Zależność reakcja-przemieszczenie przy zastosowaniu różnej ilości pasów w odniesieniu do modelu o wymiarach 3 x 3 m.



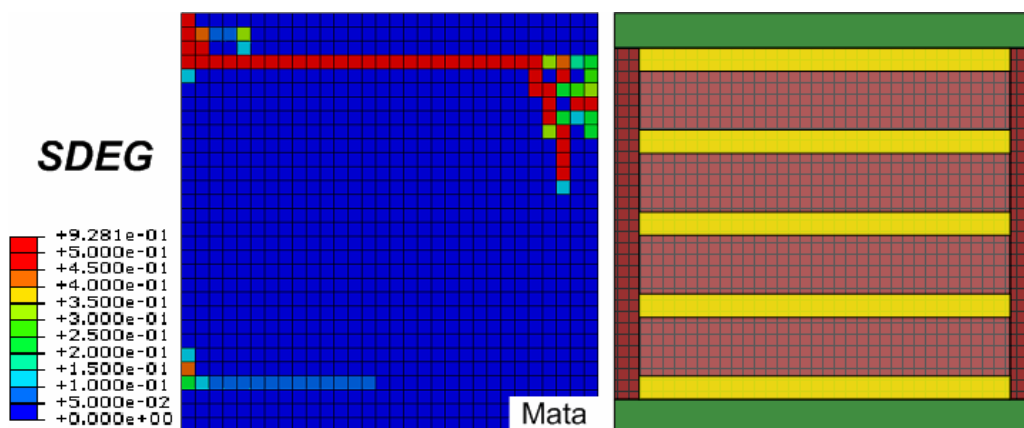
Rys. 4.40 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej ilości pasów w przypadku modelu o wymiarach 6 x 3 m.

Różna liczba pasów poziomych najlepiej spełniła swoją funkcję wzmocnienia w modelu o proporcji 0,5. Wśród wszystkich przyjętych układów tej ściany wyróżnia się model z pięcioma pasami poziomymi, w którym nagły przyrost degradacji rozpoczął się najpóźniej (tzn. przy największej wartości

przemieszczenia) i obszarowo okazała się ona najmniejsza. Porównanie map sumarycznej degradacji muru o tym układzie wzmocnienia z murem bez wzmocnienia, przy wartości przemieszczenia, od której zaczął się proces zniszczenia ściany niewzmocnionej, przedstawia Rys. 4.41. Widać na nim, że mimo podobnego obrazu degradacji na Rys. 4.41a, to w momencie gwałtownego narastania degradacji w modelu niewzmocnionym, degradacja modelu z układem pięciu pasów poziomych pozostaje niezmienna.



Rys. 4.41 Mapy sumarycznej degradacji modelu 1,5 x 3 m: a) przed spadkiem SR modelu bez wzmocnienia, b) po spadku SR – porównanie muru niewzmocnionego (po lewej) ze wzmocnionym 5 pasami poziomymi (po prawej).



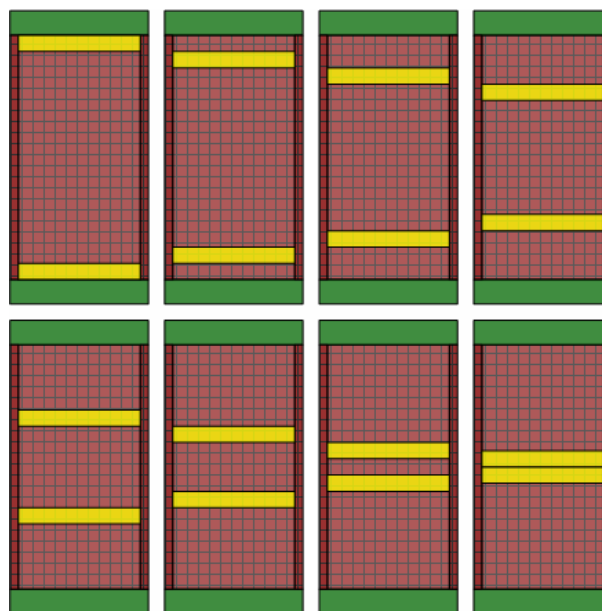
Rys. 4.42 Mapa sumarycznej degradacji modelu 3 x 3 m ze wzmocnieniem 5-oma pasami poziomymi ze skrajnymi, znajdującymi się przy stropie.

Z kolei najstabiliej, w zakresie mechanizmu zniszczenia, wypadło wzmocnianie pasami poziomymi ściany o proporcji wymiarów 1,0. W niektórych układach rozłożenie pasów poziomych spowodowało, że narastająca degradacja, powstająca między pasami kompozytu, przyczyniła się do ścięcia ściany jeszcze wcześniej (przy mniejszej wartości przemieszczenia) niż miało to miejsce w murze bez wzmocnienia. Przykład takiego zniszczenia, na podstawie mapy

sumarycznej degradacji przedstawia Rys. 4.42. Układ pięciu pasów poziomych w zakresie inżynierskim wykazywał znaczne wzmocnienie, jednak po przejściu w zakres mechanizmu zniszczenia okazał się wręcz niebezpieczny, gdyż przy takiej konfiguracji miał osiągnięto szybciej zniszczenie muru niż stałoby się to ze ścianą całkowicie niewzmocnioną. Analiza tego modelu stanowi świetny przykład na to, jak ważne jest dokładne przeanalizowanie danego wzmocnienia, zanim się je zastosuje, nie tylko w zakresie sprężystej pracy.

Zmiana odległości między pasami poziomymi.

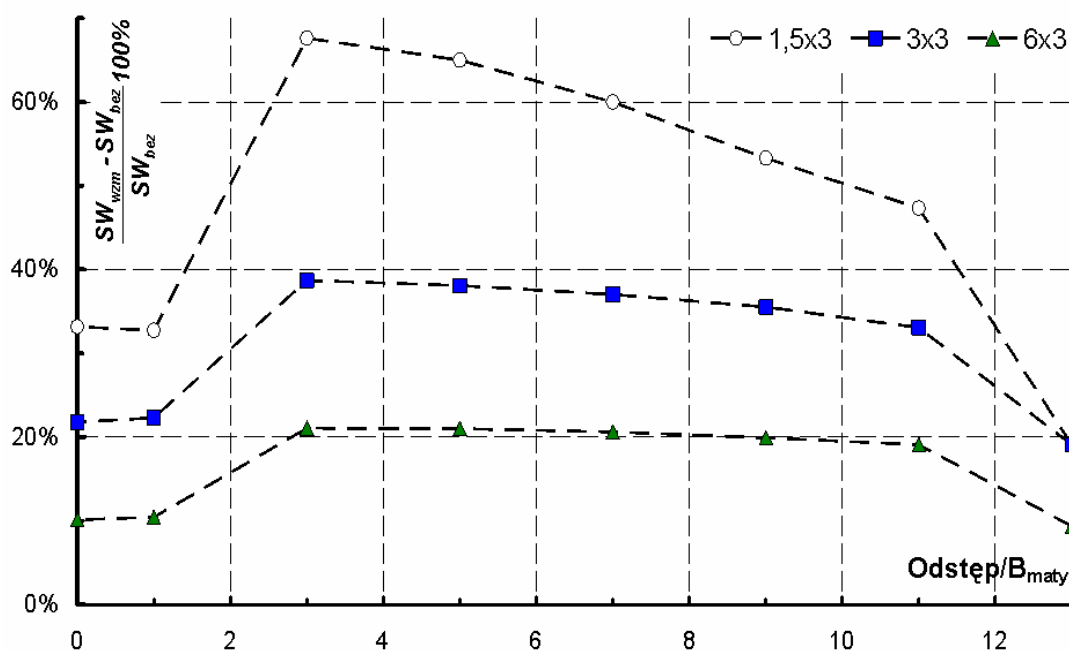
W kolejnym etapie badań sprawdzono, jak na poziom wzmocnienia wpływa różny rozstaw pasów poziomych. Analizę przeprowadzono na przykładzie dwóch pasów poziomych o szerokości 20 cm, które przemieszczane były symetrycznie od zetknięcia się z krawędziami ściany, aż do momentu wzajemnego zetknięcia się. Widok zmiany położenia pasów (przyjętych układów wzmocnienia) względem siebie przedstawia Rys. 4.43.



Rys. 4.43 Analiza zmiany odległości między pasami poziomymi – widok na przykładzie modelu 1,5 x 3 m.

W zakresie inżynierskim największy wpływ na poziom wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW , miały różnice odstępów pomiędzy pasami mat w modelu najwęższym (o proporcji 0,5). Im model szerszy, tym poszczególne odległości między pasami nie wpływały na wartość wzmocnienia. Wyjątek stanowiło zetknięcie się mat ze sobą lub z krawędziami ściany oraz odległość jednej szerokości pasów, w takich przypadkach wartości

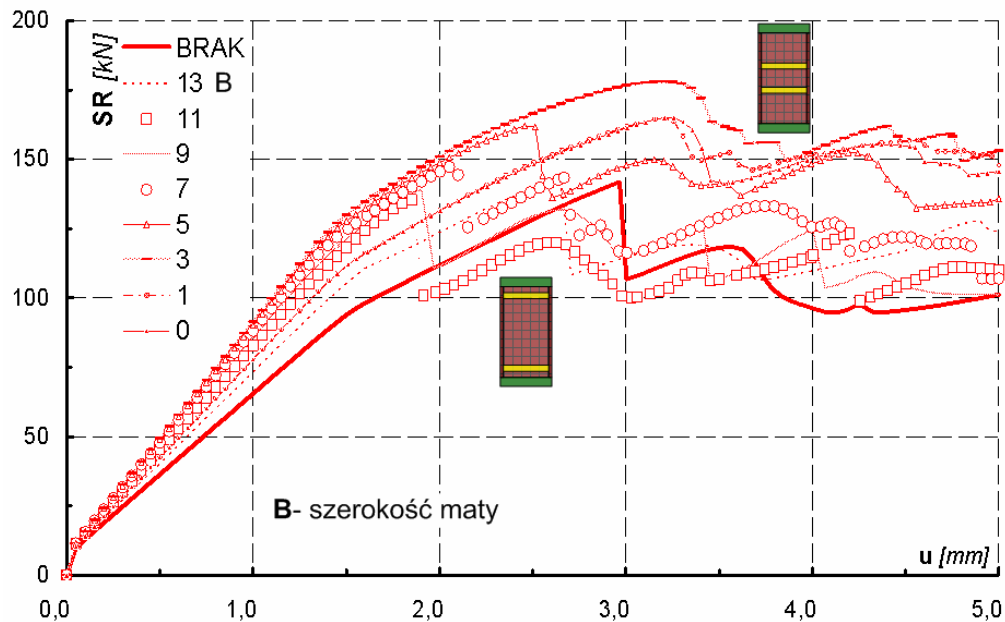
$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$ były znacznie niższe, nawet o połowę, od rezultatów pozostałych modeli. Największe wzmocnienie osiągnięto w przypadku ich odległości równej trzem szerokościom. Wniosek ten najlepiej obrazuje przykład ściany o wymiarach 1,5 x 3 m. Poszczególne wartości wzmocnienia widoczne są na wykresach zależności $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$ od odległości między pasami względem ich szerokości, przedstawionych na Rys. 4.44



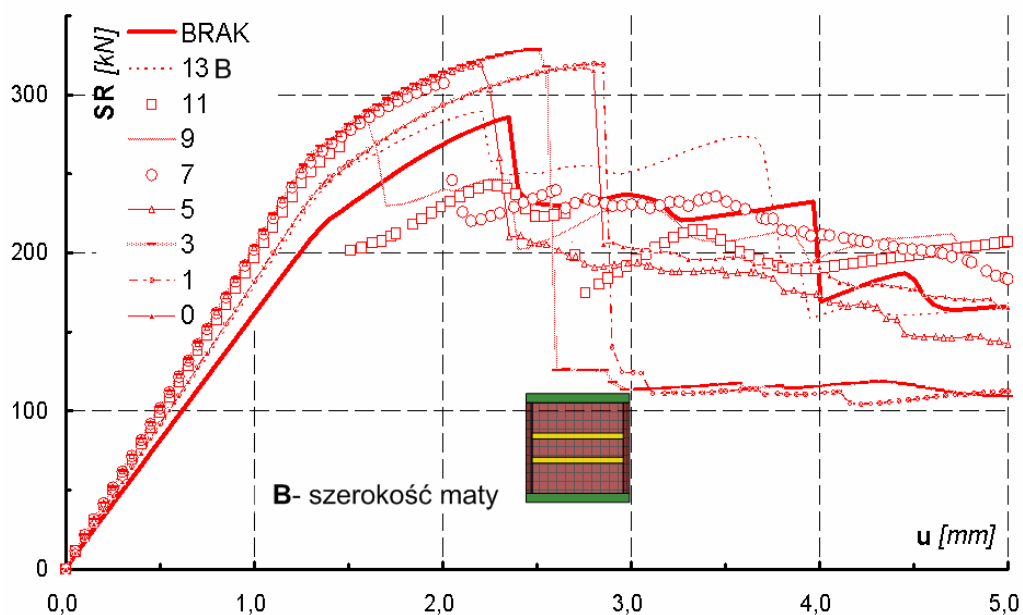
Rys. 4.44 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do odstępów pomiędzy pasami, uzależnionymi od szerokości pasów.

W zakresie mechanizmu zniszczenia modele o proporcjach wymiarów 0,5 i 1,0 wykazują ten sam charakter wzmocnienia przy zastosowaniu odpowiedniego rozstawu pasów poziomych w odniesieniu do ich szerokości. Mianowicie, gdy odstępów pomiędzy pasami są większe od pięciu ich szerokości, to w modelach z takimi układami mat, degradacja zaczyna szybciej (gwałtownie) narastać i wcześniej pojawia się ścięcie ściany (mechanizm zniszczenia) w porównaniu do modelu bez wzmocnienia. Najlepsze, w przypadku modelu 1,5 x 3 m, okazały się pasy w odległości trzech szerokości, natomiast model 3 x 3 m największe wzmocnienie osiągnął przy odległości jednej szerokości, która nie była polecana w zakresie inżynierskim, jednak ten układ i tak był gorszy od całkowitego pokrycia matą powierzchni muru.

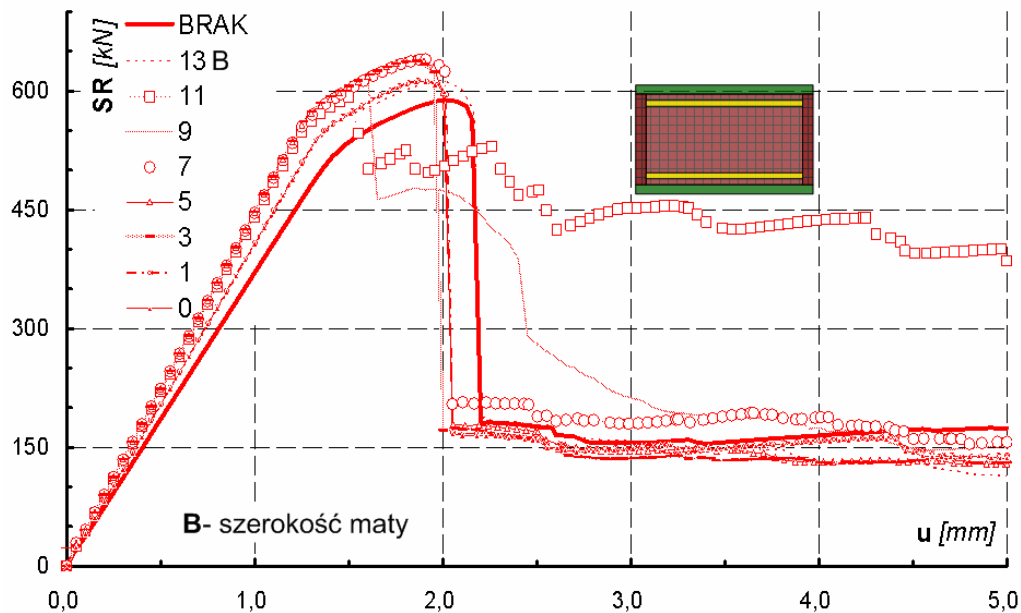
Inaczej wygląda to w przypadku modelu o wymiarach 6 x 3 m. Przy bliskim sąsiedztwie pasów, szybko dochodziło do ścięcia ściany (nawet przy mniejszej wartości przemieszczenia niż w modelu bez wzmocnienia), dopiero przy odstępie 9 szerokości pasów, zmieniał się charakter zniszczenia. Wykresy relacji *reakcja-przemieszczenie* poszczególnych modeli, które obrazują zarówno moment (wartość przemieszczenia), jak i wartość spadku sumarycznej reakcji, znajdują się na Rys. 4.45 ÷ Rys. 4.47.



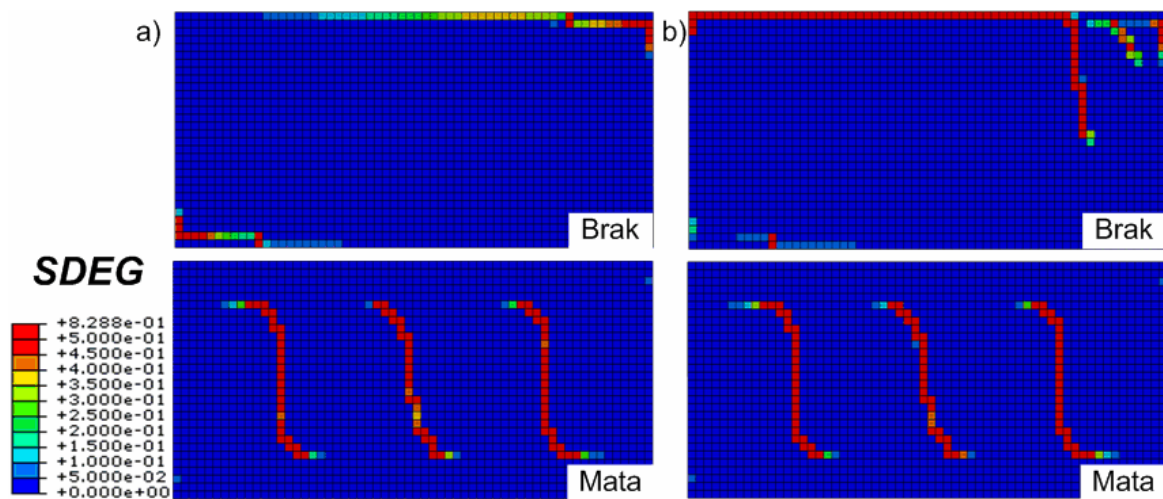
Rys. 4.45 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej odległości między pasami uzależnionej od ich szerokości, w przypadku modelu o wymiarach 1,5 x 3 m.



Rys. 4.46 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej odległości między pasami uzależnionej od ich szerokości, w odniesieniu do modelu o wymiarach 3 x 3 m.



Rys. 4.47 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej odległości między pasami uzależnionej od ich szerokości, w przypadku modelu o wymiarach 6 x 3 m.



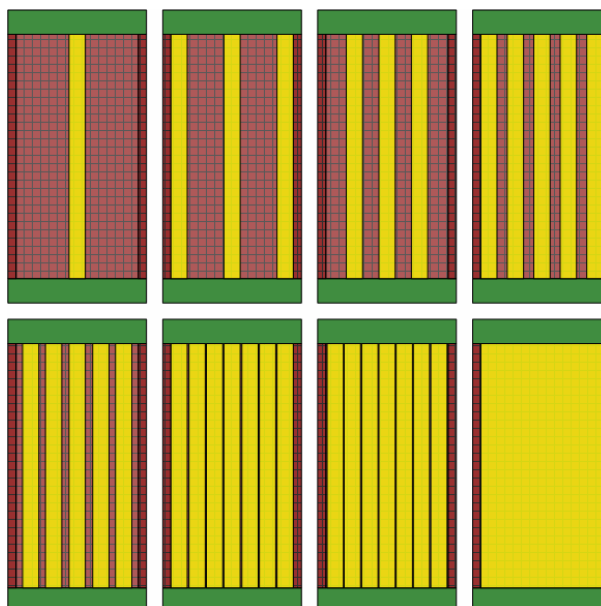
Rys. 4.48 Mapy sumarycznej degradacji modelu 6 x 3 m: a) przed spadkiem SR modelu bez wzmocnienia, b) po spadku SR – porównanie muru niewzmocnionego (po lewej) ze wzmocnionym 2-oma pasami poziomymi w odległości 11 ich szerokości.

Odpowiednio dobrany układ wzmocnienia może wpłynąć na zmianę mechanizmu zniszczenia. Najlepszy układ wzmocnienia modelu 6 x 3 m, z odstępem pasów o jedenaście szerokości osiągnął obraz sumarycznej degradacji w postaci trzech niezależnych pionowych rys, podczas, gdy model bez wzmocnienia doznał ścięcia poziomego górnej krawędzi ściany. Mapy degradacji tuż przed i po spadku SR w modelu niewzmocnionym obu przypadków widoczne są na

Rys. 4.48. Przed spadkiem reakcji (Rys. 4.48a) mur z pasami w odległości 11 ich szerokości posiadał większą degradację niż mur bez wzmocnienia, ale tuż po spadku model bez wzmocnienia został całkowicie ścięty, natomiast w modelu z pasami poziomymi degradacja uległa niewielkiej zmianie, praktycznie do końca trwania analizy. Taka zmiana obrazu degradacji wydaje się być bezpieczna, ze względu na to, że nie prowadzi bezpośrednio do ścięcia ściany, czyli powstania mechanizmu.

Zmiana ilości pasów pionowych.

Kolejna analiza dotyczyła wzmocnienia w postaci różnej liczby pasów pionowych. Tak, jak poprzednio, pasy miały szerokość 20 cm, a ich liczba była zmienna w zależności od wymiarów modelu. W modelu 1,5 x 3 m przyjęto 1÷11 pasów pionowych, model 3 x 3 m posiadał pasy pionowe w liczbie 1÷15, natomiast w modelu 6 x 3 m analizowano od 1 do 21 pasów pionowych. Wszystkie przypadki porównano z modelem bez wzmocnienia oraz z modelem, w którym cała powierzchnia muru została pokryta matami. Rys. 4.49 przedstawia widok modeli z przyjętymi układami pasów, na przykładzie modelu o proporcji wymiarów 0,5.

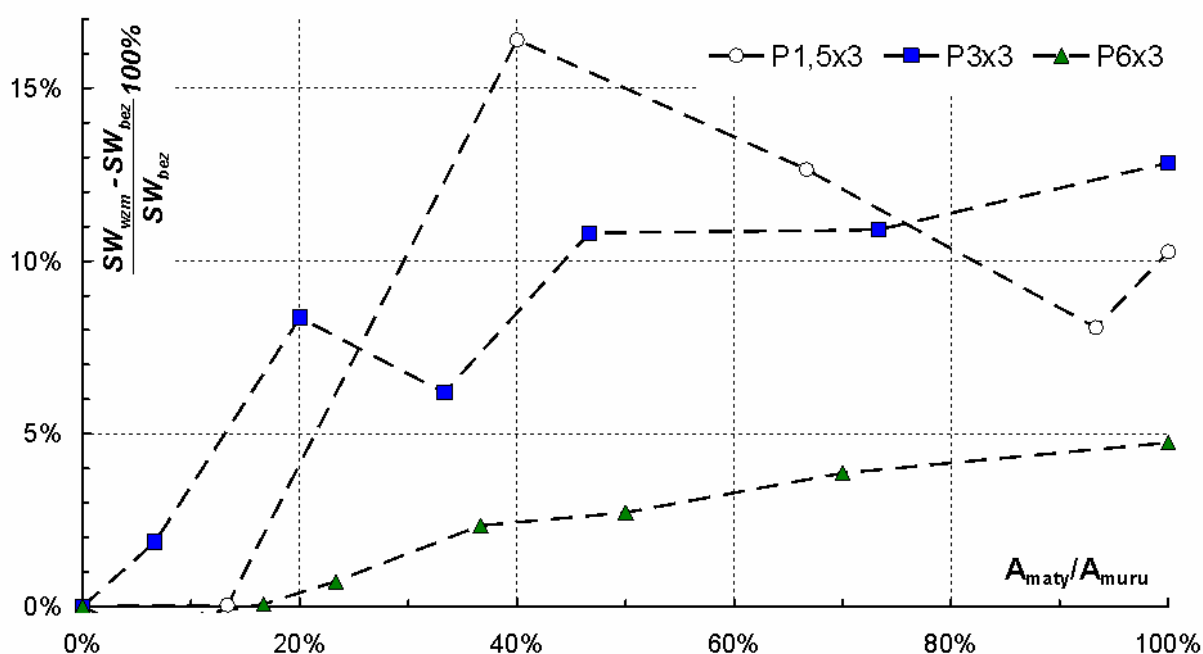


Rys. 4.49 Analiza zmiany liczby pasów pionowych – widok na przykładzie modelu 1,5 x 3 m.

W zakresie sprężystym ani w modelu o wymiarach 3 x 3 m, ani - 6 x 3 m układy pasów pionowych nie spowodowały uzyskania większego poziomu wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW , w porównaniu do całościowego pokrycia muru kompozytem. Jedynie model 1,5 x 3 m, w którym

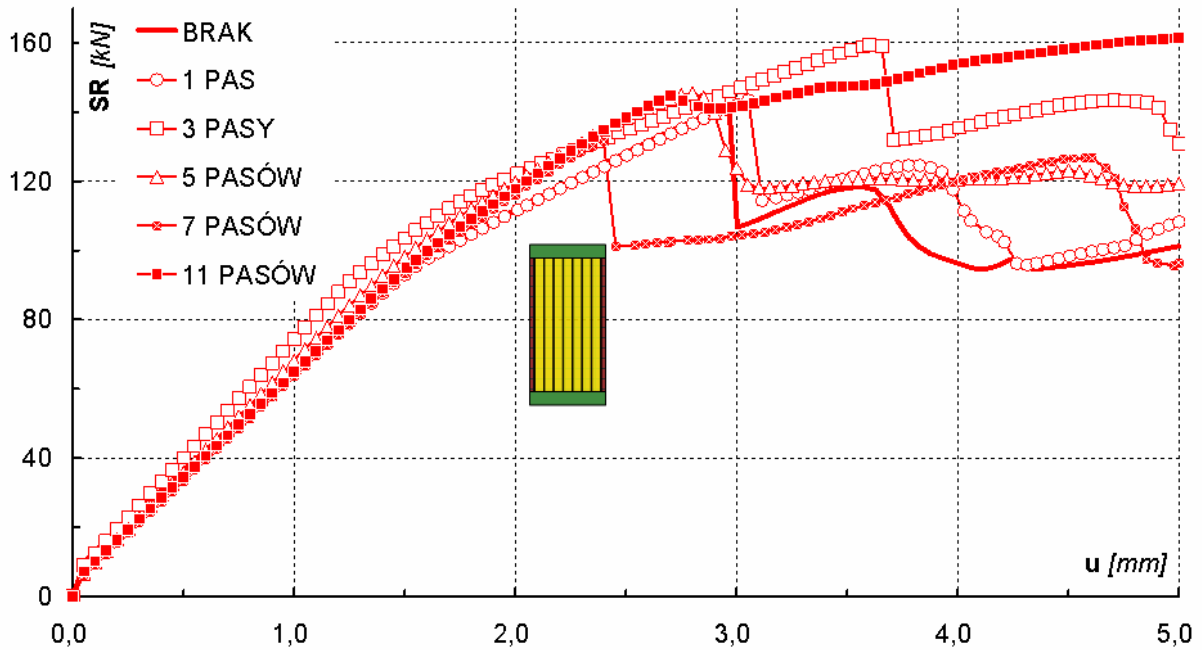
najlepszy układ wzmocnienia w tym zakresie, to trzy pasy (40 % pokrycia powierzchni muru), z których skrajne odsunięte są od krawędzi ściany, osiągnął przy pasach pionowych wzmocnienie wyższe od modelu, w którym kompozyt zajmuje całą powierzchnię muru. Poszczególne wartości $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$

w zależności od procentowego pokrycia powierzchni muru kompozytem, w odniesieniu do poszczególnych proporcji wymiarów ściany przedstawiają wykresy zamieszczone na Rys. 4.50.



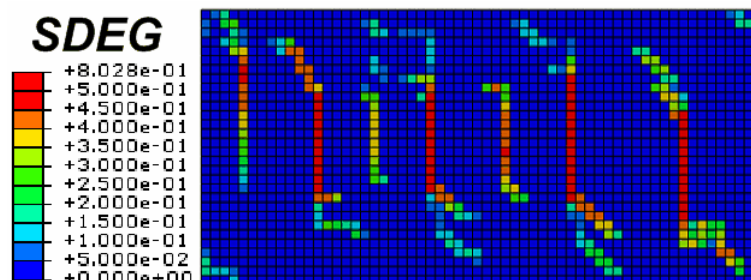
Rys. 4.50 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego pasami pionowymi do niewzmocnionego w zależności od procentowego pokrycia powierzchni muru matami.

W zakresie mechanizmu zniszczenia, w modelu o wymiarach 3 x 3 m żaden z układów pasów pionowych nie powoduje znaczącego wzmocnienia. Trochę lepiej wygląda to w modelu o wymiarach 1,5 x 3 m, który przy 3 pasach pionowych, do pewnej wartości przemieszczenia (ok. 3,75 mm), miał mniejszą degradację niż model z całą powierzchnią muru wzmocnioną kompozytem, jednak od tego momentu powstaje ścięcie ściany, a model z całą powierzchnią wzmocnioną nadal pracuje. Opisana sytuacja jest pokazana na wykresie relacji *SR-przemieszczenie*, widocznym na Rys. 4.51



Rys. 4.51 Zależność reakcja-przemieszczenie przy różnej liczbie pasów pionowych, w przypadku modelu o wymiarach 1,5 x 3 m.

W przypadku ściany o wymiarach 6 x 3 m ze wzmocnieniem pasami pionowymi otrzymano podobne rezultaty, jak przy wzmocnieniu dwoma pasami poziomymi w różnych odstępach. Z tym, że przy pasach pionowych, przy małej ich liczbie dochodzi szybko do ścięcia muru (przy mniejszym przemieszczeniu niż w modelu bez wzmocnienia), natomiast wzmocnieniu ulegają te modele, w których jest więcej pionowych pasów wzmocniających (powyżej pięciu – 16,7 % pokrycia powierzchni muru). Obraz degradacji najlepszego z układów (siedem pasów), tak jak to miało miejsce przy pasach poziomych z dużym rozstawem, ulega zmianie w porównaniu do modelu bez wzmocnienia. Konkretnie wygląda to w ten sposób, że zamiast poziomego ścięcia ściany powstaje kilka rys pionowych (Rys. 4.52) i chociaż szybko zaczyna się degradacja (przy mniejszym przemieszczeniu niż mur bez wzmocnienia), to w dalszych etapach analizy już wolno narasta.

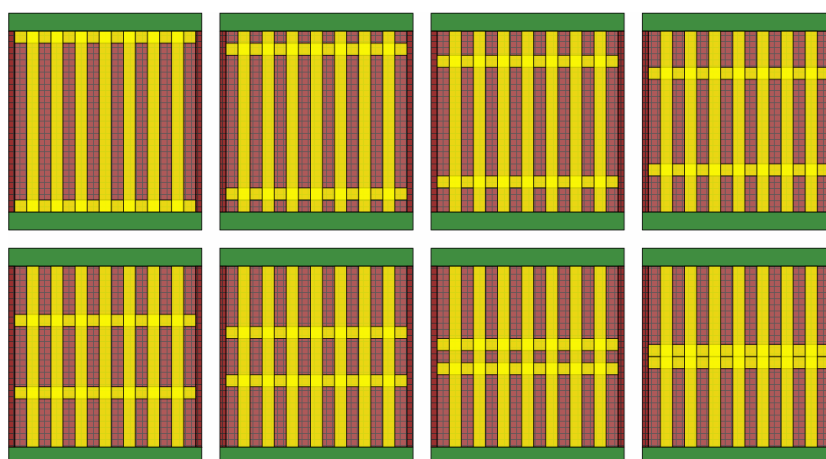


Rys. 4.52 Mapa sumarycznej degradacji modelu 6 x 3 m przy przemieszczeniu równym 5,0 mm – wzmocnienie siedmioma pasami pionowymi.

Ze względu na osiągnięcie zbyt małego poziomu wzmocnienia, w obydwu zakresach, nie zaleca się stosowania samych pasów pionowych przy ścinanej próbce murowej.

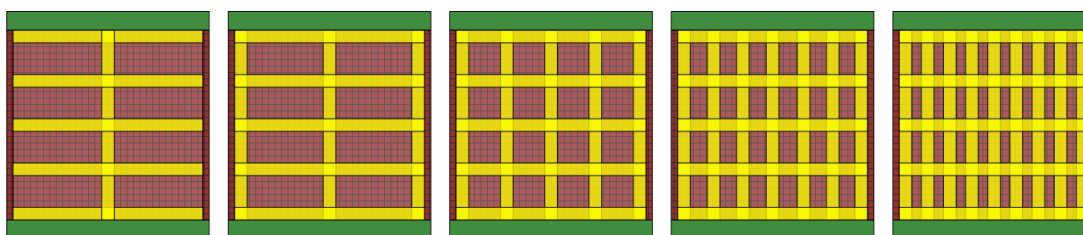
Krata – połączenie pasów pionowych z poziomymi.

Analiza połączenia pasów pionowych z poziomymi została przeprowadzona w dwóch etapach. Pierwszy dotyczył analizy pasów pionowych, przyjętych z odstępem 20 cm, co dało odpowiednio: model o wymiarach 1,5 x 3 m – 3 pasy, model o wymiarach 3 x 3 m – 7 pasów, model o wymiarach 6 x 3 m – 15 pasów oraz dwóch pasów poziomych o zmiennym odstępem między nimi - od zetknięcia się z krawędziami ściany do wzajemnego połączenia się. Widok przyjętych układów pasów, na przykładzie modelu o proporcji wymiarów 1,0, przedstawia Rys. 4.53.

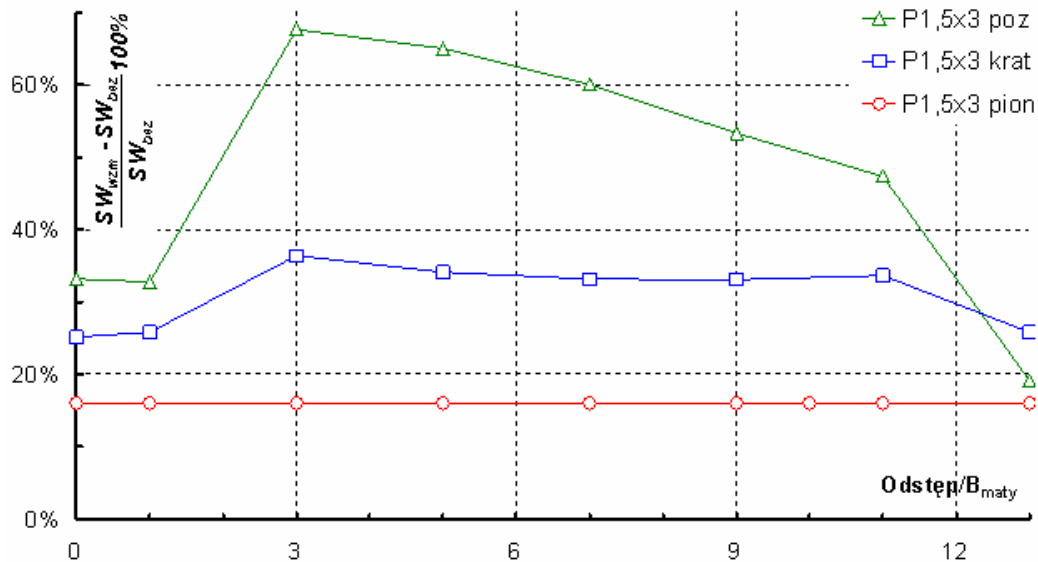


Rys. 4.53 Połączenie pasów pionowych z dwoma pasami poziomymi – widok na przykładzie modelu 3 x 3 m.

Drugi, dodatkowy etap był połączeniem pięciu pasów poziomych z różną liczbą pasów pionowych: 1÷7 (model o wymiarach 1,5 x 3 m), 1÷9 (model o wymiarach 3 x 3 m), 1÷13 (model o wymiarach 6 x 3 m). Przyjęte modele przedstawia Rys. 4.54. Ten etap przeprowadzono ze względu na wyniki otrzymane w pierwszym etapie, opisane poniżej. We wszystkich analizach pasy miały szerokość 20 cm.

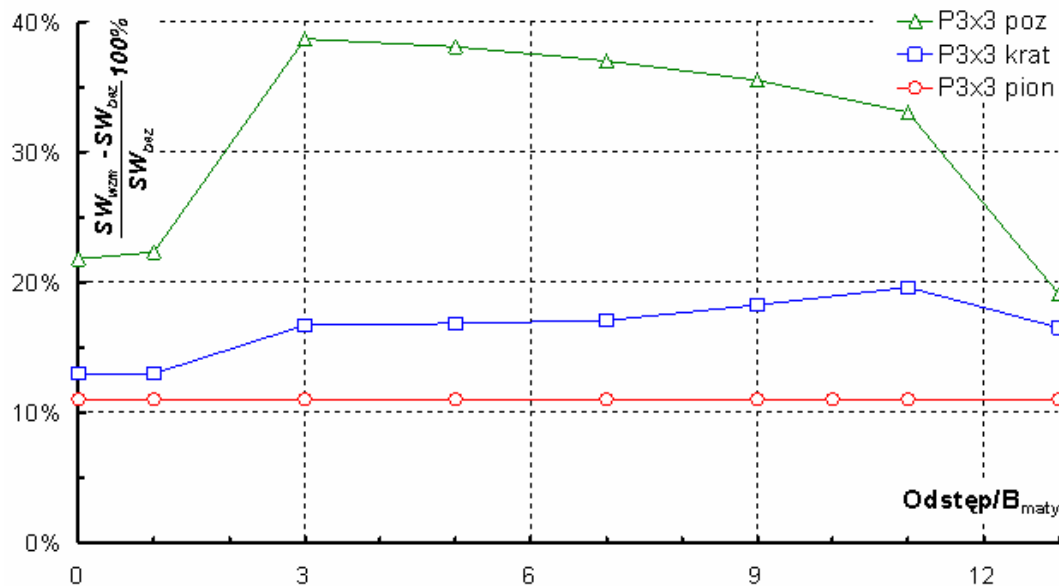


Rys. 4.54 Połączenie pięciu pasów poziomych z różną liczbą pasów pionowych – widok na przykładzie modelu 3 x 3 m.

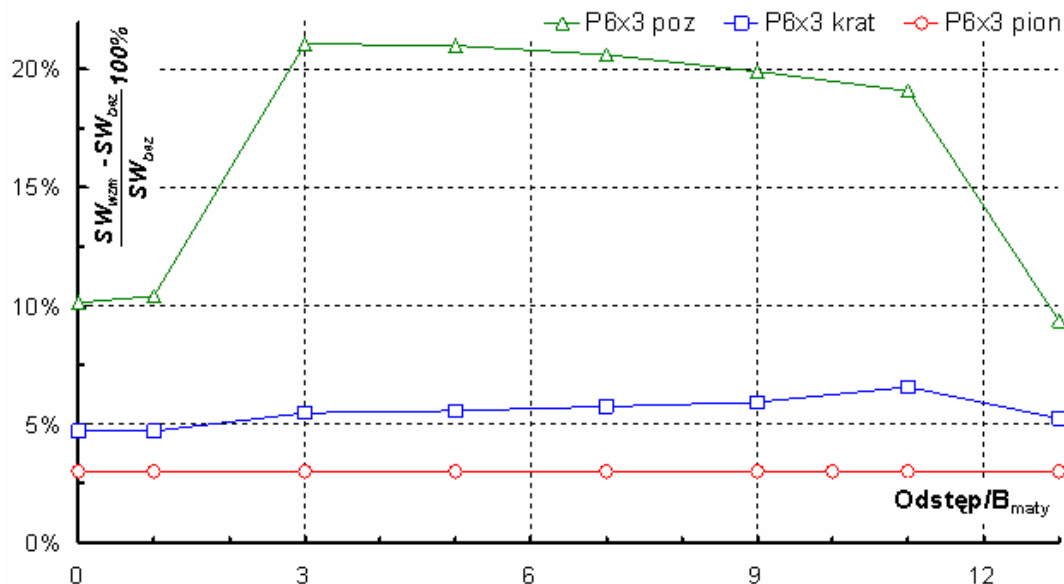


Rys. 4.55 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do odległości między pasami - porównanie pasów poziomych z kratą (połączenie pasów poziomych i pionowych) oraz z samymi pionowymi – model 1,5 x 3 m.

W zakresie inżynierskim, połączenie dwóch mat poziomych i pięciu pionowych, spowodowało otrzymanie mniejszego wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW, niż w przypadku wzmocnienia samymi dwoma matami poziomymi oraz większego w porównaniu do wyników modelu z tą samą liczbą samych pasów pionowych (wykresy odpowiednich modeli znajdują się na Rys. 4.55 do Rys. 4.57). Charakter wykresu w przypadku modelu o wymiarach 1,5 x 3 m ze wzmocnieniem w postaci kraty, będącego relacją poziomu wzmocnienia od odległości między pasami poziomymi, jest podobny do odpowiadającego wykresu dotyczącego modeli z samymi pasami poziomymi. Jednak wykres, będący rezultatem wzmocnienia w postaci kraty jest bardziej wypłaszczony, co oznacza, że odległości między poziomymi matami, które stanowią wraz z pasami pionowymi kratowy układ wzmocnienia, nie ma już większego znaczenia i bez względu na to, wzmocnienie ($\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$) osiągnięto na podobnym poziomie.



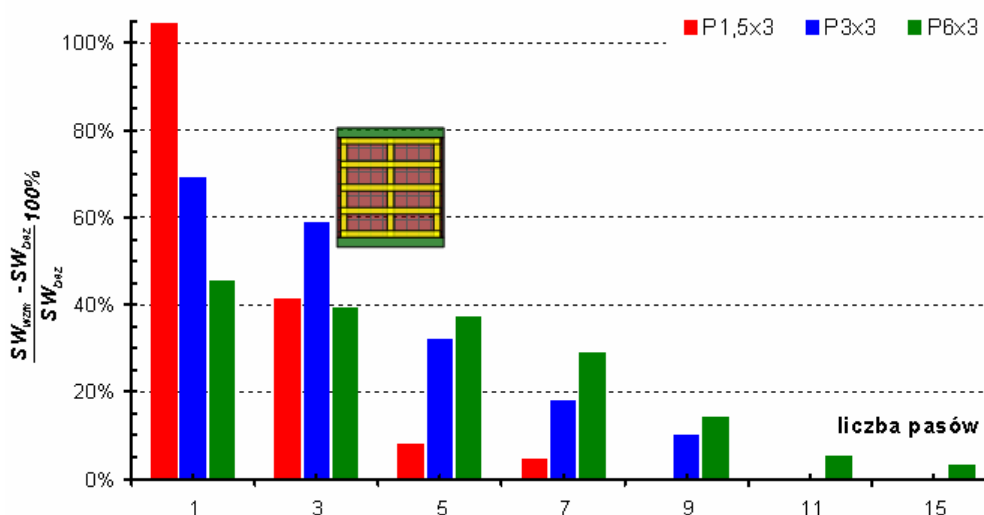
Rys. 4.56 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do odstępów pomiędzy pasami - porównanie pasów poziomych z kratą (połączenie poziomych i pionowych) oraz z samymi pionowymi – model 3 x 3 m.



Rys. 4.57 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do odstępów pomiędzy pasami - porównanie pasów poziomych z kratą (połączenie poziomych i pionowych) oraz z samymi pionowymi – model 6 x 3 m.

Ze względu na to, że otrzymane wyniki pokazują niewielki wpływ pasów pionowych na wzmocnienie w zakresie inżynierskim, zdecydowano się na przeprowadzenie drugiego etapu analizy. Uwzględnił on zmienną liczbę pasów pionowych oraz stałą zwiększoną, w stosunku do pierwszej analizy, liczbę pasów poziomych. Miało to potwierdzić tezę o mniejszym wzmocnieniu, w zakresie

inżynierskim, po zastosowaniu mat pionowych. Otrzymane wyniki, dotyczące wzmocnienia w zależności od powierzchni pokrycia muru matami, poszczególnych modeli przedstawione są na Rys. 4.58. Jak poprzednio, największe wzmocnienie uzyskano dla modelu największego, o proporcji wymiarów 0,5. Otrzymane rezultaty potwierdzają wysnuty, z poprzedniego etapu, wniosek tym, że pasy pionowe dają mniejszy poziom wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW. Największą wartość wzmocnienia, w zakresie inżynierskim, otrzymano przy zastosowaniu jednego pasu pionowego dla wszystkich modeli o różnej proporcji wymiarów. Z kolei dodanie kolejnych pasów pionowych spowodowało zmniejszenie tej wartości, z tym, że im węższa ściana, spadek ten procentowo był większy.



Rys. 4.58 Procentowy wzrost SW w zależności od liczby pasów pionowych – porównanie modeli o wymiarach: 1,5 x 3 m, 3 x 3 m i 6 x 3 m.

Porównanie rezultatów obu etapów analizy połączenia pasów poziomych i pionowych przedstawia Tab. 4-8. Dla każdej proporcji wymiarów ścian, największe wzmocnienie w postaci $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$, otrzymano przy

zastosowaniu pięciu pasów poziomych i jednego pionowego, na drugim miejscu znalazło się wzmocnienie w postaci samych dwóch pasów poziomych. Oznacza to, że same pasy poziome wystarczą do uzyskania wysokiego wzmocnienia w zakresie inżynierskim. Nie zaleca się stosowania wzmocnienia w postaci pasów pionowych w tym zakresie, co wynika z rezultatów obliczeń układów samych pasów pionowych (poprzedni podpunkt). Rozważając efektywność wzmocnienia, w postaci relacji procentowego wzrostu SW do procentowego udziału pola powierzchni kompozytu, również pojawiają się tu dwa najlepsze, wyżej opisane, układy, z tym, że zamieniają się one miejscami: najbardziej efektywne staje się stosowanie tylko dwóch pasów poziomych, za to w odpowiedniej wzajemnej odległości. Oznacza to, że nawet niewielka liczba

poziomych pasów kompozytu, stanowi efektywne wzmocnienie w zakresie inżynierskim.

Tab. 4-8 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW w przypadku różnych układów mat – analiza połączenia pasów pionowych i poziomych.

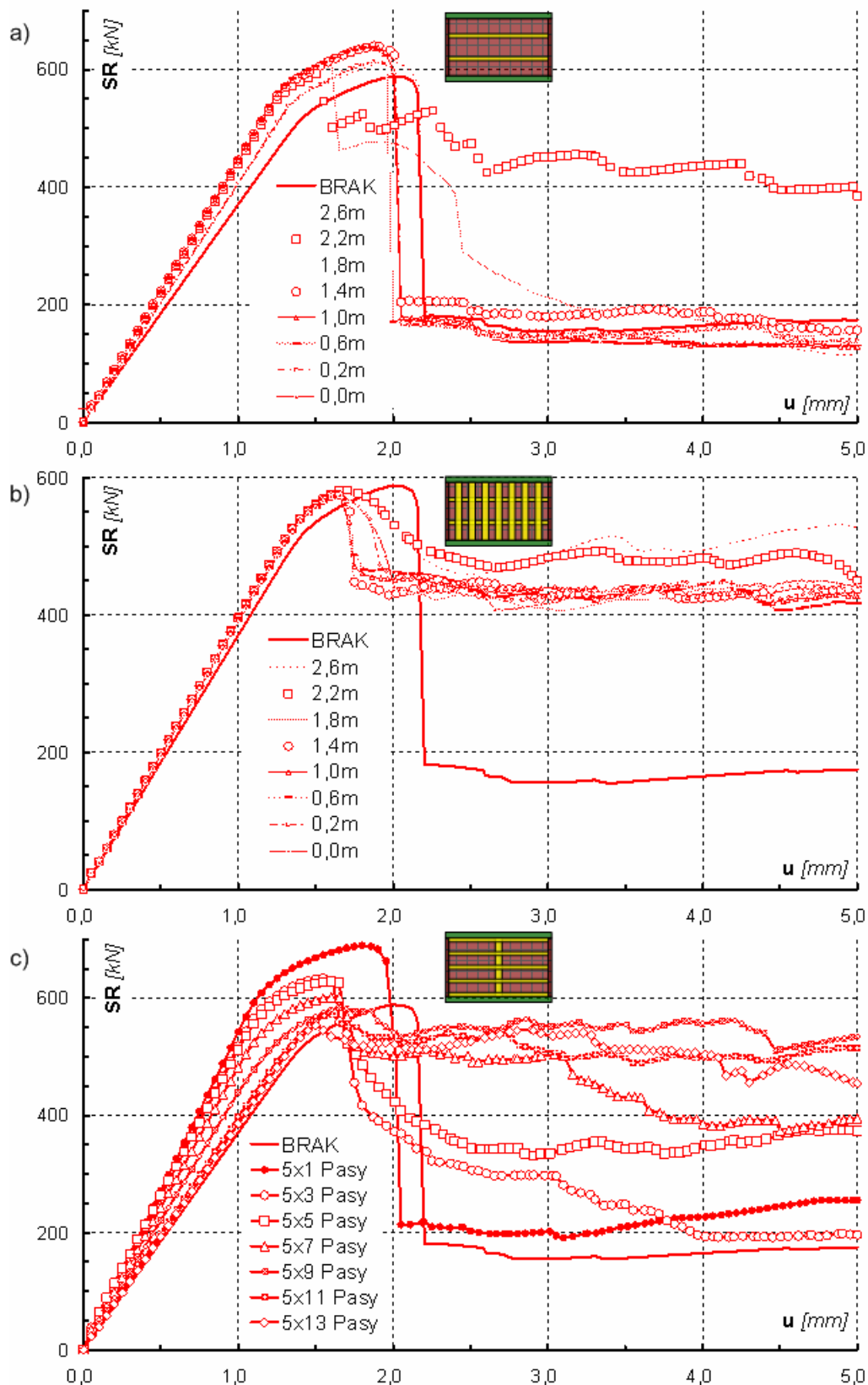
Wymiary [m]	Układ wzmocnienia	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$	Udział pola pow. maty [%]	Wzrost SW/udziału pola pow. maty [%]
1,5 x 3	Cała powierzchnia	10	100	10
	2 pasy poziome	68	13	523
	3 pasy pionowe + 2 pasy poziome	36	48	75
	3 pasy pionowe	16	40	40
	3 pasy pionowe + 5 pasów poziomych	41	60	68
	1 pas pionowy + 5 pasów poziomych	105	42	249
3 x 3	Cała powierzchnia	13	100	13
	2 pasy poziome	39	13	300
	7 pasów pionowych + 2 pasy poziome	20	54	37
	7 pasów pionowych	11	47	24
	7 pasów pionowych + 5 pasów poziomych	18	64	28
	1 pas pionowy + 5 pasów poziomych	69	38	182
6 x 3	Cała powierzchnia	5	100	5
	2 pasy poziome	21	13	161
	15 pasów pionowych + 2 pasy poziome	7	57	12
	15 pasów pionowych	3	50	6
	15 pasów pionowych + 5 pasów poziomych	29	67	43
	1 pas pionowy + 5 pasów poziomych	36	46	77

W zakresie mechanizmu zniszczenia, zupełnie inną rolę odgrywają pasy pionowe. Ich funkcję idealnie widać na wykresach relacji *reakcja-przemieszczenie*, widocznych na Rys. 4.59. Jest to porównanie układów wzmocnienia:

- dwóch pasów poziomych o różnych odstępach,
- tożsamy dwóch pasów poziomych połączonych w układzie wzmocnienia z pasami pionowymi (trzema, siedmioma bądź piętnastoma w zależności od proporcji wymiarów ściany),
- pięciu pasów poziomych połączonych z różną liczbą pasów pionowych.

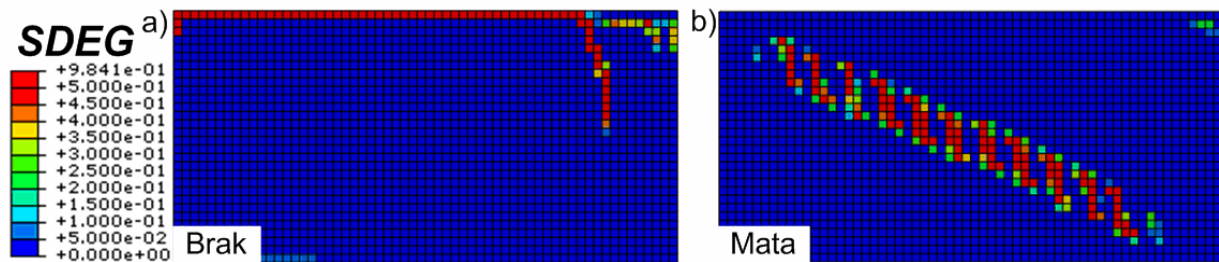
Wykresy widoczne na wskazanym wcześniej rysunku dotyczą modelu o wymiarach 6 x 3 m, ponieważ jego wyniki najlepiej obrazują następujące wnioski:

- Zastosowanie samych mat poziomych zapewnia otrzymanie wysokiego poziomu wzmocnienia w zakresie inżynierskim. Dodanie pasów pionowych powoduje jego zmniejszenie, ale w zakresie mechanizmu zniszczenia pozwala na zmniejszenie narastania degradacji. Widać to, porównując wykresy znajdujące się na Rys. 4.59a – same maty poziome i Rys. 4.59b – pasy poziome w połączeniu z pasami pionowymi.
- Po dodaniu piętnastu mat pionowych do dwóch mat poziomych o różnym rozstawie, modele, w których dochodziło do gwałtownego narastania degradacji (duży spadek *SR*) w przypadku wzmocnienia jedynie pasami poziomymi, osiągnęły mniejsze spadki sumarycznej reakcji, które związane były z mniejszym narastaniem degradacji. Wygląda to w ten sposób, jakby wszystkie wykresy odnoszące się do modeli wzmocnionych chciały się wyrównać (porównanie wykresów z Rys. 4.59a i b).
- Trzeci z wykresów (Rys. 4.59c), z kolei, obrazuje drugi etap analizy wzmocnienia będącego połączeniem pasów poziomych i pionowych. Stanowi on porównanie odpowiedzi modelu na ścinanie, w przypadku, gdy do pięciu pasów poziomych dodaje się różną liczbę pasów pionowych. Otrzymane rezultaty potwierdzają, że im mniej pasów pionowych, to, choć w zakresie inżynierskim otrzymano największe wzmocnienie, to w zakresie mechanizmu zniszczenia wzmocnienie to (w postaci zmniejszenia gwałtownego narastania degradacji) jest najslabsze. Im większa liczba pasów pionowych, tym spadki sumarycznej reakcji są mniejsze.



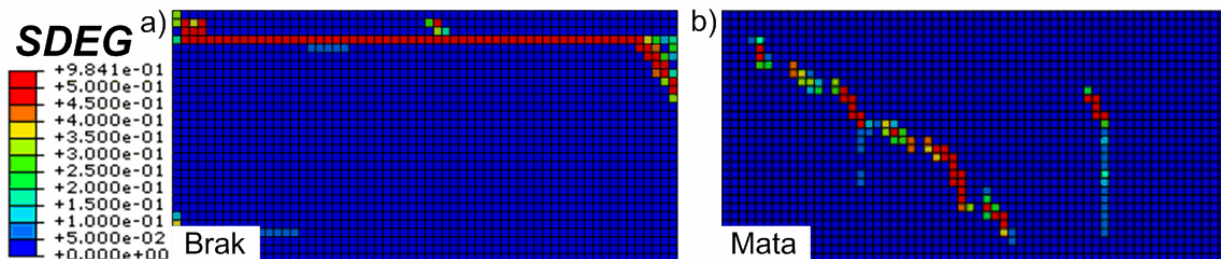
Rys. 4.59 Zależność reakcja-przemieszczenie – porównanie wykresów modeli ze wzmocnieniem w postaci: a) 2 pasów poziomych o różnej odległości b) z pierwszym i c) drugim etapem połączenia pasów poziomych i pionowych, w przypadku modelu o wymiarach 6 x 3 m.

Opisane wnioski potwierdzają mapy sumarycznej degradacji. Rys. 4.60 przedstawia porównanie map sumarycznej degradacji modelu wzmocnionego dwoma pasami poziomymi w odstępie siedmiu ich szerokości z modelem wzmocnionym połączeniem dwóch poziomych mat w odstępie siedmiu ich szerokości z piętnastoma pasami poziomymi przy przemieszczeniu równym 2,05 mm. Taka wartość przemieszczenia powoduje, że ściana wzmocniona samymi pasami poziomymi ulega ścięciu, podczas gdy ta sama ściana, ale wzmocniona dodatkowo pasami pionowymi nie tylko ma mniejszą degradację (ściana nie jest ścięta), ale również zmienia jej położenie (zmiana mechanizmu zniszczenia).



Rys. 4.60 Mapa sumarycznej degradacji modelu 6 x 3 m przy przemieszczeniu 2,05 mm: a) 2 pasy poziome, b) 2 pasy poziome i 15 pasów pionowych (opis w tekście).

Do tego samego wniosku można dojść porównując mapy sumarycznej degradacji, znajdujące się na Rys. 4.61. Tym razem są to modele z drugiego etapu analizy, czyli wzmocnienie w postaci połączenia pięciu pasów poziomych z jednym (Rys. 4.61a) i jedenastoma pasami pionowymi (Rys. 4.61b). Dodanie tylko jednego pasa pionowego spowodowało, że przy przemieszczeniu o wartości 2,05 mm ściana została ścięta, podczas gdy przy tej samej wartości przemieszczenia model, w którym dodano piętnaście pasów pionowych posiada niewielką degradację, niezagrażającą, na tym etapie, zniszczeniu ściany.

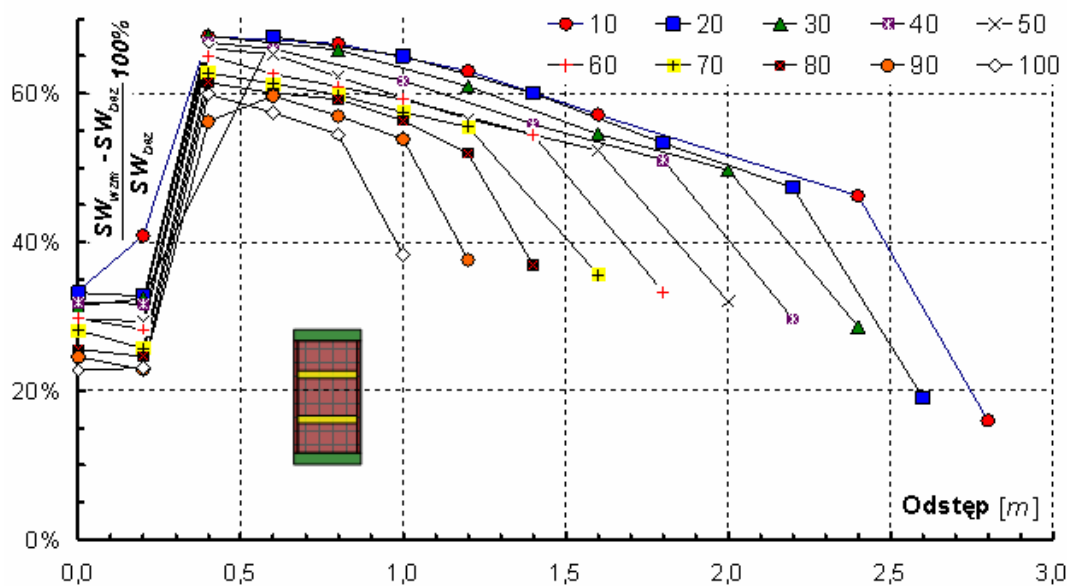


Rys. 4.61 Mapa sumarycznej degradacji modelu 6 x 3 m przy przemieszczeniu 2,05 mm: a) 5 pasów poziomych i 1 pas pionowy, b) 5 pasów poziomych i 11 pasów pionowych (opis w tekście).

Połączenie analizy zmiany szerokości pasów CFRP ze zmianą odległości na przykładzie dwóch przesuwających się pasów.

Ostatnia analiza, dodatkowa, dotyczyła dwóch pasów poziomych o zmiennej szerokości – od 10 cm do 100 cm oraz o zmiennym położeniu – od zetknięcia się z krawędziami ściany do wzajemnego połączenia się, dało to razem 231 modeli. Ze względu na ogromną liczbę wyników, postanowiono tę analizę ograniczyć jedynie do zakresu inżynierskiego.

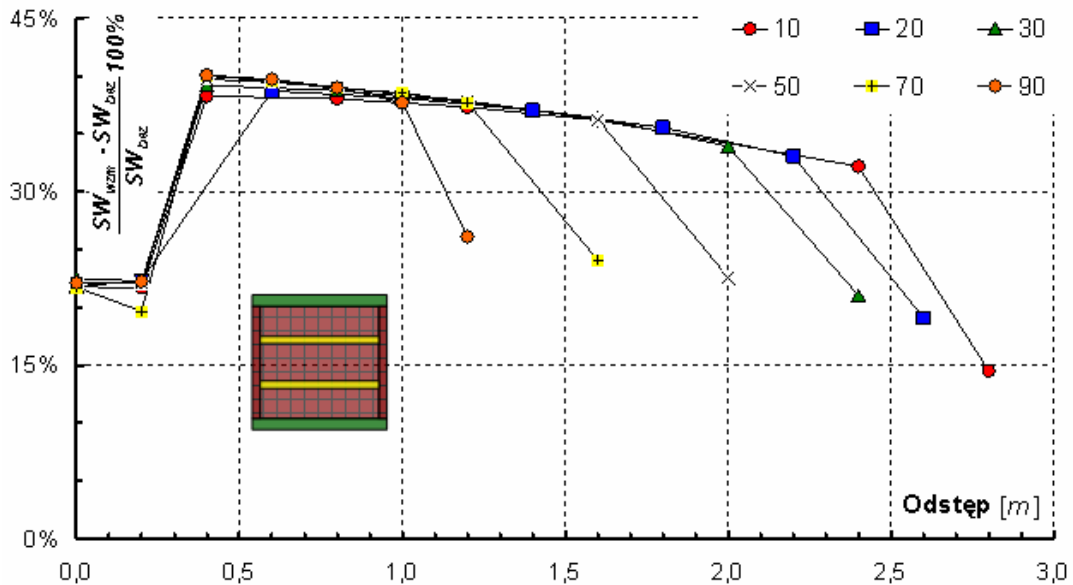
Celem analizy było ustalenie, jaki wpływ na wzmocnienie, w zakresie inżynierskim, ma zmienne położenie pasów przy różnej ich szerokości. Wykresy będące relacjami wzrostu wzmocnienia SW do odstępów między pasami, wyrażonych w metrach, próbek murowych o poszczególnych wymiarach znajdują się na Rys. 4.62 do Rys. 4.64. Przebieg każdego z wykresów jest zbliżony do wykresów otrzymanych wcześniej w analizie dwóch pasów o szerokości 20 cm (Rys. 4.44).



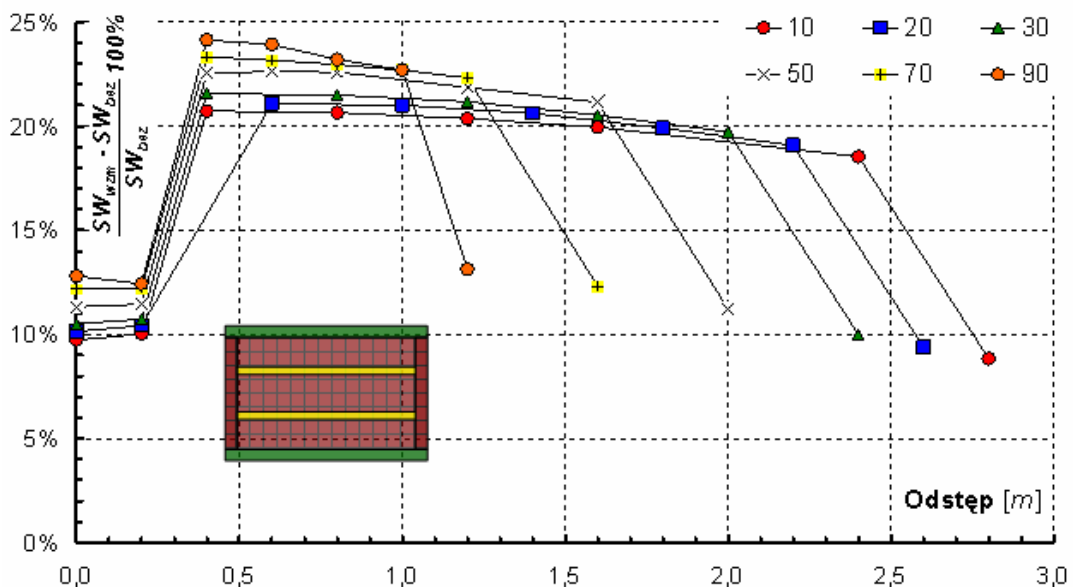
Rys. 4.62 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do wartości odstępów między pasami kompozytu - porównanie różnych grubości pasów – model 1,5 x 3 m.

W modelu o wymiarach 1,5 x 3 m osiągnięto tym większy poziom wzmocnienia, w postaci procentowego wzrostu SW , im węższe były pasy. Pokazuje to, że przy tak wąskich ścianach lepszym rozwiązaniem jest wzmocnienie mniejszej powierzchni muru. Największą wartość wzmocnienia otrzymano przy odstępach od 0,4 do 0,8 m, czyli np.: przy 10-cio centymetrowych pasach stanowi to odległość 4÷8 szerokości pasów, podczas, gdy przy pasach o szerokości 1 m są to odległości poniżej jednej ich szerokości.

Z kolei w modelu o wymiarach 6x3 m odstęp między pasami nie mają już tak dużego wpływu na poziom wzmocnienia, za to zauważyć można, że w przeciwieństwie do modelu o proporcji wymiarów 0,5, większe wzmocnienie osiągnięto przy najszerszych matach, a najmniejsze przy najwęższych, z tym, że trudno określić czy jest to kwestia szerokości pasów, czy powierzchni pokrycia muru – za mało informacji, gdyż różne szerokości pasów w każdym modelu reprezentowane były tylko przez dwa pasy.



Rys. 4.63 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do wartości odstępów między pasami kompozytu - porównanie różnych grubości pasów – model o wymiarach 3 x 3 m.



Rys. 4.64 Procentowa zależność SW modelu wzmocnionego do niewzmocnionego w odniesieniu do wartości odstępów między pasami kompozytu - porównanie różnych grubości pasów – model o wymiarach 6 x 3 m.

Podsumowanie

Analiza doboru układu wzmocnienia na próbkach murowych o różnych proporcjach wymiarów pozwoliła na wysnucie następujących wniosków:

W zakresie inżynierskim:

- Wraz ze wzrostem szerokości ściany (większymi proporcjami wymiarów) zmniejsza się poziom wzmocnienia wyrażony poprzez procentowy wzrost SW (definicja na Rys. 3.20).
- Przy zastosowaniu samych pasów poziomych największe wzmocnienie osiągnięto przy zastosowaniu 5 pasów poziomych w każdym modelu.
- Odległości pomiędzy pasami mają jedynie niewielki wpływ na poziom wzmocnienia i to tylko w modelu o proporcji wymiarów równej 0,5. Wyjątek, w każdym z modeli (różne proporcje wymiarów), stanowią przypadki: zetknięcia się pasów z krawędziami ścian, wzajemnego zetknięcia się ich ze sobą oraz najmniejszej z przyjętych odległości między pasami, wtedy to wartość wzmocnienia spada o około połowę.
- Zastosowanie pasów pionowych w modelach o proporcji wymiarów 1,0 i 2,0 powoduje wzmocnienie mniejsze niż przy wzmocnieniu całej powierzchni. Wyjątek stanowi ściana o wymiarach 1,5 x 3 m, w której przy pokryciu powierzchni pasami od 40 do 70 %, otrzymano wzmocnienie większe niż przy całkowitym pokryciu matami powierzchni muru.
- Dodanie pasów pionowych do pasów poziomych powoduje spadek poziomu wzmocnienia w porównaniu do zastosowania samych pasów poziomych.

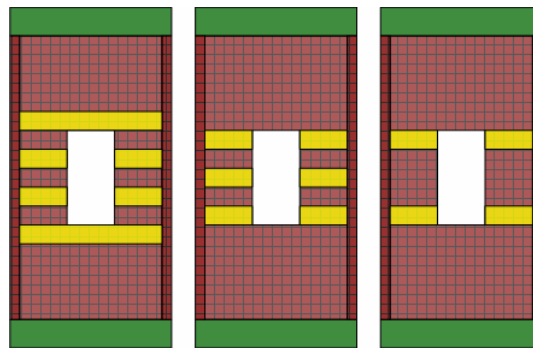
W zakresie mechanizmu zniszczenia:

- Zastosowanie samych mat poziomych w modelach o proporcji wymiarów powyżej 0,5 nie przyczynia się do otrzymania większego wzmocnienia (nie zmniejsza się znacząco poziom degradacji) niż pokrycie całej powierzchni muru kompozytem. Istnieją jednak przypadki, gdzie pasy poziome spowodowały, że otrzymane wzmocnienie było tylko trochę gorsze od tego, które powstało w przypadku całkowitego wzmocnienia powierzchni ściany. Z tym, że im szersza ściana, tym większa ilość pasów CFRP jest niezbędna do uzyskania takiego efektu. W ścianie o wymiarach 1,5 x 3 m najlepszym układem wzmocnienia okazało się pięć pasów poziomych.

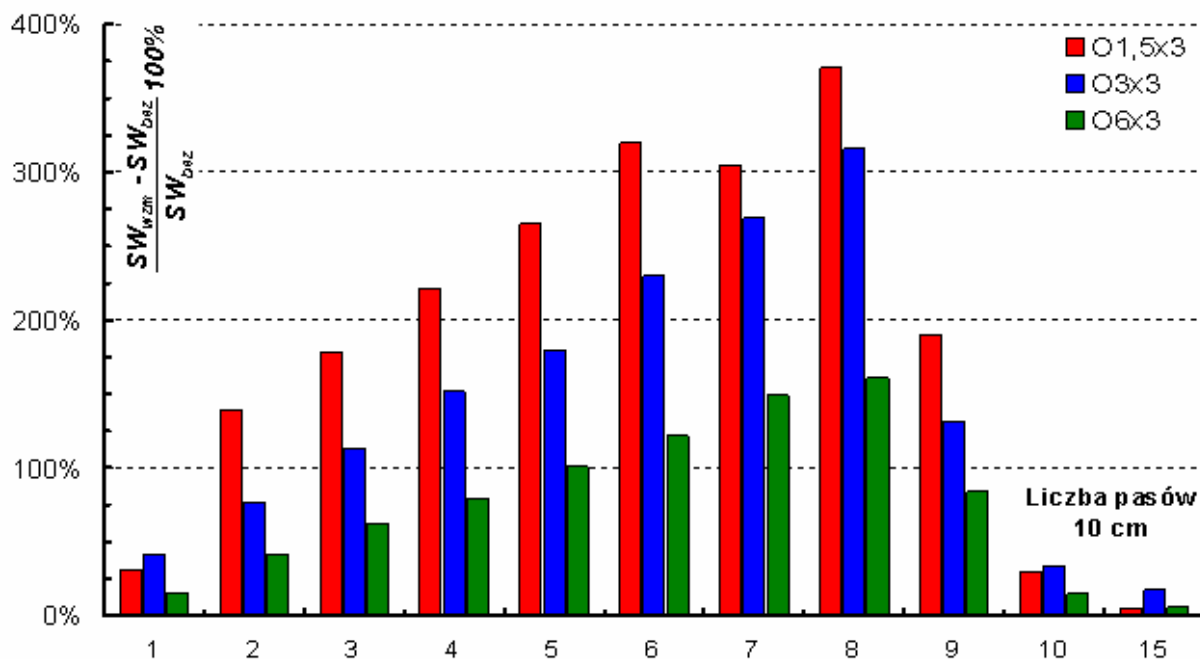
- Źle dobrany układ wzmocnienia może spowodować uszkodzenia ściany, nawet wcześniej (przy mniejszym obciążeniu) niż przy braku wzmocnienia - Rys. 4.42.
- W przypadkach węższych ścian większe wzmocnienie uzyskano przy odstępie pasów kompozytu do pięciu ich szerokości (analiza dwóch poziomych pasów). Najszersza ściana osiągnęła wzmocnienie (w postaci zmniejszenia narastania degradacji w porównaniu do modelu niewzmocnionego) dopiero przy większym rozstawie – od 9 ich szerokości.
- Odpowiednio dobrany układ wzmocnienia zmienia charakter zniszczenia ściany – Rys. 4.48.
- Stosowanie samych pasów pionowych nie powoduje osiągnięcia dużego wzmocnienia (każdy przypadek daje znacznie gorsze rezultaty niż wzmocnienie całej powierzchni muru).
- Natomiast dodanie pasów pionowych do poziomych (stworzenie układu kratowego) powoduje, że zmniejsza się narastanie degradacji występującej w przypadku samych pasów poziomych – im ściana jest szersza, tym efekt jest bardziej widoczny. Dodatkowo pasy pionowe zmieniają miejsce wystąpienia degradacji, przez co zmienia się mechanizm zniszczenia.

4.3.3. Dobór układu mat – próbki z otworami

Analizę doboru układu wzmocnienia przeprowadzono na takich samych ścianach, jak w punkcie 4.3.2, ale zawierających otwór (modele opisane w 4.3.1). Ze względu na to, że w poprzednim punkcie nie można było jednoznacznie wyciągnąć niektórych wniosków, co wiązało się z nieodpowiednią liczbą przeprowadzonych analiz, postanowiono skupić się jedynie na pasach poziomych, ale za to na większej liczbie modeli. Zastosowano szerokości pasów od 10 cm do 90 cm, w różnych rozstawach (nie tylko regularnych, ale także takich, aby pasy kompozytu znajdowały się w charakterystycznych, względem otworu, miejscach). Stosując pasy 10 cm w każdej ze ścian (o różnych proporcjach wymiarów) otrzymano 48 modeli z różnym rozstawieniem wzmocnienia, przy pasach 20 cm było ich po 37, 30 cm – 21, 50 cm – 10, 70 cm – 8 i 90 cm – 7, co w rezultacie dało razem 393 modele obliczeniowe. Ze względu na bardzo dużą liczbę wykonanych modeli, na Rys. 4.65 przedstawiono jedynie przykładowe trzy układy pasów poziomych, m.in. w charakterystycznych miejscach względem otworu. Krótsze pasy po obu stronach otworu traktowano w analizie jako jeden pas o mniejszej powierzchni.



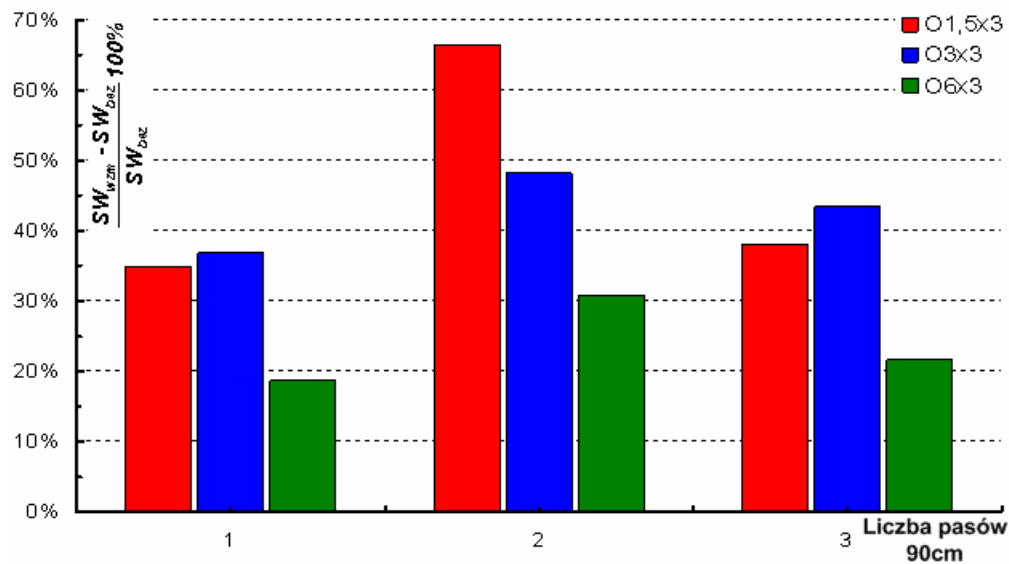
Rys. 4.65 Dobór układu wzmocnienia w ścianie z otworem – przykładowe układy pasów w modelu 1,5 x 3 m.



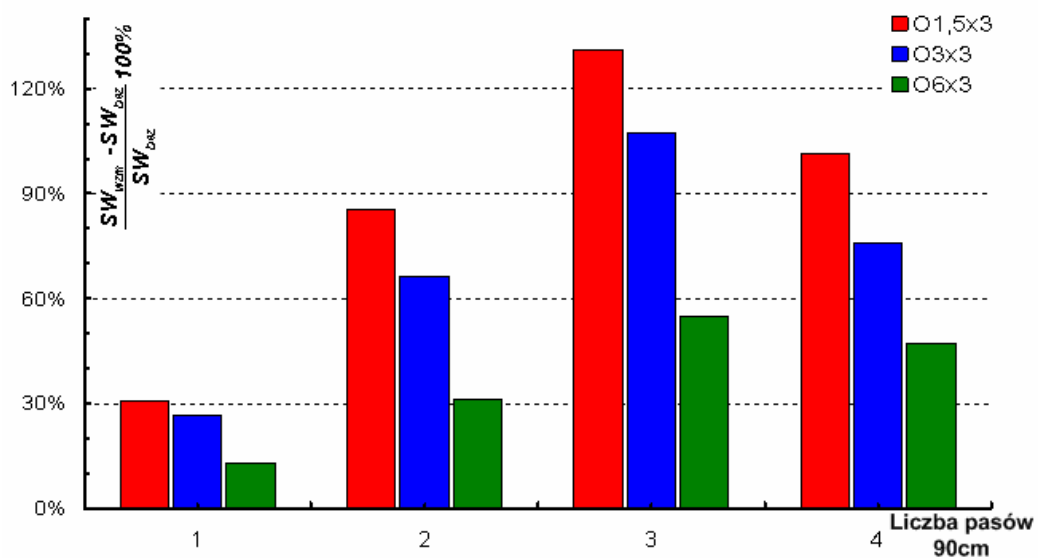
Rys. 4.66 Procentowy wzrost SW w zależności od liczby pasów – układy pasów poziomych o szerokości 10 cm.

W zakresie inżynierskim rezultaty wszystkich modeli pozwoliły na stworzenie pewnego schematu, to znaczy – w zależności od szerokości pasów oraz wzmocnianej ściany zmieniała się wartość wzmocnienia w postaci procentowego wzrostu SW (definicja na Rys. 3.20). We wszystkich analizowanych przypadkach istnieje następująca prawidłowość: największe wzmocnienie osiąga ściana najwęższa, o proporcji wymiarów 0,5, a najmniejsze – ściana najszersza, o proporcji wymiarów 2,0. Im węższe pasy, tym wartość wzmocnienia ($\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$) jest większa. Opisana prawidłowość widoczna jest na wykresach procentowego wzrostu SW w zależności od liczby pasów,

znajdujących się na Rys. 4.66, Rys. 4.67 i Rys. 4.68, odpowiednio dla pasów o szerokości 10 cm, 50 cm i 90 cm. Pozostałe szerokości pasów sprawiają, że odpowiadające wykresy mają ten sam charakter. Oprócz wartości wzmocnienia poszczególnych przypadków, zauważyć można również, że największe wzmocnienie w zakresie inżynierskim nie osiągnięto przy maksymalnej zastosowanej liczbie pasów. Wraz ze wzrostem ilości mat, wrasta poziom wzmocnienia, ale do pewnego momentu, a mianowicie do liczby stanowiącej trochę ponad połowę zastosowanej maksymalnej liczby pasów, a potem wartość wzmocnienia spada – gwałtowniej przy mniejszej szerokości pasów oraz węższej ścianie.



Rys. 4.67 Procentowy wzrost SW w zależności od liczby pasów – układy pasów poziomych o szerokości 50 cm.



Rys. 4.68 Procentowy wzrost SW w zależności od liczby pasów – układy pasów poziomych o szerokości 90 cm.

Szczegółowe wartości otrzymanego wzmocnienia, w postaci $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$,

w zależności od szerokości zastosowanych pasów mat oraz wymiarów ściany zawiera Tab. 4-9. Największe wzmocnienie, bo aż 371 % uzyskano dla modelu o proporcji wymiarów 0,5 przy zastosowaniu pasów o szerokości 10 cm przy pokryciu powierzchni muru kompozytami w 28 %, natomiast zastosowanie pasów o szerokości 90 cm w modelu o proporcji wymiarów 2,0 dało wzmocnienie o 340% mniejsze (powierzchnia pokrycia muru wynosiła 70%).

Tab. 4-9 Wzmocnienie w postaci procentowego wzrostu SW przy różnych szerokościach pasów oraz wymiarach ściany – modele z otworem.

Szerokość pasów [cm]	$\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$		
	1,5 x 3 m	3 x 3 m	6 x 3 m
10	371	316	161
20	218	183	89
30	190	135	86
50	131	107	55
70	82	60	33
90	66	48	31

W zakresie mechanizmu zniszczenia, nie ma możliwości stworzenia jednego schematu doboru najefektywniejszego układu wzmocnienia, jak to miało miejsce w zakresie inżynierskim. Z poprzedniego punktu (4.3.2) wynika, że same pasy poziome nie dają zbyt dużego wzmocnienia w tym zakresie, dlatego skupiono się na porównaniu różnych rodzajów układów przy różnych proporcjach wymiarów ściany. Z szeregu otrzymanych wyników (nieomal czterystu modeli) postanowiono wybrać po jednym najlepszym (pod względem osiągniętego wzmocnienia) wykresie relacji *reakcja-przemieszczenie*, widocznych na Rys. 4.69 do Rys. 4.71, z każdej analizowanej szerokości pasów poziomych. Tu pojawia się pytanie, co to znaczy najlepsze? W przypadkach proporcji próbek murowych 1,0 oraz 2,0 wybrano modele o najmniejszym spadku sumarycznej reakcji oraz uwzględniono wartość przemieszczenia górnej krawędzi próbki, towarzyszącego temu spadkowi – im jest ona większa, tym większe wzmocnienie. Dla modeli o proporcji wymiarów 0,5 trudniej wybrać reprezentatywny model, gdyż nie występuje tu wyraźny spadek SR,

a narastającą degradację ilustruje zmiana kąta nachylenia zależności $SR-u$. Tak, więc w tym przypadku jest kilka możliwości wyboru najlepszego układu wzmocnienia.

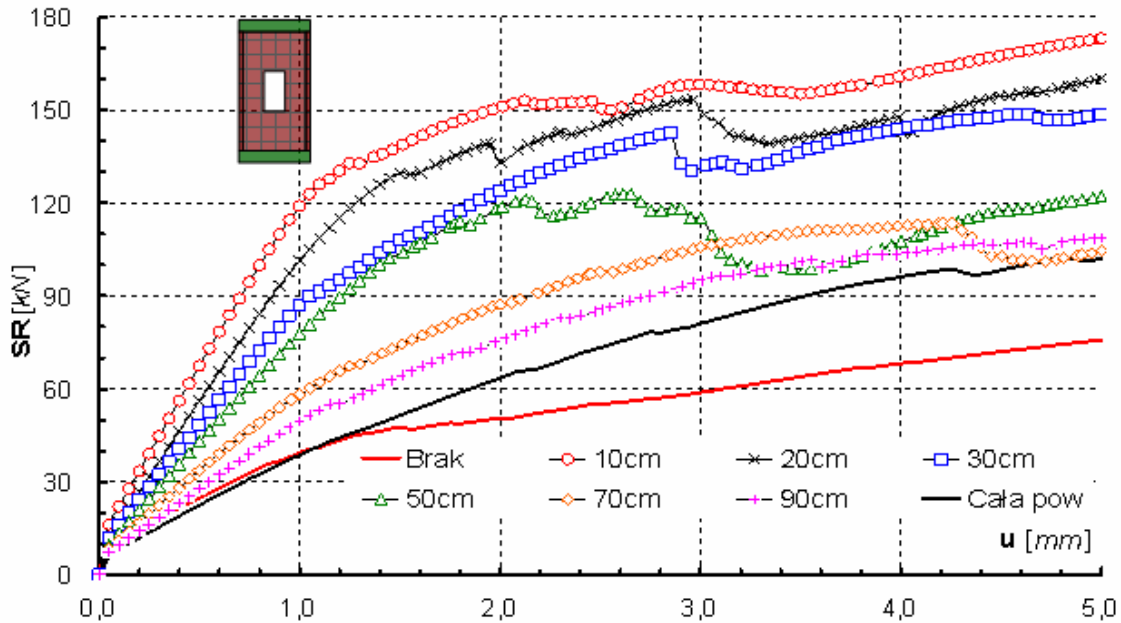
Ogólnie, im więcej pasów, zwłaszcza przy mniejszej ich szerokości, tym przebieg omawianej relacji, jak i narastania degradacji jest bardziej zbliżony do otrzymanych przy wzmocnieniu matami całej powierzchni muru. Wykresy te posiadają najmniej spadków reakcji (ze wszystkich analizowanych modeli danej szerokości) i w niektórych przypadkach niemal pokrywają się z wykresem otrzymanym przy wzmocnieniu całej powierzchni muru. Negatywną stroną takiej klasyfikacji jest fakt, że w większości przypadków są one gorsze od wzmocnienia całej powierzchni muru. Chociaż patrząc na to z drugiej strony, można uzyskać nieco mniejszy efekt wzmocnienia, ale w zamian rozwiązanie takie jest oszczędniejsze ze względu na mniejszą powierzchnię pokrycia matami CFRP.

Rys. 4.69. pokazuje relacje SR -przemieszczenie, będące rezultatem innego kryterium wyboru. Mianowicie wybrano takie modele, które pozwalały na przyłożenie większej wartości siły powodującej degradację i jednocześnie takie, w których nie ma gwałtownego narastania degradacji (spadki SR jak najmniejsze). Taki wybór pozwolił na stworzenie wykresu poszczególnych relacji w kolejności osiągania największych wartości reakcji zgodnej z Tab. 4-9 – im węższe pasy, tym te wartości są większe. Żaden z tych modeli nie miał rezultatów zdecydowanie lepszych (mniejsza obszarowo i wartościowo degradacja) niż całkowite wzmocnienie powierzchni muru, jednak wszystkie pozwoliły na spowolnienie narastania degradacji w porównaniu do modelu bez wzmocnienia. Najlepsze efekty zaś dawały te modele, których relacje miały najmniejsze zmiany kąta przebiegu wykresu $SR-u$ oraz najmniejsze spadki reakcji.

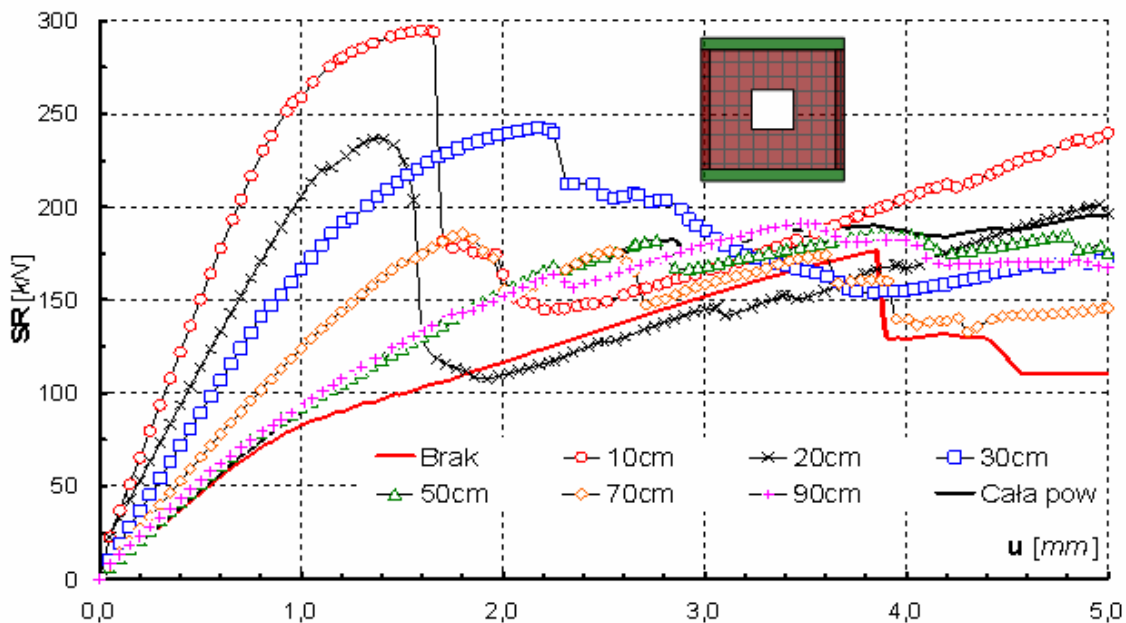
Modele o proporcjach wymiarów 1,0 i 2,0, jeżeli osiągały wysoką maksymalną wartość reakcji, to przeważnie miały również duży jej spadek (związany z narastaniem degradacji) i to bardzo często występujący przy mniejszej wartości przemieszczenia niż model bez wzmocnienia. Dlatego w tych dwóch przypadkach, najlepsze efekty dawały modele, których relacje może nie osiągały wysokich wartości SR , ale za to nie miały dużych spadków sumarycznej reakcji (Rys. 4.70 i Rys. 4.71).

W obu przypadkach nie można jednoznacznie stwierdzić, która szerokość pasów jest najlepsza. W każdym modelu inne szerokości pasów powodują różne efekty wzmocnienia, chociaż wśród najlepszych rezultatów pojawiają się układy z pasami o szerokości 50 cm, stanowiącej 16 % wysokości ściany. Jednak nie można stwierdzić, na podstawie przyjęcia jednego rodzaju geometrii ściany czy taki udział szerokości pasów spowoduje najlepsze efekty wzmocnienia (w zakresie mechanizmu zniszczenia) w każdej ścianie. Również nie ma

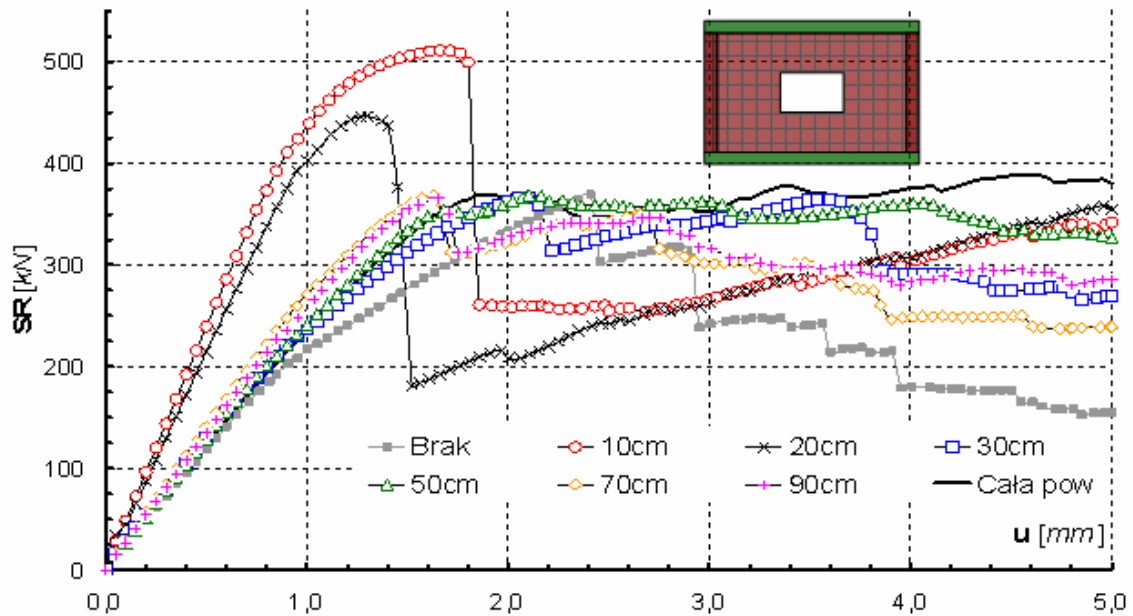
zależności, jeśli chodzi o procent pokrycia powierzchni ściany pasami, chociaż i tu można przyjąć nieśmiało stwierdzenie, że im szersze pasy, tym potrzebna jest większa powierzchnia pokrycia powierzchni, jednak wiąże się to również z odpowiednim ich rozkładem na powierzchni ściany. Dużo lepsze efekty wzmocnienia w zakresie mechanizmu zniszczenia uzyskuje się przy równomiernym rozłożeniu pasów oraz odpowiednio względem otworu.



Rys. 4.69 Zależność reakcja-przemieszczenie – wybór najlepszych osiągniętych rezultatów każdej z przyjętych szerokości pasów - model o wymiarach 1,5 x 3 m.



Rys. 4.70 Zależność reakcja-przemieszczenie – wybór najlepszych osiągniętych rezultatów każdej z przyjętych szerokości pasów - model o wymiarach 3 x 3 m.

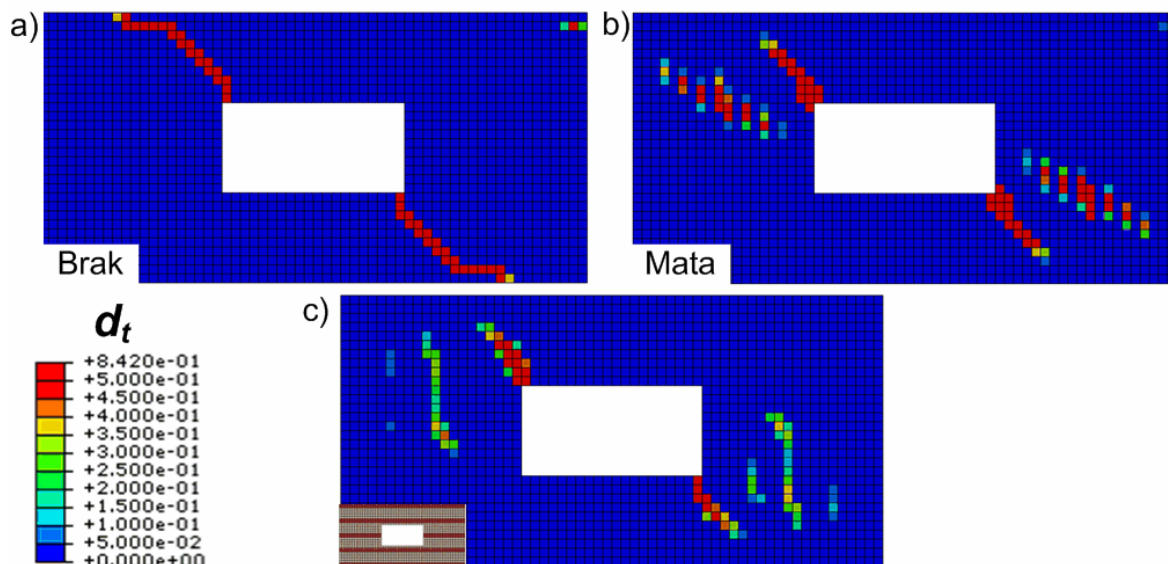


Rys. 4.71 Zależność reakcja-przemieszczenie – wybór najlepszych osiągniętych rezultatów każdej z przyjętych szerokości pasów - model o wymiarach 6 x 3 m.

Równomierny rozkład pasów pozwala na osiągnięcie większego wzmocnienia. Rys. 4.72 prezentuje porównanie map parametru degradacji d_t modelu o wymiarach 6 x 3 m:

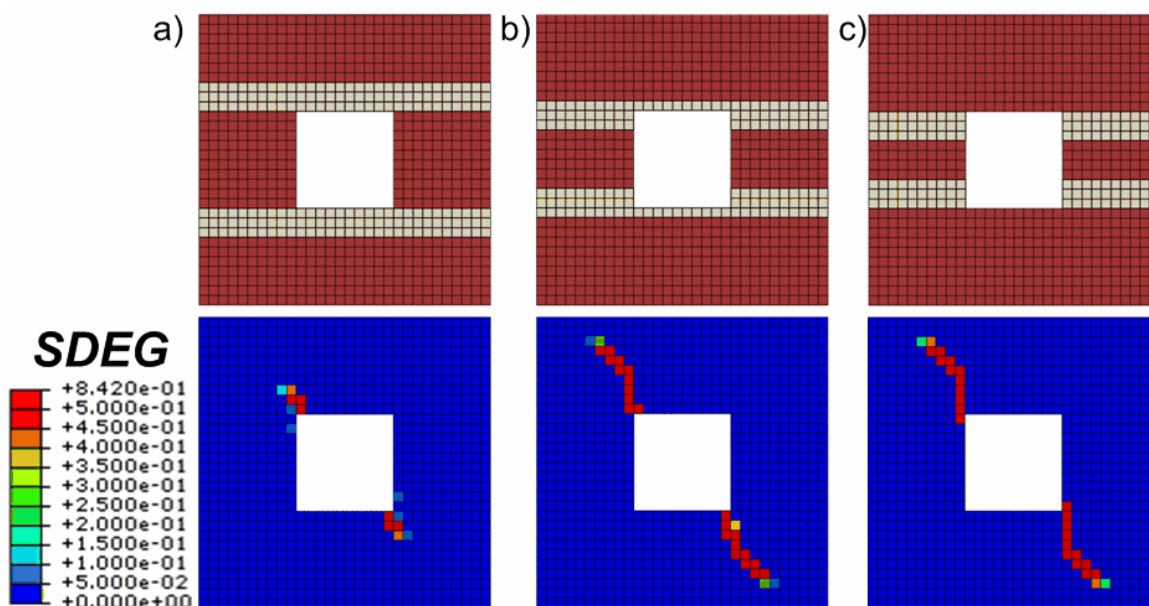
- przy braku wzmocnienia kompozytami,
- gdy mata pokrywa całą powierzchnię muru; oraz
- gdy zastosowano; układ pasów o szerokości 50 cm równomiernie rozłożonych.

Podczas gdy model bez wzmocnienia całkowicie ulega ścięciu (powstał mechanizm), to w modelu z całą powierzchnią wzmocnioną do współpracy wciągnięte są również sąsiednie elementy skończone, co powoduje, że degradacja jest rozłożona na większą ilość elementów, ale za to o mniejszej wartości współczynnika d_t oraz nie powodując ścięcia ściany. Z kolei najmniejszą obszarowo oraz wartościowo degradację osiąga model z równomiernym rozłożeniem pasów, co dowodzi, że przyjęcie fragmentu wzmocnienia powierzchni ściany może być lepsze od pokrycia kompozytem całej jej powierzchni.



Rys. 4.72 Mapa degradacji przy rozciąganiu modelu o wymiarach 6 x 3 m przy przemieszczeniu 2,4 mm: a) bez wzmocnienia, b) cała powierzchnia wzmocniona, c) model 4x50 – pasy 50 cm - (opis w tekście).

W przypadku ścian z otworami również ważne jest odpowiednie usytuowanie pasów względem otworu. Zmianę obrazu sumarycznej degradacji przy różnym układzie wzmocnienia kompozytów względem otworu przedstawia Rys. 4.73. Przy zastosowaniu pasów nad otworem okiennym powstała degradacja jest obszarowo najmniejsza spośród wszystkich przedstawionych modeli. W tym przypadku wiąże się to głównie z miejscem pojawienia się pierwszej degradacji.



Rys. 4.73 Mapa sumarycznej degradacji modelu o wymiarach 3 x 3 m przy przemieszczeniu 1,5 mm z pasami o szerokości 30 cm: a) model 2x30I, b) model 2x30B, c) model 2x30J – (opis w tekście).

W przypadku stosowania samych pasów poziomych można wyznaczyć najbardziej efektywny układ wzmocnienia w zakresie inżynierskim. Otrzymane rezultaty analiz modeli z otworem potwierdzają uzyskanie wysokich wartości wzmocnienia w postaci $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$ przy zastosowaniu pasów poziomych - im są węższe, tym większe wzmocnienie. Nie można jednak takich wniosków wyciągnąć w zakresie mechanizmu zniszczenia. Zastosowanie samych pasów poziomych nie gwarantuje uzyskania wysokiego wzmocnienia – lepsze rezultaty osiągnano np. w przypadku kraty - rozdział 4.3.2 czy układu odpowiednio dopasowanego do powstałej degradacji w modelu bez wzmocnienia – rozdział 4.3.1. W przypadku samych pasów poziomych można osiągnąć rezultaty w postaci zmniejszonej degradacji, podobne do tych otrzymanych przy wzmocnieniu całej powierzchni muru, lub nawet lepszych, jednak jest wiele czynników, które na to się składają, takich jak proporcje wymiarów ściany czy usytuowanie względem otworu – jednak nie ma jednego schematu (oprócz pojedynczych uwag – np. odnośnie równomiernego rozłożenia), który odpowiadałby wszystkim modelom.

4.3.4. Podsumowanie

Różne proporcje ściany sprawiają, że pracuje ona inaczej, tzn. różne są relacje *reakcja-przemieszczenie* i, co się z tym wiąże, mechanizmy zniszczenia. Wprowadzenie otworu również zmienia odpowiedź ściany na zadane przemieszczenie w porównaniu do muru pełnego, jednak powoduje również to, że różny wcześniej mechanizm zniszczenia przy zmieniających się wymiarach ściany staje się podobny we wszystkich modelach po wprowadzeniu otworu, a konkretnie degradacja zawsze rozpoczyna się od przeciwległych naroży okiennych i propaguje po przekątnej. Z tych powodów nie można porównać bezpośrednio efektów wzmocnienia modelu pełnego z modelem zawierającym otwór. Można jednak wyciągać wnioski z obu przeprowadzonych analiz i szukać ewentualnie wspólnych cech.

Analizując efekt wzmocnienia (ze względu na wartość siły, która mogłaby spowodować narastanie degradacji), wyrażony procentowym wzrostem SW , można dojść do podobnych wniosków:

- Największe wzmocnienie uzyskuje się po zastosowaniu samych pasów poziomych, z tym, że największa jego wartość osiągnana jest w modelu najwęższym (o proporcji wymiarów 0,5) i wraz ze wzrostem szerokości ściany spada.

- Dodatkowo im szersze są pasy zastosowanego kompozytu, tym poziom wzmocnienia (w postaci $\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$) jest mniejszy, a tym samym potrzebne jest większe pole powierzchni pokrycia kompozytem.
- Po wprowadzeniu otworu uzyskuje się większe wartości wzmocnienia w porównaniu do ściany pełnej.

W zakresie mechanizmu zniszczenia trudno wyznaczyć jeden schemat przyjęcia najbardziej efektywnego układu wzmocnienia, jednak można wyciągnąć kilka ogólnych wniosków dotyczących stosowania wzmocnienia kompozytami, aby osiągnąć jak najlepszy efekt zaraz po (lub tuż przed) rozpoczęciem narastania degradacji:

- Po pierwsze, jeśli w ścianie zacznie się już proces degradacji, to – inaczej niż w zakresie inżynierskim – mała powierzchnia wzmocnienia jest mniej korzystna niż rozwiązanie z większą powierzchnią i szerokimi pasami.
- Poza tym, źle dobrany układ mat może spowodować, że degradacja zacznie narastać przy mniejszej wartości wprowadzonego przemieszczenia niż w modelu bez wzmocnienia, przez co jeszcze łatwiej ulegnie zniszczeniu.
- Odpowiednio dobrany układ wzmocnienia może zmienić mechanizm zniszczenia w ścianie na bardziej korzystny.
- Istotną rolę odgrywa również usytuowanie mat względem otworu.
- Same pasy pionowe czy poziome są najczęściej niewystarczające do osiągnięcia wysokiego wzmocnienia w zakresie mechanizmu zniszczenia i dużo lepiej spełnia swoją rolę połączenie pasów pionowych z poziomymi, tworzące kratę.

Na koniec należy dodać, że wszystkie zawarte w tym podsumowaniu wnioski dotyczą tylko modeli analizowanych w tym rozdziale i nie mogą stanowić ogólnych wytycznych do projektowania wzmocnienia konstrukcji murowych, a mogą być jedynie pomocne w dalszych badaniach.

5. WNIOSKI

Ostatnia część rozprawy stanowi zbiór wniosków wyciągniętych z przeprowadzonych, przez Autorkę, analiz numerycznych. Druga część rozdziału wyznacza dalsze kierunki pracy badawczej oraz krótko charakteryzuje przeprowadzone już analizy wstępne dotyczące przyszłościowych badań, a mianowicie symulacji pracy ścian wzmocnionych kompozytami pod wpływem obciążeń dynamicznych.

5.1. Wnioski z przeprowadzonych analiz

Pierwsza część pracy jest teoretyczna i skupia się na prezentacji podstawowych informacji dotyczących zagadnienia wzmocnienia konstrukcji murowych, w tym również przedstawione są sposoby wzmocniania ze szczególną uwagą poświęconą wzmocnianiu przy pomocy polimerów zbrojonych włóknami (FRP). Poza ogólnymi wiadomościami dotyczącymi tego problemu, przedstawione są rezultaty prac badawczych z różnych części świata, w których pojawiały się wyniki, głównie, eksperymentów, w tym również symulacji numerycznych.

Dobór parametrów bazowego modelu numerycznego, szeroko wykorzystywanego w głównym rozdziale pracy, poprzedzony jest przeprowadzeniem kilku grup obliczeń numerycznych, z których wyniknęły następujące najważniejsze wnioski:

- Połączenie maty z murem. – Analizowano trzy modele połączenia:
 1. – stosowany w większości symulacji, to połączenie sztywne muru z matą,
 2. – posiada dodatkową warstwę, pomiędzy murem a kompozytem, z parametrami kleju.
 3. – to połączenie muru i maty poprzez numeryczny, sprężysty kontakt wprowadzony pomiędzy nimi.

W zakresie inżynierskim nie uzyskano istotnych różnic pomiędzy poszczególnymi modelami połączenia muru i kompozytu. Natomiast widoczne różnice pojawiły się w zakresie mechanizmu zniszczenia, w którym najmniejszą degradację uzyskał model z połączeniem sztywnym, a największą - model z dodatkową warstwą uwzględniającą pracę kleju. O ile zastosowanie sztywnego kleju, takiego jak np. żywica epoksydowa, uzasadnia tworzenie modelu ze sztywnym połączeniem muru i maty (opcja *TIE* w programie ABAQUS), tak w przypadku zastosowania kleju podatnego, należałoby wykorzystać jeden z dwóch pozostałych modeli połączenia. Wstępne analizy pokazują, że

otrzymywane dla nich reakcje muru (oraz towarzysząca im degradacja) są mniejsze w porównaniu do modeli z połączeniem sztywnym. Jednak, ze względu na niepewne parametry kontaktu, należałoby je wcześniej dodatkowo przeanalizować oraz zweryfikować (głównie w laboratorium).

- Porównanie modeli o geometrii przestrzennej i płaskiej. – Stworzono dwa rodzaje modeli: powłokowy oraz tarczowy (w płaskim stanie naprężenia), a następnie porównano je przy braku wzmocnienia oraz przy zastosowaniu wzmocnienia jednostronnego oraz dwustronnego. Z otrzymanych rezultatów wynika, że przy dwustronnym („numerycznym”) wzmocnianiu kompozytem konstrukcji murowych, można z powodzeniem stosować model tarczowy. Natomiast ewentualne stosowanie jednostronnego wzmocnienia w zagadnieniu tarczowym wymagałoby dodatkowych analiz, na ile różni się ono od zagadnienia powłokowego lub pełnego 3D.
- Wpływ stosunku modułów sprężystości mat i murów na poziom wzmocnienia. – Do analizy wprowadzono trzy rodzaje murów oraz cztery różne parametry kompozytu, otrzymując relację E_{mata}/E_{mur} w zakresie od 3,33 do 320. Największe wzmocnienie uzyskuje się przy dużej różnicy modułów sprężystości maty i muru, jednak nie jest to korzystne dla konstrukcji, gdyż wysoka wartość naprężeń pojawiających się w sztywniejszej macie mogłaby być przyczyną uszkodzenia konstrukcji murowej. Z drugiej strony, z uzyskanych rezultatów, wynika również, że najmniej sztywna (z przyjętych do analizy) mata przyczynia się do uzyskania dużego wzmocnienia słabego muru, podczas gdy ten sam kompozyt połączony z najszywniejszym murem nie spowodował widocznego wzmocnienia (mała różnica w obrazie degradacji). Pokazuje to, jak istotny jest odpowiedni dobór kompozytu do rodzaju wzmocnianego muru, aby uzyskać oczekiwany efekt wzmocnienia.
- Moment aktywacji wzmocnienia. – Porównywano rezultaty uzyskane na różnym etapie przykładania obciążenia do muru: - pierwsza grupa modeli muru została obciążona po wzmocnieniu kompozytem, gdy nie podlegały one działaniu żadnego obciążenia, natomiast druga - w momencie pojawienia się dużej degradacji. Różnice pomiędzy wynikami modeli z pierwszej grupy są niewielkie (pomijalne). Zastosowanie modeli z drugiej grupy powoduje całkowicie inne wyniki w porównaniu do pierwszej grupy modeli obliczeniowych. Większy poziom wzmocnienia

(porównanie wartości SR) uzyskano w przypadku wzmocnienia matami muru po wystąpieniu degradacji. Podobne rezultaty, ale w badaniach laboratoryjnych uzyskano w [139].

Główne analizy, związane z tematem pracy, przedstawiono w rozdziale 4. Wszystkie wnioski, wyciągnięte z przeprowadzonych analiz numerycznych, dotyczą tylko i wyłącznie wybranych modeli i nie mogą stanowić wytycznych do projektowania wzmocnienia. Dopiero badania laboratoryjne mogą je zweryfikować. Niniejsza rozprawa może stanowić punkt wyjścia do optymalnego zaprojektowania odpowiednich badań testowych.

Część analityczna pracy poprzedzona została **weryfikacją**, która dotyczyła próbki murowej niewzmocnionej oraz dwóch próbek ze wzmocnieniem w postaci: a) dwóch taśm umieszczonych na przekątnych próbki murowej oraz b) trzech pasów poziomych, zgodnie z artykułem [116]. Zastosowanie różnych parametrów muru (rozd. 3.2.4 - w wyżej wymienionej literaturze brak jest odpowiednich danych potrzebnych do stworzenia charakterystyk materiałowych MB) wykazało jakościowe podobieństwo eksperymentu laboratoryjnego i symulacji komputerowej, szczególnie jeśli chodzi o mechanizm zniszczenia.

Dobór najlepszego układu wzmocnienia odbywał się na przykładzie **czterech ścian**. Ściany o numerach jeden do trzy różniły się otworami (ilością i/lub ich rozstawem), natomiast wymiary zewnętrzne były identyczne (o proporcji szerokości do wysokości 3,11). Czwarta ściana była całkowicie różna od pozostałych, wymiary zewnętrzne dawały proporcję wymiarów 5,47, jednak usztywniały ją dwie ściany poprzeczne, tworząc trzy segmenty o proporcjach wymiarów: zewnętrzne – 1,76, a środkowy – 2,13. Wszystkie ściany miały te same parametry modelu numerycznego, przy czym analiza ściany numer jeden uwzględniała dodatkowo zmiany materiału (inny mur) oraz obciążenie cykliczne, które nie przyczyniły się do zmiany wniosków i nie wniosły nic nowego do analizy doboru najbardziej efektywnego układu mat. Jako następne analizowano próbki murowe **o proporcjach wymiarów: 0,5; 1,0; 2,0 pełne oraz z otworem** o powierzchni około 11 % powierzchni muru.

Wnioski w zakresie inżynierskim:

- Każdy z układów wzmocnienia przyczynia się do wzrostu sztywności ścinania ścian i próbek murowej.

Wnioski dotyczące ścinanych ścian:

- Największy poziom wzmocnienia (wzrost sztywności ścinania ściany) uzyskano z rozwiązania modelu wzmocnionego matami na całej powierzchni muru konstrukcyjnego. Jednak jest on najmniej efektywny ze względu na stosunek wartości wzmocnienia ($\frac{SW_{wzm} - SW_{bez}}{SW_{bez}} \cdot 100\%$) do udziału pola powierzchni mat (A_{maty}/A_{muru}).
- Pod względem efektywności korzystne są układy mat przyjęte na podstawie analizy map sumarycznej degradacji modelu bez wzmocnienia (np. układ *W10*). W niektórych przypadkach uzyskiwany poziom wzmocnienia (wzrost sztywności ścinania ściany, wyrażony w procentach) jest większy niż w ścianie całkowicie pokrytej matą.

Wnioski dotyczące różnych proporcji wymiarów ceglanych próbek murowych:

- Największy poziom wzmocnienia (wzrost sztywności ścinania próbki murowej wyrażony w procentach) osiągnięto po zastosowaniu pasów poziomych.
- W próbkach murowych z otworem uzyskano większy przyrost wzmocnienia w porównaniu ze ścianą pełną, stosując podobny układ mat.
- Wraz z szerokością próbek spada poziom wzmocnienia, przy zastosowaniu tej samej liczby pasów.

Wnioski w zakresie mechanizmu zniszczenia:

Wnioski zebrane z analiz ścinania ścian murowych o różnej geometrii:

- W przypadku ścian numer jeden do trzy, opisanych w rozdz. 4.2 (ściany dwa i trzy są kopiami ściany numer jeden, ale różnią się brakiem otworu drzwiowego, a między sobą - różnym rozstawem otworów okiennych) jedne z najbardziej efektywnych okazały się te same układy wzmocnienia, jak w zakresie inżynierskim, czyli takie, w których maty pokrywają miejsca prawdopodobnego pojawienia się degradacji. Natomiast całkowite pokrycie matami powierzchni muru powodowało największe ograniczenie narastania degradacji.

- Zmiany związane z układem i rozmieszczeniem otworu nie miały większego wpływu na dobór najlepszego układu wzmocnienia.
- W przypadku ściany najszerszej z dodatkowymi ścianami poprzecznymi tylko pokrycie matami całkowitej powierzchni muru pozwalało na osiągnięcie wzmocnienia w postaci zmniejszenia degradacji oraz opóźnienie jej narastania.

Po przeanalizowaniu próbek murowych o różnych proporcjach, dodatkowo można stwierdzić, że:

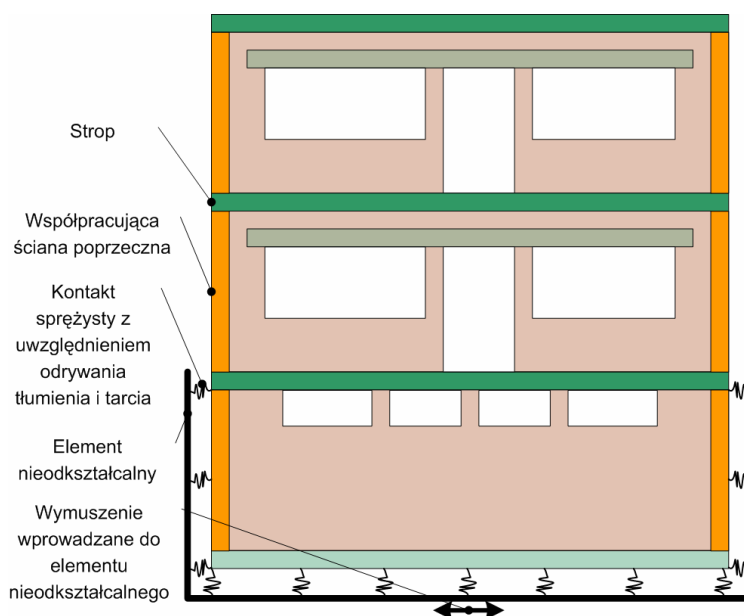
- Im szersza próbka (względem wysokości), tym większa liczba pasów kompozytu potrzebna jest do jej wzmocnienia (co oznacza większą powierzchnię wzmocnienia).
- Nieprawidłowy dobór układu wzmocnienia może doprowadzić do uszkodzenia ściany, przy mniejszej wartości przemieszczenia niż przy braku wzmocnienia - Rys. 4.42.
- Odpowiednio dobrany układ wzmocnienia zmienia charakter zniszczenia, co może zostać wykorzystane do zmiany miejsca wystąpienia degradacji na bardziej bezpieczne - Rys. 4.48.
- Istotne znaczenie ma również usytuowanie kompozytu względem otworu - Rys. 4.73. W przypadku analizy przeprowadzonej w tej rozprawie najkorzystniejsze było umieszczenie maty nad otworem.
- W próbkach murowych bez otworu ze wszystkich testowanych układów wzmocnienia, najlepszy jest układ kratowy, czyli połączenie pasów pionowych z poziomymi.

Zbierając wnioski ze wszystkich przeprowadzonych analiz, można zauważyć, że na efektywny układ wzmocnienia mają wpływ wymiary wzmocnianej ściany, jak również jej perforacja. Od wymiarów ściany zależy między innymi ilość mat, jak również ich rozkład, natomiast od rozmieszczenia otworów – ich usytuowanie. Stąd analizowanie (w laboratorium) układów wzmocnienia tylko na próbkach murowych o niepełnych wymiarach, może dawać fałszywe rezultaty.

5.2. Kierunki rozwoju

Zaprezentowane w pracy rezultaty przeprowadzonych analiz stanowią dopiero początek procesu doboru efektywnego układu wzmocnienia. Kolejnym krokiem przede wszystkim powinno być przeprowadzenie odpowiednich eksperymentów laboratoryjnych. Wybór próbek przeznaczonych do badań w laboratorium mogą ułatwić przeprowadzone już symulacje numeryczne. Inne ścieżki rozwoju podjętego tematu związane są z poprawą modelu obliczeniowego, aby uwzględniał on jak najwierniej rzeczywistą pracę konstrukcji murowej i tu można podjąć się:

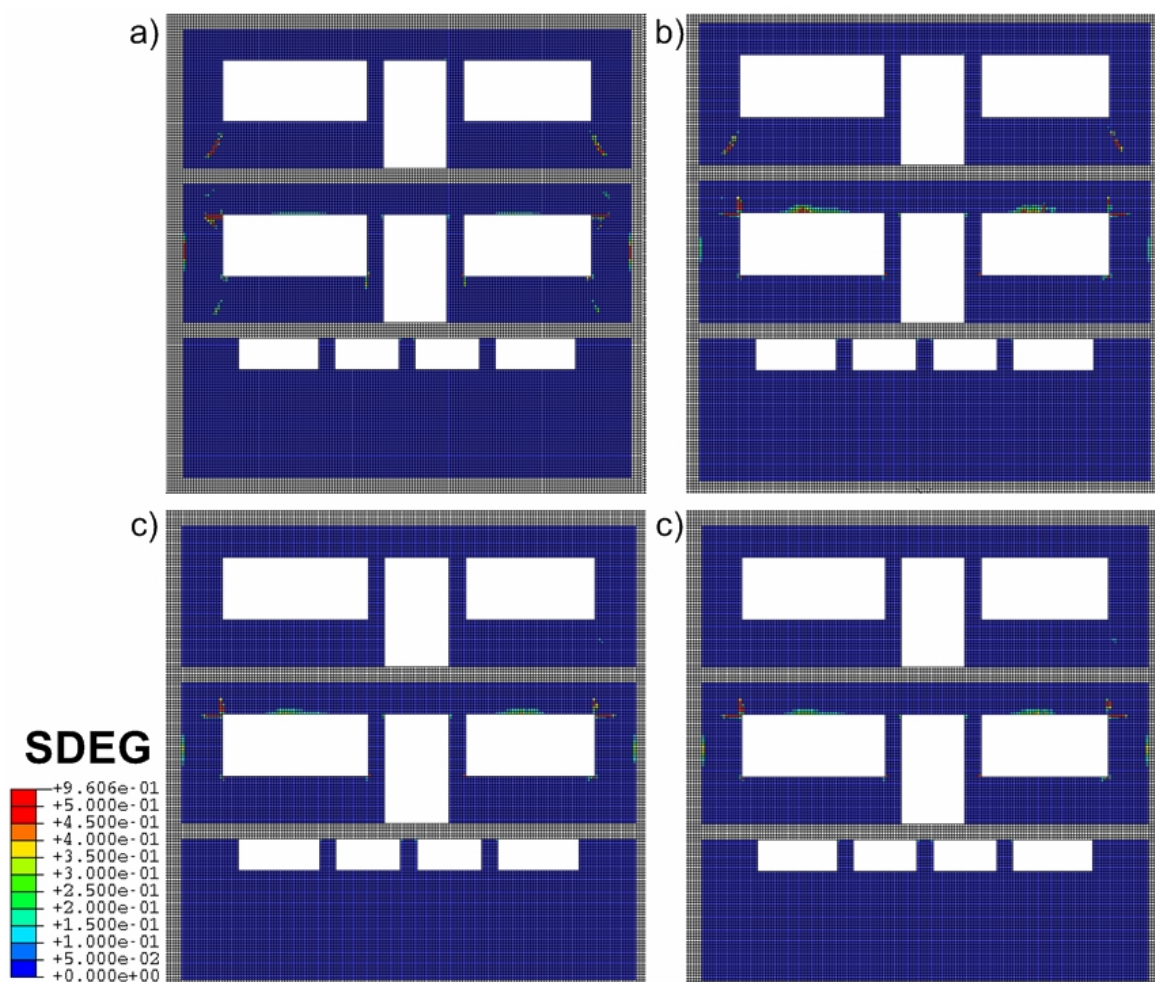
- Próby stworzenia modelu ortotropowego i niehomogenicznego (mikromodelowanie),
- Dopracowania numerycznego połączenia muru z kompozytem, które następnie powinno zostać zweryfikowane eksperymentem,
- Bardziej zaawansowanej symulacji wzmocnienia, polegającej na uwzględnieniu wstępnych uszkodzeń w murze,
- Uwzględnienia obciążenia dynamicznego w symulacji numerycznej wzmocniania ściany murowej.



Rys. 5.1 Model obliczeniowy budynku pod oddziaływaniem obciążenia harmonicznego.

Pierwsze próby wprowadzenia obciążenia dynamicznego zostały już podjęte. Analiza dynamiczna przeprowadzona była na płaskiej ścianie (PSN) odpowiadającej ścianie, z której wybrana została jedna kondygnacja do przeprowadzenia analizy statycznej doboru układu wzmocnienia (rozdz. 4.2). Poszczególne elementy ściany posiadały wymiary oraz materiały zgodnie z tymi

podanymi w wyżej wymienionym rozdziale. Dodatkowo w tym przypadku zamodelowano element nieodkształcalny, do którego wprowadzano wymuszenie. Element ten został połączony z budynkiem za pomocą kontaktu sprężystego uwzględniającego odrywanie, tłumienie i tarcie. Widok opisywanego modelu obliczeniowego przedstawia Rys. 5.1.



Rys. 5.2 Mapy sumarycznej degradacji modeli obciążonych dynamicznie: a) bez wzmocnienia, b) wzmocnienie środkowej kondygnacji, c) wzmocnienia dwóch górnych kondygnacji, d) wzmocnienie całej ściany.

Nie przeprowadzono jeszcze pełnej analizy dynamicznej, a do tego brak doboru odpowiedniego kryterium wyliczenia wzmocnienia w analizie dynamicznej uniemożliwiły zamieszczenia w pracy otrzymanych rezultatów. Zdecydowano się jednak na porównanie map sumarycznej degradacji na końcu trwania wymuszenia czterech z analizowanych przypadków (Rys. 5.2), a mianowicie: modelu bez wzmocnienia, modelu ze wzmocnieniem jednej kondygnacji (tej najbardziej zdegradowanej), dwóch górnych oraz całej ściany. Wprowadzenie kompozytu spowodowało otrzymanie powierzchniowo mniejszej degradacji po

wzmocnieniu w porównaniu z modelem bez wzmocnienia. Pokrycie matami całej powierzchni jednej kondygnacji spowodowało zmniejszenie degradacji tylko w jej zakresie, pokrycie kompozytem dwóch górnych kondygnacji spowodowało analogicznie mniejszy obszar degradacji na tych dwóch kondygnacjach, natomiast wzmocnienie całej ściany dało identyczne rezultaty ze wzmocnieniem dwóch kondygnacji, co pokazuje bezcelowość wzmocniania całej ściany. Różnice w obrazach degradacji nie są wyjątkowo wyraźnie widoczne, jednak jest to kwestia odpowiedniego doboru kompozytu ze względu na obciążenia i typ muru (przy innej grubości maty różnice są znacznie większe), jak również braku odpowiedniego kryterium przy obciążeniu dynamicznym, które wiązałoby się z wyborem kroku obliczeniowego, na którym porównywałoby się obrazy degradacji. Zasygnalizowane w tym miejscu problemy będą impulsem rozwoju mojego obszaru badawczego.

PIŚMIENNICTWO

A

- [1] Abrams D., Lynch J.: Flexural behavior of retrofitted masonry piers. KEERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, Illinois, USA 2001.
- [2] Albert L. Micheal, Elwi E. Alaa, Cheng J. J. Roger: Strengthening of Unreinforced Masonry Walls Using FRPs. *Journal of Composites for Construction*, 5(2), s.76-84, 2001.
- [3] Almeida J. C., Lourenço P. B., Barros J. A.: Characterization of Brick and Brick–Mortar Interface Under Uniaxial Tension. *Proceedings of the VII International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*, 18-20 September, Belo Horizonte, Brazil 2002, pp. 1-10.
- [4] Banaś A.: Współczesne systemy wzmacniania konstrukcji. *Wiadomości konserwatorskie* nr 14/2003
- [5] Bartoszek M., Fedorowicz J.: Numeryczna analiza pracy ścian murowych z zastosowaniem modelu sprężysto-plastycznego z degradacją. XLVIII SYMPOZJON Modelowanie w Mechanice, Wisła 23.02-27.02.2009, „Modelowanie Inżynierskie” Nr 37, Tom 6.
- [6] Basilio I., Oliveira D., Lourenço P.: Optimal FRP strengthening of masonry arches. 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam, July 2004
- [7] Bažant Z.P., Jirásek M.: Nonlocal Integral formulation of plasticity and damage: Survey of progress, *J. of Eng. Mechanics (ASCE)*, vol. 128, No.11, 2002, p. 1119-1149.
- [8] Bažant Z., Planas J.: *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-brittle Materials*. CRC Press LLC, Boca Raton, FL 1997.
- [9] Bednarski T.: *Mechanika plastycznego płynięcia w zarysie*, PWN W-wa, 1995, stron 321.
- [10] Bednarz Ł.: Metody wzmacniania zabytkowych, zakrzywionych konstrukcji ceglanych. *Wiadomości konserwatorskie* nr 14/2003
- [11] Bocca P., Carpinteri A., Valente S.: Fracture mechanics of brick masonry: size effects and snap-back analysis. *Materials and Structures*, vol. 22, 1989, 364÷373.

C

- [12] Calvi G., Magenes G.: Experimental results on unreinforced masonry shear walls damaged and repaired, 10th IB2MaC, Calgary, Canada, 1994, 509-518.
- [13] Chen W.: *Constitutive Equations for Engineering materials*, vol. 2 Plasticity and Modelling, Elsevier 1994, p. 1119.
- [14] Chmielewski T., Zembaty Z.: *Podstawy dynamiki budowli*, Arkady, Warszawa 1998.
- [15] Cholewicki A.: Wytyczne projektowania budynków (lub ich wzmocnień) podlegających wpływom wstrząsów górniczych (Instrukcja ITB nr 325/1995 oraz nr 391/2003). II Konferencja Naukowo-Techniczna, Problemy Projektowania i Ochrony Obiektów Budowlanych na Terenach Górniczych, Rudy Raciborskie 2004.
- [16] Chuang S. W., Zhunge Y., Wong T.Y., Peters L.: Seismic retrofitting of unreinforced masonry walls by FRP strips, *Proceedings of the 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 13-15 February 2003, Christchurch, New Zealand.
- [17] Ciesielski R.: Wpływ obciążeń dynamicznych na konstrukcje murowe. XIII Ogólnopolska Konferencja: „Warsztat pracy projektanta konstrukcji”, Ustroń 1999, 63-96.
- [18] Ciesielski R., Maciąg E., Tatara T.: Porównanie właściwości dynamicznych płaskiego i przestrzennego modelu wysokich ścianowych budynków prefabrykowanych, XXXIX Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB, tom: Teoria konstrukcji, Krynica 1993, 37-44.

- [19] Cińcio A., Wawrzynek A.: *Plastyczno-kruchy degradacyjny model betonu w symulacjach konstrukcji obciążonych cyklicznie*, Księga jubileuszowa z okazji 70-lecia Prof. dra hab. inż. Włodzimierza Starosolskiego, Gliwice 2003, s. 89-98.
- [20] Cińcio A., Wawrzynek A.: *Zastosowanie plastyczno-degradacyjnego modelu materiału w obliczeniach dynamicznych budowli*. Materiały Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB w Krynicy, t. 2, Krynica 2004, pp. 29-36.
- [21] Cińcio A., Wawrzynek A.: *Obliczenia dynamiczne budowli z zastosowaniem plastyczno-degradacyjnego modelu materiału*. Proc. 3rd International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 2004, pp. 293-296.
- [22] Cińcio A.: *Numeryczna analiza dynamicznej odporności niskiej zabudowy na wstrząsy parasejsmiczne z zastosowaniem przestrzennych modeli wybranych obiektów*. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Gliwice 2004.
- [23] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: *Analiza wrażliwości odpowiedzi układu dynamicznego w zakresie pozasprężystym na gęstość podziału dyskretnego w MES*, Proc. 5th International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 19-20.10.2006 Slovakia, 65-68.
- [24] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: *Numeryczna symulacja działania wstrząsu sejsmicznego na budynek murowy z zastosowaniem plastyczno-degradacyjnego modelu materiału*. XLVI SYMPOZJON Modelowanie w Mechanice, Wisła 26.02-02.03.2007, „Modelowanie Inżynierskie” Nr 33.
- [25] Cińcio A., Mrozek M., Mrozek D.: *Porównanie wpływu składowej pionowej oraz poziomej sygnału wstrząsu sejsmicznego na odpowiedź budynku niskiego w zakresie pozasprężystym*. Proc. 6th International Conference on New Trends in Static and Dynamic of Buildings, Bratislava 18-19.10.2007 Slovakia, 149-150.
- [26] CNR-DT 200-2004, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*, Rome 2004 (in English)
- [27] *Construction Under Seismic Condition in the Balkian Region*. Vol. 5: Repair and strengthening of cultural monuments (UNIDO/UNDP, Vienna, 1983).
- [28] Contrafatto L., Cuomo M.: *A framework of elastic-plastic damaging model for concrete under multiaxial stress states*. International Journal of Plasticity vol. 22, 2006, 2272-2300.
- ≡
- [29] Elgawady M.: *Seismic in-plane behaviour of URM walls upgraded with composites*. thèse no 3111, pour l'obtention du grade de docteur ès sciences, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne 2004.
- [30] Elgawady M., Lestuzzi P., Badoux M.: *Dynamic in-plane behavior of URM wall upgraded with composites*. 3rd International Conference for Composite in Infrastructure, San Francisco, USA, Paper No. 009, 2002.
- [31] Elgawady M. A., Lestuzzi P., Badoux M.: *A seismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP*. Science Direct 2005
- [32] Elgawady M., Lestuzzi P., Badoux M.: *In-Plane Seismic Response of URM Walls upgraded with FRP*. Journal of Composites for Construction, 9(6), 2005, p. 524-535.
- [33] Elgawady M., Lestuzzi P., Badoux M.: *Shear strength of URM walls retrofitted using FRP*. Engineering Structures 28, 2006, p. 1658-1670.
- [34] Elgawady M., Lestuzzi P., Badoux M.: *Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber-reinforced polymers*. Journal of Composites for Construction, 11(1), 2007, p. 50-61.
- [35] EN 1998-1:2004, Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance.

F

- [36] Fattal S.G., Gattanco L.E.: Structure performance of Masory walls dunder compression and flexure. National Bureau of Standard (NIST), Washington, DC, 1976.
- [37] Fedorowicz L.: Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Część I. Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe. Gliwice, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1729, z. 107, 2006.
- [38] Fedorowicz J.: Zagadnienia kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Część II. Kryteria tworzenia i oceny modeli obliczeniowych układów konstrukcja budowlana – podłoże górnicze. Gliwice, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1805, z. 114, 2008.
- [39] Federal Emergency Management Agency (FEMA)-273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of the buildings, FEMA, October 1997, Redwood City, California, USA
- [40] Federal Emergency Management Agency (FEMA)-303: NEHRP recommended provision for seismic regulations for new buildings and other structures, PART II -Commentary FEMA, February 1998, Washington, USA.
- [41] Friedrich P.: Die Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von der Faserlänge bei Stahlfaserbeton. Leipzig Annual Civil Engineering Report, No.5, 2000, pp. 241÷252.

G

- [42] Galati N., Tumialan G., Nanni A.: Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads. Construction and Building Materials, 20(1-2), s.101-110, 2006.
- [43] Ganz H.R., Thurlimann B.: Tests on the biaxial strength masonry, Institut für Baustatik and Konstruktion, ETH Zürich Bericht nr 7502-3, Birkhauser Verlag, Basel, Boston, 1982, p. 61.
- [44] Galvez J.C., Reyes E., Casati M.J.: Brickwork Masonry Failure Under Tensile/Shear Loading. British Masonry Society- www.masonry.org.uk.
- [45] Gawroński W., Kruszewski J., Ostachowicz W., Wittbrodt E.: Metoda elementów skończonych w dynamice konstrukcji, Arkady W-wa 1984.
- [46] Grande E., Milani G., Sacco E.: Modelling and analysis of FRP-strengthened masonry panels. Engineering Structures 30, 2008, s.1842-1860
- [47] Gryczmański M.: Metoda elementów skończonych w liniowej i nieliniowej mechanice, Materiały seminarium w IKB Wydziału Budownictwa Pol. Śl. (na prawach rękopisu), Gliwice,1993-1994, s.150.

i

- [48] Hamilton III H. R., Holberg A., Caspersen J., Dolan C. W.: Strengthening concrete masonry with fiber reinforced polymers," SP-138, ACI, Detroit MI.s. 1103-1115, 1999.
- [49] Hamilton III H. R., Dolan C. W.: Flexural Capacity of Glass FRP Strengthened Concrete Masonry Walls. Journal of Composites for Construction, 5(3), s.170-178, 2001.
- [50] Hamoush A. Sameer, McGinley W. Marc, Mlakar Paul, Scott David, Murray Kenneth: Out-of-Plane Strengthening of Masonry Walls with Reinforced Composites. Journal of Composites for Construction, 5(3), s.139-145, 2001.
- [51] Hamoush S., McGinley W., Woodson S., Mlakar P.: Influence of the FRP reinforcement ratio on the out-of-plane shear strength of externally reinforced masonry wall systems, 9th NAMC, Clemson, South Carolina, USA, s.180-191, 2003.

- [52] Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: Dokumentacja programu ABAQUS v.6.3.1, m.in: Getting Started with ABAQUS/Standard: Interactive Version; ABAQUS/Standard User's Manual; ABAQUS/CAE User's Manual, ABAQUS Example Problems Manual, ABAQUS Theory Manual, 2002.
- [53] Holberg A. M., Hamilton III H. R.: Strengthening URM with GFRP composites and ductile connections. *Earthquake Spectra*, 18(1), s.63-84, 2002.
- [54] Hughes T. J. R.: *The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 1987.

J

- [55] International Conference of Building Officials, AC125: Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthened using fiber-reinforced polymers (FRP). In: *Composite systems*. 2001.
- [56] ITB, Instrukcja nr 325. *Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej podlegających wpływom wstrząsów górniczych*. Warszawa 1993 r.
- [57] ITB, Instrukcja nr 364/2000. *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych*. Warszawa 2000.
- [58] ITB, Instrukcja nr 391/2003. *Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych*. Warszawa 2003.
- [59] ITB, Instrukcja nr 416/2006. *Projektowanie budynków na terenach górniczych*. Warszawa 2006.

J

- [60] Jabarov M., Kozharinov S., Lunyov A.: Strengthening of damaged masonry by reinforced mortar layers, 7th WCEE, Istanbul, vol. 6, 73-80, 1980.
- [61] Jankowiak T.: Łodygowski T.: Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, No.6, 2005, pp. 53-69.
- [62] Jasieńko J., Bednarz Ł.: Metody wzmacniania zabytkowych sklepień ceglanych akceptowalne z punktu widzenia doktryny konserwatorskiej. *Wiadomości konserwatorskie* nr 23/2008
- [63] Jasieńko J., Bednarz Ł., Misztal W., Raszczuk K.: Konserwacja konstrukcyjna i wzmacnianie murów historycznych., w pracy zbiorowej pod redakcją B. Szmygina: *Trwała ruina II. Problemy utrzymania i adaptacji ochrona, konserwacja i adaptacja zabytkowych murów.*, Lublin-Warszawa 2010, s.57÷68.
- [64] Jawański W.: Wzmacnianie strukturalne obiektów zabytkowych. *Budowlani* nr 1/2003.
- [65] Jirásek M.: *Numerical Modeling of Deformation and Failure of Materials.*, Lecture Notes, December 2000.
- [66] Jirásek M.: Nonlocal models for damage and fracture: Comparison of approaches, *Int. J. of, Solid and Structures*, vol. 35, 1998, p. 4133-4145.
- [67] Lourenço P. B., Barros J. O., Almeida J. C.: *Characterization of Masonry Under Uniaxial Tension*. Report 02-DEC/E-12, University of Minho, Department of Civil Engineering, Portugal, 2002.

K

- [68] Kahn L.: Shotcrete retrofit for unreinforced brick masonry, 8th WCEE, USA, 583-590, 1984.
- [69] Kaufmann W.: *Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces*. D.Phil. Thesis. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 1998.
- [70] Konderla P., Kasprzak T.: *Metody komputerowe w teorii sprężystości cz.1 Metoda elementów skończonych*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 1997.

- [71] Kwiecień A., Zając B., Stecz P., Kubica J.: Flexible Joint Method (FJM) – a new approach to protection and repair of cracked masonry. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Genewa 2006.
- [72] Kwiecień A., Zając B.: Naprawa pękniętych budynków murowanych metodą złącza podatnego. XXIII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2007.
- [73] Kwiecień A., Zając B., Stecz P., Ciurej H., Chełmecki J.: Badania dynamiczne budynku o popękanych ścianach sklejonych polimerową masą trwale sprężysto-plastyczną. Czasopismo techniczne z. 2-B/2007. Wyd. Politechnika Krakowska, Kraków 2007.
- [74] Kwiecień A., Zając B.: Praca polimerowego złącza podatnego na przykładzie połowych badań niszczących budynek. Czasopismo techniczne z. 2-B/2009. Wyd. Politechnika Krakowska, Kraków 2009.
- [75] Kubica J.: Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi pionowymi przemieszczeniami podłoża. Zeszyty Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, z. 96, Gliwice, 2003.
- [76] Kubica J., Hulimka J., Kałuża M.: Specyfika wzmacniania konstrukcji betonowych i murowych materiałami kompozytowymi. Inżynieria i budownictwo 5-6/2010, Warszawa 2010, s. 260-267.
- [77] Kudela P.: Modelowanie propagacji fal w płytach kompozytowych. Modelowanie Inżynierskie 32, s.323÷330, Gliwice 2006.
- [78] Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wydawnictwo Głównego Instytutu Górnictwa, Katowice 2007.

I

- [79] Leda H.: Szklane czy węglowe włókna w kompozytach polimerowych. Kompozyty Rocznik 3 Nr 7, s.209-215, 2003
- [80] Lee J.: Theory and Implementation of Plastic-Damage Model for Concrete Structures under Cyclic and Dynamic Loading. Licenciate of Engineering Thesis. University of California, Berkley 1996.
- [81] Lee J., Fenves G.L.: Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, Journal of Eng. Mechanics, vol 124, No.8, 1998, 892-900.
- [82] Li T., Galati N., Nanni A.: Research on FRP strengthening of URM walls with opening. Mechanics of Masonry Structures Strengthened with FRP-materials: Modeling, Testing, Design, Control. Venice. 6-8 December 2004.
- [83] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E.: A plastic-damage model for concrete, International Journal of Soilds and Structures, vol. 25, 1989, 299-329.
- [84] Luciano R., Marfia S., Sacco E.: Reinforcement of masonry arches by FRP materials: experimental tests and numerical investigations.
- [85] Lurati F., Graf H., Thulirmann B.: Experimental determination of design values for concrete masonry, Institut für Baustatik and Konstruktion, ETH Zürich Bericht nr 8401-2, Birkhauser Verlag, Basel, Boston, 1989.

II

- [86] Łagoda M., Wierzbicki T.: Wzmacnianie doklejonymi materiałami kompozytowymi FRP. Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures (ARCHES), http://arches.fehrl.org/?m=7&mode=download&id_file=5613

III

- [87] Mahmood H., Russell A. Pingham J. M.: Laboratory testing of unreinforced masonry walls retrofitted with glass FRP sheets. 14 IBMAC 2008

- [88] Majewski S. Sprężysto-plastyczny model betonu. Materiały XL Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1994, pp. 129-136.
- [89] Majewski S.: Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice, 2003.
- [90] Marcari G., Manfredi G., Prota A., Pecce M.: In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. Composites Part B: Engineering, 38(7-8), 887-901, 2007.
- [91] MC Bauchemie Sp. z o.o.: Materiały firmy dotyczące wzmacniania konstrukcji kompozytami, 01.2005.
- [92] Meier U., Schwegler G., Kotynia R.: Wzmacnianie konstrukcji murowych materiałami kompozytowymi w świetle badań doświadczalnych. XXII Awarie budowlane. Szczecin-Międzyzdroje 2005.
- [93] Mosallam A.S.: Out-of-plane flexuar behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites. Composites: Part B 38 (2007), 559-574.
- [94] Mrozek M., Mrozek D.: Numeryczna analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modelu płaskiej ściany oraz przestrzennego budynku niskiego w zakresie pozasprężystym. Praca magisterska – promotor A.Cincio, biblioteka KTKB, Politechnika Śl., Gliwice, 2006.
- [95] Mrozek D.: Porównanie dynamicznej odpowiedzi ściany budynku opisanej modelami przestrzennym i płaskim, VIII Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Szczyrk 8-9.11.2007, z.112, 169-176.
- [96] Mrozek D.: Dynamic analysis of initially damaged building, 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart 11-13.09.2008 – on CD.
- [97] Mrozek M., Mrozek D.: Analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modeli budynków 3D i 2D z uwzględnieniem podatności podłoża. Część 1 - opis procedury. IX Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa 2008, Szczyrk 6-8.11.2008, z.113, 193-202.
- [98] Mrozek M., Mrozek D.: Analiza porównawcza dynamicznej odpowiedzi modeli budynków 3D i 2D z uwzględnieniem podatności podłoża. Część 2 – wyniki obliczeń. IX Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa 2008, Szczyrk 6-8.11.2008, z.113, 203-210.
- [99] Mrozek D.: Nieliniowa analiza numeryczna dynamicznej odpowiedzi uszkodzonych budynków. Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Gliwice 2010.
- [100] Mrozek M.: Analiza statyczna układu mat z włókien węglowych wzmacniających ścianę murową, „Modelowanie Inżynierskie”, Nr41, Tom 10, czerwiec 2011, 291-298.
- [101] Murty, C.V.R.: Earthquake Tip 6. Indian Institute of Technology Kanpur, Kanpur India.

N

- [102] Nanni A., Tumialan J.: Fiber reinforced composites for the strengthening of masonry structures, Struc. Eng. Int., 4, s. 271-278, 2003.
- [103] Naraine K. Sinha S.: Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading, J. of Construction Eng. and Management (ASCE), vol. 115, No. 2, 1989, p. 1432-1443.
- [104] Naraine K. Sinha S.: Loading and unloading stress-strain curves for brick masonry, J. of Structural Eng. (ASCE), vol. 115, No. 10, 1989, p. 2631-2644.
- [105] NEOXE®: Materiały firmy dotyczące wzmacniania konstrukcji kompozytami, 05.2009.

O

- [106] Ottosen N.S.: A Failure Criterion of Concrete, J. of Eng. Mechanics (ASCE), vol. 103, 1977, s. 527-535

P

- [107] Page A.W.,: The biaxial compressive strength of brick masonry, Proc. Institution of Civil Eng., Part 2, 71, ,1981, p.893-906.
- [108] Piekarczyk J., Macherzyńska B., Bażewicz S.: Badania nad wykorzystaniem laminatów węglowych do wzmacniania kształtek betonowych., Kompozyty Nr.2, s. 33÷39, 2005.
- [109] PN-EN 1996-1-1:2006. Projektowanie konstrukcji murowych.
- [110] PN-B-03002:2007, Konstrukcje murowe – Projektowanie i obliczanie.
- [111] Prawel S.P., Reinhorn A.M., Quazi S.A.: Upgrading the seismic resistance of unreinforced brick Masonry usinf ferrocement coatings. Proc. 8th Int. Brick/Block Masonry Conf., Vol. 2, London, p. 785-891, 1988

R

- [112] Rai D., Goel S.: Seismic strengthening of unreinforced masonry piers with steel elements., Earth. Spec.,12, p. 845-862, 1996.
- [113] Rakowski G., Kacprzyk Z.: Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993.
- [114] Reinhorn A. M., Maden A.: Evaluation of TYFO-W fiber wrap system for in plane strengthening of masonry walls. Report No. 95-0002, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, USA 1995.
- [115] Rojek J.: Modelowanie i symulacja komputerowa złożonych zagadnień mechaniki nieliniowej metodami elementów skończonych i dyskretnych. Raport IPPT PAN. Warszawa 2007.

S

- [116] Santa Maria H., Alcaino P., Luders C.: Experimental Response of Masonry Walls Externally Reinforced with Carbon Fibre Fabrics. Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, 2006.
- [117] Schueremans L.: Probabilistic Evaluation of Structural Unreinforced Masonry. D. Phil. Thesis, Division of Building Materials and Building Technology, Reyntjens Laboratory, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium 2001.
- [118] Schuller M., Atkinson R., Borgsmiller J.: Injection grouting for repair and retrofit of unreinforced masonry, 10th IB2MaC, Calgary, Canada, 549-558B, 1994.
- [119] Schwegler G.: Masonry construction strengthened with fiber composites in seismically endangered zones. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria 1994.
- [120] Sheppard P., Terčelj S.: The effect of repair and strengthening methods for masonry walls, 7th WCEE, Istanbul, vol. 6, 255-262,1980.
- [121] Sheppard P., Tomažević S.: In situ trst of load-bearing capacity of walls of old masonry buildings, Proc. 4th Nat. Congress on Earthquake Engineering, Cavtat, Serbia, vol. 2, 85-92,1986.
- [122] SIKAR®: Materiały firmy dotyczące wzmacniania konstrukcji kompozytami, 09.2003.
- [123] Stratford T., Pascale G., Manfroni O., Bonfiglioli B.: Shear strengthening masonry panels with sheet glass-fiber reinforced polymer. Journal of Composites for Construction, 8(5), s.434-443, 2004.

T

- [124] Taghdi M.: Seismic retrofit of low-rise masonry and concrete walls by steel strips. PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Canada 2000.
- [125] Tomažević M.: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Series on Innovation in Structures and Construction, Vol. I, ICP 1999.

- [126] Triantafillou T.C.: Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 2(2), s.96-104, 1998.
- [127] Triantafillou T.C., Antonopoulos C.: Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 4(4), s.198-205, 2000.
- [128] Tumalian G., Vatovec M., Kelley P.: FRP Composites for Masonry Retrofitting. Review of Engineering Issues, Limitations, and Practical Applications. *Structure magazine*, s.12-14, 1996
- [129] Tumalian J., Morbin A., Micelli F., Nanni A.: Flexural strengthening of URM walls with FRP laminates, 3rd ICCI'02, Ca, USA 2002.
- [130] Tumalian G. J., Galati N., Nanni A.: Fiber-reinforced polymer strengthening of unreinforced masonry walls subject to out-of-plane loads. *ACI Structural Journal*, 100(3), 321-329, 2003.
- [131] Turnšek V.: Strengthening of brick-masonry walls by prestressing. *Informations of ZRMK*, 12, Society of Civil Engineers, Ljubljana, Slovene, 1963.

V

- [132] Velazquez-Dimas J. I.: Out-of-plane cyclic behavior of URM walls retrofitted with fiber composites, PhD diss., Univ. of Arizona, 1998.
- [133] Velazquez-Dimas J. I., Ehsani M. R.: Modeling Out-of-Plane Behavior of URM Walls Upgraded with Fiber Composites. *Journal of Composites for Construction*, 4(4), s.172-181, 2000.

W

- [134] Wang T., Hsu T. T. C.: Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers and Structures*, vol. 79, 2001, 2781-2791.
- [135] Wawrzynek A., Cińcio A.: Plastic-Damage Macro-Model for Non-Linear Masonry Structures Subjected to Cyclic or Dynamic Loads. *Proceedings of the 5th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, AMCM 2005, Gliwice-Ustroń, June 12-14, 2005*, pp. 131-134, Full Text on CD ROM.
- [136] Wawrzynek A., Mrozek M., Mrozek D.: Nonlinear analysis of degraded buildings applying plastic-damage material model, *Proc. International Conference 70 Years of FCE STU December 4-5, 2008, Faculty of Civil Engineering STU, Bratislava, Slovakia- on CD*.
- [137] Wawrzynek A., Mrozek M., Mrozek D.: Numeryczna analiza dynamiczna wstępnie uszkodzonych konstrukcji murowych, "Inżynieria i Budownictwo", Nr5-6/2010, 332-335.
- [138] Willam K.J., Warnke E.P.: Constitutive model for triaxial behaviour of concrete, *Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses*, vol. 19 of IABSE Report, International Association of Bridge and Structural Eng., Zurich, 1974, s.1-30.

Z

- [139] Zhao T., Xie J., Li H.: Strengthening of cracked concrete block masonry walls using continuous carbon fiber sheet, 9th NAMC, Clemson, South Carolina, USA 2003, p. 156-167
- [140] Zienkiewicz O.C., *Metoda elementów skończonych*, Arkady, Warszawa 1972.
- [141] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., *The finite element method*, Butterworth Heinemann, Oxford 2000.
- [142] Zienkiewicz O.C., Xie A simple error estimator and adaptive stepping procedure for practical engineering analysis, *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, No.20, 1999, p.871-887.

Z

- [143] Żenczykowski W.: *Budownictwo Ogólne. Tom II: Konstrukcje i wznoszenie murów i sklepień*. Arkady, 1965.

W pracy podjęto próbę odpowiedzi na pytanie:
czy istnieje możliwość numerycznej realizacji koncepcji
doboru układu mat zbrojonych włóknami węglowymi (CFRP),
pozwalającej na efektywne wzmocnienie i zabezpieczenie
konstrukcji murowej w dwóch granicznych sytuacjach
uzależnionych od pojawienia się pierwszych uszkodzeń
oraz zniszczenia konstrukcji poprzez oddzielenie się jej fragmentu.

Dodatkowo przeanalizowano układy mat, inne niż całkowite
pokrycie konstrukcji murowej, o porównywalnej efektywności
mierzonej wzrostem poziomu bezpiecznego obciążenia i/lub
wielkością obszaru zdegradowanego.

Słowa kluczowe:

Analiza MES, Wzmacnianie konstrukcji murowych,
Model Barcelona, Modelowanie wzmocnienia, Maty CFRP