

POLITECHNIKA ŚLĄSKA W GLIWICACH
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA

ROZPRAWA DOKTORSKA W DYSCYPLINIE
INŻYNIERIA LĄDOWA, GEODEZJA I TRANSPORT

NOŚNOŚĆ I ODKSZTAŁCALNOŚĆ
SKRĘPOWANYCH ŻELBETEM ŚCIAN Z ABK
ŚCINANYCH MONOTONICZNIE

TOMASZ GAŚSIOROWSKI

PROMOTOR:
Dr hab. inż. RADOSŁAW JASIŃSKI, prof. PŚ

GLIWICE, 2023

Podziękowania

Pragnę wyrazić serdeczne podziękowania Panu Dr hab. inż. Radostawowi Jasińskiemu, prof. PŚ za wszelką nieocenioną pomoc udzieloną w trakcie przygotowywania rozprawy doktorskiej, wyrozumiałość i cierpliwość.

Dziękuję Panu Profesorowi za pomoc w precyzyjnym sformułowaniu myśli naukowej oraz inspirację do dalszego zdobywania wiedzy naukowej.

Bez pomocy Pana Profesora nie było by możliwe ukończenie tej pracy.

Chciałbym również podziękować swojej rodzinie za wsparcie i słowa otuchy, żonie Małgorzacie za ogromną cierpliwość i wsparcie w codziennych obowiązkach, dzięki czemu mogłem skupić się na opracowaniu pracy doktorskiej. Pracę tę dedykuję mojemu śp. Ojcu Jerzemu, który zawsze wierzył we mnie ucząc mnie pracowitości oraz cierpliwości w dążeniu do celu.

Spis treści:

WYKAZ PODSTAWOWYCH OZNACZEŃ.....	6
1. WSTĘP.....	11
2. CELE, TEZY I ZAKRES PRACY.....	13
3. ANALIZA AKTUALNEGO STANU WIEDZY	15
3.1. PRZEGLĄD BADAŃ ŚCIAN ŚCINANYCH POZIOMO	15
3.1.1. Ściany zbrojone	15
3.1.1.1. Badania ścian zbrojonych w spoinach wspornych	15
3.1.1.2. Badania ścian ze zbrojeniem mieszanym	24
3.1.1.3. Badania zbrojonych ścian z otworami.....	25
3.1.1.4. Teoretyczne modele zniszczenia ścian zbrojonych.....	53
3.1.2. Ściany wypełniające	54
3.1.2.1. Badania ścian wypełniających	54
3.1.2.2. Teoretyczne modele zniszczenia ścian wypełniających	61
3.1.3. Ściany skrępowane	71
3.1.3.1. Badania ścian skrępowanych.....	76
3.1.3.2. Teoretyczne modele zniszczenia ścian skrępowanych.....	96
3.2. USTALENIA NORMOWE.....	109
3.2.1. Ściany wypełniające poddane ścinaniu	109
3.2.1.1. Eurokod 6-1 (PN-EN 1996-1-1:2010 i prPN-EN 1996-1-1:2017) oraz Eurokod 6-3 (PN-EN 1996-1-3:2010 i prPN-EN 1996-1-3:2017)	109
3.2.1.2. Polskie normy i przepisy poprzedzające Eurokod 6	110
3.2.1.3. Inne normy projektowania obowiązujące w Europie	111
3.2.1.4. Normy i przepisy obowiązujące poza Europą.....	111
3.2.2. Ściany skrępowane poddane ścinaniu	118
3.2.2.1. Eurokod 6-1 (PN-EN 1996-1-1:2010 i prPN-EN 1996-1-1:2017) oraz Eurokod 6-3 (PN-EN 1996-1-3:2010 i prPN-EN 1996-1-3:2017)	118
3.2.2.2. Polskie normy i przepisy poprzedzające Eurokod 6	120
3.2.2.3. Inne normy projektowania obowiązujące w Europie	122
3.2.2.4. Normy i przepisy obowiązujące poza Europą.....	122
3.3. PODSUMOWANIE AKTUALNEGO STANU WIEDZY.....	127
4. BADANIA WŁASNE ŚCIAN SKRĘPOWANYCH	130
4.1. PROGRAM BADAŃ	130
4.2. MODELE BADAWCZE.....	131
4.3. STANOWISKO BADAWCZE	139

4.4. TECHNIKA BADAŃ.....	140
4.5. WYNIKI BADAŃ TOWARZYSZĄCYCH.....	144
4.5.1. Elementy murowe.....	145
4.5.2. Zaprawa.....	145
4.5.3. Beton nadproży.....	146
4.5.4. Beton elementów krępujących	147
4.6. SYNTEZA WYNIKÓW BADAŃ ZASADNICZYCH	148
4.6.1. Morfologia zarysowań.....	149
4.6.1.1. Ściany bez otworu.....	149
4.6.1.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1.....	151
4.6.1.3. Ściany z otworem skrępowanie typu C2.....	155
4.6.2. Zbiorcze wyniki badań	158
4.6.2.1. Ściany bez otworu.....	158
4.6.2.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1.....	161
4.6.2.3. Ściany z otworem skrępowanie typu C2.....	163
4.6.3. Wpływ wstępnych naprężeń ściskających.....	165
4.6.3.1. Ściany bez otworu.....	165
4.6.3.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1.....	168
4.6.3.3. Ściany z otworem skrępowanie typu C2.....	171
4.6.4. Wpływ rodzaju skrępowania	173
4.7. WNIOSKI WYNIKAJĄCE Z BADAŃ ŚCIAN.....	179
5. NUMERYCZNA ANALIZA ŚCIAN SKRĘPOWANYCH	184
5.1. PRZYJĘTE MODELE MATERIAŁOWE ELEMENTÓW SKŁADOWYCH MURU SKRĘPOWANEGO	184
5.1.1. Ogólny opis materiałowego modelu.....	185
5.1.2. Sprężysto-kruchy model zarysowań materiału rozciąganego.....	187
5.1.3. Sprężysto-plastyczny model materiału ściskanego	189
5.1.4. Parametry sprężysto-plastyczno-kruchego modelu przyjęte w modelach ścian skrępowanych.....	194
5.1.5. Model elementów kontaktowych	196
5.1.6. Parametry elementów kontaktowych przyjęte w modelach ścian skrępowanych	199
5.1.7. Model stalowego zbrojenia elementów krępujących.....	200
5.1.8. Parametry sprężysto-plastycznego modelu stalowego zbrojenia elementów krępujących przyjęte w modelach ścian skrępowanych	201
5.2. WYNIKI OBLICZEŃ MODELI NUMERYCZNYCH.....	202
5.2.1. Wyniki obliczeń ściany bez otworów serii HOS-C-AAC	204
5.2.2. Wyniki obliczeń ściany z otworami serii HAS-C1-AAC.....	209

5.2.3. Wyniki obliczeń ściany z otworami serii HAS-C2-AAC.....	214
5.3. WNIOSKI I PODSUMOWANIE OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH MES.....	218
6. BILINEARNY MODEL MURU SKRĘPOWANEGO	220
7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI.....	226
8. BIBLIOGRAFIA	231
STRESZCZENIE	242

ZAŁĄCZNIK NR 1: Wyniki badań materiałowych i towarzyszących.

ZAŁĄCZNIK NR 2: Wyniki badań ścian.

WYKAZ PODSTAWOWYCH OZNACZEŃ

Małe litery łacińskie

a	– szerokość krzyżulca,
a_1, a_2	– wymiary oczek siatki poziomego zbrojenia muru,
a_g	– maksymalny wymiar kruszywa,
a_w	– współczynnik określający stosunek powierzchni otworów do powierzchni wypełnienia,
b	– szerokość krzyżulca,
b, d	– wymiary poprzecznego przekroju próbki,
b, h	– szerokość i wysokość poprzecznego przekroju słupa,
b_w	– najmniejsza szerokość strefy rozciąganej przekroju,
d	– długość przekątnej ramy, efektywna długość przekroju ściany, wysokość użyteczna przekroju, efektywna długość przekroju ściany, długość krzyżulca,
d_s	– odległość między środkami ciężkości zbrojenia podłużnego rdzeni,
e	– mimośród funkcji eliptycznej,
f_{m90}	– wytrzymałość na ściskanie w kierunku równoległym do płaszczyzny spoin wspornych,
f_b	– znormalizowana średnia wytrzymałość na ściskanie elementu murowego,
f_β	– wytrzymałość na ściskanie pod kątem β do płaszczyzny spoin czołowych,
f_{bs}	– kohezja,
f_c	– wytrzymałość na ściskanie,
f_c, f_t	– wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie jednoosiowe.
f_{ck}	– charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu N/mm^2 ,
f_d	– obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie,
f_m	– wytrzymałość na ściskanie zaprawy murarskiej,
f'_{me}	– wytrzymałość na ściskanie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych,
f'_{m90}	– zredukowana wytrzymałość na ściskanie w kierunku równoległym do płaszczyzny spoin wspornych równa $f'_{me} / 2$,
f_{nt}	– maksymalne naprężenie ścinające w murze,
f_{st}	– maksymalne naprężenie ścinające w murze,
f_{tt}	– wytrzymałość na rozciąganie elementu murowego,
f_v	– charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie,
f_{vd}	– obliczeniowa granica plastyczności stali, obliczeniowa wytrzymałość muru na ścinanie,
f_{vk}	– charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie,
f_{vo}	– wartość obliczeniowa muru na ściskanie w równoległym kierunku do spoin wspornych bez udziału naprężeń ściskających,
f_{vvd}	– obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie muru w kierunku prostopadłym do spoin

wspornych,

f_y	– granica plastyczności stali zbrojeniowej, obliczeniowa granica plastyczności podłużnego zbrojenia żelbetowych rdzeni,
f_{yd}	– obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego rdzeni,
g_A	– charakterystyczna wartość naprężenia ściskającego w murze
g^p	– funkcja potencjału plastycznego,
h'	– wysokość wypełnienia,
h_{cb}, h_n	– wysokość słupa równa wysokości murowego wypełnienia,
k	– współczynnik wypełnienia zaprawą spoin pionowych,
l	– osiowy rozstaw podpór
l, h	– długość i wysokość ramy,
l'	– długość wypełnienia,
l_2	– długość strefy ściskanej dolnej części ściany,
l_c	– długość ściskanej części ściany,
m	– parametr, odpowiednik kohezji,
n_i	– liczebność grup,
$r(\theta, e)$	– funkcja eliptyczna,
r_{inf}	– długość krzyżulca (przekątnej murowego wypełnienia),
s_{01}, s_{02}	– odchylenie standardowe wartości średniej w danej grupie,
$\bar{s}(x)$	– odchylenie standardowe, określone z (θ_j) kątów odkształcenia postaciowego, przy i -tym poziomie obciążenia,
t	– grubość krzyżulca, grubość ściany,
t_w	– szerokość rdzenia żelbetowego,
v_m	– początkowa wytrzymałość na ścinanie (kohezja) muru,
w	– współczynnik wykorzystania zbrojenia, współczynnik wyężenia podłużnego zbrojenia,
w	– szerokość rysy,
w^k	– szerokość rysy,
\bar{x}_i	– wartości średnie w poszczególnych grupach.

Wielkie litery łacińskie

A	– pole powierzchni poprzecznego przekroju ramy,
A_c	– pole przekroju betonu
A_h	– pole powierzchni muru w płaszczyźnie poziomej,
A_h	– pole powierzchni muru w poziomej płaszczyźnie,
A_{op}	– pole powierzchni otworów,
A_{open}	– pole powierzchni otworu w ścianie,
A_{panel}	– pole powierzchni wypełnienia ściany.

A_s	– pole powierzchni zbrojenia słupów, pole powierzchni zbrojenia podłużnego rdzeni,
$A_{s,tc}$	– pole powierzchni zbrojenia podłużnego betonowych rdzeni,
A_{sl}	– pole przekroju zbrojenia rozciąganego,
A_v	– pole powierzchni muru w pionowej płaszczyźnie,
A_w	– pole powierzchni poprzecznego przekroju murowego wypełnienia, pole poprzecznego przekroju ściany brutto, pole powierzchni poprzecznego przekroju ściany skrupowanej,
D_{ijkl}	– macierz sztywności,
E	– moduł sprężystości materiału ramy,
E_c	– moduł sprężystości betonu,
E_m	– moduł sprężystości muru,
E_s	– moduł sprężystości zbrojenia,
F_c	– wartość siły niszczącej
G_{cr}	– moduł odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania,
G_f^I	– energia pęknięcia modelu osiowego rozciągania,
G_f^{II}	– energia pęknięcia modelu ścinania,
G_i	– modułu odkształcenia postaciowego,
G_m	– moduł odkształcenia postaciowego muru,
H	– pozioma siła działająca na ramę,
H_i	– obciążenie poziome,
I, I_0	– moment bezwładności słupów i rygli ram,
I_l	– moment bezwładności przekroju rygla ramy,
I_s	– moment bezwładności przekroju słupa ramy,
J_{ce}	– moment bezwładności dla sprowadzonych przekrojów słupów w ramie żelbetowej,
K_{cr}	– sztywność w chwili zarysowania,
K_{fl}	– sztywność giętą żelbetowych słupów ramy,
K_o	– sztywność początkowa,
K_{shl}	– sztywność postaciowa ściany murowanej.
K_u	– współczynnik redukcyjny,
L	– długość budynku w analizowanym kierunku,
L_w	– długość ściany,
M_0	– moment zginający przejmowany przez zbrojenie żelbetowych rdzeni,
M_b	– moment zginający z dolnej płaszczyzny ściany, moment niszczący w płaszczyźnie spoiny wspornej,
M_t	– moment zginający z górnej krawędzi ściany,
N_{Ed}	– siła podłużna w przekroju, obliczeniowa wartość obciążenia pionowego ściany
N_g	– ciężar własny ściany,

N_{RN}	– wypadkowa siła w zbrojeniu przy osiągnięciu granicy plastyczności f_y we wszystkich prętach
N_{yd}	– składowe pionowa siły wypadkowej N ,
$(R_1)_i$	– współczynnik uwzględniający wpływ otworu w ścianie,
$(R_2)_i$	– współczynnik odzwierciedlający sposób zniszczenia krzyżulca,
V	– pionowa siła działająca na ramę,
V_{cr}	– wartość siły ścinającej w chwili zarysowania,
V_d	– składowe pozioma siły wypadkowej N ,
V_{Rd1}	– nośność muru niezbrojonego na ścinanie,
V_{Rd2}	– nośność zbrojenia poziomego ze względu na rozciąganie,
V_u	– wartość siły ścinającej w chwili zniszczenia.

Małe litery greckie

α_β	– największa wartość naprężenia ściskającego zorientowanego pod kątem β do spoin czołowych,
δ	– pionowe przemieszczenie naroża ramy w miejscu kontaktu z wypełnieniem,
ε_c	– graniczne odkształcenie wypełnienia ramy,
$\dot{\varepsilon}_{kl}$	– wektor przyrostów całkowitych odkształceń,
$\dot{\varepsilon}_{kl}^p$	– wektor przyrostów całkowitych odkształceń plastycznych,
$\dot{\varepsilon}_{kl}^f$	– wektor przyrostów całkowitych odkształceń kruchych,
θ_b, θ_c	– pochylenie krzyżulców,
λ_1	– względna sztywność,
$\dot{\lambda}_p$	– mnożnik plastyczny,
$\lambda_t \geq 1$	– parametr przeskalowania,
μ	– współczynnik tarcia, współczynnik tarcia dla zaprawy w spoinie wspornej,
ρ_h	– procent poziomego zbrojenia umieszczonego w spoinach wspornych,
σ_c	– naprężenia ściskające,
$\dot{\sigma}_{ij}$	– wektor naprężeń w poprzednim kroku obciążenia,
σ_x	– naprężenia normalne równoległe do osi x,
σ_y	– naprężenia normalne równoległe do osi y (prostopadłe do płaszczyzny spoin wspornych), naprężenia ściskające prostopadłe do spoin wspornych,
$\sigma_{1,1}$	– naprężenia na górnej krawędzi ściany,
$\sigma_{2,2}$	– naprężenia na dolnej krawędzi ściany,
σ_d	– obliczeniowe naprężenia ściskające,
τ_{cr}	– naprężenie styczne w chwili zarysowania,
τ_l	– naprężenia styczne,
τ_u	– naprężenie styczne w chwili zniszczenia,
τ_{xy}	– naprężenia styczne,

- τ_{m0} – początkowa wytrzymałość na ścinanie (kohezja) muru,
 τ_0 – początkowa wytrzymałość na ścinanie muru,
 ϕ – średnica efektywna zbrojenia.

Wielkie litery greckie

- β – kąt nachylenia wypadkowej N do płaszczyzn spoin pionowych,
 θ_{cr} – kąt odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania,
 θ_u – kąt deformacji postaciowej w chwili zniszczenia
 θ_s – średnia wartość częściowego kata odkształcenia postaciowego,
 θ_{sd} – kąt odkształcenia postaciowego,
 Δ – poziome przemieszczenie naroża ramy w miejscu kontaktu z wypełnieniem.
 Δu – poziome przemieszczenia całkowite,
 Δu_e – poziome przemieszczenia sprężyste,
 Δu_f – niesprężyste przemieszczenia poziome,
 Δv – pionowe przemieszczenia całkowite,
 Δv_e – pionowe przemieszczenia sprężyste.
 Δv_f – niesprężyste przemieszczenia pionowe.

1. WSTĘP

Postęp technologiczny, jaki w ostatnich latach nastąpił w budownictwie nakłada na strony procesu budowlanego oraz wytwórców materiałów budowlanych coraz większe wymagania w zakresie metod projektowania, technologii wykonania oraz parametrów wytrzymałościowych, izolacyjności termicznej i akustycznej. Rozwój dotyczy również szeroko rozumianych konstrukcji murowych, które w dalszym ciągu stanowią dominującą gałąź budownictwa. Niewystarczająca odporność niezbrojonych ścian murowych na wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne została zwiększona przez zastosowanie zbrojenia używanego *per analogiam* do konstrukcji żelbetowych we wszystkich strefach rozciąganych [117,66,12,113,118]. Nie zawsze aplikacja zbrojenia była wystarczająca dając wzrosty nośności i odkształcalności. Ograniczenia wynikały z konstrukcji muru (zbrojenie w spoinach wspornych lub w pionowych drążeniach wypełnionych betonem) i właściwości muru (wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie) oraz właściwości zbrojenia (zbrojenie stalowe, zbrojenie niemetaliczne). Nawet zbrojone mury nie zawsze charakteryzowały się na tyle dużą nośnością i odkształcalnością, aby zabezpieczyć konstrukcję przed nadmiernymi przemieszczeniami powstałymi w wyniku przeciążenia lub wstrząsów. Problem nabrał szczególnego znaczenia wtedy, gdy do powszechnego stosowania wprowadzono materiały o dużej perforacji otworami (elementy pionowo drążone) oraz niewielkie wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego). Pewnym antidotum pozwalającym zwiększyć bezpieczeństwo konstrukcji murowych stało się skrępowanie, a więc trwałe zespolenie muru z betonowymi elementami pionowymi i poziomymi współpracującymi w jednej płaszczyźnie.

Zagadnienie jest kluczowe w ścianach usztywniających wykonanych z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK). Niewielka wytrzymałość na rozciąganie i ściskanie takiego muru powoduje, że stosunkowo szybko powstają rysy, a nośność jest znacznie mniejsza od innych murów wykonanych z elementów murowych o większej wytrzymałości (betonowe elementy murowe, silikatowe elementy murowe lub ceramiczne elementy murowe). W ścianach usztywniających pracujących w złożonym stanie obciążenia występują otwory okienne lub drzwiowe i nawet zastosowanie zbrojenia nie eliminuje powstania zarysowań, utraty sztywności, a w konsekwencji do powstania nadmiernych przemieszczeń pogarszając warunki użytkowalności i zwiększając mimośrodowość w ścianach obciążonych głównie pionowo. W tym przypadku zastosowanie skrępowania wydaje się idealnym rozwiązaniem pozwalającym zminimalizować niekorzystną degradację sztywności i rozwój zarysowań. Skuteczność skrępo-

wania mur wykonanego z elementów z autoklawicowanego betonu komórkowego z uwagi na oddziaływania sejsmiczne potwierdzają liczne badania i teoretyczne analizy [49,21,47,25,84,80,2]. Natomiast w literaturze brakuje adekwatnych badań poświęconych zachowaniu się ścian skrzepowanych poddanych obciążeniom monotonicznym, gdzie skrzepowanie stosuje się tylko ze względu na poprawę nośności oraz odkształcalności. W aktualnych przepisach europejskich EC-6 [N-42] podano istotne informacje o konstruowaniu ścian skrzepowanych między innymi w zakresie rozmieszczenia elementów żelbetowych oraz stopnia zbrojenia. Szczególnie istotny jest dość uciążliwy zapis utrudniający powszechną aplikację mówiący o konieczności skrzepowania wszystkich otworów o polu powierzchni większym od $1,5 \text{ m}^2$, co w zasadzie odnosi się do wszystkich stosowanych w ścianach otworów.

Postawić można następujące pytania:

1. jaki wpływ na zachowanie się ścian bez otworów i z otworami poddanych poziomemu ścinaniu będzie mieć skrzepowanie umieszczone wzdłuż obwodu ściany i wzdłuż pionowych krawędzi otworów?
2. czy stosowanie skrzepowania wzdłuż pionowych krawędzi otworów o polu powierzchni $1,5 \text{ m}^2$ zgodnie z normą EC-6 [N-42] wpłynie korzystnie na mechaniczne parametry muru poddanego poziomemu ścinaniu?

Próba udzielenia odpowiedzi na postawione pytania, wypełnienie wyraźnie widocznej luki w zakresie zagranicznych, a także krajowych opracowań było inspiracją do podjęcia zarówno eksperymentalnych jak i teoretycznych prac w zakresie ścinania skrzepowanych ścian murywanych.

2. CELE, TEZY I ZAKRES PRACY

Niewielkie rozpoznanie zjawiska ścinania ścian skrzepowanych poddanych monotoniczemu ścinaniu pozwala sformułować zasadniczy cel pracy, którym jest:

- doświadczalna i teoretyczna analiza, oraz określenie wpływu skrzepowania na nośność i odkształcalność skrzepowanych ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu.

Analiza dostępnych badań oraz rozważań teoretycznych pozwala na postawienie następujących tez pracy:

1. Stosowanie skrzepowania korzystnie wpływa zarówno na rysoodporność, nośność, jak i odkształcalność ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu.
2. Czynnikiem determinującym stan naprężeń i odkształceń są wstępne naprężenia ścisające.
3. Skrzepowanie powoduje zmiany morfologii zarysowań oraz mechanizmu zniszczenia w porównaniu z poziomo ścinanymi ścianami nieskrzepowanymi.
4. Analiza numeryczna pozwala na dość dobre odwzorowanie zachowania się muru skrzepowanego i wyjaśnienie wpływu skrzepowania na stan naprężeń i odkształceń oraz morfologię zarysowań ściany poddanej poziomemu ścinaniu.

Do realizacji postawionego celu i podania prawdziwości postawionych tez pracy, konieczne było przeprowadzenie analiz studialnych, badań doświadczalnych oraz obliczeń numerycznych i analitycznych w zakresie przedmiotowego zagadnienia, a to umożliwiło określić zakres pracy obejmujący:

- analizę aktualnego stanu wiedzy w zakresie badań doświadczalnych oraz opracowań teoretycznych dotyczących ścinania ścian zbrojonych, wypełniających i skrzepowanych na podstawie której sformułowano tezy oraz opracowano program badań doświadczalnych,
- badania doświadczalne skrzepowanych ścian ścinanych poziomo na podstawie których postanowiono porównać skutki, jakie wywarło zastosowane skrzepowanie na podstawowe parametry mechaniczne muru,
- badania materiałowe muru i komponentów składowych: zaprawy, elementów murowych z ABK, betonu elementów krępujących i stali oraz stali zbrojeniowej, stanowiących podstawę budowy numerycznego modelu muru skrzepowanego,
- obliczenia numeryczne z wykorzystaniem MES służące analizie zmian stanu odkształcenia i naprężenia w murze oraz morfologii zarysowań,

Praca swoim układem odzwierciedla wynikający z postawionego celu i też zakres. W rozdziale trzecim przedstawiono analizę aktualnego stanu wiedzy w zakresie badań ścian zbrojonych, wypełnianych oraz skrępowanych i zapisów normowych, co pozwoliło określić zakres i program zasadniczych badań oraz sformułować tezy. W rozdziale czwartym przedstawiono wyniki zasadniczych badań ścian skrępowanych poddanych poziomemu ścinaniu.

Oprócz zasadniczych badań przedstawiono także wyniki badań materiałowych muru oraz komponentów składowych (zaprawy, ABK, stali zbrojeniowej). Rozdział piąty poświęcono analizie uzyskanych wyników badań z wykorzystaniem numerycznego modelu MES. W rozdziale szóstym wykonano analizy ścian skrępowanych z wykorzystaniem bilinearnego modelu analitycznego. W rozdziale siódmym przedstawiono podsumowanie i wynikające wnioski z przeprowadzonych w pracy badań studialnych, badań doświadczalnych oraz obliczeń numerycznych i analitycznych. Na zakończenie zaproponowano kierunki dalszych prac badawczych w zakresie ścinania.

W skład pracy wchodzi dwa załączniki zawierające wyniki badań materiałowych oraz szczegółowe wyniki badań poszczególnych modeli.

3. ANALIZA AKTUALNEGO STANU WIEDZY

3.1. Przegląd badań ścian ścinanych poziomo

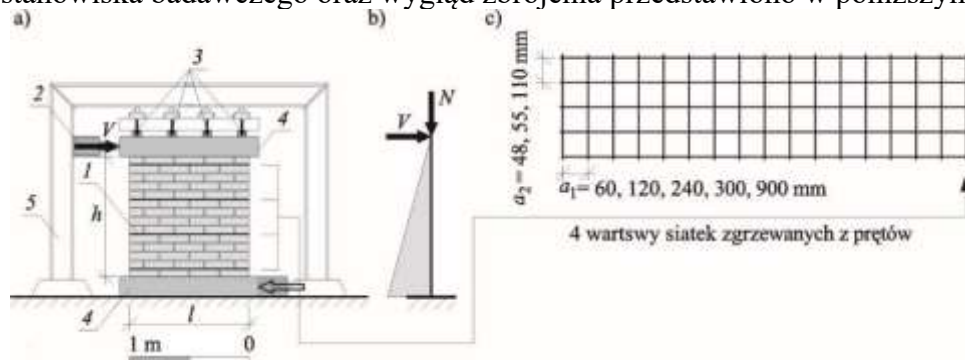
3.1.1. Ściany zbrojone

Badania ścinania ścian zbrojonych z uwagi na konieczność określenia wpływu zbrojenia prowadzi się na modelach zarówno średnich, jaki i dużych gabarytów. Z uwagi na fakt braku ujednoliconych przepisów określających schemat statyczny badania jak również kształtu wykorzystanych elementów murowych w zasadzie uniemożliwia bezpośrednio porównywanie wyników realizowanych w różnych miejscach na świecie. Poniżej przedstawiono wybrane badania ścian obrazujące stan wiedzy w tym zakresie.

3.1.1.1. Badania ścian zbrojonych w spoinach wspornych

Podobne badania, gdzie zastosowano układanie zbrojenia wyłącznie w spoinach wspornych wykonali badacze chińscy Xsingzahi, Jinguo, Jang [117]. W badaniach starano się zmodyfikować normowe zapisy dotyczące sprawdzenia nośności zbrojonych siatkami murów. W przeprowadzanych badaniach zostały użyte siatki z prętów stalowych $\phi 4\text{mm}$, które zostały umieszczone, w co trzeciej spoinie wspornej badanego muru.

Model stanowiska badawczego oraz wygląd zbrojenia przedstawiono w poniższym rysunku.

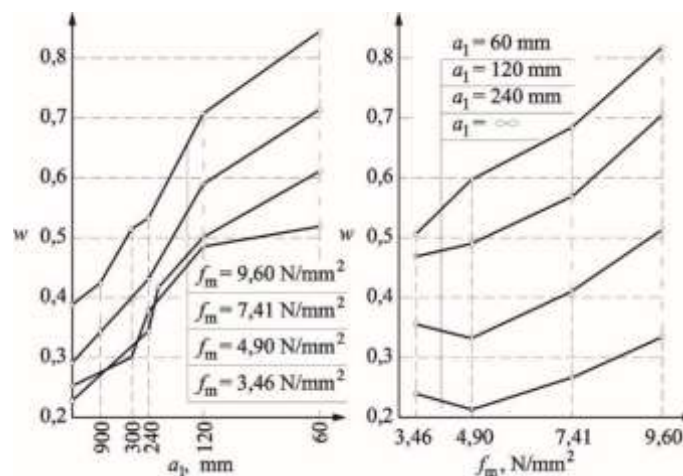


Rys. 3.1. Wygląd stanowiska badawczego wraz z użytym zbrojeniem i schematem statycznym. a) stanowisko badawcze, b) schemat statyczny, c) wygląd zbrojenia modelu; 1 – badany element, 2 – siłownik hydrauliczny wywołujący ścinanie, 3 – siłowniki wywołujące pionowe ściskanie, 4 - Elementy żelbetowe, 5 – Stalowa rama stanowiska badawczego

Zastosowany w siatkach rozstaw prętów poprzeczny i podłużny był zmienny. Pręty podłużne rozmieszczono w rozstawie $a_2 = 48,55$ i 110mm , a pręty poprzeczne, gdzie rozstaw zmieniał się i wynosił $a_1 = 60, 120, 240, 300$ i 900mm . W badaniach procent poziomego zbrojenia kształtował się na poziomie $0,065\%$, $0,105\%$, $0,147\%$, który zmieniał się wraz z ze zmianą

rozstawu zbrojenia podłużnego. W badaniach tych zbadano 70 elementów, które stanowiły fragmenty muru o ustalonych wymiarach 1,0x1,0x0,24m wykonanego z cegły pełnej $f_b = 7,5$ N/mm² wykonanego na zaprawach różnych klas M2,5, M5,0, M10.

Wzrost naprężeń w podłużnym zbrojeniu był odwrotnie proporcjonalny do odległości pomiędzy poprzecznymi prętami siatki zbrojenia i był proporcjonalny do wytrzymałości na ściskanie zapraw. Wyłączenie graniczne zbrojenia w badaniach można oszacować na poziomie >80% plastyczności średniej stali f_y . Badacze odnosili badania do normy chińska GBJ-68-84 [N-13] która uwzględnia nośność niezbrojonego muru (V_{Rd1}) i nośność poziomego zbrojenia (V_{Rd2}) zmniejszonego do 70% granicy średniej plastyczności stali.



Rys. 3.2. Wytyczenie podłużnego zbrojenia $w = \rho_s / f_y$, a_l – szerokość oczek, f_m – wytrzymałości na ściskanie zaprawy

Autorzy na podstawie badań zmodyfikowali uregulowania normowe wprowadzając współczynnik wytyczenia stali, który jest zależny od geometrii oczek i wytrzymałości parametrów zaprawy) w składniku nośności zbrojenia. Wprowadzając równanie przedstawiony poniżej dla murów zbrojonych.

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} = (0,7f_{v0} + 0,22\sigma_d)A_n + (0,70f_{yd}w\rho_h)A_v, \quad (3.1)$$

gdzie:

$$w - 18 \frac{f_m}{f_{yd}} + 0,5 \frac{\alpha_2}{\alpha_1} < 0,8, \quad (3.2)$$

V_{Rd} – siła pozioma odpowiadająca nośności obliczeniowej ściany poddanej obciążeniu poziomemu,

V_{Rd1} – nośność muru niezbrojonego na ścinanie,

V_{Rd2} – nośność zbrojenia poziomego ze względu na rozciąganie,

f_{vo} – wartość obliczeniowa muru na ściskanie w równoległym kierunku do spoin wspornych,
gdzie naprężenie ściskające jest zero,

ρ_d – wartość średnia naprężeń ściskających w przekroju,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali,

A_h – pole powierzchni muru w płaszczyźnie,

A_v – pole powierzchni muru w pionowej płaszczyźnie,

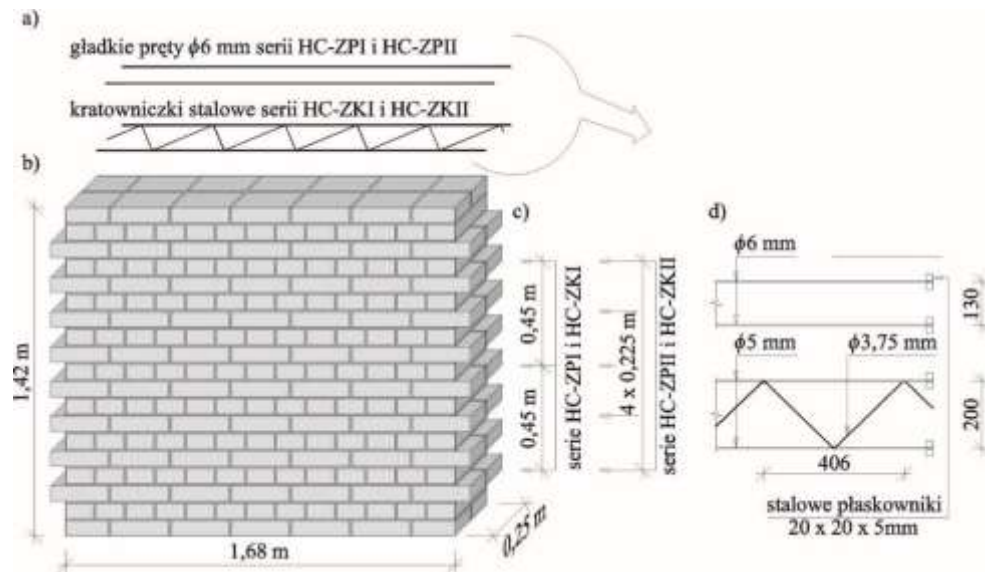
a_1, a_2 – wymiary oczek siatki poziomego zbrojenia muru,

Badania ścinanych ścian z poziomym zbrojeniem w spoinach wspornych przeprowadzono również w Polsce przez Jasińskiego [67, 66, 59, 62, 64, 65]. Ściany do badań wykonane zostały z cegły pełnej klasy 20 ($f_b = 28,8 \text{ N/mm}^2$) o wymiarach $l \times h \times t = 1,68 \times 1,42 \times 0,25 \text{ m}$ na zaprawie cementowo wapiennej ($f_m = 9,67 \text{ N/mm}^2$) w proporcjach składników cement : wapno : piasek 1 : 1 : 6. W konstrukcji uzyskano mur o parametrach wytrzymałości na ściskanie ($f_{mv} = 8,17 \text{ N/mm}^2$) oraz współczynnika sprężystości $E = 3110 \text{ N/mm}^2$. W badaniach jako zbrojenie zostały użyte pręty gładkie o średnicy 6mm (ze stali nierdzewnej $f_y = 592 \text{ N/mm}^2$ oraz zgrzewanych stalowych oraz ocynkowanych kratowniczek (pręty średnicy 5mm - $\sigma_y = 701 \text{ N/mm}^2$) oraz krzyżulcach z elementów prętowych o średnicy 3,75mm $f_y = 625 \text{ N/mm}^2$ typ RND/Z/200. W co szóstej lub co trzeciej wspornej spoinie układano zbrojenie, co pozwoliło na uzyskanie stopnia zbrojenia muru $\rho = 0,05\%$ – minimalny według EC-6 [N-42] i PN-07 [N-29], oraz 0,10% – minimalny według EC6V [N-10] i PN-99 [N-29, N-27].

Badania objęło 51 ścian, które zostały podzielone na 5 serii.

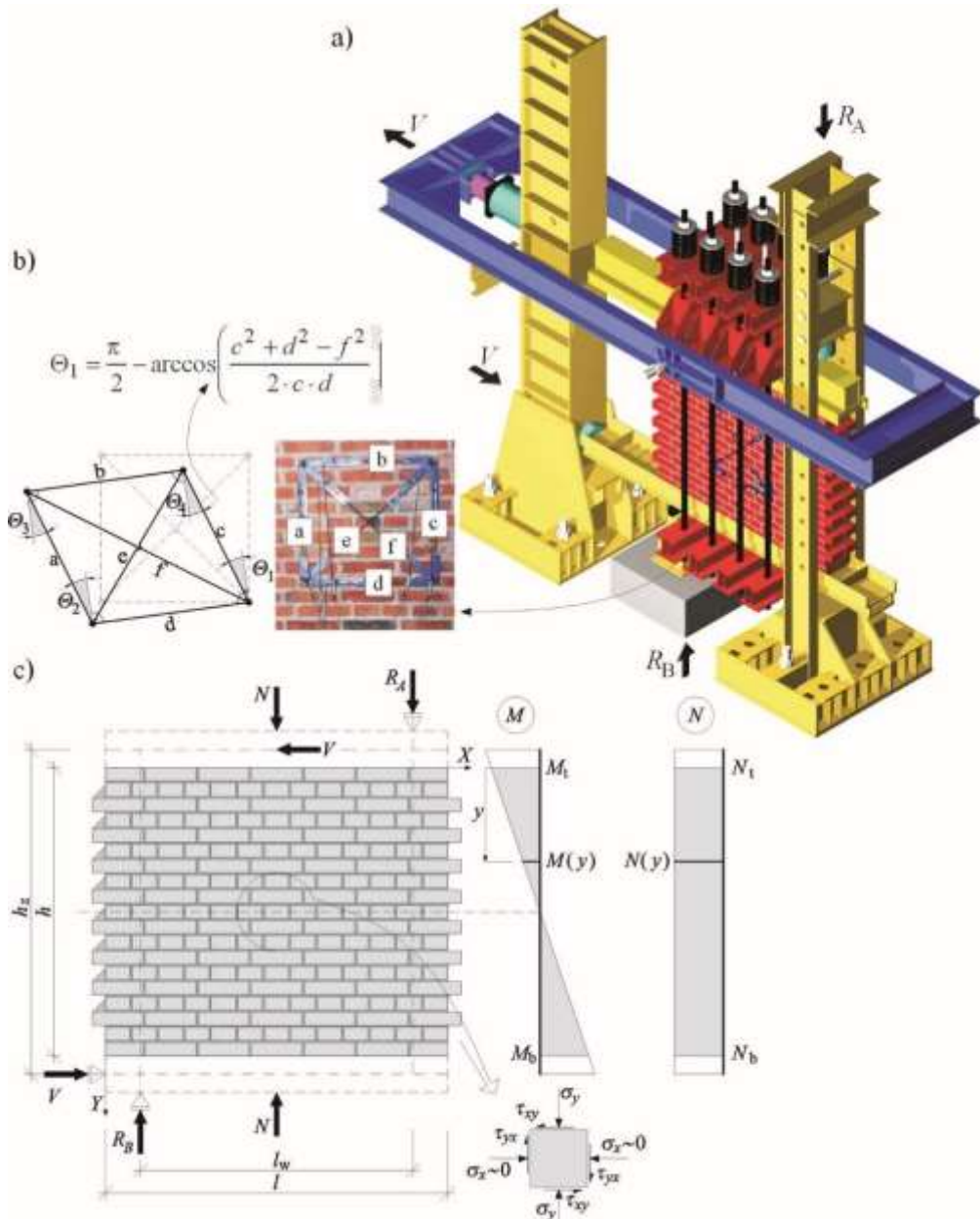
- Seria HC obejmowała modele bez zbrojenia,
- Serie HC-ZPI i HC-ZPII zbrojone prętami,
- Serie HC-ZKI i ZKII w których zastosowano w spoinach wspornych stalowe kratowniczki,

Badania przeprowadzono wstępnie poprzez poziome ścinanie bez udziału ($\sigma_c = 0$) i w udziale naprężeń ściskających (prostopadle do spoin wspornych, a wartość naprężeń wspornych wynosiła 0,5; 1,0; 1,5N/mm²). Zbrojenia elementów kształt i wymiary pokazano na rys. 3.3.



Rys. 3.3. Widok modeli badawczych Jasińskiego [62] wraz z widokiem zbrojenia: a) kształty użytego zbrojenia, b) Wymiary i geometria ścian, c) położenie zbrojenia w spoinach wspornych, d) zakotwienie zbrojenia [31]

Skonstruowane stanowisko badawcze pozwalało na wywołanie siły ścinającej V która działała równoległe do spoin wspornych oraz z możliwością wywołania siły ściskającej N działającej prostopadle do spoin wspornych, która była wywoływana przez układy ciągnowe. Widok stanowiska badawczego pokazano na rysunku poniżej.



Rys. 3.4. Stanowisko badawcze Jasińskiego [31]: a) widok, b) układ pomiarowy kątów odkształcenia postaciowego, c) schemat statyczny badanych ścian

Układ stanowiska badawczego pozwalał na częściowe uzyskanie utwierdzenia na krawędzi dolnej i górnej i w momencie obciążenia powstały przeciwnie skierowane momenty zginające M_t i M_b równe co do wartości. W wyniku powyższego w połowie wysokości ściany zginający moment jest równy zero, co wskazywało, że naprężeniom stycznym τ_{xy} towarzyszyły naprężenia pionowe σ_y oraz naprężenia normalne σ_x z uwagi na ich wartość były pomijalnie małe. Pomijając ciężar własny muru oraz ciężar osprzętu otrzymano na górnej i dolnej krawędzi ściany momenty zginające przy określeniu wartości poziomego obciążenia V równe:

$$|M_t| = |M_b| = R_A \frac{l_w}{2} = R_B \frac{l_w}{2} = \frac{Vh_g}{2}. \quad (3.3)$$

W dowolnym przekroju ściany odległym od y od górnej krawędzi moment zginający wynosił:

$$M(y) = M_t - V_y = V \left(\frac{h_g}{2} - y \right). \quad (3.4)$$

Zastosowany w modelu badawczym układ cięgnowy umożliwił uzyskanie w ścianach sił podłużnych o sumarycznej wartości N . Z uwagi na istnienie podpór i występujące w nich reakcje pionowe R_A i R_B całkowita siła osiowa w ścianach była równa:

$$|N_t| = |N_b| = N + R_A = N + R_B = N + \frac{Vh_g}{l_w}. \quad (3.5)$$

W każdym modelu zarejestrowano poziom siły V_i następnie dokonano obliczeń średniej wartości naprężeń stycznych $\tau_{v,i}$ jako ilorazu obciążenia ścinającego V_i i pola powierzchni przekroju poziomego muru A_h .

Wartość modułu odkształcenia postaciowego G_i i -tego obciążenia określono z zależności:

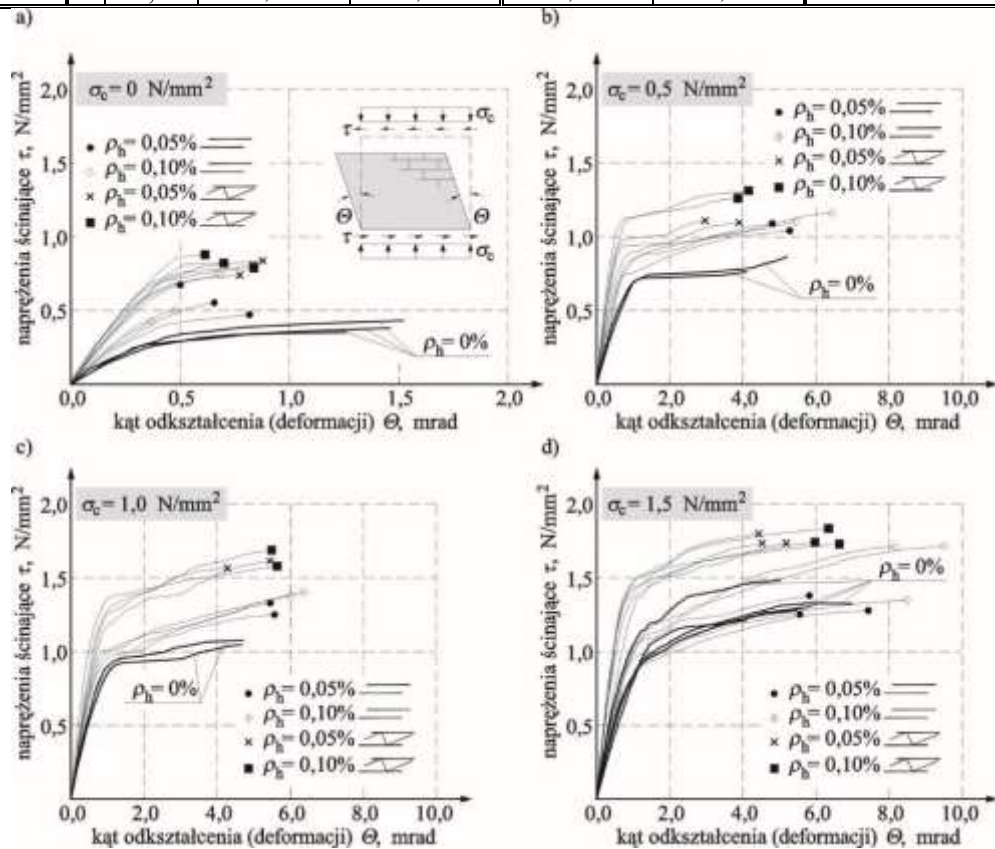
$$G_i = \frac{\tau_{v,i}}{\theta_i} \quad (3.6)$$

Naprężenia rysujące o wartości $\tau_{cr,i}$ odpowiadające kąty odkształcenia postaciowego θ_{cr} i *moduł* odkształcenia postaciowego G_{cr} został określony przy wartościach sił ścinających V_{cr} które zostały zarejestrowane w momencie pojawienia się rys o rozwartości $>0,1$ mm. Natomiast naprężenia niszczące τ_u oraz kąt odkształcenia postaciowego θ_u zostały określone przy siłach V_u *zarejestrowane* jako największe obciążenie poziome przy których stwierdzono niekontrolowany wzrost poziomych przemieszczeń i postaciowych deformacji muru. Wyniki badań zestawiono w tablicy 3.1.

Kąt odkształcenia postaciowego do chwili zarysowania niezbrojonych i zbrojonych elementów zmieniał się wprost proporcjonalnie do występujących naprężeń i był zależny od wartości naprężeń ściskających. W murach niezbrojonych zaobserwowano znaczny wzrost kąta odkształcenia postaciowego po wystąpieniu zarysowania, a w murach zbrojonych nie stwierdzono takiej zależności. Zależności naprężenie – odkształcenia przedstawiono na rys. 3.5.

Tablica 3.1. Wyniki badań zbrojonych ścian ceglanych

Typ zbrojenia	ρ_h [%]	σ_c N/mm ²	Napężenia		Kąty odkształcenia (deformacji) postaciowego		Moduł odkształcenia postaciowego $G_{cr,mv}$ N/mm ²
			zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	
			$\tau_{cr,mv}$ N/mm ²	$\tau_{u,mv}$ N/mm ²	$\Theta_{cr,mv}$ mrad	$\Theta_{u,mv}$ mrad	
BRAK ZBROJENIA	0	0	0,343	0,388	0,735	1,413	472
		0,5	0,684	0,812	1,02	4,665	674
		1,0	0,892	1,06	1,04	4,671	857
		1,5	1,01	1,35	1,28	5,84	787
PRĘTY GŁADKIE	0,05%	0	0,442	0,564	0,373	0,658	1220
		0,5	0,775	1,066	0,816	5,04	957
		1,0	0,942	1,291	1,14	5,49	826
		1,5	0,970	1,39	1,17	6,86	836
	0,1%	0	0,479	0,557	0,347	0,510	1390
		0,5	0,798	1,132	0,739	5,94	1090
		1,0	0,988	1,392	0,888	6,17	1060
		1,5	1,05	1,59	1,32	8,72	798
KRATOWNICZKI	0,05%	0,0	0,739	0,794	0,523	0,827	1410
		0,5	0,930	1,10	0,638	3,43	1460
		1,0	1,22	1,59	0,994	4,84	1230
		1,5	1,38	1,76	1,02	4,71	1360
	0,1%	0,0	0,764	0,829	0,445	0,717	1720
		0,5	1,10	1,29	0,735	4,01	1500
		1,0	1,28	1,63	0,892	5,54	1430
		1,5	1,45	1,77	1,03	6,31	1410



Rys. 3.5. Zależność naprężeń stycznych do odkształceń postaciowych $\tau_{v,i}$ - Θ_i dla ścian niezbrojonych i zbrojonych badanych przy różnych wartościach naprężeń ściskających: a) $\sigma_c = 0$, b) $\sigma_c = 0,5$ N/mm², c) $\sigma_c = 1,0$ N/mm², d) $\sigma_c = 1,5$ N/mm²

Wartości naprężeń rysujących $\tau_{cr,mv}$ zmieniała się wraz ze wzrostem i rodzajem zbrojenia wzrost ten zaobserwowano w elementach wyłącznie ścianowych, gdzie zbrojenie miało największy wpływ na tą wartość. W modelach zbrojonych prętami $\rho_h = 0,05$ uzyskano przyrost wartości naprężeń o 30% natomiast zbrojonych kratowniczkami 0 115% przy porównaniu z modelami serii HC. Podwojenie procentu zbrojenia w modelach przy $\sigma_c = 0$ zbrojonych prętami uzyskano większe naprężenie niż w murach bez zbrojenia o 40%, a przy kratowniczkach uzyskano wzrost o 120%. Zwiększenie wartości naprężeń ściskających σ_c spowodowało, że zmniejszenie wpływu zbrojenia. Zastosowane w murach kratowniczki przy obu procentach nasycenia spowodowały około 40% wzrost wartości naprężeń w chwili zarysowania.

Natomiast w chwili zniszczenia zastosowanie zbrojenia miało najistotniejszy wpływ w elementach wyłącznie ścinanych. Przyrost wartości $\tau_{u,mv}$ w murach z kratowniczkami, w stosunku do naprężeń w elementach niezbrojonych wyniósł 100% ($\rho_h = 0,05\%$) i 110% ($\rho_h = 0,10\%$) a w murach zbrojonych prętami 45% ($\rho_h = 0,05\%$) i 40% ($\rho_h = 0,10\%$) Wpływ zbrojenia proporcjonalnie malał przy wzroście naprężeń σ_c . Natomiast w elementach maksymalnie ściskanych ze zbrojeniem prętami uzyskano wzrost o 3% ($\rho_h = 0,05\%$) i 20% ($\rho_h = 0,10\%$), natomiast w murach z kratowniczkami przy obydwu procentach zbrojenia był taki sam i wynosił 30%.

Badania pozwoliły na wyznaczenie empirycznego współczynnika wykorzystania zbrojenia w postaci:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} = V_{Rd1} + wN_{RN} \quad (3.7)$$

gdzie:

V_{Rd1} – nośność muru nie zbrojonego na ścinanie,

V_{Rd2} – nośność zbrojenia na rozciąganie,

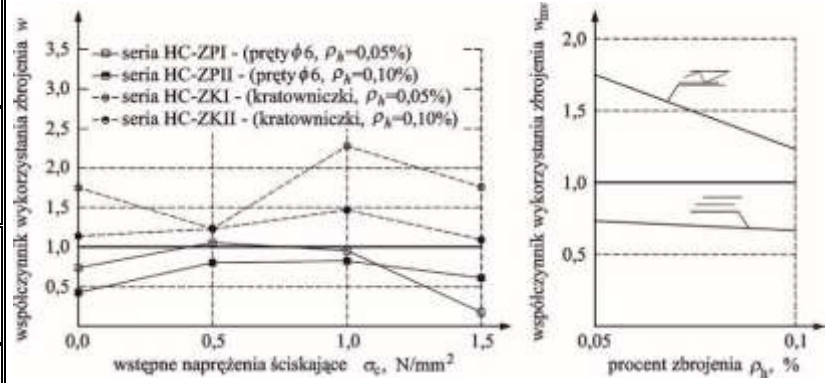
w – współczynnik wykorzystania zbrojenia,

N_{RN} – wypadkowa siła w zbrojeniu przy osiągnięciu granicy plastyczności f_y we wszystkich prętach.

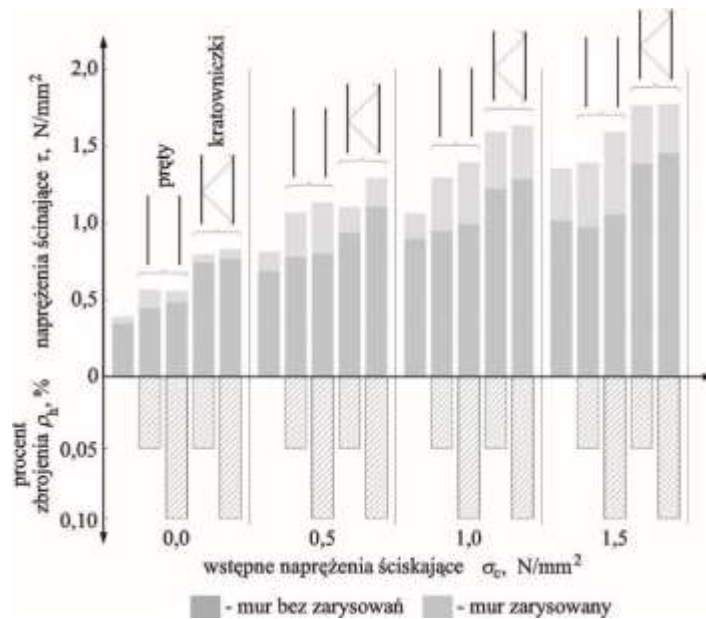
Na podstawie badań i zależności (3.7) uzyskano wynik współczynnika w . Wartość współczynnika w , w ścinanych elementach przy jednakowych wartościach τ_c została przedstawiona w tabelicy 3.2 w formie graficznej i liczbowej podając dodatkowo wartość współczynnika w_{mv} .

Tablica 3.2. Współczynniki wykorzystania zbrojenia murów ścinanych poziomo

Typ zbrojenia	ρ_h %	σ_c N/mm ²	w	w_{mv}
PRĘTY GŁADKIE	0,05	0,0	0,74	0,73
		0,5	1,06	
		1,0	0,96	
		1,5	0,17	
	0,10	0,0	0,42	0,67
		0,5	0,80	
		1,0	0,83	
		1,5	0,61	
KRATOWNICZKI	0,05	0,0	1,75	1,76
		0,5	1,24	
		1,0	2,28	
		1,5	1,76	
	0,10	0,0	1,14	1,23
		0,5	1,23	
		1,0	1,47	
		1,5	1,09	



Wyniki naprężeń ścinających w chwili zarysowania i zniszczenia w funkcji naprężeń ściskających przedstawiono na rys. 3.6.



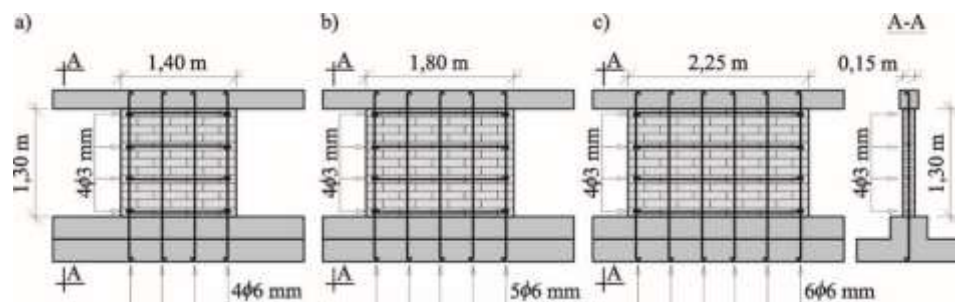
Rys. 3.6. Wyniki uzyskanych naprężeń ścinających dla chwili zarysowania i zniszczenia [31]

Na podstawie badań uzyskano różne współczynniki wykorzystania zbrojenia: $w < 1$ w przypadku prętów, $w > 1$ w przypadku kratowniczek. Stwierdzono, że wartość współczynnika „w” malała przy większym procencie zbrojenia ściany. W murach, w których jako zbrojenie wykorzystano pręty nośność wszystkich prętów osiągnęła maksymalnie 70% granicy plastyczności, a w przypadku zbrojenia z kratowniczek wartość współczynnika w_{mv} była o ponad 100% większy niż w przypadku zbrojenia prętami. We wszystkich badanych przypadkach ścian bez udziału naprężeń ściskających w odniesieniu do elementów bez zbrojenia

uzyskiwano w większości większą wartość modułu odkształcenia postaciowego $G_{cr, mv}$. Wzrost ten wyniósł: 150% ($\rho_h = 0,05\%$) oraz 190% ($\rho_h = 0,10\%$) w murach z prętami. Natomiast 200% ($\rho_h = 0,05\%$) oraz 265% ($\rho_h = 0,10\%$) w murach z kratowniczkami. Wzrost naprężeń ściskających powodował, że wpływ zbrojenia małał wyraźnie. W murach z prętami zbrojonymi, gdy $\sigma_c = 1,5\text{N/mm}^2$ nie uzyskano i istotnej różnicy, a w murach, gdzie zastosowano kratowniczki w stosunku do niezbrojonych elementów moduły odkształcenia wzrosły o 73% ($\rho_h = 0,05\%$) oraz 79% ($\rho_h = 0,10\%$).

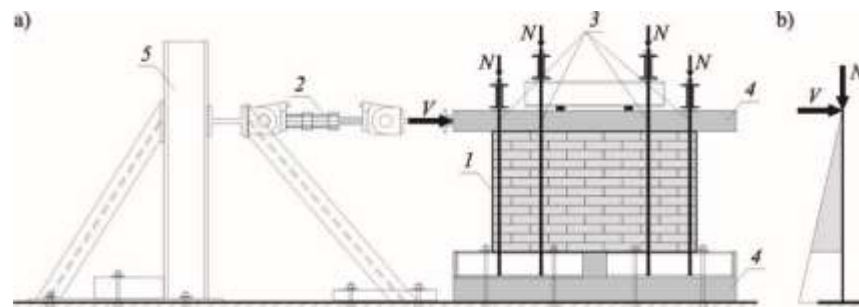
3.1.1.2. Badania ścian ze zbrojeniem mieszanym

Badania murów ze zbrojeniem mieszanym prowadzili Brunner i Shing [12]. W badaniach tych zbadano trzy ściany o wysokości 130cm i długości od 140cm ze zbrojeniem pionowym $4\phi 6\text{mm}$, 180cm ze zbrojeniem pionowym $5\phi 6\text{mm}$ i 225cm ze zbrojeniem pionowym $6\phi 6\text{mm}$, i grubości 15,2cm i współczynnika zbrojenia pionowego ($\rho_v = 0,58\%$). W modelach zastosowano zbrojenie poziome z prętów poziomych $4\phi 3\text{mm}$ i współczynnika zbrojenia poziomego ($\rho_h = 0,16\%$).



Rys. 3.7. Modele badawcze Brunnera i Shinga [31,12]

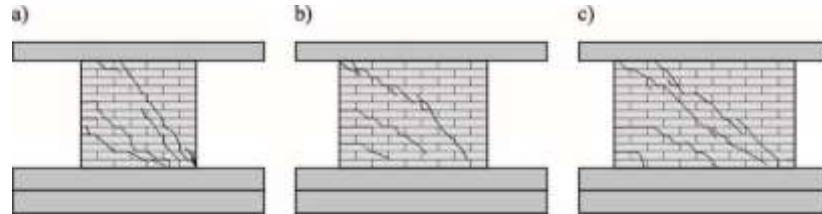
Na rys. 3.8 przedstawiono widok stanowiska badawczego, który umożliwił realizację ściskania i ścinania w schemacie wspornikowym.



Rys. 3.8. Widok stanowiska badawczego Brunnera i Shinga. [12,31]

W ścianie smukłej (rys. 3.9a) zaobserwowano typowe dla ścinania zniszczenie i ukośne rysy wzdłuż przekątnej, a w ścianach krępych (rys. 3.9b, c) wystąpiły dodatkowo poziome rysy w spoinach spowodowane zginaniem.

Wykorzystując uproszczony model zniszczenia i pełne uplastycznienie zbrojenia poziomego, autorzy oszacowali udział pionowego zbrojenia na poziomie 66 – 90%.



Rys. 3.9. Widok zarysowania ścian w momencie zniszczenia: [12,31]

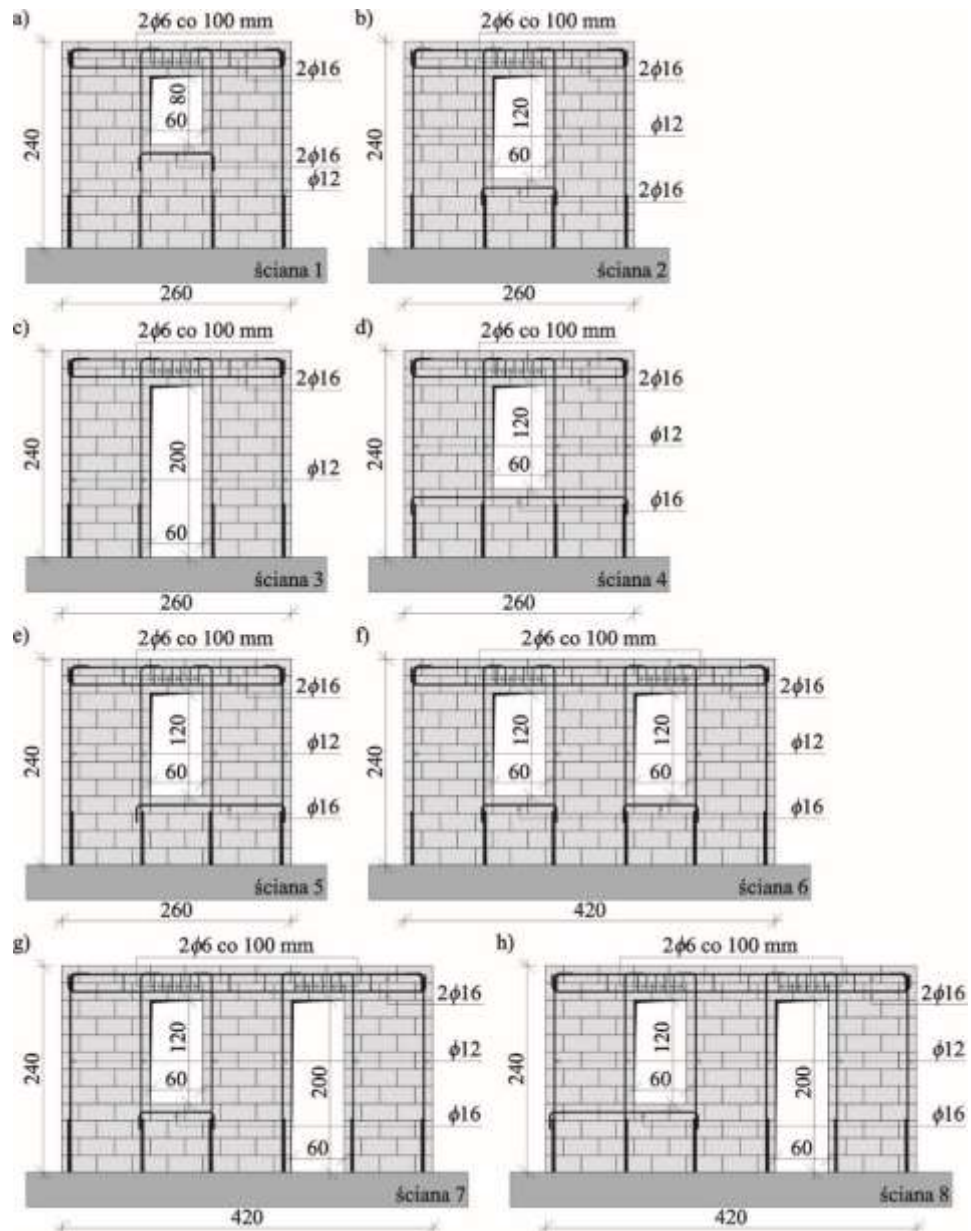
3.1.1.3. Badania zbrojonych ścian z otworami

W literaturze zdecydowaną mniejszość stanowią badania ścian z otworami, wyjątek stanowią doświadczenia Voona [113] w których wykorzystano betonowe elementy murowe z pionowymi drażnieniami. Wykonano modele o wysokości 2,40m i długości 2,60 – 4,20 m i grubości 0,14 m – rys. 3.10. W ścianach najmniejszej długości wykonano jeden otwór o zróżnicowanej wysokości od 80cm do 2,00m. W dłuższych ścianach wykonano 2 otwory okienne i drzwiowe. Do zbrojenia ścian użyto prętów $\phi 16$ w strefach podokiennych i nadokiennych oraz prętów $\phi 12$ po obu stronach otworów okiennych i na skraju ścian. Zbrojenie rozmieszczono według zaleceń nowozelandzkiej normy NZS 4229:1999 [N-22]. Jako modele referencyjne zostały wykorzystane elementy Brammera [9] – rys. 3.11.

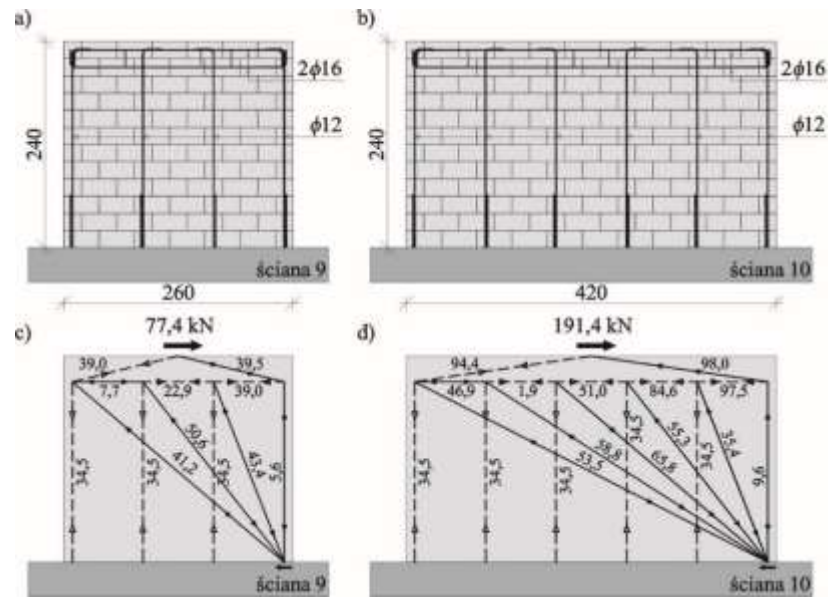
Z badań wynikało, że w przypadku ścian o szerokości 2,6 m i otworów okiennych o proporcjach $h_{op}/h = 0,5$ największą nośność osiągnęły ściany z niesymetrycznym zbrojeniem podokiennym przedstawionej na rys. 3.10e nośność na podobnym poziomie uzyskała ściana przedstawiona na rys. 3.10d. Natomiast ściana przedstawiona na rys. 3.10b uzyskała najmniejszą nośność. W modelach, w których zastosowano podokienne zbrojenie dochodzące do skrajnego pionowego zbrojenia uzyskano znaczne ograniczenie dystrybucji zarysowań w rejonie podokiennym.

W badaniach maksymalną siłę niszczącą zaobserwowano w ścianie rys. 3.10a z najmniejszym otworem o proporcjach $h_{op}/h = 0,33$ nośność była zbliżona do wyników ścian rys. 3.10d i rys. 3.10e. Ukośne zarysowanie skrajnego filarka wpłynęło na zmniejszenie nośności ściany rys. 3.10b. W ścianie rys. 3.10f o długości 4,2m z dwoma otworami oraz zbrojeniem wyłącz-

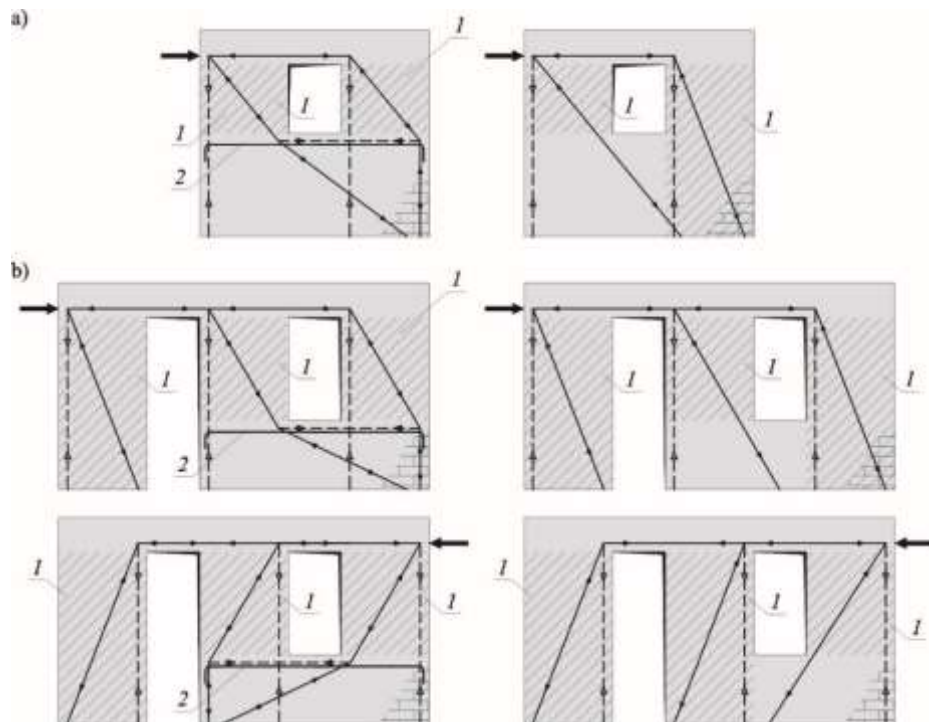
nie w pasie podokiennym zaobserwowano zarysowania filarków skrajnych przez całą wysokość z ukośnym zarysowaniem do wysokości okien. W przypadku ścian z otworami okiennymi i drzwiowymi rys. 3.10g, rys. 3.10h największą siłę uzyskano gdy zbrojenie podokienne było przedłużone do filarka skrajnego. Obrazy zniszczenia wszystkich modeli pokazano na rys.3.13. Wykonano obliczenia nośności z wykorzystaniem normy nowozelandzkiej NZS 4229:1999 [N-22] przyjmując model ramowy pokazany na rys. 3.12.



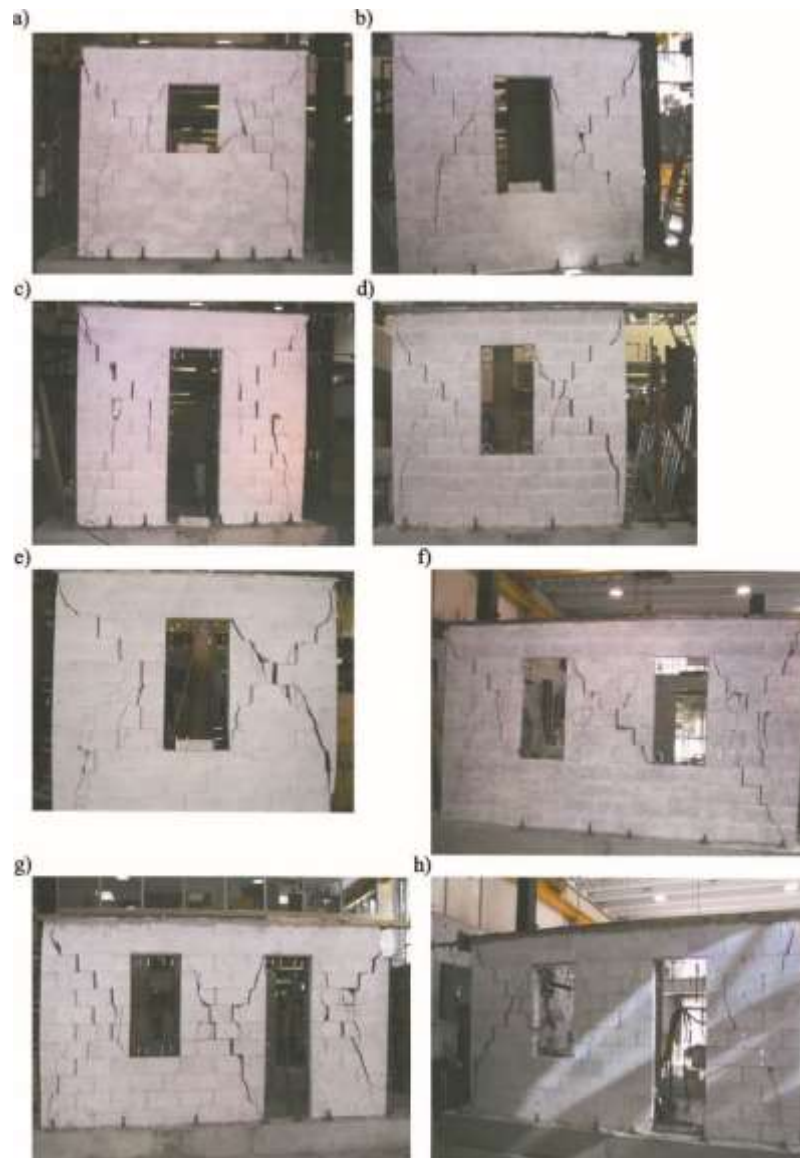
Rys. 3.10. Wygląd modeli badawczych zrealizowanych przez Voona [51, 113]



Rys. 3.11. Kształt wraz z wymiarami modeli referencyjnych wykonanych przez Brammera [51, 9]



Rys. 3.12. Idea określenia usztywnionych paneli: a) ściana 1, B ściana 7 i 8; 1 – usztywnione panele, 2 – zbrojenie pasa podokiennego Kształt wraz z wymiarami modeli referencyjnych wykonanych przez Brammera [51, 9]



Rys. 3.13 Kształt zarysowań ścian Voona [51, 113]

Oprócz tego zastosowano model kratownicowy (ST), w którym pręty zostały połączone w węzłach z zastosowaniem przegubów [118, 116]. Założono, że ściskane pręty są reprezentowane przez mur a pręty rozciągane są reprezentowane przez zbrojenie. Modele przedstawiono na rys. 3.14. W dalszej kolejności zastosowano ulepszone modele kratownicowe (ST) gdzie zastosowane obciążenie przyłożono punktowo do krawędzi muru – rys. 3.14b.

Kolejnym modelem jaki rozpatrywano był ramowy model nośność granicznej (FR) w którym zarówno nadproża jak i filarki zostały połączone sztywno w węzłach [74,73,22,37]. W tym modelu zastosowana długość prętów reprezentujących filarki została uzależniona od ich położenia względem działającej siły. Pręty przejmowały zarówno siły poprzeczne i podłużne jak również momenty zginające – rys. 3.14c. Ostatnim czwartym modelem był model, który sta-

nowił zmodyfikowany model ramowy (FR) poprzez wprowadzenie przegubów w miejscu połączenia nadproży z prętami pionowymi – rys. 3.14d. Wyniki badań i obliczeń przedstawiono w tabelicy 3.3.

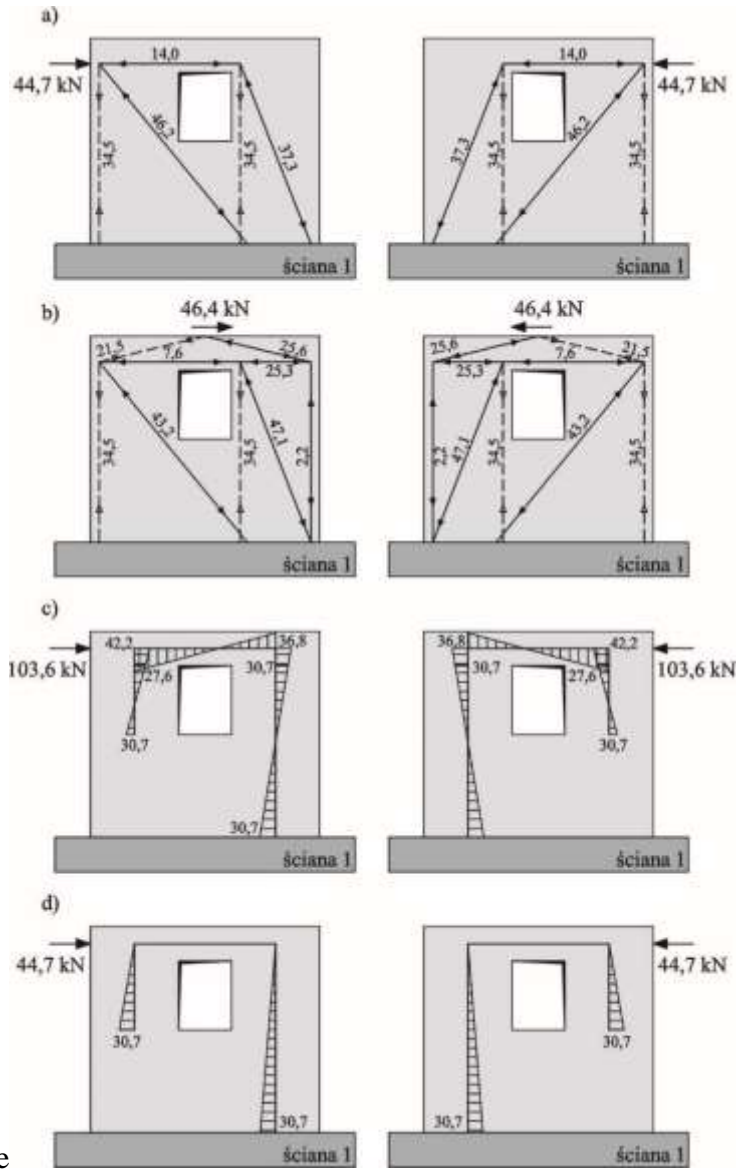
Tablica 3.3. Analiza porównawcza sił niszczących wykonanych w badaniach Voona wraz z obliczeniami maksymalnych sił dla różnych modeli. [113, 51]

Ściana	$\frac{h_{op}}{h}$	$F_{mv,obs}$ kN	modele kratownicowe			modele ramowe		modele normowe	
			$F_{n,no-op}$ kN	$F_{n,st}$ kN	$F_{n,ST}$ kN	$F_{n,fr}$ kN	$F_{n,FR}$ kN	F_n kN	V_n kN
1	0,33	49,6	77,3	44,7	46,4	103,6	44,7	51,8	81,0
2	0,5	40,0	77,0	35,9	38,4	80,6	35,9	37,3	69,1
3	0,83	33,9	77,1	28,	30,8	61,4	27,9	24,3	73,0
4	0,5	48,1	77,3	41,0	44,7	94,4	40,9	37,3	78,1
5	0,5	51,4	77,5	38,5	41,6	87,5	38,4	37,3	83,5
6	0,5	94,5	191,4	58,0	79,9	129,2	87,0	55,9	117,2
7	0,83	82,7	191,6	50,0	68,9	109,3	72,9	49,4	122,4
8	0,83	88,0	191,6	52,5	70,7	114,0	74,1	49,4	122,4

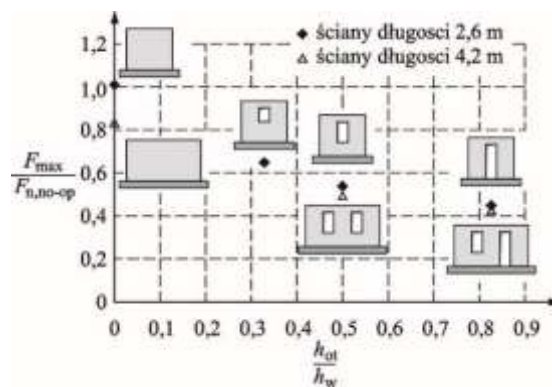
Oznaczenia:
 $F_{n,no-op}$ – model kratownicowy ściany bez otworu,
 $F_{n,st}$ – model kratownicowy (ang. *strut-and-tie model*),
 $F_{n,ST}$ – ulepszony model kratownicowy (ang. *improved strut-and-tie model*),
 $F_{n,fr}$ – model ramowy (ang. *full plastic collapse analysis*),
 $F_{n,FR}$ – zmodyfikowany model ramowy (ang. *modified full plastic collapse analysis*),
 F_n – normowy model nośności na zginanie wg NZS 4229:1999 [N-22],
 V_n – normowy model nośności na ścinanie wg Nowo Zelandzkiej NZS 4230:2004 [N-23].

Analizowano wpływ wysokości otworu na uzyskaną wartość sił niszczących. Z uwagi na brak badań modeli bez otworów badania te odniesiono do badań Brammera i kratowniczego modelu nośności ścian [9]. Porównanie wyników w postaci ilorazów sił średnich sił niszczących $F_{mv,obs}$ i sił niszczących uzyskanych z modelu kratowniczego ścian bez otworów $F_{n,no-op}$ przedstawiono na rys. 3.15.

Uzyskane różnice pomiędzy wynikami badań i sił uzyskanych z obliczeń z zastosowaniem modelu kratowniczego ścian o długości 2,6m nie przekraczały 5%, a ścian od długości 4,2m nie przekraczały 18%. W przypadku ścian z otworami obniżenie nośności było bardzo zauważalne, uzyskano niemal proporcjonalną redukcję do wysokości otworu. W ścianach z najwyższym otworem (przekraczających 0,8 wysokości ściany) różnica nośności w odniesieniu do ściany bez otworów wynosiła ponad 60%.

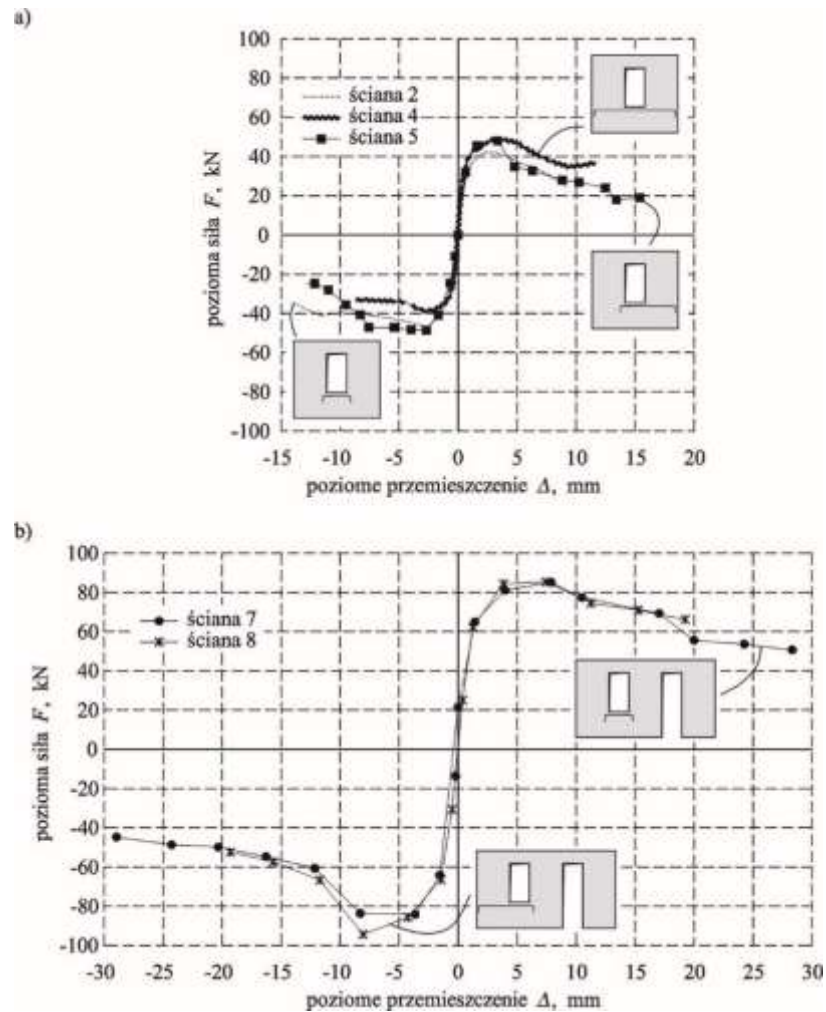


Rys. 3.14 Kratownicowe i ramowe modele nośności ściana 1: a) kratownicowy, b) ulepszony model kratownicowy, c) model ramowy, d) zmodyfikowany model ramowy [51]



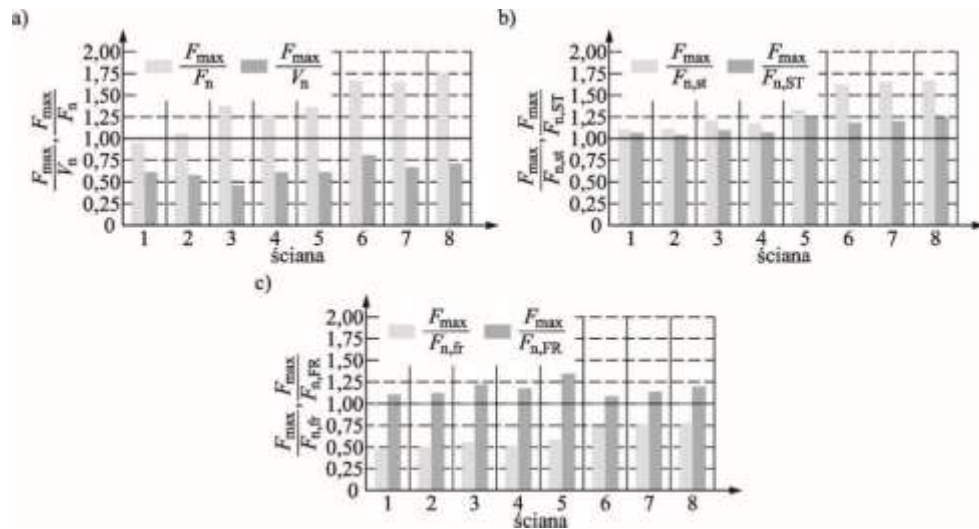
Rys. 3.15. Wpływ wysokość otworu na wartość sił niszczących [51]

Analizowano również wpływ długości strefy zbrojenia podokiennego na morfologię zarysowań i wartość siły niszczącej. Zastosowanie zbrojenia w ścianach o mniejszej długości spowodowało wzrost odkształceń po przekroczeniu maksymalnego obciążenia. Efekty ten był większy, gdy zbrojenie nie było symetryczne. W ścianach o długości 4,2 m zauważono, iż krótsze zbrojenie powodowało, że ściana była zdolna do przejścia większych obciążeń po osiągnięciu maksymalnego obciążenia – rys. 3.16.



Rys. 3.16. Analiza obwiedni przemieszczeń ścian różnych sposobów zbrojenia pasów podokiennych a) długość ścian 2,60m, b) długość ścian 4,20m. [51]

Ostatecznie dokonano porównania wielkości maksymalnych sił jakie zostały uzyskane w badaniach oraz sił obliczonych według różnych modeli. Analiza wykazała, iż największe różnice uzyskano stosując model normowych, które opisywały nośność na ścinanie V_n oraz nośność na zginanie F_n . – rys. 3.17a.



Rys. 3.17 Analiza wyników badań i obliczeń ścian 1-8 na podstawie różnych modeli: a) normowego, b) kratownicowego, c) ramowego [51]

W przypadku ścian 1 i 2 ze zbrojeniem zlokalizowanym wyłącznie pod oknem różnica między maksymalną siłą oraz obliczoną F_n wynosiła około 6%. W pozostałych przypadkach w tym ściany o długości 2,6m uzyskano nośności o 25% większą, a w ścianach o większej długości uzyskano różnice dochodzące do 50% – 75%. W przypadku nośności na ścinanie V_n uzyskano zawyżone wartości obliczeniowe w stosunku do wyników badań o około 50% – 25%. W przypadku modeli kratownicowych rys. 3.17b maksymalne siły $F_{n,ST}$ nośności empiryczne były większe od nośności obliczonych o około 11% – 34% w przypadku ścian o długości 2,6m i około 63% – 38% w przypadku ścian o długości 4,2m.

Natomiast w ulepszonym modelu kratownicowym uzyskano obliczeniowe siły $F_{n,ST}$ o około 7% – 24% (pojedynczy otwór) i około 18% – 24% (ściany o długości 4,2 m) większe od uzyskanych w doświadczeniach. W przypadku modelu ramowego uzyskano również znaczące przeszacowanie nośność $F_{n,fr}$ o 40% – 50% (ściany krótkie) i o około 23% – 27% (ściany długie). W zmodyfikowanym modelu ramowym wartości sił $F_{n,FR}$ były mniejsze o sił pochodzących z doświadczeń o około 11% – 34%, a w ścianach z dwoma otworami były większe o około 9% – 19%.

W monografii [51] przedstawiono badania ścian bez otworów i z otworami wykonanych z silikatowych elementów murowych i elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego. Badano elementy bez otworów różnych proporcji h/l oraz ściany z otworami różnych kształtów. Program badań (tablica 3.4) obejmował w części podstawowej:

- ściany z silikatowych elementów murowych, gdzie zastosowano cienkowarstwowe spoiny wsporne, bez wypełnionych spoin czołowych. Wykonano dwa typy ścian – ściany identycznej wysokości i ściany różnej długości. W ścianach o największej długości zastosowa-

no zbrojenie w postaci stalowych, ocynkowanych kratowniczek oraz siatek z tworzywa sztucznego w ilości minimalnej $\rho_h = 0,05\%$ według norm [N-49] [N-28] [N-29],

- ściany z elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK), gdzie zastosowano cienkowarstwowe spoiny wsporne, bez wypełnionych spoin czołowych. Wykonano cztery różne typy ścian identycznej wysokości i różnej długości. W ścianach największej długości zastosowano takie samo zbrojenie, jak w ścianach z silikatowych elementów murowych w ilości minimalnej $\rho_h = 0,05\%$ według norm [N-49] [N-28] [N-29].

Z kolei badania części zasadniczej (tablica 3.5) obejmowały:

- ściany z silikatowych elementów murowych, o identycznych gabarytach, z otworami trzech rodzajów, oznaczonych umownie jako A, B oraz C. Modele wykonano z wykorzystaniem cienkowarstwowych spoin wspornych bez wypełnionych spoin czołowych, bez zbrojenia oraz zbrojonych stalowymi, ocynkowanymi kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego w ilości minimalnej $\rho_h = 0,05\%$ według norm [N-49] [N-28] [N-29],

Tablica 3.4. Pogram badań części podstawowej [51]

Materiał elementów murowych	Oznaczenie serii	Wymiary ścian $h \times l$, m	Rodzaj zbrojenia	Procent zbrojenia	σ_c^* [N/mm ²]	Liczba elementów badawczych			
						przy σ_c	suma		
Silikatowy element murowy	HOS	2,45 × 4,50	Bez zbrojenia	-	0	1	3		
					0,1	1			
					1,5	1			
	HOS-Z1-S		Kratowniczeki		0,07	0,1		1	2
					1,5	1			
					HOS-Z2-S	Siatki z tworzywa sztucznego		0,07	
	1,5	1							
	HOS-H	2,45 × 2,25	Bez zbrojenia	-			0,1	1	3
					0,75	1			
					1,5	1			
Element murowy z autoklawizowanego betonu komórkowego	HOS-AAC	2,43 × 4,43	Bez zbrojenia		-	0,1	1	4	
						0,75	1		
						1,0	2		
	HOS-AAC-Z1		Kratowniczeki	0,07		0,1	1		2
				1,0		1			
				HOS-AAC-Z2		Siatki z tworzywa sztucznego	0,07		
	1,0	1							
	HOS-AAC-2/3	2,43 × 2,95	Bez zbrojenia		-		0,1	1	3
				0,75		1			
				1,0		1			
	HOS-AAC-0/5	2,43 × 2,36	Bez zbrojenia	-		0,1	1	3	
						0,75	1		
1,0						1			
HOS-AAC-1/3	2,43 × 1,48	Bez zbrojenia	-		0,1	1	3		
					0,75	1			
					1,0	1			
* – wartość wstępnych naprężeń ściskających						Razem:		27	

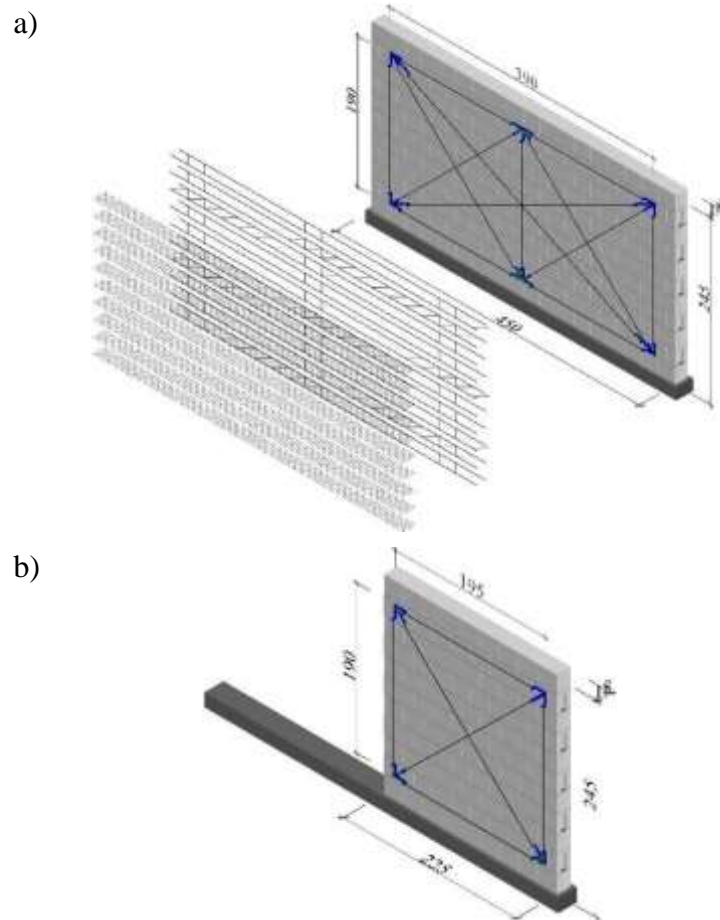
- ściany z elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK), o identycznych gabarytach, z otworami trzech rodzajów oznaczonych umownie – A, B i C.

W nich również zastosowano wsporne spoiny wykonane jako cienkowiezowe bez zbrojenia oraz zbrojone stalowymi, ocynkowanymi kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego w ilości minimalnej $\rho_h = 0,05\%$ według norm [N-49] [N-28] [N-29].

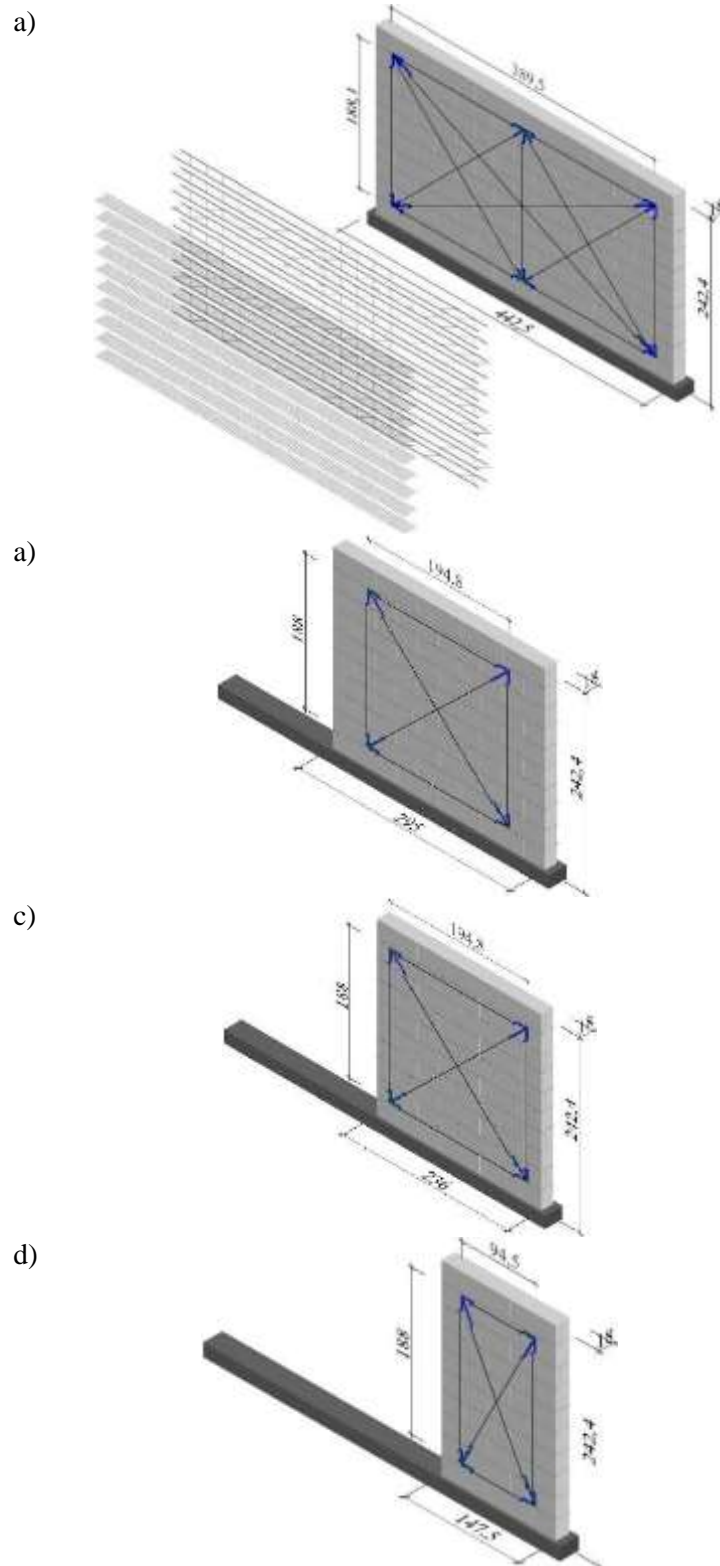
Na rys. 3.18 i rys. 3.19 przedstawiono kształt modeli badawczych w części podstawowej bez otworów, a na rys. 3.20 i rys. 3.21 przedstawiono modele wykorzystane w części zasadniczej.

Tablica 3.5. Program badań części zasadniczej [51]

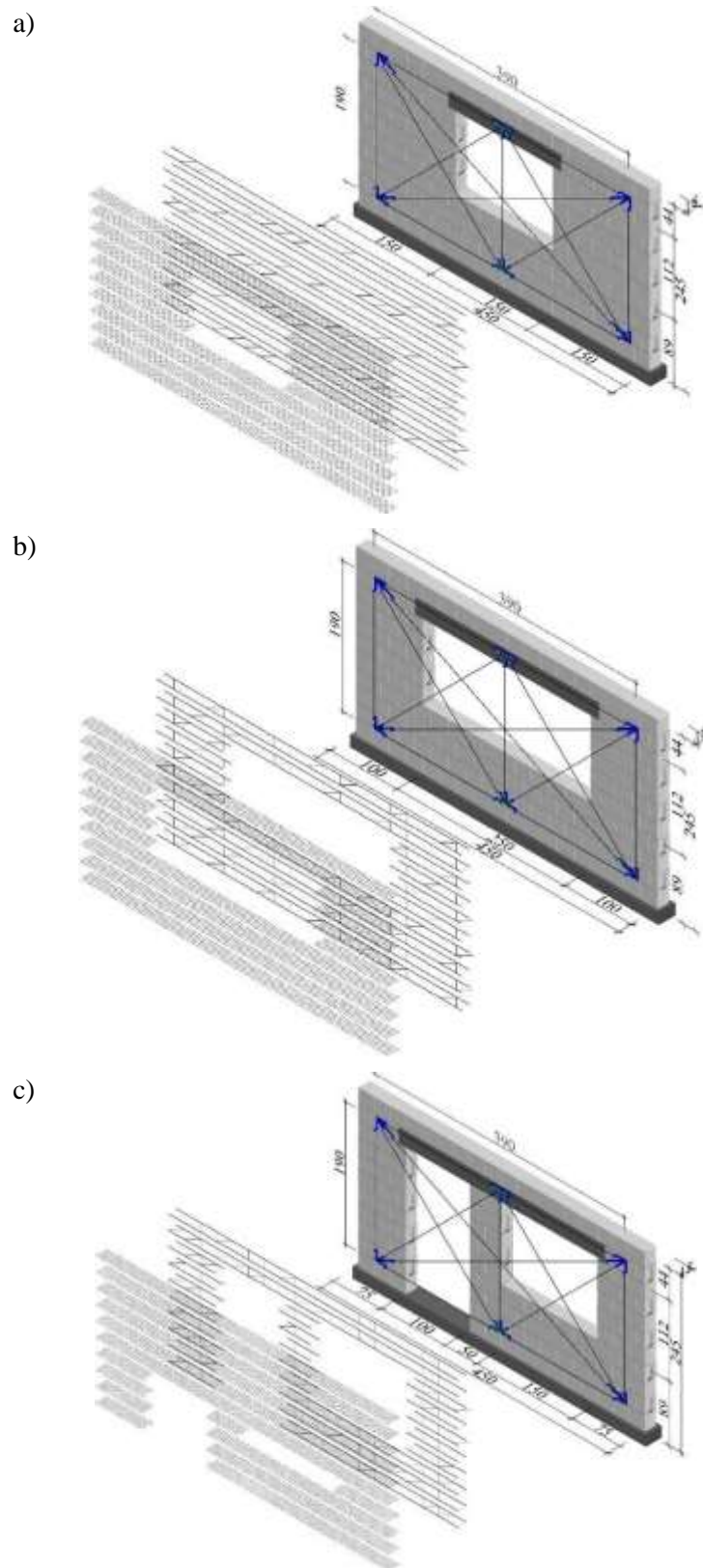
Materiał elementów murowych	Oznaczenie serii	Zewnętrzne wymiary ścian $h \times l$, m	Typ wysokości otworu \times szerokość otworu	Rodzaj zbrojenia	Procent zbrojenia	σ_c^* [N/mm ²]	Liczba elementów badawczych		
							przy σ_c	suma	
Silikatowy element murowy	HAS	2,45 \times 4,50	Otwór typu A 1,12 \times 1,50	Bez zbrojenia	-	0,1	1	2	
	HA-Z1			Kratowniczk	0,07	1,5	1		
	HA-Z2					Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1	1
				1,5	1				
	HBS			Otwór typu B 1,12 \times 1,50	Bez zbrojenia	-	0,1	1	2
	HB-Z1				Kratowniczk	0,07	0,75	1	
			HB-Z2				Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1
	0,75				1				
	HCS		Otwór typu C 1,12 \times 1,50 (okno) 1,90 \times 1,00 (otwór drzwiowy)		Bez zbrojenia	-	0,1	1	2
	HC-Z1				Kratowniczk	0,07	0,75	1	
				HC-Z2			Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1
	0,75				1				
Element murowy z autoklawizowanego betonu komórkowego	HAS-AAC	2,43 \times 4,43	Otwór typu A 0,98 \times 1,48	Bez zbrojenia	-	0,1	1	2	
	HA-AAC-Z1			Kratowniczk	0,07	1,0	1		
	HA-AAC-Z2					Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1	1
				1,0	1				
	HBS-AAC			Otwór typu B 0,98 \times 2,66	Bez zbrojenia	-	0,1	1	2
	HB-AAC-Z1				Kratowniczk	0,07	0,5	1	
			HB-AAC-Z2				Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1
	0,5				1				
	HCS-AAC		Otwór typu C 0,98 \times 1,62 (okno) 1,90 \times 1,03 (otwór drzwiowy)		Bez zbrojenia	-	0,1	1	2
	HC-AAC-Z1				Kratowniczk	0,07	0,5	1	
				HC-AAC-Z2			Siatki z tworzywa sztucznego	0,07	0,1
	0,5				1				
* – wartość wstępnych naprężeń ściskających							Razem:	36	



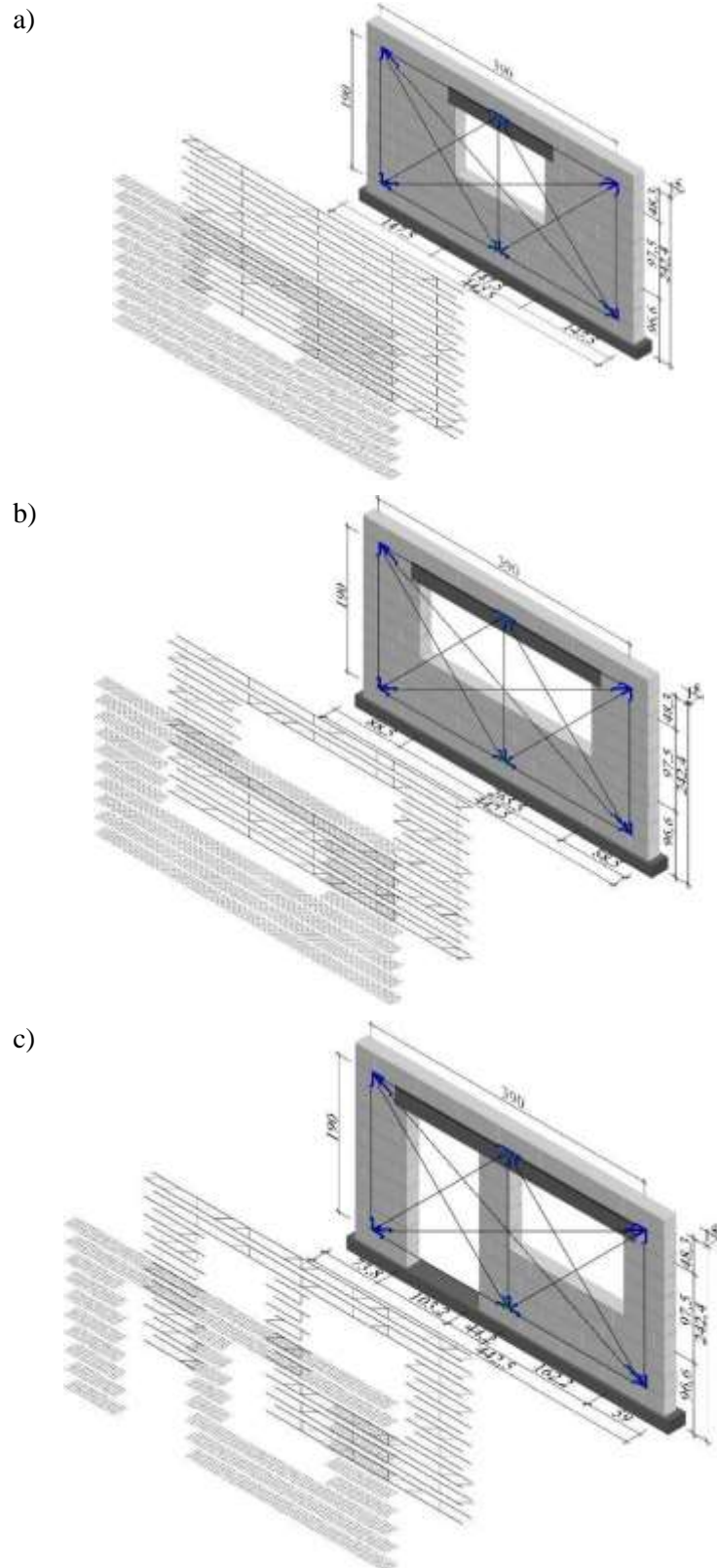
Rys. 3.18. Kształt modeli z silikatowych elementów murowych wykorzystanych w części podstawowej [51]: a) ściany zbrojone i bez zbrojenia o długości 4,5 m, b) ściany bez zbrojenia o długości 2,25m



Rys. 3.19. Kształt modeli z elementów murowanych z ABK wykorzystanych w części podstawowej [51]: a) ściany zbrojone i bez zbrojenia o długości 4,43 m, b) ściany bez zbrojenia o długości 2,95 m, c) ściany bez zbrojenie o długości 2,36 m, d) ściany bez zbrojenie o długości 1,48m



Rys. 3.20. Kształt modeli z otworami wykonanych z silikatowych elementów murowych wykorzystanych w części zasadniczej [51]: a) modele z otworem typu A, b) modele z otworem typu B, c) modele z otworem typu C



Rys. 3.21. Kształt modeli z otworami wykonanych z elementów murowych z ABK wykorzystanych w części zasadniczej [51]: a) modele z otworem typu A, b) modele z otworem typu B, c) modele z otworem typu C

Przeprowadzone badania podstawowe **ścian z silikatowych elementów murowych** wykazały, że:

- z obserwacji sposobu zniszczenia murów ścinanych niezbrojonych i zbrojonych wynika, że:
 - bez względu na długość ściany oraz rodzaj lub brak zbrojenia, pierwsze rysy powstawały w rejonie podpór oraz w środkowym obszarze ściany. W ścianach większej długości intensywność zarysowań była większa niż w ścianach smuklejszych. Zdecydowanie najważniejszym czynnikiem determinującym morfologię zarysowań była wartość wstępnych naprężeń ściskających. W ścianach minimalnie ściskanych dominowała pojedyncza rysa biegnąca przez spoiny czołowe i wsporne, natomiast w ścianach ściskanych maksymalnie powstawało wiele rys ukośnych, a nawet pionowych, także w elementach murowych,
 - zbrojenie poziome umieszczone w spoinach wspornych ograniczało liczbę zarysowań,
 - różnice w zachowaniu się murów wystąpiły dopiero w stadium bliskim zniszczeniu, ponieważ elementy bez zbrojenia i zbrojone siatkami z tworzywa sztucznego niszczyły się łagodnie, a mury zbrojone kratowniczkami – gwałtownie przez zmiażdżenie elementów murowych wraz z jednoczesnym zerwaniem prętów kratowniczek i siatek z tworzywa sztucznego,
- w zakresie naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} i zniszczenia τ_u stwierdzono, że:
 - istnieje wyraźny wpływ wartości wstępnych naprężeń ściskających na wartości naprężeń w chwili zarysowania i chwili zniszczenia. W maksymalnie ściskanych ścianach bez zbrojenia wartości naprężeń τ_{cr} wzrosły o ponad 180% w stosunku do ścian minimalnie ściskanych ($\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$). Podobnie sytuacja wyglądała w odniesieniu do naprężeń niszczących τ_u – wzrosty naprężeń niszczących ścian serii HOS wyniosły ponad 200%, a ścian serii HOS-H niemal 40%,
 - w ścianach zbrojonych kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego wzrosty naprężeń rysujących w odniesieniu do elementów minimalnie ściskanych wyniosły 268% i 145%. Analogicznie do nich określone wzrosty naprężeń niszczących wyniosły 223% (kratowniczki) i 148% (siatki z tworzywa sztucznego),
 - w odniesieniu do ścian niezbrojonych, zbrojenie w postaci siatek z tworzywa sztucznego zwiększyło wartości naprężeń rysujących τ_{cr} o 7% wyłącznie w ścianie minimalnie ściskanej. Kiedy zastosowano zbrojenie z kratowniczek, wartości naprężeń rysujących

były mniejsze od naprężeń rysujących uzyskanych w ścianach bez zbrojenia. Znacznie większy wpływ zbrojenia stwierdzono w przypadku naprężeń niszczących. W przypadku kratowniczek wzrost naprężeń τ_u wynosił 12% – 18%. Siatki z tworzywa sztucznego wywołały wzrost wartości naprężeń niszczących o 21% wyłącznie w ścianie minimalnie ściskanej,

- wzrost długość ścian skutkował niemal proporcjonalnym wzrostem naprężeń rysujących i niszczących. Zdecydowanie większe naprężenia rysujące i niszczące wystąpiły w ścianach mniejszej długości,
- w zakresie kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania Θ_{cr} i zniszczenia Θ_u stwierdzono, że:
- wpływ wartości wstępnych naprężeń ściskających był podobny do zaobserwowanych w przypadku naprężeń ścinających, ale jedynie w przypadku kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania. W ścianach bez zbrojenia, serii HOS, maksymalnie ściskanych, wartości Θ_{cr} wzrosły o 129%, a w ścianach mniejszej długości wzrost wynosił 112%. W chwili zniszczenia wartości Θ_u w ścianach największej długości, maksymalnie ściskanych, były o ponad 67% mniejsze od identycznie badanych ścian minimalnie ściskanych. Również w ścianach serii HOS-H o mniejszej długości deformacje postaciowe były mniejsze o 68% od deformacji ścian minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$,
 - w ścianach zbrojonych kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego wzrost kąta odkształcenia postaciowego odczytany w chwili zarysowania wyniósł 94%, a kiedy zastosowano zbrojenie – 31%.
 - zbrojenie wyraźnie ograniczyło deformacje postaciowe w chwili zniszczenia tylko w przypadku ścian maksymalnie ściskanych. W ścianach zbrojonych kratowniczkami, redukcja odkształceń wyniosła 14%, a kiedy użyto siatek z tworzywa sztucznego, redukcja wyniosła 27%. W ścianach minimalnie ściskanych odkształcenia postaciowe ścian zbrojonych były większe od identycznie badanych ścian bez zbrojenia. Taka sama sytuacja wystąpiła w chwili zniszczenia – wartości Θ_u ścian maksymalnie ściskanych były mniejsze niż ścian bez zbrojenia, odpowiednio o 10% i 42%. Tylko w ścianach minimalnie ściskanych deformacje postaciowe były większe niż w ścianach bez zbrojenia,
 - ze wzrostem długości ściany wartości kątów odkształcenia postaciowego wyraźnie malały bez względu na wartość wstępnych naprężeń ściskających. Odwrotna sytuacja wy-

stąpiła w chwili zniszczenia – deformacje postaciowe rosły ze wzrostem długości ściany,

- w zakresie początkowej sztywności K_0 i sztywności w chwili zarysowania K_{cr} stwierdzono, że:
- wpływ wartości wstępnych naprężeń ściskających był najistotniejszy w przypadku ścian serii HOS-H. W ścianach maksymalnie ściskanych początkowe sztywności K_0 wzrosły o ponad 153%, a w ścianach referencyjnych minimalnie ściskanych wzrosły o ponad 20%. W przypadku sztywności określonych w chwili zarysowania K_{cr} w ścianach maksymalnie ściskanych największej długości, wzrost sztywności wyniósł ponad 20%, natomiast w ścianach serii HOS-H sztywność ściany maksymalnie ściskanej była mniejsza o 32%,
 - w ścianach zbrojonych wzrost początkowej sztywności K_0 ścian maksymalnie ściskanych zaobserwowano jedynie wtedy, gdy użyto kratowniczek. Z kolei w przypadku sztywności określonej w chwili zarysowania, sztywności K_{cr} w ścianach maksymalnie ściskanych były większe o 91% (kratowniczki) i o 87% (siatki z tworzywa sztucznego) od sztywności ścian bez zbrojenia,
 - nie zaobserwowano istotnego wpływu zbrojenia na wartości początkowych sztywności ścian zbrojonych. Bez względu na typ zbrojenia oraz wartość wstępnych naprężeń ściskających, sztywności K_0 ścian zbrojonych w stosunku do ścian bez zbrojenia były mniejsze o 25% – 9%. W chwili zarysowania sztywności K_{cr} ścian zbrojonych minimalnie ściskanych były zdecydowanie mniejsze niż ścian bez zbrojenia, odpowiednio o 30% (kratowniczki) i o 16% (siatki z tworzywa sztucznego). Natomiast w ścianach maksymalnie ściskanych sztywności każdorazowo były większe o 9% w ścianach z kratowniczkami, a w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego wzrost wynosił 30%.

W przypadku ścian wykonanych z elementów murowych z **autoklawizowanego betonu komórkowego** w części podstawowej wykazały, że:

- z obserwacji sposobu zniszczenia ścinanych murów niezbrojonych i zbrojonych wynika, że:
- wystąpiła pewna prawidłowość w sposobie zarysowania ścian różnych długości. W ścianach o mniejszej smukłości pierwsze rysy występowały w rejonie naroży, a następnie w środkowym obszarze ściany. Intensywność zarysowań ścian rosła ze wzrostem ich długości. Największy wpływ na sposób i rozwój zarysowań miała wartość

wstępnych naprężeń ściskających. W ścianach minimalnie ściskanych różnych długości rysy przebiegały głównie przez spoiny wsporne i czołowe, sporadycznie przez elementy murowe. W ścianach maksymalnie ściskanych rysy bieły głównie przez elementy murowe, a incydentalnie przez spoiny czołowe i wsporne,

- zbrojenie poziome umieszczone w spoinach wspornych ograniczało intensywność zarysowań,
 - zniszczenie ścian niezbrojonych było poprzedzone znacznymi deformacjami postaciowymi oraz rozwarciem rys przekraczającymi 1 mm. W ścianach zbrojonych intensywność i szerokość rys były mniejsze, a lokalnie dochodziło do zerwania kratowniczek i siatek z tworzywa sztucznego. W narożach ścian zmiażdżeniu uległy pojedyncze elementy murowe,
- w zakresie naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} i zniszczenia τ_u stwierdzono, że:
- istnieje wyraźny wpływ wartości wstępnych naprężeń ściskających na wartości naprężeń rysujących i niszczących. W ścianach bez zbrojenia, największej długości, ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$, naprężenia τ_{cr} wzrosły o 90% w stosunku do naprężeń uzyskanych w ścianie minimalnie ściskanej. W ścianach mniejszej długości wzrosty naprężeń rysujących w stosunku do modeli ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, z wyjątkiem ścian serii HOS-AAC-0/5, były porównywalne lub mniejsze. Także w odniesieniu do naprężeń niszczących τ_u wzrost naprężeń niszczących ścian serii HOS-AAC wyniósł ponad 90%, natomiast w pozostałych seriach ścian o mniejszej długości wartości naprężeń niszczących były porównywalne lub mniejsze,
 - w ścianach zbrojonych kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego wzrosty naprężeń rysujących w odniesieniu do elementów minimalnie ściskanych wyniosły 83% i 65%, a w przypadku naprężeń niszczących wzrosty były podobne i wynosiły 100%,
 - w odniesieniu do elementów niezbrojonych, zbrojenie w postaci kratowniczek zwiększyło wartości naprężeń τ_{cr} o 17% (ściany maksymalnie ściskane), a zbrojenie w postaci siatek z tworzywa sztucznego o 5% – 13%. Podobny wpływ stwierdzono w chwili zniszczenia. W stosunku do modeli bez zbrojenia, naprężenia τ_u w ścianach ze zbrojeniem kratowniczkami wzrosły o 6% – 30%, a w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego o 19% (ściany maksymalnie ściskane),
- w zakresie kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania θ_{cr} i zniszczenia θ_u stwierdzono, że:

- ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ściskających wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania także rosły. W ścianach referencyjnych bez zbrojenia, serii HOS-AAC, maksymalny wzrost kątów odkształcenia postaciowego Θ_{cr} był równy 158%. W ścianach najmniejszej długości maksymalny wzrost kąta odkształcenia wyniósł 57%. Maksymalny wzrost deformacji Θ_u w ścianach największej długości wyniósł 152%, a ze wzrostem smukłości ścian deformacje malały. W ścianach serii HOS-AAC-1/3 maksymalne deformacje postaciowe ścian były większe o 57% w odniesieniu do deformacji ścian minimalnie ściskanych,
 - wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania ścian zbrojonych kratowniczkami były o 27% – 33% większe niż w ścianach bez zbrojenia. Kiedy jako zbrojenia użyto siatek z tworzywa sztucznego wzrost odkształceń postaciowych wyniósł 15% – 24%,
 - zbrojenie kratowniczkami zwiększyło deformacje postaciowe w chwili zniszczenia o 54% – 74%. W ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego tylko przy minimalnych naprężeniach ściskających deformacje postaciowe były mniejsze niż w ścianach bez zbrojenia o 18%. W ścianie maksymalnie ściskanej deformacje postaciowe wzrosły o 72%,
 - zmiana długości ściany nie miała istotnego wpływu na zmianę wartości kątów odkształcenia postaciowego niezależnie od wartości wstępnych naprężeń ściskających. Z kolei w przypadku deformacji w chwili zniszczenia wzrost długości ściany spowodował wyraźny wzrost deformacji postaciowych Θ_u . Zauważalna była tendencja, że ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ściskających rosły wartości kątów deformacji postaciowych,
- w zakresie początkowej sztywności K_0 i sztywności w chwili zarysowania K_{cr} stwierdzono, że:
- wpływ wartości wstępnych naprężeń ściskających był najistotniejszy w przypadku ścian długości mniejszej od długości ścian referencyjnych. Największy wzrost początkowej sztywności – rzędu 174% – stwierdzono w ścianie serii HOS-AAC-1/3. W pozostałych ścianach, także w ścianach referencyjnych, wzrosty sztywności K_0 w stosunku do ścian minimalnie ściskanych były mniejsze. W chwili zarysowania tendencja była nieco inna. W ścianach referencyjnych sztywności w chwili zarysowania ścian ściskanych były mniejsze od sztywności ścian minimalnie ściskanych. Ze wzrostem smukłości ścian

szywności K_{cr} ścian ścinanych rosły w stosunku do sztywności ścian minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$,

- w maksymalnie ściskanych ścianach zbrojonych kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego początkowe sztywności wzrosły o 41% i 15% w odniesieniu do modeli minimalnie ściskanych. Z kolei w chwili zarysowania sztywności ścian maksymalnie ściskanych były mniejsze o 6% (kratowniczki) i 18% (siatki z tworzywa sztucznego) od sztywności otrzymanych w ścianach minimalnie ściskanych,
- w ścianach zbrojonych kratowniczkami i siatkami z tworzywa sztucznego początkowe sztywności K_0 ścian maksymalnie ściskanych były większe maksymalnie o 16% w stosunku do sztywności ścian niezbrojonych. Z kolei w chwili zarysowania sztywności K_{cr} były wyraźnie mniejsze niż sztywności w ścianach bez zbrojenia. W modelach z kratowniczkami różnica sztywności w odniesieniu do ścian bez zbrojenia wyniosła 12% – 24%, a w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego 9%,
- początkowe sztywności ścian oraz sztywności określone w chwili zarysowania wyraźnie rosły ze wzrostem długości ścian. Największy wzrost sztywności K_{cr} stwierdzono w ścianach minimalnie ściskanych. Z kolei wzrosty początkowych sztywności były największe w ścianach wstępnie ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Natomiast w badaniach części zasadniczej, w której badano ściany z otworami w pracy [51] sformułowano następujące wnioski. W przypadku **silikatowych elementów murowych**, badania wykazały, że:

- zarysowania ścian z otworami powstawały w rejonie otworów i w filarkach między otworowych. Charakter i morfologia zarysowań zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających oraz wielkości otworów. W ścianach ściskanych minimalnie dominowały rysy biegnące schodkowo wzdłuż spoin wspornych i czołowych. Wzrost naprężeń ściskających wywoływał zarysowania elementów murowych szczególnie w miejscu oparcia nadproży oraz w narożach ścian. W niezbrojonych ścianach z otworami typów A i B rysy powstawały w rozciągającym dolnym narożu ściany i biegły w kierunku dolnego naroża modelu. W przeciwnym dolnym narożu otworu okiennego rysy biegły ukośnie przez elementy murowe, w kierunku dolnej krawędzi muru, przez pas podokienny. W modelach z otworem typu C, zawierających otwór drzwiowy i okienny, rysy powstawały w rejonie otworu okiennego, a morfologia zarysowań była taka sama, jak w ścianach z otworami typów A i B. Zarysowania w skrajnym filarku biegły ukośnie przez całą wysokość ściany,

- zbrojenie poziome umieszczone w spoinach wspornych wyraźnie ograniczało propagację zarysowań w rejonach naroży otworów okiennych oraz pasów podokiennych,
- różnice w zachowaniu się murów były widoczne także w chwili utraty nośności, ponieważ elementy bez zbrojenia i zbrojone siatkami z tworzywa sztucznego niszczyły się łagodnie, a mury zbrojone kratowniczkami gwałtownie, przez zmiżdżenie elementów murowych wraz z jednoczesnym zerwaniem prętów kratowniczek i siatek z tworzywa sztucznego. Zerwanie zbrojenia występowało w miejscu powstania największych zarysowań, w rejonie naroży muru oraz w rejonie naroży otworów.

W badaniach ścian z **otworem typu A** zaobserwowano, że:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia zmieniały się wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od $\tau_{cr} = 0,09 \text{ N/mm}^2$ w elemencie minimalnie ściskanym do $\tau_{cr} = 0,368 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$. Gdy zastosowano zbrojenie, naprężenia styczne wzrosły. Najkorzystniejsze rezultaty uzyskano w modelach zbrojonych kratowniczkami, wtedy wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie $\tau_{cr} = 0,124 - 0,381 \text{ N/mm}^2$. W modelach z siatkami z tworzywa sztucznego uzyskano $\tau_{cr} = 0,099 - 0,372 \text{ N/mm}^2$,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u także zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . Przy $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$ uzyskano $\tau_u = 0,187 \text{ N/mm}^2$, a gdy $\sigma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$, uzyskano $\tau_u = 0,435 \text{ N/mm}^2$. Tak samo, jak w chwili zarysowania, także w chwili zniszczenia największe naprężenia niszczące otrzymano w ścianach z kratowniczkami, w których naprężenia niszczące zmieniały się w zakresie $\tau_u = 0,237 - 0,398 \text{ N/mm}^2$. W ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego uzyskano $\tau_u = 0,243 - 0,421 \text{ N/mm}^2$,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} w modelu wyłącznie ścinanym, bez zbrojenia, wyniosły $\Theta_{cr} = 0,104 \text{ mrad}$, natomiast przy największych naprężeniach ściskających równych $1,5 \text{ N/mm}^2$ uzyskano $\Theta_{cr} = 0,478 \text{ mrad}$. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów odkształcenia postaciowego wzrosły tylko przy minimalnych naprężeniach ściskających do wartości $\Theta_{cr} = 0,235 \text{ mrad}$, natomiast w ścianie maksymalnie ściskanej zaobserwowano redukcję kąta odkształcenia postaciowego do wartości $0,288 \text{ mrad}$. W modelach z siatkami z tworzywa sztucznego kąty odkształcenia postaciowego Θ_{cr} w chwili zarysowania mieściły się w zakresie $0,227 - 0,400 \text{ mrad}$,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u elementu minimalnie ściskanego wyniosły $\Theta_u = 4,86 \text{ mrad}$ i wyraźnie zmalały do wartości $\Theta_u = 0,687 \text{ mrad}$, gdy wstępne naprężenia ściskające wzrosły do $1,5 \text{ N/mm}^2$. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek,

wartości kątów deformacji postaciowej wzrosły do wartości $\Theta_u = 8,606$ mrad w ścianie minimalnie ściskanej oraz do $\Theta_u = 1,41$ mrad przy największych naprężeniach ściskających. W modelach z siatkami z tworzywa sztucznego otrzymano jeszcze większe wartości deformacji postaciowych Θ_u , które zawierały się w przedziale 9,243 – 2,618 mrad,

- sztywności K_{cr} niezbrojonych ścian, określone w chwili zarysowania, zmieniały się w granicach $K_{cr} = 284 - 255$ MN/m wraz ze wzrostem wartości σ_c . Gdy zastosowano zbrojenie w ścianach minimalnie ściskanych, sztywności były mniejsze, równe 175 MN/m (kratowniczkami) i 144 MN/m (siatki z tworzywa sztucznego). Przy maksymalnych wstępnych naprężeniach ściskających sztywności były większe od sztywności ściany bez zbrojenia. W modelu z kratowniczkami sztywność była równa 437 MN/m, a w ścianie z siatkami z tworzywa sztucznego – 308 MN/m,
- podobna była tendencja w przypadku początkowych sztywności K_o , wówczas w elemencie minimalnie ściskanym bez zbrojenia uzyskano $K_o = 1017$ MN/m, a w modelu ściskanym do wartości $1,5$ N/mm² początkowa sztywność była równa $K_o = 482$ MN/m. W ścianach zbrojonych początkowe sztywności były wyraźnie większe. W modelach z kratowniczkami sztywności zmieniały się w zakresie $K_o = 1263 - 1450$ MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $K_o = 1070 - 1210$ MN/m.

W badaniach ścian z **otworem typu B** zaobserwowano, że:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia rosły wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od $0,037$ N/mm² w elemencie minimalnie ścinanym do $\tau_{cr} = 0,151$ N/mm², gdy $\sigma_c = 0,75$ N/mm². Większe naprężenia styczne otrzymano w ścianach zbrojonych. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie $\tau_{cr} = 0,078 - 0,158$ N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_{cr} = 0,057 - 0,155$ N/mm²,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u także zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . Przy $\sigma_c = 0,1$ N/mm² uzyskano $\tau_u = 0,135$ N/mm², a gdy $\sigma_c = 0,75$ N/mm², uzyskano $\tau_u = 0,194$ N/mm². W murach zbrojonych niszczące naprężenia styczne wzrosły. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości niszczących naprężeń stycznych zmieniały się w zakresie $\tau_u = 0,176 - 0,255$ N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_u = 0,183 - 0,199$ N/mm²,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} w niezbrojonym modelu minimalnie ścinanym wynosiły $\Theta_{cr} = 0,107$ mrad, natomiast przy największych naprężeniach ściskają-

cych równych $0,75 \text{ N/mm}^2$ odkształcenia postaciowe wynosiły $\Theta_{cr} = 0,468$ mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w ścianach minimalnie ściskanych, odkształcenia wzrosły, natomiast przy największych wstępnych naprężeniach ściskających zaobserwowano redukcję odkształceń postaciowych. W modelach z kratowniczkami wartości kątów odkształcenia postaciowego zmieniały się w zakresie $\Theta_{cr} = 0,182 - 0,409$ mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\Theta_{cr} = 0,093 - 0,325$ mrad,

- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u elementu minimalnie ściskanego wynosiły $\Theta_u = 9,551$ mrad, natomiast deformacje postaciowe Θ_u elementu ścinanego przy największych wartościach wstępnych naprężeń ściskających równych $0,75 \text{ N/mm}^2$ były mniejsze i wynosiły $\Theta_u = 1,354$ mrad. W ścianach zbrojonych kratowniczkami deformacje postaciowe wzrosły, a w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego widoczna była niewielka redukcja deformacji postaciowych. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów deformacji postaciowej zmieniały się w zakresie $\Theta_u = 11,006 - 1,711$ mrad, a w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego uzyskano $\Theta_u = 8,643 - 0,940$ mrad,
- sztywności K_{cr} określone w chwili zarysowania malały ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających. W elementach bez zbrojenia sztywności zmieniały się w granicach $K_{cr} = 114 - 107 \text{ MN/m}$ wraz ze wzrostem wartości σ_c . W modelach zbrojonych sztywności wzrosły. W modelach z kratowniczkami sztywności zmieniały się w zakresie $K_{cr} = 142 - 108 \text{ N/mm}^2$, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $K_{cr} = 202 - 158 \text{ N/mm}^2$,
- podobną tendencję zaobserwowano w przypadku sztywności K_o , wówczas w elemencie minimalnie ściskanym uzyskano $K_o = 447 \text{ MN/m}$, a w modelu ściskanym do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ początkowa sztywność była równa $K_o = 109 \text{ MN/m}$. Gdy zastosowano zbrojenie początkowe, sztywności wzrosły. W elementach z kratowniczkami sztywności zmieniały się w zakresie $K_o = 1067 - 821 \text{ MN/m}$, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego uzyskano $K_o = 1032 - 167 \text{ MN/m}$.

W badaniach ścian z **otworem typu C** zaobserwowano, że:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia rosły wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od $\tau_{cr} = 0,022 \text{ N/mm}^2$ w elemencie minimalnie ścinanym do $\tau_{cr} = 0,026 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$. Gdy zastosowano zbrojenie, obserwowano nieznaczny spadek naprężeń rysujących. W modelach z kratowniczkami wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie $\tau_{cr} = 0,034 -$

0,026 N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_{cr} = 0,046 - 0,032$ N/mm²,

- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u także zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c , w modelach bez zbrojenia oraz w ścianach zbrojonych wystąpił wzrost naprężeń niszczących. W ścianach niezbrojonych przy $\sigma_c = 0,1$ N/mm² uzyskano $\tau_u = 0,084$ N/mm², a gdy $\sigma_c = 0,75$ N/mm², uzyskano $\tau_u = 0,112$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości niszczących naprężeń stycznych zmieniały się w zakresie $\tau_u = 0,094 - 0,152$ N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_u = 0,12 - 0,158$ N/mm²,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} rosły wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających. W niezbrojonym modelu minimalnie ścinanym odkształcenia wynosiły $\Theta_{cr} = 0,096$ mrad, natomiast przy największych naprężeniach ściskających równych 0,75 N/mm² odkształcenia postaciowe wynosiły $\Theta_{cr} = 0,137$ mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów odkształcenia postaciowego zmieniały się w zakresie $\Theta_{cr} = 0,191 - 0,210$ mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\Theta_{cr} = 0,163 - 0,208$ mrad,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u malały przy wzroście wstępnych naprężeń ściskających. W niezbrojonym elemencie minimalnie ściskanym uzyskano $\Theta_u = 9,828$ mrad, natomiast deformacje maksymalnie ściskanego modelu zmalały do $\Theta_u = 2,144$ mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów deformacji postacowej zmieniały się w zakresie $\Theta_u = 11,31 - 7,17$ mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\Theta_u = 7,688 - 6,918$ mrad,
- sztywności wyznaczone w chwili zarysowania K_{cr} wszystkich ścian malały wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających. W modelach bez zbrojenia sztywności zmieniały się w granicach $K_{cr} = 57 - 54$ MN/m. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek i siatek z tworzywa sztucznego, sztywności przy minimalnych naprężeniach ściskających były większe od sztywności elementów bez zbrojenia. Przy większych naprężeniach ściskających sztywności elementów zbrojonych były porównywalne. W modelach z kratowniczkami sztywności zmieniały się w zakresie $K_{cr} = 60 - 41$ MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $K_{cr} = 94 - 51$ MN/m,
- w modelach zbrojonych początkowe sztywności elementów minimalnie oraz maksymalnie ściskanych były porównywalne uzyskano początkowe sztywności K_0 w zakresie 325 - 355 MN/m. W modelach zbrojonych początkowe sztywności ścian malały wraz ze wzrostem

wstępnych naprężeń ściskających. W ścianach z kratowniczkami sztywności zmieniały się w zakresie $K_o = 510 - 456$ MN/m. Z kolei w ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego przedział zmienności sztywności wynosił $K_o = 580 - 556$ MN/m.

W ścianach z **elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego** stwierdzono, że:

- pierwsze zarysowania ścian z otworami powstawały w filarkach między otworowych, a następnie w narożach otworów okiennych. Tak samo, jak w ścianach wykonanych z silikatowych elementów murowych, najważniejszymi czynnikami determinującymi morfologię zarysowań były wartości wstępnych naprężeń ściskających oraz wielkości otworów. W ścianach ściskanych minimalnie powstawały rysy schodkowe w spoinach czołowych i wspornych, a wymiary elementów murowych powodowały, że tworzyły się rysy pionowe i ukośne w elementach murowych. Wzrost naprężeń ściskających eliminował zarysowania schodkowe, powodując, że dominowały ukośne zarysowania elementów murowych. Przy minimalnych i maksymalnych naprężeniach ściskających w miejscach oparcia nadproży okiennych i w narożach ścian występowały obszary, w których zmiażdżeniu ulegały elementy murowe. W ścianach bez zbrojenia, z otworami typów A i B, zarysowania inicjowały się w rozciągającym, dolnym narożu otworu i propagowały się w stronę dolnego naroża modelu. W przeciwległym, ściskanym, dolnym narożu otworu okiennego rysy biegły ukośnie przez pas podokienny, w kierunku dolnej krawędzi modelu. Rysy swoim zasięgiem obejmowały maksymalnie dwie warstwy elementów murowych. W modelach z otworem typu C, zawierających otwory drzwiowy i okienny, rysy powstawały w rejonie otworu okiennego i kierowały się w stronę dolnej krawędzi ściany tak samo, jak w ścianach z otworami typów A i B. Zarysowania w skrajnym filarku biegły ukośnie przez całą wysokość ściany,
- zbrojenie poziome umieszczone w spoinach wspornych ograniczyło zasięg zarysowań w rozciąganych narożach otworów,
- w chwili zniszczenia elementy bez zbrojenia i zbrojone siatkami z tworzywa sztucznego niszczyły się łagodnie, a mury zbrojone kratowniczkami gwałtownie, przez zmiażdżenie elementów murowych wraz z jednoczesnym zerwaniem prętów kratowniczek i siatek z tworzywa sztucznego. Zerwanie zbrojenia występowało w miejscu powstania największych zarysowań – w rejonie naroży muru oraz w rejonie naroży otworów.

W badaniach ścian z **otworem typu A** uzyskano następujące rezultaty:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia malały przy wzroście wstępnych naprężeń ściskających σ_c od $0,110 \text{ N/mm}^2$ w elemencie minimalnie ścinanym do $0,097 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$. Podobna tendencja wystąpiła w ścianach zbrojonych. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie $0,115 - 0,111 \text{ N/mm}^2$, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, zakres naprężeń w chwili zarysowania był równy $0,118 - 0,081 \text{ N/mm}^2$,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u także zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . W ścianach bez zbrojenia obserwowano wzrost naprężeń od $\tau_u = 0,136 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, do $\tau_u = 0,144 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$. W ścianach zbrojonych kratowniczkami wartości niszczących naprężeń stycznych zmalały do $0,158 - 0,151 \text{ N/mm}^2$ przy wzroście wstępnych naprężeń ściskających. W ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego naprężenia niszczące nie uległy istotnej zmianie przy wzroście naprężeń ściskających,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} w niezbrojonym modelu minimalnie ściskanym były równe $0,424$ mrad i przy wzroście naprężeń ściskających nie uległy istotnej zmianie. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów odkształcenia postaciowego zmieniały się w zakresie $0,586 - 0,323$ mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\Theta_{cr} = 0,693 - 0,792$ mrad,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u elementu minimalnie ściskanego wynosiły $0,774$ mrad, natomiast w przypadku elementu ścinanego przy największych wartościach wstępnych naprężeń ściskanych równych $1,0 \text{ N/mm}^2$ deformacje były większe i wynosiły $2,237$ mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów deformacji postaciowej malały ze wzrostem naprężeń ściskających od $4,693$ mrad do $1,166$ mrad. W modelach z siatkami z tworzywa sztucznego wystąpiła podobna tendencja i deformacje postaciowe zmieniały się w zakresie $\Theta_u = 4,399 - 2,142$ mrad,
- sztywności K_{cr} określone w chwili zarysowania zmieniały się w granicach $85 - 76 \text{ MN/m}$ wraz ze wzrostem wartości σ_c , gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek sztywności były zbliżone i zmieniały się w przedziale $87 - 84 \text{ MN/m}$. W ścianach z siatkami z tworzywa sztucznego K_{cr} były równe $78 - 33 \text{ MN/m}$,
- podobną tendencję zaobserwowano w przypadku początkowych sztywności K_o , wówczas w elemencie minimalnie ściskanym uzyskano $K_o = 669 \text{ MN/m}$, a w modelu ściskanym do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ początkowa sztywność była równa $K_o = 602 \text{ MN/m}$. Gdy zastosowano

zbrojenie w postaci kratowniczek, sztywności zmieniały się w zakresie 555 – 627 MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $K_o = 346 – 417$ MN/m.

Na podstawie badań ścian z **otworem typu B** wykazano, że:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia rosły ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od 0,066 N/mm² w elemencie minimalnie ścinanym do 0,072 N/mm², gdy $\sigma_c = 0,50$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie 0,069 – 0,076 N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_{cr} = 0,060 – 0,079$ N/mm²,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u także zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . W ścianach niezbrojonych wystąpił wzrost naprężeń od $\tau_u = 0,072$ N/mm² w ścianie minimalnie ściskanej do $\tau_u = 0,084$ N/mm², gdy $\sigma_c = 0,50$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie, naprężenia niszczące uległy zmniejszeniu przy wzroście naprężeń ściskających. W ścianach z kratowniczkami wartości niszczących naprężeń stycznych zmieniały się w zakresie 0,097 – 0,078 N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_u = 0,090 – 0,088$ N/mm²,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} w minimalnie ściskanym modelu niezbrojonym wynosiły 0,72 mrad, natomiast przy największych naprężeniach ściskających równych 0,50 N/mm² zmalały do wartości 0,65 mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, tendencja była identyczna i ze wzrostem wstępnych naprężeń odkształcenia malały od 0,79 mrad do 0,73 mrad. Z kolei w ścianie z siatkami z tworzywa sztucznego odkształcenia postaciowe wzrosły w zakresie 0,73 – 0,97 mrad,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u elementu minimalnie ściskanego wynosiły 2,02 mrad, natomiast w przypadku elementu ścinanego przy największych wartościach wstępnych naprężeń ściskających równych 0,50 N/mm² deformacje były mniejsze i wynosiły 1,86 mrad. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości kątów deformacji postaciowej zmieniały się w zakresie 7,4 – 5,67 mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\Theta_u = 7,15 – 4,23$ mrad,
- sztywności K_{cr} określone w chwili zarysowania rosły przy wzroście naprężeń ściskających. W modelach niezbrojonych sztywności zmieniały się w granicach 30 – 37 MN/m wraz ze wzrostem wartości σ_c . Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, sztywności zmieniały się w zakresie 28 – 34 MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego,

sztwywności K_{cr} ścian minimalnie oraz maksymalnie ściskanych były identyczne i równe 27 MN/m,

- wzrost wstępnych naprężeń ściskających wywoływał redukcję początkowych sztywności K_o . W ścianach bez zbrojenia sztywności zawierały się w granicach 656 – 282 MN/m. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, sztywności zmieniały się w zakresie 864 – 193 MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano K_o w zakresie 737 – 551 MN/m.

W badaniach ścian z otworem typu C uzyskano następujące rezultaty:

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} elementów bez zbrojenia zmieniały się wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od 0,025 N/mm² w elemencie minimalnie ścinanym do 0,035 N/mm², gdy $\sigma_c = 0,50$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania zmieniały się w zakresie 0,039 – 0,050 N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_{cr} = 0,034 – 0,051$ N/mm²,
- także naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u rosły wraz ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . W ścianie bez zbrojenia, przy $\sigma_c = 0,1$ N/mm², uzyskano $\tau_u = 0,054$ N/mm², a gdy $\sigma_c = 0,50$ N/mm², uzyskano $\tau_u = 0,066$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, wartości niszczących naprężeń stycznych zmieniały się w zakresie 0,064 – 0,078 N/mm², a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\tau_u = 0,066 – 0,086$ N/mm²,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania θ_{cr} w niezbrojonym modelu minimalnie ściskanym wynosiły 0,453 mrad, natomiast przy największych naprężeniach ściskających równych 0,50 N/mm² odkształcenia postaciowe nieco zmalały do wartości 0,433 mrad. Gdy zastosowano zbrojenie kratowniczkami, redukcja odkształceń była znacznie wyraźniejsza – od 0,675 mrad do 0,391 mrad. Z kolei w ścianach z siatkami kąty θ_{cr} wzrosły od 0,485 mrad do 0,537 mrad,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe θ_u niezbrojonego elementu minimalnie ściskanego wynosiły 4,088 mrad, natomiast w przypadku elementu ścinanego przy największych wartościach wstępnych naprężeń ściskających równych 0,50 N/mm² deformacje były mniejsze i wynosiły 2,537 mrad. Również w ścianach zbrojonych wartości kątów deformacji postaciowych malały przy wzroście wstępnych naprężeń ściskających. Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, kąty deformacji postaciowej zmieniały się

w zakresie $5,56 - 0,943$ mrad, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano $\theta_u = 9,934 - 2,011$ mrad,

- sztywności K_{cr} określone w chwili zarysowania rosły wraz ze wzrostem naprężeń ściskających. W ścianach bez zbrojenia sztywności zmieniały się w granicach $18 - 27$ MN/m wraz ze wzrostem wartości σ_c . Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, sztywności zmieniały się w zakresie $19 - 42$ MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, uzyskano sztywności K_{cr} w przedziale $23 - 31$ MN/m,
- zbliżony charakter miała zmienność początkowych sztywności K_o . W niezbrojonym elemencie minimalnie ściskanym początkowa sztywność była równa 229 MN/m i nieznacznie spadła do wartości 210 MN/m, natomiast w modelu maksymalnie ściskanym do wartości $0,50$ N/mm². Gdy zastosowano zbrojenie w postaci kratowniczek, początkowe sztywności zmieniały się w zakresie $442 - 395$ MN/m, a gdy zastosowano siatki z tworzywa sztucznego, sztywności K_o zmieniały się w zakresie $129 - 402$ MN/m.

3.1.1.4. Teoretyczne modele zniszczenia ścian zbrojonych

Modele Analityczne Tarczowe – opracowane przez analogię do konstrukcji żelbetowych przy założeniu zniszczenia w przekroju krytycznym – rysie. Do najistotniejszych prac w tym zakresie zaliczyć należy publikacje [12, 91, 97, 98, 105, 106, 107]. Zastosowanie modeli tego typu wiąże się z realizacją wielu poprzedzających badań doświadczalnych, wyznaczenia stałych materiałowych jak również dodatkowej kalibracji. W modelach tarczowych Tassiosa, Bonatakē, Vintzēleou oraz Trohanisa [105, 106] wymagane jest określenie wytrzymałości muru na ściskanie i rozciąganie ukośne i rozwiązanie układu równań kwadratowych w celu wyznaczenia długości strefy ściskanej i odkształceń w ściskanym murze. Znacznie korzystniejszym w zastosowaniach jest model Psilli – Tassiosa [91], który ma także zastosowanie do obciążeń cyklicznych. Model wymaga jedynie podania parametrów elementów murowych określonych na standardowych próbkach poddanych próbie jednoosiowego ściskania. Analogiczny model zbudował Shing [12] w którym konieczne jest podanie 5. stałych materiałowych. Dzięki prostocie i łatwości aplikacji model z pewnymi modyfikacjami został zaadaptowany w amerykańskiej normie [N-1].

Modele prętowe typu kratownicowego (ST) – (ang. *strut and tie models*) zastępujące mur zbrojony prętami ściskаныmi i rozciąganych połączonych przegubowo. Obciążenia przekazywane są w węzłach modelu.

Modele prętowe typu ramowego (RF) – (ang. *full plastic collapse analysis*) zastępujące mur zbrojonych prętami sztywno połączonymi w węzłach jak w ramie.

Zarówno typ ST i RF dotyczą fazę uplastycznienia materiału. Rozważania literaturowe są dość mocno zaawansowane. Do podstawowych prac teoretycznych w tym zakresie wymienić można publikacje [11, 19, 36, 103, 113]. Przedmiotowe modele prętowe wynikowo dają dolne oszacowanie nośności, pod warunkiem, że obciążenie do konstrukcji przykładane jest sekwencyjnie, a uplastycznione pręty są konsekwentnie eliminowane i zastępowane siłami równymi, co do wartości nośności na ściskanie lub rozciąganie. Predykcja przemieszczeń konstrukcji możliwa jest po odpowiedniej kalibracji.

3.1.2. Ściany wypełniające

3.1.2.1. Badania ścian wypełniających

Dla ścian wypełniających współpracujących ze szkieletem w normach niezbyt chętnie podano procedury obliczeń tego typu ścian, podyktowane jest to faktem, iż obecnie jeszcze niezbyt dobrze rozpoznano szczegóły współpracy ze szkieletem.

W literaturze przedmiotu dostępne są modele obliczeniowe, jednakże wskazujące na dany typ murów wraz z ich obciążeniami ograniczając ich stosowanie.

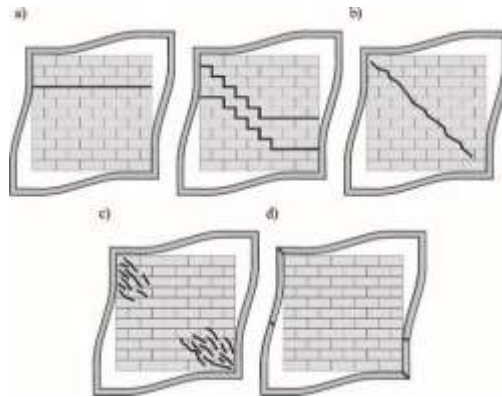
- Badania Polyakowa

Badania ścian prowadzone przez Polyakowa [69] obejmowały 65 modeli ram o kształcie kwadratowym o boku 1,2 m jak również ram prostokątnych o boku 3,0m i wysokości 2,0m.

Analiza obejmowała wpływ użytych elementów murowych, zaprawy i dodatków do zaprawy jak również zmiany obciążenia (cyklicznie i monotonicznie). Analizę wyników badań zamieszczono także w publikacjach [52, 15]. Wykazano między innymi, że zniszczenie ściany wypełniającej szkieletem obciążonej poziomo może być spowodowane:

- ukośnym zarysowaniem warstw spoin wspornych w wyniku działania ścinania – rys. 3.22a,
- ukośnym zarysowaniem elementów murowych oraz zaprawy w wyniku rozciągania – rys. 3.22b,
- zmięgnięciem muru w rejonie przyłożenia obciążenia ścinającego – rys. 3.22c,

– zniszczenia ramy słupów i rygli oraz ich połączeń – rys. 3.22d.



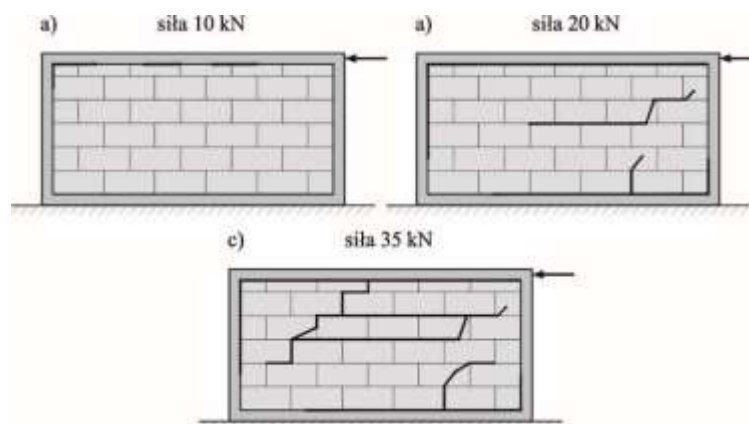
Rys. 3.22. Postacie zniszczenia ścian wypełniających szkielet [52]: a) poziome i ukośne ścieranie spoin wspornych, b) ukośne zarysowanie muru, c) zmiżdżenie narożników muru wypełniającego, d) uszkodzenie ramy

- Badania Kapeli i Wojtyckiego

Badania ścian wypełniających wykonano również w Polsce. Eksperymenty w tym zakresie prowadzili Kapela i Wojtycki [71]. Szkielet wykonano w postaci stalowej ramy, w której słupy wykonano z połączonych ze sobą stopakami dwóch ceowników [100]. Wykonano 4 modele o wymiarach (w osiach konstrukcji stalowej) 3,00x1,50m. Model 0 nie posiadał wypełnienia natomiast pozostałe modele wypełnione były bloczkami z autoklawizowanego betonu komórkowego (o wymiarach 500x240x120mm wytrzymałości 2,0N/mm² wg. normy PN-B-06258:1989 *Autoklawizowany Beton Komórkowy* [N-32] oraz klasie gęstości 700kg/m³). Mur wykonano na zaprawie cementowo-wapiennej ze spoinami zwykłej grubości i wytrzymałości na ściskanie 2,98N/mm² (wg normy PN-B-04500 *Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych* [N-31]) Widok stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 3.23. Obciążenie poziome przyłożono do górnego rygla regulując siłę co 5 kN. W badaniach rejestrowano morfologię zarysowań, przemieszczenia górnego rygla, przemieszczenia przekątnej oraz odkształcenia pionowe i poziome.



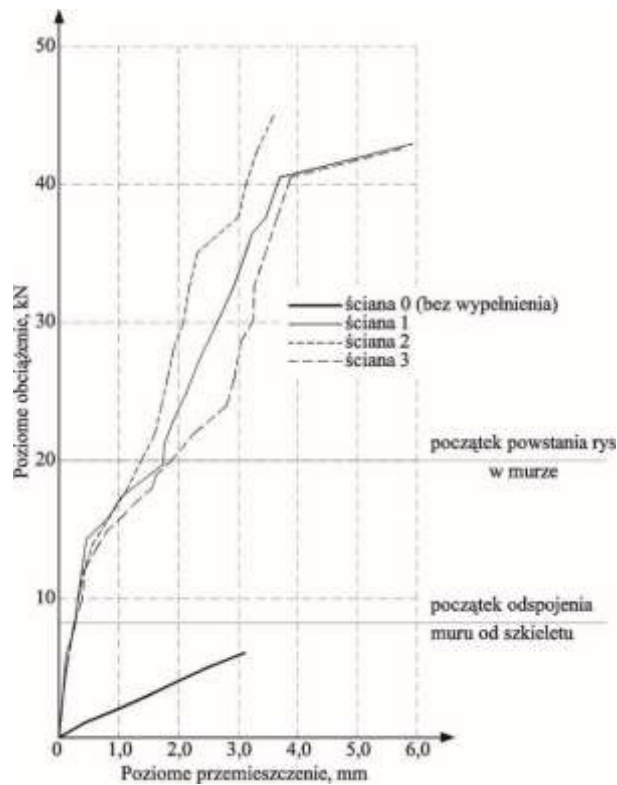
Rys. 3.23 Widok stanowiska badawczego [71, 52]



Rys.3.24 Widok zarysowań na styku z ramą oraz muru [71, 52]

Analiza wyników wykazała, że do obciążenia 14 kN uzyskiwano proporcjonalny przyrost obciążenia. Przy sile ~ 10 kN pojawiały się pierwsze zarysowania na styku ramy i wypełnienia. Wzrost poziomego obciążenia powodował przyrost odkształceń i powstających zarysowań wypełnienia. Zarysowania muru biegnące głównie wzdłuż spoin wspornych powstawały przy obciążeniu zbliżonym do 20 kN a przemieszczenie górnego rygla wynosiło 1,7 mm przy odkształceniu postaciowym 1,13 mrad ($1/882$ wysokości ramy). Maksymalne obciążenie modelu wynosiło 42 kN przy którym przemieszczenie wyniosło około 4,5 mm, a kat odkształcenia postaciowego wynosił 3 mrad ($1/333$ wysokości ramy).

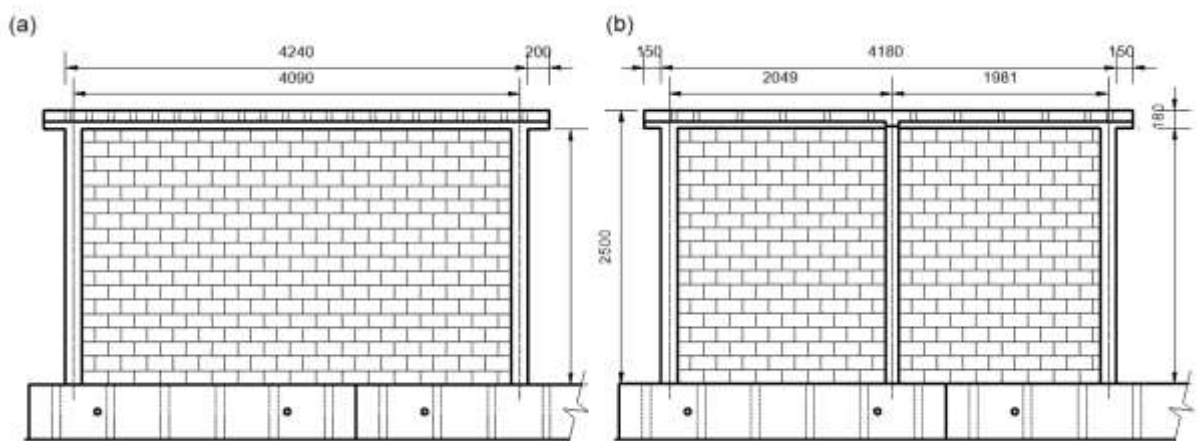
Ściana 0 wykonana bez wypełniania uległa zniszczeniu przy przemieszczeniu rzędu 3 mm, ale przy wielokrotnie mniejszej sile rzędu 6 kN. W pozostałych modelach maksymalne siły określono na poziomie 29 – 42kN. W podsumowaniu badań stwierdzono, że wypełnienie muru z ABK o niskiej wytrzymałości spowodowało znaczny wzrost sztywności i nośności konstrukcji. Zarysowania powstałe przy wychyleniu $1/1000$ wysokości wskazało na słusność tezy w zakresie ograniczenia przemieszczeń ścian w budynkach szkieletowych. [52].



Rys. 3.25. Zbadane zależności obciążenie-przemieszczenie [71, 52]

- Badania Quasi-statyczne ściany murowanych naprawianych płaszczem z zaprawy Carrillo, Flores, Pincheira

W badaniu wykorzystano dwie uszkodzone ściany, które zostały naprawione w różny sposób. Jedna z nich została naprawiona za pomocą betonu natryskowego z zaprawy o dużej zawartości włókien stalowych. Druga ściana została wzmocniona siatką zgrzewaną przymocowaną do ściany.

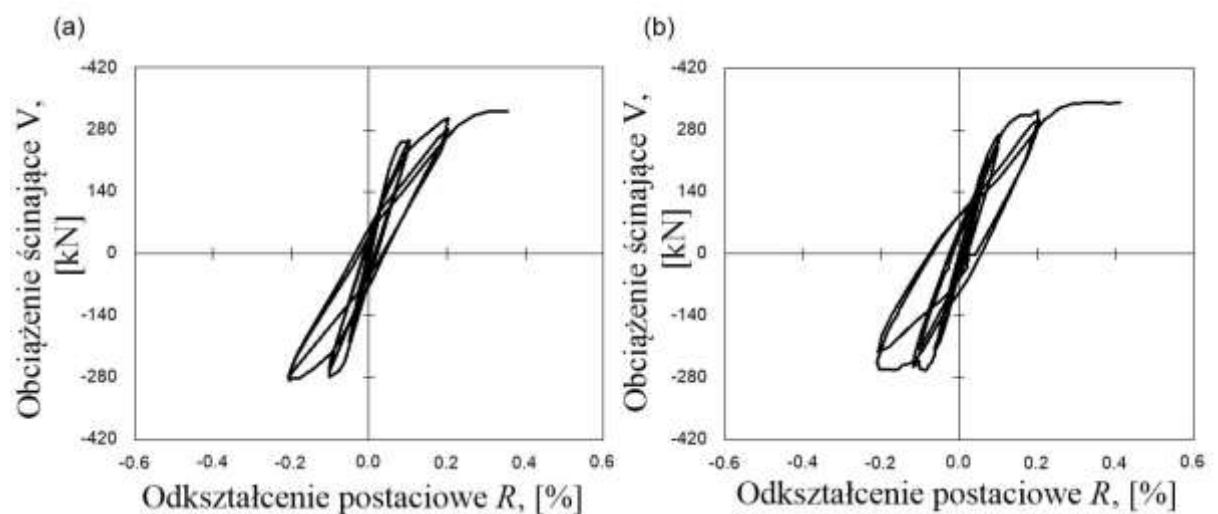


Rys. 3.26. Widok badanych ścian [14]: a) ściana ME5, b) ME11

Modele oznaczone jako ME5 oraz ME11 wykonano z ceramicznych glinianych cegieł wielootworowych o nominalnych wymiarach 120x130x230mm. Ściana ME5 miała długość równą 4240 mm i wysokość 2500 mm – rysunku 3.26a. Wzdłuż pionowych krawędzi wykonano żelbetowe słupy o przekroju 120x150mm. Wzdłuż górnej krawędzi ściany wykształcono rygiel o takich samych wymiarach poprzecznego przekroju i zbrojeniu identycznym jak w słupach. Na górnym ryglu wykonano płytę o grubości 100mm i szerokości 450 mm, przez którą wywoływano pionowe i poziome obciążenia. Model wykonano na sztywnej belce żelbetowej o przekroju 800x500 mm, w której kotwiono zbrojenie słupów. Ściana ME11 miała identyczną wysokość 2500 mm i długość równą 4180 mm z dodatkowym pionowym słupem umieszczonym w połowie długości – rys. 3.26b.

Zbrojenie słupów i rygli obydwu ściany było identyczne. W rdzeniach zastosowano 4 pręty o średnicy 12,7 mm oraz strzemiona średnica 6,4 mm w rozstawie 180 mm. W przypadku rygli zastosowano 4 pręty o średnicy 9,5 mm oraz strzemiona średnicy 6,4 mm w rozstawie 180 mm.

Ściany obciążano cyklicznie w płaszczyźnie za pomocą siłowników hydraulicznych. Na górną krawędź ściany przykładano wstępne naprężenie ściskające o wartości $0,5 \text{ N/mm}^2$. Normalne obciążenia ściskające były utrzymywane na stałym poziomie podczas testów i zostały osiągnięte za pomocą układu dźwigni umieszczonego przez pionowe siłowniki na ścianach bocznych, co powodowało pionową siłę działającą na sztywną belkę obciążającą. Na rys. 3.27 przedstawiono uzyskane krzywe histerezy obciążenie – kat odkształcenia postaciowego.



Rys. 3.27. Zależności obciążenie – odkształcenie postaciowe badanych ścian [14]:
a) ME5, b) ME11

W początkowych cyklach obciążenia – rys. 3.27a w ścianie ME5 uzyskane zależności obciążenie – kąt odkształcenia postaciowego były niema wprost proporcjonalne. Po zarysowaniu, które odnotowano przy kącie równym 0,075% i sile 215,6 kN nastąpił wyraźny wzrost odkształceń postaciowych – wzrost pochylenia krzywych. W ścianie ME5 w chwili zniszczenia powstały ukośne zarysowania o nachyleniu około 45°, które połączyły się z poziomymi pęknięciami powstałymi w środkowej części ściany.

Otrzymane zależności obciążenie – kąt odkształcenia postaciowego rys. 3.27b w ścianie ME11 miały proporcjonalny charakter niemal identycznie jak w ścianie bez środkowego słupa. Zarysowanie wystąpiły przy sile równej 267.8 i kącie odkształcenia postaciowego wynoszącym 0.087%. Również w ścianie ME11 zaobserwowano ukośne zarysowania nachylone pod kątem około 45°. Rysy powstały w obu panelach ściennych rozdzielonych środkowym słupem.

W ścianach ME5 i ME11 zniszczenie związane było z poszerzaniem się i wydłużaniem nachylonych rys oraz kruszeniem elementów murowych. Po badaniach oba modele zostały naprawione w celu przywrócenia im zdolności do przyjmowania obciążeń oraz zwiększenia sztywności.

Tablica 3.6. Wyniki badań ścian

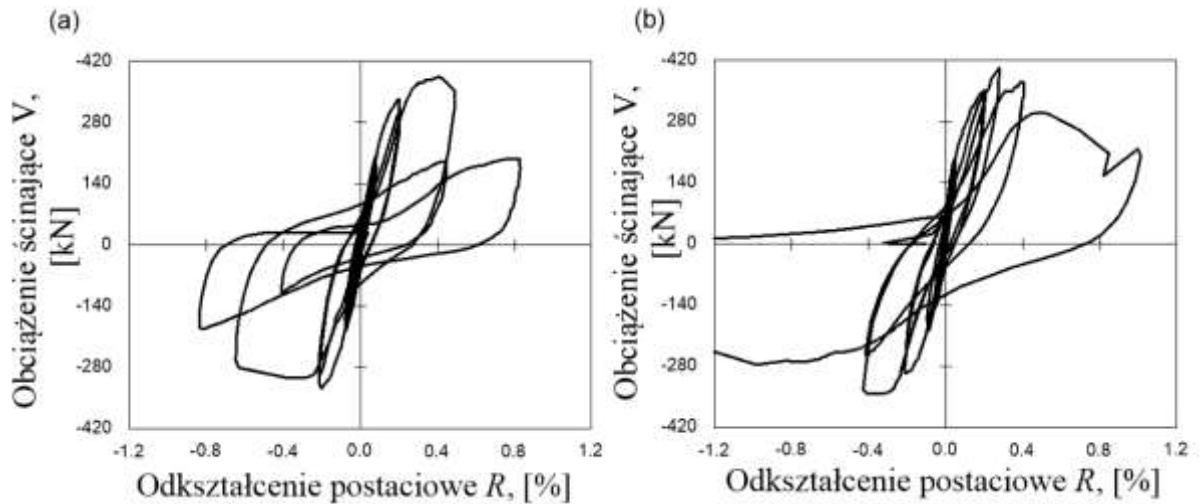
Próbka	Utrata sztywności		Zarysowanie		Maksymalne obciążenie	
	V_{lis} , kN	R_{ist} , %	V_{cra} , kN	R_{cra} , %	V_{max} , kN	R_{max} , %
ME5	251.6	0.075	251.9	0.075	302.9	0.275
ME11	256.6	0.087	267.8	0.099	301.8	0.220

Ściana ME5 została naprawiona za pomocą zaprawy z włóknami stalowymi, natomiast ściana ME11 zgrzewaną siatką. Na obie ściany został nałożony beton natryskowy o grubości 30 mm. Do wzmocnienia ściany ME11 zastosowano zgrzewaną siatkę drucianą z prętów o średnica 4,88 mm i oczku 152 mm. W celu zakotwienia siatki, dodatkowy odcinek siatki został umieszczony wokół słupa środkowego i przedłużony za sąsiedni panel. W przypadku ściany ME5 zawartość włókien stalowych w suchej mieszance określono zgodnie z zaleceniami producenta na poziomie 40 kg/m³ (0,5% objętości).

Podczas badania wzmocnionej ściany ME5 zaobserwowano powstanie rys nachylonych pod kątem około 45° w równomiernym układzie. Oprócz tego zaobserwowano powstanie rys wzdłuż podstawy ściany oraz poważnym uszkodzeniem dolnej części słupów. Stwierdzono wrywanie włókien z zaprawy i prostowanie się haczykowatych końców. W ścianie ME11 układ rys był podobny, ale mniej intensywny niż w ścianie ze zmodyfikowaną zaprawą.

Nie zaobserwowano pęknięcia zgrzewanej siatki drucianej. Szerokość powstałych rys była większa niż w modelu ME5.

Na rys. 3.28 przedstawiono uzyskane krzywe obciążenie – kąt odkształcenia postaciowego obu zbadanych modeli.



Rys. 3.28. Zależności obciążenie – odkształcenie postaciowe badanych ścian po naprawie [14]: a) ME5, b) ME11

Po wzmocnieniu w obu ścianach zależności obciążenie – kąt odkształcenia postaciowego nie zmieniły zasadniczo charakteru. W początkowych fazach obciążenia obserwowano proporcjonalny wzrost odkształceń przy narastającym obciążeniu. W ścianie ME5 wzmocnionej zbrojoną zaprawą – rys. 3.28a pierwsze rysy wystąpiły przy kącie odkształcenia postaciowego równym 0.066% i sile 171.2 kN, a w kolejnych cyklach obciążenia degradacja sztywności była na tyle duża, że odkształcenia postaciowe narastały znacznie bardziej niż w ścianie niewzmocnionej po zarysowaniu. Na powierzchniach zaprawy powstało szereg włosowatych rys nachylonych pod kątem 45° . Zniszczenie wystąpiło przy obciążeniu wynoszącym 355.1 kN i związane było z wyraźnymi odkształceniami postaciowymi oraz zwiększeniem intensywności zarysowań. Siła niszcząca była około 17% większa od maksymalnej siły przed wzmocnieniem, a odpowiadający wzrost przemieszczeń wyniósł 10%. W ścianie ME11 otrzymane zależności obciążenie – kąt odkształcenia postaciowego – rys. 3.28b do chwili zarysowania model zachowywał się podobnie jak przed wzmocnieniem. Przy sile 159.5 kN nastąpiło zarysowanie ukośne środkowych fragmentów ścian. W kolejnych cyklach obciążenia obserwowana była wyraźna degradacja sztywności. Przed zniszczeniem przy sile 371.1 kN nastąpiło odspojenie muru od dolnego i górnego rygla. Także w tym przypadku siła niszcząca była większa od siły niszczącej w ścianie przed wzmocnieniem o około 23%. Zastosowanie wzmocnienia w postaci siatek drucianych spowodowało wzrost przemieszczeń przy maksymalnej sile

o 57%. Zbiorcze zestawienie wyników badań ścian wzmocnionych przedstawiono w tablicy 3.7.

Tablica 3.7. Wyniki badań ścian po naprawie

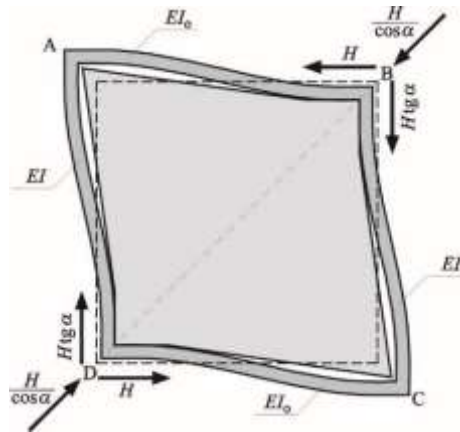
Próbka	Utrata sztywności		Zarysowanie		Maksymalne obciążenie	
	V_{lis} , kN	R_{ist} , %	V_{cra} , kN	R_{cra} , %	V_{max} , kN	R_{max} , %
ME5	184.2	0.066	171.2	0.058	355.1	0.304
ME11	187.1	0.061	159.5	0.042	371.1	0.345

Na podstawie wykonanych badań sformułowano następujące wnioski:

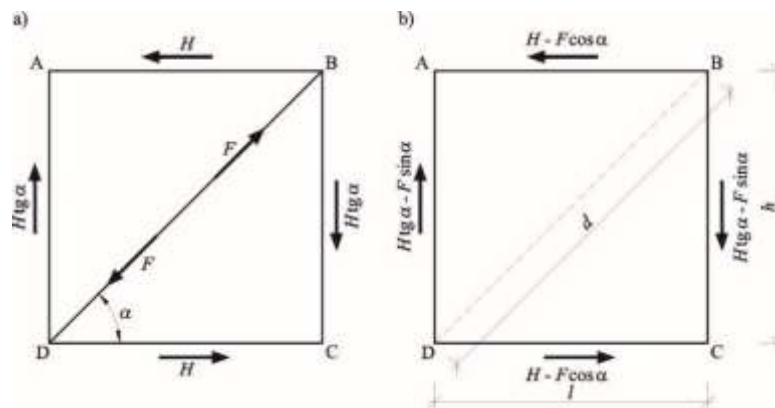
1. ściany wzmocnionej zbrojona zaprawą oraz zbrojoną siatką drucianą zaobserwowano powstanie rys ukośnych nachylonych pod kątem około 45° o równomiernym układzie,
2. w ścianie wzmocnionej siatką drucianą zniszczenie ścian było spowodowane rozwojem zarysowań oraz odspojenie się muru wzdłuż dolnego i górnego rygla oraz uszkodzeniem dolnej części słupów. Nie zaobserwowano zerwania prętów siatki drucianej.
3. w stosunku do ścian niewzmocnionych maksymalne obciążenie naprawionych ścian było większe o 17–23% w stosunku do ścian niewzmocnionych, a przemieszczenia były większe o 10% – 57% (mniejsza sztywność ścian).

3.1.2.2. Teoretyczne modele zniszczenia ścian wypełniających

Do prekursorów badań ścian wypełniających szkielet zaliczyć należy Holmesa, który w pracy [45] przedstawił model wypełnienia szkieletu przedstawić w postaci ukośnego krzyżulca (zastrzału) – rys. 3.29. Siłę w zastrzale reprezentującym wypełnienie pojedynczego pola A,B,C,D wyznacza się od pary sił poziomych H przyłożonych do węzłów B,D. Aby układ uzyskał równowagę konieczne jest wprowadzenie sił pionowych $V = H \tan \alpha$. Obydwie pary sił H i V generują wypadkową $R = H / \cos \alpha$ działającą na przekątnej BD, która jest nachylona pod kątem α . W dalszej kolejności ramę z wypełnieniem można przedstawić jako zamkniętą ramę z ukośnym krzyżulcem – rys.3.30a.



Rys. 3.29. Założenia modelu Holmesa [45, 52]



Rys. 3.30 Schemat statyczny modelu Holmesa [45, 52]: a) ekwiwalentna rama b) zastępcza rama bez krzyżulca

Z zależności geometrycznych wyznacza się przemieszczenia węzła B w kierunku działania siły H :

$$\Delta_H = \frac{Hh^3}{24EI} \cos \alpha, \quad (3.8)$$

przemieszczenia pionowe węzła B są równe:

$$\Delta_V = \frac{Vl^3}{24EI_0} \sin \alpha, \quad (3.9)$$

gdzie:

l, h – długość i wysokość ramy,

I, I_0 – moment bezwładności słupów i rygli ram,

E – moduł sprężystości materiału ramy,

H – pozioma siła działająca na ramę,

V – pionowa siła działająca na ramę.

Przez superpozycję przemieszczeń skrócenie przekątnej ramy wynosi:

$$\begin{aligned}\Delta_{BD} &= \frac{Hh^3}{24EI} \cos\alpha + \frac{Vl^3}{24EI_0} \sin\alpha = \frac{Hh^3}{24EI} \left(\cos\alpha + \frac{l^3 I}{h^3 I_0} \operatorname{tg}\alpha \sin\alpha \right) = \\ &= \frac{Hh^3}{24EI} \left(\cos\alpha + \frac{h^3 I}{\operatorname{tg}^3 \alpha h^3 I_0} \operatorname{tg}\alpha \sin\alpha \right) = \frac{Hh^3}{24EI} \left(\cos\alpha + \frac{I}{I_0} \frac{\sin\alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha} \right) = , \\ &= \frac{Hh^3}{24EI} \left(1 + \frac{I}{I_0} \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha} \right) \cos\alpha = \frac{Hh^3}{24EI} \left(1 + \frac{I}{I_0} \operatorname{ctg}\alpha \right) \cos\alpha.\end{aligned}\quad (3.10)$$

Skrócenia krzyżulca przy uwzględnieniu zastępczej ramy – rys. 3.30a można wyrazić zależnością:

$$\Delta_{BD} = \frac{(H - F \cos\alpha) h^3}{24EI} \left(1 + \frac{I}{I_0} \operatorname{ctg}\alpha \right) \cos\alpha. \quad (3.11)$$

W dalszej kolejności wyznaczono skrócenie krzyżulca w chwili uplastycznienia materiału wypełnienia z następującej zależności:

$$\Delta_{BD} = \varepsilon_c d. \quad (3.12)$$

d – długość przekątnej ramy,

ε_c – graniczne odkształcenie wypełnienia ramy

Z przekształcenia zależności (3.11) przy założeniu wystąpienia w krzyżulcu granicznych odkształceń ε_c maksymalną siłę H działającą na ramę określa wzór:

$$H = \frac{24EI\varepsilon_c d}{h^3 \left(1 + \frac{I}{I_0} \operatorname{ctg}\alpha \right) \cos\alpha} + f_c A \cos\alpha. \quad (3.13)$$

A – pole powierzchni poprzecznego przekroju ramy,

f_c – wytrzymałość na ściskanie materiału ramy.

W dalszej kolejności autor założył, że pole powierzchni ściskanego krzyżulca A zależy od grubości ściany wypełniającej oraz szerokości samego krzyżulca. Przyjęto, że szerokość ściskanego krzyżulca jest równa $w = d/3$, a odpowiadające pole powierzchni wynosi:

$$A = tw = \frac{d}{3}. \quad (3.14)$$

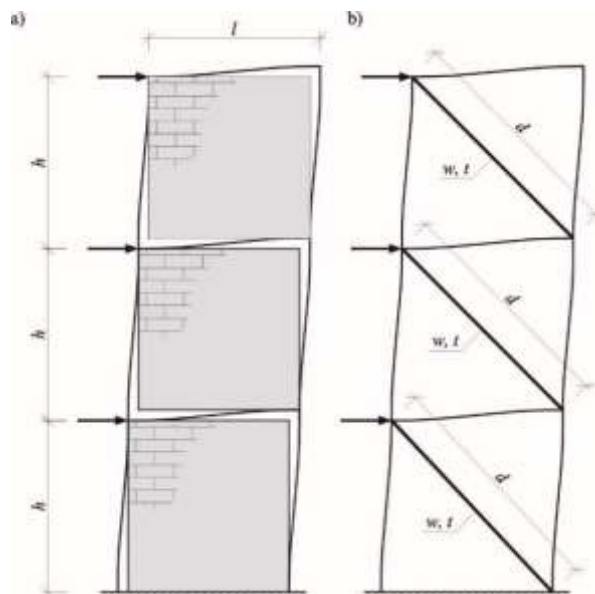
Poziome przemieszczenie ramy w chwili zniszczenia określa zależność:

$$\Delta_{H_{max}} = \Delta_{BD} \cos\alpha = \varepsilon_c d \cos\alpha. \quad (3.15)$$

Wykorzystując własne badania oraz badania Wooda [115] i Williamsa i Benjamina [8] autor porównał wyniki eksperymentów i obliczeń uzyskując różnice w zakresie sił rzędu 3 – 16%. Znacznie większe rozbieżności Holmes otrzymał w przypadku przemieszczeń. Przy przyjęciu stałej szerokości krzyżulca ($d/3$) obliczone przemieszczenia były mniejsze o 90 – 100%.

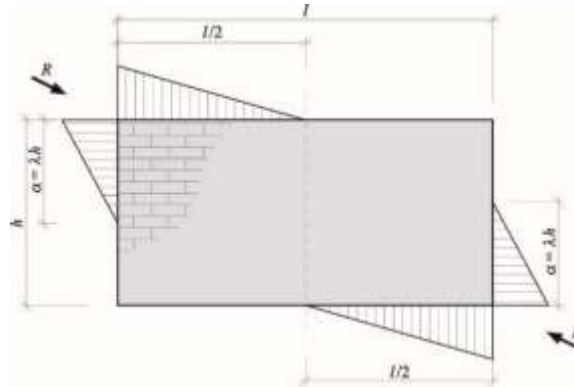
Podobne podejście dotyczące zastąpienia układu rama- wypełnienie murowe układem prętowo-tarczowym i ostatecznie układem prętowym z ukośnym krzyżulcem przedstawili Carter i Stafford-Smith w publikacjach [16, 15]. Autorzy skorzystali z wniosków wcześniejszej pracy Stafforda-Smitha [100], z której wynikało że sztywność współpracującego układu mur-szkielet zależy przede wszystkim od sposobu przekazania sił ze szkieletu na mur oraz, że po separacji kontakt muru z ramą występuje tylko w obrębie naroży. W dalszej kolejności autorzy wskazali, że układ prętowo-tarczowy można zastąpić ustrojem wyłącznie prętowym z zastosowaniem ukośnego krzyżulca w miejsce występującego muru wypełniającego w formie pokazanej na rys. 3.31 a i b.

W analizowanej ramie prostokątnej [15] założono długość pionowego odcinka kontaktu równą λh natomiast długość poziomego odcinka kontaktu była równa $1/2l$ (rys. 3.32).

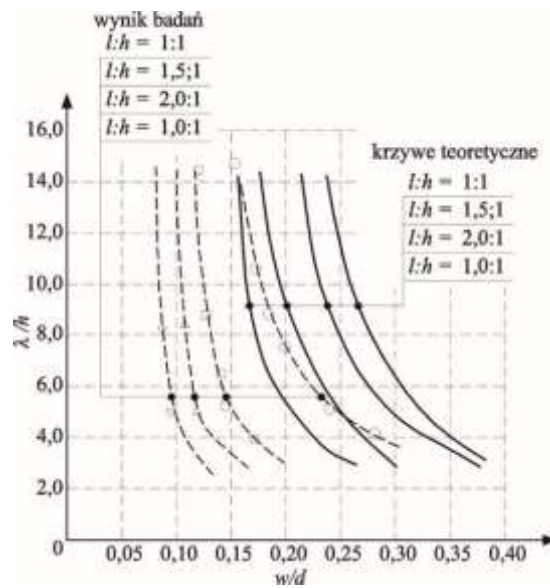


Rys. 3.31. układ pracy i odkształceń szkieletu wypełnionego murem wg. [15]:
a) układ prętowo-tarczowy, b) zastępczy układ prętowy [52]

Dalsza analiza pozwoliły na wyznaczenie szerokości jak również sztywności krzyżulca. Z wykorzystaniem obliczeń metodą różnic skończonych, uzyskano parametry geometryczne zastępczego krzyżulca różnych proporcji ściany – rys. 3.33.



Rys. 3.32. Układ obciążeń ściany wypełniającej według [52, 15]

Rys. 3.33. Zmiany parametrów szerokości w i grubości t ściskanego krzyżulca w funkcji długości strefy kontaktu pomiędzy wypełnieniem z muru oraz słupem λh [100, 52]

Z porównania wyników badań i obliczeń wynika, że zaproponowane podejście prowadzi do znacznego przeszacowania sztywności krzyżulców. Obliczenia metodą różnic skończonych pozwoliły zaproponować nomogramy pozwalające na wyznaczenie granicznej siły niszczącej. Maksymalne obciążenie ściany wypełniającej ze względu na ścinanie zaproponowano obliczać według zależności:

$$R_S = \left(\frac{100}{8} \frac{f_{bs}}{f_{st}} ht \right) / \left(1 - \frac{\mu f_{nt}}{f_{st}} \right), \quad (3.16)$$

lub w postaci bezwymiarowej:

$$\frac{R_S}{f_{bs} ht} = \left(\frac{100}{8 f_{st}} \right) / \left(1 - \frac{\mu f_{nt}}{f_{st}} \right). \quad (3.17)$$

Natomiast ze względu na rozciąganie wartość siły działającej na ścianę określała zależność:

$$R_t = \left(\frac{100}{8} \frac{f_{dt}}{f_{tt}} ht \right), \quad (3.18)$$

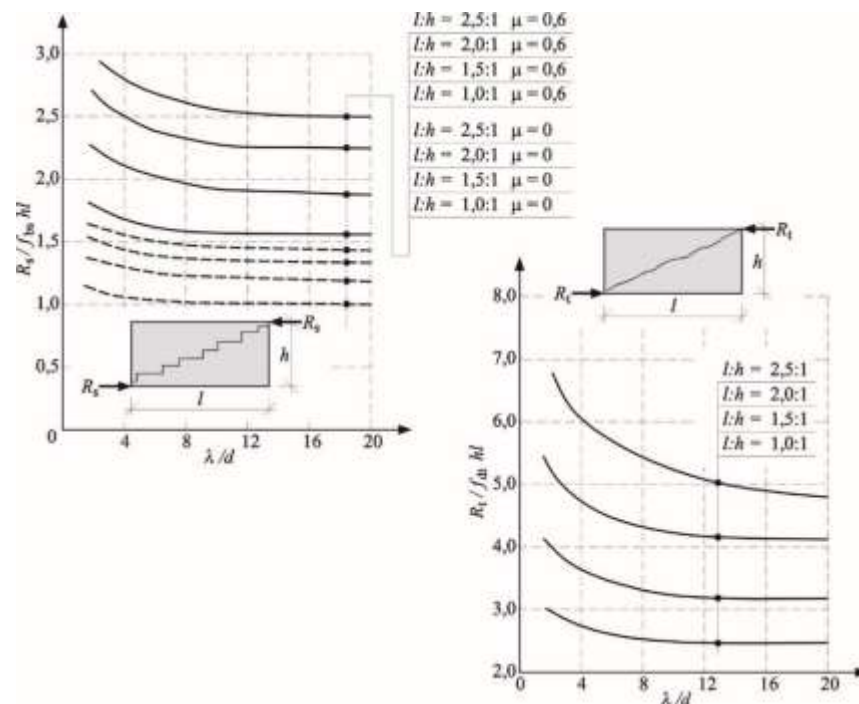
lub w postaci bezwymiarowej:

$$\frac{R_t}{f_{bs} h t} = \frac{6,8}{f_{tt}} \quad (3.19)$$

gdzie:

- f_{bs} – kohezja,
- f_{st} – maksymalne naprężenie ścinające w murze,
- f_{nt} – maksymalne naprężenie ścinające w murze,
- μ – współczynnik tarcia,
- f_{tt} – wytrzymałość na rozciąganie elementu murowego.

Wykorzystanie powyższych równań wymaga obliczenia maksymalnych naprężeń ścinających i ściskających występujących w krzyżulcu. Do ułatwienia projektowania, zaproponowano nomogramy pozwalające odczytać wartość granicznego obciążenia w funkcji długości kontaktu muru ze słupem. Przykładowy nomogram ściany o proporcjach $h/l = 1$ pokazano rys. 3.34. jako graniczne obciążenie ściany wypełniającej przyjmować należy minimum z wartości R_s i R_t . Porównanie wyników uzyskanych z obliczeń i z wyników badań wykazało bezpieczny stosunek sił wynoszący średnio 1,23 jedynie w dwóch przypadkach siły były większe od otrzymanych w badaniach.

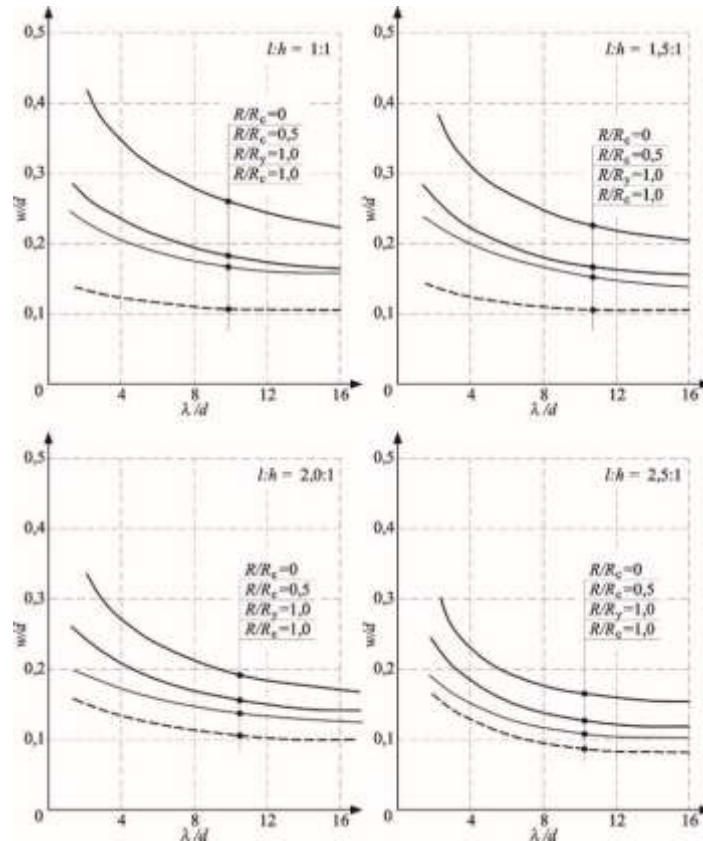


Rys. 3.34. Nomogram upraszczający wyznaczenie nośności ścian wypełniających [100, 52]

Szerokość ściskanego krzyżulca nie jest tylko funkcją geometrii ramy. Istotnym ograniczeniem są także graniczne siły ściskających R_c . W pracy [16] zobrażowano zależność pomię-

dzy szerokością a długością krzyżulca w/d w funkcji długości kontaktu wypełniania λh , działającego obciążenia R i nośności ściskającego krzyżulca R_c .

Uzyskane przebiegi zależności asymptotycznie maleją wraz ze wzrostem długości strefy kontaktu wzdłuż słupów. Autorzy zaznaczyli, że bezpieczna proporcja obciążenia do nośności powinna zawierać się w granicach $R/R_c = 1/8 - 1/4$. Wprowadzenie ukośnego krzyżulca do każdego pola ramy istotnie zmniejsza wartości momentów zginających upodabniając ramę do kratownicy.



Rys. 3.35. Względna szerokość krzyżulca w/d w funkcji λh [16, 52]

W pracy Mainstone'a [77] przedstawiono badania modeli z ram żelbetowych z wypełnieniem murowym z cegieł. Analizowano długość strefy kontaktu pomiędzy słupami, rygłem i wypełnieniem. Zaproponowano następującą zależność pozwalającą na wyznaczenie długości strefy kontaktu muru wzdłuż słupów:

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_c t \sin 2\theta}{4E_s I_s h'}} \quad (3.20)$$

$$\alpha h = a_h = \frac{\pi h}{2\lambda_h} \quad (3.21)$$

Długość strefy kontaktu wzdłuż rygli:

$$\lambda_l = \sqrt[4]{\frac{E_c t \sin 2\theta}{4E_s I_l l'}}, \quad (3.22)$$

$$\alpha l = a_l = \frac{\pi d}{2\lambda_l}, \quad (3.23)$$

gdzie:

I_s – moment bezwładności przekroju słupa ramy,

I_l – moment bezwładności przekroju rygła ramy,

h' – wysokość wypełnienia.

l' – długość wypełnienia.

W rzeczywistych konstrukcjach rygle współpracują ze stropami, charakteryzują się, więc znacznie większą sztywnością niż słupy. Oprócz tego stropy przejmują znaczne obciążenia, a więc obliczona długość kontaktu z zależności (3.21) obliczana jest z trudnym do oszacowania błędem. Zaproponowano, aby do określania szerokości współpracującego murowanego krzyżulca posługiwać się zależnością empiryczną:

$$w = 0,16(\lambda h)^{-0,3} d. \quad (3.24)$$

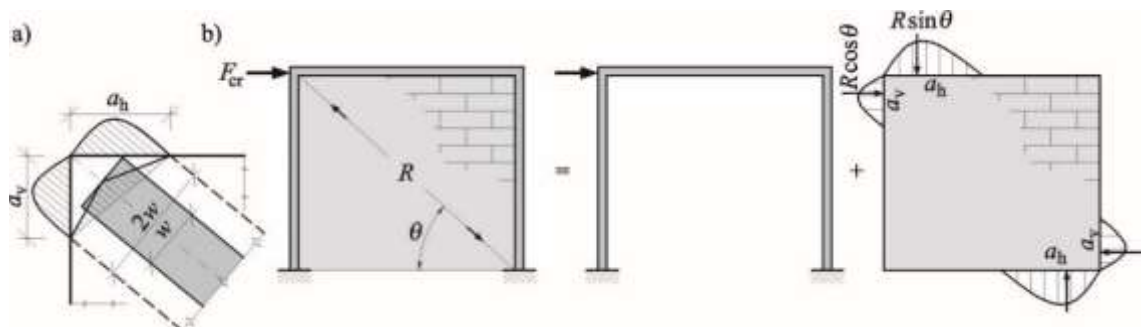
W przypadku betonu szerokość krzyżulca można obliczyć według zależności:

$$w = 0,11(\lambda h)^{-0,3} d. \quad (3.25)$$

Na podstawie wyżej wymienionych prac Kadir i Hendry [68, 70] zaproponowali własne podejście umożliwiające wyznaczyć szerokości ściskanego krzyżulca według wzoru:

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(\alpha_l l)^2 + (\alpha_h h)^2}. \quad (3.26)$$

Autorzy wskazali również, aby w chwili zarysowania zastosować model przedstawiony na rys. 3.36.



Rys. 3.36 Model zaproponowany przez Kadira i Hendry'ego [68, 70]: a) szerokość ściskanego krzyżulca, b) układ sił działających na ramę w chwili zarysowania

Należy jednak podkreślić, że w przedstawionych powyżej przypadkach obliczeniowych autorzy skupili swoją uwagę na wyznaczeniu sztywności i zniszczeniu muru wypełniającego,

w przypadku zastosowania szkieletu żelbetowego do zniszczenia może dojść również w wyniku uszkodzenia elementu żelbetowego.

W większości badań autorzy podejmują próby wyznaczenia szerokości krzyżulca bez podania szczegółowych zaleceń dotyczących nośności na ścinanie wypełnienia. Do prac, w których podjęto zawarto pewne wskazówki obliczeniowe należy zaliczyć badania Decaniego i Fantiniego [37]. Autorzy zaproponowali do wyznaczenia szerokości krzyżulca następującą zależność:

$$w = \left(\frac{k_1}{\lambda_h} + k_2 \right) d, \quad (3.27)$$

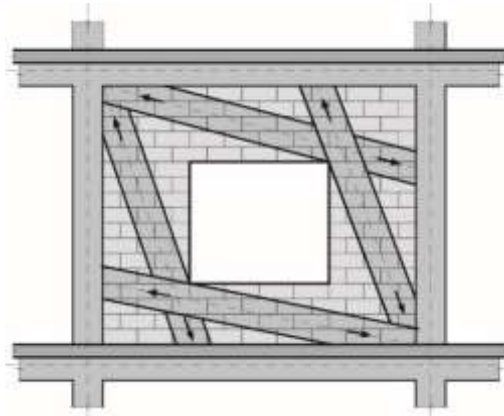
w której wartości współczynników k_1 i k_2 :

$$k_1 = 1,3, k_2 = 0,178 \text{ gdy } \lambda_h \leq 3,14,$$

$$k_1 = 0,707, k_2 = 0,01, \text{ gdy } 3,14 < \lambda_h \leq 7,85,$$

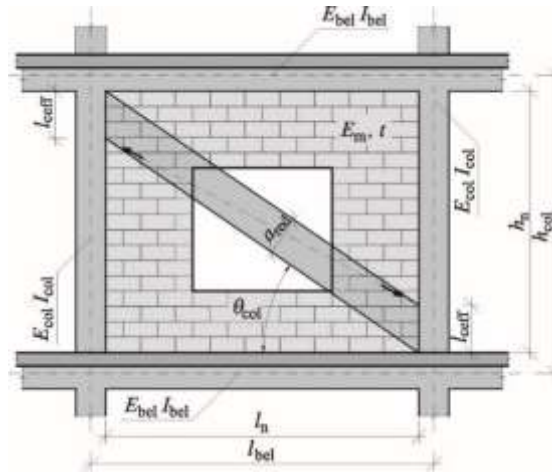
$$k_1 = 0,47, k_2 = 0,04, \text{ gdy } \lambda_h > 7,85.$$

Ściany wypełniające z otworami zostały przeanalizowane w pracy Hamburgera [42] zmieniony przebieg krzyżulców zaproponowany przez autora przedstawiono na rys. 3.37.



Rys. 3.37. Układ krzyżulców i przebieg sił zgodnie z opracowaniem Hamburga [42, 52]

Al-Chaar [3] z zespołem zaproponowali przebieg krzyżulca nawiązujący do poprzednich rozwiązań, a więc jednego klasycznego krzyżulca ze zmodyfikowanym położeniem i przekrojem co przedstawiono na rys. 3.38.



Rys. 3.38 Układ krzyżulca wg. Al.-Chaara z zespołem [3, 52]

Szerokość krzyżulca przedstawia następujące równanie:

$$a_{red} = a(R_1)_i(R_2)_i, \quad (3.28)$$

gdzie:

$(R_2)_i$ – współczynnik odzwierciedlający sposób zniszczenia krzyżulca,

$(R_1)_i$ – współczynnik uwzględniający wpływ otworu w ścianie obliczany ze wzoru:

$$(R_1)_i = 0,6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1,6 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1, \quad (3.29)$$

gdzie:

A_{open} – pole powierzchni otworu w ścianie,

A_{panel} – pole powierzchni wypełnienia ściany.

Długość kontaktu muru ze słupem oblicza się ze wzorem:

$$l_{ceff} = \frac{a_{red}}{\cos \theta_{col}}. \quad (3.30)$$

Na podstawie obliczeń numerycznych Page'a [88] zaproponowano współczynnik, redukujący sztywność pojedynczego krzyżulca w postaci:

$$\lambda = 1 - 2a_w^{0,54} + a_w^{1,14}, \quad (3.31)$$

gdzie:

a_w – współczynnik określający stosunek powierzchni otworów do powierzchni wypełnienia.

Z powyższej zależności wynika, że w przypadku otworów kwadratowych o polu powierzchni większej o około 50% nadzienia redukcja sztywności wynosi ponad 90%. Z kolei stosując

wzór (R_1); redukcja sztywności wynosi ponad 60%. Proponowane dotychczas w literaturze zależności nie są jednoznaczne i dają bardzo rozbieżne rezultaty.

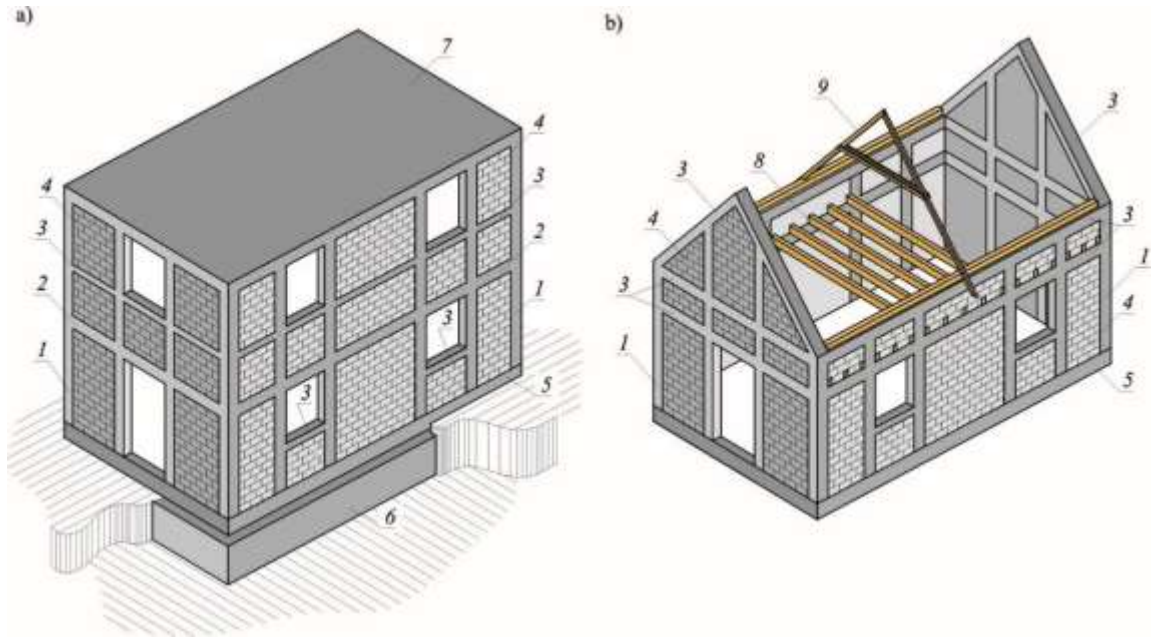
3.1.3. Ściany skrzepowane

Według normowej definicji PN-EN 1996-1-1 [N-42] za mur skrzepowany traktuje się mur, którego odkształcenia w jego płaszczyźnie zostały ograniczone (w pionie i w poziomie) przez przylegającą do niego konstrukcję żelbetową lub mur zbrojony.

Polskie doświadczenia związane ze stosowaniem murów skrzepowanych czy wcześniej konstrukcji zepolonych sięgają okresu międzywojennego ubiegłego wieku. Wiąże się to przede wszystkim z rozwojem technologii konstrukcji stalowych i żelbetowych. O korzyściach płynących z połączenia muru z betonem i stalą można przeczytać w referacie Trojanowskiego z 1933 roku wygłoszonego na I Zjeździe Inżynierów Budownictwa.

Jak podkreślają autorzy artykułu [54] początkowe problemy związane z realizacją murów zepolonych uległy minimalizacji wraz z rozwojem elementów murowych średnio gabarytowych. Zastosowanie bloczków PGS lub pustaków ceramicznych lub betonowych pozwoliło na rezygnację z wykonywania ukrytych rdzeni lub pilastrów (lokalnych pogrubień muru) i zaczęto coraz częściej stosować monolityczne połączenie elementów krępujących i muru. Takie rozwiązanie na przełomie lat 60 – 70 ubiegłego wieku wskazano jako prawidłowe do obiektów podlegających wpływom górniczym. To spowodowało dalszy rozwój technologii skrzepowania. Od tego czasu technologia murów skrzepowanych znacznie ewoluowała w wyniku wprowadzeniem nowych materiałów i unowocześnieniaa metod wykonywania murów i stropów, ale istota skrzepowania muru pozostała jednak bez zmian.

Mur skrzepowany składa się ze ścian murowanych oraz poziomych i pionowych elementów żelbetowych wykształtowanych ze wszystkich czterech stron ściany murowanej (rys. 3.39). Pionowe elementy nazywane rdzeniami (ang. tie-columns) przypominają słupy w konstrukcji szkieletowej, z tym, że mają znacznie mniejsze wymiary poprzecznego przekroju i są wykonywane po wzniesieniu muru.



Rys. 3.39. Składowe elementy budynku ze ścianami wykonanymi w technologii muru skrępowanego: a) budynek ze sztywnym stropodachem, b) budynek z wiotkim drewnianym stropem i więźbą [54]; 1 – rdzenie, 2 – wieńce stropowe, 3 – poziome lub pochylone rygle, 4 – mur, 5 – wieniec cokołowy, 6 – fundament, 7 – strop żelbetowy, 8 – strop drewniany, 9 – drewniana więźba dachowa

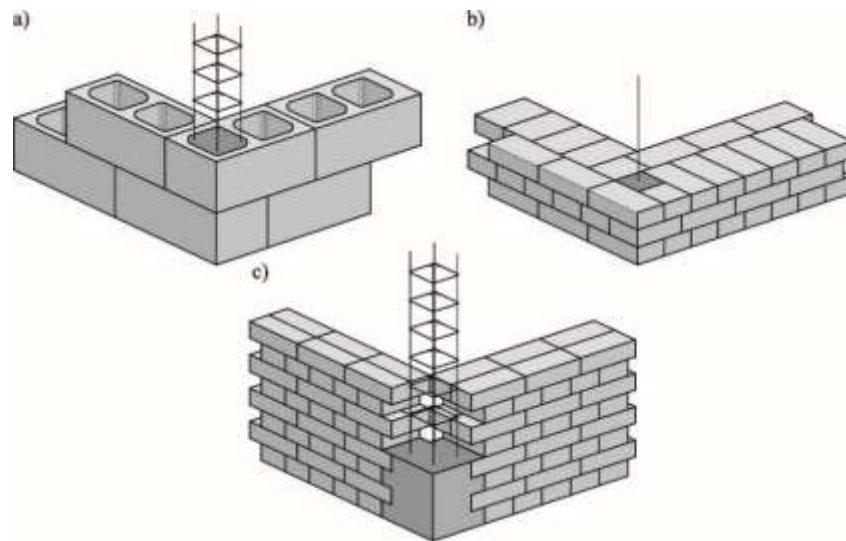
Poziome elementy nazywane ryglami (ang. tie-beams) i wieńcami (ang. ring beam) odpowiadają żelbetowym belkom konstrukcji szkieletowej i współpracują z murem, na którym spoczywają.

Składowymi elementami murów skrępowanych [54] są:

- **ściany murowane i pionowe rdzenie**, które przejmują pionowe i poziome obciążenia stałe, eksploatacyjne i środowiskowe ze stropów (przez wieńce) na fundament. Ściany murowane pełnią rolę stężeń zapewniając stateczność z uwagi na poziome siły od wiatru i wstrząsów,
- **rygle i wieńce** zapewniają integralność ścian murowanych w przypadku wpływów sejsmicznych i parasejsmicznych, zapobiegają kruchej odpowiedzi muru na działanie obciążeń ścinających i obciążeń prostopadłych do płaszczyzny (w ścianach osłonowych) i chronią obiekt przed postępującą katastrofą,
- **stropy i stropodachy żelbetowe** przekazują na ściany zarówno obciążenia pionowe jak i poziome. W przypadku obciążeń poziomych żelbetowe stropy pełnią rolę przepon (ang. diaphragms),

- **wieńce cokółowe** (ang. plinth band) w niepodpiwniczonych budynkach z murami skrępowanymi stosowanymi w rejonach sejsmicznych przenoszą obciążenie ze ścian na fundament i zabezpieczają ściany parteru przed nadmiernym osiadaniem.

Wytyczne dotyczące wznoszenia murów bazują między innymi na instrukcji ITB nr 391/2003 [N-16] oraz o wytyczne zawartych w Eurokodzie 6 [N-43] [N-52]. Zgodnie z instrukcją rozróżniamy trzy sposoby kształtowania pionowych elementów zabezpieczających przed wstrząsami górnymi – rys. 3.40. W pierwszym sposobie – rys. 3.40a pionowy rdzeń krępujący kształtuje się w drążonych pionowo elementach murowych. Drugi sposób – rys. 3.40b polega na zastosowaniu takiego wstępu elementów murowych, aby powstała przestrzeń do wykonania zbrojonego rdzenia. Oba sposoby ze względu na niewielkie wymiary poprzecznego przekroju rdzenia można potraktować jako quasi-skrępowanie, a nawet zbrojoną pionowo konstrukcję murową. Rozwiązanie pokazane na rys. 3.40c można potraktować jak klasyczną konstrukcją skrępowaną, ponieważ można wykonać rdzeń i zbrojenie o odpowiednim polu powierzchni, a technologia realizacji zapewnia pełne zespolenie muru i betonu przez strzępia.

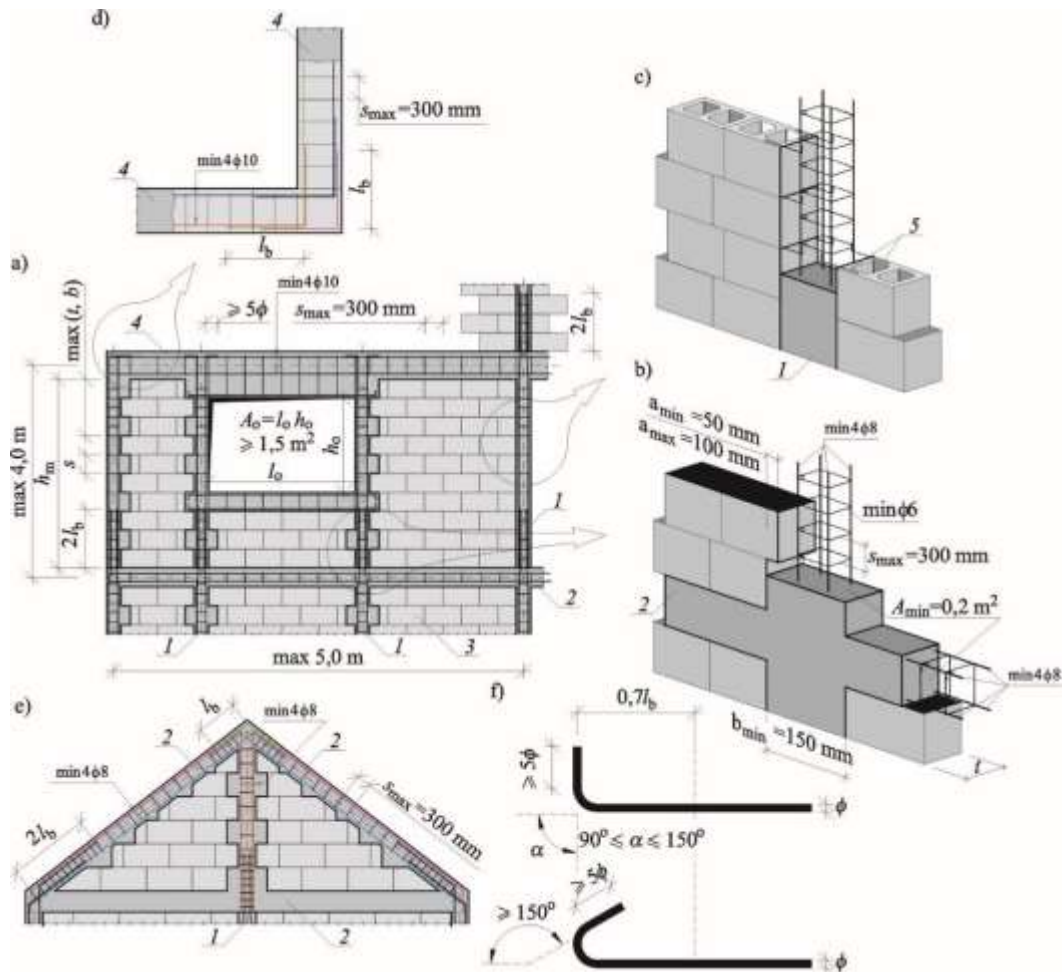


Rys. 3.40. Pionowe elementy zabezpieczające mur przed wstrząsami górnymi [53]: a) wewnętrzny rdzeń wykonany w pionowo drążonych elementach murowych, b) wewnętrzny rdzeń wykształcony przez odpowiednie ułożenie elementów murowych, c) rdzeń wykonany między ścianami

Według instrukcji ITB 391/2003 [N-16] zastosowanie zabezpieczeń pokazanych na rys. 3.49 na oddziaływania dynamiczne wywołane eksploatacją górną jest konieczne, gdy przyspieszenia mogą przekraczać 500mm/s^2 . Oprócz tego rdzenie można zastosować także przy deformacjach ciągłych i nieciągłych. Zgodnie z zaleceniami instrukcji minimalne zbrojenie rdzeni wynosi $A_{sv,\min} = 0,0004\text{m}^2$.

Z kolei norma [N-43] zaleca, że w kierunku pionowym i poziomym elementy krępujące powinny być rozmieszczone w rostawie nie większym niż 4,0m – rys. 3.41a. Do poprawy współpracy muru z elementami krępującymi stosuje się strzępia zazębiające (o głębokości $a = 50 - 100$ mm) się lub zbrojenie w spoinach kotwione w rdzeniach. Realizacja strzępi jest dopuszczona w przypadku elementów murowych grupy 1 i 2 z zachowaniem prawidłowości przewiązania muru. Zgodnie z krajową tradycją głębokość strzępi nie powinny przekraczać $\frac{1}{4}$ długości cegły, a zgodnie z normą [N-30] głębokość strzępi powinna wynosić 60mm.

W przypadku elementów murowych grupy 3 do zapewnienia współpracy muru i elementów krępujących należy stosować pręty o średnicy min $\phi 6$ mm w maksymalnym rostawie do 300 mm. Zgodnie z publikacją [35] zamiennie do prętów można stosować zbrojenie strukturalne w postaci kratowniczek, siatek lub drabinek przy kotwieniu z wykorzystaniem haków prostych lub półokrągłych o długości 5 średnic. W Eurokodach [N-43] [N-52] wskazano, że elementy krępujące należy lokalizować w każdej kondygnacji, a pionowe elementy należy sytuować dodatkowo na połączeniu ścian nośnych oraz na krawędziach otworów okiennych i drzwiowych o powierzchni nie mniejszej niż $1,5\text{m}^2$. Zalecenia te są bardziej rygorystyczne od tradycyjnych polskich rozwiązań [N-16], co powoduje w praktyce konieczność zabezpieczania prawie wszystkich otworów. Według publikacji [53] sensowność takiego rozwiązania jest uzasadniona na terenach o dużych oddziaływaniach sejsmicznych, które nie występują na terenie Polski. W pracy [35] przytoczono wymagania innych norm i wymagań zabezpieczenia otworów i wskazują że choć wykonywanie elementów krępujących wokół otworu jest jak najbardziej właściwe, dyskusyjny pozostaje minimalny wymiar lub pole powierzchni otworu podlegającego skrępowaniu.



Rys. 3.41. Konstrukcja muru skrępowanego według [53]: a) ściana skrępowana, b) konstrukcja rdzenia żelbetowego łączonego z murem za pomocą strzępi zazębionych, c) konstrukcja rdzenia łączonego z murem za pomocą prętów, d) konstrukcja naroża wieńców, e) konstrukcja skrępowania ściany szczytowej z pochyłymi ryglami, f) szczegół haka prostego i ukośnego zbrojenia podłużnego; 1 – rdzeń, 2 – rygiel, 3 – mur wypełniający, 4 – wieniec, 5 – zbrojenie łączące (niepowiązane ze sobą pręty lub zbrojenie strukturalne)

Według norm [N-43] [N-52] wskazuje iż przekrój poprzeczny elementów krępujących nie powinien być mniejszy od $0,02\text{m}^2$ przy minimalnym wymiarze nie mniejszym niż 150mm – rys.3.41b, a zbrojenie podłużne elementu krępującego nie powinno być mniejsze $0,8\%$ pola powierzchni przekroju lecz nie mniej niż 200mm^2 (albo 4 pręty $\phi 8\text{mm}$ przy zastosowaniu strzemion min. $\phi 6\text{mm}$ w rozstawie do 300mm). Dodatkowo zbrojenie to powinno być dogęszczone w rejonie nad i pod wieńcami oraz w miejscach zakładów zbrojenia zmniejszając rozstaw strzemion o połowę. W przypadku obiektów na najwyższych kondygnacjach z drewnianą konstrukcją dachu należy na ścianach szczytowych zastosować pochyłe rygle (rys. 3.41b) wraz z rdzeniami krępującymi.

Przy konstruowaniu wszystkich elementów krępujących stosować należy normy Eurokod 2 [N-13]. Kotwienie podłużnego zbrojenia wieńców należy wykonać podobnie jak w narożu rami – rys. 3.41c i kotwić poza punktem odgięcia na długość $2l_b$. Zbrojenie rygli można kotwić w rdzeniach za pomocą haków prostych lub ukośnych o długości co najmniej 5ϕ . Wykonywanie zakładów podłużnego zbrojenia w rejonach poza pionowymi elementami krępującymi nie jest dopuszczalne.

Autorzy prac [54, 53] wskazali następujące zalety konstrukcji skrępowanych:

- stosowanie tradycyjnej metody wznoszenia murów z powszechnie dostępnych materiałów i technologii;
- eliminację skomplikowanych deskowań i technologii montażowych, jak w przypadku konstrukcji szkieletowych, i wynikająca z tego redukcja kosztów w stosunku do technologii szkieletowej;
- możliwość stosowania nie tylko w budynkach jednorodzinnych, ale także w obiektach wielorodzinnych i przemysłowych.

W zakresie wad autorzy wskazują:

- większe koszty realizacji niż murów niezbrojonych i zbrojonych oraz konieczność wyższych kwalifikacji wykonawców;
- mniejsza nośność i ciągłość w porównaniu z prawidłowo wykonanymi żelbetowymi konstrukcjami szkieletowymi z wypełnieniem murowym (podobną nośność muru skrępowanego można uzyskać, stosując ściany murowane o większej długości).

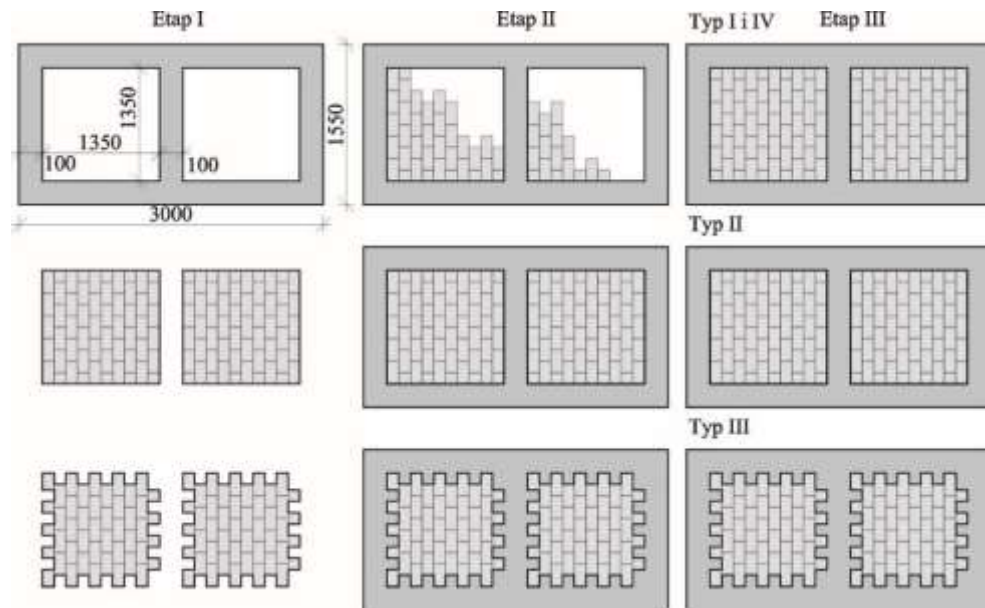
3.1.2.3. *Badania ścian skrępowanych*

- Badania Rao, Achyutha, Jagadish i Devanarayanan

Badania wpływu otworów okiennych i drzwiowych jak również sposobu połączenia wypełnienia z szkieletem żelbetowym wykonali Rao, Achyutha, Jagadish i Devanarayanan i przedstawili w publikacji [92]. Badania obejmowały 11 szkieletów ram żelbetowych, które zostały wypełnione murem. Badania obejmowały następujące typy modeli:

- Typ I – Prefabrykowana rama żelbetowa, która została wypełniona murem,
- Typ II – Po wykonaniu muru bez strzępi dokonano skrępowania ramą żelbetową,
- Typ III – Po wykonaniu muru ze strzępami dokonano skrępowania ramą żelbetową,
- Typ IV – Prefabrykowana rama żelbetowa w której wewnętrzne powierzchnie zostały pokryte olejem, co spowodowało istotną eliminację adhezji i kohezji.

Widok poszczególnych modeli przedstawiono na rys. 3.42.



Rys. 3.42. Widok poszczególnych konstrukcji modeli [52]

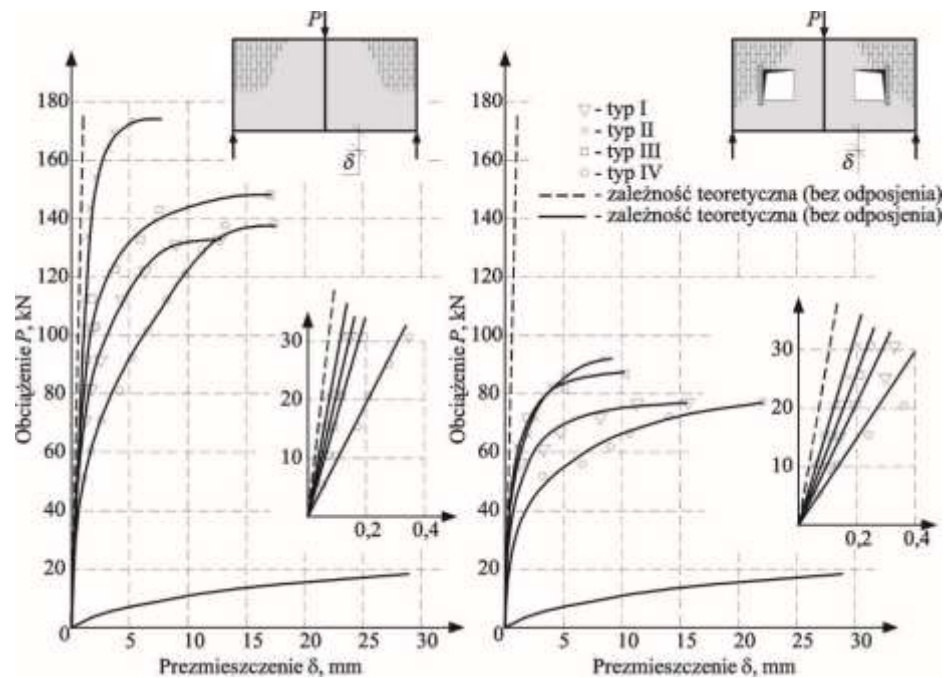
W badaniach wykorzystano 3 typy wypełnienia:

- w 4 modelach wykonano wypełnienie pełne dla każdego typu konstrukcji I-IV,
- w 4 modelach zrealizowano otwory okienne dla każdego typu konstrukcji I-IV,
- w 3 modelach centralnie wykonano otwór drzwiowy dla typu konstrukcji I, II, IV.

Wypełnienie wykonano z cegieł ciętych połączonych zaprawą cementową w proporcjach 1:3. Elementy żelbetowe wykonano z betonu z wykorzystaniem kruszywa drobnoziarnistego, zbrojone podłużnie prętami ϕ 8mm. W tabelicy 3.8. przedstawiono parametry materiałów z jakich zbudowano modele badawcze. Zewnętrzne wymiary modeli badawczych były równe $3,0\text{m} \times 1,55\text{m}$, a wymiary murowego wypełnienia były równe $1,35 \times 1,35\text{m}$. Grubość modelu wynosiła $0,10\text{m}$, a wymiary poprzecznych przekrojów żelbetowych elementów krępujących wynosiła $0,1\text{m} \times 0,1\text{m}$. Elementy zazbrojono 4 prętami żebrowanymi ϕ 8mm o granicy plastyczności równej $f_y = 450,8 \text{ N/mm}^2$ i wytrzymałości na rozciąganie równej $f_t = 597,8 \text{ N/mm}^2$. Strzemiona wykonano z prętów gładkich o średnicy ϕ 3mm rozmieszczonymi co 10cm i następujących parametrach mechanicznych: $f_y = 362,7 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 499,8 \text{ N/mm}^2$.

Tablica 3.8. Parametry użytych w badaniach materiałów [92, 52]

Lp.	Typ wypełnienia	Typ Konstrukcji	Wytrzymałość na ściskanie, N/mm ²		Moduł sprężystości, N/mm ²	
			Beton	Mur	Beton	Mur
1	Pełne wypełnienie	I	40,07	7,87	35633,2	5509,6
2		II	30,95	6,40	31309,2	4481,3
3		II	33,70	7,08	32713,6	4952,6
4		IV	37,30	6,89	34388,6	4823,6
5	Wypełnienie z otworem okiennym	I	35,34	7,87	33471,2	5509,6
6		II	32,95	6,40	32347,1	4481,3
7		II	37,07	7,08	34302,3	4952,6
8		IV	29,45	6,89	30540,8	4823,6
9	Wypełnienie z otworem drzwiowym	I	36,75	7,38	34184,7	5166,9
10		II	31,40	7,08	31573,8	4952,6
11		III	41,18	8,07	36160,5	5649,6



Rys. 3.43. Wykresy zależności obciążenie – przemieszczenie dla murów pełnych oraz z otworami okiennymi [52, 92]

Z badań wynika, że krzywe obciążenie – przemieszczenie (rys. 3.43) w zakresie sprężystym modeli typu II i III nie różniły się istotnie, ale były mniejsze od przemieszczeń modeli typu I i IV. Podobną sytuację zaobserwowano zarówno w modelach ścian z otworami okiennymi i drzwiowymi. W przypadku modelu typ I separacja muru od szkieletu wystąpiła przy większym obciążeniu niż w modelu typu IV, ale zniszczenie wystąpiło niemal w tym samym obciążeniu.

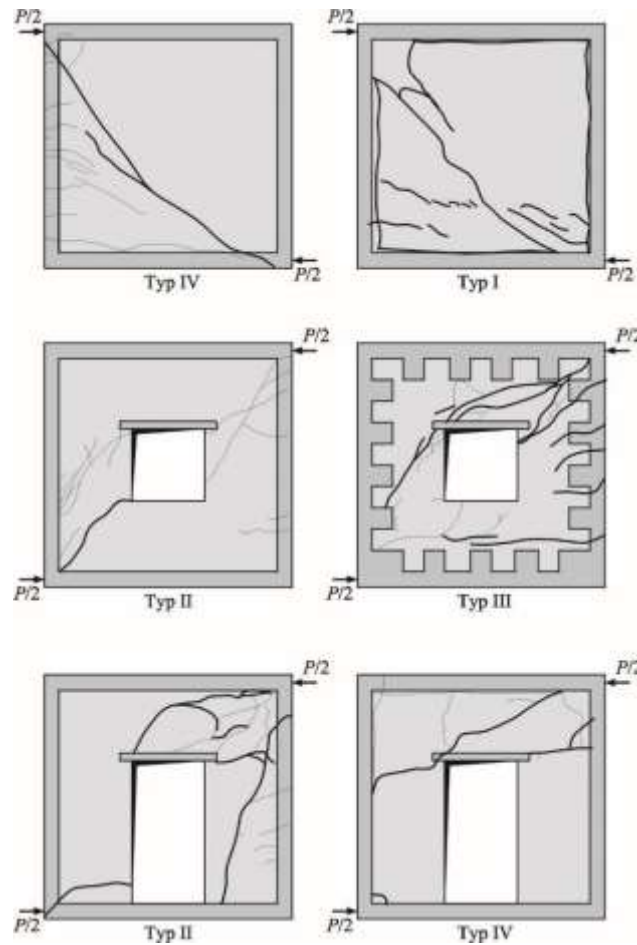
W przypadku modelu typu III, w którym zastosowano strzępia nie nastąpiła separacja muru i szkieletu żelbetowego, co wskazuje na korzystne powiązanie styku ramy żelbetowej. Największą sztywność i maksymalne obciążenie zaobserwowano, gdy stosowano modele typu II.

Zestawienie wyników badań przedstawiono w tablicy 3.9, natomiast obrazy zarysowania modeli na rys. 3.44.

Z badań wynika, że na sposób zarysowania miał wpływ nie tylko sposób wykonania modeli, ale również sposób połączenia z żelbetowymi elementami krępującymi. W przypadku modeli typu I stwierdzono separację muru i ramy i przy maksymalnych obciążeniach zniszczeniu ulegał mur. W modelach typu II zaobserwowano znaczny wzrost zarysowań żelbetowych ram a wypełnienie murem przejawiało dominujące zarysowanie ukośne. W modelach typu III i IV z otworami okiennymi zaobserwowano taką samą intensywność zarysowań ukośnych. W modelach typ III przy zastosowaniu strzępi zarysowania były znacznie bardziej intensywne niż zaobserwowano to w modelu typu II.

Tablica 3.9. Wyniki badań [92, 52]

Lp.	Typ wypełnienia	Typ Konstrukcji	Obciążenie powodujące separacje, kN	Obciążenie rysujące, kN	Obciążenie niszczące, kN	Sposób zniszczenia
1	Pełne wypełnienie	I	58,84	127,49	127,49	Ukośne zarysowanie muru
2		II		122,58	166,71	
3		II		112,78	142,20	
4		IV	29,42	9,16	132,39	Zarysowanie naroża ramy
5	Wypełnienie z otworem okiennym	I	39,23	44,13	73,55	Ukośne zarysowanie
6		II	--	58,84	88,26	
7		II	--	49,06	83,36	
8		IV	19,61	39,23	73,55	
9	Wypełnienie z otworem drzwiowym	I	19,61	24,52	53,93	Rozciąganie muru
10		II	--	29,42	73,55	
11		III	9,81	14,71	49,03	Rozciąganie muru, poprzedzające zmiążdżenie ramy



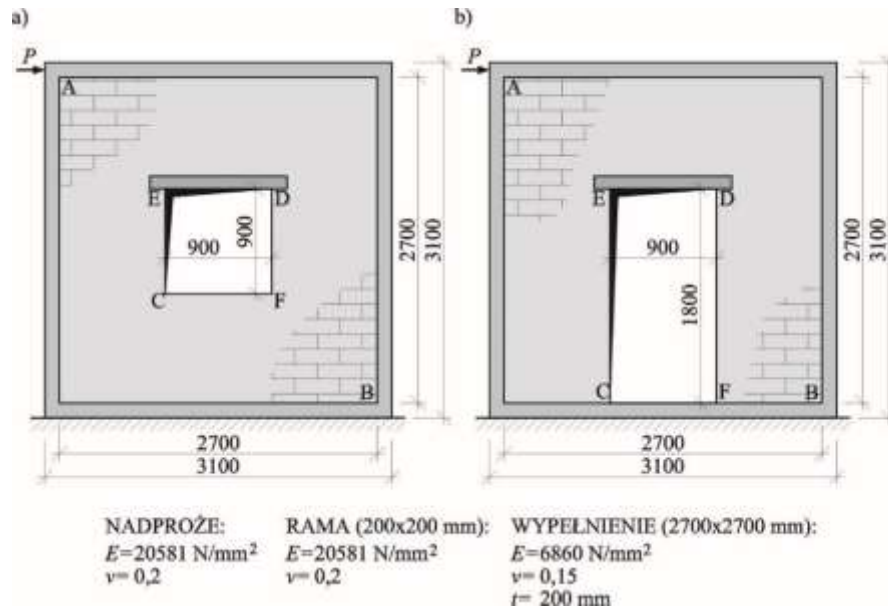
Rys. 3.44. Widok zarysowanych modeli [92, 52]

W przypadku modeli typu IV z otworami drzwiowymi w odseparowanym od konstrukcji żelbetowej murze zaobserwowano większą ilość uszkodzeń nad otworem z dominującą rysą ukośną biegnącą od naroża otworu – rys. 3.44.

- Badania Rao, Achyutha i Jagadish

Kontynuację badań autorów zaprezentowano w publikacji [93], w której analizowano sztywność ściany pod kątem geometrii i konstrukcji nadproży okiennych i drzwiowych. W typowych rozwiązaniach ścian skrępowanych i wypełniających uniknięcie otworów jest utrudnione w związku z powyższym koniecznym jest zastosowanie odpowiedniego rozwiązania nadproży, aby uniknąć redukcji sztywności. W najprostszym przypadku w celu zwiększenia sztywności stosuje się zwykle nadproża żelbetowe, które pracuje jak belka zginana w płaszczyźnie. W przypadku wystąpienia obciążeń poziomych praca ta zostaje zakłócona i nie w pełni zrozumiała.

W przedmiotowych badaniach zbudowano modele badawcze o wymiarach 3,1×3,1m z wypełnieniem wykonanym z muru z cegły o wymiarach 2,7×2,7×0,2m. Żelbetowe elementy krępujące składały się ze słupów i ryglu o wymiarach 0,2×0,2m. W centralnej części ściany zostały wykształtowane otwory okienne i drzwiowe o wymiarach odpowiednio 0,9×0,9m szer./wys. oraz 0,9×1,8m szer./wys. W modelach nad otworami wykonano nadproża żelbetowe o wymiarach 0,2×0,1m z różnymi sztywnościami oraz połączeniami z murem. Wygląd zbudowanych modeli przedstawiono na rys. 3.45.



Rys. 3.45 Wymiary badanych modeli: a) z otworem okiennym b) z otworem drzwiowym [52, 93]

Analiza numeryczna obejmowała obliczenia wartości naprężeń w punktach A, B, D, E dla różnych typów połączenia ściany ze szkieletem. Analiza wykazała, iż wartość obliczonych naprężeń w narożach A, B były znacznie większe w przypadku separacji w ścianach z otworami w porównaniu ze ścianami z wypełnieniem pełnym. Wprowadzenie nadproży nie spowodowało znaczącej zmiany naprężeń, analogiczną sytuację stwierdzono w punktach dolnych otworów C, F.

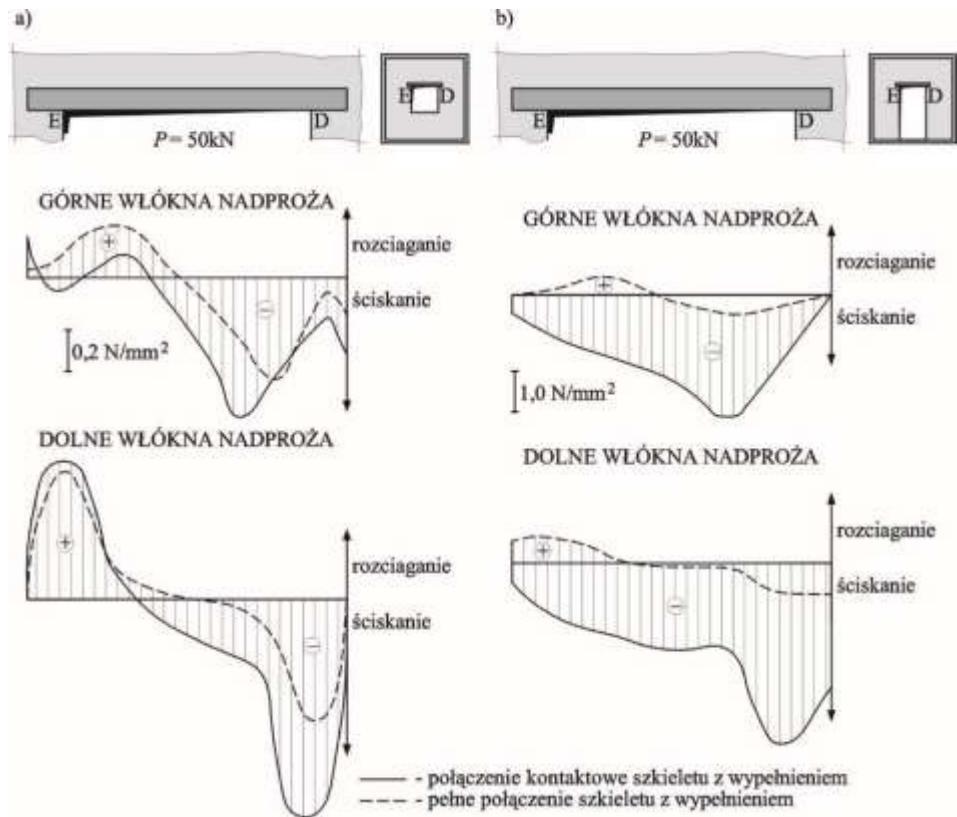
Przy zastosowaniu zespolenia wypełnienia ze szkieletem zastosowanie nadproży żelbetowych nie wpłynęło na rozkład naprężeń w punktach D i E. W chwili, gdy wystąpiła separacja między wypełnieniem i szkieletem sytuacja uległa zmianie i naprężenia w punktach D i E uległy zmniejszeniu. Wyniki analizy numerycznej przedstawiono w tabeli 3.10.

Tablica 3.10. Wyniki obliczeń numerycznych [52, 113]

Lp.	Typ wypełnienia	Typ połączenia wypełnienia ze szkieletem	Analizowany punkt wypełnienia	Maksymalne normalne naprężenia, N/mm ²	Sztywność ścinania, N/mm
1	Pełne wypełnienie bez otworu	C	A	-0,295	25,09×10 ⁴
			B	-0,225	
			D	-0,083	
			E	-0,093	
2		S	A	-1,676	14,95×10 ⁴
			B	-1,681	
			D	-0,138	
			E	0,050	
3	Wypełnienie z otworem okiennym bez nadproża	C	A	-0,309	18,03×10 ⁴
			B	-0,255	
			D	-0,491	
			E	-0,393	
4		S	A	-0,309	6,62×10 ⁴
			B	-1,701	
			D	-0,730	
			E	0,441	
5	Wypełnienie z otworem drzwiowym bez nadproża	C	A	-0,270	14,41×10 ⁴
			B	-0,348	
			D	-0,560	
			E	0,491	
6		S	A	-2,166	2,37×10 ⁴
			B	--	
			D	-2,822	
			E	-0,696	
7	Wypełnienie z otworem okiennym z nadprożem	C	A	-0,318	18,08×10 ⁴
			B	-0,253	
			D	-0,314	
			E	0,250	
8		S	A	-1,691	6,71×10 ⁴
			B	-1,706	
			D	-0,463	
			E	0,275	
9	Wypełnienie z otworem drzwiowym z nadprożem	C	A	-0,290	14,80×10 ⁴
			B	-0,354	
			D	-0,373	
			E	-0,323	
10		S	A	-1,789	2,70×10 ⁴
			B	--	
			D	-1,368	
			E	-0,511	

C – połączenie przejmujące naprężenia rozciągające, S – połączenie kontaktowe o ograniczonych wartościach naprężeń ścinających.

Wykazano ponadto, że wykonanie otworów zmniejszyło znacząco sztywność w porównaniu z modelami z pełnym wypełnieniem, najwięcej w przypadku odseparowania muru od szkieletu (brak współpracy). Ponadto, zmiana typu nadproży nie wywołała diametralnej zmiany sztywności.



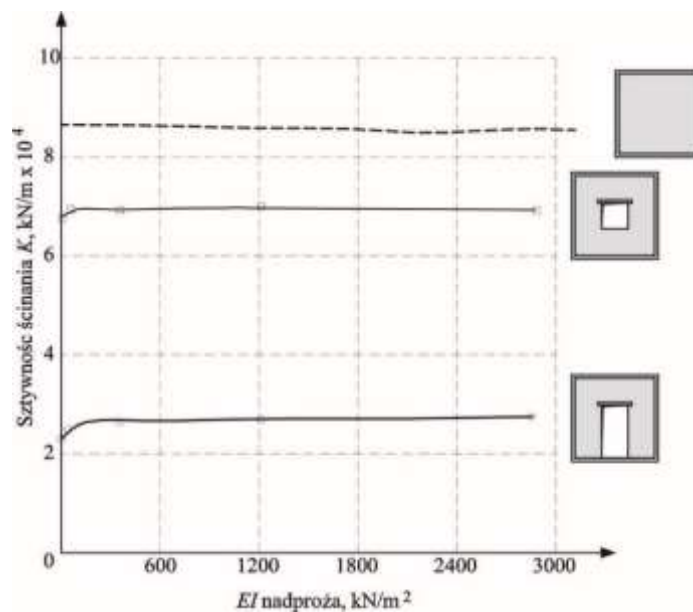
Rys. 3.46. Rozkłady naprężeń w nadprożach w analizowanych modelach ścian [52]: a) modele z otworami okiennymi, b) modele z otworami drzwiowymi

W nadprożach nad otworem okiennym rys. 3.46a naprężenie osiowe jest zmienne wzdłuż długości, rozciągające od strony działania obciążenia przechodzące w naprężenia ściskające na drugim końcu nadproża. Intensywność naprężeń ściskających jest względnie większa w porównaniu z naprężeniami rozciągającymi. Całkowite naprężenia górnych włókien nadproża są przeważnie ściskające, z wyjątkiem małej długości od strony działania obciążenia. Naprężenie w dolnych włóknach były również ściskające na większej długości. W przypadku modeli, w których nie występował kontakt muru ze szkieletem intensywności naprężeń wzrosły w sposób ciągły, a naprężenia ściskające, w szczególności wzdłuż dolnych włókien były znacznie większe od naprężeń obliczonych przy pełnym kontakcie wypełnienia ze szkieletem. Z rozkładu naprężeń wynika, że nadproże nad otworem okiennym w panelu wypełnień zachowuje się jak ściskany – rozciągany pręt.

W nadprożu nad otworem drzwiowym rys. 3.46b, przy pełnym kontakcie muru ze szkieletem uległo zmianie od rozciągania od strony działania obciążenia do ściskania po drugiej stronie, bardzo podobnie jak w nadprożach nad otworem okiennym. Zupełnie odmienny przebieg miały naprężenia w modelu z pełną separacją muru i szkieletem, wówczas na całej długo-

ści występowały naprężenia ściskające z ekstremum przy przeciwległej stronie nadproża w stosunku do kierunku działania obciążenia. W odróżnieniu od nadproży nad otworami okiennymi nadproża nad otworami drzwiowymi traktować należy jak elementy głównie ściskane.

Z wcześniejszych rozważań wynikało, że nadproże (sztywność giętna $EI = 349,98 \times 10^6$ $\text{kg} \times \text{cm}^2$) nie miało żadnego wpływu na sztywność modeli z otworem. Aby zbadać, czy zmienność giętej sztywności nadproża ma wpływ na sztywność ścinania, rozważono cztery różne sztywności ($43,3 \times 10^6$, $349,89 \times 10^6$, $1181,25 \times 10^6$, $2799,99 \times 10^6$ $\text{kg} \times \text{cm}^2$), które odpowiadały wysokościami nadproża wynoszącym odpowiednio 5, 10, 15 i 20 cm i stałej szerokości równej 20 cm o module sprężystości $E = 210000,0$ kg/cm^2 . Zmienność sztywności ścinania modeli z otworem z nadprożami o różnych sztywnościach pokazano na rys. 3.47. Początkowo stwierdzono wzrost sztywności bocznej o około 1% w modelach z otworami okiennymi i 2% w modelach z otworami drzwiowymi. Dalszy wzrost sztywności nie spowodował istotnych zmian sztywności modeli.

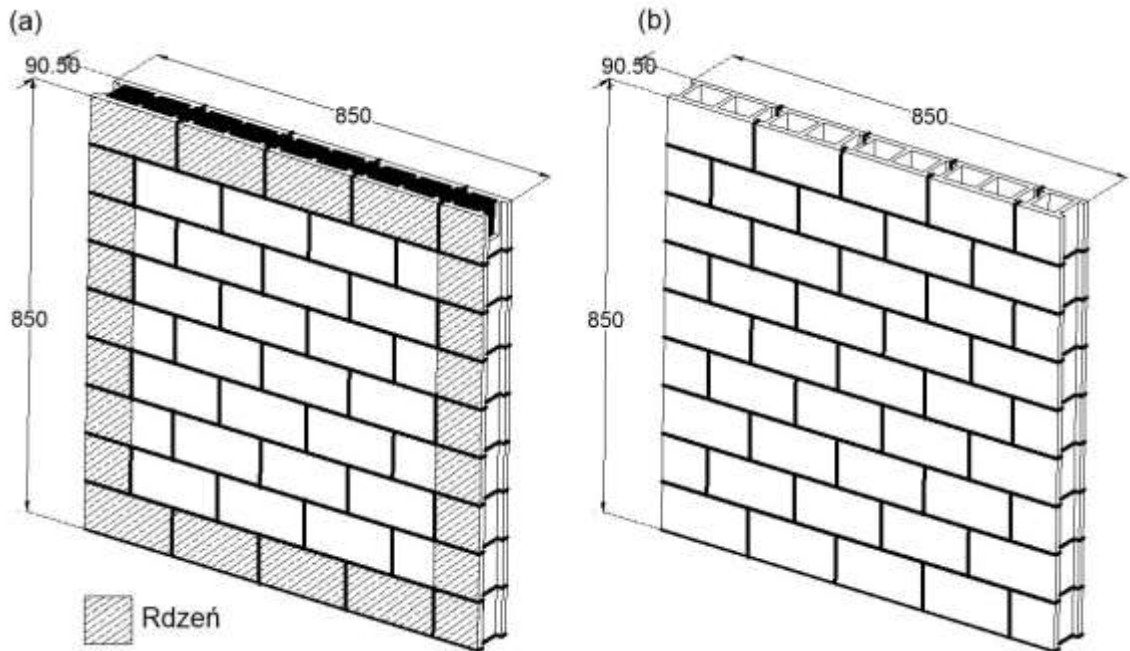


Rys. 3.47. Wykres zmiany sztywności ścinania analizowanych ścian [52, 93]

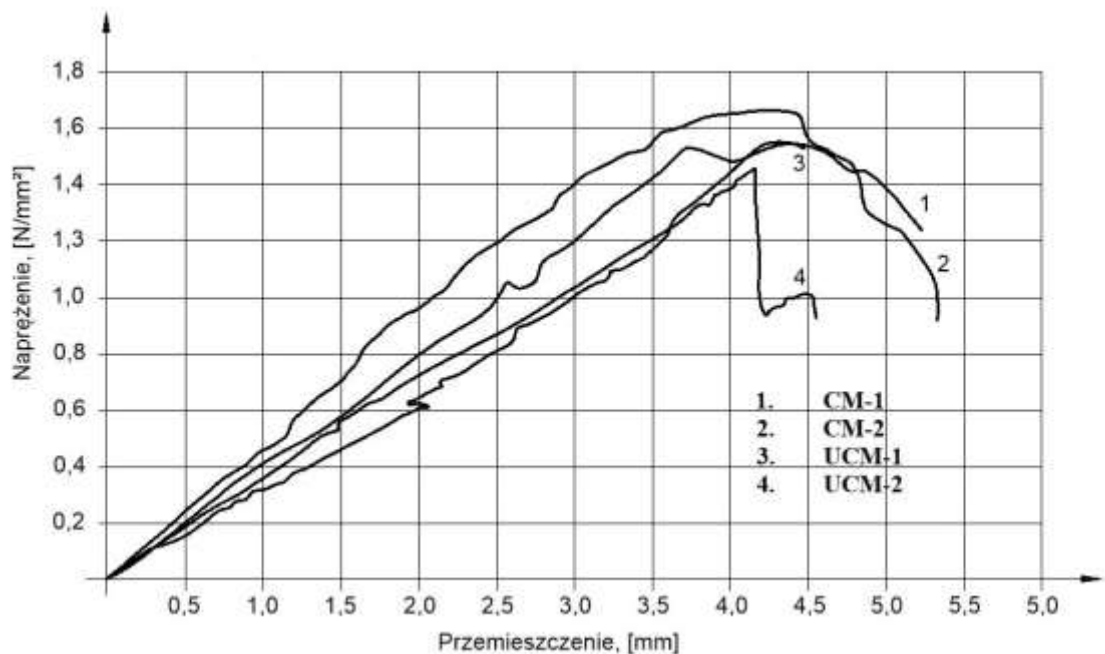
- Badania Janaraja i Dhanasekara

W artykule [50] przedstawiono wyniki badań murów skrępowanych i nieskrępowanych realizowanych zgodnie z normą ASTM-E519 [N-5]. Badania obejmowały 4 elementy (rys. 3.48): 2 skrępowane oznaczone jako CM oraz dwa nieskrępowane – UMC. Modele miały kształt kwadratowy o wymiarach $0,85 \times 0,85$ m z zostały wykonane z betonowych elementów drażonych. W modelach CM zbrojenie wykonano w postaci pręta $\phi 12$ mm o granicy plastycz-

ności 500 N/mm^2 umieszczono w poziomych i pionowych drażeniach, które wypełniono betonem o średniej wytrzymałości na ściskanie wynoszącej do 30 N/mm^2 . Celem badań było określenie wpływu wewnętrznego skrępowania przy obciążeniu monotonicznych. Na rys. 3.49 pokazano uzyskane zależności naprężenie ścinające – przemieszczenie mierzone wzdłuż przekątnej muru. Wykazano, że w sztywność modeli skrępowanych było o około 25 % większa od modeli referencyjnych (UCM), a maksymalne obciążenie było większe o około 10%.



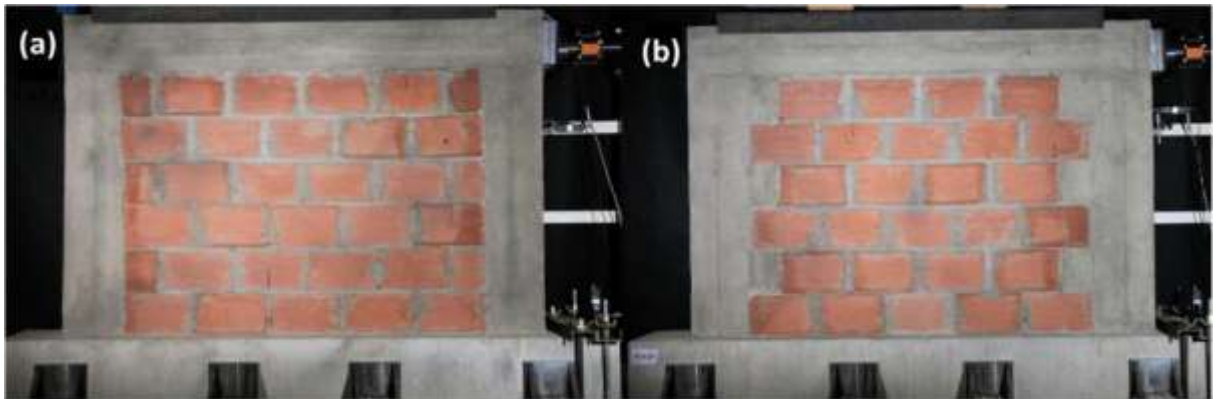
Rys. 3.48. Modele badawcze a) modele skrępowane CM, b) modele nieskrępowane UCM [50, 35]



Rys. 3.49. Wykres naprężenie-przemieszczenie uzyskany w badaniach [50, 35]

- Badania Belghiata, Messabhia, Plassiarda i Guenfouda

W publikacji [7] przedstawiono badania Belghiata, Messabhia, Plassiarda i Guenfouda ścian skrępowanych, które wykonano z elementów drażonych o grubości 0,1m. Ściany wykonano jako dwuwarstwowe z pustką o grubości 0,05m oraz skrępowaniem w postaci żelbetowych rdzeni o przekroju $0,25 \times 0,25$ m. Modele miały zewnętrzne wymiary $1,52 \times 2,06$ m. W ramach badań wykonano 2 serie ścian: dwa modele ze strzępami i dwa modele bez strzępi. Widok modeli badawczych przedstawiono na rys. 3.50.



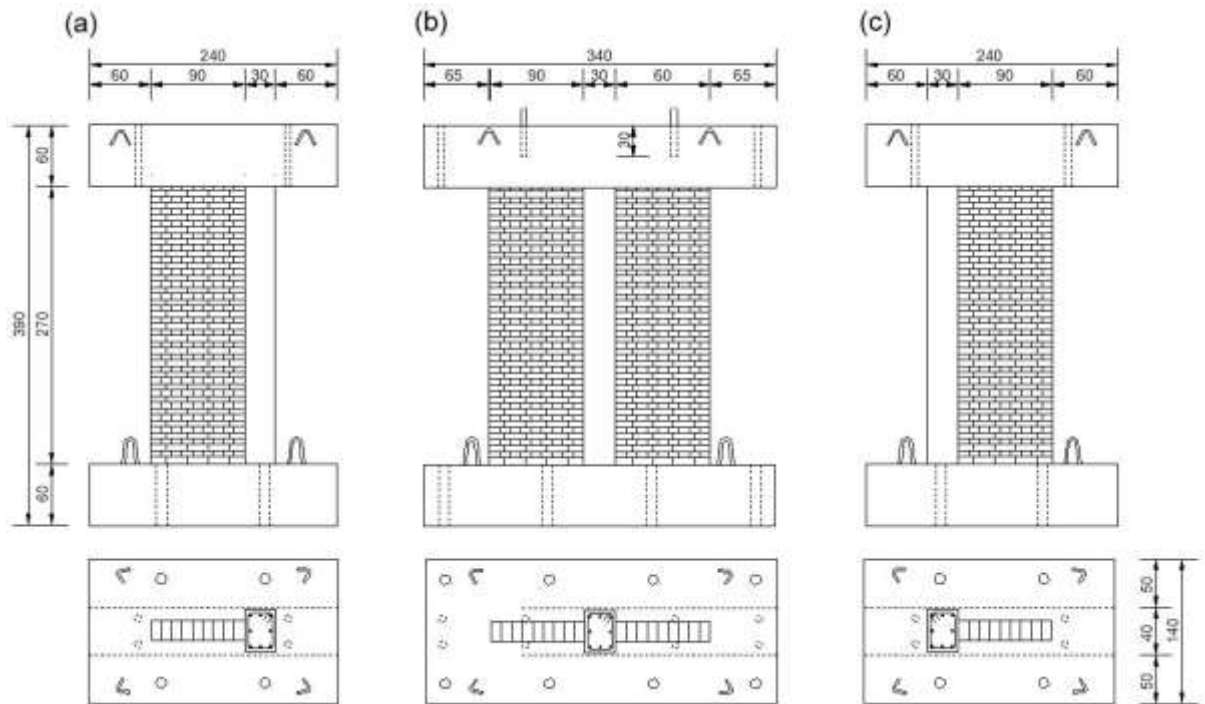
Rys. 3.50. Widok modeli badawczych a) model bez strzępi, b) model ze strzępami [7, 35]

Modele badano w schemacie wspornikowym przykładając poziomą siłę w sposób monotoniczny lub cykliczny. Pionowe obciążenie przyłożone do górnej krawędzi ściany było stałe równe 80 kN. Wykazano, że wpływ strzępi był pomijalny w przypadku nośności, miał natomiast wpływ na nośność ścian. W ścianach bez strzępi występowały rysy o mniejszym rozwarciu, ale było ich więcej niż w ścianach ze strzępami, w których występowała jedna dominująca rysa.

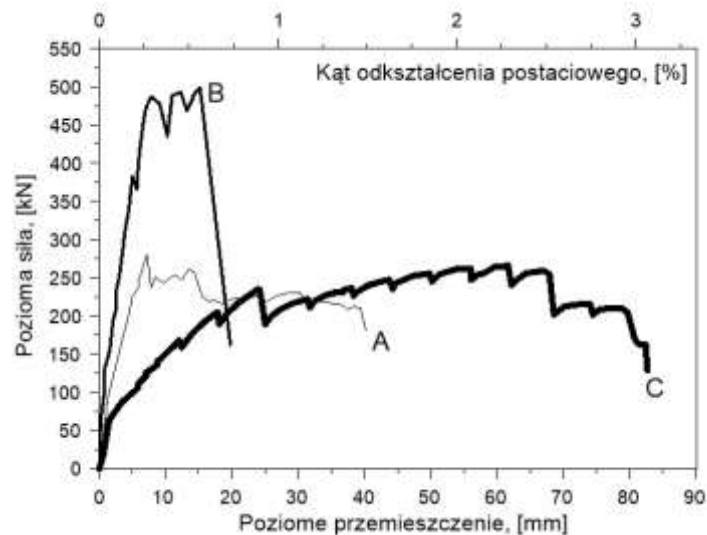
- Badania Tuego, Chuanga, Lina, Wenga i Wenga

W pracy [110] Tuego, Chuanga, Lina, Wenga i Wenga [110] przedstawili badania ścian skrępowanych obciążonych monotonicznie i cyklicznie. Modele wykonano z cegły ceramicznej o wymiarach $53 \times 95 \times 200$ mm. Modele badawcze miały wymiary $2,7 \times 0,9$ m lub $2,7 \times 0,8$ m z elementem krępującym wykonanym po jednej stronie ściany lub w centralnej części. Element krępujący wykonano w postaci słupa o wymiarach poziomych $0,2 \times 0,4$ m z betonu klasy C25/30 zbrojonego 8 prętami $\phi 8$ mm o granicy plastyczności 490 N/mm^2 . Widok modeli badawczych przedstawiono na rys. 3.51.

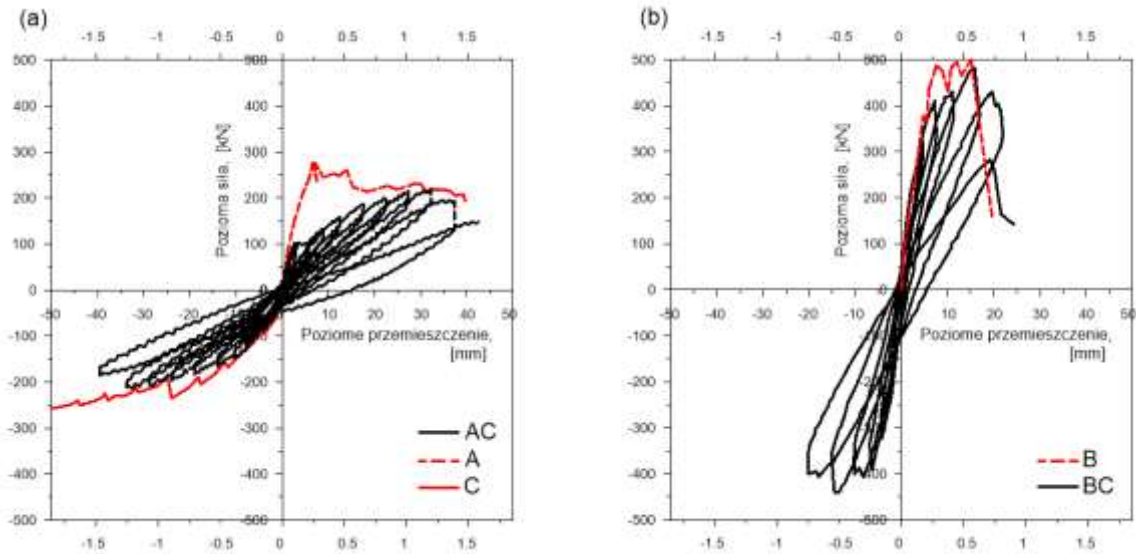
Modele pierwotnie obciążono siłą pionową o wartości 313,6 kN a następnie ścinano poziomo. Modele A, B oraz C obciążano monotonicznie, a modele AC i BC obciążano cyklicznie. Wyniki badań przedstawiono na rys. 3.52 oraz rys. 3.53.



Rys. 3.51. Widok modeli badawczych [110, 35]:
a) modele A i AC, b) modele B i BC, c) model C



Rys. 3.52. Wyniki badań ścian obciążonych monotonicznie [110, 35]



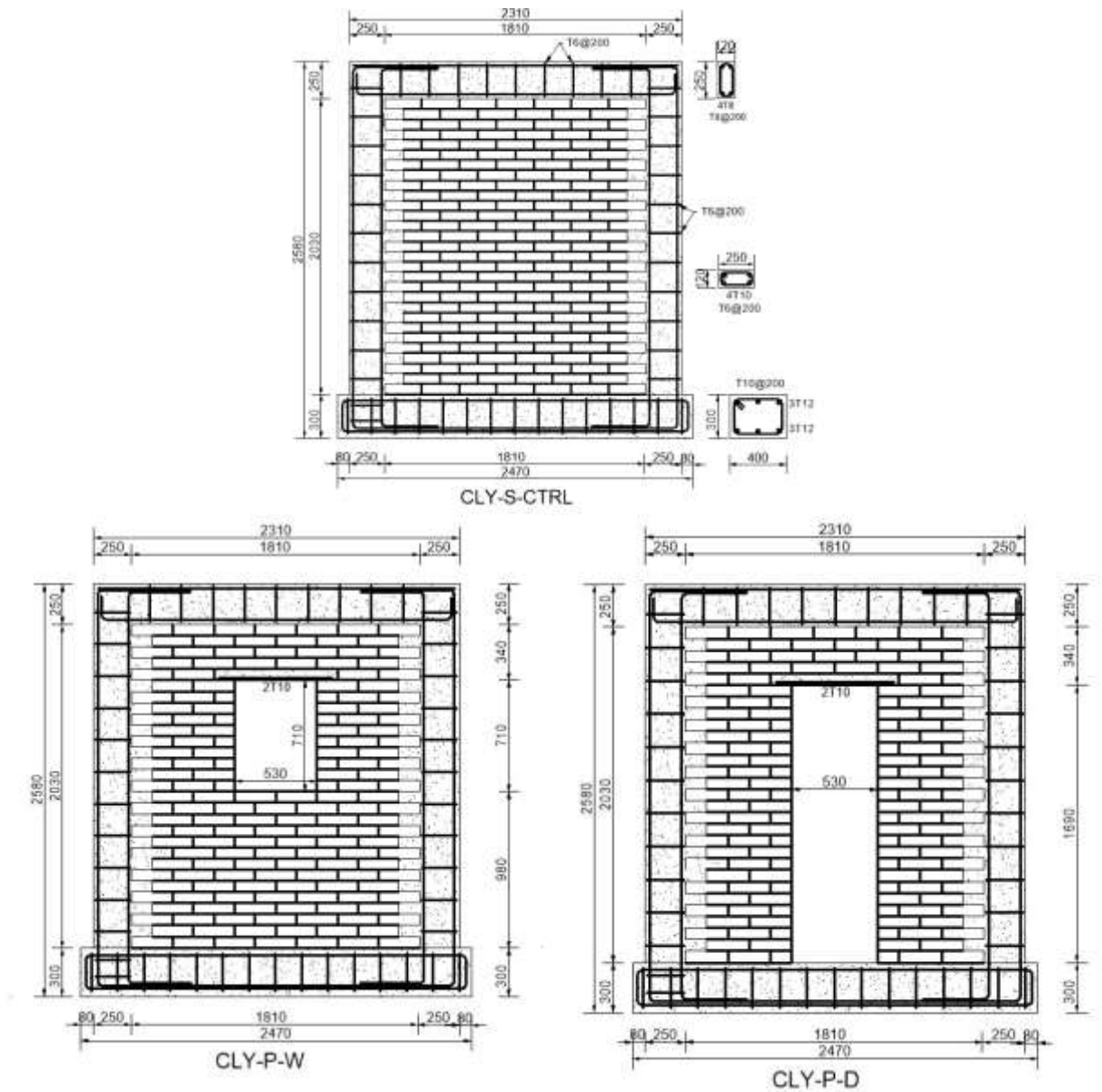
Rys. 3.53 Porównanie wyników badań ścian obciążonych cyklicznie [110, 35]

Wykazano, że nośność modelu A obciążonego monotonicznie była o ponad 30% większa niż nośność modeli obciążonych cyklicznie. W przypadku modelu B zauważono wzrost nośności jedynie do 5%. Również w przypadku modeli A i C wykazano ponad dwukrotnie większą siłę niszczącą niż siła otrzymana w modelu B.

Wartości poziomych siły otrzymanych w modelach A i C były zbliżone, a w modelu C stwierdzono znacznie większe odkształcenia. Zastosowanie pojedynczego skrępowania nie wywołuje istotnych różnic w odkształceniach ścian.

- Badania Okaila, Abdelrahmana, Abdelkhalika i Metwaly’ego

W pracy [87] przedstawiono badania skrępowanych ścian bez otworów oraz z otworami. W ramach badań wykonano 6 modeli, które różniły się zastosowanymi elementami wypełniającymi oraz kształtem otworu drzwiowego lub okiennego. Do wykonania muru ceramiczne i betonowe elementy murowe o wymiarach $250 \times 120 \times 60$ mm na zaprawie cementowo-wapiennej ze spoinami zwykłej grubości. Skrępowanie stanowiły dwa słupy żelbetowe z poziomym rygłem o różnym stopniu zbrojenia podłużnego i poprzecznego. Geometrię badanych modeli przedstawiono na rys. 3.54, a zestawienie parametrów poszczególnych modeli zestawiono w tabelicy 3.11. Modele badano przy wstępnych obciążeniach pionowych wynoszących 150 kN odpowiadających obciążeniu z dwóch kondygnacji. Poziome obciążenie przykładano monotonicznie w kroku, co 20kN aż do momentu zniszczenia. Uzyskane wyniki przedstawiono w tabelicy 3.12.



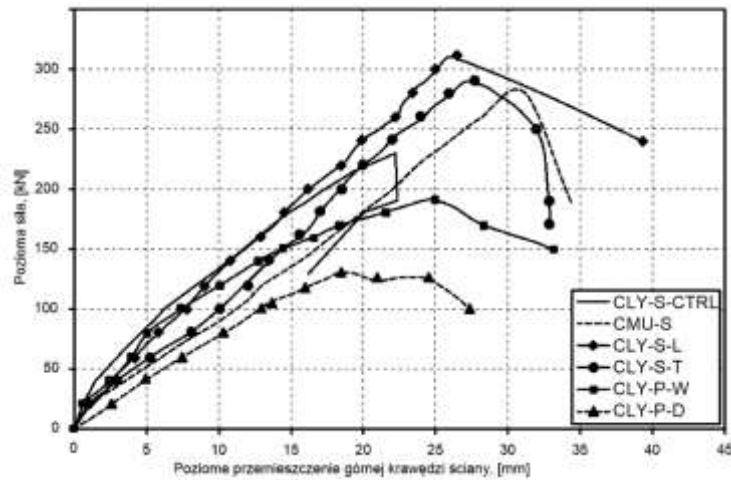
Rys. 3.54. Kształt i wymiary modeli badawczych [87, 35]

Tablica 3.11. Zestawienie oznaczeń i parametrów ścian skrupowanych [87, 35]

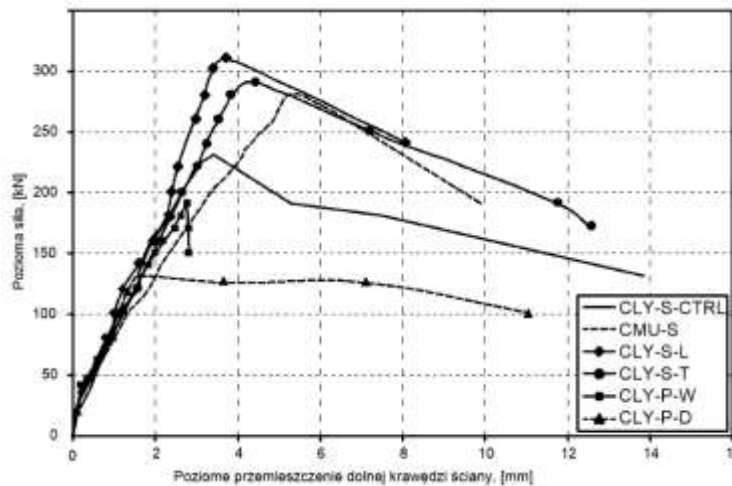
Oznaczenie ściany	Ściana	Materiał
CLY-S-CTRL	pełna	cegła
CLY-S-L	pełna	cegła
CLY-S-T	pełna	cegła
CMU-S	pełna	błoczki betonowe
CLY-P-W	z otworem okiennym	cegła
CLY-P-D	z otworem drzwiowym	cegła

Tablica 3.12. Zestawienie uzyskanych wyników dla poszczególnych ścian [87, 35]

Oznaczenie ściany	Siła rysująca, kN	Siła niszcząca, kN	Przemieszczenie odp. siły niszczącej, mm
CLY-S-CTRL	200	230	22.25
CLY-S-L	160	310	36.44
CLY-S-T	200	290	38.40
CMU-S	140	280	42.94
CLY-P-W	100	190	24.89
CLY-P-D	100	130	18.51



Rys. 3.55. Uzyskany z badań wykres zależności siła pozioma – przemieszczenie górnej części ściany [87, 35]



Rys. 3.56. Uzyskany z badań wykres zależności siła pozioma – przemieszczenie dolnej części ściany [87, 35]

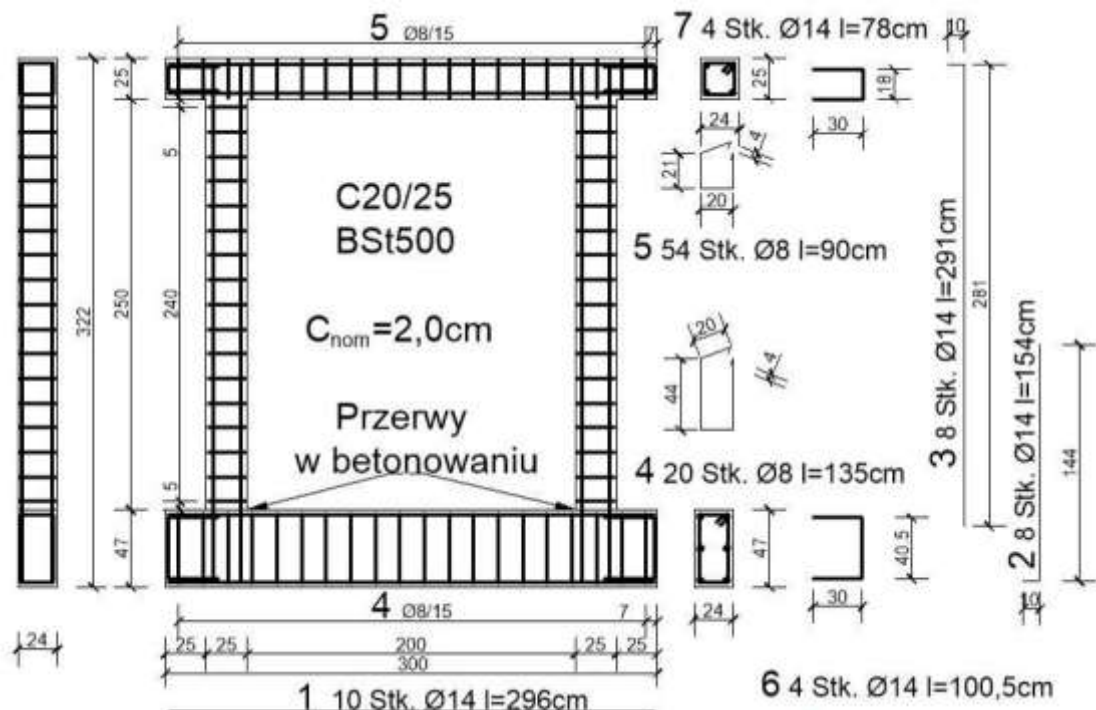
Badania wykazały, że ściana wykonana z betonowych elementów murowych przenosiła obciążenie ścinające równe 280 kN o 22% większe od ściany z wypełnieniem z elementów murowych z cegły, która przenosiła obciążenie 230 kN. Stwierdzono ponadto, że ściany otworem okiennym charakteryzowały się mniejszą nośnością od ścian bez otworów odpowiednio o 17% w przypadku otworu okiennego i 43% w przypadku otworu drzwiowego. Uzyskane

zależności obciążenie ścinające – przemieszczenie zostały przedstawione na rys. 3.55 i rys. 3.56. Z uzyskanych relacji wynika, że do chwili zniszczenia ścienia słupów żelbetowych (u podstawy) przemieszczenia narastały proporcjonalnie do obciążeń, a następnie następowała utrata sztywności ściany i w konsekwencji zniszczenie ściany. Brak wykształconej poziomej i opadającej części wykresów wskazywał zdaniem autorów na kruchy charakter zniszczenia ściany a także na to, że perforacje w postaci otworów drzwiowych wpływają znacznie na zmniejszenie nośności tego typu ścian.

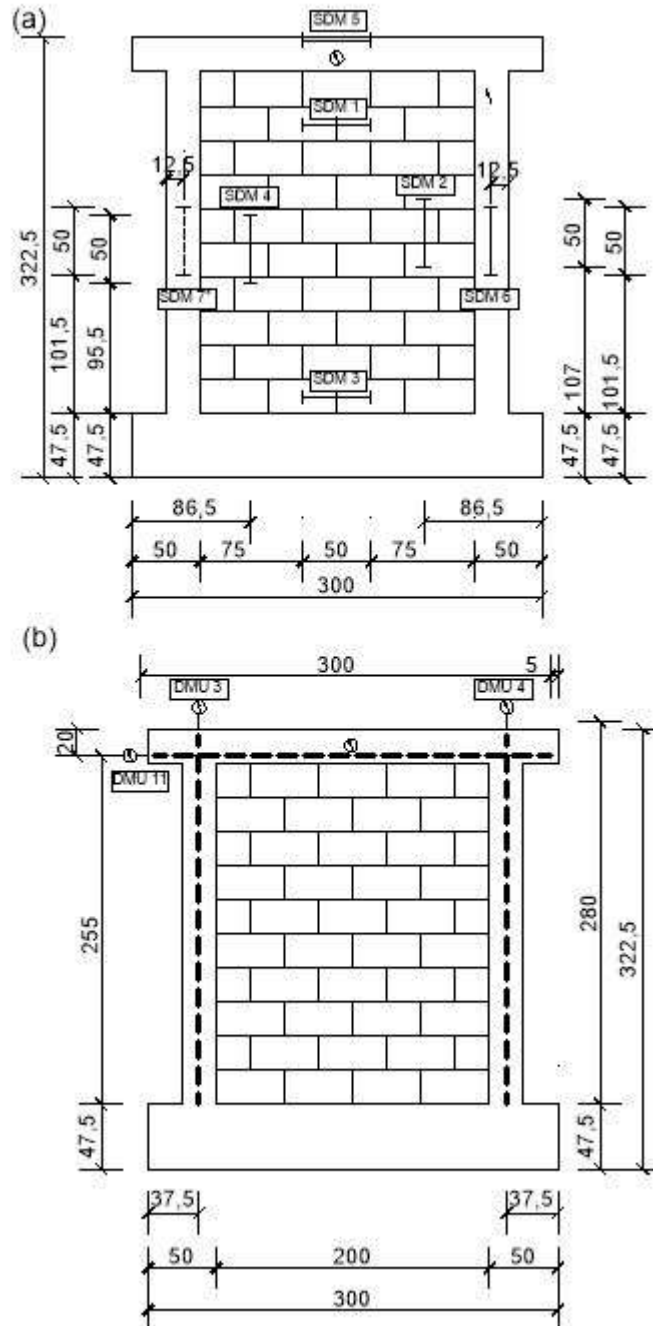
- Badania Jägera, Schöpsa

Podobne badania ścian skrępowanych obciążonych monotonicznie zostały opisane w pracy [48]. Celem badań było rozpoznanie zmian stanu odkształceń, morfologii zarysowań wpływu odkształceń skurczowych ramy żelbetowej ścian z wypełnieniem wykonanych z ABK.

Badania prowadzono w celu weryfikacji metod obliczania nośności murów na ścinanie jak z uwzględnieniem wpływu skurczu betonu. W ramach badań zbadano 4 modele o kształcie i geometrii pokazanym na rys. 3.57. Całkowita długość modelu (mur + elementy krępujące) była równa 2,48 m, a wysokość 2,69 m. Grubość modelu wynosiła 24 cm.



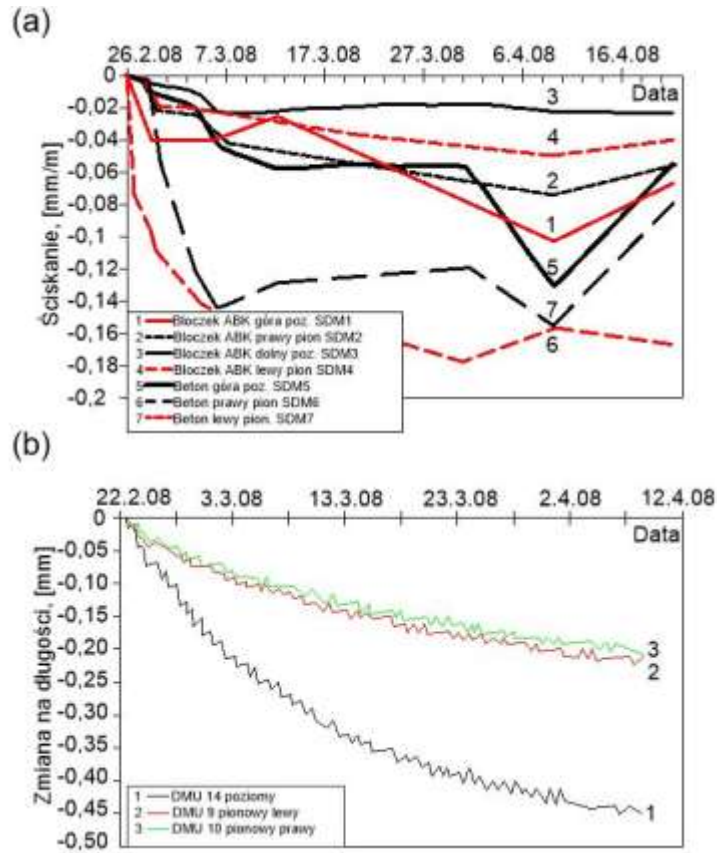
Rys. 3.57. Zbrojenie elementów krępujących [48]



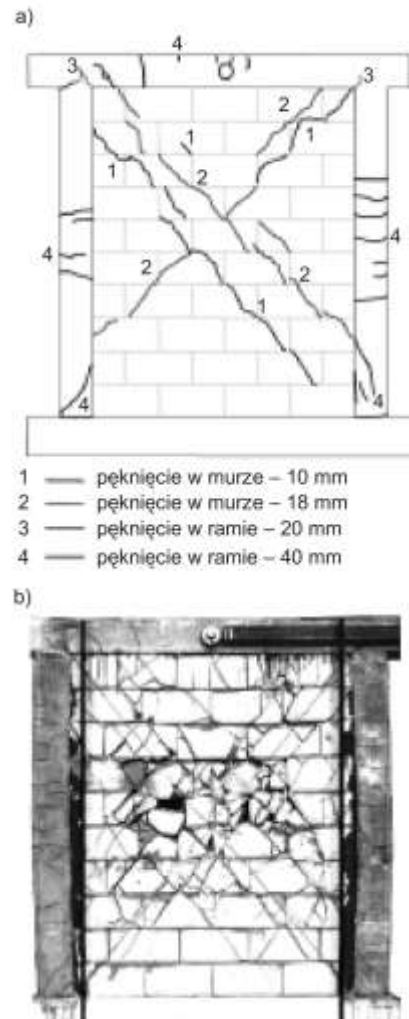
Rys. 3.58. Rozmieszczenie punktów pomiarowych skurezu ściany [48]: a) baza do pomiaru tensometrem mechanicznym, b) pręty stalowe w rurach osłonowych z miernikami cyfrowymi

Geometrię elementów krępujących oraz zbrojenia wykonano zgodnie z wymaganiami niemieckiej normy DIN 41449 [N-8] dotyczącej wpływów sejsmicznych. Zbrojenie każdego rdzenia wykonano w postaci 4 prętów średnicy 14 mm umieszczonych w każdym narożu. Jako strzemiona zastosowano pręty średnicy 8 mm w stałym rozstawie. Mur wypełniający wykonano z elementów murowych z ABK o wymiarach $50 \times 24 \times 25$ cm i wytrzymałości 4 N/mm^2 na spoinach cienkowarstwowych bez wypełniania spoin czołowych.

Pomiar skurczu modelu realizowany z wykorzystaniem tensometrów mierzących zmiany odkształceń prętów zabetonowanych wewnątrz ramy żelbetowej. Położenie tensometrów pokazano na rys. 3.58.



Rys. 3.59. Wykresy przemieszczeń spowodowanych skurczem betonu modelu nr 4 [48]:
a) pomiar tensometrem, b) pomiar miernikiem cyfrowym



Rys. 3.60. Typowe zarysowanie modelu 2 [48]: a) pierwsze zarysowania, b) zarysowania w chwili zniszczenia

Na rys. 3.59 przedstawiono przemieszczenia wywołane skurczem. Ze względu na przesunięcie terminu betonowania górnego rygla zabetonowano kilka dni po zabetonowaniu słupów pomiar skurczu rozpoczęto dopiero po 21 dniach po zabetonowaniu rdzeni. W efekcie wystąpiły już istotne odkształcenia skurczowe w rdzeniach, które były widocznie mniejsze od odkształceń skurczowych górnego rygla – rys. 3.59b. Skrócenie elementów żelbetowych wywołanych skurczem wywołało odpowiednio mniejsze odkształcenie murowego wypełnienia.

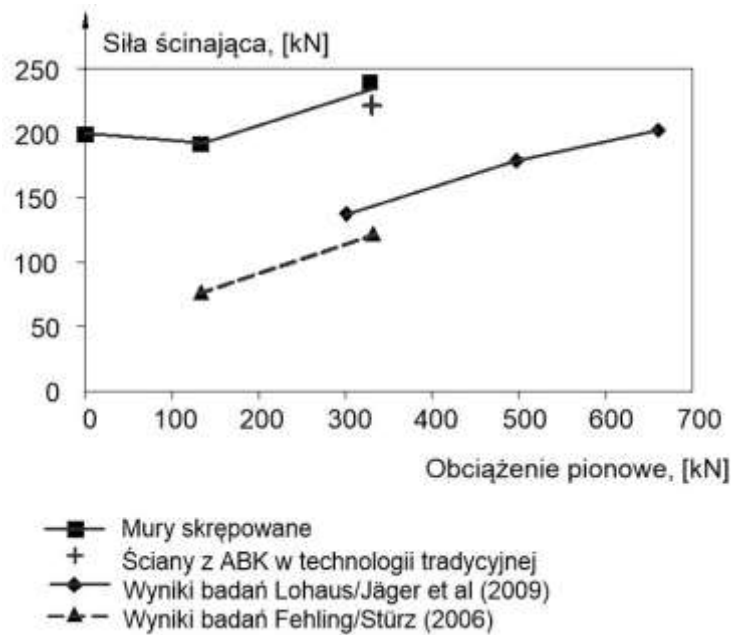
Badania na ścinanie przeprowadzono sekwencyjnie. Na wstępie ściany obciążano pionowo, a następnie poziomo. Pionowe obciążenia przykładano w taki sposób, aby wykresy momentów zginających powstałe od obciążenia poziomego zmieniały znak albo na szycie ściany (schemat wspornikowy), albo w połowie wysokości ściany (schemat częściowo utwierdzony). Obciążenie poziome przykładano cyklicznie i co trzeci cykl obciążenie to zwiększano. Na rys. 3.60a przedstawiono pierwsze zarysowania, a na rys. 3.60b zarysowania w chwili

zniszczenia. Wyniki badań zestawiono w tabelicy 3.13, a porównanie obciążeń niszczących murów z ABK z wynikami ścian niezbrojonych z ABK przedstawiono na rys. 3.61.

Tabela 3.13. Wyniki badań poszczególnych modeli [48]

Ściana	Siła pion. [kN]	H_{\max}^- [kN]	H_{\max}^+ [kN]	$d_{H\max}^-$ [mm]	$d_{H\max}^+$ [mm]	$70\%H_{\max}^-$ [kN]	$70\%H_{\max}^+$ [kN]	d_{cr}^- Hmax. [mm]	$d_{cr}^+ Hmax. x.$ [mm]	K_e^- [kN/m m]	K_e^+ [kN/m m]
1	330	250	236	24,3	24,5	175	165	10,7	6,5	16,4	25,3
2	132	217	193	22,5	20,9	152	135	9,1	8,7	16,7	15,6
3	-	198	198	25,1	26,0	138	138	13,1	10,0	10,6	13,9
4	330	242	225	15,0	22,1	170	158	6,8	4,3	24,9	36,6

Ściana	80% H_{\max}^- [kN]	80% H_{\max}^+ [kN]	d_u^- [mm]	d_u^+ [mm]	H_u^- [kN]	H_u^+ [kN]	d_e^- [mm]	d_e^+ [mm]	μ^-	μ^+
1	200	189	51,4	52,0	235	213	14,3	8,4	3,58	6,18
2	173	154	30,8	40,2	206	189	12,3	12,1	2,51	3,32
3	158	158	32,5	56,3	210	181	19,8	13,1	1,64	4,30
4	194	180	50,6	48,3	222	207	8,9	5,6	5,68	8,55



Rys. 3.61. Wyniki obciążeń niszczących dla murów skrępowanych oraz murów nieskrępowanych. [48]

W podsumowaniu badań autorzy stwierdzili, że ściany skrępowane charakteryzowały się co najmniej 30% większą nośnością w stosunku do ścian niezbrojonych bez skrępowania. Istotną korzyścią wynikającą z zastosowania skrępowania była zdecydowanie większa sztywność i ciągliwość w fazie po osiągnięciu maksymalnego obciążenia.

3.1.2.2. Teoretyczne modele zniszczenia ścian skrzepowanych

W stosunku do muru wypełniającego szkielet wprowadzenie skrzepowania zmienia zasadniczo postać deformacji konstrukcji. W murze wypełniającym szkielet deformujący się szkielet działa na wypełniający mur przez naroża. Z kolei w murze skrzepowanym [61] deformacja konstrukcji jest zbliżona do deformacji ściany bez skrzepowania z tym, że wypadkowa sił rozciągających zostaje przejęta przez zbrojenie pionowych rdzeni.

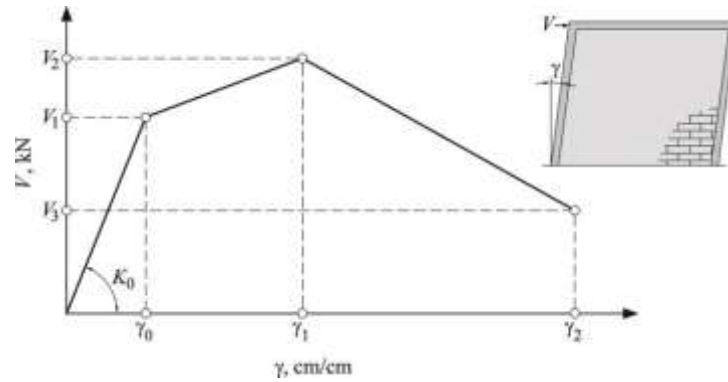
Mur skrzepowany jest na tyle złożoną konstrukcją, że ma wiele cech wspólnych z tradycyjną konstrukcją murową niezbrojoną lub zbrojoną, jak również z murem wypełniającym szkielet. Wystarczy zauważyć, że w fazach sprężystej i postsprężystej odkształcona postać muru skrzepowanego jest podobna do muru zbrojonego pionowo, z tym, że wypadkowa rozciągań przejmowana jest przez skupione w rdzeniu zbrojenie, a nie przez zbrojenie pionowe w murze. Jednocześnie wyraźnie generowany jest ściskany krzyżulec wykazując podobieństwo do muru wypełniającego szkielet. Z tego względu modele teoretyczne murów skrzepowanych budowane są przy uwzględnieniu obserwowanego dualizmu pracy muru. Wyróżnić można następujące modele muru skrzepowanego:

- **modele empiryczne** – nie wyjaśniają zachodzących zjawisk, tylko stanowią adaptację istniejących modeli muru niezbrojonego, zbrojonego lub wypełniającego szkielet z uwzględnieniem właściwości danego typu konstrukcji skrzepowanej;
- **modele kratownicowe ST** – w których konstrukcję odzwierciedla się za pomocą odpowiednich modeli kratownic;
- **modele tarczowe** – bazują na analizie stanu naprężeń. Stanowią rozwinięcie modeli wykorzystywanych w konstrukcjach ścianowych oraz murów wypełniających szkielety.

W dalszej części rozdziału przedstawiono wybrane modele wykorzystywane do analizy ścian skrzepowanych.

- **modele empiryczne**

W pracy [38] przedstawiono empiryczny model ściany skrzepowanej z ceglanym wypełnieniem opracowany na podstawie badań [39, 1]. Zaproponowano empiryczne zależności umożliwiające wyznaczenie parametrów obwiedni obciążenie – przemieszczenie pokazanej na rys. 3.62. Parametry zależności zestawiono w tabelicy 3.14.



Rys. 3.62. Kryterium empiryczne obciążenie – przemieszczenie muru skrępowanego [38]

Tablica 3.14. Zestawienie parametrów empirycznego modelu Floresa, Alcocera [38]

Mur bez poziomego zbrojenia		Mur zbrojony poziomo	
Siły	Odształcenia postaciowe	Siły	Odształcenia postaciowe
$V_1 = 0,5vA_T + 0,3P \leq 1,5vA_T$	$\gamma_0 = \frac{V_1}{K_0}$	$V_1 = 0,5vA_T + 0,3P \leq 1,5vA_T$	$\gamma_0 = \frac{V_1}{K_0}$
$V_2 = V_1 + \eta V_d$ ($\eta=0,3$) lub $V_2 = 1,25V_1$	$\gamma_1=0,003$	$V_2 = V_1 + \lambda V_s$ ($\lambda=0,35$) lub $V_2 = 1,5V_1$	$\gamma_1=0,003$
$V_3 = 1,12V_1$	$\gamma_2=0,005$	$V_3 = 1,32V_1$	$\gamma_2=0,005$

$$V_d = 1,26d_0^2 \sqrt{f'_c f_y}, \quad (3.32)$$

$$V_s = \rho_h f_{y,h} A_T, \quad (3.33)$$

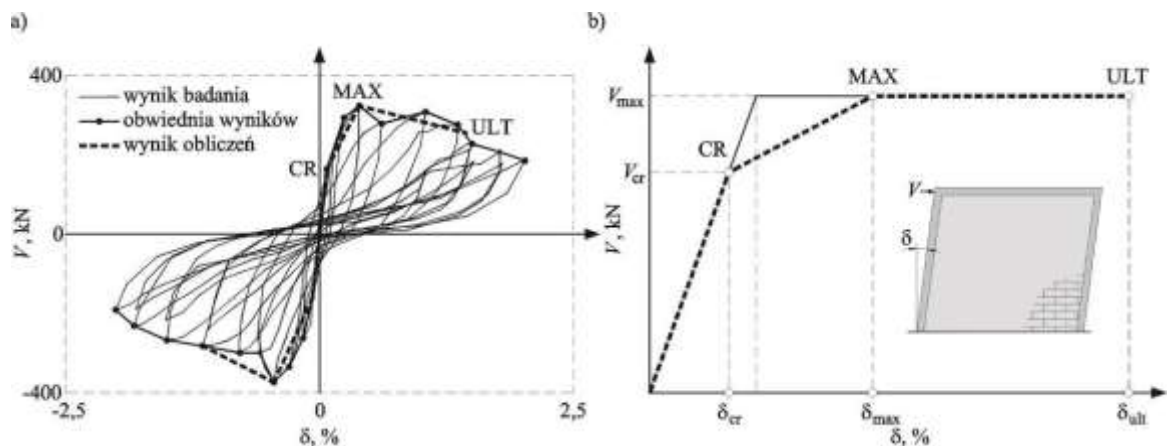
$$K_0 = \frac{1}{\frac{h^2}{\beta EJ} + \frac{h}{GA}}, \quad (3.34)$$

gdzie:

 v – obliczeniowa wytrzymałość na ukośne ściskanie muru, A_T – pole powierzchni poprzecznego przekroju muru, P – pionowa wypadkowa działająca na ścianę, d_0 – wysokość użyteczna przekroju, f'_c – wytrzymałość betonu na ściskanie rdzeni, f_y – granica plastyczności zbrojenia rdzeni, $f_{y,h}$ – granica plastyczności zbrojenia poziomego muru, ρ_h – procent zbrojenia poziomego muru, β – współczynnik uwzględniający warunki brzegowe $3 \leq \beta \leq 12$, EJ – sztywność giętna muru, GA – sztywność postaciowa muru.

W publikacji [94] przedstawiono model muru skrępowanego opracowany na podstawie wyników badań 264 różnego typu modeli ścian. Podobnie jak we wcześniejszym modelu do opisu zachowania ściany skrępowanej poddanej cyklicznemu obciążeniu ścinającemu zaproponowano liniową aproksymację obwiedni wyników badań pokazanych na rys. 3.63a. Odcinki opracowanej zależności wyznaczono na podstawie punktów o współrzędnych odpowiadających maksymalnym przemieszczeniom pierwszych cykli w każdym etapie obciążenia. Trójodcinkowa łamana oznaczona przerywaną linią na rys. 3.63b dopasowano do obwiedni wyników badań.

Punkty opisujące łamana linię odpowiadają chwili zarysowania i naprężeniom (v_{cr}) oraz odpowiadających postaciowych odkształceń (δ_{cr}), maksymalnym naprężeniom (v_{max}) i związanego z nimi odkształceniom (δ_{max}). Ostatni punkt modelu odpowiada maksymalnym naprężeniom i granicznym odkształceniom ściany δ_{ult} (przyjęte w chwili, gdy naprężenia w ścianie zmniejszają się do $0,80v_{max}$).



Rys. 3.63. Określenie parametrów empirycznego modelu ściany poddanej cyklicznemu obciążeniu ścinającemu [94]: a) przykładowe wyniki badań (obciążenie-odkształcenie postaciowe), b) liniowa aproksymacja obwiedni wyników

Na podstawie wykonanych analiz statystycznych określono następujące zależności empiryczne:

- naprężenia rysujące ścian bez otworów:

$$v_{cr} = 0,424v_m + 0,374\sigma_v, \quad (3.35)$$

gdzie:

$v_m = 0,184\sqrt{f_m}$ – początkowa wytrzymałość na ścinanie (kohezja) muru,

σ_v – wstępne naprężenia ściskające;

- naprężenia rysujące ścian z otworami:

$$v_{cr,op} = v_{cr}(-2,2\beta + 1), \quad (3.36)$$

gdzie:

$\beta = \frac{A_{op}}{HL}$ – stosunek pola powierzchni otworu i pola powierzchni ściany;

- naprężenia maksymalne:

$$v_{max} = 0,21v_m + 0,363\sigma_v + 0,0141\sqrt{\rho_{vc}f_{yvc}f'_c} \geq v_{cr}, \quad (3.37)$$

gdzie:

ρ_{vc} – stopień zbrojenia podłużnego trzpieni betonowych,

f_{yvc} – granica plastyczności zbrojenia podłużnego,

f'_c – wytrzymałość na ściskanie betonu rdzeni.

Oprócz wymienionych modeli empirycznych w literaturze dostępne są inne modele empiryczne umożliwiające określenie wartości ścian rysujących oraz niszczących ścian skrzepowanych. Wspomnieć można o modelu Matsumury [81], Moroniego [85], Marinilliego i Castilla [79], Tomaževiča i Klemenca [108].

Modele empiryczne trzeba traktować wyłącznie w kategoriach jakościowych, ponieważ mogą posłużyć do budowy autorskich modeli opracowywanych na podstawie obszernej bazy danych wyników. Dotyczy to w głównej mierze relacji pozwalających na określenie sił rysujących bądź niszczących (wymaganych do sprawdzenia warunków ULS) oraz parametrów odkształceniowych.

- **modele kratownicowe**

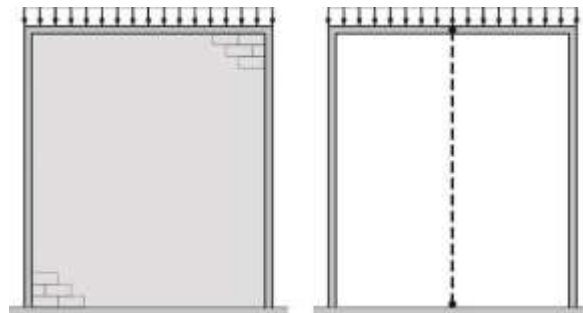
W modelu kratownicowym ściany skrzepowanej obciążonej pionowo lub poziomo mur jest zastępowany ściskanym pionowym słupkiem lub krzyżulcem. Pionowe elementy żelbetowe mogą być zastępowane ściskanymi lub rozciąganymi prętami.

Jako jedną z kompleksowych publikacji poświęconą procedurze budowy Modeli ST należy wskazać pracę [40]. Autorzy opracowali metodykę budowy modeli ST ścian obciążonych poziomo i pionowo. Trajektorie głównych naprężeń ściskających w murze określono na podstawie liniowo-sprężystych obliczeń MES. Mur potraktowano jak tarczę obciążoną w płaszczyźnie natomiast żelbetowe elementy krępujące zamodelowano jako prętowe elementy kratownicy.

Budując model ST ściany skrupowanej autorka przyjęła następujące założenia:

- pomija się wytrzymałość na rozciąganie muru,
- zastępczy model kratownicowy składa się wyłącznie ze ściskanych krzyżulców murowych (*strut*) oraz ściskanych/rozciąganych/zginanych w płaszczyźnie ściągów i rygli żelbetonowych (*tie column, tie beam*),
- kierunek ściskanego krzyżulca zastępczego ustroju kratowniczowego będzie położony wzdłuż kierunku zewnętrznego obciążenia z uwzględnieniem warunków geometrycznej niezmienności ustroju,
- siły osiowe występujące w prętach kratownicy będą miały stałą wartość,
- przekroje prętów kratownicy będą miały przekrój pryzmatyczny (spełnienie tego warunku przy zmiennych naprężeniach wzdłuż długości krzyżulca powoduje, że przekroje prętów powinny mieć raczej kształt wrzecionowaty).

W przypadku ściany obciążonej pionowo kontury głównych naprężeń ściskających rozchodziły się od środka górnej i dolnej krawędzi. Położenie ściskanego krzyżulca uzyskano przez połączenie punktów ekstremalnych naprężeń na dolnej i górnej krawędzi. Ściana bez otworów obciążona pionowo w stadium sprężystym powinna być modelowana pojedynczym ściskany prętem ściskany osiowo niezależnie od obciążenia – rys. 3.64.

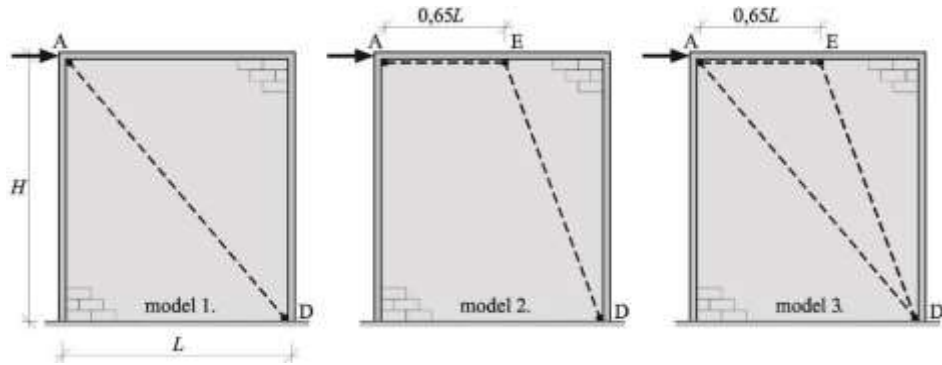


Rys. 3.64. Model ST ściany bez otworu obciążonej pionowo

W przypadku ścian wspornikowych bez otworów poddanych ścinaniu zauważono, że kontur głównych naprężeń ściskających wykazywał odchylenie od pionu, wskazując na powstanie ściskanego krzyżulca. Do ścian bez otworów zaproponowali trzy możliwe rozwiązania modeli ST (rys. 3.65):

- a) zalecany model – pomijający sposób podparcia górnej krawędzi z pojedynczym ukośnym krzyżulcem – model 1.,

- b) uwzględniający sposób podparcia górnej krawędzi – zakładający pojedynczy ukośny krzyżulec ED oraz jeden poziomy rygiel ściskany AE – model 2.,
c) mieszany – powstały z połączenia modelu 1. i modelu 2. z dwoma ukośnymi ściskanymi krzyżulcami i ściskany rygiel poziomym – model 3.



Rys. 3.65. Modele ST ściany utwierdzonej ścinanej poziomo [40]

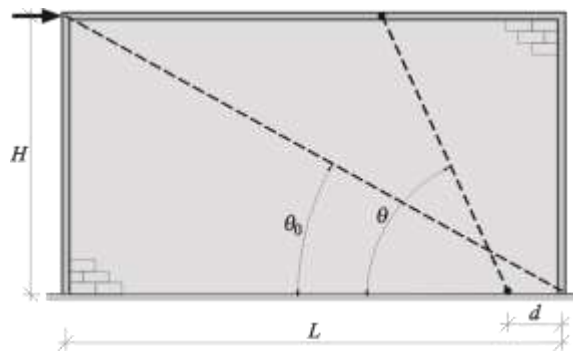
Na tej podstawie analiz MES wyznaczono empiryczne krzywe pozwalające na wyznaczenie pochylenia krzyżulca ściany ścinanej i jednocześnie ściskanej w postaci:

$$\theta = \begin{cases} 81,47\theta_0^{-(5,87\mu+0,42)} \rightarrow H/L \leq 1, \mu < 2 \\ 1,118\theta_0\mu^{(0,455\theta_0-0,547)} \rightarrow H/L > 1, \mu \geq 2, \end{cases} \quad (3.38)$$

gdzie:

θ_0 – kąt pochylenia przekątnej ściany wyrażony w radianach (rys. 3.66),

μ – stosunek poziomego obciążenia ścinającego P i obciążenia pionowego ściany $G+Q$.



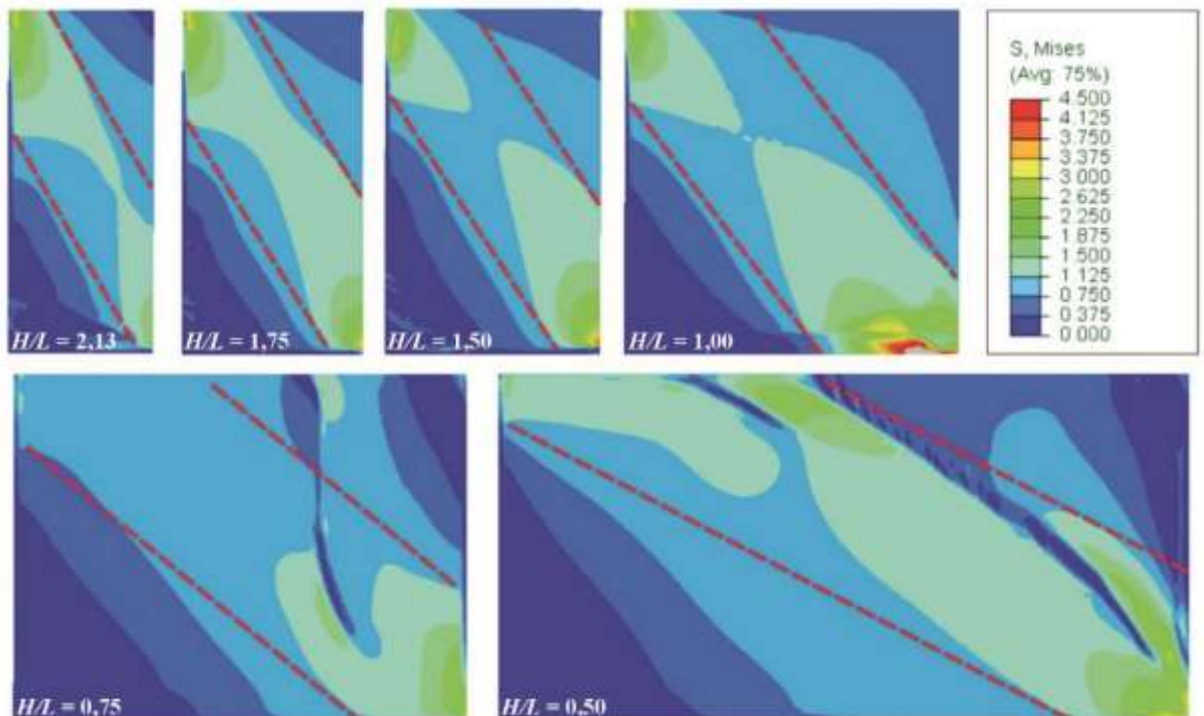
Rys. 3.66. Geometria modelu ST ściany bez otworów [40]

Poszukiwaną wartość przesunięcia d w zależności od H/L i μ określają następujące zależności:

$$d = \begin{cases} -(7,74\mu+1,48)(H/L)+2,59\mu+2,81 \rightarrow H/L \leq 1 \\ (3,70\mu+1,20)(H/L)-9,61\mu+2,56 \rightarrow H/L > 1. \end{cases} \quad (3.39)$$

Konfiguracje modeli ST ścian bez otworów zależały od proporcji wymiarów ściany, a nie od obciążenia zewnętrznego, gdy rozłącznie uwzględniono obciążenie pionowe lub poziome. Jednak przy równoczesnym rozpatrywaniu ścinania ze ściskaniem obserwowano już znaczną zależność od obciążenia.

W pracy [109] rozwinięto proponowany model. Na wstępie wykonano numeryczne modele MES murów skrępowanych zróżnicowanych pod względem proporcji wysokości (H) i długości (L) do wysokości wynoszących odpowiednio $H/L = 2,13; 1,75; 1,50; 1,0; 0,75; 0,50$. Obliczenia wykonano, stosując nieliniowe modele materiału CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) muru oraz betonu elementów krępujących. W styku muru i betonu zastosowano elementy kontaktowe z kryterium Coulomba-Mohra, a zbrojenie żelbetowych elementów krępujących modelowano przy wykorzystaniu powierzchni plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego. Wyniki obliczeń w postaci map naprężeń zredukowanych w ścianach pokazano na rys. 3.67.



Rys. 3.67. Mapy naprężeń ścian skrępowanych o różnych proporcjach wymiarów [109]

Na podstawie parametrycznych analiz MES stwierdzono, że uplastycznianie zbrojenia rdzeni rozpoczęło się po osiągnięciu maksymalnego obciążenia ścinającego ścian. Oznacza to, że nośność ściany skrępowanej na ścinanie była ściśle zależna od wytrzymałości ukośnego murowego krzyżulca. Zatem nośność krzyżulca F_s jest składową maksymalnego obciążenia ścinającego uzyskanego z analiz MES.

W konkluzji autorzy stwierdzili, że znormalizowana nośność krzyżulca maleje wraz ze wzrostem względnej sztywności λ . Korzystając z wyników obliczeń MES możliwe było wyznaczenie siły w krzyżulcu w zależności od proporcji wymiarów ściany, wytrzymałości muru

na ściskanie i geometrii ściany oraz elementów krępowanych. Półempiryczne równanie pozwalające wyznaczyć nośność na ściskanie ściskanego krzyżulca murowego ma postać:

$$F_s = C \left(\frac{AR}{\lambda} + D \right) \sqrt{f_{mc}} A_P, \quad (3.40)$$

gdzie:

$$AR = H/L,$$

$$C = 2,23 \text{ i } D = 0,1, \text{ gdy } AR > 1,$$

$$C = 2,65 \text{ i } D = 0,08, \text{ gdy } AR \leq 1,$$

A_P – pole powierzchni poprzecznego przekroju muru (z wyłączeniem pola powierzchni elementów żelbetowych).

Według autorów pracy [109] procedura obliczeń ściany skrupowanej z zastosowaniem modelu ST w ujęciu nieliniowym powinna przebiegać następująco:

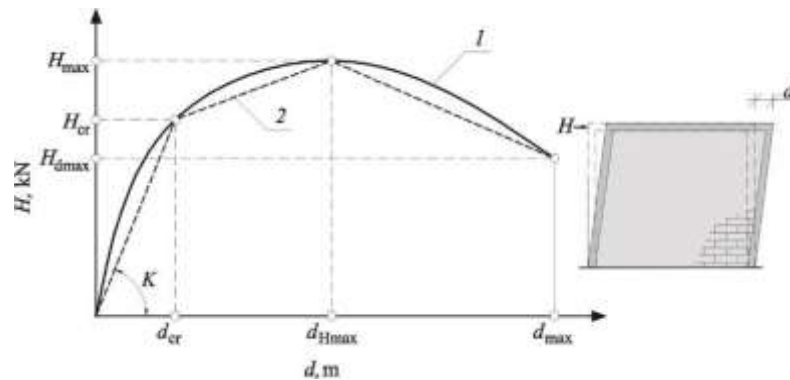
1. budowa modelu ST przy założeniu, że w murze wytworzy się ściskany krzyżulec, a rdzenie żelbetowe będą przejmować wypadkowe siły rozciągające,
2. wyznaczenie nośności na rozciąganie rdzeni,
3. wyznaczenie siły w ściskanym krzyżulcu z przyjęciem wyznaczonej w kroku 2. nośności na rozciąganie rdzeni,
4. porównanie siły w krzyżulcu z nośnością na ściskanie wyznaczoną według równania (3.40). Jeżeli siła w krzyżulcu będzie większa od nośności, to należy przyjąć wartość równą nośności,
5. Wyznaczenie nośności ściany skrupowanej na podstawie równowagi węzłów kratownicy (po ewentualnej korekcie siły w krzyżulcu).

Pomimo coraz większej liczby badań oraz rozwiązań numerycznych w dalszym ciągu występują znaczne luki, zwłaszcza w opracowanych wiarygodnych metodach analizy i projektowania sejsmicznego z wykorzystaniem modeli kratownicowych. Obecnie realizowanym kierunkiem analiz jest opracowanie prostego uogólnionego modelu numerycznego, który może wiarygodnie przewidywać nieliniowe zachowanie ścian skrupowanych pod obciążeniem sejsmicznym. Stosowanych badań i analiz w tym zakresie jest jeszcze stosunkowo mało.

- **modele tarczowe**

W przypadku tego typu modeli rozważa się stan naprężeń w poszczególnych elementach konstrukcji skrupowanej ściany z uwzględnieniem morfologii zarysowań i mechanizmu zniszczenia.

Tego typu model zaproponowali Tomažević i Klemenc w pracy [108]. Do opisu zachowania obciążenie-przemieszczenie założono trójodcinkową zależność pokazaną na rys. 3.68. W modelu przyjęto, że maksymalną siłę określa się na podstawie analizy stanu naprężeń w murze z uwzględnieniem efektu klockowania zbrojenia w pionowych żelbetowych rdzeniach. Model został zweryfikowany z wykorzystaniem pomniejszonych modeli ścian (skali 1:5) o kwadratowym kształcie. Uzyskano zadowalającą zgodność wyników badań i obliczeń.

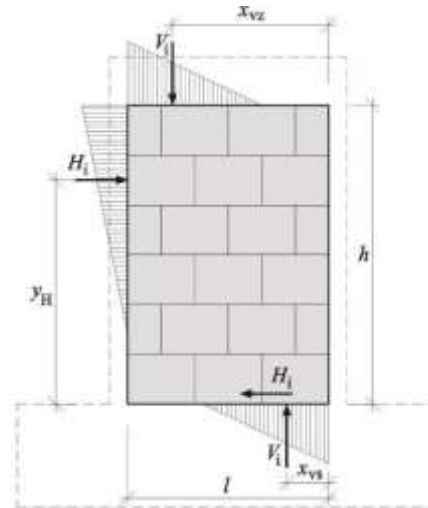


Rys. 3.68. Obwiednia zależności obciążenie – przemieszczenie uzyskana w badaniach i idealizacja zaproponowana w pracy [108], [61]; 1 – wyniki badań, 2 – trójodcinkowa idealizacja

Aproksymację faz pracy ściany określonej w trzech przedziałach, opisano wykorzystując następujące punkty:

- granica sprężystości** – odpowiada powstaniu pierwszego zarysowania i scharakteryzowana jest przez obciążenie H_{cr} i przemieszczenie d_{cr} ,
- maksymalna wytrzymałość** – określa obciążenie H_{max} i przemieszczenie d_{Hmax} ,
- zniszczenie** – definiuje siła H_{dmax} i przemieszczenie d_{max} .

Przez analogię do zagadnień współpracy żelbetowego szkieletu z murowym wypełnieniem oraz dystrybucję naprężeń pokazana na rys. 3.69, wyznaczono wartości sił definiujących model.



Rys. 3.69. Naprężenia normalne powstające w wyniku interakcji muru i żelbetowych elementów krępujących [108]

- siła powodująca zarysowanie:

$$H_{cr} = C_{cr} H_{u,s} \quad (3.41)$$

gdzie:

$$C_{cr} = 0,7 - 0,8.$$

$$H_{u,s} = \frac{f_t A_w}{C_i b} \left[1 + \sqrt{C_i^2 \left(1 + \frac{V_w}{f_t A_w} \right) + 1} \right], \quad (3.42)$$

$C_i = 2\alpha b \frac{1}{h}$ – współczynnik uwzględniający interakcję muru z żelbetowymi elementami krępującymi.

- maksymalna siła:

$$H_{max} = H_{u,s} + H_{d,r}, \quad (3.43)$$

gdzie:

$H_{d,r}$ – pozioma siła przejmowana przez zbrojenie podłużne w żelbetowych elementach krępujących równa:

$$H_{d,r} = \sum_{i=1}^n 0,8059 d_r^2 \sqrt{f_c f_y}, \quad (3.44)$$

n – liczba podłużnych prętów zbrojenia w żelbetowych elementach krępujących,

d_r – średnica podłużnych prętów zbrojenia,

f_c, f_y – odpowiednio wytrzymałość na ściskanie betonu i granica plastyczności stali.

- siła niszcząca:

$$H_{dmax} = C_{sr} H_{max}, \quad (3.45)$$

gdzie: $C_{sr} = 0,4$ – współczynnik empiryczny.

Zbudowany na model muru skrępowanego pozwolił na predykcję punktów wyidealizowanej obwiedni obciążenie – przemieszczenie został zweryfikowany w badaniach i uzyskano zadowalającą predykcję poszczególnych faz pracy ściany.

W publikacji Marquesa i Lourenço [80] analizowano różne przepisy projektowania murów skrępowanych poddanych ściskaniu oraz ścinaniu ze ściskaniem. Wyniki obliczeń konfrontowano z rezultatami badań ponad 100 ścian skrępowanych wykonanych w różnych ośrodkach badawczych. W analizach wykorzystano modele bazujące na kryterium Coulomba-Mohra proponowane w normach argentyńskiej, meksykańskiej i w Eurokodzie 6. Szczegóły analiz opisano w monografii [61]. Na podstawie wykonanych analiz autorzy wykazali, że proponowane liniowe zależności zbudowane z kryterium Coulomba-Mohra dość dobrze opisują graniczne wartości naprężeń ścinających w ścianach skrępowanych. Z porównania maksymalnych wartości naprężeń ścinających obliczonych według propozycji zawartej w Eurokodzie [N-42], opracowanej do ścian niezbrojonych, uzyskano nieznacznie gorszą zgodność wyników obliczeń i wyników badań (najlepszą zgodność wykazał model empiryczny).

Model ściany skrępowanej zaproponowany w projekcie Eurokodu [N-10] przedstawili w pracy [75]. Przyjęto, że ściana skrępowana obciążona jest poziomą siłą ścinającą, momentem zginającym – oraz siłą osiową (rys. 3.70a, c).

Przyjęto, że łączne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego można uprościć do stanu czystego zginania, jeżeli obliczeniowe naprężenie ściskające $\sigma_d = N_{Ed}/t_l$ nie jest większe od 30% obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie ($\sigma_d \leq 0,3f_d$), w przeciwnym razie należy rozpatrywać stan zginania ze ściskaniem.

Jeżeli pomija się wpływ siły osiowej nośność na ścinanie muru skrępowanego można wyrazić jako sumę nośności muru na ścinanie V_{Rd1} i nośności na ścinanie elementów żelbetowych V_{Rd2} według następującej zależności:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (3.46)$$

gdzie:

V_{Rd1} – obliczeniowa nośność na ścinanie wyznaczana według równania:

$$V_{Rd1} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vd} t_l = \left(f_{vd0} + \frac{N_{Ed}}{t_l} \right) t_l \\ 0,065 f_b t_l \end{array} \right. \quad (3.47)$$

V_{Rd2} – obliczeniowa nośność na ścinanie krępujących elementów żelbetowych,

$$V_{Rd2} = n (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) t_d, \quad (3.48)$$

w których:

f_{vd} – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie muru,

f_{vd0} – obliczeniowa początkowa wytrzymałość na ścinanie muru,

f_b – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych,

t – grubość muru,

l_c – długość ściskanej części ściany przyjmowana w murze skrępowanym, równa całkowitej długości ściany l_0 ,

$k_1 = 0,15$,

n – liczba żelbetowych elementów krępujących,

$$v_{\min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}\sqrt{f_{ck}}, \quad (3.49)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 0,2, \quad (3.50)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{Ed}}{W} + \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{6M_{Ed}}{tl_c^2} + \frac{N_{Ed}}{tl_c} \leq 0,2f_{cd}, \quad (3.51)$$

d – wysokość użyteczna przekroju żelbetowego elementu krępującego,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie betonu.

Oprócz warunków ULS na ścinanie konieczne jest sprawdzenie warunków ze względu na zginanie ze ściskaniem. Zagadnienie można rozpatrywać w dwojaki sposób. Jeżeli zachodzi przypadek czystego zginania ($\sigma_d \leq 0,3f_d$) – rys. 3.70b, wtedy nośność na zginanie ściany skrępowanej oblicza się według wzoru:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_s f_{yd} z \\ \alpha f_d t d^2 \end{array} \right. \quad (3.52)$$

w którym:

A_s – pole powierzchni rozciąganego zbrojenia zlokalizowanego w żelbetowym elemencie krępującym,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojenia rozciąganego,

f_d – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie muru,

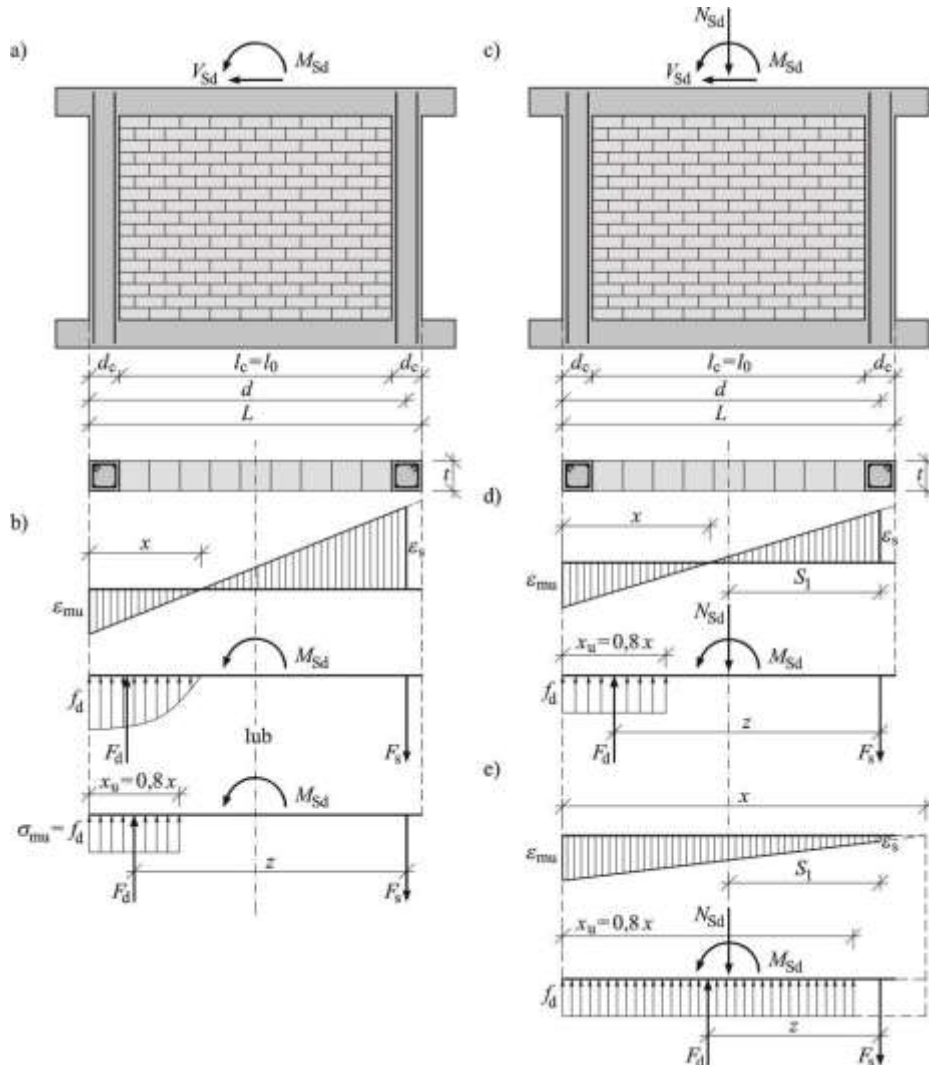
d – wysokość użyteczna przekroju ściany skrępowanej,

$\alpha = 0,4$ w wypadku elementów grupy 1 i $\alpha = 0,3$ w pozostałych przypadkach,

z – ramię sił wewnętrznych obliczane z zależności:

$$z = \min \left\{ \begin{array}{l} d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{f_d t d} \right) \\ 0,95d. \end{array} \right. \quad (3.53)$$

Natomiast kiedy uwzględnia się wpływ siły osiowej ($\sigma_d > 0,3f_d$) występują dwa przypadki umownie nazwane jako A (duży mimośród) i B (mały mimośród) – rys. 3.70d.



Rys. 3.70. Konfiguracja ściany skrępowanej zaproponowana w pracy [75]: a) geometria ściany, b) stan naprężeń i odkształceń w przekroju zginanym przy $\sigma_d \leq 0,3f_d$, c) stan naprężeń i odkształceń w wypadku A (dużego mimośrodu) przy $\sigma_d > 0,3f_d$, d) stan naprężeń i odkształceń w wypadku B (małego mimośrodu) przy $\sigma_d > 0,3f_d$

Warunek stanu granicznego nośności na zginanie w przypadku A przedstawia się następująco:

$$M_{Rd} = f_d t x_u \left(d - \frac{x_u}{2} \right), \quad (3.54)$$

gdzie:

x_u – graniczna wysokość strefy ściskanej przekroju, równa:

$$x_u = 0,8 \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s}, \quad (3.55)$$

ε_{mu} – graniczne odkształcenie muru $\varepsilon_{mu} = -0,0035$ w wypadku elementów grupy 1. i $\varepsilon_{mu} = -0,002$ w pozostałych przypadkach,

ε_s – graniczne odkształcenie stali zbrojeniowej $\varepsilon_s = 0,002$.

W wypadku B ściskania na małym mimośrodku wypadkowa siła osiowa znajduje się blisko rdzenia przekroju, co powoduje, że cały przekrój jest ściskany – rys. 3.70e.

W tym wypadku sprawdzenie warunków ULS polega na wykazaniu, że odkształcenia w zbrojeniu nie przekraczają wartości granicznych, a wypadkowa siła w ściskanej części muru nie przekracza wartości dopuszczalnej. Metodę należy uznać za dość duże uproszczenie zagadnienia ściany skrzepowanej. Po pierwsze nie wyodrębnia się żelbetowych elementów krępujących (cały przekrój traktowany jest jako jednorodny mur), a po drugie, w żelbetowych rdzeniach pomija się wpływ zbrojenia poprzecznego. Takie podejście może powodować, że obliczone nośności mogą być znacznie mniejsze od wyników badań, a w konsekwencji można w nieuzasadniony sposób zwiększyć przekrój krępujących rdzeni lub zbrojenia.

3.2. Ustalenia normowe

3.2.1. Ściany wypełniające poddane ścinaniu

3.2.1.1. *Eurokod 6-1 (PN-EN 1996-1-1:2010 i prPN-EN 1996-1-1:2017) oraz Eurokod 6-3 (PN-EN 1996-1-3:2010 i prPN-EN 1996-1-3:2017)*

Ze względu na funkcjonalność norma PN-EN 1996-1-1 [N-42] dzieli ściany na konstrukcyjne i niekonstrukcyjne. Zgodnie z punktem 1.5.10.1 normy, ściana konstrukcyjna to taka, która jest przeznaczona do przyjmowania obciążenia zewnętrznego oprócz ciężaru własnego. Natomiast ściana niekonstrukcyjna to taka ściana, której usunięcie nie wpływa na integralność konstrukcji budynku. W pozostałych normach z pakietu Eurokodu (PN-EN 1996-2 [N-47] i PN-EN 1996-3 [N-48]) pozostawiono definicję podstawie normy [N-42] [60].

W normie Eurokod 6 PN-EN 1996-1-2 [N-45], w przypadku projektowania konstrukcji murowych ze względu na oddziaływania pożarowe zdecydowano się na podział ścian na nośne i nienośne, a nie jak w innych częściach EC-6 na ściany konstrukcyjne i ściany niekonstrukcyjne.

Ściany wypełniające, które w konstrukcji budynku stanowią funkcję usztywnienia – współpracującego z sztywnym szkieletem zalicza się do ścian konstrukcyjnych. Przejmują oprócz ciężaru własnego także obciążenia poziome (wiatr, wstrząsy sejsmiczne i parasejsmiczne) i stanowią formę usztywniania, a ich usunięcie może wpłynąć na konstrukcję budynku (powstaną nadmierne przemieszczenia, które prowadzić będą do utraty stateczności głównych elementów konstrukcyjnych). Ściany wypełniające, które współpracują ze szkieletem konstrukcyjnym, i zarazem pełniące funkcję usztywnienia, są ścianami podlegającymi

ścinaniu, które opisano w pkt 6.2 i 6.7 EC-6 (ściany te oprócz sił ścinających przenoszą również obciążenia pionowe). Jednakże w przypadku ścian wypełniających usztywniających szkielet nie występują pionowe obciążenia ze stropów i ścian wyższych kondygnacji. Niestety norma [N-42] nie podaje żadnych informacji dotyczących metod analiz statycznych oraz wymiarowania takiego rodzaju konstrukcji.

W normie PN-EN 1996-1-1 [N-42] jak również w jej aktualizacji prEN 1996-3:2017 Eurocode 6 [N-53] nie podano żadnych szczegółowych wytycznych, które pozwalają na przeprowadzenie rozdziału obciążeń jak i sprawdzenia warunków ULS ścian murowych wypełniających szkielet.

3.2.1.2. Polskie normy i przepisy poprzedzające Eurokod 6

W Polskiej literaturze słabo opisano zalecenia w zakresie analizy obliczeniowej jak również zaleceń projektowych ścian usztywniających. W wydanym w latach 40-tych XX w. Kalendarzu Przeglądu Budowlanego [76] przedstawiono następującą definicję ściany wypełniającej: *Ściany wypełniające (między elementami nośnymi) obciążają konstrukcję nośną budynku (...), przy ścianach wypełniających potrzebną jest izolacja termiczna słupów i podciągów konstrukcji nośnej stalowej lub żelbetowej.* W latach powojennych w 1952 r., w podręczniku Pogorzelskiego [90] pierwszy raz odnotowano, że ściany wypełniające przejmują oprócz ciężaru własnego również obciążenia działające od wiatru. Pod koniec lat 50. ubiegłego wieku w książce „Murarz Tynkarz” Urbana [111], wskazano wytyczne do wykonywania ścian wypełniających z zastosowaniem lekkich i wytrzymałych materiałów, takich jak: pustaki żużłobetonowe, cegła dziurawka oraz bloczki z betonu lekkiego. Dekadę później w „Budownictwie ogólnym” Wacława Żenczykowskiego [119] wprowadzono termin „mury wypełniające w budynkach szkieletowych”.

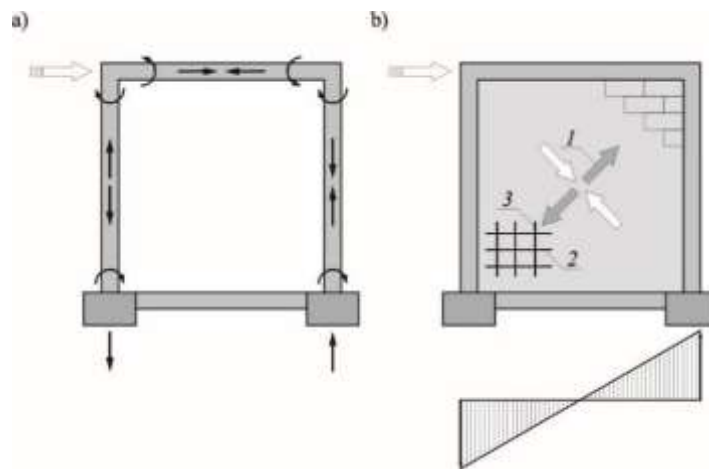
W późniejszych latach krajowe przepisy obowiązujące do chwili pojawienia się Eurokodów nie wskazano definicji elementów jak również rodzajów konstrukcji przyjmując, że jest to element wiedzy technicznej który został dobrze opisanej w literaturze przedmiotu.

W polskiej normie PN-B-02003:1982 [N-24] ścianki działowe wskazano jako elementy o dowolnej lokalizacji na stropie, a więc nieistotne w układzie konstrukcyjnym budynku i stanowiące jedynie obciążenie ciężarem własnym stropu.

Zdawkowe wiadomości na temat ścian usztywniających dla budynków szkieletowych wskazano w instrukcji wydanej przez Instytut Techniki Budowlanej w 2003r ITB 391/2003 dotyczącej projektowania budynków podlegających wpływowi wstrząsów górniczych [N-16].

W opracowaniu przyjęto, że dzięki wykorzystaniu wykształconych ukośnych krzyżulców przejmujących część sił poziomych, wypełnienie konstrukcji będzie pełniło rolę w przekazywaniu i rozkładaniu sił, co zapewni efektywną współpracę słupów ramy w konstrukcji.

Dokładniejsze informacje przekazano w zakresie żelbetowych ścian wypełniających. Zastosowanie odpowiedniego zbrojenia konstrukcji, powodowało możliwość sprawnego eliminowania sił osiowych oraz momentów zginających w słupach konstrukcji, występujących w przypadku braku zastosowania usztywnienia – rys. 3.71a. Przy analizie przypadku pionowego obciążenia (podstawowy przypadek obciążenia ścian murowych) wskazano, na konieczność zastosowania rozwiązań powodujących przejście ukośnych sił rozciągających (rys. 3.71b) stosując zbrojenie pionowe i poziome w spoinach wspornych.



Rys. 3.71. Siły wewnętrzne w szkielecie bez wypełnienia i szkielecie usztywnionym ścianą wypełniającą stanowiącą zabezpieczenie przed wpływami wstrząsów górniczych [N-16]: a) szkielet bez wypełnienia, b) szkielet z wypełnieniem; 1 – kierunek sił rozciągających wypełnienie, 2 – zbrojenie spoin wspornych, 3 – zbrojenie pionowe [61]

3.2.1.3. Inne normy projektowania obowiązujące w Europie

Przed unifikacją norm europejskich krajowe normy nie podawały żadnych wytycznych dających możliwość rozdziału obciążeń jak również warunków ULS murów wypełniających konstrukcje szkieletową.

3.2.1.4. Normy i przepisy obowiązujące poza Europą

- norma kanadyjska CSA S304.1-04

W przypadku kanadyjskiej normy CSA S304.1-04 [N-7] do obliczeń ścian usztywniających zostało zaproponowane zastąpienie muru wypełniającego ściskany krzyżulcem. Zakła-

dając trójkątny rozkład naprężeń w połączeniu muru i ramy szerokość krzyżulca zalecono obliczać tak jak w pracach [43, 16, 101] z następującego wzoru:

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{a_h^2 + a_v^2}, \quad (3.56)$$

gdzie:

$$a_v = 2,2^4 \sqrt{\frac{E_{col} J_{col} h_n}{E_m t \sin 2\theta}}. \quad (3.57)$$

Długość odcinka kontaktu muru wzdłuż rygla, w sytuacji, gdzie nie występuje dylatacja pomiędzy rygłem a górną krawędzią ściany wypełniającej przedstawia następujący wzór:

$$a_n = 4,4^4 \sqrt{\frac{E_{bel} J_{bel} l_n}{E_m t \sin 2\theta}}. \quad (3.58)$$

W przypadku, gdy pomiędzy rygłem oraz górną krawędzią ściany występuje dylatacja, długość odcinka kontaktu muru z rygłem a_h określa wzór:

$$a_h = 2,2^4 \sqrt{\frac{E_{bel} J_{bel} l_n}{E_m t \sin 2\theta}}. \quad (3.59)$$

Analizowana norma nie podała jednoznacznych zaleceń, precyzujących w jaki sposób kształtować ustrój usztywniający wielokondygnacyjnych ram. Norma nie doprecyzowała również aspektów dotyczących ścian wypełniających z otworami okiennymi i drzwiowymi. W zaleceniach podano jedynie, aby posługiwać się wiarygodnymi modelami analitycznymi oraz modelami MES.

Zgodnie z normą kanadyjską nośność ścian wypełniających weryfikuje się przy uwzględnieniu nośności murowego krzyżulca o szerokości a i grubości t . Niezależnie należy dokonać sprawdzenia konstrukcji murowej z uwagi na ścinanie poziome zgodnie z ogólnymi wymaganiami i metodyką.

- normy amerykańskie ASCE/SEI 41-06, ASCE/SEI 41-13, FEMA 306 i FEMA 274

Norma amerykańska ASCE/SEI 41-13 [N-3] podaje propozycję obliczania niezbrojonej ściany wypełniającej szkielet początkowej oraz sztywność początkową (w fazie sprężystej z założeniem występowania pełnego zespolenia wypełniania z konstrukcją ramową). Obliczenia sztywności przeprowadza się przy założeniu przekroju dwuteowego w którym słupy stanowią półki przekroju odkształcające się giętnie a środnik jest ścianą murową odkształcającą się postaciowo. Początkową sztywność ramy z murowym wypełnieniem oblicza się z zależności:

$$K_{ini}^{solid} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{shl}}}, \quad (3.60)$$

gdzie:

K_{fl} – sztywność giętna żelbetowych słupów ramy,

$$K_{fl} = \frac{3E_c J_{ce}}{h_{cb}^3}, \quad (3.61)$$

$$J_{ce} = 2 \left(\frac{bh^3}{12} + 2 \frac{E_s}{E_c} A_s \left(\frac{h}{2} - a_1 \right)^2 \right) \quad (3.62)$$

K_{shl} – sztywność postaciowa ściany murowanej,

$$K_{shl} = \frac{A_w G_m}{h_n}, \quad (3.63)$$

gdzie:

E_c – moduł sprężystości betonu,

J_{ce} – moment bezwładności dla sprowadzonych przekrojów słupów w ramie żelbetowej,

b, h – szerokość i wysokość poprzecznego przekroju słupa,

E_s – moduł sprężystości zbrojenia,

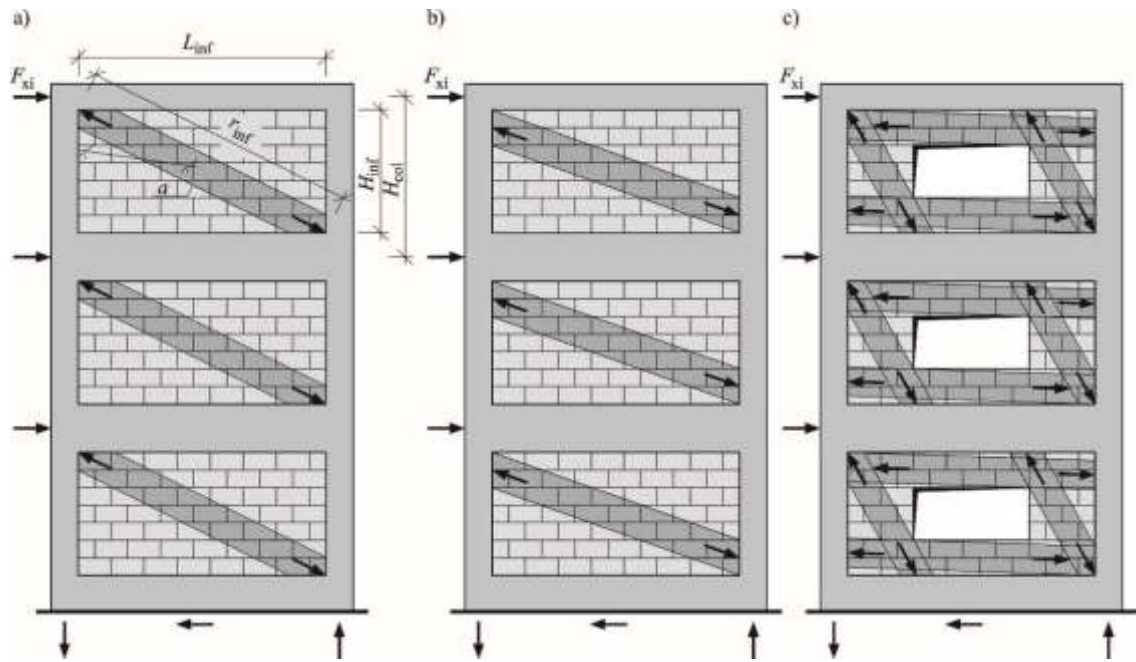
A_s – pole powierzchni zbrojenia słupów,

$h_{cb} = h_n$ – wysokość słupa równa wysokości murowego wypełnienia.

A_w – pole powierzchni poprzecznego przekroju murowego wypełnienia,

$G_m = 0,4E_m$ – moduł odkształcenia postaciowego muru.

Warunkiem koniecznym aplikacji zaproponowanego modelu jest zapewnienie kontaktu między pionowymi krawędziami słupów żelbetowych i pionowych krawędzi ściany. Dopuszcza się zastosowanie mechanicznych połączeń mechanicznych zapewniających przeniesienie oddziaływań ściany na szkielet żelbetowy. Sztywność ramy z wypełnieniem ulega znacznej zmianie w chwili odspojenia i nie może być rozpatrywana jako suma sztywności słupów oraz wypełnienia muru. Odspojenie muru występuje przy około 60% maksymalnego obciążenia i przy takim obciążeniu kształtuje się ściskany ukośny krzyżulce. Z uwagi na fakt, iż nie można jednoznacznie wykazać położenia krzyżulców możliwe jest stosowanie modeli centrycznych – rys. 3.72a, mimośrodowych – rys. 3.72b oraz kombinacyjnych które uwzględniają występujące w konstrukcji murowej otwory – rys. 3.72c. Z uwagi na niewielką liczbę prac teoretycznych oraz danych eksperymentalnych związanych z określeniem zarówno położenia jak i geometrii możliwych krzyżulców wymaga się, aby lokalizacja oraz szerokość i orientacja krzyżulców była określana wariantowo.



Rys. 3.72. Modele ramy z wypełnieniem murowym według normy ASCE/SEI 41-13 [N-3]:
a) model centryczny, b) model mimośrodkowy, c) model mieszany w wypełnieniu murowym z otworami [60]

W przypadku konstrukcji murowej z wypełnieniem z występującymi otworami sztywność określa się na podstawie sztywności ramy wypełnionej murem bez otworów zgodnie z następującą zależnością:

$$K_{ini}^{opening} = \left(1 - 2 \frac{A_{op}}{A_w} \right) K_{ini}^{solid}, \quad (3.64)$$

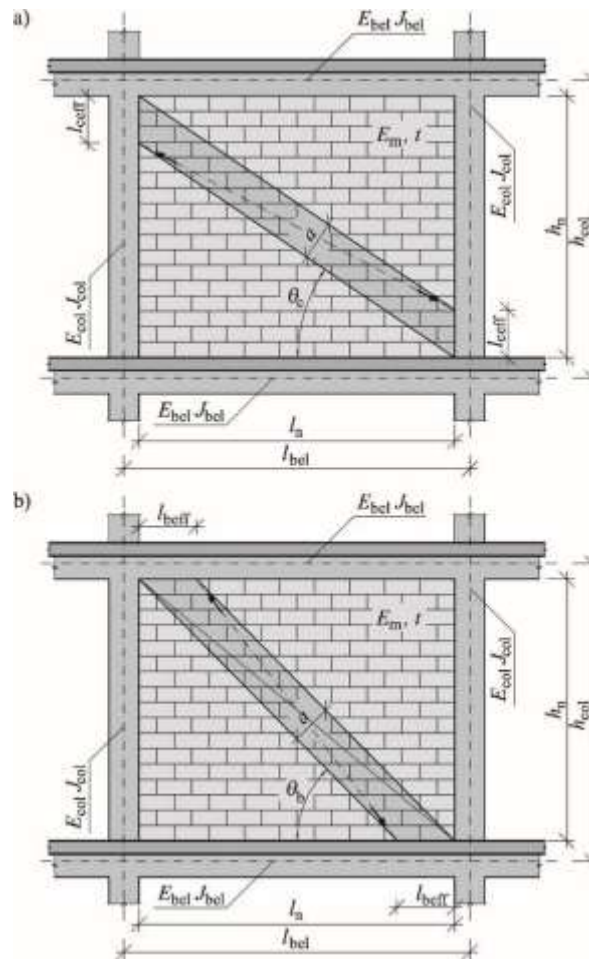
w której:

A_{op} – pole powierzchni otworów.

A_w – pole poprzecznego przekroju ściany brutto.

W amerykańskich normach ASCE/SEI 41-06 [N-2], ASCE/SEI 41-13 [N-3] poświęconych analizom i metodom metod konstrukcji murowych wypełniających szkielet zespolonych podatnie lub monolitycznie (ściany skrępowane) zaproponowano modele pokazane na rys. 3.73.

Do sprawdzenia warunków SLS oraz wyznaczenia sztywności dopuszczono przyjęcie ukośnego krzyżulca pokrywającego się z przekątną muru. W celu uwzględnienia powstających w ryglach i słupach mimośrodków wskazano dwa rozwiązania pokazane na rys. 3.73. Warunkiem uwzględnienia współpracy murowego wypełnienia jest początkowa wytrzymałość na ścinanie spełniająca warunek $\tau_0 \geq 0,34 \text{ N/mm}^2$.



Rys. 3.73. Modele ramy z wypełnieniem murowym według norm ASCE/SEI 41-06 [N-2], ASCE/SEI 41-13 [N-3], FEMA 306 [N-12] i FEMA 274 [N-11]: a) model do wyznaczania mimośrodków w ryglach (*beam-to-beam*), b) model do wyznaczania mimośrodków w słupach (*column-to-column*)

Normy FEMA 306 [N-12] i FEMA 274 [N-11] opisują ściany wypełniające które zostały połączone ze szkieletem w sposób monolityczny (analogicznie jak w ścianach skrępowanych) wskazano, aby szerokość murowego krzyżulca wyznaczać z zależności:

$$a = 0,175(\lambda_1 h_{col})^{-0,4} r_{inf}, \quad (3.65)$$

gdzie:

r_{inf} – długość krzyżulca (przekątnej murowego wypełnienia) wyznaczany z zależności:

$$r_{inf} = \sqrt{h_n^2 + l_n^2}, \quad (3.66)$$

λ_1 – względna sztywność obliczana jest z zależności:

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_m t_n \sin 2\theta}{4 E_{col} I_n}}, \quad (3.67)$$

θ_b, θ_c – pochylenie krzyżulców wg. rys. 3.73.

Zgodnie z powołanymi normami nośność ściskanego krzyżulca oblicza się z następujących warunków:

$$Q_{CE} = V_{slide}^i = (\tau_0 + \mu\sigma_y) l_n t_n, \quad (3.68)$$

$$\tau_0 = \frac{f'_{me90}}{20} \quad (3.69)$$

$$\sigma_y = \frac{N}{l_n t_n} = \frac{e l_n t_n E_m}{l_n t_n} = \left(\frac{\delta}{h_n} \right) E_m = \left(\frac{\theta \Delta}{h_n} \right) E_m = \theta^2 E_m, \quad (3.70)$$

δ – pionowe przemieszczenie naroża ramy w miejscu kontaktu z wypełnieniem,

Δ – poziome przemieszczenie naroża ramy w miejscu kontaktu z wypełnieniem,

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2} t_n \sigma_{cr}}{\frac{l_n}{h_n} + \frac{h_n}{l_n}}, \quad (3.71)$$

gdzie:

σ_{cr} – wytrzymałość muru na ukośne rozciąganie, którą przy braku stosowanych badań można obliczyć z zależności:

$$\sigma_{cr} = \delta_{cr} = \frac{f'_{me90}}{20}, \quad (3.72)$$

$$\sigma_{cr} \approx v_{me} = 20\sqrt{f'_{me}}, \quad (3.73)$$

Wytrzymałość muru na ukośne ściskanie jest równa:

$$V_c = a t_n f'_{m90} \cos \theta, \quad (3.74)$$

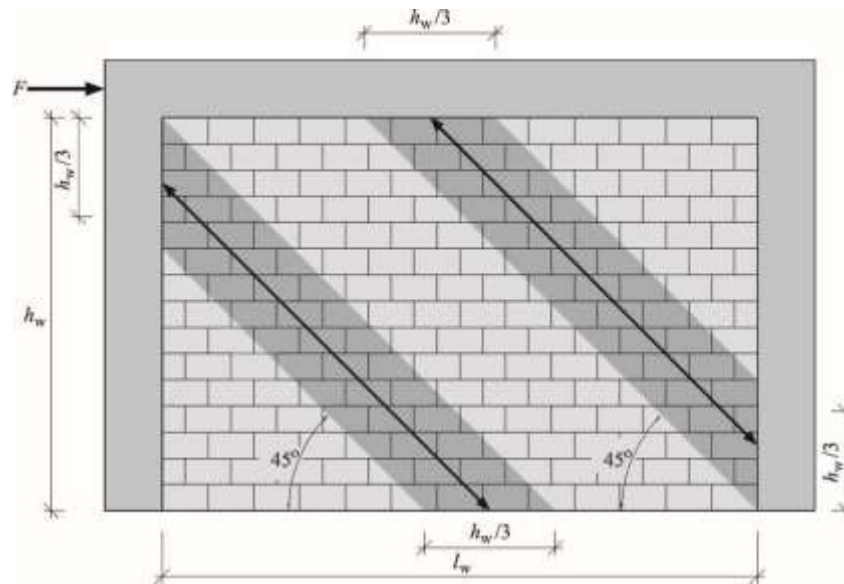
f'_{me90} – wytrzymałość na ściskanie w kierunku równoległym do płaszczyzny spoin wspornych,

f'_{me} – wytrzymałość na ściskanie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych,

f'_{m90} – zredukowana wytrzymałość na ściskanie w kierunku równoległym do płaszczyzny spoin wspornych równa $f'_{me} / 2$.

W przypadku normy ASCE/SEI 41-13 [N-4] przedstawiono nieco inną zależność, która pozwoliła na wyznaczanie nośności dla rozpatrywanego krzyżulca w nawiązaniu do rozwiązania zaproponowanego przez Stavridisa [102]. W tej metodzie wykorzystano model dwukrzyżulcowy zobrazowany – rys. 3.74. W tym modelu nośność na ściskanie wyznacza się z równania:

$$F_{mc} = f'_{me} \frac{h_n}{3} t_n, \quad (3.75)$$



Rys. 3.74. Dwukrzyżulcowy modele ramy z wypełnieniem murowym według Stavridisa [102, 61]

W przypadku gdy nie została przeprowadzona precyzyjniejsza analiza w zakresie nośności na ścinanie i zginanie żelbetowych elementów krępujących wymagane jest sprawdzenie nośności przy następujących założeniach:

Założenie 1 – składowa pozioma działającej siły z wypełnienia murowego przechodząca na słup powinna być przyłożona w odległości l_{ceff} od wewnętrznego naroża ramy obliczanej ze wzoru:

$$l_{\text{ceff}} = \frac{a}{\cos\theta_c}; \quad (3.76)$$

Założenie 2 – siła ścinająca działająca na słup w przypadku, gdy wytrzymałość na ścinanie muru nie przekroczy wartości $0,34 \text{ N/mm}^2$ powinna być wyznaczona w odległości l_{ceff} od wewnętrznego naroża ramy.

Analogicznie postępuje się w analizie rygli ramy żelbetowej wypełnionej przez mur. Do sprawdzenia nośności na zginanie oraz ścinanie rygli obliczenia prowadzi się przy następujących założeniach:

Założenie 1 – siła pionowa która działa na rygiel z wypełnienia murowego powinna być przyłożona w odległości l_{ceff} od wewnętrznego naroża ramy i obliczana jest ze wzoru:

$$l_{\text{beff}} = \frac{a}{\cos\theta_b}, \quad (3.77)$$

Założenie 2 – siła ścinająca która działa na rygiel w przypadku, gdy wytrzymałość na ścinanie dla muru nie przekroczy wartości $0,34 \text{ N/mm}^2$ powinna być wyznaczona w odległości l_{ceff} od wewnętrznego naroża ramy.

3.2.2. Ściany skrępowane poddane ścinaniu

3.2.2.1. Eurokod 6-1 (PN-EN 1996-1-1:2010 i prPN-EN 1996-1-1:2017) oraz Eurokod 6-3 (PN-EN 1996-1-3:2010 i prPN-EN 1996-1-3:2017)

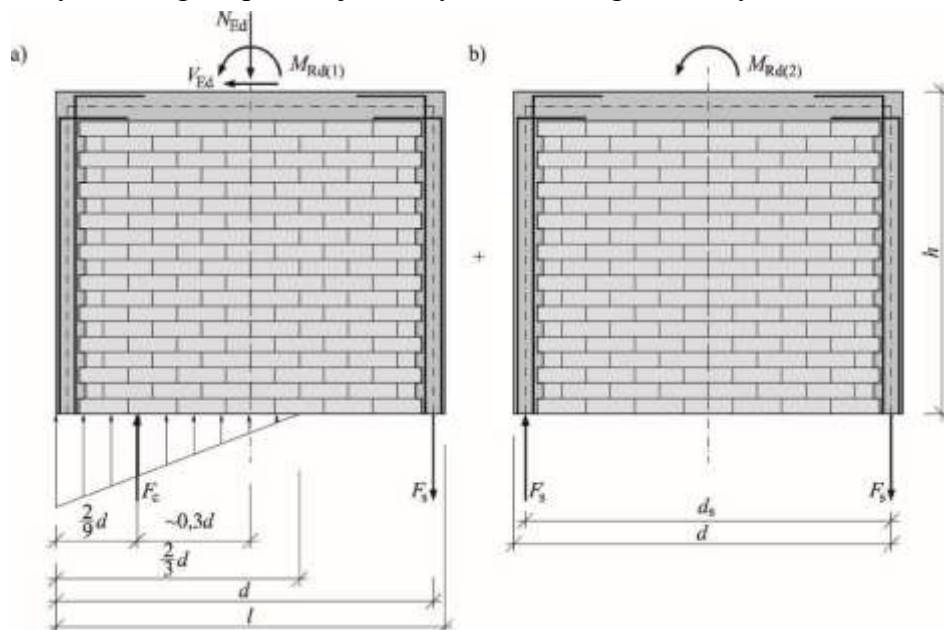
W aktualnie obowiązujących przepisach normowych PN-EN 1996-1-1:2010/AC 2009 [N-42] jak również w nowszej wersji normy prEN-1996-1-1:2017 [N-52] nie przedstawiono założeń, które odnosiłyby się do konstrukcji ścian skrępowanych. Europejska norma [N-52] przedstawiła jedynie w pkt 7.5.7 i 8.10 podstawowe wytyczne kontroli warunków ULS na ścinanie i ściskanie nie podając reguł oznaczenia sztywności jak również rozdziału obciążeń. Niemniej jednak rozdział 8.10.3 poświęcono sprawdzeniu nośności murów skrępowanych na zginanie i ścinanie [60,61].

Obliczeniową nośność na ścinanie ściany skrępowanej proponuje się obliczyć z sumy nośności zarówno murowanej ściany jak i żelbetowych elementów krępujących. W tym przypadku pomija się zbrojenie elementu krępującego. Nośność niezbrojonego muru na ścinanie przedstawia oblicza się ze wzoru:

$$V_{Rd} = f_{vd}td, \quad (3.78)$$

w którym:

- f_{vd} – obliczeniowa wytrzymałość muru na ścinanie, która obliczana jest przy uwzględnieniu średnich naprężeń ściskających w rozpatrywanym przekroju ściany,
- t – grubość rozpatrywanej ściany,
- d – efektywna długość przekroju ściany określona zgodnie z rys. 3.75.



Rys. 3.75. Rozkład naprężeń i sił wewnętrznych w ścianie skrępowanej poddanej ścinaniu według prEN-1996-1-1:2017 [N-52] a) rozkład naprężeń ściskających w murze, b) rozkład sił osiowych w rdzeniach

W projekcie normy prEN-1996-1-1:2017 [N-52] nie wskazano zależności, które mogły by posłużyć do obliczania nośności na ścinanie krępujących rdzeni. W tym aspekcie należy posługiwać się normą PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11 [N-41], która w pkt. 6.2.2. (*elementy nie wymagające zbrojenia na ścinanie*) podaje stosowną zależność:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.79)$$

gdzie:

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu N/mm²,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0,$$

d – wysokość użyteczna przekroju wyrażona w mm,

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02,$$

A_{sl} – pole przekroju dla zbrojenia rozciąganego, do odległości nie mniejszej niż $(l_{bd} + d)$ poza rozpatrywany przekrój,

b_w – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej przekroju (mm),

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd},$$

N_{Ed} – siła podłużna w przekroju,

A_c – pole przekroju betonu (mm²),

$$v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}},$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c,$$

$$k_1 = 0,15.$$

Oprócz nośności na ścinanie należy sprawdzić także nośność na zginanie. Należy wskazać, że obliczeniowy moment zginający w rozpatrywanym przekroju ściany M_{Ed} nie jest większy od obliczeniowej nośności na zginanie ściany M_{Rd} . Nośność weryfikuje się przy uwzględnieniu łącznego działania momentu zginającego i siły osiowej działającej na ścianę. W obliczeniach uwzględnia się moment zginający wynikający z uplastycznienia zbrojenia wbudowanego w rdzeniach oraz moment zginający który jest przejmowany przez strefę ścisną muru skrępowanego. Nośność na zginanie oblicza się według wzoru:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} d_s \sqrt{\frac{l}{h}} + 0,3 N_{Ed} d, \quad (3.80)$$

Gdzie oznaczono:

A_s – pole powierzchni zbrojenia podłużnego rdzeni,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego rdzeni,

- d_s – odległość między środkami ciężkości zbrojenia podłużnego rdzeni przedstawiona na rys. 3.75b,
- d – efektywna długość przekroju ściany przedstawiona na rys. 3.75,
- N_{Ed} – obliczeniowa wartość obciążenia pionowego ściany.

Z analizy zapisów norm PN-EN 1996-3:2010/AC 2009 [N-48] jak również jej europejskiej aktualizacji prEN 1996-3:2017 [N-53] wynika, że nie zawierają żadnych zaleceń i wytycznych dotyczących sprawdzania warunków ULS ścian skrępowanych oraz rozdziału obciążeń [60, 61].

3.2.2.2. Polskie normy i przepisy poprzedzające Eurokod 6

W roku 2003 Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie przedstawił instrukcje nr ITB 391/2003 [N-16] w której dość precyzyjnie opisano zakres stosowania i realizacji murów skrępowanych jak również wykonywania sprawdzających obliczeń.

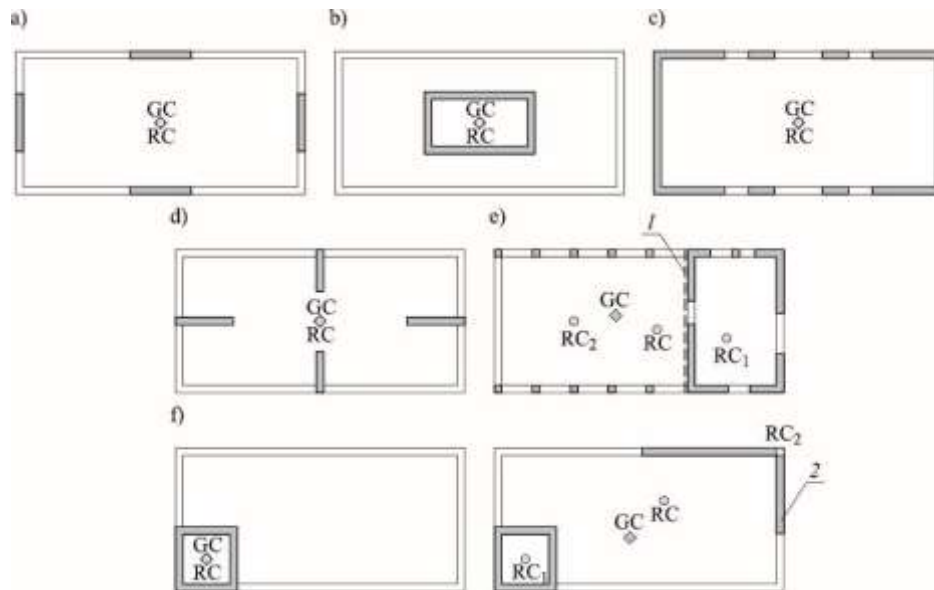
Podobnie jak we wcześniej przytoczonych normach nie podano wytycznych dotyczących rozdziału obciążeń na ściany usztywniające.

Należy jednak podkreślić, iż instrukcja przedstawiła istotne informacje z punktu widzenia kształtowaniu układu ścian usztywniających budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych (parasejsmicznych).

Instrukcja zaleca wyznaczyć moment skręcający budynku wzbudzony wstrząsami górnymi, stosując poniższe zasady:

- 1) należy obliczyć moment skręcający z uwzględnieniem rzeczywistej odległości środka skręcania RC jak również środka masy budynku GC,
- 2) na podstawie ocenianej odległości punktu RC i punktu GC wynoszącej $e_0=0,05L$ gdzie: L – długość budynku dla rozpatrywanego kierunku.

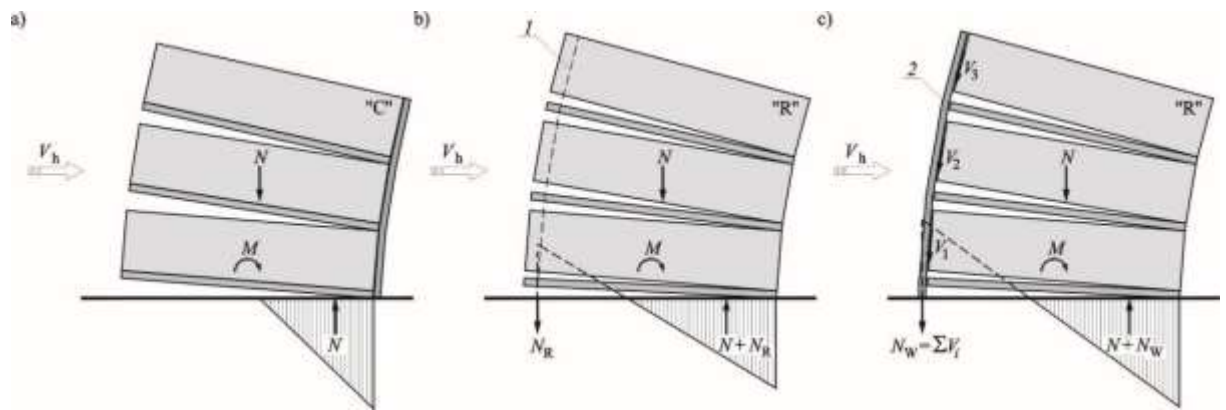
Efektywne zmniejszenie momentu skręcającego może być wprowadzone poprzez odpowiednie rozplanowanie ścian usztywniających występujących w konstrukcji ścianowej oraz konstrukcji usztywniających w rzucie kondygnacji, jak również przez odpowiednie zaprojektowanie ścian usztywniających co zobrazowano na rys. 3.76.



Rys. 3.76. Przykładowe sposoby rozplanowania ścian usztywniających według Instrukcji ITB nr 391/2003 [N-16] i [60] a) ściany położone w dużej odległości od środka skręcania, b) ściany rozplanowane w formę wewnętrznego trzonu, c) ściany rozplanowane wzdłuż obwodu, d), e) ściany rozplanowane w sposób redukujący sztywność skrętną; 1 – miejsce potencjalnej przerwy dylatacyjnej, 2 – dodatkowe ściany zwiększające sztywność na skręcanie; GC – środek masy budynku, RC – środek skręcania budynku

Budynki, w których ściany usztywniające zlokalizowano w znacznej odległości od środka skręcania skutecznie przejmują momenty skręcające. Niejednokrotnie wadliwe usytuowanie ścian pełniących rolę usztywniających doprowadza do zredukowania sztywności skrętnej budynku.

Niemniej jednak przepisy zawarte w instrukcji ITB 391/2003 [N-16] są jedynymi w Polsce, które w sposób spójny przedstawiają informację na temat konstruowania murów skrępowanych. Mury te określono jako pasma przystosowane do przenoszenia sił rozciągających oznaczonych „R”. W przypadku obiektów, które są narażone na oddziaływania dynamiczne w zakresie wstrząsów górniczych elementy ścienne wzmacniające przejmują wypadkowe z sił rozciągających N_R oraz N_w , które wynikają ze zginania ściany w płaszczyźnie. Ponadto wzmacniające elementy ścienne powinny współpracować w przenoszeniu poprzecznych sił wywołanych przez drganie podłoża – rys. 3.77.



Rys. 3.77. Ściany usztywniające z wprowadzonym różnym stopniem zabezpieczenia przed oddziaływaniami wstrząsów górniczych Instrukcja ITB nr 325/1993 [N-17], Instrukcja ITB nr 391/2003 [N-16], [20, 61]: a) ściany nie przystosowane do przeniesienia sił rozciągających, b) ściany przystosowane do przeniesienia sił rozciągających konstrukcją krępującą, c) ściany przystosowane do przeniesienia sił rozciągających przez połączenie ze ścianą nośną: 1 – zbrojony rdzeń muru skrępowanego, 2 – ściana nośna połączona ze ścianą usztywniającą

Wytyczne instrukcji ITB nr 391/2003 [N-16] wskazują, że odległość pomiędzy poszczególnymi rdzeniami krępującymi powinna być dobrana na podstawie obliczeń ściany zginanej z płaszczyzny. Dodatkowa lokalizacja rdzeni powinna być zrealizowana w miejscu połączenia ścian usztywniających z nośnymi.

3.2.2.3. Inne normy projektowania obowiązujące w Europie

Do chwili unifikacji norm europejskich, żadne krajowe przepisy nie podawały wytycznych dotyczących rozdziału obciążeń oraz sprawdzania warunków USL ścian skrępowanych [60, 61].

3.2.2.4. Normy i przepisy obowiązujące poza Europą

- normy amerykańskie FEMA 306 i FEMA 274

W większości norm opracowanych w krajach, gdzie oddziaływania sejsmiczne są szczególnie powszechnie zalecenia dotyczą głównie warunków ULS tak jak na przykład w normie MSJC:2010 [N-18]. W większości przepisów brakuje regulacji dotyczących sposobu wyznaczania sztywności i rozdziału obciążeń. Tylko w normach, które stosują model kratownicowy ST do wyznaczenia nośności możliwe jest określenie sztywności skrępowanych ścian.

W taki sposób problematykę ścian skrępowanych przedstawiono w normach FEMA 306 [N-12] oraz FEMA 274 [N-11] Normy te przedstawiają sposób analizy ścian, które wypełniają szkielet zgodnie z modelem przedstawionym na rys. 3.78.

Normy w swych założeniach dopuściły zastosowanie ukośnego krzyżulca wpisanego w przekątną muru, która służy sprawdzeniu warunków SLS jak również określeniu sztywności.

Normy wskazują również, że w celu uwzględnienia mimośrodków występujących w konstrukcji słupów i rygli dopuszczono dwa rozwiązania zobrazone na rysunku 3.79.

Normy wskazują również, iż obliczenia z wykorzystaniem wypełnienia mogą być zrealizowane pod warunkiem, iż wytrzymałość początkowa na ścinanie będzie większa $\tau_0 \geq 0,34$ N/mm². Do obliczenia szerokości krzyżulca stosuje się zależność:

$$a = 0,175(\lambda_1 h_{col})^{-0,4} d, \quad (3.81)$$

gdzie:

d – długość krzyżulca (przekątnej murowego wypełnienia) równa:

$$d = \sqrt{h_n^2 + l_n^2}. \quad (3.82)$$

W przypadku modelu *column-to-column* długość kontaktu krzyżulca z rygłem wyznacza się z zależności:

$$l_{beff} = \frac{a}{\cos\theta_b}. \quad (3.83)$$

Natomiast w modelu *beam-to-beam* długość kontaktu krzyżulca z rygłem wyznacza się z zależności:

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos\theta_c}, \quad (3.84)$$

Współczynnik (smukłość) λ_h – obliczany jest zgodnie z wzorem:

$$\lambda_1 = 4 \sqrt{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_{col} J_{col} h_m}}, \quad (3.85)$$

w którym:

θ_b, θ_c – pochylenie krzyżulców zgodnie z rys. 3.78.

Zgodnie z przytoczonymi normami nośność ściskanego krzyżulca określa się według zależności:

$$\begin{aligned} R_s &= \frac{(\tau_0 + \mu \sigma_y) t}{\cos\theta} - \text{ściananie,} \\ R_{dt} &= 2\sqrt{2} t h_n f'_t \cos\theta - \text{rozciąganie,} \\ R_{cc} &= a t f'_{m90} - \text{poziome ściskanie,} \end{aligned} \quad (3.86)$$

gdzie:

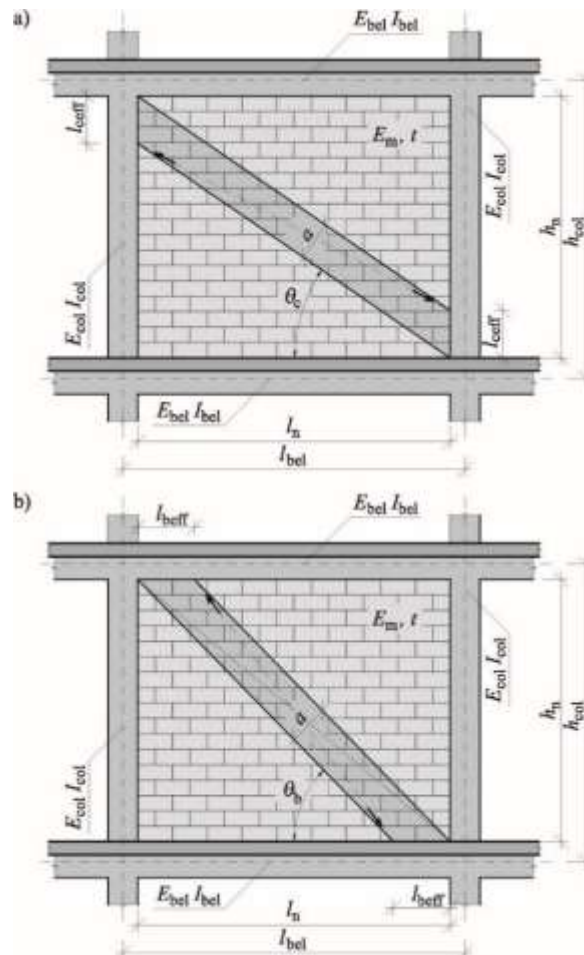
f'_t – wytrzymałość na rozciąganie dla muru,

f'_{m90} – wytrzymałość na ściskanie dla kierunku równoległego do płaszczyzny spoin wspornych.

τ_0 – początkowa wytrzymałość na ścinanie rozpatrywanego muru,

μ – współczynnik tarcia dla zaprawy w spoinie wspornej,

Reasumując, przedstawione amerykańskie normy mogą być stosowane zarówno do ścian z monolitycznym połączeniem (mury skrupowane) jak również ścian z wypełniających szkielet przy założeniu podatności połączenia [60, 61]. Według ich zapisów można wyznaczyć sztywność i dokonać adaptacji modelu ściskanego krzyżulca do innych norm projektowania.



Rys. 3.78. Schemat modelu ramy z wypełnieniem murowym według norm FEMA 306 [N-12] oraz FEMA 274 [N-11], [60]: a) model przedstawiający sposób wyznaczania mimośródów w ryglach (*beam-to-beam*), b) model przedstawiający sposób wyznaczania mimośródów w słupach (*column-to-column*)

- norma chilijska NCh2123:1997

W normach dotyczących projektowania na terenach sejsmicznych wskazano wiele warunkowań umożliwiających określenie wielkości sił rysujących jak również sił maksymalnych. W zdecydowanej większości pominięto wpływ żelbetowych elementów krępujących.

Takie przepisy zawarto między innymi w normie chilijskiej NCh2123:1997 [N-19] według, której siłę rysującą i siłę maksymalną opisują następujące wzory:

$$V_{cr} = \min(0,23v_m + 0,12\sigma_v; 0,35v_m)A_w \text{ – siła rysująca,} \quad (3.87)$$

$$V_{max} = \min(0,45v_m + 0,30\sigma_v; 1,5v_m)A_w \text{ – siła maksymalna,} \quad (3.88)$$

w których:

v_m – początkowa wytrzymałość na ścinanie (kohezja) muru,

$$v_m = 0,184\sqrt{f_m},$$

σ_v – naprężenia ściskające prostopadłe do spoin wspornych,

A_w – pole powierzchni poprzecznego przekroju ściany skrzepowanej.

- norma meksykańska NTC-M:2004

Zbieżne rozwiązanie wskazano w normie meksykańskiej NTC-M:2004 [N-21], gdzie jak w normie chilijskiej NCh2123:1997 [N-19] pominięto wpływ elementów żelbetowych. Maksymalną siłę oblicza się według zależności:

$$V_{max} = \min(0,5v_m + 0,30\sigma_v; v_m)A_w. \quad (3.89)$$

Według normy meksykańskiej [N-21] po sprawdzeniu warunków na ścinanie muru sprawdza się również nośność na zginanie z uproszczonymi warunkami równowagi. Norma założyła obliczanie nośności M_{Rd} przy przyjęciu dwóch różnych trójkątnych rozkładów naprężeń sił ściskających przy podstawie ściany zależnie od obciążenia osiowego N_{Ed} – rys. 3.79. Przedstawiona na rys. 3.79 nośność $M_{Rd(1)}$ pomija wpływ stalowego zbrojenia.

Nośność ściany skrzepowanej na zginanie w płaszczyźnie jest równa:

$$M_{Rd} = \begin{cases} M_0 + 0,3N_{Ed}d & \text{jeżeli } N_{Ed} \leq N_{Rd} / 3 \\ 1,5M_0 + 0,15N_{Rd}d \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) & \text{jeżeli } N_{Ed} > N_{Rd} / 3, \end{cases} \quad (3.90)$$

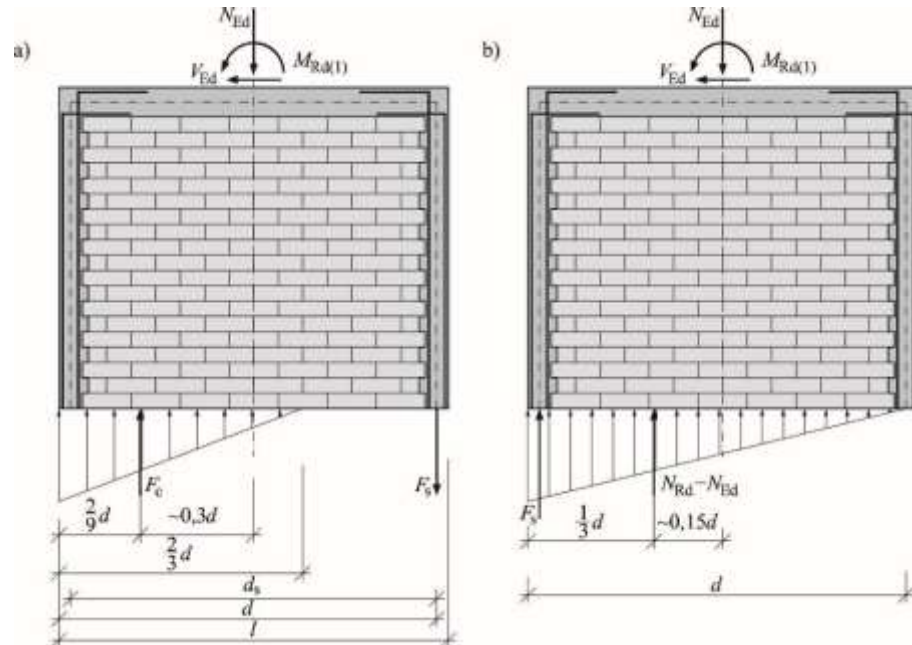
gdzie:

d – wysokość użyteczna poprzecznego przekroju ściany skrzepowanej,

M_0 – moment zginający przejmowany przez zbrojenie żelbetowych rdzeni wyznaczany z zależności:

$$M_0 = A_s f_{yd} d_s. \quad (3.91)$$

- A_s – pole powierzchni podłużnego zbrojenia żelbetowych rdzeni,
 f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności podłużnego zbrojenia żelbetowych rdzeni,
 d_s – odległość między środkami ciężkości zbrojenia żelbetowych rdzeni,



Rys. 3.79. Rozkłady naprężeń normalnych występujących u podstawy ściany zgodnie z meksykańską normą NTC-M:2004 [N-21], [61]: a) $N_{Ed} \leq N_{Rd}/3$, b) $N_{Ed} > N_{Rd}/3$

- norma peruwiańska E-070:1998

Podobne rozwiązanie zostało przedstawione w normie peruwiańskiej E-070:1998 [N-9]. Analogicznie jak w poprzednich normach maksymalne obciążenie wylicza się z pominięciem żelbetowych elementów krępujących, ale z uwzględnieniem geometrii realizowanej ściany. Maksymalną siłę wyznacza się z zależności:

$$V_{\max} = (0,5\alpha v_m + 0,30\sigma_v) A_w, \quad (3.92)$$

gdzie:

$$\alpha = \frac{H}{L}, \quad \frac{1}{3} \leq \alpha \leq 1,0.$$

- norma argentyńska INPRES-CIRSOC 103:1991

W argentyńskiej normie INPRES-CIRSOC 103:1991 [N-15] sprawdzenie warunków ULS polega na wykazaniu, że od średnich naprężeń ścinających występujących w ścianie nie zosta-

je przekroczona wytrzymałości na ścinanie muru skrępowanego. Nośność na ścinanie sprawdza się według wzoru:

$$\tau_k = 0,6\tau_{m0} + 0,3\sigma_d, \quad (3.93)$$

w którym:

- τ_{m0} - początkowa wytrzymałość na ścinanie (kohezja) muru,
- σ_d - naprężenia ściskające.

- zalecenia japońskie

Zgodnie z wytycznymi japońskimi z roku 1999 [N-56] do obliczania nośności ściany skrępowanej uwzględnia się nie tylko wpływ elementów żelbetowych, ale również przyjętą geometrię zastosowanego zbrojenia, oraz siłę klockującą (*dowel action*). Wytyczne maksymalną siłę zalecają obliczać z zależności:

$$V_{\max} = \left(K_u K_p \left(\frac{0,76}{\frac{h_0}{d} + 0,7} + 0,012 \right) \sqrt{f_m} + 0,20\sigma_v \right) t_w j \times 10^3, \quad (3.94)$$

gdzie:

K_u – współczynnik redukcyjny który jest równy 0,64 dla ścian z wypełnionymi betonem, w którym występują pionowe drażnienia oraz 1 dla pozostałych przypadków,

K_p – $1,16\rho_t^{0,3}$,

ρ_t – $A_{s,tc}/t_w d$,

$A_{s,tc}$ – pole powierzchni zbrojenia podłużnego betonowych rdzeni,

$h_0 = 2h'$ – wysokość użyteczna ściany,

$j = 7/8d$,

$d = L_w - w_{tc}/2$

L_w – długość ściany,

t_w – szerokość rdzenia żelbetowego.

3.3. Podsumowanie aktualnego stanu wiedzy

Podsumowując zebrany i przedstawiony materiał dotyczący zbrojonych, wypełniających i skrępowanych ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu, teoretycznych modeli i ustaleń normowych stwierdzić można, że:

- Mechanizm zniszczenia oraz odkształcalność muru skrępowanego poddanego poziomemu ścinaniu w głównej mierze zależy od wartości wstępnych naprężeń ściskających, a także kształtu ściany położenia i zbrojenia elementów krępujących, warunków jej podparcia i obciążenia.
- Badania murów skrępowanych wykonane przez innych autorów wskazują, że skrępowanie ma korzystny wpływ na wartość naprężeń rysujących i niszczących, a także na odkształcalność postaciową muru przed i po zarysowaniu. Korzyści wynikające z zastosowania skrępowania są znacznie większe niż w przypadku zastosowania zbrojenia.
- Zastosowane skrępowanie powoduje zmiany postaci zniszczenia muru ścinanego, przy czym obserwuje się podobieństwa do zniszczenia muru stanowiącego wypełnienie szkieletu.
- Niezbędne jest przeprowadzenie badań eksperymentalnych ścian skrępowanych poddanych poziomemu, doraźnemu ścinaniu, których dotychczas nie wykonywano w kraju, a liczba badań zagranicznych w tym zakresie jest znikomo mała:
 - w celu uzyskania zniszczenia ze względu na ścinanie badania należy przeprowadzić w warunkach eliminujących wpływy wspornikowego zginania ściany w płaszczyźnie.
 - zasadne wydaje się przeprowadzenie badań ścian skrępowanych bez otworów jak i z otworami z rozmieszczeniem elementów krępujących według aktualnych przepisów.
- Teoretyczny model zniszczenia ściany skrępowanej zostały opracowane przez analogię do modeli ściany wypełniającej szkielet i bazują na nośności ukośnego krzyżulca (model ST) lub modelu tarczowym podobnie jak w ścianach zbrojnych pionowo.
- Elementy krępujące umieszczone wzdłuż pionowych krawędzi otworów okiennych powinno skutecznie ograniczyć efekt koncentracji naprężeń w rozciąganych strefach otworów powodując wzrost rysoodporności i sztywności muru.
- Teoretyczny model zniszczenia ściany skrępowanej dotyczy w głównej mierze ściany wspornikowej, w której dopuszcza się swobodę obrotu jednej z poziomych krawędzi, ograniczając tym samym zakres stosowania do ścian kondygnacji nieobciążonych stropami.
- Normowe zależności służące do określania nośności muru skrępowanego stanowią superpozycję nośności muru niezbrojonego oraz nośności na ścinanie elementów krępujących, a nawet pomijają udział elementów krępujących. Normy nakazują sprawdzenie

nośności na zginanie w płaszczyźnie z uwzględnieniem obecności pionowego zbrojenia rdzeni.

- Możliwość stosowania kryteriów autorskich i empiryczno-teoretycznych opisujących nośność muru skrępowanego wymagają określania wielu parametrów mechanicznych i współczynników empirycznych, co w znacznym stopniu uniemożliwia możliwość ich praktycznego zastosowania.

Wynikające z analizy stanu wiedzy wnioski skłaniają do sformułowania następujących tez:

1. Stosowanie skrępowania korzystnie wpływa zarówno na rysoodporność, nośność, jak i odkształcalność ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu.
2. Czynnikiem determinującym stan naprężeń i odkształceń są wstępne naprężenia ścisające.
3. Skrępowanie powoduje zmiany morfologii zarysowań oraz mechanizmu zniszczenia w porównaniu z poziomo ścinanymi ścianami nieskrępowanymi.
4. Analiza numeryczna pozwala na dość dobre odwzorowanie zachowania się muru skrępowanego i wyjaśnienie wpływu skrępowania na stan naprężeń i odkształceń oraz morfologię zarysowań ściany poddanej poziomemu ścinaniu.

Analiza przytoczonych wyników badań wraz z modelami badawczymi jak również zapisami normowymi w zakresie ścinanych ścian skrępowanych, ścian zbrojonych oraz ścian wypełniających szkielety pozwala stwierdzić, że obecny stan wiedzy nie zapewnia dokładnego odwzorowania zachowania się ścian skrępowanych, a w szczególności ścian z otworami. Ustalenia obecnego stanu wiedzy nie pozwalają na precyzyjne określenie rysoodporności, nośności i odkształcalności murowych ścian skrępowanych.


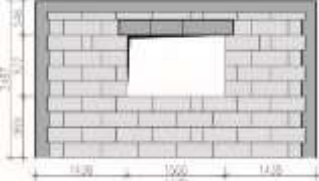
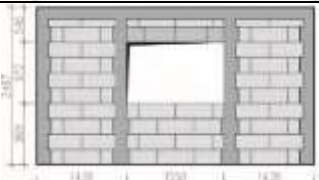
4. Badania własne ścian skrępowanych

W rozdziale przedstawiono własne badania ścian skrępowanych poddanych poziomemu ścinaniu. Kierując się wnioskami wynikającymi z analizy aktualnego stanu wiedzy opracowano program badań. Analizowano parametry decydujące o rysoodporności i nośności ścian skrępowanych.

4.1. Program badań

W tabelicy 4.1. przedstawiono program badań doświadczalnych skrępowanych żelbetem ścian z ABK ścinanych monotonicznie. Zbadano 18 modeli ścian o długości 4,0 m i wysokości ~2,5 m z otworem i bez otworu. Wykonano 6 modeli skrępowanych bez otworów, 6 modeli ze skrępowaniem oznaczonym, jako typ C1 oraz 6 modeli ze skrępowaniem typu C2. Skrępowanie wykonano według zaleceń normy EC-6 [N-42]. Modele badano przy trzech różnych wartościach wstępnych naprężeń ściskających wynoszących 0,1, 0,75 i 1,0 N/mm².

Tablica 4.1. Program badań skrępowanych żelbetem ścian z ABK ścinanych monotonicznie

Nr serii	Geometria modelu	Nazwa serii (rodzaj skrępowania)	σ_c [N/mm ²]	Liczebność elementów badawczych	
				przy σ_c	suma
1		HOS-C-AAC <u>elementy referencyjne</u>	0,10	2	2
			0,75	2	2
			1,0	2	2
2		HAS-C1-AAC	0,10	2	2
			0,75	2	2
			1,0	2	2
3		HAS-C2-AAC	0,10	2	2
			0,75	2	2
			1,0	2	2
Razem:					18

Zgodnie z tablicą 4.1. badania podzielono na 3 serie zróżnicowane pod względem obecności otworów i skrępowania. Serię referencyjną oznaczoną HOS-C-AAC stanowiły ściany bez otworów z rdzeniami żelbetowymi na krawędziach ściany domkniętych poziomymi ryglami

w dolnej i górnej części ściany. Pozostałe dwie serie HAS-C1-AAC oraz HAS-C2-AAC wykonano z otworem okiennym zlokalizowanym symetrycznie w środku o wymiarach poziomym 1,55m i o wysokości 0,97m co stanowiło powierzchnię $A = 1,5\text{m}^2$. W serii HAS-C1-AAC układ skrzepowania był analogiczny jak w serii ścian referencyjnych, natomiast w serii HAS-C2-AAC oprócz obwodowego skrzepowania dodano rdzenie biegnące wzdłuż pionowych krawędzi otworów okiennych.

Oprócz badań ścian wykonano komplet badań materiałowych obejmujących:

- badania elementów murowych,
- badania zaprawy,
- badania betonu nadproży,
- badania betonu elementów krępujących.

Opis procedur badawczych oraz wyniki badań zamieszczono w Załączniku nr 1.

4.2. Modele badawcze

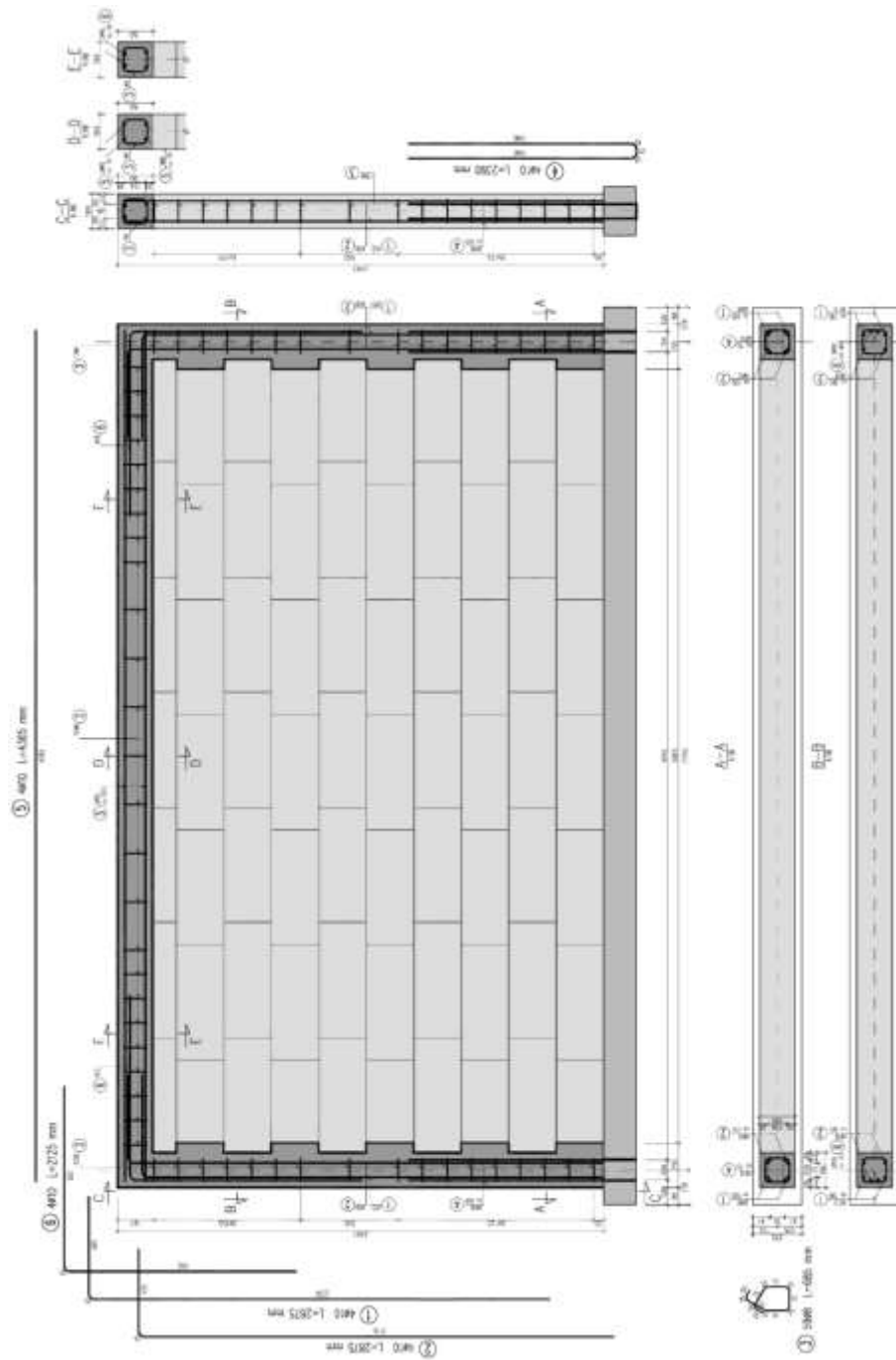
Modele badawcze referencyjne bez otworów miały długość równą $l = 4,425$ m, wysokość równą $h = 2,487$ m ($h/l = 0,56$) oraz grubość wynoszącą $t = 0,18$ m.

W ramach serii HOS zrealizowano 6 elementów oznaczonych jako HOS-C-AAC przy różnych początkowych naprężeniach ściskających wynoszących odpowiednio $\sigma_c = 0,1; 0,75$ i $1,0$ N/mm².

W modelach skrzepowanych serii HOS-C-AAC żelbetowe skrzepowanie wykonano w postaci dwóch pionowych rdzeni biegnących wzdłuż krawędzi ściany oraz górnego i dolnego rygla. Połączenie żelbetowych rygli wykonano w postaci strzępi zazębiających się o minimalnym zakładzie wynoszącym 50 mm. Ze względu na wykształtowane strzępia szerokość poprzecznego przekroju rdzeni zmieniała się od 180 mm do 230 mm ($A = 0,041 - 0,032$ m²), natomiast grubość była identyczna i wynosiła 180 mm.

Zbrojenie pionowych rdzeni składało się z prętów średnicy 10 mm (pręty nr 1 i nr 2 na rys. 4.1) wykonanych ze stali B500SP umieszczonych w każdym narożu przekroju uzyskując w miejscu minimalnej szerokości sumaryczny stopień zbrojenia wynoszący $\rho = 1,29\% > \rho_{\min} = 0,8\%$. Jako poprzeczne zbrojenie w rdzeniach zastosowano strzemiona (pręt nr 3 na rys. 4.1) wykonane z prętów średnicy 8 mm ze stali B500SP rozmieszczone co 250 mm w środkowym odcinku rdzenia i co 125 mm na odcinkach wykonanych zakładów zbrojenia (odcinek dolny i górny). Otulenie betonem strzemion wynosiło $c_{\text{nom}} = 25$ mm. Spełniono tym samym wymagania konstrukcyjne normy PN-EN 1996-1-1 [N-42]. W celu połączenia rdzeni z dol-

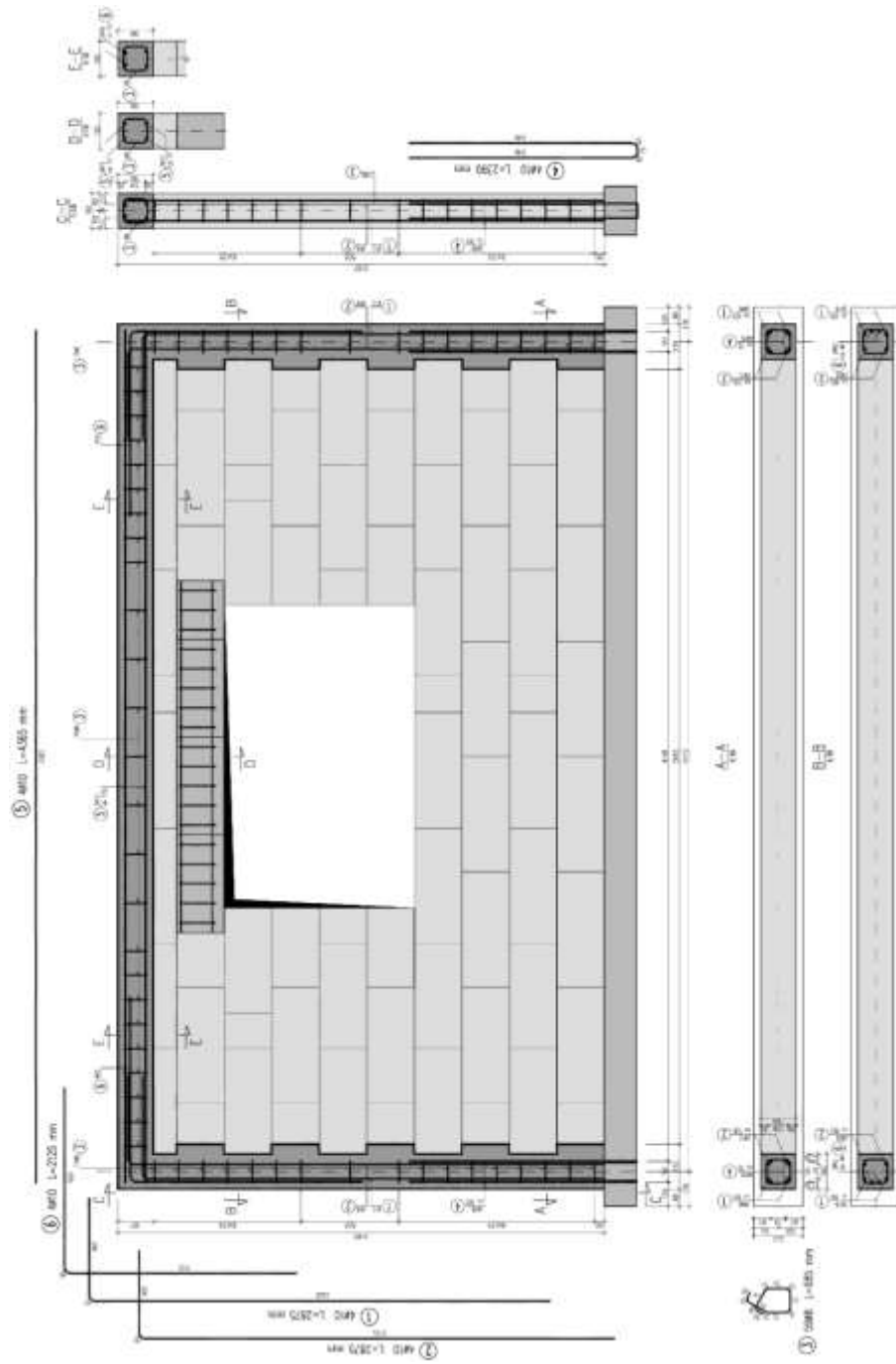
nym prefabrykowanym rygłem zastosowano pręty „startery” nr 4 ($\varnothing 10$) na rys. 4.1, połączone na zakład z prętami nr 1 i nr 2 na odcinku 1000 mm. Dolny rygiel wykonany został jako prefabrykowany element o poprzecznym przekroju $b \times h = 250 \times 165$ mm i reprezentował rzeczywisty wieniec lub strop. Dolny rygiel służył również jako element, na którym wznoszono modele i transportowano je do stanowiska badawczego w związku z tym zastosowano zbrojenie na zginanie w postaci 3 prętów średnicy 16 mm przy każdej krawędzi połączonych strzemiionami średnicy 10 mm co 150 mm. Rygiel górny wykonano jako monolityczny o szerokości 180 mm i wysokości 180 mm zbrojony prętami średnicy 10 mm ze stali B500SP w każdym narożu (pręty nr 5 na rys. 4.1) uzyskując stopień zbrojenia wynoszący $\rho = 1,29\% > \rho_{\min} = 0,8\%$. Jako zbrojenie poprzeczne zastosowano strzemiona średnicy 8 mm wykonane ze stali B500SP (pręt nr 3 na rys. 4.1) rozmieszczone co 105 mm na odcinakach zakładów prętów podłużnych oraz 250 mm na pozostałym odcinku środkowym rygla. Do uciąglenia połączeń rdzeni z rygłem górnym w narożach zastosowano dodatkowe pręty średnicy 10 mm (nr 6 na rys. 4.1) wygięte pod kątem prostym umieszczone przy wypukłym i wklęsłym narożniku. Minimalny zasięg prętów w ryglu górnym wynosił 580 mm, natomiast w pionowym rdzeniu 1250 mm. Krępujące elementy żelbetowe wykonano z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej $f_{c,cube} = 25,1$ N/mm². Otulenie betonem strzemion wynosiło $c_{nom} = 25$ mm.



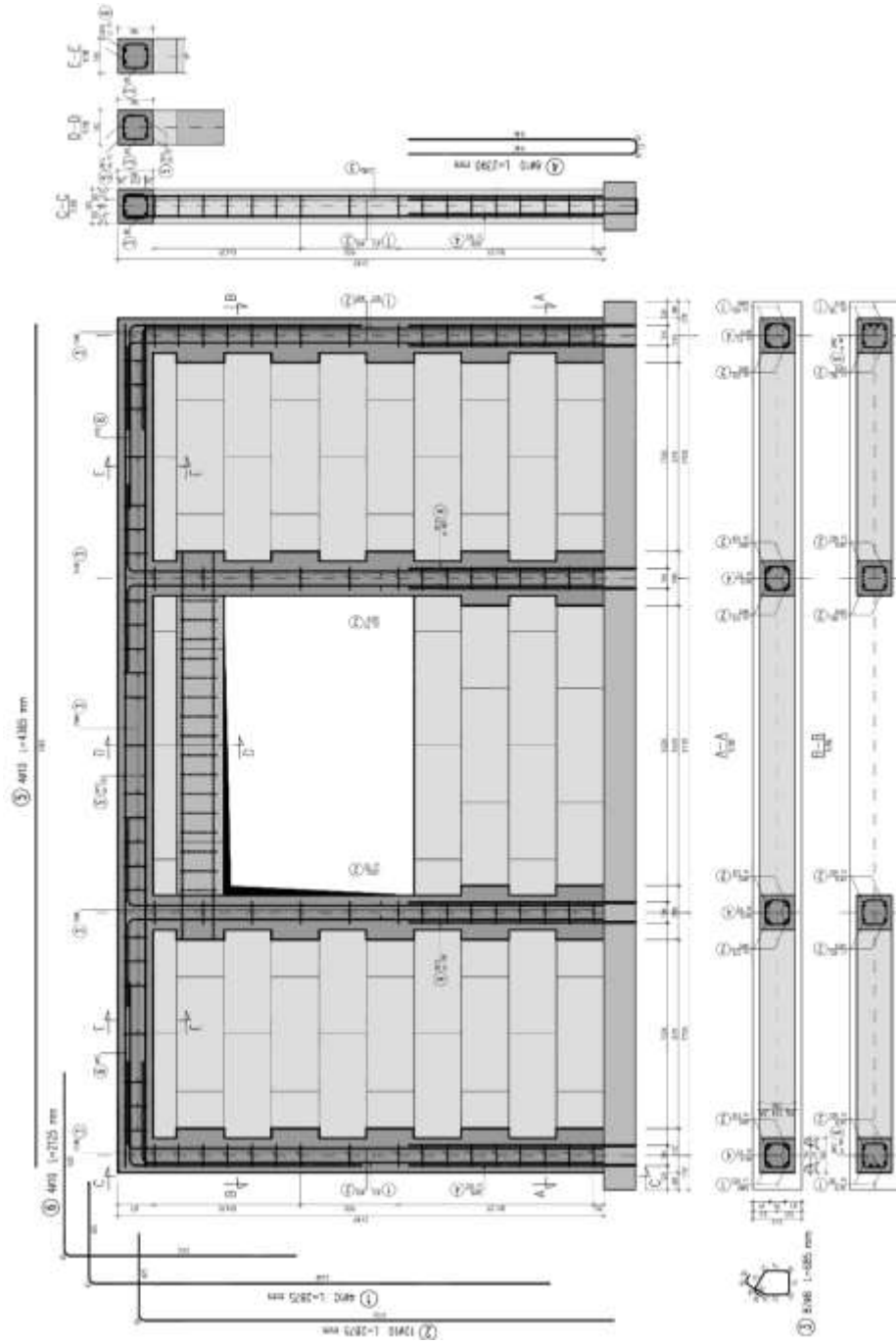
Rys.4.1.1. Elementy bez otworu serii HOS-C-AAC

W modelach serii HAS-C1-AAC wykształcono centralnie umiejscowiony, prostokątny otwór o wysokości 0,972 m i długości 1,55 m i polu powierzchni wynoszącym 1,50 m². Skrępowanie zlokalizowane było wzdłuż całego obwodu identycznie jak w modelach serii HOS-C-AAC. Zbrojenie pionowych rdzeni i rygli miało taką samą geometrię i kształt jak w ścianach serii HOS-C-AAC. Krępujące elementy żelbetowe wykonano z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej $f_{c,cube} = 25,2 \text{ N/mm}^2$. Nad otworem okiennym zostało zastosowane prefabrykowane, żelbetowe nadproże na kształtkach z AAC. Widok elementów badawczych z otworami serii HAS-C1-AAC pokazano na rys. 4.2.

W modelach serii HAS-C2-AAC wykonano centralnie usytuowany otwór o geometrii takiej samej jak w modelach serii C1. Skrępowanie zlokalizowano wzdłuż obwodu ściany oraz wzdłuż pionowych krawędzi otworu okiennego. Geometria i kształt zbrojenia zewnętrznych rdzeni było identyczne jak w modelach serii HOS-C-AAC i HAS-C1-AAC – por. rys. 4.1 i rys. 4.2. Krępujące elementy żelbetowe wykonano z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej $f_{c,cube} = 24,8 \text{ N/mm}^2$. Wewnętrzne rdzenie zlokalizowane przy krawędzi pionowej otworu zbrojono analogicznie czterema prętami średnicy 10 mm (pręt nr 2 na rys. 4.3) biegnącymi w każdym narożu przekroju. Pręty zostały zakotwione przy górnej krawędzi rygla na długości 600 mm. Strzemiona (pręt nr 3 na rys. 4.3) wykonano z prętów średnicy 8 mm ze stali B500SP rozmieszczonych co 250 mm w środkowej części rdzenia i w rozstawie co 125 mm na odcinku występującego zakładu. Do połączenia wewnętrznych rdzeni z ryglami również zastosowano „startery” nr 4 ($\varnothing 10$) na rys. 4.3, połączone na zakład z prętami nr 2 na odcinku 1000 mm. Dolny rygiel wykonano analogicznie jak w przypadku poprzednich serii o wymiarach $b \times h = 250 \times 165 \text{ mm}$. Rygiel górny wykonano jako monolityczny o szerokości 180 mm i wysokości 180 mm zbrojony prętami średnicy 10 mm ze stali B500SP w każdym narożu (pręty nr 5 na rys. 4.3) uzyskując stopień zbrojenia wynoszący $\rho = 1,29\% > \rho_{min} = 0,8\%$. jako zbrojenie poprzeczne zastosowano strzemiona średnicy 8 mm wykonane ze stali B500SP (pręt nr 3 na rys. 4.3) rozmieszczone co 105 mm na odcinkach zakładów prętów poprzecznych oraz 250 mm na pozostałym odcinku środkowym rygla. Do uciąglenia połączeń rdzeni z rygłem górnym w narożach zastosowano dodatkowe pręty średnicy 10 mm (nr 6 na rys. 4.3) wygięte pod kątem 90°, które umieszczono przy wypukłym i wklęsłym narożniku. Minimalny zasięg prętów w ryglu górnym wynosił 580 mm, natomiast w pionowym rdzeniu 1250 mm. Otulenie betonem strzemion wynosiło $c_{nom} = 25 \text{ mm}$.

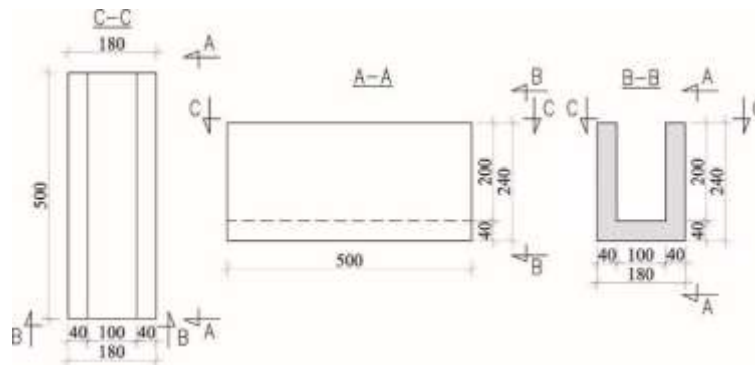


Rys.4.2. Elementy z otworami serii HAS-CI-AAC



Rys.4.3. Elementy z otworem serii HAS-C2-AAC

Nad otworami okiennymi dla modeli serii HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC zastosowano żelbetowe, częściowo prefabrykowane nadproża, które zostały przedstawione na Rys. 4.4, z wykorzystaniem systemowych kształtek typu „U” SOLBET, które wykorzystano jako tracony szalunek żelbetowego rdzenia. Kształtki wykonane z betonu komórkowego o długości 500 mm, szerokość 180 mm. Grubość dwóch ścianek środkowych oraz stopki dolnej wynosiła 40 mm.



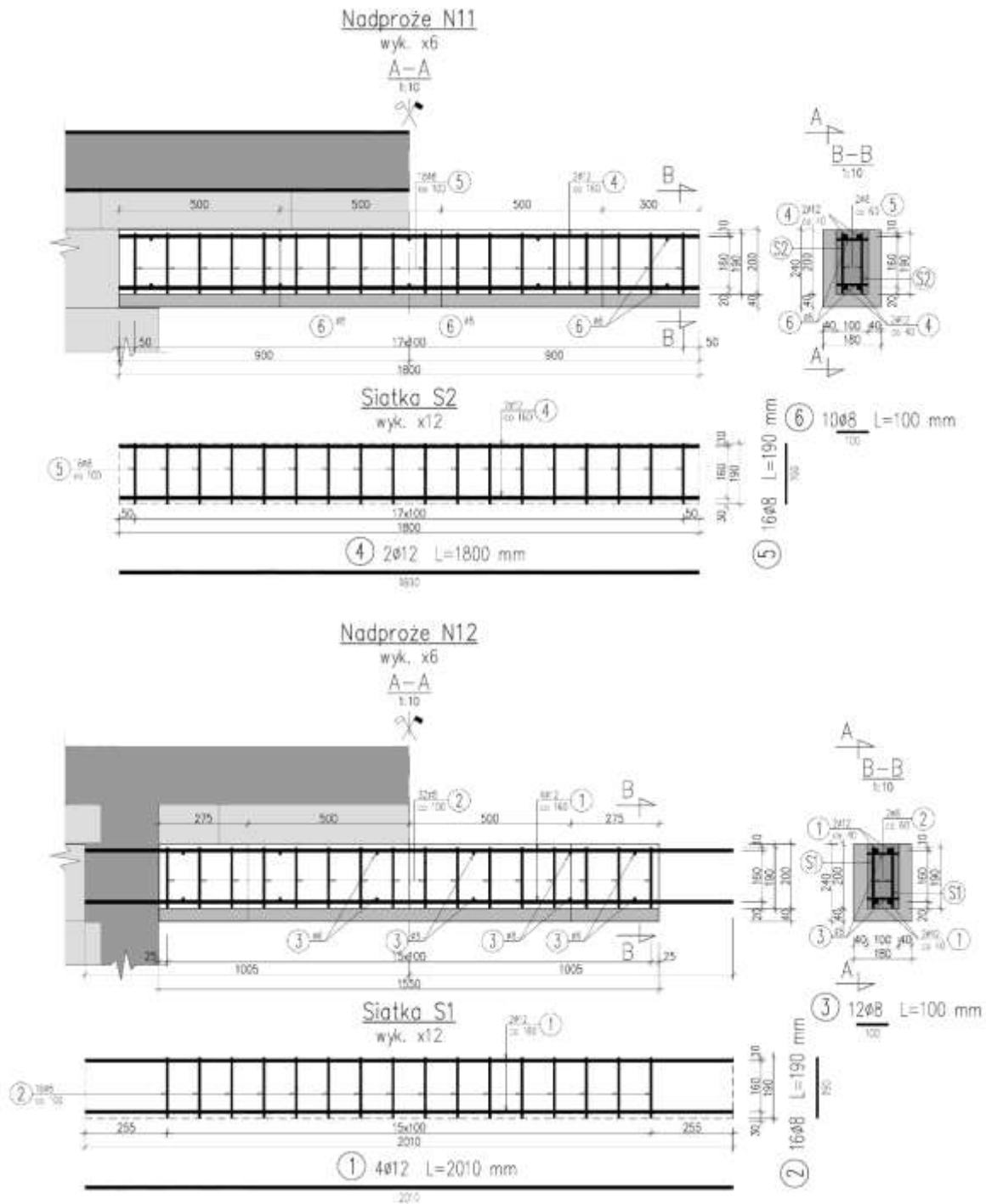
Rys. 4.4. Nadprożowe kształtki SOLBET

Po ustawieniu kształtek na miejscu docelowym, rdzeń został wypełniony betonem (wykonanym z suchej mieszanki składników dostępnej komercyjnie) o parametrach nominalnej klasy C20/25. Wykonane nadproża miały przekrój prostokątny o wymiarach równych $b \times h = 180 \times 240$ mm i zróżnicowaną w zależności od rodzaju otworu długość.

Żelbetowy rdzeń, w którym umieszczano zbrojenia miał szerokość równą $b = 100$ mm, a wysokość $h = 160$ mm. Nadproże N11, które użyto w dla modeli serii HAS-C1-AAC miało długość równą 1800 mm z całkowicie schowanym zbrojeniem podłużnym.

Betonowy rdzeń został zbrojony prefabrykowanymi siatkami stalowymi składającymi się z dwóch podłużnych prętów średnicy 12 mm ze stali B500SP. Jako poprzeczne zbrojenie na ścinanie w każdej siatce zastosowano pręty średnicy 8 mm w rozstawie 100 mm spawane prostopadle do podłużnych prętów siatek.

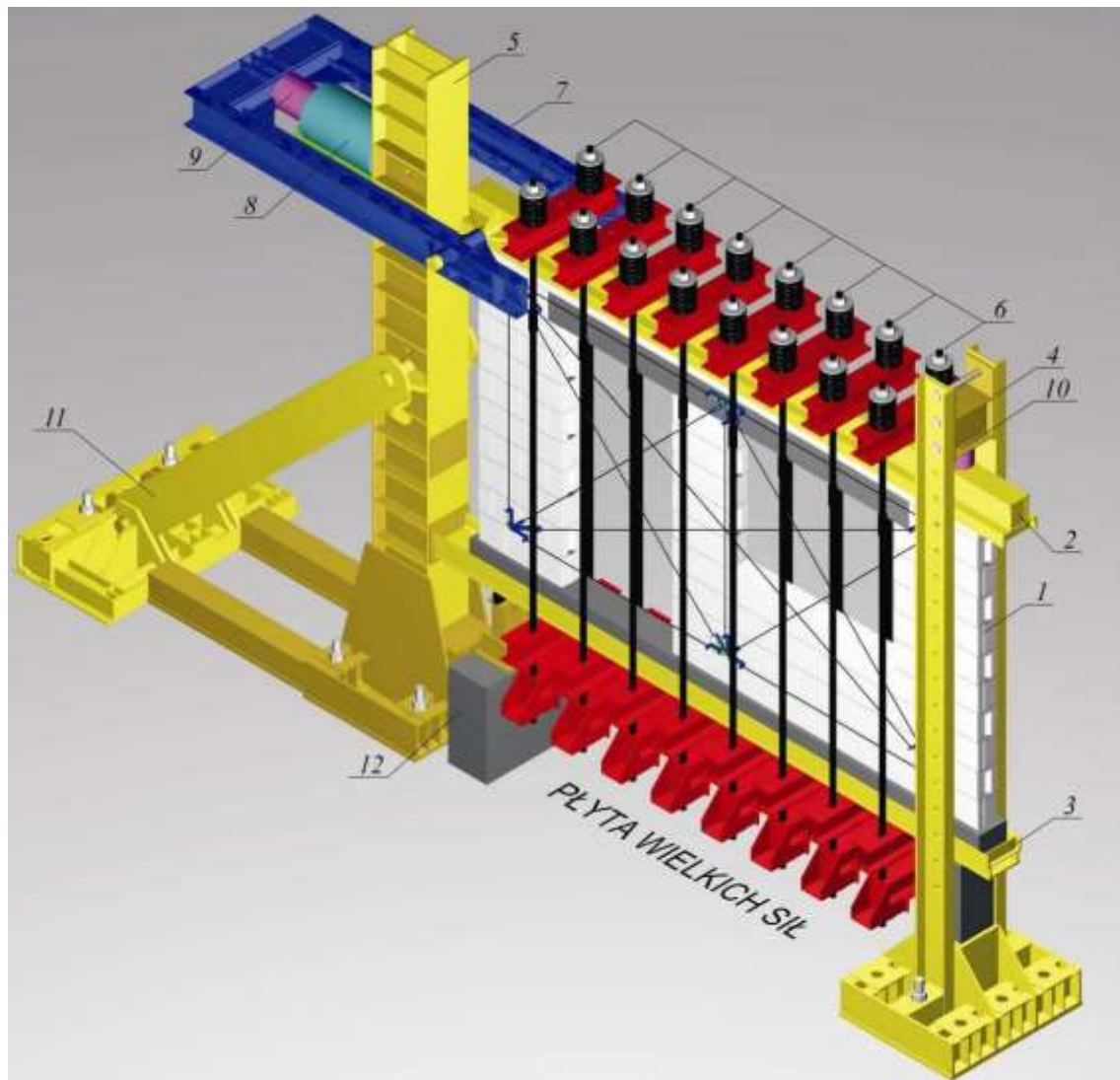
Dla nadproża N12 w serii HAS-C2-AAC o długość 1550 mm z wyprowadzonymi obustronnie na zewnątrz prętami podłużnego zbrojenia w celu zmonolityzowania z trzpieniami zlokalizowanymi przy otworze. Konstrukcja zbrojenia żelbetowego rdzenia była identyczna jak w nadprożach typu N11. Widok zrealizowanej konstrukcji zbrojenia nadproży pokazano na rys.4.5.



Rys.4.5. Zbrojenie prefabrykowanych żelbetowych nadproży wykorzystanych w badaniach elementów

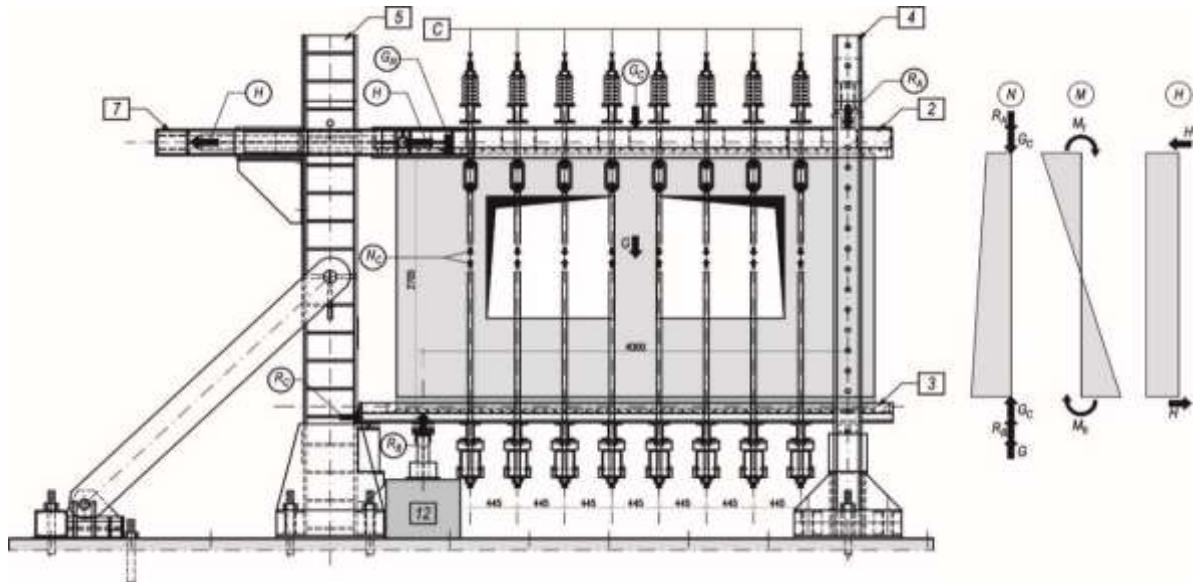
4.3. Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze pokazane na rys. 4.6 zostało skonstruowane do badań ścian z otworami w Laboratorium Budownictwa Politechniki Śląskiej przez Jasińskiego [51]. Stanowisko składało się z dwóch pionowych słupów 4 i 5 rygli poziomych 2,3,7 oraz zestawów cięgnowych 6. Do słupa 5 przymocowano siłownik hydrauliczny 8 służący do wymuszenia poziomego obciążenia w sposób umożliwiający pionową regulację położenia. W dolnej części słupa zamontowano poziomy rygiel 3 na którym spoczywał model. W celu usztywnienia konstrukcji wykonano stalowe zastrzały 11 mocowane do płyty wielkich sił i słupa 8. Na słupie zamontowano regulowaną poprzeczkę 10 jako pionową podporę siłownika siłomierza 9. W celu ograniczenia poziomego przesuwu rygla nr 3 zamontowano podporę w słupie nr 5 a do ograniczenia pionowego przesuwu podporę nr 12. Pomiędzy rygłem 7 a siłownikiem 8 zamontowano siłomierz 9, który dokonywał pomiarów poziomej siły ścinającej.



Rys. 4.6. Widok stanowiska badawczego [29]

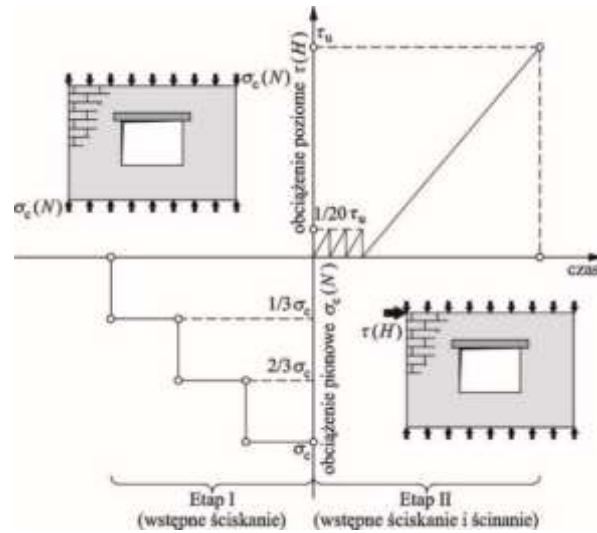
Model badany był w schemacie częściowo utwierdzonym – rys. 4.7 w którym krawędziowe momenty zginające wynikały z obecności pionowych podpór utrzymujących model w równowadze w wyniku działania poziomego obciążenia. Pomijając ciężar własny, wartość siły osiowej w ścianie nie zmieniała się na wysokości modelu.



Rys. 4.7. Widok boczny stanowiska oraz schemat obciążania elementów [29]

4.4. Technika badań

Badania wszystkich modeli, każdej z serii przebiegało identycznie – dwuetapowo. Na początku (etap I) obciążano model wstępnymi naprężeniami ściskającymi σ_c z wykorzystaniem pionowego układu ciągnowego, a następnie (etap II) do każdego modelu przykładano poprzez siłownik poziomą siłę H . Obciążenia obejmowały 3 cykle. Pierwsze dwa cykle zrealizowały około 5% (10 kN) zakładanego obciążenia niszczącego H_u . W dalszej części w trzecim cyklu niszczącym ściany obciążano skokowo, co 10kN w 2 minutowych odstępach czasowych rejestrując automatycznie wskazania z siłomierzy i indukcyjnych czujników przemieszczeń. Schemat obciążania sekwencyjnego modeli przedstawiono na rys. 4.8.

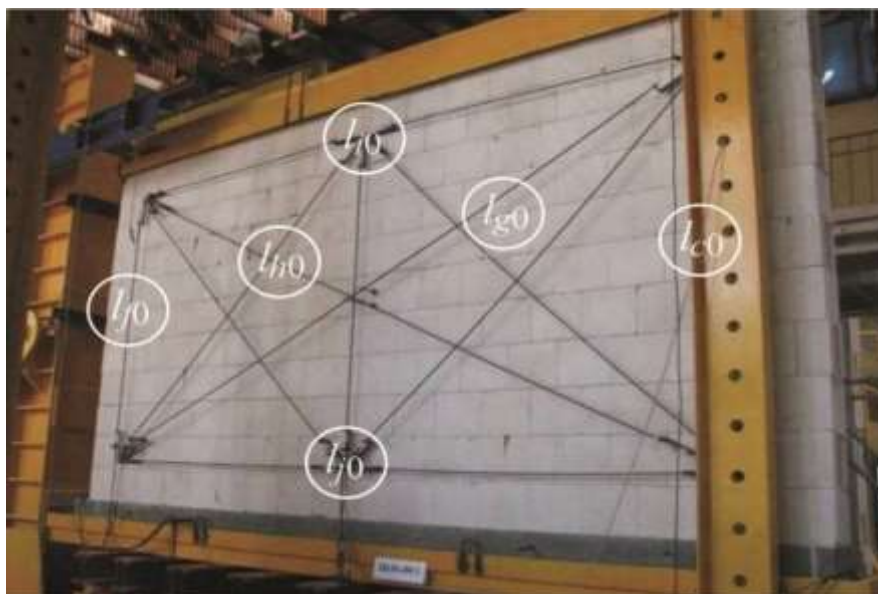


Rys. 4.8. Sekwencyjne etapy obciążania badanych ścian [29]

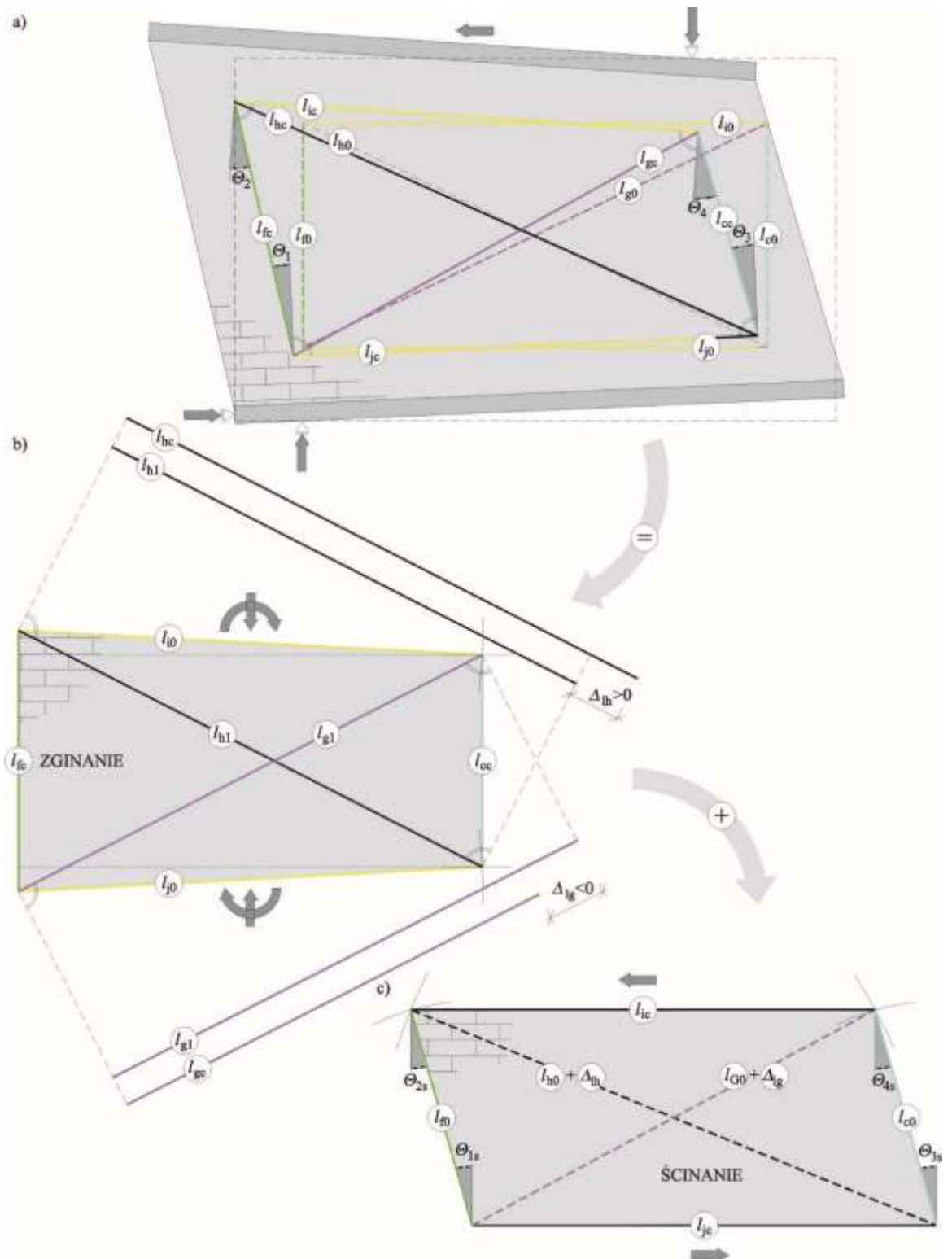
Badanie i pomiary kąta odkształcenia postaciowego realizowane były z zastosowaniem układu ramkowego o wymiarach baz $2 \times 1558 \text{ mm}$ i wysokości 1761 mm . Widok układu ramek badawczych przedstawiono na rys. 4.9.

Wzdłuż czterech boków oznaczonych (c, f, i, j) jak również dwóch przekątnych (g, h) ramki, dokonywano pomiaru przemieszczeń ($\Delta_c, \Delta_f, \Delta_i, \Delta_j, \Delta_g, \Delta_h$). Znajomość zmiany długości boków ($l_{cc}, l_{fc}, l_{ic}, l_{jc}$) oraz przekątnych (l_{gc}, l_{hc}) dla i -tego poziomu obciążenia posłużyła do określania cząstkowych kątów odkształcenia postaciowego Θ_j ($j = 1, 2, 3, 4$) wydzielonych „myślowo” ze zdeformowanego układu pomiarowego.

Do opisu zachowania się ściany ścinanej posłużono się **globalnym kątem odkształcenia postaciowego** (deformacji postaciowej w stanie zarysowanym) – rys. 4.10.



Rys. 4.9. Widok układu ramek pomiarowych kąta odkształcenia postaciowego wraz z oznaczeniami [29]



Rys. 4.10. Zasada określania kątów odkształcenia postaciowego a) globalny kąt odkształcenia postaciowego θ [29]; b) deformacje bazy pomiarowej wywołanej działaniem momentu zginającego, c) częściowy kąt odkształcenia postaciowego wywołany ścinaniem θ_s

Zmierzony w ten sposób kąt uwzględnia oprócz deformacji czysto postaciowych spowodowanych ścinaniem także kąty obrotu przekrojów spowodowane zginaniem ściany w płaszczyźnie. Wartości cząstkowe globalnego kąta odkształcenia postaciowego θ_j obliczono na

podstawie średnich zmian długości baz pomiarowych i twierdzenia cosinusów według wzoru [29]:

- trójkąt h_0, h_{hs}, l_{jc}

$$l_{hs}^2 = l_{f0}^2 + l_{jc}^2 - 2l_{f0}l_{jc} \cos\left(\frac{\pi}{2} + \Theta_{1s}\right) \rightarrow \Theta_{1s} = -\frac{\pi}{2} + \arccos\left(\frac{l_{f0}^2 + l_{jc}^2 - l_{hs}^2}{2l_{f0}l_{jc}}\right),$$

- trójkąt h_0, l_{ic}, l_{gs}

$$l_{gs}^2 = l_{f0}^2 + l_{ic}^2 - 2l_{f0}l_{ic} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \Theta_{2s}\right) \rightarrow \Theta_{2s} = \frac{\pi}{2} - \arccos\left(\frac{l_{f0}^2 + l_{ic}^2 - l_{gs}^2}{2l_{f0}l_{ic}}\right),$$

(4.1)

- trójkąt l_{jc}, l_{c0}, l_{gs}

$$l_{gs}^2 = l_{jc}^2 + l_{c0}^2 - 2l_{jc}l_{c0} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \Theta_{3s}\right) \rightarrow \Theta_{3s} = \frac{\pi}{2} - \arccos\left(\frac{l_{jc}^2 + l_{c0}^2 - l_{gs}^2}{2l_{jc}l_{c0}}\right),$$

- trójkąt l_{c0}, l_{ic}, h_{hs}

$$l_{hs}^2 = l_{ic}^2 + l_{c0}^2 - 2l_{ic}l_{c0} \cos\left(\frac{\pi}{2} + \Theta_{4s}\right) \rightarrow \Theta_{4s} = -\frac{\pi}{2} + \arccos\left(\frac{l_{ic}^2 + l_{c0}^2 - l_{hs}^2}{2l_{ic}l_{c0}}\right).$$

Średni kąt odkształcenia postaciowego / deformacji postaciowej [29] obliczano na podstawie znajomości cząstkowych kątów Θ_s przy i -tym poziomie obciążenia według wzoru:

$$\Theta_s = \frac{1}{n} \left(\sum_{j=1}^{n=4} |\Theta_{js}| \right). \quad (4.2)$$

Przy określaniu średniej wartości globalnego kąta odkształcenia postaciowego prowadzono analizę statystyczną sprawdzając czy wartości skrajne (maksymalne i minimalne) cząstkowych kątów globalnego kąta odkształcenia postaciowego należą do danej populacji generalnej. Przez populację rozumiano cztery określone przy i -tym poziomie obciążenia wartości kątów odkształcenia postaciowego Θ_{js} ($j = 1, 2, 3, 4$). Przyjęto krytyczną wartość statystyki kwestionowanej wartości skrajnej, przy czterech obserwacjach w próbie oraz poziomie istotności 0,05 wynoszącym $T_{4,0,05} = 1,46$. Wartości maksymalne i minimalne kątów odkształcenia postaciowego określono wg zależności

$$\Theta_{\max,i} = \Theta_{js} + T_{4,0,05} \bar{s}(x), \quad (4.3)$$

$$\Theta_{\min,i} = \Theta_{js} - T_{4,0,05} \bar{s}(x), \quad (4.4)$$

gdzie:

Θ_{js} – średnia wartość kąta odkształcenia postaciowego przy i -tym poziomie obciążenia,

$\bar{s}(x)$ – odchylenie standardowe, określone z (Θ_j) kątów odkształcenia postaciowego, przy i -tym poziomie obciążenia.

Iloraz obciążenia poziomego H_i oraz pola powierzchni poziomego muru A_h określał **naprężenia styczne** τ_i obliczane ze wzoru:

$$\tau_{v,i} = \frac{H_i}{A_h}, \quad (4.5)$$

gdzie:

H_i – obciążenie poziome

A_h – pole powierzchni poziomego muru określone wzorem $A_h = l \times t = 4,425 \times 0,18 = 0,80 \text{m}^2$

τ_i – naprężenia styczne

Na podstawie odkształceń lub deformacji postaciowych wyznaczano wyznaczenie **poziomych przemieszczenie** według następującej zależności:

$$u_i = \Theta_i h. \quad (4.6)$$

Znajomość poziomego przemieszczenia pozwoliła na wyznaczenie **całkowitej sztywności ściany** K_i :

$$K_i = \frac{H_i}{u_i} = \frac{\tau_i}{\Theta_i} \frac{A_h}{h}, \quad (4.7)$$

gdzie:

H_i – obciążenie poziome

u_i - poziome przemieszczenie,

K_i - całkowita sztywność ściany.

Dyssypowaną energię E_{obs} obliczano jako pole powierzchni zawartą pod krzywą obciążenie – przemieszczenie według zależności:

$$E_{\text{obs}} = \int_0^u H u du = \sum_{i=1}^b \frac{1}{2} (H_{i+1} - H_i) (u_{i+1} - u_i) = \frac{1}{2} A_h h \sum_{i=1}^b (\tau_{v,i+1} - \tau_{v,i}) (\Theta_{i+1} - \Theta_i). \quad (4.8)$$

4.5. Wyniki badań towarzyszących

Badania towarzyszące dotyczyły komponentów składowych modeli ścian skrępowanych: elementów murowych, zaprawy oraz betonu elementów skrępowania. Częstkowe wyniki zestawiono w Załączniku nr 1.

4.5.1. Elementy murowe

Badania wykonano zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 772-1:2011E: *Metody badań elementów murowych. Część 1 Określenie wytrzymałości na ściskanie*. [N-51] na całych elementach murowych. Wyniki zestawiono w tabelicy 4.2.

Tablica 4.2. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów murowych

Partia elementów murowych	Seria ścian skrępowanych	Współczynnik zmienności, %	Wytrzymałość średnia, N/mm ²
1	HOS-C-AAC (ściany bez otworów)	9,99	3,66
2	HAS-C1-AAC (ściany z otworem)	10,06%	3,53
3	HAS-C2-AAC (ściany z otworem)	7,88%	3,57
		Średnio:	3,59

Zgodnie z załącznikiem A do normy PN-EN 771-4:2012 Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego [N-50] wyznaczono współczynnik kształtu $\delta = 1,27$. Po przyjęciu współczynnika przeliczeniowego uwzględniającego wilgotność η równy $\eta = 1,0$ obliczono znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie f_b . Na podstawie wykonanych badań elementy murowe zakwalifikowano do klasy wytrzymałości 4,5.

4.5.2. Zaprawa

Podczas wykonywania elementów badawczych pobrano próbki zaprawy, które pozwoliły na przeprowadzenie badań 3 próbek (beleczek) z każdego modelu badawczego. Badania wykonano zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1015-11:2001/A1 *Metody badań zapraw do murów. Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy* [N-34]. Zbiorcze zestawienie wyników zestawiono w tabelicy 4.3.

Średnia wytrzymałość na zginanie wszystkich próbek była równa $f_{tm} = 1,12$ N/mm², a odpowiadające odchylenie standardowe i współczynnik zmienności wynosiły $s = 0,056$ N/mm² i $v = 5,0$ %. Natomiast wytrzymałość na ściskanie wszystkich próbek była równa $f_m = 5,87$ N/mm², a odpowiadające odchylenie standardowe i współczynnik zmienności wynosiły $s = 0,152$ N/mm² i $v = 2,6$ %. Na podstawie wykonanych badań, zastosowaną zaprawę można zakwalifikować do klasy M5.

Tablica 4.3. Wyniki badań próbek zaprawy wraz ze średnią arytmetyczną serii

Typ ściany skrępowanej	Model	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu		Wytrzymałość na ściskanie	
		$f_{mt,mv}$ N/mm ²	s N/mm ²	$f_{m,mv}$ N/mm ²	s N/mm ²
Bez otworu	HOS-C-AAC-010/1	1,17	0,208	6,28	0,208
	HOS-C-AAC-010/2	1,06	0,255	6,04	0,255
	HOS-C-AAC-075/1	1,19	0,134	6,09	0,134
	HOS-C-AAC-075/2	1,11	0,198	6,21	0,198
	HOS-C-AAC-10/1	1,01	0,077	6,02	0,077
	HOS-C-AAC-10/2	1,20	0,206	6,28	0,206
z otworem, skrępowanie typu C1	HAS-C1-AAC-010/1	1,05	0,060	5,93	0,131
	HAS-C1-AAC-010/2	1,11	0,096	6,01	0,157
	HAS-C1-AAC-075/1	1,21	0,102	6,06	0,100
	HAS-C1-AAC-075/2	1,06	0,084	6,24	0,237
	HAS-C1-AAC-10/1	1,09	0,184	5,91	0,057
	HAS-C1-AAC-10/2	1,07	0,096	6,45	0,092
z otworem, skrępowanie typu C2	HAS-C2-AAC-010/1	1,17	0,029	6,05	0,272
	HAS-C2-AAC-010/2	1,21	0,041	6,07	0,057
	HAS-C2-AAC-075/1	1,11	0,074	5,93	0,099
	HAS-C2-AAC-075/2	1,10	0,014	5,86	0,124
	HAS-C2-AAC-10/1	1,14	0,031	5,76	0,042
	HAS-C2-AAC-10/2	1,07	0,013	5,80	0,235
Średnia:		1,12	0,056	5,87	0,15

4.5.3. Beton nadproży

Kontrolę wytrzymałości betonu na ściskanie prowadzono po 28 dniach dojrzewania betonu na 6 próbkach kostkowych 150×150×150 mm. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzono wg procedur zawartych w normie PN-EN 12390-3:2002, „Badania *betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania*” [N-35]. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie betonu użytego do wykonania nadproży przedstawiono w tablicy 4.4. Oprócz tego wykonano badanie modułu sprężystości betonu oraz zależność σ - ε na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm. Wyznaczenie współczynnika sprężystości podłużnej betonu wykonano zgodnie z zaleceniami Instrukcji ITB nr 194 „Wytyczne *badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach*” [N-16]. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężeń $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości w przedziale naprężeń $0,05 \text{ N/mm}^2 - 0,33f_{c,i}$. Wyniki badań modułu sprężystości betonu oraz wytrzymałości na ściskanie przedstawiono w tablicy 4.4. Częstkowe wyniki badań przedstawiono w załączniku nr 1.

Tablica 4.4. Wyniki badania wytrzymałości betonu użytego do wykonania nadproży

Typ nadproża	Próbki kostkowe 150x150x150 mm		Próbki walcowe 150x300 mm			
	$f_{c,cube,m}$ N/mm ²	współczynnik zmienności ν [%]	$E_{c,m}$ N/mm ²	współczynnik zmienności ν [%]	$f_{c,m}$ N/mm ²	współczynnik zmienności ν [%]
N11	27,1	7,1%	23684	5,11%	22,7	9,04%
N12	24,1	3,2%	23296	5,95%	3,2	16,2%

4.5.4. Beton elementów krępujących

Badania betonu elementów krępujących wykonano według identycznych procedur jak badania betonu nadproży. Uwzględniono partie betonu wynikające z kolejności betonowania. Szczegółowe wyniki badań zamieszczono w załączniku. Średnie wyniki zawarto w tablicy 4.5. Częstkowe wyniki badań przedstawiono w załączniku nr 1.

Tablica 4.5. Wyniki badania wytrzymałości betonu użytego do wykonania elementów krępujących

Seria elementów	Fragment elementów skrupowania	Próbki kostkowe 150x150x150 mm		Próbki walcowe 150x300 mm			
		$f_{c,cube,m}$ N/mm ²	ν [%]	$E_{c,m}$ N/mm ²	ν [%]	$f_{c,m}$ N/mm ²	ν [%]
HOS-C-AAC	dolny fragment rdzeni	25,0	4,6%	29987	1,1%	20,1	4,7%
	górnny fragment rdzeni i górny rygiel	25,2	1,2%	30022	0,6%	20,3	1,2%
HAS-C1-AAC	dolny fragment rdzeni	24,8	2,8%	29939	0,7%	20,0	2,8%
	górnny fragment rdzeni i górny rygiel	25,6	4,3%	30079	0,9%	20,6	4,3%
HAS-C2-AAC	dolny fragment rdzeni	24,8	2,8%	29901	1,0%	20,0	2,8%
	górnny fragment rdzeni biegnących wzdłuż otworu okiennego	25,1	2,1%	30020	0,4%	20,2	2,1%
	górnny fragment rdzeni i górny rygiel	24,6	3,2%	29893	0,4%	19,8	3,2%
Średnia:		25,0	3,2%	29977	0,7%	20,1	3,2%

Dalsza część analizy badań nakierowana była na wykazanie czy zastosowane do wykonania elementów skrupowań partie betonu różniły się znacząco między sobą. Do tego celu przeprowadzono analizę statystyczną, która polegała na sprawdzeniu właściwości na ściskanie betonu i wskazanie braku istotności różnic średnich wartości między sobą. Analizy wykonano

w odniesieniu do wytrzymałości uzyskanych z próbek kostkowych jak również walców. Analizowano również moduły sprężystości betonu. W przypadku wypadku każdego analizowanego parametru: obliczono wartość statystyk t wg zależności:

$$t = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{n_1 s_{01}^2 + n_2 s_{02}^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}}, \quad (4.9)$$

gdzie:

\bar{x}_i – wartości średnie w poszczególnych grupach,

n_i – liczebność grup,

s_{01}, s_{02} – odchylenie standardowe wartości średniej w danej grupie

Analiza wyników wykazała, że w przypadku wytrzymałości na ściskanie $f_{c,cube}$ wartości statystyk przy 10 stopniach swobody wynosiły odpowiednio $t = 0,377$ (seria HOS-C-AAC), $t = 1,271$ (seria HAS-C1-AAC) i $t = 0,651$ (seria HAS-C2-AAC) były zdecydowanie mniejsze niż wartość maksymalna, która była równa $t_{0,05,10} = 2,228$. Odrzucono w ten sposób hipotezę, że średnie wytrzymałości różnią się między sobą przy poziomie istotności równym 5%.

W analogiczny sposób zrealizowano badania statystyczne modułu sprężystości E odrzucając hipotezę o znaczącej (istotnej) różnicy z wartości średnich. W tym przypadku obliczone wyniki wynosiły odpowiednio $t = 0,222$ (seria HOS-C-AAC), $t = 0,890$ (seria HAS-C1-AAC) oraz $t = 0,809$ (seria HAS-C2-AAC) a wartości maksymalna wynosiła $t_{0,05,6} = 2,228$.

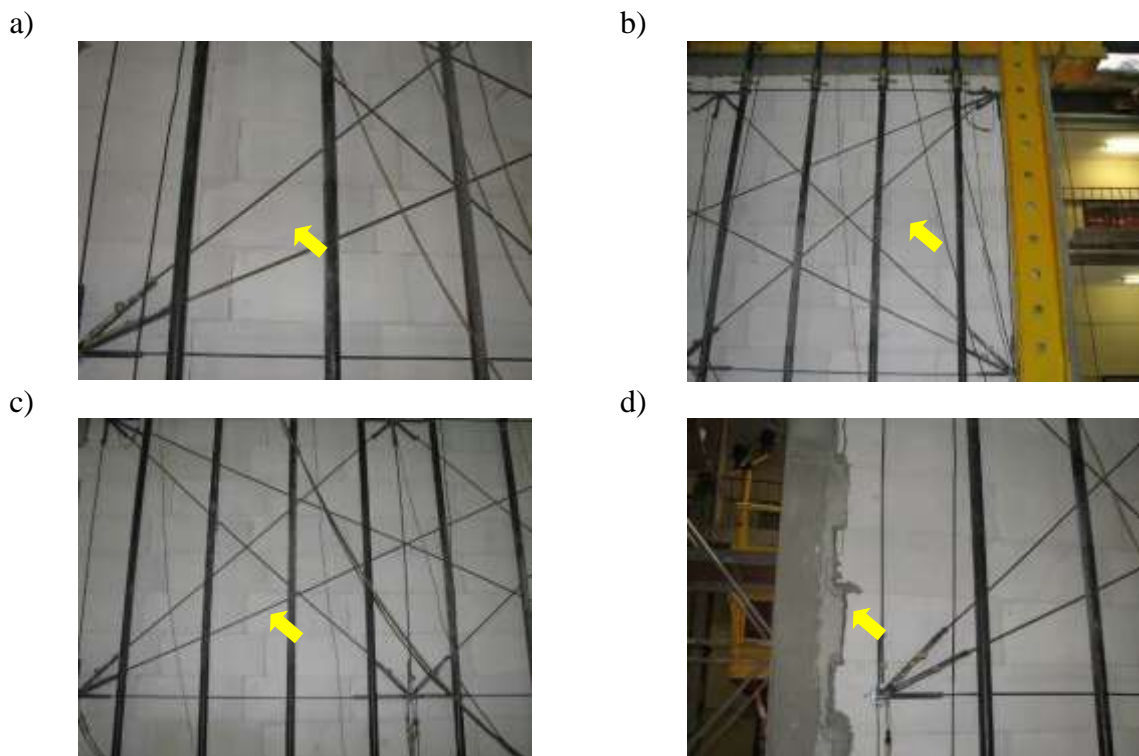
4.6. Synteza wyników badań zasadniczych

W rozdziale przedstawiono syntetyczne rezultaty badań zasadniczych ścian. Na wstępie omówiono morfologię zarysowań wszystkich zbadanych typów ścian. Następnie zaprezentowano wyniki badań poszczególnych typów ścian. Skoncentrowano się na wpływie wstępnych naprężeń ściskających i wpływie skrępowania. Wyniki badań poszczególnych modeli zestawiono w załączniku nr 2.

4.6.1. Morfologia zarysowań

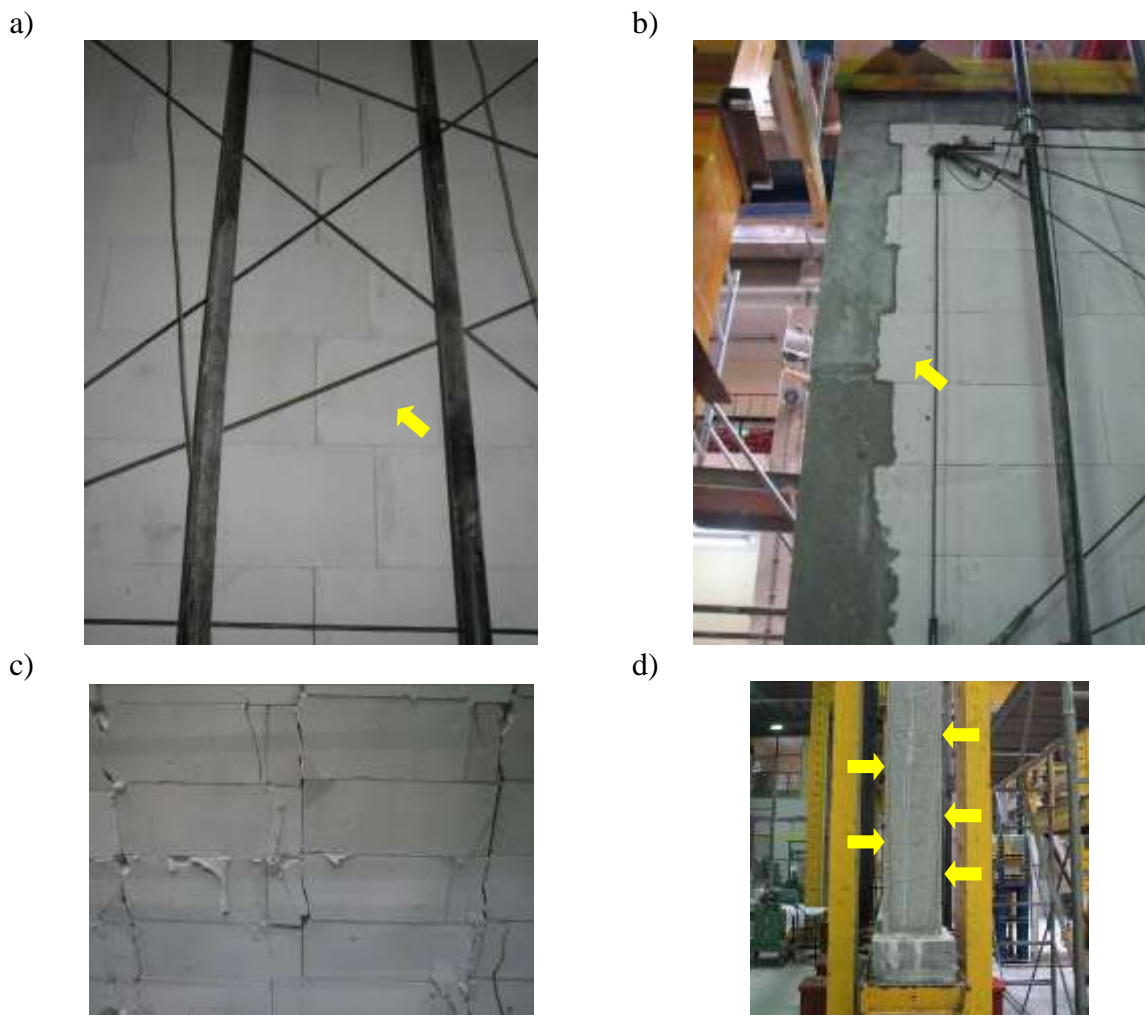
4.6.1.1. Ściany bez otworu

W ścianach skrępowanych ściskanych minimalnie do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ pierwsze rysy pojawiały się w okolicach dolnych i górnych narożników ścian – rys. 4.11a,b. Wzrost obciążenia powodował łagodny rozwój rys w kierunku środkowego obszaru ściany, w którym tworzyły się dodatkowo rysy pionowe na przedłużeniu spoin czołowych – rys. 4.11c. Na styku muru i żelbetowych elementów krępujących powstawały pionowe rysy – rys. 4.11d. W odróżnieniu od ścian minimalnie ściskanych intensywność ukośnych zarysowań ścian wstępnie ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ była zdecydowanie mniejsza. Pierwsze rysy powstały w środkowym obszarze muru – rys. 4.12a, a następnie na styku elementów krępujących i muru – rys. 4.12b. Podobnie przebiegał proces zarysowania elementów maksymalnie wstępnie ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$. Pierwsze rysy powstały w środkowym obszarze muru i miały niemal pionowy kierunek. Następnie tworzyły się rysy w styku muru i pionowych rdzeni. Dalszy wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych rys obejmujących swoim zasięgiem niemal całą wysokość muru – rys. 4.12c. Obserwowano również poziome rysy w żelbetowych elementach krępujących – rys. 4.12d.

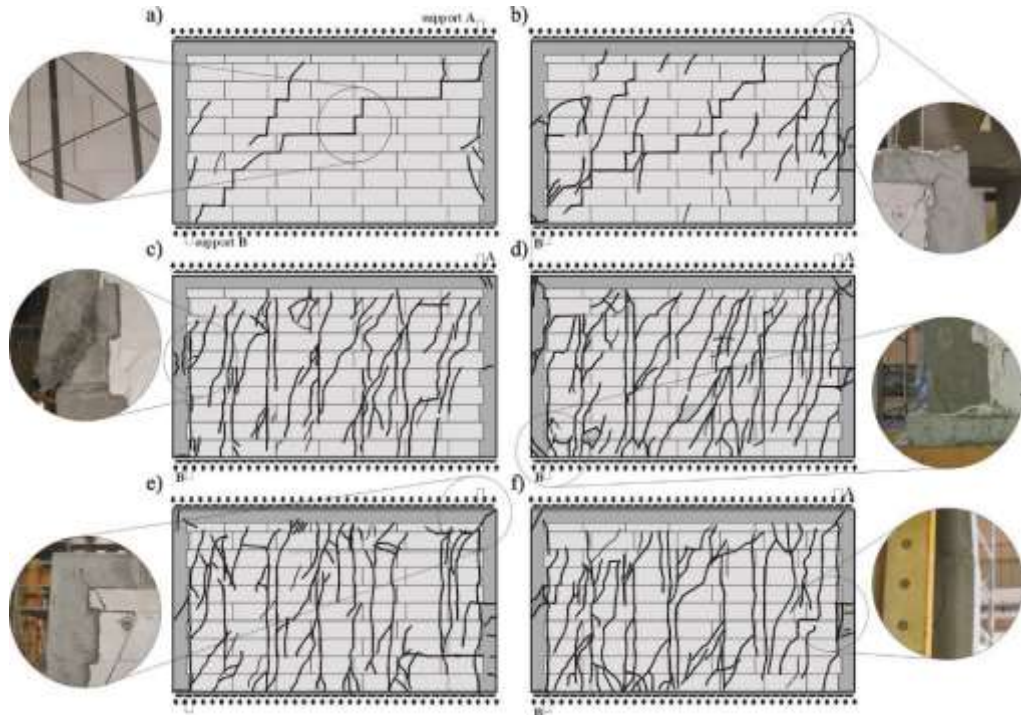


Rys. 4.11. Zarysowania ścian skrępowanych serii HOS-C-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w dolnym narożniku ściany, b) pierwsze rysy w górnym narożniku ściany, c) pierwsze rysy w środkowym obszarze ściany, d) rysy na styku muru krępujących elementów żelbetowych

Zniszczenie elementów przebiegało dość łagodnie. W modelach minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ dominowały ukośne rysy obejmujące swoim zasięgiem niemal cały obszar ściany – rys. 4.13a,b. Wystąpiły rysy w górnym narożu elementów krępujących oraz w połowie wysokości rdzenia. – rys. 4.13b. W elementach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ oraz $1,0 \text{ N/mm}^2$ intensywność zarysowań była zdecydowanie większa. Dominowały jednak pionowe rysy powstałe na przedłużeniu nieprzewiązanych spoin czołowych. Żelbetowe rdzenie uległy ścięciu mniej więcej w połowie wysokości – rys. 4.13c, oprócz tego wystąpiły rysy w rozciąganych narożnikach – rys. 4.13d. W ścianach maksymalnie ściskanych destrukcja muru wywołała wyraźne wygięcie elementów żelbetowych i związane z tym zarysowanie poziome rdzeni – rys. 4.13e, f.



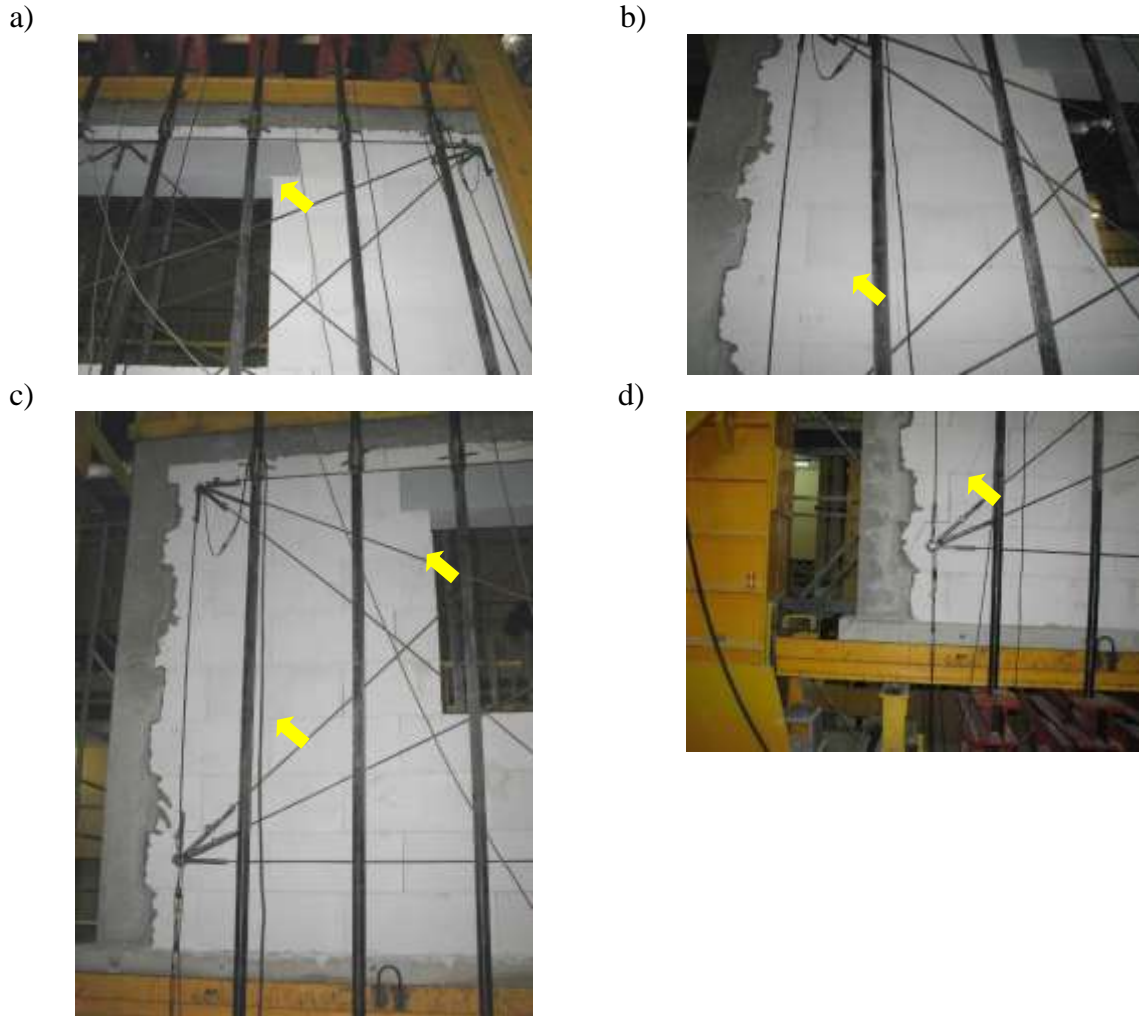
Rys. 4.12. Zarysowania ścian skrępowanych serii HOS-C-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$ i $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w środkowym obszarze ściany, b) pierwsze rysy na styku muru i elementów krępujących, c) pionowe rysy środkowym obszarze ściany, d) poziome rysy w żelbetowych elementach krępujących



Rys. 4.13. Obrazy zarysowań ścian skrępowanych serii HOS-C-AAC w chwili zniszczenia [56, 57]: a) ściana HOS-C-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana HOS-C-AAC-010/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c) ściana HOS-C-AAC-075/1 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, d) ściana HOS-C-AAC-075/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e) ściana HOS-C-AAC-10/1 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$, f) ściana HOS-C-AAC-10/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

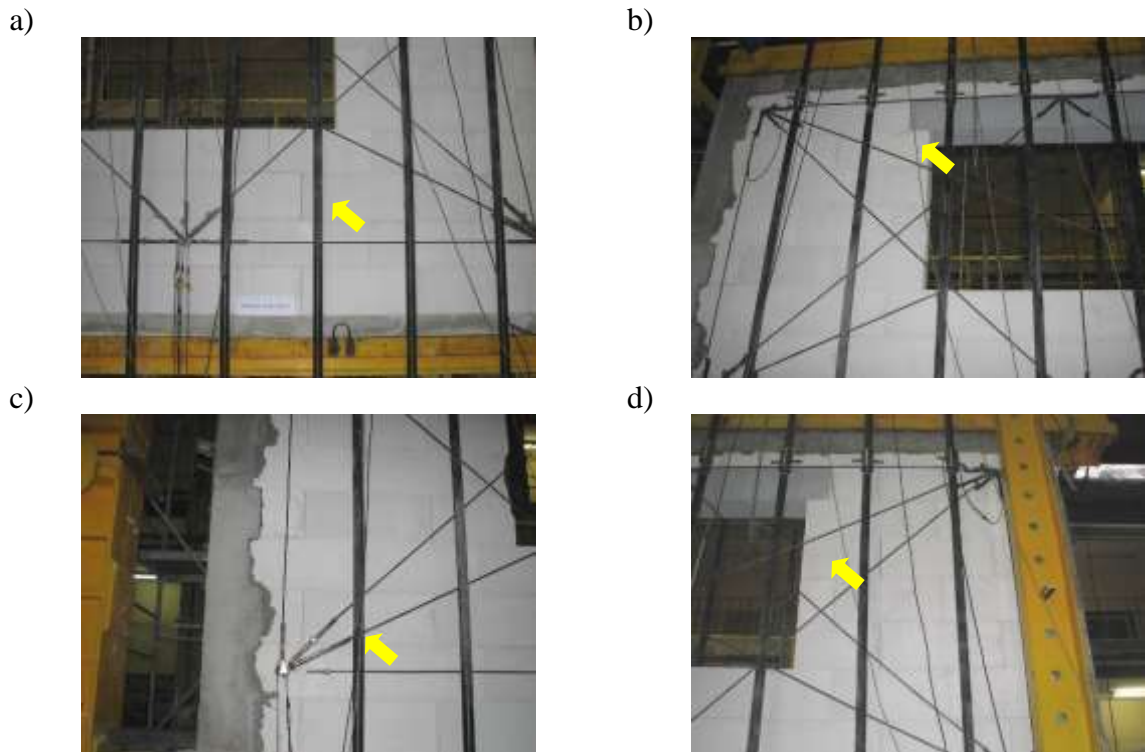
4.6.1.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1

W ścianach skrępowanych serii HAS-C1-AAC minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowanie ściany powstało w miejscu oparcia nadproża w górnym obszarze ściany od strony podpory A – rys. 4.14a, a następnie w dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 4.14b. Wzrost obciążenia powodował wzrost zarysowań w dolnej i środkowej części filarka od strony podpory B. Powstały również zarysowania w miejscu oparcia nadproża – rys. 4.14c.

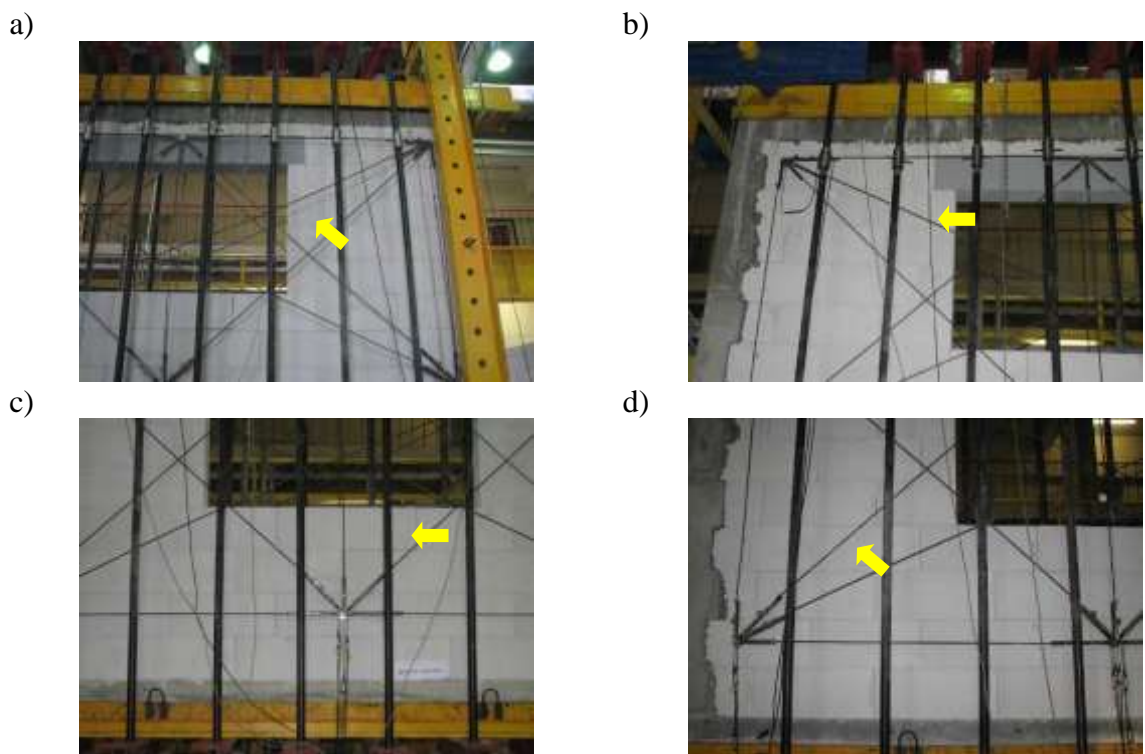


Rys. 4.14. Zarysowania ścian skrzepowanych serii HAS-C1-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w miejscu oparcia nadproża, b), c), d) wtórne zarysowania w dolnej części filarka od strony podpory B

W ścianach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowania powstały w górnym narożu otworu okiennego od strony podpory A – rys. 4.15a, niemal jednocześnie wystąpiły pionowe zarysowania (w okolicach miejsca oparcia nadproża) w filarku od strony podpory B – rys. 4.15b. Wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych i ukośnych rys w dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 4.15c. Podobne rysy wystąpiły również w filarku od strony podpory A – rys. 4.15d. W ścianach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowanie ściany powstało wzdłuż pionowej krawędzi otworu od strony podpory A – rys. 4.16a, niemal jednocześnie wystąpiły pionowe zarysowania w miejscu oparcia nadproża od strony podpory B – rys. 4.16b. Wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych rys pasie podokiennym – rys. 4.16c lub od strony podpory B – rys. 4.16d.

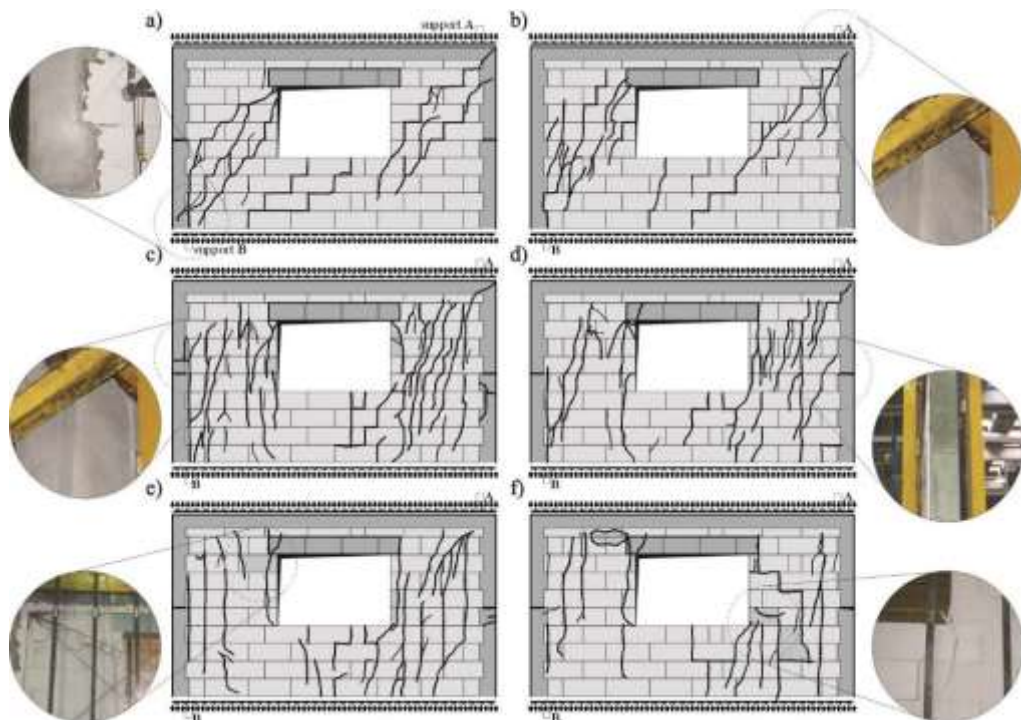


Rys. 4.15. Zarysowania ścian skrępowanych serii HAS-C1-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w dolnym narożu filarka, b) pierwsze rysy pionowe w miejscu oparcia nadproża, c) wtórne rysy w dolnym obszarze filarka nad podpora B, d) pionowe rysy w miejscu oparcia nadproża



Rys. 4.16. Zarysowania ścian skrępowanych serii HAS-C1-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w górnym narożu filarka, b) pierwsze rysy pionowe w miejscu oparcia nadproża, c) pionowe rysy w pasie podokiennym, d) ukośne rysy w filarku od strony podpory B

W modelach minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ powstały ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość przeciwległego filarka od strony podpory A. W pasie podokiennym powstały wyraźne zarysowania w spoinach wspornych i czołowych. Nad podporą B zarysowaniu uległ żelbetowy rdzeń w miejscu połączenia z dolnym ryglem rys. 4.17a. W narożu rdzenia od strony podpory A powstała ukośna rysa – rys. 4.17b. W ścianach ściskanych wstępnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ powstały ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość filarków od strony podpory A i B. W połowie wysokości rdzeni od strony podpory A i B powstały poziome rysy – rys. 4.17c, d. Również w pasie podokiennych wystąpiły ukośne zarysowania. W ścianach maksymalnie ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ rozwinęły się zarysowania wzdłuż pionowych krawędzi otworu okiennego od strony podpory A, a w filarku w filarku od strony podpory B powstały dodatkowe pionowe rysy biegnące równoległe do pionowych rdzeni. W chwili zniszczenia zmiażdżeniu uległ górny obszar muru od strony podpory B – rys. 4.17e, podobnie jak w dolnym narożu otworu okiennego od strony otworu – rys. 4.17f.

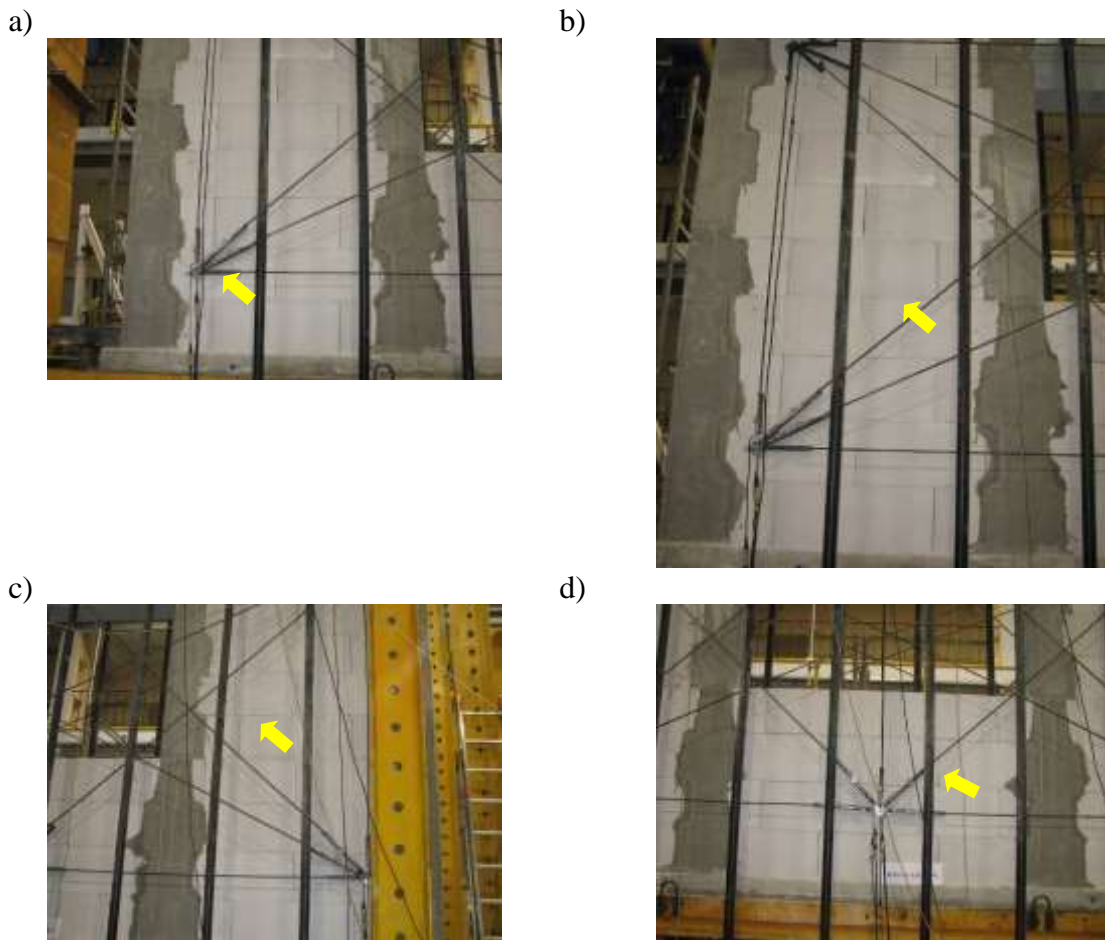


Rys. 4.17. Obrazy zarysowań ścian skrępowanych serii HAS-C1-AAC w chwili zniszczenia serii: a) ściana HAS-C1-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana HAS-C1-AAC-010/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c) ściana HAS-C1-AAC-075/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, d) ściana HAS-C1-AAC-075/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e) ściana HAS-C1-AAC-10/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$, f) ściana HAS-C1-AAC-10/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

4.6.1.3. Ściany z otworem skrzepowanie typu C2

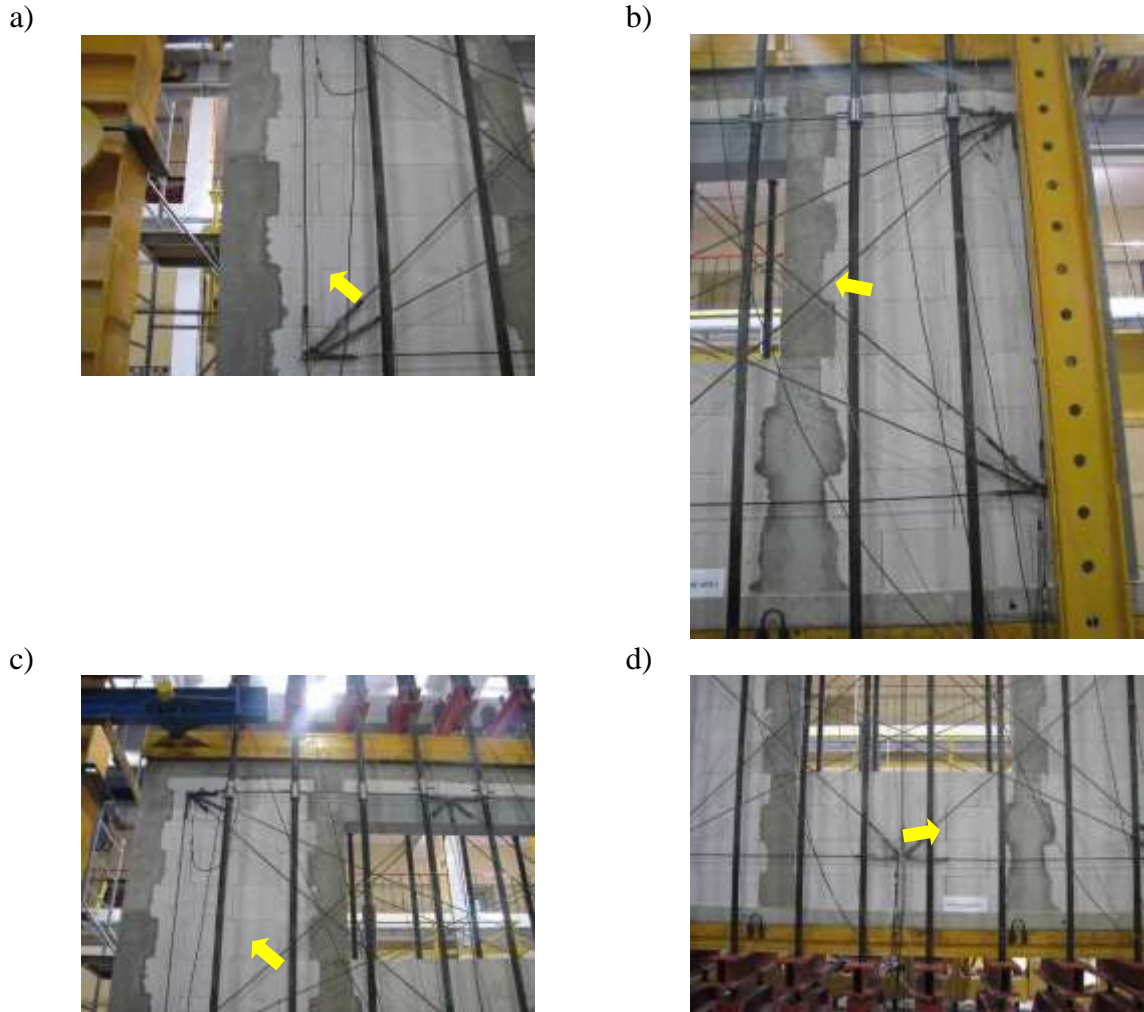
W ścianach skrzepowanych serii HAS-C2-AAC minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 4.18a. Przy niewielkim wzroście obciążenia powstawały dodatkowe ukośne zarysowania zlokalizowane w górnej części filarka – rys. 4.18b. W filaru od strony podpory A powstały w część środkowej filarka – rys. 4.18c. Dalszy wzrost obciążenia wywołał rozwój zarysowań ukośnych w filarkach oraz w pasie podokiennym – rys. 4.18d.

W ścianach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 4.19a. Pierwsze pionowe rysy filarku od strony podpory B powstały na styku rdzenia otaczającego otwór okienny – rys. 4.19b. Przy niewielkim wzroście obciążenia powstawały ukośne zarysowania biegnące od dołu filarka w kierunku górnego wewnętrznego naroża otworu okiennego – rys. 4.19c. Dodatkowe rysy, głównie na styku elementów murowych powstały pasie podokiennym – rys. 4.19d.

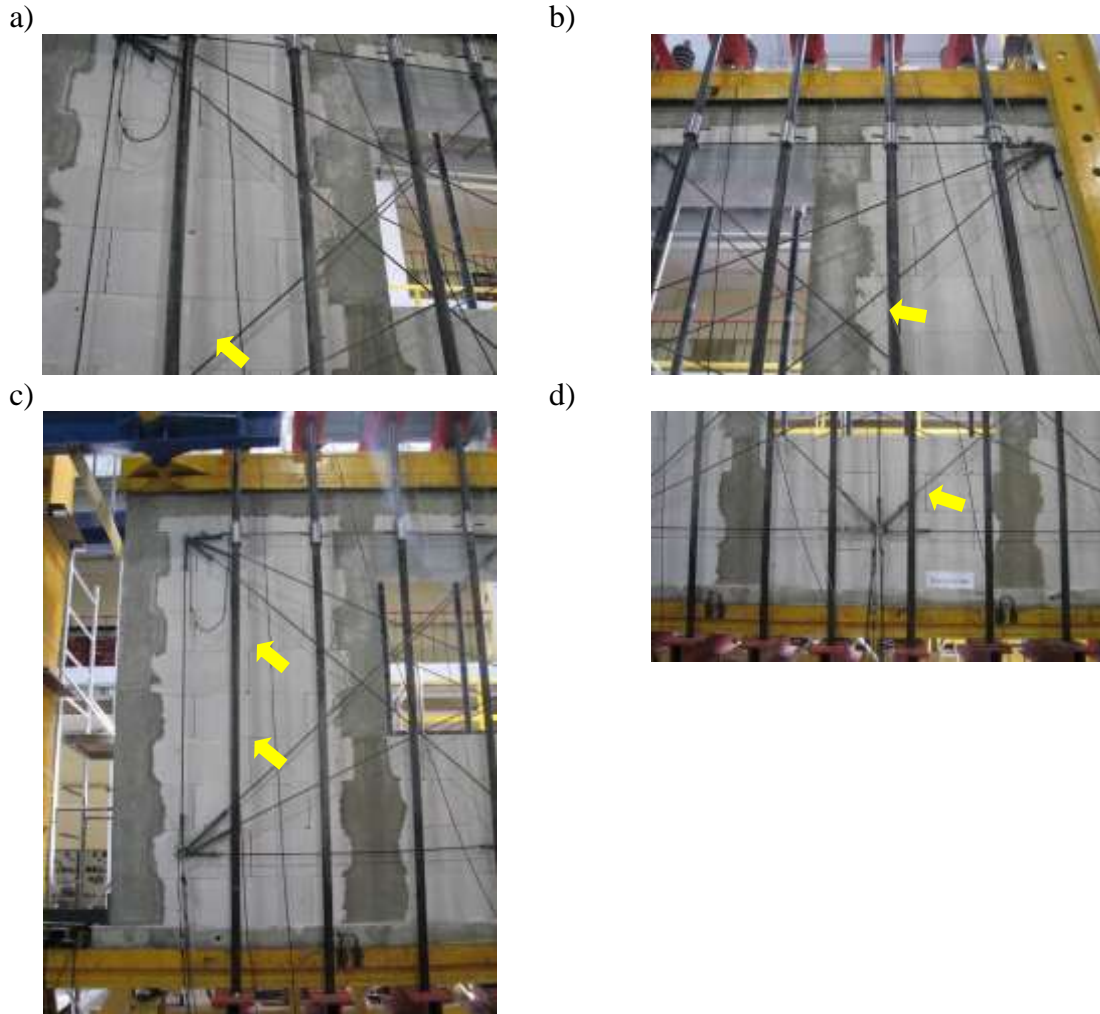


Rys. 4.18. Zarysowania ścian skrzepowanych serii HAS-C2-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w dolnej części filarka od strony podpory B, b) wtórne zarysowania filarku od strony podpory B, c) wtórne zarysowania w filarku od strony podpory A. d) wtórne zarysowania pasa podokiennego

W ścianach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało środkowej części filarka od strony podpory B – rys. 4.20a. Pierwsze rysy w filarku od strony podpory A powstały w połowie wysokości w sąsiedztwie żelbetowego rdzenia – rys. 4.20b. Przy niewielkim wzroście obciążenia w filarku od strony podpory B powstawały ukośne zarysowania rozpoczynające się w narożach elementów murowych – rys. 4.20c. Oprócz tego, w pasie podokiennym zaobserwowano powstanie rys w spoinach czołowych i wspornych – rys. 4.20d.



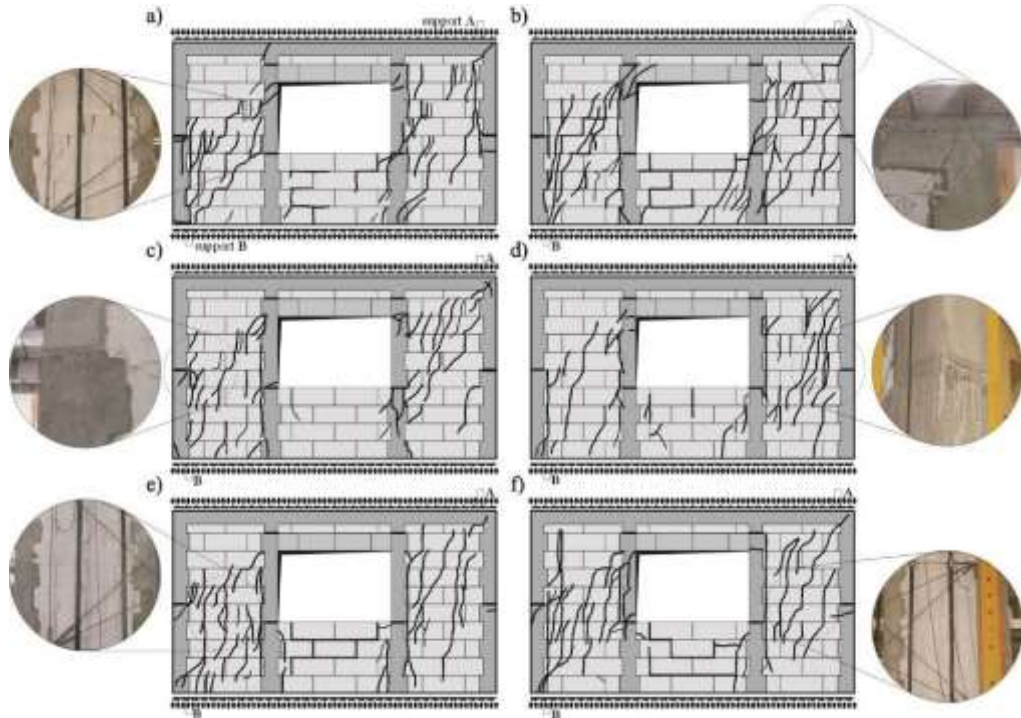
Rys. 4.19. Zarysowania ścian skrępowanych serii HAS-C2-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w dolnym narożu filarka, b) pierwsze rysy pionowe w miejscu połączenia elementów skrępowania z murem, c) wtórne rysy w środkowym obszarze filarka nad podpórą B, d) pionowe rysy w pasie podokiennym



Rys. 4.20. Zarysowania ścian skrępowanych serii HAS-C2-AAC wstępnie ściskanych do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$: a) pierwsze rysy w środkowej części filarka, b) pierwsze rysy pionowe w miejscu połączenia elementów krępujących z murem, c) wtórne rysy narożach elementów murowych w filarku nad podpora B, d) zarysowania spoin czołowych i wspornych w pasie podokiennym

W chwili zniszczenia modeli minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ podobnie jak w modelach z obwodowym skrępowaniem powstały ukośne zarysowania niemal całej wysokości filarka od strony podpory B. Intensywność zarysowań w filarku od strony podpory A były nieco mniej intensywne – rys. 4.21a. W chwili zniszczenia w połowie wysokości rdzenia od strony podpory A i B powstały poziome rysy oraz rysy w narożu – rys. 4.21b. Także w ścianach ściskanych wstępnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ powstały ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość filarków od strony podpory A i B jednak intensywność była zdecydowanie większa niż w ścianach minimalnie ściskanych. W połowie wysokości rdzeni od strony podpory A i B powstały poziome rysy – rys. 4.21c, d. W ścianach maksymalnie ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ w stadium przed zniszczeniem ukośne i pionowe rysy objęły niemal całą wysokość filarków od strony podpory B – rys. 4.21e i podpory A –

rys. 4.21f. Oprócz tego rozwinęły się zarysowania wzdłuż styku pionowych krawędzi elementów krępujących i muru. W dolnej strefie skrajnego rdzenia od strony podpory B wystąpiło poziome zarysowanie styku rdzenia i poziomego rygla. Również w górnym narożu połączenia rdzenia i poziomego rygla wystąpiła pojedyncza niemal pionowa rysa.



Rys. 4.21. Obrazy zarysowań ścian skrępowanych serii HAS-C2-AAC w chwili zniszczenia serii: a) ściana HAS-C2-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana HAS-C2-AAC-010/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c) ściana HAS-C2-AAC-075/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, d) ściana HAS-C2-AAC-075/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e) ściana HAS-C2-AAC-10/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$, f) ściana HAS-C2-AAC-10/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

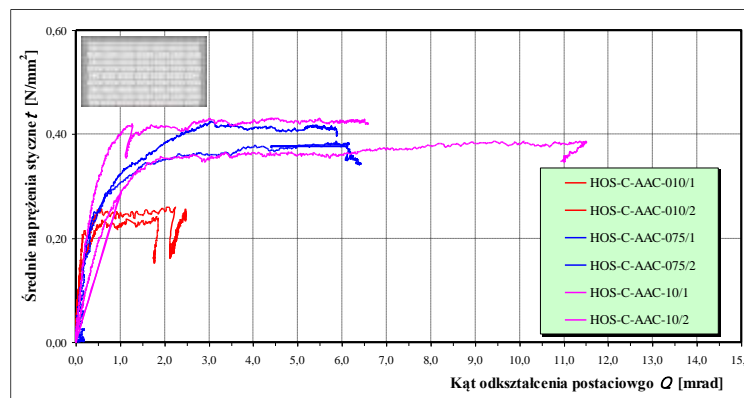
4.6.2. Zbiorcze wyniki badań

4.6.2.1. Ściany bez otworu

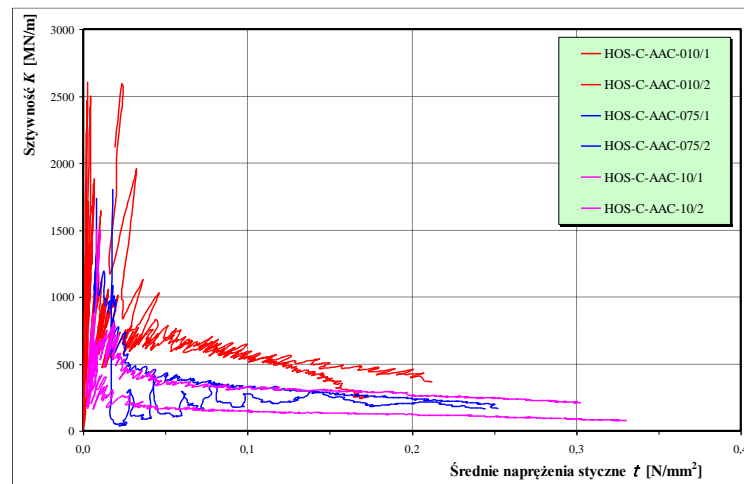
Zgodnie z przyjętym programem badań przedstawionym w pkt. 4.1 elementy bez otworu serii HOS-C-AAC ścinano przy udziale wstępnych naprężeń ściskających o wartościach $\sigma_c = 0,1, 0,75 \text{ i } 1,0 \text{ N/mm}^2$ ($0,025\text{--}0,25$) f_b . W badaniach zbadano 6 elementów, które zostały oznaczone: HOS-C-AAC-010/1, HOS-C-AAC-010/2, HOS-C-AAC-075/1, HOS-C-AAC-075/2 oraz HOS-C-AAC-10/1 i HOS-C-AAC-10/2.

We wszystkich modelach do chwili powstania zarysowań zależności $\tau_{v,i} - \Theta_i$ były niemal wprost proporcjonalne – rys. 4.22. W ścianach wstępnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$

zaobserwowano deformacje postaciowe po zarysowaniu, a szczególnie po osiągnięciu maksymalnych naprężeń rzędu 2 mrad. Zupełnie odmienną tendencję wykazano w ścianach ściskanych do wartości 0,75 N/mm² i 1,0 N/mm². Ściany po zarysowaniu i po osiągnięciu największych naprężeń charakteryzowały się zdecydowanie największymi deformacjami. Sztywność ścian rys. 4.23 ulegała wyraźnej degradacji – przy wzroście naprężeń ścinających obserwowano odwrotnie proporcjonalną zależność $K_i - \tau_{v,i}$. Największy spadek początkowej sztywności K_o zaobserwowano w przedziale wartości naprężeń ścinających 0 – 0,05 N/mm². Co istotne w późniejszej fazie aż do chwili zarysowania nie występował tak drastyczny spadek sztywności. Po wstępnej degradacji sztywności podobnej we wszystkich ścianach, sztywność ścian była proporcjonalna do wstępnych naprężeń ściskających.



Rys. 4.22. Zależności $\tau_{v,i} - \Theta_i$ elementów niezbrojonych serii HOS-C-AAC



Rys. 4.23. Zależności $K_i - \tau_{v,i}$ elementów niezbrojonych serii HOS-C-AAC

W tabelicy 4.6 zestawiono uzyskane rezultaty badań w postaci naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} oraz zniszczenia τ_u . Podano także globalne kąty odkształcenia postaciowego ścian odpowiadające naprężeniom rysującym Θ_{cr} i kąty deformacji postaciowej odpowiadające naprężeniom niszczącym Θ_u . Zestawiono także uzyskane wartości początkowej sztywności całkowitej K_o (uwzględniającej odkształcenia giętkie i postaciowe) przy

naprężeniach stycznych rzędu $0 - 0,05\tau_u$ oraz w chwili zarysowania K_{cr} . W tabelicy 4.7 uśredniono uzyskane rezultaty badań.

Tablica 4.6. Rezultaty badań modeli bez otworu serii HOS-C-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	Θ_{cr} mrad	Θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HOS-C-AAC-010/1	0,10	0,213	0,260	0,191	2,234	2588	366
HOS-C-AAC-010/2	0,10	0,168	0,242	0,229	1,813	2606	242
HOS-C-AAC-075/1	0,75	0,252	0,425	0,499	3,039	1741	166
HOS-C-AAC-075/2	0,75	0,245	0,386	0,482	5,879	1805	167
HOS-C-AAC-10/1	1,0	0,331	0,387	1,380	11,494	871	79
HOS-C-AAC-10/2	1,0	0,303	0,431	0,472	4,505	1506	210

Tablica 4.7. Średnie rezultaty badań modeli bez otworu serii HOS-C-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	Θ_{cr} mrad	Θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HOS-C-AAC-010	0,10	0,191	0,251	0,210	2,023	2597	303,7
HOS-C-AAC-075	0,75	0,248	0,405	0,490	4,459	1773	166,2
HOS-C-AAC-10	1,0	0,317	0,409	0,926	7,999	1188	144,5

W przypadku elementów z serii HOS-C-AAC zmiana naprężeń rysujących zmieniała się proporcjonalnie do wartości wstępnych naprężeń ściskających w zakresie 0,168 – 0,331 N/mm², a wartości średnie w zakresie 0,191 – 0,317 N/mm².

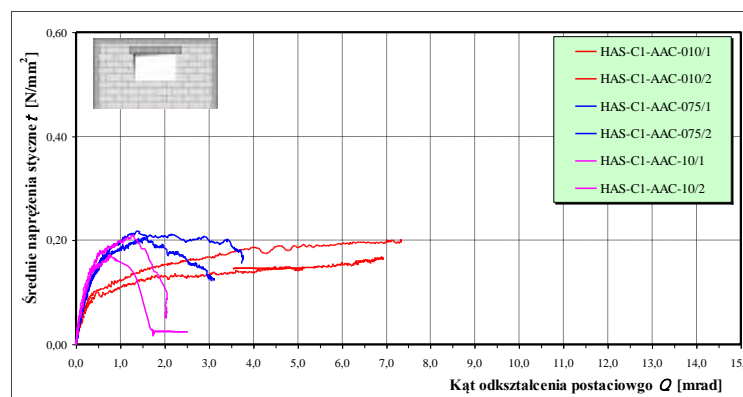
W chwili zniszczenia zaobserwowano podobną zależność, naprężenia niszczące wzrosły w zakresie 0,242 – 0,431 N/mm², a średnio 0,251 – 0,409 N/mm². Parametry średnich wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania zmieniły się od 0,210 mrad do 0,926 mrad, największe wartości stwierdzono w elementach najbardziej ściskanych do wartości 1,0 N/mm². W chwili zniszczenia zaobserwowano wzrost deformacji postaciowych wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających w przedziale 2,023 – 7,999 mrad. Początkowe sztywności ścian K_0 malały ze wzrostem naprężeń ściskających malały w przedziale od 2597 MN/m do 1188 MN/m. Podobna tendencja była obserwowana w chwili zarysowania. W modelach minimalnie ściskanych uzyskano wartość $K_{cr} = 303,7$ MN/m, natomiast w modelach maksymalnie ściskanych 144,5 MN/m.

4.6.2.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1

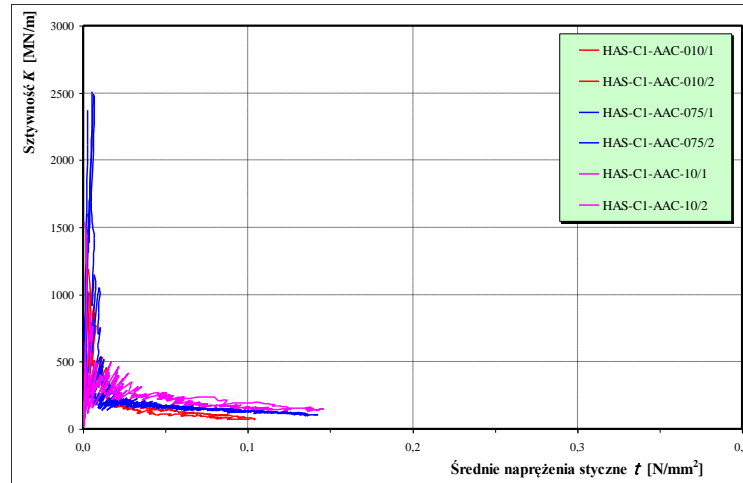
Na rys. 4.24 przedstawiono uzyskane zależności naprężenie $\tau_{v,i}$ odkształcenie Θ_i , elementów z otworem serii HAS-C1-AAC. Rysunek 4.25 przedstawia uzyskane zmiany całkowitej sztywności K_i wszystkich zbadanych elementów.

We wszystkich modelach do chwili powstania zarysowań zależności $\tau_{v,i} - \Theta_i$ były niemal wprost proporcjonalne [56, 57]. W modelu ściskany do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ wstępnie ściśkanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ po zarysowaniu zaobserwowano wyraźną redukcję sztywności i istotny wzrost deformacji postaciowych. Jednocześnie po osiągnięciu maksymalnych naprężeń nie wystąpił efekt osłabienia. W ścianach ściśkanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ po wystąpieniu zarysowań wystąpił efekt wzmocnienia. Natomiast po osiągnięciu maksymalnych naprężeń, zauważalne było osłabienie, które nie powstało w modelach minimalnie ściśkanych.

Sztywność niezbrojonych ścian (rys. 4.25) ulegała wyraźnej degradacji – przy wzroście naprężeń ścinających obserwowano odwrotnie proporcjonalną zależność $K_i - \tau_{v,i}$. Największy spadek początkowej sztywności K_0 zaobserwowano w przedziale wartości naprężeń ścinających $0 - 0,05 \text{ N/mm}^2$. Przy dalszym wzroście obciążeń ścinających spadek sztywności był zdecydowanie mniejszy.



Rys. 4.24. Zależności $\tau_{v,i} - \Theta_i$ elementów niezbrojonych serii HAS-C1-AAC

Rys. 4.25. Zależności $K_i - \tau_{v,i}$ elementów niezbrojonych serii HAS-C1-AAC

W tabelicy 4.8 zestawiono uzyskane rezultaty badań w postaci naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} oraz zniszczenia τ_u . Podano także globalne kąty odkształcenia postaciowego ścian odpowiadające naprężeniom rysującym Θ_{cr} i kąty deformacji postaciowej odpowiadające naprężeniom niszczącym Θ_u . Zestawiono także uzyskane wartości początkowej sztywności całkowitej K_0 (uwzględniającej odkształcenia giętne i postaciowe) przy naprężeniach stycznych rzędu 0 – 0,05 τ_u oraz w chwili zarysowania K_{cr} . W tabelicy 4.9 uśredniono uzyskane rezultaty badań.

Tabela 4.8. Rezultaty badań modeli bez otworu serii HAS-C1-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	Θ_{cr} mrad	Θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HAS-C1-AAC-010/1	0,10	0,101	0,168	0,486	6,900	1192	68
HAS-C1-AAC-010/2	0,10	0,104	0,202	0,507	7,327	1017	68
HAS-C1-AAC-075/1	0,75	0,133	0,218	0,376	1,378	2372	116
HAS-C1-AAC-075/2	0,75	0,140	0,205	0,443	1,578	2507	104
HAS-C1-AAC-10/1	1,0	0,138	0,211	0,332	1,323	657	136
HAS-C1-AAC-10/2	1,0	0,124	0,172	0,291	0,769	1540	140

Tabela 4.9. Średnie rezultaty badań modeli bez otworu serii HAS-C1-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	Θ_{cr} mrad	Θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HAS-C1-AAC-010	0,10	0,103	0,185	0,496	7,114	1105	67,8
HAS-C1-AAC-075	0,75	0,136	0,211	0,410	1,478	2439	109,8
HAS-C1-AAC-10	1,0	0,131	0,192	0,311	1,046	1098	138,2

Na podstawie wykonanych badań stwierdzono, że identycznie jak w modelach bez zbrojenia wzrost wartości naprężeń w chwili zarysowania rósł proporcjonalnie ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających od $0,101 \text{ N/mm}^2$ do $0,140 \text{ N/mm}^2$, a wartości średnie w przedziale $0,103 - 0,136 \text{ N/mm}^2$. Analogiczną tendencję stwierdzono w przypadku naprężeń określonych w chwili zniszczenia. Wartości naprężeń niszczących zmieniała się w przedziale $0,168 - 0,218 \text{ N/mm}^2$, a parametry średnie naprężenia niszczącego wyniosły odpowiednio $0,185 - 0,211 \text{ N/mm}^2$. Stwierdzono, iż ekstremalnymi naprężeniami charakteryzowały się elementy w który występowało ściskanie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$.

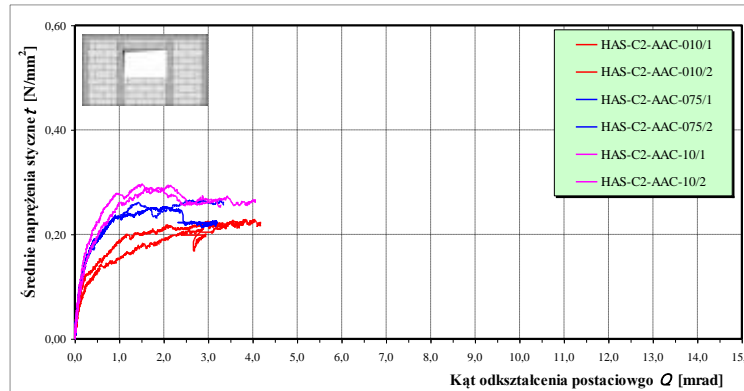
Zarejestrowane w chwili zarysowania kąty odkształcenia postaciowego zmieniały się w granicach $0,496 - 0,311$ mrad, uzyskane największe wartości stwierdzono dla elementów najbardziej ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$. Zauważono, iż średnie parametry deformacji postaciowej malały wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających w przedziale od $7,114$ mrad do $1,046$ mrad w przypadku modeli z towarzyszącymi ścinaniu maksymalnymi naprężeniami ściskającymi. Sztywności początkowe ścian K_0 malały wraz ze wzrostem występujących naprężeń w przedziale od 1098 MN/m do 2439 MN/m , a średnie sztywności malały w miarę wzrostu występujących wstępnych naprężeń ściskających. W przypadku modeli, w których zastosowano minimalną wartość wstępnych naprężeń ściskających uzyskano wartość K_{cr} równą $67,8 \text{ MN/m}$, a w ścianach maksymalnie ściskanych wartość ta wynosiła już $138,2 \text{ MN/m}$.

4.6.2.3. Ściany z otworem skrępowanie typu C2

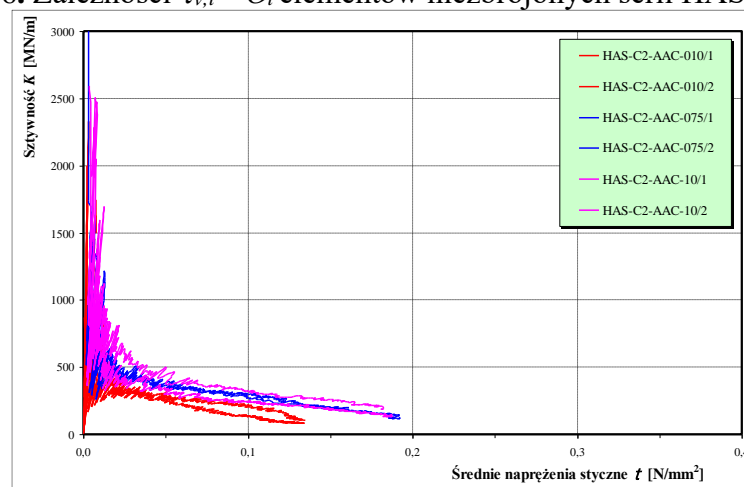
Na rys. 4.26 przedstawiono uzyskane zależności naprężenie $\tau_{v,i}$ odkształcenie Θ_i , elementów z otworem serii HAS-C2-AAC. Rysunek 4.27 przedstawia uzyskane zmiany sztywności całkowitej wszystkich zbadanych elementów.

Początkowe zmiany relacji $\tau_{v,i} - \Theta_i$ nie różniły się istotnie od wyników badań prezentowanych wcześniej. W ścianach wstępnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ nastąpiła redukcja sztywności (wzrost pochylania wykresów), która była znacznie mniejsza niż w modelach ze skrępowaniem obwodowym (seria C1). Po osiągnięciu maksymalnych naprężeń nie wystąpiło osłabienie. W modelach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ po zarysowaniu również stwierdzono wzmocnienie, a po osiągnięciu maksymalnych naprężeń efekt osłabienia, który nie był tak wyraźny jak w modelach ze skrępowaniem serii C1. Relacje $K_i - \tau_{v,i}$ (rys. 4.27) miała bardzo podobny przebieg jak w ścianach ze skrępowaniem serii C1. Rów-

niez we wstępnej fazie obciążenia powstał bardzo gwałtowny spadek sztywności, a następnie wyraźnie widoczne „wypłaszczenie”.



Rys. 4.26. Zależności $\tau_{v,i}$ – Θ_i elementów niezbrojonych serii HAS-C2-AAC



Rys. 4.27. Zależności K_i – $\tau_{v,i}$ elementów niezbrojonych serii HAS-C2-AAC

Uzyskane wartości naprężeń rysujących τ_{cr} oraz niszczących τ_u , i kąta odkształcenia postaciowego w momencie zarysowania $\Theta_{cr,mv}$, kąta deformacji postaciowej w momencie zniszczenia $\Theta_{u,mv}$, sztywność początkowych K_0 oraz sztywności w momencie zarysowania K_{cr} dla zbadanych elementów przedstawiono w tabelicy 4.10. Uzyskane średnie wartości dla poszczególnych parametrów przestawiono w tabelicy 4.11.

Tablica 4.10. Rezultaty badań modeli bez otworu serii HAS-C2-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	Θ_{cr} mrad	Θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HAS-C2-AAC-010/1	0,10	0,135	0,225	0,413	3,745	2329	107
HAS-C2-AAC-010/2	0,10	0,133	0,229	0,538	3,812	1746	81
HAS-C2-AAC-075/1	0,75	0,191	0,253	0,535	2,045	3036	117
HAS-C2-AAC-075/2	0,75	0,158	0,265	0,295	2,572	1635	176
HAS-C2-AAC-10/1	1,0	0,182	0,297	0,316	1,505	2593	189
HAS-C2-AAC-10/2	1,0	0,186	0,294	0,466	2,080	2506	131

Tablica 4.11. Średnie rezultaty badań modeli bez otworu serii HAS-C2-AAC

Element	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
		τ_{cr} N/mm ²	τ_u N/mm ²	θ_{cr} mrad	θ_u mrad	K_0 MN/m	K_{cr} MN/m
HAS-C2-AAC-010	0,10	0,134	0,227	0,476	3,778	2037	94,0
HAS-C2-AAC-075	0,75	0,175	0,259	0,415	2,308	2335	146,7
HAS-C2-AAC-10	1,0	0,184	0,295	0,391	1,792	2550	160,2

Dla elementów serii HAS-C2-AAC występujące naprężenia rysujące ulegały zmianie w przedziale 0,133 – 0,191 N/mm², a wartości średnie w przedziale 0,134 – 0,184 N/mm² – i podobnie jak we wcześniejszych badaniach rosły proporcjonalnie do wartości wstępnych naprężeń ściskających. Analogiczna tendencja została stwierdzona w chwili zniszczenia. Naprężenia niszczące zmieniały się w przedziale 0,225 – 0,297 N/mm², a wartości średnie w przedziale 0,227 – 0,295 N/mm².

Uzyskane w badaniach w chwili zarysowania wartości kątów odkształcenia postaciowego mieściły się w przedziale 0,476 – 0,391 mrad, jednakże największe parametry uzyskano w elementach z najmniejszym wstępnym naprężeniem ściskającym o wartości 0,10 N/mm². Stwierdzone średnie deformacje postaciowe wraz ze wzrostem naprężeń ściskających malały w przedziel od 3,778 mrad do 1,792 mrad.

Sztywności początkowe ścian K_0 niewiele wzrastały przy wzroście naprężeń w zakresie od 2037 MN/m do 2550 MN/m. Natomiast średnia sztywności w chwili zarysowania wzrastała wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających.

W przypadku modeli, w których występowało minimalnie wstępne ściskanie uzyskano sztywność równą $K_{cr} = 94$ MN/m, a w modelach z maksymalnymi wstępnymi naprężeniami ściskającymi otrzymano maksymalną sztywność równą 160,2 MN/m.

4.6.3. Wpływ wstępnych naprężeń ściskających

4.6.3.1. Ściany bez otworu

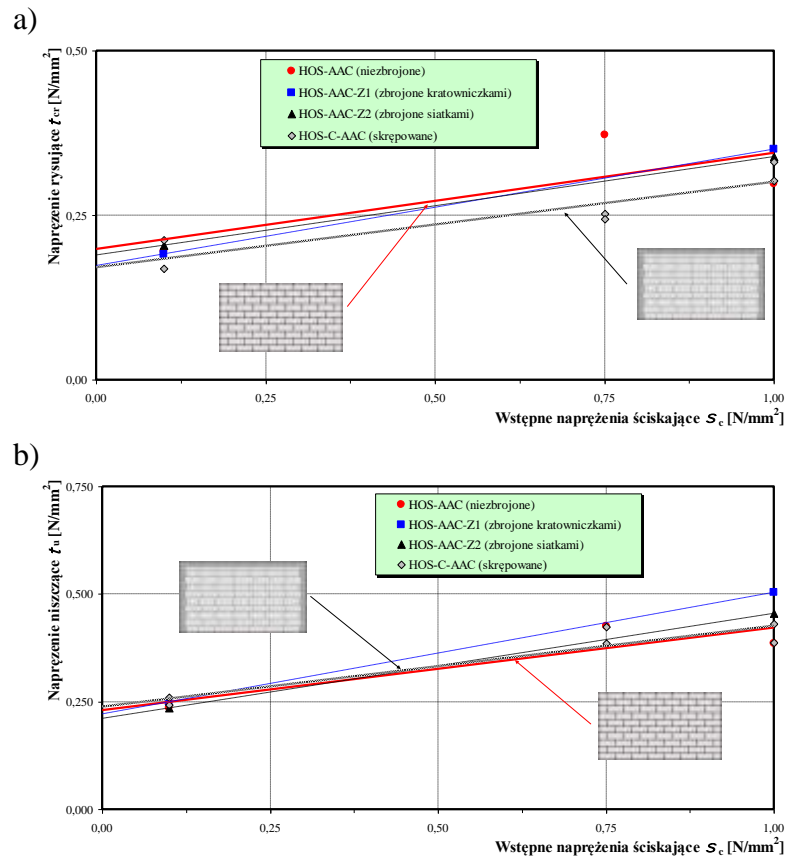
W tablicy 4.12 zestawiono uzyskane w badaniach średnie naprężenia, kąty odkształceń i kąty deformacji postaciowych jak również sztywności w odniesieniu do wartości średnich które uzyskano w ścianach przy obciążeniu ściskającym $\sigma_c = 0,10$ N/mm².

Tablica 4.12. Porównanie uzyskanych wyników badań modeli w odniesieniu do elementów ścinanych przy najmniejszych wartościach wstępnych naprężeń ściskających

Seria	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania	początkowa	w chwili zarysowania
		$\frac{\tau_{cr,\sigma}}{\tau_{cr,010}}$	$\frac{\tau_{u,\sigma}}{\tau_{u,010}}$	$\frac{\Theta_{cr,\sigma}}{\Theta_{cr,010}}$	$\frac{\Theta_{u,\sigma}}{\Theta_{u,010}}$	$\frac{K_{0,\sigma}}{K_{0,010}}$	$\frac{K_{cr,\sigma}}{K_{cr,010}}$
HOS-C-AAC-010	0,10	1	1	1	1	1	1
HOS-C-AAC-075	0,75	1,30	1,62	2,34	2,20	0,68	0,55
HOS-C-AAC-10	1,00	1,66	1,63	4,42	3,95	0,46	0,48

Wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających wywołał wyraźnie zauważalny wzrost naprężeń zarówno rysujących jak i niszczących. W przypadku naprężeń ściskających równych 0,75 N/mm² i 1,0 N/mm² uzyskany przyrosty naprężeń rysujących wyniósł 30% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-075 i 66% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-10. Podobnie określone wzrosty naprężeń niszczących wynosiły 62% w odniesieniu do ścian serii HOS-C-AAC-075 i 63% w ścianach serii HOS-C-AAC-10.

Rys. 4.28 obrazuje porównanie wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania oraz naprężeń stycznych w chwili zniszczenia ścian skrępowanych oraz ścian bez zbrojenia i ścian zbrojonych przedstawionych w pracy [51].

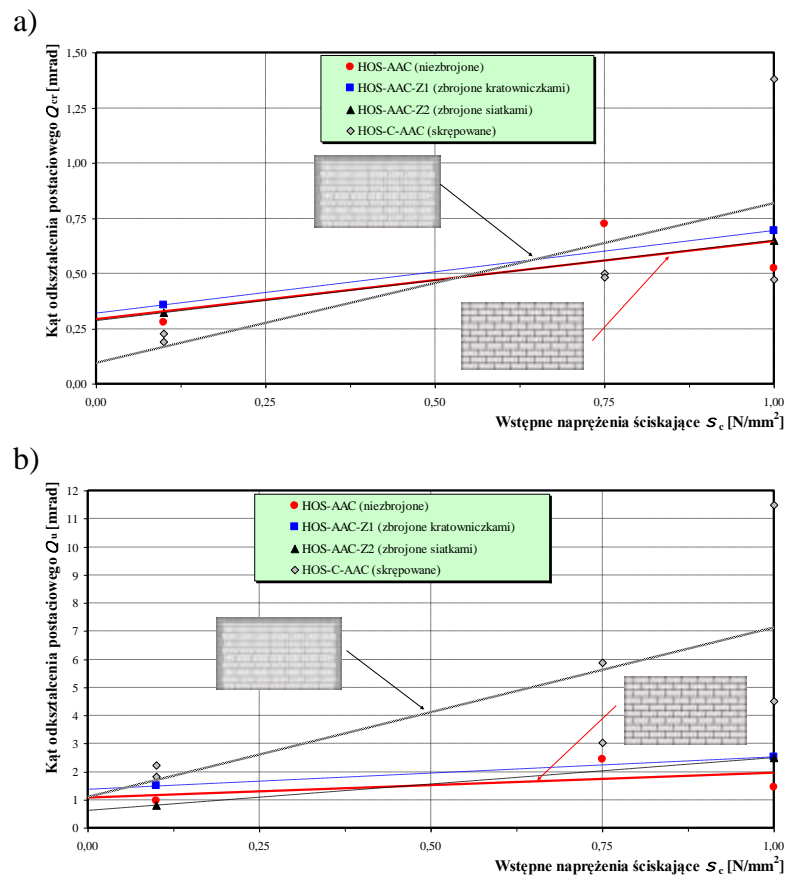


Rys. 4.28. Zestawienie uzyskanych wartości naprężeń (rysujących i niszczących) wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) naprężenia rysujące – τ_{cr} , b) naprężenia niszczące – τ_u

W przypadku kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania Θ_{cr} oraz w chwili zniszczenia Θ_u zaobserwowano analogiczną sytuację jak w przypadku naprężeń stycznych.

W przypadku kątów wzrost wstępnych naprężeń ściskających wywołał wzrost odkształceń postaciowych Θ_{cr} równy 134% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-075 oraz 342% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-10. Deformacje postaciowe Θ_u wzrosły 120% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-075 oraz 295% w odniesieniu do ściany serii HOS-C-AAC-10.

Rys. 4.29 przedstawia porównanie wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania jak również kątów deformacji postaciowej w chwili zniszczenia ścian skrępowanych i ścian zbrojonych i ścian bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem zrealizowanych w ramach pracy [51].

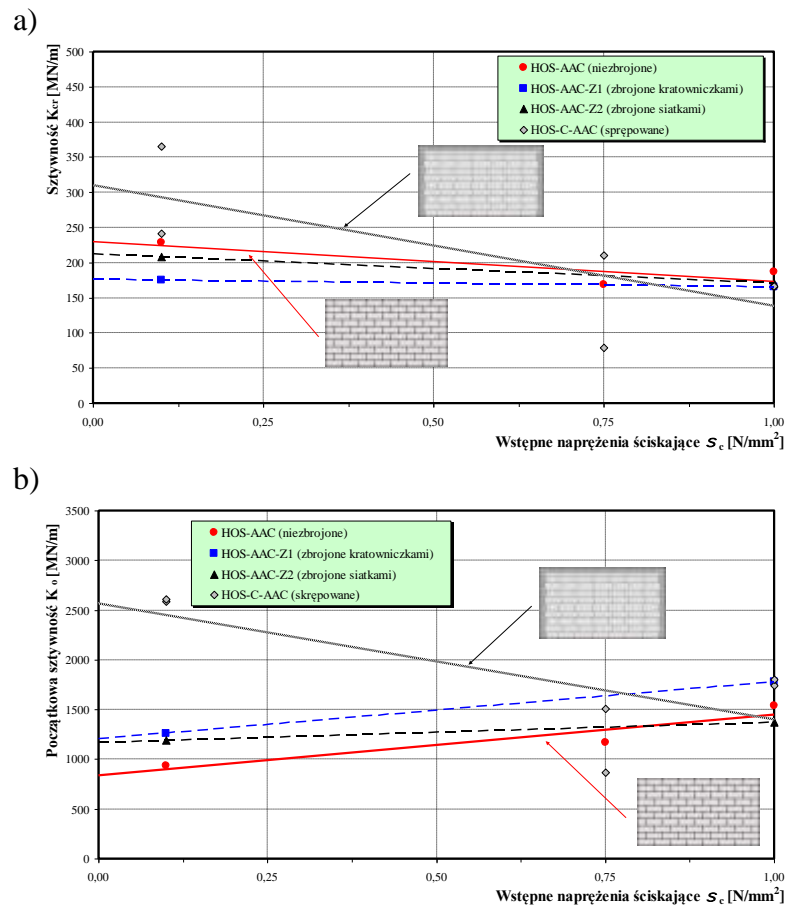


Rys. 4.29. Zestawienie uzyskanych wartości kątów odkształcenia i deformacji postaciowej w chwili zarysowania i zniszczenia wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) kąty odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania – Θ_{cr} , b) kąty deformacji postaciowej w chwili zniszczenia – Θ_u

Badania wykazały odwrotną tendencję w przypadku sztywności, a więc wzrostowi wartości wstępnych naprężeń ściskających towarzyszył spadek sztywności. Uzyskana degradacja sztywności początkowej K_0 wynosiła 32% w przypadku ścian serii HOS-C-AAC-075 oraz 54% w ścianach serii HOS-C-AAC-10.

Analogiczne wnioski wynikają z analizy sztywności określonej w chwili zarysowania. Obniżenie się sztywności K_{Cr} wynosiło 45% w ścianach serii HOS-C-AAC-075 i 52% w ścianach maksymalnie ściskanych serii HOS-C-AAC-10.

Na wykresach pokazanych na rys. 4.30 porównano wartości początkowych sztywności K_0 oraz sztywności w chwili zarysowania K_{Cr} ścian skrępowanych i ścian bez zbrojenia oraz zbrojonych zrealizowanych w ramach pracy [51].



Rys. 4.30. Zestawienie uzyskanych wartości sztywności wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) sztywności w chwili zarysowania – K_{Cr} , b) początkowe sztywności – K_0

4.6.3.2. Ściany z otworem skrępowanie typu C1

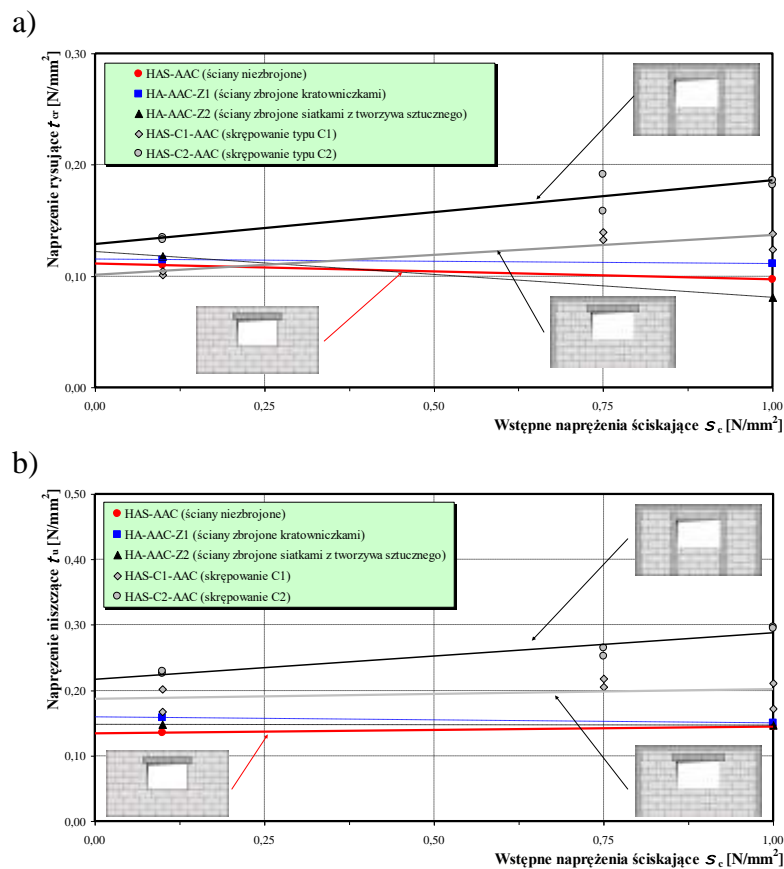
W tabelicy 4.13 zestawiono uzyskane w badaniach średnie naprężenia, kąty odkształceń i kąty deformacji postaciowych jak również sztywności w odniesieniu do wartości średnich które uzyskano w ścianach przy obciążeniu ściskającym $\sigma_c = 0,10 \text{ N/mm}^2$ ścian skrępowanych serii HAS-C1-AAC.

Tablica 4.13. Porównanie uzyskanych wyników badań modeli w odniesieniu do elementów ścinanych przy najmniejszych wartościach wstępnych naprężeń ściskających

Seria	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania	początkowa	w chwili zarysowania
		$\frac{\tau_{cr,\sigma}}{\tau_{cr,010}}$	$\frac{\tau_{u,\sigma}}{\tau_{u,010}}$	$\frac{\Theta_{cr,\sigma}}{\Theta_{cr,010}}$	$\frac{\Theta_{u,\sigma}}{\Theta_{u,010}}$	$\frac{K_{0,\sigma}}{K_{0,010}}$	$\frac{K_{cr,\sigma}}{K_{cr,010}}$
HAS-C1-AAC-010	0,10	1	1	1	1	1	1
HAS-C1-AAC-075	0,75	1,33	1,14	0,83	0,21	2,21	1,62
HAS-C1-AAC-10	1,00	1,28	1,04	0,63	0,15	0,99	2,04

Z przedstawionego porównania wynika, że przy zwiększaniu wstępnych naprężeń ściskających uzyskano zmiany wartości zarówno naprężeń rysujących jak i niszczących. W przypadku naprężeń ściskających równych 0,75 N/mm² i 1,0 N/mm² wzrost naprężeń rysujących wyniósł 33% w przypadku elementów serii HAS-C1-AAC-075 i 28% w ścianach serii HAS-C1-AAC-10. Natomiast w przypadku naprężeń niszczących wzrosty wynosiły 14% dla ściany serii HAS-C-AAC-075 oraz 4% dla ściany serii HAS-C-AAC-10.

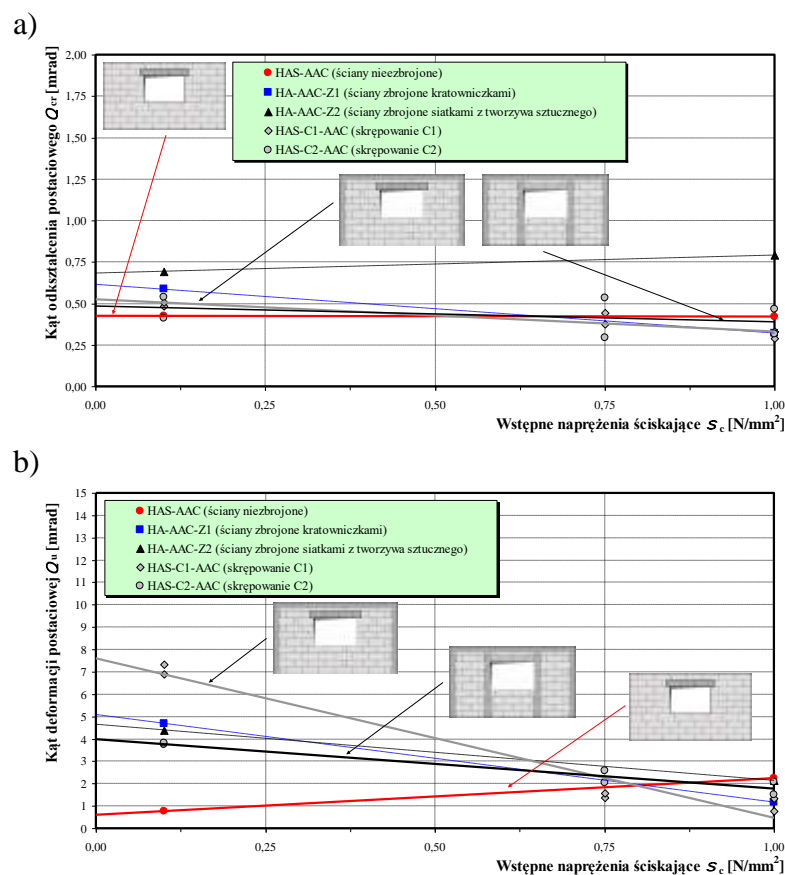
Na rys. 4.31 zobrazowano porównanie wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania oraz naprężeń stycznych w chwili zniszczenia ścian skrępowanych oraz ścian bez zbrojenia i ścian zbrojonych przedstawionych w pracy [51].



Rys. 4.31. Zestawienie uzyskanych wartości naprężeń (rysujących i niszczących) wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) naprężenia rysujące – τ_{cr} , b) naprężenia niszczące – τ_u

W przypadku kątów odkształcenia postaciowego zauważono trend odwrotny, gdyż kąty odkształcenia postaciowego Θ_{cr} w chwili zarysowania oraz kąty deformacji postaciowej w chwili zniszczenia Θ_u ulegały zmniejszeniu. W przypadku kątów Θ_{cr} stwierdzono 17% zmniejszenie w przypadku ścian serii HAS-C1-AAC-075 oraz 37% w ścianach serii HAS-C1-AAC-10. W przypadku deformacji postaciowych Θ_u zredukowały się o 79% w odniesieniu do ścian serii HAS-C1-AAC-075 oraz 85% w przypadku ściany serii HAS-C1-AAC-10.

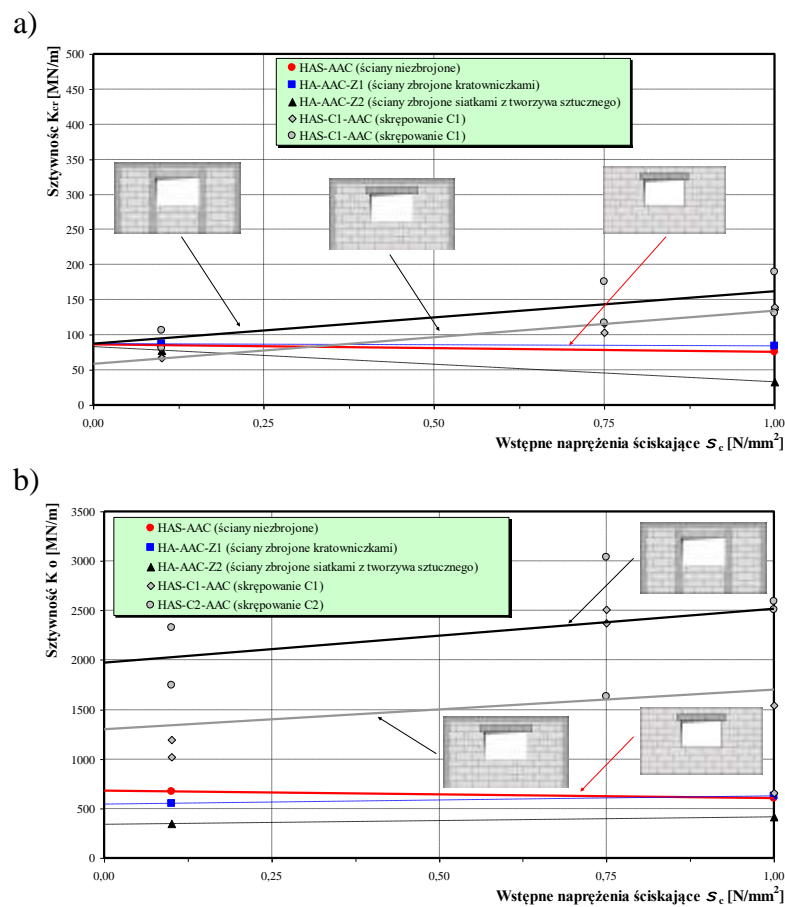
Rys. 4.32 przedstawia porównanie wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania jak również kątów deformacji postaciowej w chwili zniszczenia ścian skrępowanych i ścian zbrojonych i ścian bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem zrealizowanych w ramach pracy [51].



Rys. 4.32. Zestawienie uzyskanych wartości kątów odkształcenia i deformacji postaciowej w chwili zarysowania i zniszczenia wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) kąty odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania – Θ_{cr} , b) kąty deformacji postaciowej w chwili zniszczenia – Θ_u

W przypadku sztywności początkowej K_0 uzyskano nie całkiem jednoznaczne wyniki. W modelach, w których występowało ściskanie wstępne na poziomie $0,75 \text{ N/mm}^2$ sztywność wzrosła o 121%, a w modelach, w których występowały maksymalne ściskania nie zauważono zmian sztywności w porównaniu do modeli minimalnie ściskanych. W chwili zarysowania stwierdzono wzrosty sztywności K_{cr} . W odniesieniu do modeli serii HAS-C1-075 wzrost wynosił 62%, a modeli ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ uzyskano wzrost sztywności o 104%.

Na wykresach pokazanych na rys. 4.33 porównano wartości początkowych sztywności K_0 oraz sztywności w chwili zarysowania K_{cr} ścian skrępowanych i ścian bez zbrojenia oraz zbrojonych zrealizowanych w ramach pracy [51].



Rys. 4.33. Zestawienie uzyskanych wartości sztywności wszystkich zbadanych ścian w zależności od wartości σ_c : a) sztywności w chwili zarysowania – K_{cr} , b) początkowe sztywności – K_0

4.6.3.3. Ściany z otworem skrępowanie typu C2

W tabelicy 4.14 przedstawiono porównanie uzyskanych rezultatów badań naprężeń określonych w chwili zarysowania i zniszczenia oraz odpowiadających im kątów odkształcenia i deformacji postaciowej, a także początkowych sztywności i sztywności w chwili zarysowania

w odniesieniu do wartości średnich które zostały uzyskane przy wstępnych naprężeniach ściskających $\sigma_c = 0,10 \text{ N/mm}^2$.

Tablica 4.14. Porównanie uzyskanych wyników badań modeli w odniesieniu do elementów ścinanych przy najmniejszych wartościach wstępnych naprężeń ściskających

Seria	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania	początkowa	w chwili zarysowania
		$\frac{\tau_{cr,\sigma}}{\tau_{cr,010}}$	$\frac{\tau_{u,\sigma}}{\tau_{u,010}}$	$\frac{\Theta_{cr,\sigma}}{\Theta_{cr,010}}$	$\frac{\Theta_{u,\sigma}}{\Theta_{u,010}}$	$\frac{K_{0,\sigma}}{K_{0,010}}$	$\frac{K_{cr,\sigma}}{K_{cr,010}}$
HAS-C2-AAC-010	0,10	1	1	1	1	1	1
HAS-C2-AAC-075	0,75	1,31	1,14	0,87	0,61	1,15	1,56
HAS-C2-AAC-10	1,00	1,38	1,30	0,82	0,47	1,25	1,70

Na podstawie wykonanych porównań wykazano, że wzrost wartości naprężeń ściskających wstępnie przyłożonych do modeli wywołał zmiany wartości zarówno naprężeń rysujących jak i niszczących. W modelach serii ściskanych wstępnie do wartości 0,75 N/mm² oraz 1,0 N/mm² uzyskano przyrost naprężeń rysujących o 31% (seria HAS-C2-AAC-075) oraz 38% w ścianach serii HAS-C2-AAC-10. W przypadku naprężeń niszczących uzyskano wzrost o 14% w przypadku ścian serii HAS-C2-AAC-075 oraz 30% w ścianach serii HAS-C2-AAC-10. Porównanie wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania oraz naprężeń stycznych w chwili zniszczenia ścian skrępowanych oraz ścian bez zbrojenia i ścian zbrojonych przedstawionych w pracy [51] zobrazowano na rys. 4.31.

Wykazano, że wzrost wstępnych naprężeń ściskających powodował obniżanie się kątów odkształcenia postaciowego Θ_{cr} w chwili zarysowania jak i kątów deformacji postaciowej w chwili zniszczenia Θ_u . Zaobserwowane redukcje kątów Θ_{cr} wynosiły 13% w ścianach serii HAS-C2-AAC-075 oraz 18% w ścianach serii HAS-C2-AAC-10. W przypadku deformacji postaciowych Θ_u zredukcje kątów wyniosły 39% w przypadku ścian serii HAS-C2-AAC-075 oraz 53% w ścianach serii HAS-C2-AAC-10. Zmiany wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania jak również kątów deformacji postaciowej w chwili zniszczenia ścian skrępowanych i ścian zbrojonych i ścian bez zbrojenia oraz ze zbrojeniem zrealizowanych w ramach pracy [51] pokazano na rys. 4.32.

Początkowe sztywności K_0 ulegały zwiększeniu wraz ze zwiększeniem wstępnych naprężeń rysujących. W modelach wstępnie ściskanych do wartości 0,75 N/mm² uzyskano wzrosty na poziomie 15% w porównaniu do modeli minimalnie ściskanych, a w ścianach ściskanych maksymalnie analogicznie określony wzrost sztywności wyniósł 25%. W chwili zarysowania uzyskano wzrosty sztywności K_{cr} wyniosły 26% w modelach serii HAS-C2-075 oraz 70%

w ścianach serii HAS-C2-10. Wykresy pokazane na rys. 4.33 przedstawiają zmiany początkowych sztywności K_0 oraz sztywności w chwili zarysowania K_{cr} ścian skrępowanych i ścian bez zbrojenia oraz zbrojonych zrealizowanych w ramach pracy [51].

4.6.4. Wpływ rodzaju skrępowania

Zgodnie z postawionym na wstępie pytaniem przeanalizowano wpływ skrępowania zlokalizowanego wzdłuż pionowych krawędzi otworów (zgodnie z normą EC-6 [N-42]) na parametry mechaniczne ściany. W pierwszej kolejności wykonano porównanie średnich naprężeń, kątów odkształceń oraz deformacji postaciowych i sztywności uzyskanych w ścianach ścian skrępowanych typu C1 oraz ścianach skrępowanych typu C2. Wyniki zebrano w formie tabelarycznej co zostało przedstawione w tablicy 4.15.

Tablica 4.15. Porównanie uzyskanych wyników badań modeli ze skrępowaniem typu C2 w odniesieniu modeli ze skrępowaniem typu C1

Seria	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej		Całkowita sztywność	
		zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania	początkowa	w chwili zarysowania
		$\frac{\tau_{cr,C2}}{\tau_{cr,C1}}$	$\frac{\tau_{u,C2}}{\tau_{u,C1}}$	$\frac{\theta_{cr,C2}}{\theta_{cr,C1}}$	$\frac{\theta_{u,C2}}{\theta_{u,C1}}$	$\frac{K_{o,C2}}{K_{o,C1}}$	$\frac{K_{cr,C2}}{K_{cr,C1}}$
HAS-C1-AAC-010 i HAS-C2-AAC-010	0,10	1,30	1,23	0,96	0,53	1,84	1,39
HAS-C1-AAC-075 i HAS-C2-AAC-075	0,75	1,28	1,23	1,01	1,56	0,96	1,34
HAS-C1-AAC-10 i HAS-C2-AAC-10	1,00	1,41	1,54	1,26	1,71	2,32	1,16

Analiza wykazała, że uzyskane wartości naprężeń w chwili zarysowania ścian typu C2 były znacząco większe w stosunku do naprężeń uzyskanych w ścianach ze skrępowaniem obwodowym typu C1. W przypadku modeli wstępnie ściskanych do wartości 0,1 N/mm² oraz do 0,75 N/mm² uzyskano wzrost naprężeń o około 30%. Natomiast w modelach modeli maksymalnie ściskanych wartość naprężeń wzrosła o 40%. Analogicznie modele zachowywały się w chwili zniszczenia. W ścianach maksymalnie ściskanych uzyskano wzrost naprężeń niszczących równych 54%, a w przypadku pozostałych serii elementów przy mniejszych naprężeniach ściskających σ_c naprężenia niszczące wzrosły o około 23%.

W przypadku kątów odkształcenia postaciowego i kątów deformacji postaciowej wystąpiła analogiczna sytuacja. W przypadku modeli z minimalnym wstępnym ściskaniem nie stwier-

dzono znaczącego wpływu typu skrępowania, na uzyskane wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ_{cr} . W chwili zniszczenia deformacje postaciowe uzyskane w modelach ze skrępowaniem typu C2 były mniejsze o około 47%. Ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ścisających, zmieniał się wpływ typu skrępowania. W przypadku modeli ściskanych maksymalnie ściskania odkształcenia postaciowe modeli ze skrępowaniem typu C2 były o ponad 26% większe o odkształceń otrzymanych w modelach elementów krępujących biegnących wzdłuż pionowych krawędzi otworów okiennych. Natomiast w chwili zniszczenia deformacje postaciowe wykazane w modelach ze skrępowaniem typu C2 ściskanych do wartości 0,75 N/mm² i 1,0 N/mm² były większe odpowiednio o 56% i 71%.

W podobny sposób przeanalizowano wpływ typu skrępowania na analizowane sztywności ścian. W przypadku początkowej sztywności K_0 w modelach minimalnie i maksymalnie ściskanych sztywności ścian ze skrępowaniem wykonanym wzdłuż pionowych krawędzi otworów (typu C2) były większe odpowiednio o 84% i 132% w odniesieniu do sztywności ścian skrępowanych wzdłuż obwodu. W ścianach ściskanych do wartości 0,75 N/mm² zamiast wzrostu, zaobserwowano nieznaczny, bo 4% spadek sztywności. Natomiast w chwili zarysowania ta tendencja była bardziej widoczna, gdyż wzrost wstępnych naprężeń ścisających powodował wzrost sztywności. W przypadku ścian, w których występowało minimalne ściskanie sztywność K_{cr} ścian w których występowały cztery rdzenie była większa o około 39% niż w przypadku typu skrępowania ściany C1. Z kolei w ścianach ściskanych do wartości ściskaniu 1,0 N/mm² wzrost sztywności wyniósł 16%, a w ścianach ściskanych do wartości $\sigma_c = 0,75$ N/mm² analogicznie określony wzrost sztywności wyniósł 34%.

Tablica 4.16 prezentuje wyniki badań ścian skrępowanych serii HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC odniesione do tak samo badanych ścian bez zbrojenia serii HOS-AAC i HAS-AAC przedstawionych w pracy [51].

Tablica 4.16. Porównanie wyników badań ścian skrępowanych z wynikami ścian nieskrępowanych (referencyjnych)

Seria	Opis	σ_c N/mm ²	Naprężenia		Kąty odkształcenia (deformacji) postaciowego		Sztywność całkowita	
			zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie	początkowa	w chwili zarysowania
			$\frac{\tau_{cr,C}}{\tau_{cr,U}}$	$\frac{\tau_{u,C}}{\tau_{u,U}}$	$\frac{\Theta_{cr,C}}{\Theta_{cr,U}}$	$\frac{\Theta_{u,C}}{\Theta_{u,U}}$	$\frac{K_{0,C}}{K_{0,U}}$	$\frac{K_{cr,C}}{K_{cr,U}}$
HOS-C-AAC	Ściany skrępowane	0,1	0,97	1,07	0,75	2,09	2,79	1,33
		0,75	0,67	0,95	0,68	1,83	1,52	0,99
		1,0	1,06	1,06	1,77	5,50	0,77	0,77

HAS-C1-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C1	0,1	0,93	1,36	1,17	9,20	1,65	0,80
		1,0	1,35	1,33	0,74	0,47	1,83	1,83
HAS-C2-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C2	0,1	1,22	1,68	1,12	4,88	3,04	1,11
		1,0	1,89	2,05	0,93	0,80	4,24	2,12
$\tau_{cr,C}$, $\tau_{u,C}$, $\theta_{cr,C}$, $\theta_{u,C}$, $K_{0,C}$, $K_{cr,C}$ – wyniki badań ścian skrępowanych, $\tau_{cr,U}$, $\tau_{u,U}$, $\theta_{cr,U}$, $\theta_{u,U}$, $K_{0,U}$, $K_{cr,U}$ – wyniki badań ścian nieskrępowanych (referencyjnych).								

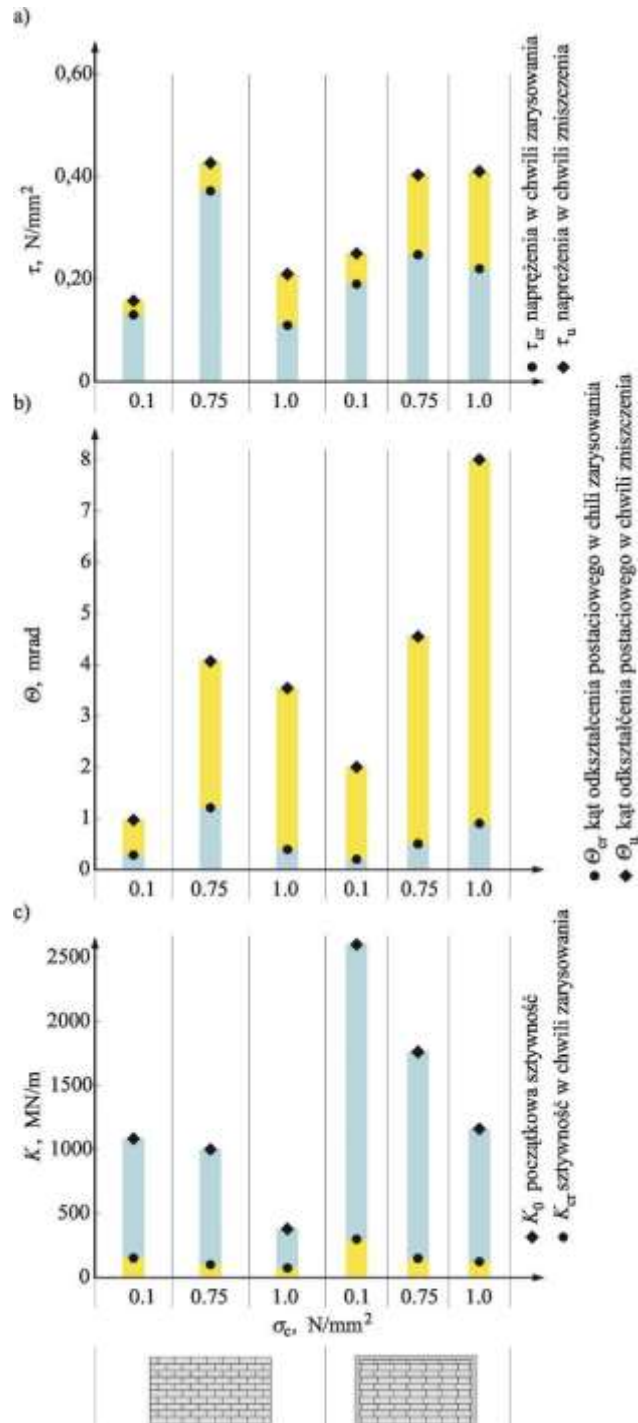
Na rys. 4.34 i rys. 4.35 zestawiono uzyskane wartości analizowanych parametrów wszystkich zbadanych serii elementów. W przypadku modeli skrępowanych (serie HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC) podano uśrednione wartości pochodzące z dwóch modeli. Bardzo podobnie sytuacja wyglądała w chwili zniszczenia. W ścianach ściskanych do wartości 0,1 i 1,0 N/mm² wzrost naprężeń wyniósł 7% i 6%, w ścianach ściskanych do 0,75 N/mm² odnotowano 5% spadek wartości naprężeń. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w ścianach skrępowanych ściskanych do wartości 0,1 i 0,75 N/mm² były mniejsze od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Tylko, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano ponad 77% wzrost odkształceń. Zdecydowanie najbardziej wyraźny wpływ stwierdzono w chwili osiągnięcia największych naprężeń ściskających. We wszystkich ścianach deformacje postaciowe były większe niż w ścianach nieskrępowanych. Największy wzrost deformacji 450% wystąpił w elementach maksymalnie ściskanych, a w pozostałych modelach wzrosty deformacji wyniosły 109% i 83%. Początkowe sztywności ścian były większe od sztywności ścian nieskrępowanych przy naprężeniach ściskających rzędu 0,1 N/mm² i 0,75 N/mm² odpowiednio o 179% i 52%. W modelu maksymalnie ściskanych początkowa sztywność była wyraźnie mniejsza o ponad 73%. W chwili zarysowania sztywność K_{cr} modeli minimalnie ściskanych była większa o około 33%. W modelach maksymalnie ściskanych sztywność były mniejsze o 23%, w ścianach ściskanych do wartości 0,75 N/mm² nie wystąpiła zmiana sztywności.

W ścianach skrępowanych z otworem i skrępowaniem obwodowym serii HAS-C1-AAC przy najmniejszych wstępnych naprężeniach ściskających naprężenia rysujące były nieznacznie mniejsze (7%) od uzyskanych w ścianach bez zbrojenia. Z kolei w ścianach ściskanych do

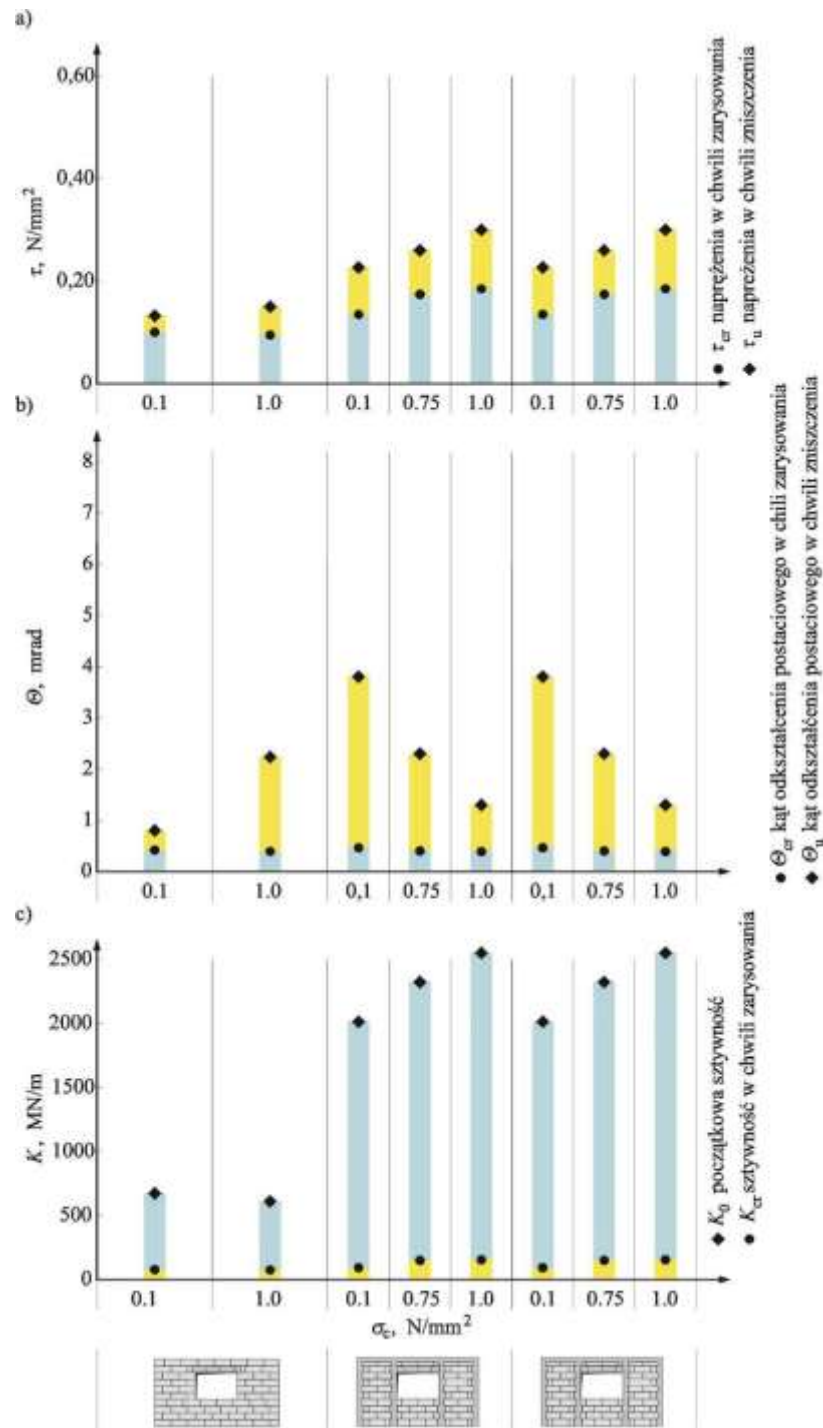
wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ naprężenia rysujące wzrosły o ponad 35% w odniesieniu do modeli bez zbrojenia. W chwili zniszczenia, w ścianach ściskanych do wartości $0,1$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ wzrost naprężeń niszczących odniesiony do modeli bez zbrojenia wyniósł 33% i 36%. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w ścianach skrępowanych ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ były o około 17% większe od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Natomiast, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano ponad 24% zmniejszenie odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia wystąpiło największe zróżnicowanie wyników badań. W modelach minimalnie ściskanych otrzymane deformacje postaciowe były ponad dziewięciokrotnie większe od uzyskanych w modelach referencyjnych. Natomiast w modelach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ deformacje postaciowe zmniejszyły się o ponad 53%. Początkowe sztywności ścian były większe od sztywności ścian nieskrępowanych przy naprężeniach ściskających rzędu $0,1 \text{ N/mm}^2$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ odpowiednio o 65% i 83%. W chwili zarysowania sztywność K_{cr} modeli minimalnie ściskanych była mniejsza o około 20% od modeli referencyjnych, a w modelach ściskanych maksymalnie wzrost sztywności wynosił ponad 83%.

W ścianach skrępowanych z otworem i skrępowaniem biegnącym po obwodzie i wzdłuż pionowych krawędzi otworów serii HAS-C2-AAC przy najmniejszych wstępnych naprężeniach ściskających naprężenia rysujące były o 22% większe od uzyskanych w ścianach bez zbrojenia. Z kolei w ścianach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ naprężenia rysujące wzrosły o ponad 89% w odniesieniu do modeli bez zbrojenia. W chwili zniszczenia, w ścianach ściskanych do wartości $0,1$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ wzrost naprężeń niszczących odniesiony do modeli bez zbrojenia wyniósł 68% i 105%. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w ścianach skrępowanych ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ były o około 12% większe od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Natomiast, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano nieznaczne 7% zmniejszenie odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia wystąpiło największe zróżnicowanie wyników badań. W modelach minimalnie ściskanych otrzymane deformacje postaciowe były niemal pięciokrotnie większe od uzyskanych w modelach referencyjnych. Natomiast w modelach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ deformacje postaciowe zmniejszyły się o ponad 20%. Początkowe sztywności ścian były większe od sztywności ścian nieskrępowanych przy naprężeniach ściskających rzędu $0,1 \text{ N/mm}^2$ i $1,0 \text{ N/mm}^2$ odpowiednio o 204% i 324%. W chwili zarysowania sztywność K_{cr} wszystkich modeli była większa od modeli referencyjnych –

w modelu minimalnie ściskanym sztywność o 11%, a w ścianach maksymalnie ściskanej o 112%.



Rys. 4.34. Porównanie uzyskanych wyników badań ścian bez skrępowania oraz skrępowanych serii HOS-C-AAC bez otworów: a) naprężenia rysujące i niszczące, b) kąty odkształcenia postaciowego i deformacji postaciowej, c) początkowe sztywności i sztywności w chwili zarysowania



Rys. 4.35. Porównanie uzyskanych wyników badań ścian z otworami bez skrępowania oraz skrępowanych serii HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC: a) naprężenia rysujące i niszczące, b) kąty odkształcenia postaciowego i deformacji postaciowej, c) początkowe sztywności i sztywności w chwili zarysowania

4.7. Wnioski wynikające z badań ścian

W odniesieniu do średnich wartości otrzymanych w ramach danej wartości wstępnych naprężeń ściskających, przeprowadzone badania ścian skrępowanych pozwalają na sformułowanie następujących konkluzji:

W przypadku badań ścian **bez otworu serii HOS-C-AAC** uzyskano:

- w ścianach skrępowanych bez otworów (serii HOS-C-AAC) minimalnie ściskanych rysy biegły ukośnie przez spoiny wsporne i czołowe, powstały także rysy w stykach muru i żelbetowych elementów krępujących. Wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających spowodował, że w murze dominowały rysy pionowe. Zaobserwowano zarysowania żelbetowych elementów krępujących w rozciąganych narożach oraz w połowie wysokości,
- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} wzrosły wraz ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających od $0,191 \text{ N/mm}^2$, gdy $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$ do $0,317 \text{ N/mm}^2$ gdy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u były uzależnione od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c . W ścianach minimalnie ściaknych naprężenia τ_u wynosiły $0,251 \text{ N/mm}^2$, w przypadku, gdy naprężenia ściskające wynosiły $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$ uzyskano $\tau_u = 0,409 \text{ N/mm}^2$,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania θ_{cr} modeli minimalnie ściskanych wynosiły $0,210 \text{ mrad}$ oraz $0,926 \text{ mrad}$ gdy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe θ_u modeli minimalnie ściskanych były równe $2,023 \text{ mrad}$ i wzrosły ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających do $7,999 \text{ mrad}$,
- sztywność w chwili zarysowania K_{cr} wzrosła wraz z naprężeniami ściskającymi σ_c od $303,7 \text{ MN/m}$ do $144,5 \text{ MN/m}$,
- odwrotną tendencję zauważono w przypadku początkowej sztywności K_0 , która malała wraz z naprężeniami ściskającymi σ_c od $K_0 = 2597 \text{ MN/m}$, do wartości 1188 MN/m w modelach ściskanych do wartości $1,00 \text{ N/mm}^2$,
- skrępowanie w modelach bez otworów serii HOS-C-AAC nie wpłynęło istotnie na wartości naprężeń rysujących. Jedynie w elemencie maksymalnie ściskany stwierdzono 6% wzrost naprężeń w stosunku do analogicznie badanego modelu bez skrę-

powania. W chwili zniszczenia 6% i 7% wzrost naprężeń τ_u wystąpił w modelach minimalnie i maksymalnie ściskanych,

- w elementach skrępowanych bez otworów serii HOS-C-AAC ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ i $0,75 \text{ N/mm}^2$ odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania były mniejsze od otrzymanych w ścianach referencyjnych o 25% i 32%. Tylko w modelach maksymalnie ściskanych zaobserwowano 77% wzrost odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia we wszystkich modelach skrępowanych deformacje postaciowe były wyraźnie większe od uzyskanych w ścianach niezbrojonych. Wzrost deformacji wyraźnie zależał od wartości wstępnych naprężeń ściskających. Maksymalny wzrost deformacji wyniósł ponad 450%,
- w modelach skrępowanych bez otworów (HOS-C-AAC) początkowe sztywności były większe niż w ścianach bez skrępowania. Im większa wartość wstępnych naprężeń ściskających tym wzrost sztywności malał. W modelu minimalnie ściskanych wzrost wyniósł 179%, a w ścianie maksymalnie ściskanej sztywność była mniejsza od sztywności ściany niezbrojonej. W chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskanym stwierdzono około 33% wzrost sztywności. W pozostałych modelach sztywności nie różniły się istotnie albo były mniejsze od sztywności ścian bez skrępowania.

W przypadku badań ścian **serii HAS-C1-AAC** uzyskano:

- zarysowania w modelach z otworami serii HAS-C1-AAC powstawały w rozciąganych narożach otworów a następnie w dolnych narożach filarków okiennych. W chwili zniszczenia zaobserwowano ukośne zarysowanie filarków oraz naroży ścian i elementów skrępowania w obrębie przerw roboczych,
- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} ulegały zmianie ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających σ_c od wartości $0,103 \text{ N/mm}^2$ przy naprężeniach ściskających równych $0,1 \text{ N/mm}^2$ do $0,131 \text{ N/mm}^2$ w przypadku maksymalnych naprężeń ściskających, jednakże największe naprężenia rysujące występowały przy wstępnych naprężeniach ściskających równych $0,75 \text{ N/mm}^2$ i wynosiły $0,136 \text{ N/mm}^2$,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u zależały od wartości wstępnych naprężeń ściskających σ_c i wzrosły od $0,185 \text{ N/mm}^2$ do $0,192 \text{ N/mm}^2$, a maksymalne naprężenia niszczące wynosiły $0,211 \text{ N/mm}^2$ gdy $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$,

- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} uzyskane w modelach minimalnie ściskanych wynosiły 0,496 mrad, gdy naprężenia ściskające wynosiły $1,0 \text{ N/mm}^2$ odkształcenia postaciowe miały wartość 0,311 mrad,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u malały ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających od 7,114 mrad do 1,046 mrad,
- sztywności w chwili zarysowania K_{cr} zmieniały się w granicach od 67,8 MN/m do 138,2 MN/m wraz ze wzrostem wartości σ_c ,
- zbliżoną tendencję zauważono dla początkowej sztywności K_0 , w przypadku elementów minimalnie ściskanych uzyskano $K_0 = 1105 \text{ MN/m}$, a w modelu, w którym występowało ściskanie do wartości $1,00 \text{ N/mm}^2$ uzyskana początkowa sztywność wynosiła $K_0 = 1098 \text{ MN/m}$. jednakże największą sztywność uzyskano w modelach przy ściskaniu do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ i wynosiła 2439 MN/m ,
- w modelach z otworem serii HAS-C1-AAC i obwodowym skrępowaniem w modelu maksymalnie ściskanych wykazano niemal 35% wzrost naprężeń w chwili zarysowania w odniesieniu do modeli nieskrępowanych. Maksymalne naprężenia modeli skrępowanych były w każdym przypadku większe o 36% i 33%,
- w modelach serii HAS-C1-AAC (skrępowanie obwodowe) odkształcenia w chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskanych były o 17% większe niż w modelu niezbrojonym, podobną tendencję uzyskano przy największych naprężeniach ścinających (wzrost ponad 820%). W modelach maksymalnie ściskanych kąty odkształcenia postaciowego były mniejsze niż w analogicznie badanych modelach nieskrępowanych,
- w modelach serii HAS-C1-AAC otrzymano wzrost początkowej sztywności o 65% – 83%. W chwili zarysowania tendencja była nieco inna. Tylko w modelu maksymalnie ściskanych otrzymano wzrost sztywności rzędu 83%, a w pozostałych modelach sztywność była mniejsza niż modeli bez skrępowania.

W badaniach ścian z **otworem serii HAS-C2-AAC** uzyskano:

- morfologia zarysowań modeli serii HAS-C2-AAC istotnie się różniła, ponieważ pierwsze zarysowania powstawały w dolnych narożach filaków okiennych (brak rys w rozciąganych narożach otworów okiennych), a wzrost obciążeń powodował zarysowania na styku skrępowania i w pasach podokiennych,

- naprężenia styczne w chwili zarysowania τ_{cr} rosły ze wzrostem naprężeń ściskających σ_c od $0,134 \text{ N/mm}^2$ do $0,184 \text{ N/mm}^2$, gdy naprężenia ściskające wynosiły $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$,
- naprężenia styczne w chwili zniszczenia τ_u również zależne od wartości wstępnych naprężeń ściskających, przy $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$ uzyskano $\tau_u = 0,227 \text{ N/mm}^2$, a przy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$ uzyskano wynik $\tau_u = 0,295 \text{ N/mm}^2$,
- odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania Θ_{cr} modeli minimalnie ściskanych wynosiły $0,476 \text{ mrad}$, a w modelach ściskających do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ odkształcenia postaciowe wynosiły $0,391 \text{ mrad}$,
- w chwili zniszczenia deformacje postaciowe Θ_u elementów minimalnie ściskanych wynosiły $3,778 \text{ mrad}$, natomiast ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających zmalały do wartości $1,792 \text{ mrad}$,
- sztywności w chwili zarysowania K_{cr} wzrosły ze wzrostem wstępnych naprężeń σ_c od 94 MN/m do $160,2 \text{ MN/m}$,
- analogiczną tendencję zauważono w wypadku początkowej sztywności K_0 i w elementach minimalnie ściskanych uzyskano $K_0 = 2037 \text{ MN/m}$, a w elemencie ściskanym do wartości $1,00 \text{ N/mm}^2$ początkowa sztywność była równa $K_0 = 2550 \text{ MN/m}$,
- analiza wpływu skrepowania wykazała, że przy typie skrepowania C2 wartość naprężeń odczytanych w chwili zarysowania ściany były większe od uzyskanych w przypadku skrepowania C1 z wyłącznie obwodowym skrepowaniem. Gdy naprężenia $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$ i $0,75 \text{ N/mm}^2$ wzrost wartości naprężeń wyniósł około 30%, a przy maksymalnych wstępnych naprężeniach ściskających około 40%. Analogicznie w chwili zniszczenia wzrost wyniósł 23% i elementach ściskanych maksymalnie odpowiednio 54%. W przypadku kątów odkształcenia postaciowego Θ_{cr} nie stwierdzono wpływu przy minimalnym ściskaniu, a w chwili zniszczenia stwierdzono zmniejszenie kąta deformacji postaciowej o ponad 47%. W chwili zniszczenia deformacje postaciowe modeli ze skrepowaniem typu C2 były większe o 71% w stosunku do deformacji określonych w modelach ze skrepowaniem obwodowym. Także w modelach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ wystąpił wzrost deformacji postaciowych o około 56%. Zaobserwowane wzrosty początkowej sztywności przy typie skrepowania C2 wynosiły odpowiednio przy naprężeniach ściskających $0,1 \text{ N/mm}^2$ o 84% i przy maksymalnych wstępnych ściskaniach równych $1,0 \text{ N/mm}^2$ o 132% (przy $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$ nie stwierdzono wzrostu sztywności). Wzrost wartości

wstępnych naprężeń ściskających powodował redukcję wpływu typu skrępowania na sztywność w chwili zarysowania. Sztywność w chwili zarysowania z czterema rdzeniami była większa o 39% w stosunku do skrępowania typu C1, gdy $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$, przy większych wstępnych naprężeniach ściskających sztywność była większa odpowiednio o 16% i 34%,

- zastosowanie skrępowania wzdłuż pionowych krawędzi w modelach serii HAS-C2-AAC spowodowało wzrost naprężeń rysujących bez względu na wartość wstępnych naprężeń ściskających od 22% do 89%. Podobną tendencję stwierdzono w stosunku do naprężeń maksymalnych w przypadku których wzrost naprężeń wyniósł 68% – 105%,
- w modelach ze skrępowaniem w okolicy otworów serii HAS-C2-AAC uzyskano podobną tendencję. W chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskanym otrzymano wzrost odkształceń postaciowych o 12% a przy największych naprężeniach o 388%. Również przy największych wstępnych naprężeniach ściskających odkształcenia były mniejsze niż w analogicznie badanych modelach bez skrępowania,
- w elementach serii HAS-C2-AAC zachowała się tendencja wzrostu początkowej sztywności w odniesieniu do modeli nieskrępowanych z tą różnicą, że wzrost sztywności wyniósł 204% i 304%. W chwili zarysowania identycznie określone sztywności otrzymano każdorazowo wzrost sztywności o 11% i 112%.

W odniesieniu do zaleceń normy PN-EN-1996-1-1 [N-42], która zaleca zastosowanie obwodowego skrępowania wszystkich otworów o polu powierzchni większej od $1,5\text{m}^2$ w stosunku do analogicznie badanych modeli bez takiego skrępowania wykazano, że wprowadzenie żelbetowych elementów krępujących wzdłuż pionowych krawędzi otworów skutecznie zredukowało powstanie wczesnych zarysowań w rozciąganych narożach otworów, co skutkowało wyraźnym wzrostem sztywności ścian.

5. Numeryczna analiza ścian skrępowanych

W nawiązaniu do przyjętego celu i tez pracy, w rozdziale 5 przedstawiono wyniki obliczeń numerycznych modeli ścian skrępowanych. Celem obliczeń była obserwacja morfologii zarysowań i predykcja wybranych parametrów mechanicznych.

Ro realizacji postawionego celu przyjęto ogólny schemat działania przedstawiony w monografii [51]. Na wstępie określaniem parametrów mechanicznych komponentów składowych i muru oraz zbrojenia, a także elementów kontaktowych występujących w styku elementów murowych i zaprawy. Następnie zbudowano numeryczne mikromodele 2D MES ścian skrępowanych zarówno bez otworów jak również z otworami. Na zakończenie porównano uzyskane wyniki badań i obliczeń. Weryfikację obliczeń wykonano w zakresie:

- morfologii zarysowań i obrazu zniszczenia,
- wartości sił, przy których stwierdzono zarysowanie i zniszczenie,
- zależności naprężenie–odkształcenie,
- wyężenia użytego zbrojenia elementów krępowujących.

Numeryczne modele obliczeniowe zbudowano w systemie ATENA [32], który został opracowany do analiz konstrukcji betonowych i żelbetowych oraz konstrukcji murowych. Nie zastosowano modeli 3D opisanych w opracowaniach [63, 58, 86], ponieważ ściany potraktowano jako konstrukcje pracujące w płaskim stanie naprężenia (przyjęto, że naprężenia $\sigma_z=0$, $\tau_{zx} = 0$, $\tau_{zy} = 0$). Ponadto nie prowadzono szczegółowej analizy interakcji składowych elementów muru z betonem i zbrojeniem. Zastosowanie mikromodeli 2D umożliwiło zrealizowanie podstawowego celu obliczeń, czyli analizy parametrów mechanicznych ścian przy założeniu warunków najbardziej zbliżonych do rzeczywistych.

5.1. Przyjęte modele materiałowe elementów składowych muru skrępowanego

Analogicznie jak w monografii [51] do modelowania muru zastosowano sprężysto-plastyczny model materiału z powierzchnią plastyczności Menétreya-Willama (M-W). Użyta powierzchnia plastyczności pozwoliła na dopasowanie kształtu w przekroju oktaedrycznym do wyników badań danego typu materiału (muru, betonu). Oprócz powierzchni plastyczności M-W ze względu na rozciąganie zastosowano powierzchnię Rankine’a (R) i model rozmytych rys obracających się albo rys o stałych kierunkach z wykładniczą funkcją osłabienia. Uzyskano w ten sposób model materiału będącego kombinacją modeli sprężysto-kruchego i sprężysto-plastycznego (3D Non Linear Cementitious 2) [17, 51].

5.1.1. Ogólny opis materiałowego modelu

Zastosowany model bazuje na rozkładzie tensora całkowitych odkształceń ε_{ij} składowych, które zawierają odkształcenia kruche ε_{ij}^f , plastyczne ε_{ij}^p i sprężyste ε_{ij}^e [23] według następujących zależności:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p + \dot{\varepsilon}_{ij}^f, \quad (5.1)$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}(\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\varepsilon}_{kl}^p - \dot{\varepsilon}_{kl}^f), \quad (5.2)$$

gdzie:

D_{ijkl} – macierz sztywności,

$\dot{\varepsilon}_{kl}^f$ – wektor przyrostów całkowitych odkształceń kruchych,

$\dot{\varepsilon}_{kl}^p$ – wektor przyrostów całkowitych odkształceń plastycznych,

$\dot{\sigma}_{ij}$ – wektor naprężeń w poprzednim kroku obciążenia,

$\dot{\varepsilon}_{kl}$ – wektor przyrostów całkowitych odkształceń.

Dane przyrostowe w zakresie odkształceń kruchych ε_{ij}^f i plastycznych ε_{ij}^p wyznaczono z wykorzystaniem oddzielnych modeli materiałowych. Konstytutywne równania rozwoju plastycznych i kruchych odkształceń obydwu modeli materiałowych można zapisać w postaci:

$$\text{model plastyczny:} \quad \dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda}^p m_{ij}^p, \quad m_{ij}^p = \frac{\partial g^p}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (5.3)$$

$$\text{model kruchy:} \quad \dot{\varepsilon}_{ij}^f = \dot{\lambda}^f m_{ij}^f, \quad m_{ij}^f = \frac{\partial g^f}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (5.4)$$

w których:

g^p – funkcja potencjału plastycznego,

$\dot{\lambda}^p$ – mnożnik plastyczny.

Zgodnie z teorią sprężystej degradacji opisanej w opracowaniu [13] przedstawiono mnożnik kruchy $\dot{\lambda}^f$ oraz funkcję potencjału oznaczonej g^f które definiują odkształcenia kruche. Stosując warunek nierozdzielności odkształceń wyznaczono mnożniki plastyczny i kruchy według następujących wzorów:

$$\dot{f}^f = n_{ij}^f \dot{\sigma}_{ij} + H^f \dot{\lambda}^f = 0, \quad n_{ij}^f = \frac{\partial f^f}{\partial \sigma_{ij}}. \quad (5.5)$$

$$\dot{f}^p = n_{ij}^p \dot{\sigma}_{ij} + H^p \dot{\lambda}^p = 0, \quad n_{ij}^p = \frac{\partial f^p}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (5.6)$$

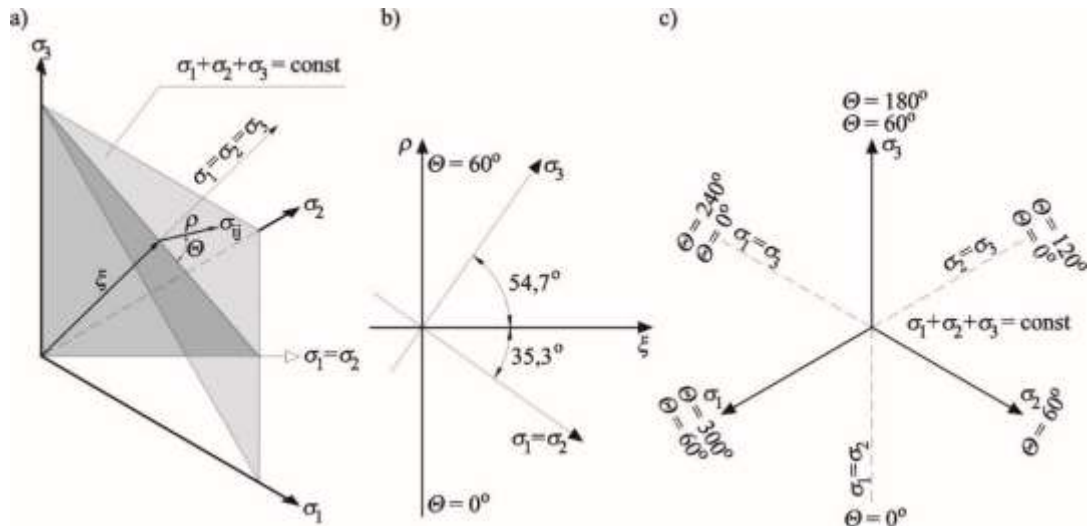
Z powyższego układu równań wyznaczono przedmiotowe mnożniki $\dot{\lambda}^p$ oraz $\dot{\lambda}^f$ które zależą od wartości modułu plastycznego H^p i odpowiedniego modułu odpowiadającego za zachowanie kruche oraz przyrostu naprężeń. W przypadku połączenia modelu kruchego zauważalne jest podobieństwo z połączeniem paru powierzchni plastyczności co zostało opisane w opracowaniu [99, 51].

Zwyczajowo powierzchnie zniszczenia oraz powierzchnie potencjału plastycznego zdefiniowano we współrzędnych Higha-Westergaarda (rys. 5.1), które są opisane w walcowym układzie współrzędnych przez współrzędną hydrostatyczną (ξ), współrzędną dewiatorową (ρ) oraz kąt Lodego (Θ). Współrzędne Higha-Westergaarda są funkcjami niezmienników (I_1, J_2, J_3) tensora naprężeń głównych ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) i są obliczane według następujących zależności:

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}}, \quad I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (5.7)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2}, \quad J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2], \quad (5.8)$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \arccos\left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right), \quad J_3 = \left(\sigma_1 - \frac{1}{3}I_1\right)\left(\sigma_2 - \frac{1}{3}I_1\right)\left(\sigma_3 - \frac{1}{3}I_1\right). \quad (5.9)$$



Rys. 5.1. Zdefiniowana przestrzeń współrzędnych Haigha-Westergaarda: a) składowe w przestrzeni naprężeń głównych, b) przekrój aksjatorowy, c) przekrój dewiatorowy [51]

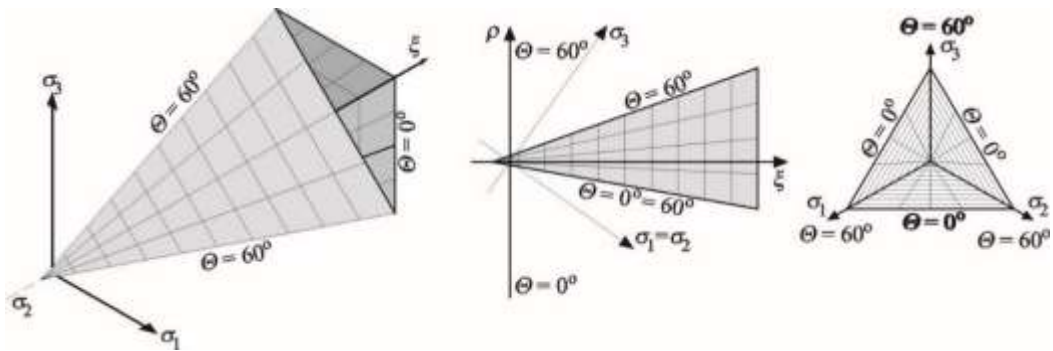
5.1.2. Sprężysto-kruchy model zarysowań materiału rozciąganego

W przypadku modelu sprężysto-kruchego warunkiem zniszczenia spowodowanego rozciąganiem jest kryterium Rankine'a przedstawione na rys. 5.2. W każdym z trzech kierunków naprężenia główne oblicza się z następujących zależności:

$$f_k^f = {}^t\sigma_{ij}n_i^k n_j^k - f_t \leq 0, \quad (5.10)$$

$$f^f = \xi - \sqrt{2}\rho \cos\Theta - \sqrt{3}f_t \leq 0. \quad (5.11)$$

Kryterium Rankine'a przedstawiono w przestrzeni Haigha-Westergaarda jako piramidę, którą utworzono poprzez przecinające się płaszczyzny spełniające warunek $\sigma_k \leq f_t$.



Rys. 5.2. Kryterium Rankine'a w przestrzeni Haigha-Westergaarda: a) widok w przestrzeni naprężeń głównych, b) widok w przekroju aksjatorowym, c) widok w przekroju dewiatorowym [51]

Odształcenia i naprężenia zostały opisane przez wektory własne \mathbf{n}^k , które w przypadku modelu rys obracających się odpowiadały chwilowym głównym kierunkom odkształcenia, a w przypadku modelu rys o ustalonych kierunkach – przez główne kierunki naprężenia występujące w chwili inicjacji zarysowania. Stan naprężeń ${}^t\sigma_{ij}$ jest związany z wytrzymałością materiału na rozciąganie i wyraża się zależnością:

$${}^t\sigma_{ij} = {}^n\sigma_{ij} + D_{ijkl}d\varepsilon_{kl}. \quad (5.12)$$

Dla przypadku niespełniającego kryterium Rankine'a (5.10) przyrost odkształcenia w kierunku jednego z głównych naprężeń obliczano zakładając, że docelowy stan naprężeń musiał spełniać następujące równanie:

$$f_k^f = {}^{n+1}\sigma_{ij}n_i^k n_j^k - f_t = {}^t\sigma_{ij}n_i^k n_j^k - D_{ijmn}d\varepsilon_{mn}n_i^k n_j^k - f_t = 0. \quad (5.13)$$

Przyrost odkształceń na powierzchni zniszczenia określa następująca zależność:

$$d\varepsilon_{ij}^{rk} = d\lambda^k \frac{\partial f_k^f}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda^k n_i^k n_j^k, \quad (5.14)$$

którą można wyrazić w następujący sposób:

$$d\varepsilon_{ij}^{\text{rfk}} = d\lambda^k \frac{\partial f_k^f}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda^k = \frac{{}^t\sigma_{ij}n_i^k n_j^k - f_t(w^k)}{D_{ijmn}n_i^k n_j^k n_m^k n_n^k}, \quad (5.15)$$

gdzie:

w^k – szerokość rysy obliczona według równania:

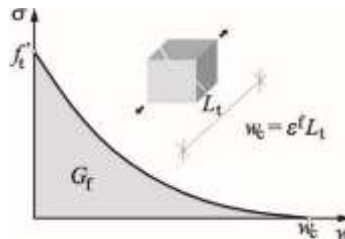
$$w^k = L_t^f (\hat{\varepsilon}_k^f + d\lambda^k). \quad (5.16)$$

Zależności (5.15) i (5.16) były prawidłowe po zarysowaniu i rozwiązaniu należało poszukiwać iteracyjnie. Zgodnie z publikacją [46] po zarysowaniu materiału, osłabienie jest uzależnione od energii pęknięcia jak również szerokości rysy równej:

$$w = \varepsilon_{\text{cr}} L_t'. \quad (5.17)$$

w której ε_{cr} jest całkowitym odkształceniem normalnym do kierunku rysy w stanie zarysowania, a L_t' to wymiar elementu skończonego.

Zgodnie z publikacją [6] szerokość rysy w w danym kierunku k obliczono z wykorzystaniem charakterystycznej długości L_t oraz odkształceń $\hat{\varepsilon}_k^f$ rys rozmytych (crack band size) – rys. 5.3. Publikacja [18] wskazuje, że zaproponowany sposób daje akceptowalne wyniki przy zastosowaniu niskich rzędów elementów skończonych.



Rys. 5.3. Funkcja osłabienia materiału przedstawiona jako szerokość rys [46, 51]

W zastosowanym modelu uwzględniono również możliwość zmniejszania się szerokości rys przy odciążeniu. Zgodnie z publikacją [82] zastosowano procedurę przy obliczaniu aktualnej szerokości rysy podobnie jak w modelu sprężysto-kruchym. W macierzach sztywności elementów według zastosowanego modelu rys koryguje się styczne moduły sprężystości jak również moduły odkształcenia postaciowego. Na podstawie zmodyfikowanej teorii pola ścisła [112] wyznaczono zmodyfikowaną wytrzymałość na ścinanie:

$$\sigma_{ij} \leq \frac{0,18\sqrt{f_c}}{0,31 + \frac{24w}{a_g + 16}}, \quad (5.18)$$

gdzie:

w – szerokość rysy,

a_g – maksymalny wymiar kruszywa.

Obliczona wytrzymałość na ścinanie nie może być większa niż wytrzymałość na rozciąganie materiału.

5.1.3. Sprężysto-plastyczny model materiału ściskanego

Dla opisu stanu naprężeń w fazie plastycznej zastosowano równanie przyrostowe w postaci:

$${}^{n+1}\sigma_{ij} = {}^n\sigma_{ij} + D_{ijkl}(d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) = {}^t\sigma_{ij} - D_{ijkl}d\varepsilon_{kl}^p = {}^t\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^p. \quad (5.19)$$

Występujący we wzorze plastyczny korektor oznaczony σ_{ij}^p wyznaczono na podstawie funkcji plastyczności poprzez zastosowanie odwrotnego algorytmu mapowania [17] według wzoru:

$$f^p({}^t\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^p) = f^p({}^t\sigma_{ij} - d\lambda l_{ij}) = 0, \quad (5.20)$$

gdzie:

l_{ij} – kierunek powrotny wyznaczony ze wzoru:

$$l_{ij} = D_{ijkl} \frac{\partial g({}^t\sigma_{kl})}{\partial \sigma_{kl}}, \quad (5.21)$$

$g({}^t\sigma_{kl})$ – funkcja potencjału plastycznego,
 ${}^t\sigma_{kl}$ – naprężenie predykcyjne.

Do opis stanu sprężysto-plastycznego modelu materiału przyjęto zmodyfikowany przez Weihego [114] empiryczny model Hoeka i Browna [44]. Modyfikacja polegała na wprowadzeniu dodatkowej funkcji eliptycznej mimośrod e zależnego od kąta Lodego Θ .

W publikacji Menétreya i Willama [83] pojawiła się końcowa wersja kryterium trójparametrowej powierzchni plastyczności M-W-3 w postaci:

$$f^p(\xi, \rho, \Theta) = \left(\sqrt{1,5} \frac{\rho}{k(\kappa)f_c} \right)^2 + m \left(\frac{\rho}{\sqrt{6}k(\kappa)f_c} r(\Theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3}k(\kappa)f_c} \right) - c(\kappa) = 0, \quad (5.22)$$

w której:

m – parametr, odpowiednik kohezji (5.23),

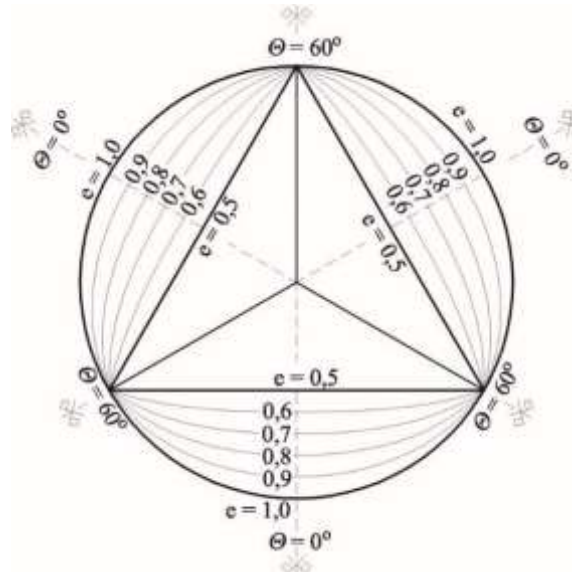
$r(\Theta, e)$ – funkcja eliptyczna (5.24) i rys. 5.4,

$$m = 3 \frac{(k(\kappa)f_c)^2 - (\lambda_t f_t)^2}{k(\kappa)f_c \lambda_t f_t} \frac{e}{e+1} \quad (5.23)$$

$$r(\Theta, e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2\Theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos\Theta + (2e-1)\sqrt{4(1-e^2)\cos^2\Theta + 5e^2 - 4e}} \quad (5.24)$$

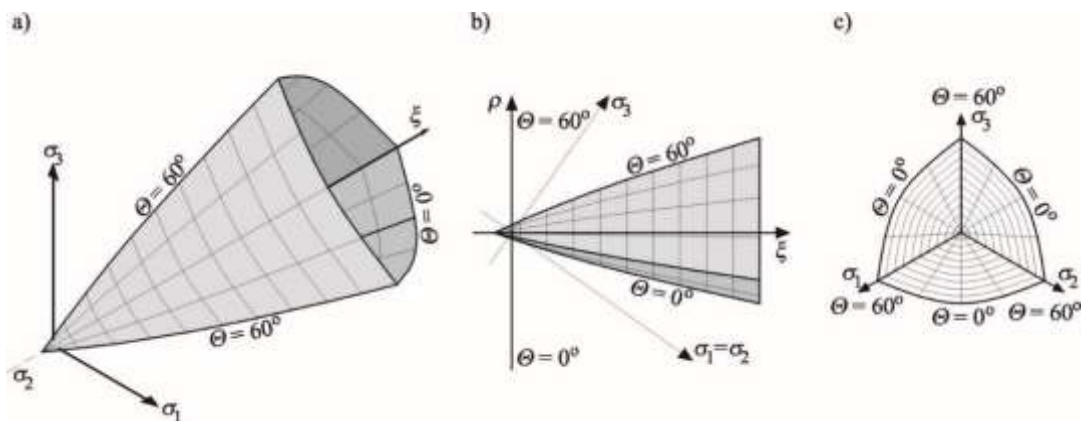
e – mimośród funkcji eliptycznej w przedziale $e \in (0,5; 1,0)$,

f_c, f_t – wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie jednoosiowe,
 $\lambda_t \geq 1$ – parametr przeskalowania powierzchni M-W-3.

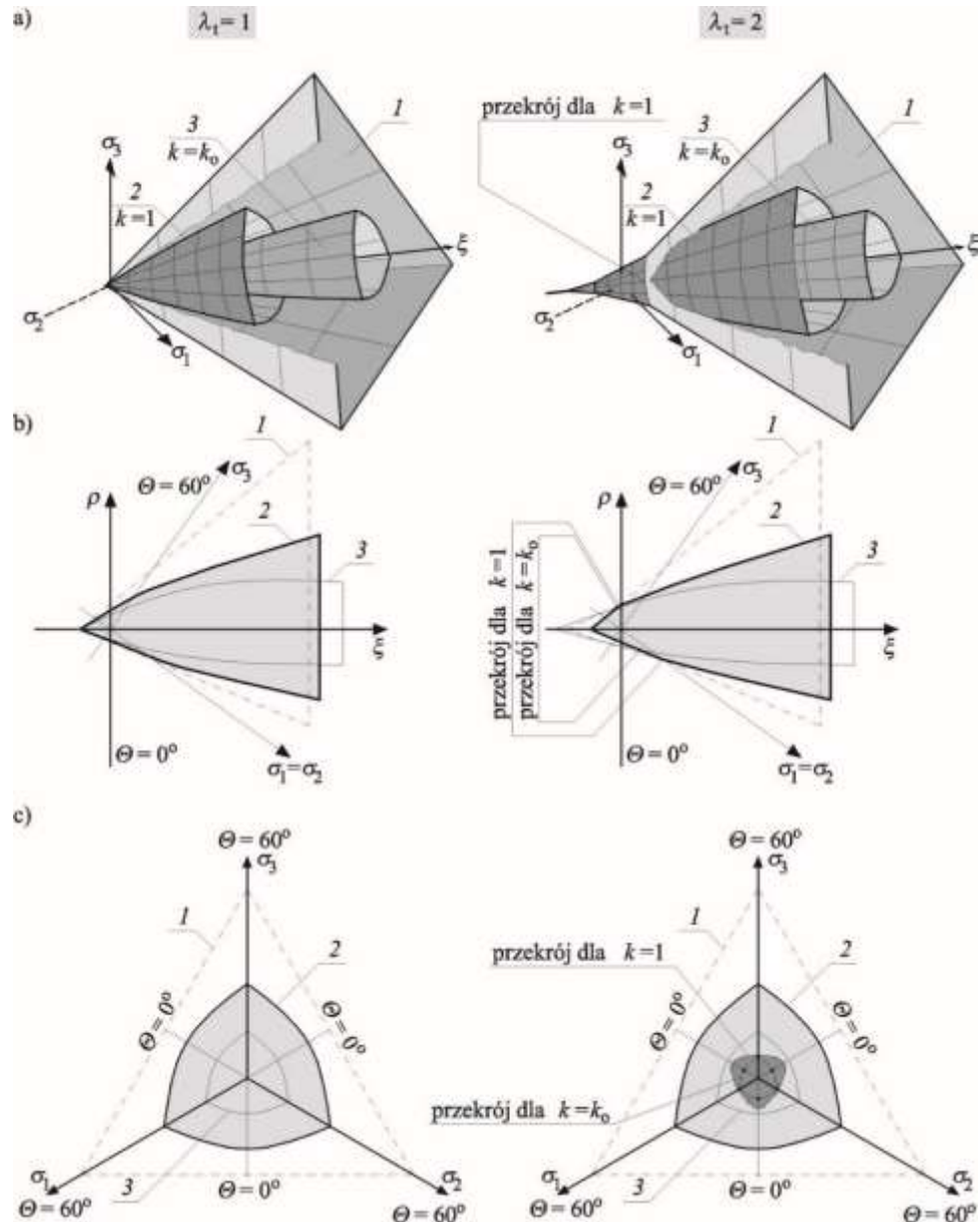


Rys. 5.4. Kształt krzywej funkcji eliptycznej $0,5 \geq r(\Theta, e) \geq 1,0$ [83, 51]

Na rys. 5.5. przedstawiono powierzchnię graniczną M-W-3 w widoku i przekrojach: aksjatorowym i dewiatorowym. W przekroju dewiatorowego powierzchnia M-W-3 zbudowana jest z trzech krzywych o kształcie zależnym od przyjętego mimośrodu e funkcji eliptycznej (rys. 5.4) biegnących równoległe do południków ściskania.



Rys. 5.5. Kryterium Menétreya-Willama przedstawione w przestrzeni Haigha-Westergaarda: a) w przestrzeni naprężeń głównych, b) w przekroju aksjatorowym, c) w przekroju dewiatorowym [83,51]



Rys. 5.6. Położenie powierzchni Rankine'a i powierzchni M-W-3 w zależności od wartości parametru λ_i : a) widoki powierzchni w przestrzeni naprężeń głównych, b) przekroje aksjatorowe, c) przekroje dewiatorowe; 1 – powierzchnia Rankine'a, 2 – powierzchnia M-W-3 przy $k = 1$ (granica plastyczności), 3 – powierzchnia M-W-3 przy $k = k_0$ (koniec pracy sprężystej) [26, 51]

W przypadku wartości mimośrodu $e = 0,5$ kształt przekroju dewiatorowego powierzchni zniszczenia zbliżony był do trójkąta równobocznego, natomiast wzrost mimośrodu powodował wyoblenie trójkąta aż do uzyskania okręgu dla mimośrodu $e = 1,0$. Śladem powierzchni granicznej w płaszczyźnie głównych naprężeń $\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 0$ była krzywa, która w obszarze dwuosowego ściskania przyjmowała kształt zbliżony do elipsy. Ekstremum elipsy odpowiadało wytrzymałości materiału na dwuosowe ściskanie f_{bc} . Dane doświadczalne wskazują, że wytrzymałość betonu w dwuosowym stanie naprężeń wyniosła $f_{bc} = 1,14f_c$, a mimośród

funkcji eliptycznej kształtuje się na poziomie $e = 0,52$. W przekroju aksjatorowym powierzchnię tworzą paraboliczne południki, które przecinają się w punkcie odpowiadającym trójosiowemu rozciąganiu.

Dopasowanie powierzchni uzyskuje się stosując różne wartości parametru $\lambda_t > 1$. Parametr określał lokalizację powierzchni M-W-3 w stosunku do powierzchni zniszczenia Rankine'a. Na rys. 5.6 pokazano powierzchnię plastyczności M-W-3 i piramidę Rankine'a przy różnych wartościach parametru dopasowania λ_t .

Przy wartości $\lambda_t = 1$ (rys. 5.6a) powierzchnia plastyczności M-W-3 zawsze mieściła się w piramidzie Rankine'a, z kolei przy $\lambda_t = 2$ (rys. 5.6b) powierzchnie przecinają się od strony hydrostatycznego rozciągania i niewielkiego ściskania. Stan naprężeń odpowiadający rozciąganiu i niewielkiemu ściskaniu opisany był przez powierzchnię graniczną Rankine'a. Przy większych wartościach ściskających naprężeń hydrostatycznych powierzchnię zniszczenia opisywała powierzchnia M-W-3.

Zmianę położenia powierzchni M-W-3 wzdłuż osi hydrostatycznej uzyskiwano zmieniając wartości parametru λ_t . Powierzchnia mogła zmieniać swoje wymiary w przekroju dewiatorowym symulując etapy wzmocnienia lub osłabienia zależnie od parametru κ związanego z objętościowymi, plastycznymi odkształceniami:

$$d\kappa = d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_2^p + d\varepsilon_3^p. \quad (5.25)$$

Położenie powierzchni M-W-3 jak również jej kształt w fazie wzmocnienia określony był przez funkcje wzmocnienia (κ), zależnej od parametru wzmocnienia lub osłabienia.

Funkcja (κ) była włączona do równania powierzchni zniszczenia M-W-3 i działała jak współczynnik skalowania wytrzymałości materiału na ściskanie (f_c). Funkcja wzmocnienia miała następującą postać eliptyczną [17]:

$$k(\kappa) = k(\varepsilon_v^p) = k_o + (1 - k_o) \sqrt{1 - \left(\frac{\varepsilon_{v,t}^p - \varepsilon_v^p}{\varepsilon_{v,t}^p} \right)^2}, \quad (5.26)$$

gdzie:

$\varepsilon_{v,t}^p$ – plastyczne odkształcenie objętościowe (początek zmiękczenia) wyznaczony w próbie jednoosiowego ściskania.

k_o – wartość określająca (początek plastyczności), która ogranicza stan sprężysty,

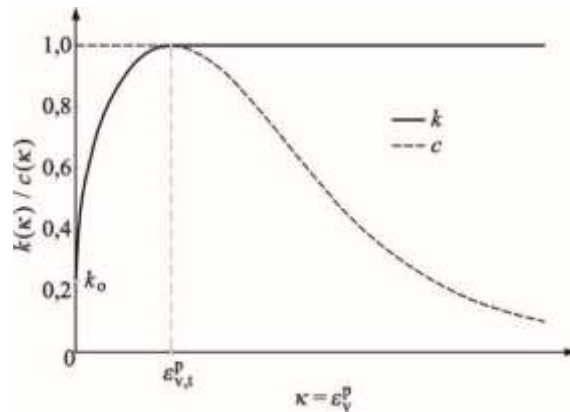
Pod koniec procesu zniszczenia funkcja utrzymywała wartość na stałym poziomie, a następnie przechodziła w funkcję osłabienia (c) określającą tzw. dekohezję, a więc sytuację, w której powierzchnia plastyczności ulegała przesunięciu w na osi hydrostatycznej w ujemnym kierunku. Funkcję osłabienia [17, 51] określa następujący wzór:

$$c(\kappa) = c(\varepsilon_v^p) = \left(1 / \left[1 + \left(\frac{n_1 - 1}{n_2 - 1} \right)^2 \right] \right)^2, \quad (5.27)$$

w którym:

$$n_1 = \varepsilon_v^p / \varepsilon_{v,t}^p, \quad n_2 = (\varepsilon_{v,t}^p + t) \varepsilon_{v,t}^p.$$

Współczynnik t jako parametr określający odkształcenia objętościowe jest sterowany funkcją osłabienia c i wzmocnienia k przedstawioną na rys.5.7. gdzie funkcja wskazywała wartość 1 przy wzmocnieniu oraz 0 dla dekohezji. Parametr λ_t został zdefiniowany w postaci stałej materiałowej przyjmujący w przypadku muru o wytrzymałości na ściskanie $< 20\text{N/mm}^2$ wartość $\lambda_t = 1$ [17] i $k = k_0$ dla funkcji wzmocnienia. W chwili uplastycznienia materiału przy $k=1$, powierzchnia M-W-3 mieści się wewnątrz powierzchni Rankine'a.



Rys. 5.7. Kształt funkcji wzmocnienia/osłabienia [17, 51]

Na rys. 5.8 przedstawiono funkcję potencjału plastycznego g w stadium wzmocnienia/osłabienia, która uwzględnia niestowarzyszone prawo plastycznego płynięcia opisane kątem Lodego Θ i wielomianem n -tego stopnia.

Funkcję potencjału plastycznego g określono następującym równaniem:

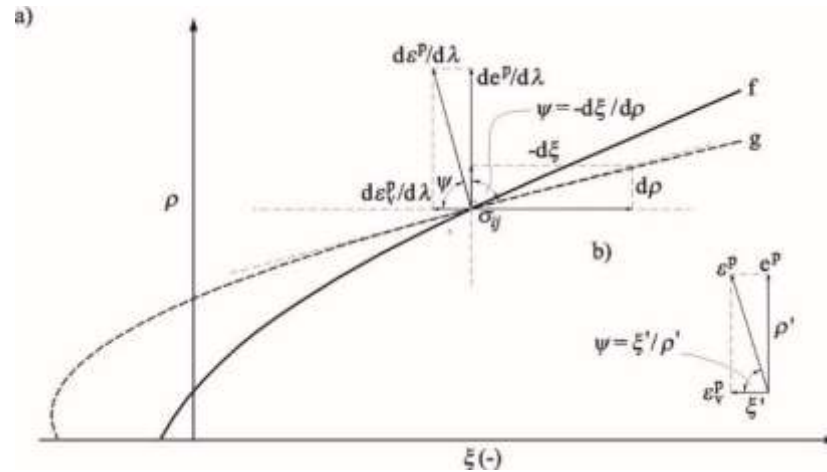
$$g = A \left(\frac{\rho}{k\sqrt{c}f_c} \right)^n + \left[C + \frac{1}{2}(B + C(1 - \cos 3\Theta)) \right] \frac{\rho}{k\sqrt{c}f_c} + \frac{\xi}{k\sqrt{c}f_c} - a, \quad (5.28)$$

w którym:

n – współczynnik regulujący rząd wielomianu

A, B, C – parametry definiujące kształt potencjału plastycznego

ψ – nachylenie pierwotnego wektora odkształceń plastycznych na powierzchni plastyczności f [17, 26, 51].



Rys. 5.8. Kierunek wektora odkształceń plastycznych ψ : a) na powierzchni plastyczności, b) na powierzchni potencjału plastycznego [51, 17, 26]; f – powierzchnia plastyczności, g – powierzchnia potencjału plastycznego

W chwili uplastycznienia szczególne znaczenie ma kierunek plastycznego płynięcia oznaczony jako β (*direction of the plastic flow*) opisany następującym wzorem:

$$g^p(\sigma_{ij}) = \beta \xi + \rho. \quad (5.29)$$

Wartość współczynnika β może przyjmować zróżnicowane wartości w zależności od rodzaju materiału:

$\beta < 0$ materiał ulegał zagęszczeniu w wyniku kruszenia,

$\beta = 0$ objętość materiału nie ulegała zmianie (typowe zachowanie materiału kruchego, np. betonu lub elementów murowych i zaprawy),

$\beta > 0$ objętość materiału mogła rosnać.

5.1.4. Parametry sprężysto-plastyczno-kruchego modelu przyjęte w modelach ścian skrępowanych

Do zdefiniowania modelu sprężysto-plastycznego użyto osiemnastu parametrów mechanicznych, które zostały przedstawione w monografii [51]. Natomiast parametry elementów krępujących w postaci rdzeni i rygli zostały określone na podstawie zależności podanych w publikacjach [17, 26] i wyników badań materiałowych zawartych w pkt. 4.5 i załączniku nr 1.

Tablica 5.1. Parametry sprężysto-plastycznego modelu zastosowane w obliczeniach [51]

Lp.	Parametr	Formuła lub wynik doświadczeń	Materiał	
			Beton elementów krępujących	Element murowy z ABK
1	Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie f_c, f_b , N/mm ²	W przypadku betonu uzyskano na podstawie próbek walcowych ϕ 150×300 mm, a w przypadku muru z badań próbek walcowych ϕ 60×120 mm. Wytrzymałość na rozciąganie betonu obliczono według wzoru $f_t = 0,24\sqrt[3]{f_{c,cube}}$	22,3*	4,25
2	Odkształcenie plastyczne przy ścisaniu ε_{cp}		$2,0 \cdot 10^{-3}$	$3,33 \cdot 10^{-4}$
3	Wytrzymałość na jednoosiowe rozciąganie f_t, f_{bt} , N/mm ²		2,08* 2,05**	0,61
4	Początkowy moduł sprężystości E_c , N/mm ²	Wstępnie przyjęto moduł sprężystości betonu lub muru	23684* 23296* 29977**	2204
5	Współczynnik Poissona ν	Przyjęto na podstawie badań betonu lub muru	0,17	0,131
6	Energia pękania G_f , MN/m	W przypadku betonu obliczono ze wzoru: $G_f = 0,000025 f_t$, a w przypadku elementów murowych określono na podstawie badań	$5,21 \cdot 10^{-5}$ * $5,13 \cdot 10^{-5}$ **	$5,21 \cdot 10^{-5}$
7	Funkcja osłabienia przy rozciąganiu	Przyjęto osłabienie opisane funkcją wykładniczą	--	--
8	Przemieszczenie w_c przy rozciąganiu, m	Wartość przemieszczeń obliczono ze wzoru: $w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_t}$	$1,29 \cdot 10^{-4}$ * $1,29 \cdot 10^{-4}$ **	$4,36 \cdot 10^{-4}$
9	Rozstaw rys s_{max} , mm	Przyjęto wartość stałą	0,5 mm	0,5 mm
10	Współczynnik redukcji wytrzymałości na rozciąganie w fazie osłabienia c_{ts}	Przyjęto wartość stałą jak dla materiału niezbrojonego	0	0
11	Model rys	O stałych kierunkach	--	--
13	Graniczne przemieszczenie przy ścisaniu w_d	Przyjęto domyślną wartość przemieszczenia w_d	0,05 mm	0,05 mm
14	Zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie w kierunku równoległym do kierunku rysy	Przyjęto domyślną wartość współczynnika c	0,8	0,8
15	Współczynnik redukcji sztywności przy ścinaniu s_F	Przyjęto stałą wartość jak dla betonu zwykłego	20	20
16	Średni wymiar kruszywa	Określono na podstawie obserwacji makroskopowych elementów murowych	2 mm	2 mm
17	Mimośród funkcji eliptycznej e	Określono na podstawie badań trójosiowych	$e = 0,52$	$e = 0,52$
18	Kierunek plastycznego płynięcia β	Przyjęto jak dla materiału nieściśliwego	$\beta = 0$	$\beta = 0$

* – średnie parametry betonu nadproży,

** – średnie parametry betonu elementów krępujących.

5.1.5. Model elementów kontaktowych

Elementy kontaktowe zastosowane w numerycznych modelach ścian skrzepowanych miały na celu odwzorowanie zachowania się styku dwóch materiałów, w tym przypadku elementów murowych i zaprawy w spoinach wspornych oraz elementów murowych w spoinach czołowych, elementów murowych i betonowych elementów krępujących a także połączenia elementów murowych z elementami stanowiska.

Związki konstytutywne w płaskim stanie naprężenia elementów kontaktowych można zapisać w następującej postaci:

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{tt} & 0 \\ 0 & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}, \quad (5.30)$$

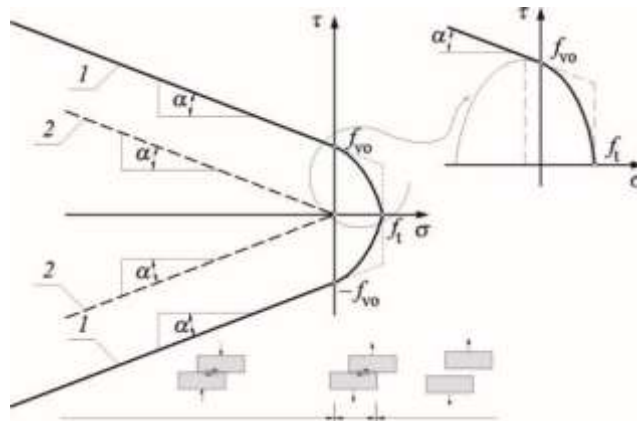
gdzie:

σ – naprężenia normalne,

τ – naprężenia styczne,

K_{tt}, K_{nn} – sztywność styczna i normalna.

Jako powierzchnię zniszczenia przyjęto kryterium zniszczenia Coulomba-Mohra, które na płaszczyźnie naprężenia normalne – naprężenia styczna pokazano na rys 5.9.



Rys. 5.9. Kryterium zniszczenia przyjęte w elementach kontaktowych: 1 – powierzchnia graniczna, 2 – powierzchnia rezydualna [51]

W zakresie ściskających normalnych naprężeń kryterium opisuje równanie prostej (5.31), a od strony rozciągających obowiązuje eliptyczna nasadka (5.32):

$$|\tau| \leq f_{v0} - \operatorname{tg} \alpha' \sigma, \quad \text{gdy } \sigma \leq 0, \quad (5.31)$$

$$\tau = \tau_0 \sqrt{1 - \frac{(\sigma - \sigma_c)^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}, \quad \tau_0 = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_c^2}{(f_t - \sigma_c)^2}}}, \quad \sigma_c = -\frac{f_t^2 \operatorname{tg} \alpha}{f_{v0} - 2f_t \operatorname{tg} \alpha} \quad (5.32)$$

gdym, $0 < \sigma \leq f_t$.

Kryterium powierzchni zniszczenia w przypadku naprężeń większych od wytrzymałości na rozciąganie kryterium miało postać.

$$\tau = 0, \text{ gdy } \sigma > f_t. \quad (5.33)$$

Przy naprężeniach stycznych większych od wartości granicznych wyrażonych przez zależności (5.31) i (5.32) powierzchnia graniczna redukowała się do powierzchni rezydualnej, odpowiadającej powierzchni tarcia suchego wyrażonej następującymi równaniami:

$$|\tau| \leq \operatorname{tg} \alpha \sigma \text{ gdy } \sigma \leq 0, \quad (5.34)$$

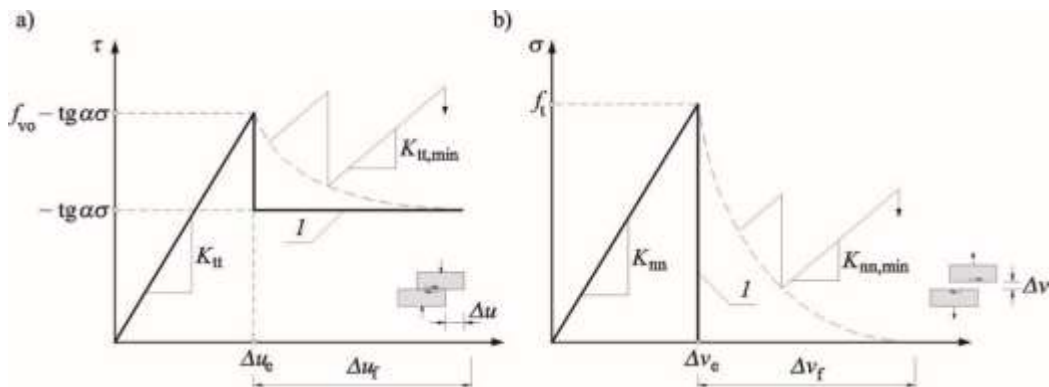
$$\tau = 0 \text{ gdy } \sigma > f_t.$$

W kryterium Coulomba-Mohra w przedziale naprężeń rozciągających zastosowano nasadkę, która zastąpiła proste elipsą przecinającą oś naprężeń normalnych w miejscu przedstawiającym wytrzymałość na rozciąganie f_t natomiast przecięcie z osią τ odpowiadała kohezji c – rys. 5.9. W związku z tym parametry elementów kontaktowych musiały spełniać następujące warunki:

$$f_t < \frac{f_{v0}}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad f_t < f_{v0}, \quad (5.35)$$

$$c > 0, \quad f_t > 0, \quad \operatorname{tg} \alpha > 0.$$

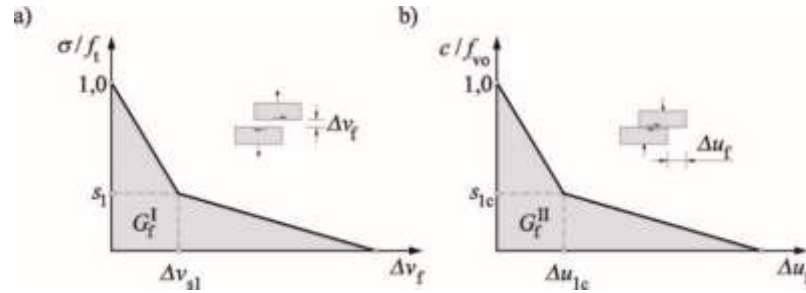
W dalszej kolejności określono zależności pomiędzy naprężeniami normalnymi i przemieszczeniami oraz naprężeniami stycznymi i przemieszczeniami. Zależności te do chwili, w której naprężenia styczne osiągnęły powierzchnię zniszczenia miały charakterystykę liniową która była zdefiniowana przez sztywność początkową oznaczoną K_{tt} oraz początkową sztywność normalną K_{nn} – rys. 5.10.



Rys. 5.10. Zależności naprężenie styczne i naprężenie normalne – przemieszczenie elementów kontaktowych [51]: a) przy ścinaniu, b) przy rozciąganiu; I – domyślna funkcja osłabienia

Biorąc pod uwagę, że elementy kontaktowe miały zerowe grubości sztywności powinny być przyjmowane zawsze, jako większe od sztywności elementów skończonych na których są zlokalizowane. W fazie osłabienia model elementów kontaktowych opisywały sztywności $K_{tt,min}$ i $K_{nn,min}$ które dobierano „metodą” – iteracyjnie.

W tej fazie zależność naprężenie – przemieszczenie poziome i normalne zostało opisane dwuodcinkowym prawem osłabienia pokazanym na rys. 5.11.



Rys. 5.11. Uproszczone prawa osłabienia [51, 10]: a) normalnych naprężeń rozciągających, b) kohezji (początkowej wytrzymałości na ścinanie)

Punkty przecięcia prostych (punkty załamania) według pracy [10] wyznaczono według równania:

$$s_1 = \frac{f_t}{4}, \quad \Delta u_{1c} = 0,75 \frac{G_f^{II}}{f_t}. \quad (5.36)$$

gdzie:

G_f^I – energia pęknięcia określona przy osiowym rozciąganiu,

G_f^{II} – energia pęknięcia przy ścinaniu.

Prawo osłabienia zależało od ekwiwalentnych przemieszczeń, które zdefiniowano następująco:

$$u_f^{eq} = \sqrt{\Delta u_f^2 + \Delta v_f^2}, \quad (5.38)$$

gdzie:

$\Delta u_f = \Delta u - \Delta u_e$ – niesprężyste przemieszczenie poziome obliczane jako różnica całkowitych przemieszczeń Δu i przemieszczeń sprężystych Δu_e ,

$\Delta v_f = \Delta v - \Delta v_e$ – niesprężyste przemieszczenie pionowe obliczane jako różnica całkowitych przemieszczeń Δv i przemieszczeń sprężystych Δv_e .

Zastosowanie takiego podejścia skutkowało tym, że degradacja kohezji oddziaływała na wytrzymałość na rozciąganie. Bez zdefiniowanego prawa osłabienia elementów kontaktowych

powodowało, że styk przy rozciąganiu wykazywał kruchy charakter, a w przypadku ścinania występowało załamanie do wartości tarcia suchego (bez kohezji).

5.1.6. Parametry elementów kontaktowych przyjęte w modelach ścian skrępowanych

Elementów kontaktowe zostały zdefiniowane z wykorzystaniem dziesięciu parametrów zaczerpniętych z monografii [51] oraz na podstawie badań własnych betonu według pkt. 4.5.4 i załącznika nr 1. Zestawienie przyjętych parametrów przedstawiono w tablicach 5.2 – 5.4.

Tablica 5.2. Parametry elementów kontaktowych przyjęte do obliczeń murów z elementów z ABK [51]

Lp.	Parametr	Formuła lub wynik doświadczeń	Spoina	
			wsporna	czołowa
1	Sztywność normalna K_{nn} , MN/m	Obliczono ze wzoru: $K_{nn} = \frac{E}{a} 10$	$1,02 \cdot 10^6$	$1,02 \cdot 10^6$
2	Sztywność styczna K_{tt} , MN/m	Obliczono ze wzoru: $K_{tt} = \frac{G}{a} 10$	$4,51 \cdot 10^5$	$4,51 \cdot 10^5$
3	Wytrzymałość na rozciąganie f_t	Wyznaczono na podstawie badań	0,29	0
4	Kohezja f_{vo}	Wyznaczono na podstawie badań	0,31	0
5	Współczynnik tarcia $\tan \alpha$	Wyznaczono na podstawie badań	0,626	0,92
6	Sztywność normalna $K_{nn,min}$, MN/m	Obliczono jako 0,01 K_{nn}	$1,02 \cdot 10^4$	$1,02 \cdot 10^4$
7	Sztywność styczna $K_{tt,min}$, MN/m	Obliczono jako 0,01 K_{tt}	$4,51 \cdot 10^3$	$4,51 \cdot 10^3$
8	Energia pęknięcia przy ścinaniu G_f^{II} , MN/m	Wyznaczono na podstawie badań	$2,37 \cdot 10^{-4}$	--
9	Przemieszczenie u_{1c} , m	Obliczono ze wzoru: $\Delta u_{1c} = 0,75 \frac{G_f^{II}}{f_t}$	$6,13 \cdot 10^{-4}$	--
10	Przemieszczenie ekwiwalentne u_{eq}^f , m	Obliczono ze wzoru: $u_{eq}^f = \frac{4(2G_f^{II} - f_t u_{1c})}{f_t}$	$4,09 \cdot 10^{-4}$	--
11	Funkcja osłabienia przy rozciąganiu	--	Przyjęto domyślną zależność według rys. 5.10b	
12	Funkcja osłabienia przy ścinaniu	--	Przyjęto dwudzielkową zależność według rys. 5.10a	Przyjęto domyślną zależność według rys. 5.10b

Tablica 5.3. Parametry elementów kontaktowych przyjęte w styku murów i żelbetowych elementów krępujących [51]

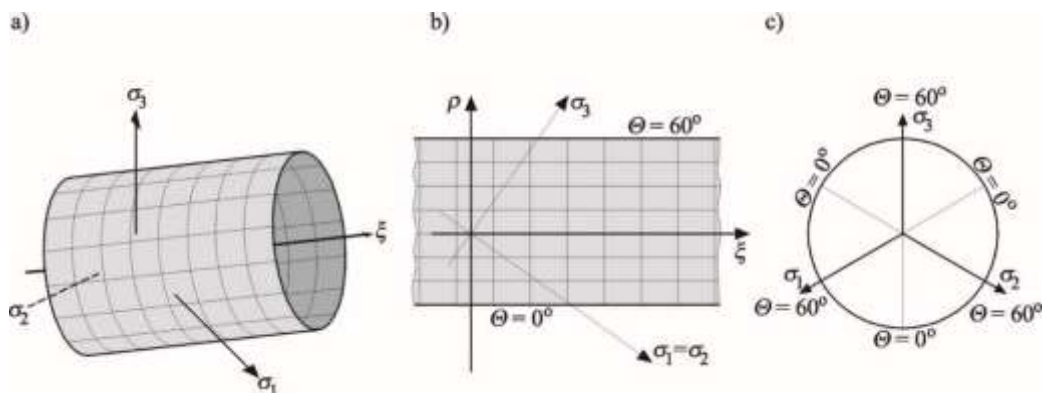
Lp.	Parametr	Formuła lub wynik doświadczeń	
1	Sztywność normalna K_{nn}	Obliczono ze wzoru: $K_{nn} = \frac{E}{a} \cdot 10$	$1,02 \cdot 10^6$
2	Sztywność styczna K_{tt}	Obliczono ze wzoru: $K_{tt} = \frac{G}{a} \cdot 10$	$4,51 \cdot 10^5$
3	Wytrzymałość na rozciąganie f_t	Przyjęto taką samą wartość, jak w murze	1,5
4	Kohezja f_{vo}		0,31
5	Współczynnik tarcia $\tan \alpha$		0,626
6	Sztywność normalna $K_{nn,min}$	Obliczono jako 0,01 K_{nn}	$1,02 \cdot 10^4$
7	Sztywność styczna $K_{tt,min}$	Obliczono jako 0,01 K_{tt}	$4,51 \cdot 10^3$

Tabela 5.4. Parametry elementów kontaktowych przyjęte w styku murów i żelbetowych rygli stanowiska badawczego [51]

Lp.	Parametr	Formuła lub wynik doświadczeń	
1	Sztywność normalna K_{nn}	Obliczono ze wzoru: $K_{nn} = \frac{E}{a} \cdot 10$	$1,02 \cdot 10^6$
2	Sztywność styczna K_{tt}	Obliczono ze wzoru: $K_{tt} = \frac{G}{a} \cdot 10$	$4,51 \cdot 10^5$
3	Wytrzymałość na rozciąganie f_t	Przyjęto taką samą wartość, jak w murze	1,5
4	Kohezja f_{vo}		∞
5	Współczynnik tarcia $\tan \alpha$		∞
6	Sztywność normalna $K_{nn,min}$	Obliczono jako 0,01 K_{nn}	$1,02 \cdot 10^4$
7	Sztywność styczna $K_{tt,min}$	Obliczono jako 0,01 K_{tt}	$4,51 \cdot 10^3$

5.1.7. Model stalowego zbrojenia elementów krępujących

W przypadku użytego zbrojenia stalowego zastosowanego w żelbetowych elementach skrępowania i nadproży użyto powierzchnię Hubera-Misesa-Hencky'ego (H-M-H), która w przestrzeni Haigha-Westergaarda przedstawia nieskończenie długą powierzchnią walcową –rys. 5.12.



Rys. 5.12. Powierzchnia plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego: a) widok w przestrzeni naprężeń głównych, b) widok w przekroju aksjatorowym, c) widok w przekroju dewiatorowym [51]

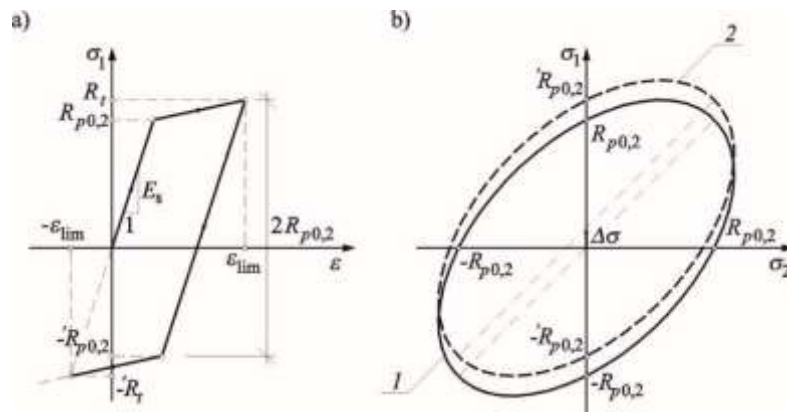
Równanie powierzchni H-M-H opisano równaniem:

$$F(\rho) = \rho - \sqrt{\frac{2}{3}} f_t, \quad (5.38)$$

W którym:

$f_t = R_{p0,2}$ – naprężenie przy przyroście nieproporcjonalnych (granica plastyczności stali).

Wykorzystano kryterium oparte na dwuliniowej zależności naprężenie – odkształcenie, ze stowarzyszonym prawem płynięcia i prawem kinematycznego wzmocnienia – rys. 5.13 (materiał Prandtla-Reussa). Zastosowane prawo kinematycznego wzmocnienia uwzględniało zmianę położenia powierzchni plastyczności przy ścisaniu na skutek uplastycznienia wywołanego rozciąganiem (efektem Baushingera).



Rys. 5.13. Model Prandtla-Reussa: a) dwuliniowa zależność σ - ε , b) prawo wzmocnienia kinematycznego: 1 – początkowe położenie powierzchni plastyczności, 2 – późniejsze położenie powierzchni plastyczności [51]

5.1.8. Parametry sprężysto-plastycznego modelu stalowego zbrojenia elementów krępujących przyjęte w modelach ścian skrępowanych

Do zdefiniowania modelu, w zakresie sprężystym podano wartość modułu sprężystego E_s oraz współczynnika Poissona ν jak również siecznego modułu sprężystości E_T i granicy plastyczności rzeczywistej i umownej. Współczynnik Poissona zastosowano równy $\nu = 0,3$ w przypadku pozostałych parametrów przyjęto wyniki badania próbek dostarczonych do Laboratorium Budownictwa i zestawiono w tabelicy 5.5.

Tablica 5.5. Parametry mechaniczne stali zbrojeniowej przyjęte w modelu numerycznym¹

Typ zbrojenia i wymiary poprzecznego przekroju pręta, mm	Parametr					
	E_s N/mm ²	ν	$R_{p0,2}$ N/mm ²	E_T N/mm ²	R_t N/mm ²	ε_{lim} %
zbrojenie główne nadproży (pręty żebrowane Ø12 mm)	199139	0,3	601	966	714,0	12,1
zbrojenie główne elementów krępujących (pręty żebrowane Ø10 mm)	199113		561	472	626	14,1
zbrojenie poprzeczne nadproży i elementów krępujących (pręty żebrowane Ø8 mm)	191843		527	527	604	15,1

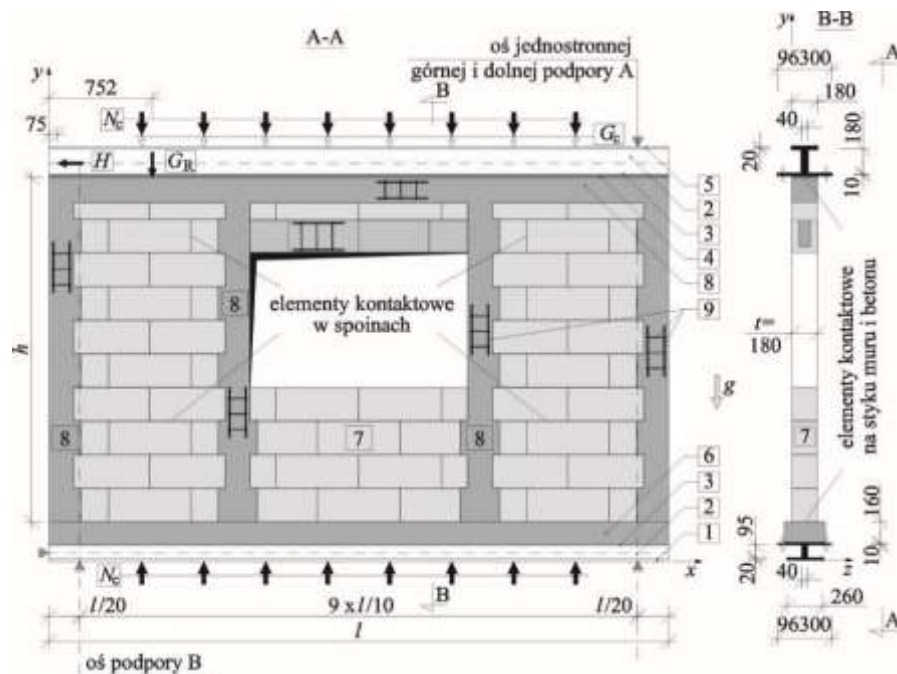
5.2. Wyniki obliczeń modeli numerycznych

Do analizy zachowania się ścian skrępowanych zbudowano numeryczne modele całych ścian wraz z elementami stanowiska. Oddzielnie zamodelowano każdy element murowy, elementy skrępowania, a w ścianach z otworami także nadproża. W stykach między elementami murowymi zastosowano elementy kontaktowe o parametrach podanych w tablicy 5.2, a między elementami murowymi i elementami krępującymi w tablicy 5.3. Model zbudowano, wykorzystując płaskie (tarczowe), 4-węzłowe elementy skończone typu *CCIsoQuad*, którym nadano zróżnicowane parametry mechaniczne i geometryczne (grubości) (rys. 5.14). Elementom reprezentującym mur [7] oraz żelbetowe elementy krępujące [8] nadano grubość 180 mm o parametrach podanych w tablicy 5.1, a elementom stanowiska, zależnie od położenia, zmienne grubości wynikające z wymiarów geometrycznych [1], [2], [5] (lub grubości zastępcze w przypadku [300 - 3]) oraz następujące parametry mechaniczne $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0,3$. Pomiędzy górną powierzchnią muru a stalowymi ryglami stanowiska zamodelowano przejściową warstwę betonu [3] klasy C20/25 o następujących parametrach ($E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0,16$) i grubości 30 cm. W podobny sposób zamodelowano betonową belkę podwalinową [6], na której spoczywał model, nadając jej cechy betonu C20/25 i grubość 260 mm. Na styku przejściowej warstwy z betonu C20/25 od góry belki podwalinowej od dołu i muru wprowadzono elementy kontaktowe o parametrach podanych w tablicy 5.4 o nieskończonym współczynniku tarcia oraz kohezji. Za maksymalne naprężenie rozciągające w styku przyjęto wytrzymałość betonu C20/25 na rozciąganie, wynoszącą $f_{ctm} = 1,5 \text{ N/mm}^2$. Podpory A i B zamodelowano jako jednostronne sprężyste, ale podporę A zamodelowano zarówno na górze, jak i na dole stanowiska. Stalowe zbrojenie nadproży oraz elementów krępujących zamodelowa-

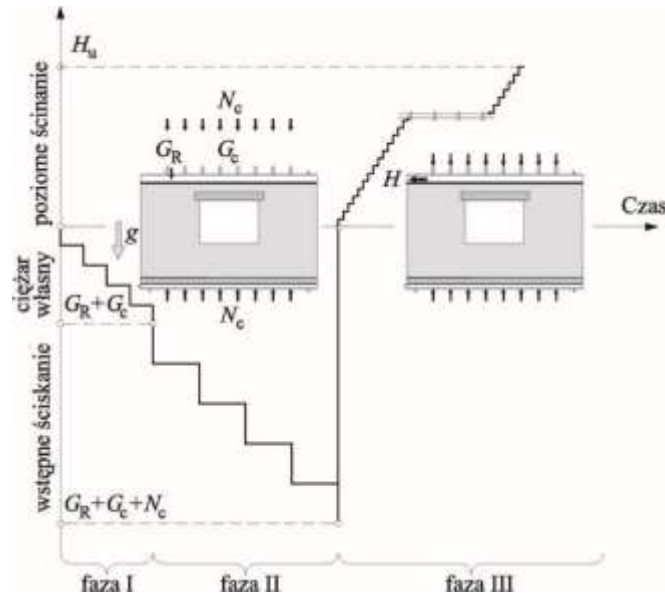
¹ Parametry określono na podstawie Świadectwa Odbioru próbek stali B500SP dostarczonej z CMC Poland Sp. z o.o. 42-400 Zawiercie, ul. Piłsudskiego 42 w grudniu 2015 roku.

no, stosując prętowe elementy 9 umieszczone w obrębie rdzeni, rygli i nadproży o parametrach podanych w tablicy 5.5.

Obliczenia realizowane były identycznie jak badania rzeczywistych modeli. Sekwencyjne przykładanie obciążeń odwzorowano wprowadzając trzy fazy obciążenia – rys. 5.15. W fazie I numeryczne modele rozwiązano przy obciążeniach wynikających z własnego ciężaru muru oraz ciężaru osprzętu – G_R i G_C . W fazie II zrealizowano wstępne naprężenia ściskające prostopadłe do spoin wspornych, przykładając w odpowiednich węzłach znajdujących się na ryglach (dolnym i górnym) pary sił skupionych N_c . W fazie III wstępnie ściśnięty do wartości σ_c mur wraz z elementami stanowiska obciążono poziomym przemieszczeniem o wartości 100 mm (generującym poziomą siłę skupioną H), przyłożonym w węzle odpowiadającym przegubowi walcowemu stanowiska.



Rys. 5.14. Geometria modelu przyjęta do obliczeń MES



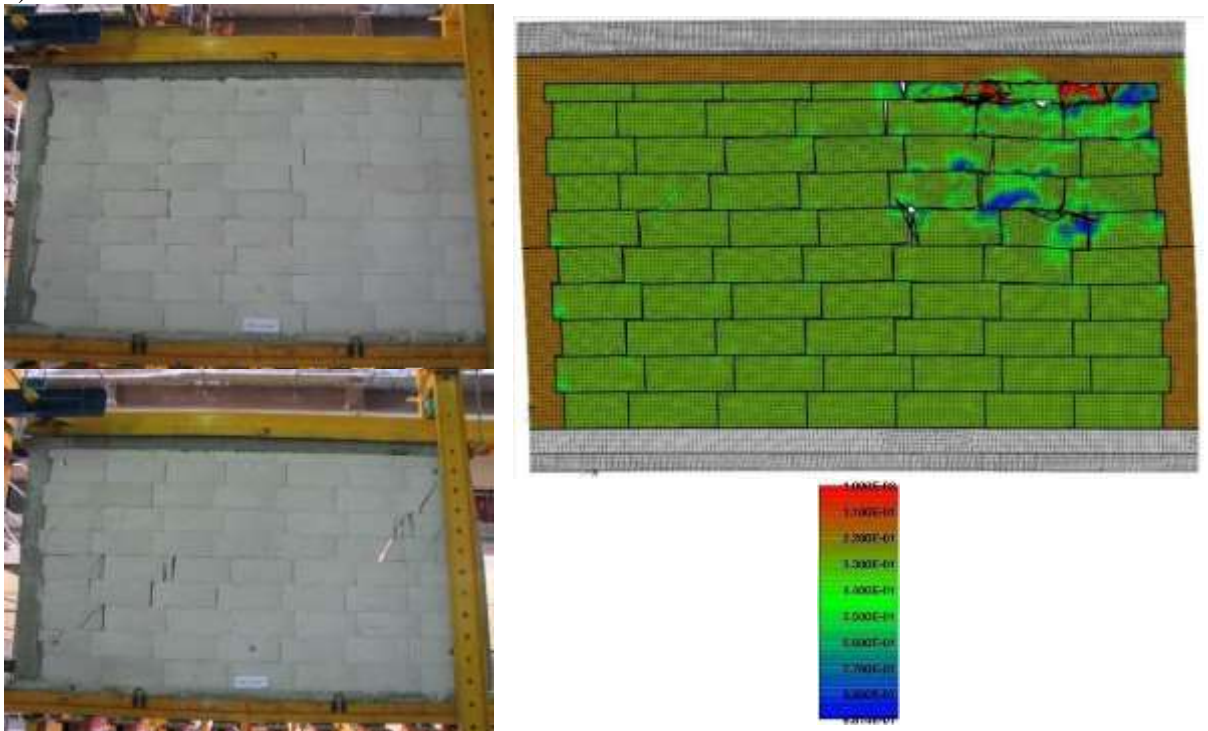
Rys. 5.15. Fazy realizacji obciążenia modeli numerycznych [51]

Poniżej zaprezentowano podstawowe wyniki obliczeń ścian skrępowanych z otworami i bez otworów. Zgodnie z celem pracy przedstawiono postaci obrazy zarysowań w chwili zniszczenia oraz wartości naprężeń rysujących i niszczących i odpowiadających kątów odkształceń oraz deformacji postaciowych.

5.2.1. Wyniki obliczeń ściany bez otworów serii HOS-C-AAC

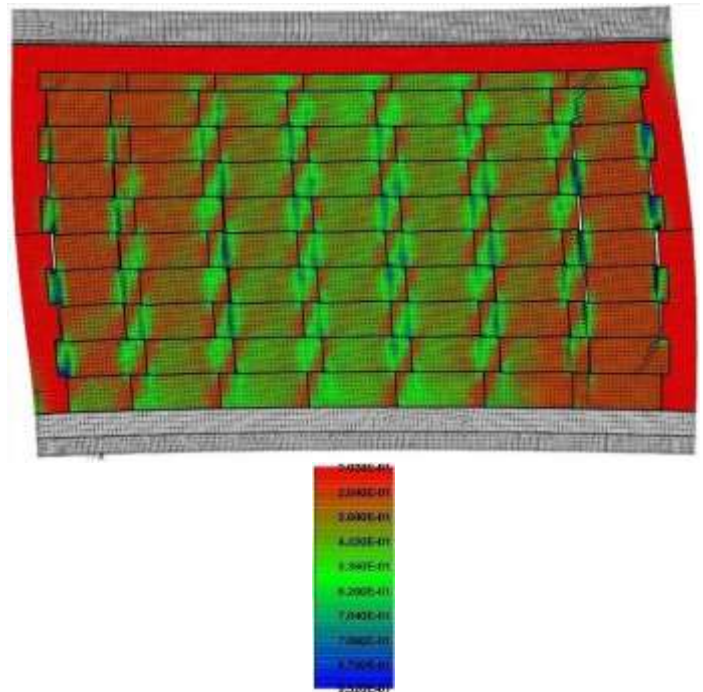
Na rys. 5.16 porównano obrazy zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych serii HOS-C-AAC bez otworów, na które nałożono mapy wyteżenia, wyrażonych wartością parametru funkcji wzmocnienia k lub osłabienia c (rys. 5.7). Obszary, w których otrzymano wartości, były zbliżone do jedności i reprezentowały zakończenie procesu wzmocnienia oraz rozpoczęcie procesu osłabienia, a więc osiągnięcie przez ścieżkę naprężeń powierzchni zniszczenia. Pozostałe obszary, w których wyniki były mniejsze od jedności, reprezentowały albo stan wzmocnienia, albo stan osłabienia.

a)

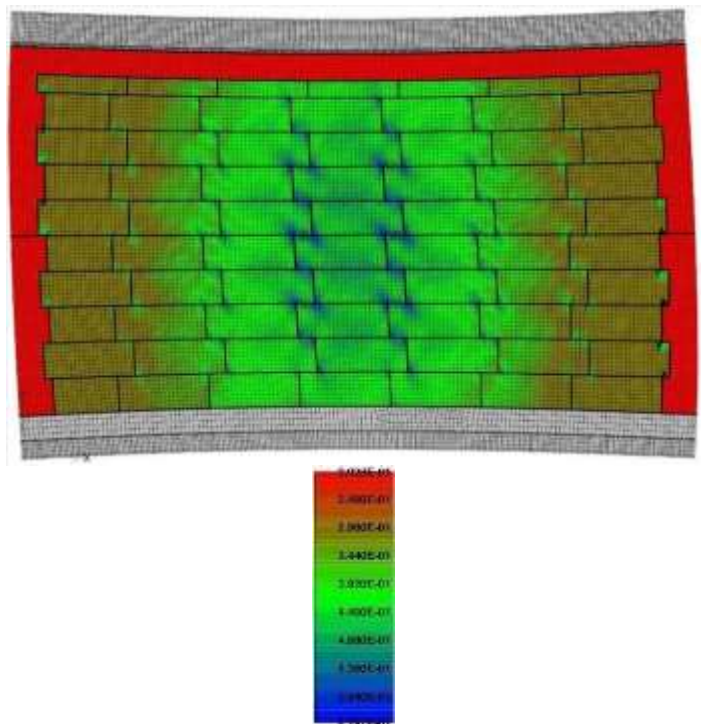
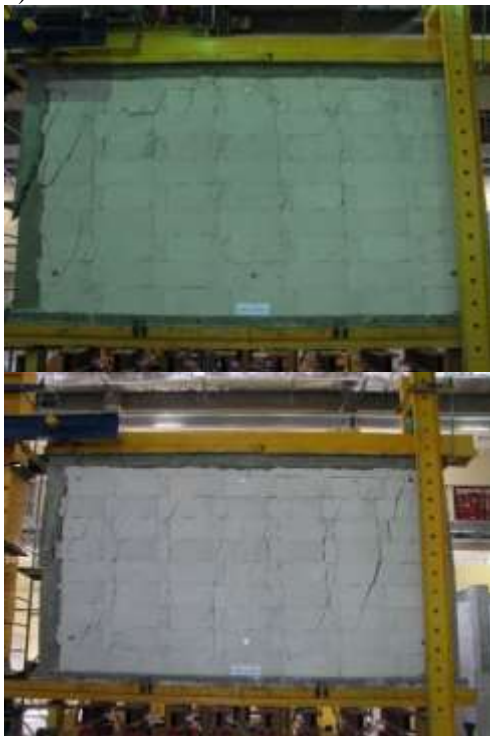


Rys. 5.16. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian serii HOS-C-AAC w chwili zniszczenia: a) ściana ścinana i ściskana do wartości 0,1 N/mm²

b)



c)

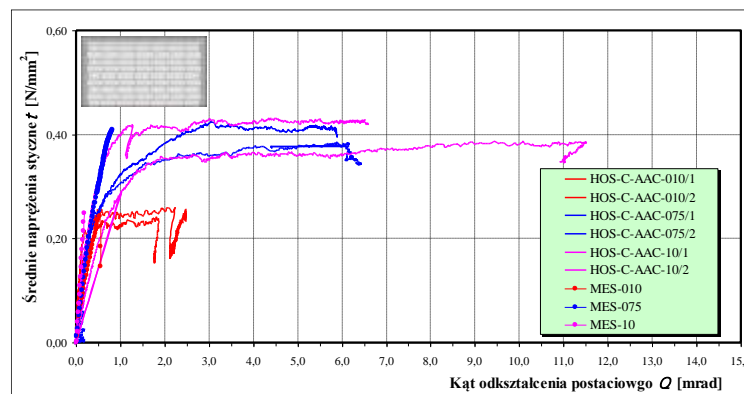


cd. Rys. 5.16. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian serii HOS-C-AAC w chwili zniszczenia: b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$, c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

Bez względu na wartości wstępnych obciążeń ściskających w modelach numerycznych dominowały rysy biegnące pionowo na przedłużeniu spoin czołowych. W strefach narożnych powstały zarysowania związane ze zniszczeniem materiału elementów murowych (spowodowanym ściskaniem), podobnie jak w rzeczywistych modelach badawczych. Podobnie jak w rzeczywistych modelach wykazano uszkodzenia betonowych elementów krępujących w okolicach naroży i styku roboczego rdzeni. W tabelicy 5.6 i na rys. 5.17 zestawiono uzyskane wartości naprężeń rysujących i niszczących oraz odpowiadające im wartości kątów odkształcenia postaciowego i kątów deformacji postaciowej wszystkich niezbrojonych ścian bez otworów.

Tablica 5.6. Wyniki obliczeń numerycznych ścian bez otworów

Seria	σ_c N/mm ²	Naprężenia				Kąty odkształcenia (deformacji) postaciowego			
		zarysowanie		zniszczenie		zarysowanie		zniszczenie	
		$\tau_{cr,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{cr,cal}}{\tau_{cr}}$	$\tau_{u,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{u,cal}}{\tau_u}$	$\Theta_{cr,cal}$ mrad	$\frac{\Theta_{cr,cal}}{\Theta_{cr}}$	$\Theta_{u,cal}$ mrad	$\frac{\Theta_{u,cal}}{\Theta_u}$
HOS-C-AAC	0,1	0,139	0,73	0,244	0,97	0,246	1,17	0,529	0,26
	0,75	0,288	1,16	0,182	1,01	0,475	0,97	0,815	0,18
	1,0	0,101	0,32	0,409	0,45	0,127	0,14	0,249	0,03
Średnio:	--	--	0,74	--	0,81	--	0,76	--	0,16

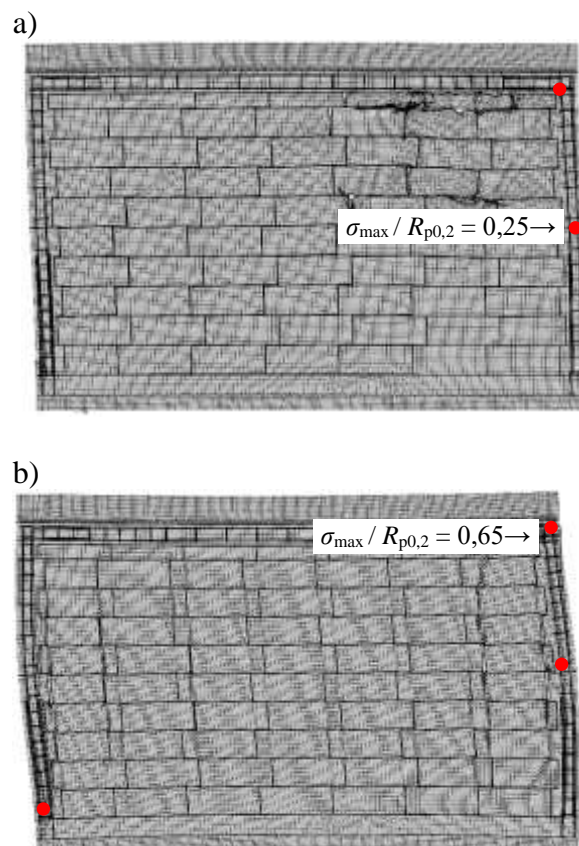


Rys. 5.17. Porównanie zależności naprężenie – odkształcenie postaciowe uzyskanych w badaniach oraz otrzymanych z obliczeń numerycznych

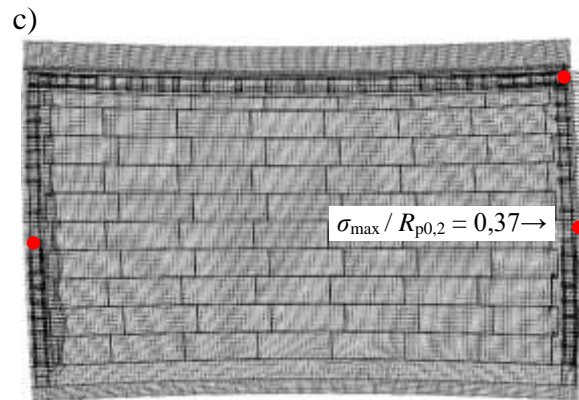
Do chwili zarysowania zależności naprężenie – odkształcenie postaciowe uzyskane w numerycznych obliczeniach MES były niemal identyczne z wynikami badań. Średnie ilorazy obliczonych i uzyskanych w badaniach naprężeń w chwili zarysowania wynosiły $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,74$, a odpowiadające im ilorazy kątów odkształcenia postaciowego wynosiły $\Theta_{cr,cal}/\Theta_{cr} =$

0,76. Wyraźne różnice wystąpiły w fazie po zarysowaniu. Elementy badawcze wykazały zdecydowanie większe deformacje postaciowe przy takich samych wartościach naprężeń. Średnie ilorazy naprężeń niszczących uzyskane w obliczeniach oraz w badaniach i odpowiadające im kąty deformacji postaciowej wynosiły $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,81$, $\Theta_{u,cal}/\Theta_u = 0,16$. Występujące różnice wynikają z pewnej ułomności numerycznego modelu, w którym pominięto możliwość zacieśniania się czołowych, niewypełnionych zaprawą spoin generujących znaczne deformacje postaciowe.

Oprócz morfologii zarysowań oraz odkształceń ścian w funkcji naprężeń ścinających analizowano także obrazy zarysowań i zmiany naprężeń w zastępczych prętach zbrojenia elementów krępujących. Na rys. 5.18 na odkształcone ściany oraz występujące zarysowania nałożono wykresy naprężeń w ścianach bez otworów. W poszczególnych warstwach zaznaczono miejsca ekstremalnych naprężeń rozciągających σ_{max} , podano także ilorazy wartości największych naprężeń rozciągających i naprężeń przy przyroście nieproporcjonalnym (umowna granica plastyczności) $R_{p0,2} = 561 \text{ N/mm}^2$ (por. tablica 5.5).



Rys. 5.18. Względne wartości naprężeń w prętach zbrojeniowych w ścianach bez otworów serii HOS-C-AAC: a) ściana ścinana i ściskana do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$



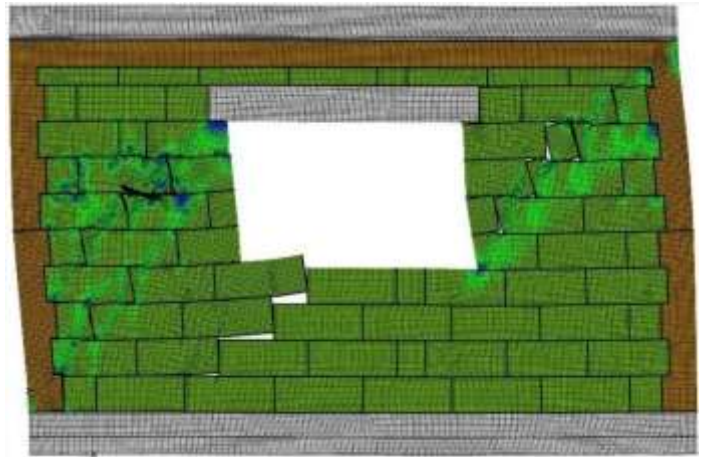
cd. rys. 5.18. Względne wartości naprężeń w prętach zbrojeniowych w ścianach bez otworów serii HOS-C-AAC: c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

Analiza numeryczna wykazała, że największe naprężenia w prętach zbrojenia rdzeni wystąpiły w miejscach, w których powstały zarysowania, a więc w okolicach naroży i przerw roboczych. Na pozostałych obszarach współpraca prętów z betonem nie występowała. W chwili zniszczenia ścian ilorazy maksymalnych naprężeń i naprężeń odpowiadających umownej granicy plastyczności były najmniejsze w ścianach minimalnie ściskanych. W żadnym miejscu w chwili zniszczenia modeli nie uzyskano naprężeń odpowiadających uplastycznieniu zbrojenia. Maksymalne naprężenia w zbrojeniu nie przekroczyły 65% granicy plastyczności.

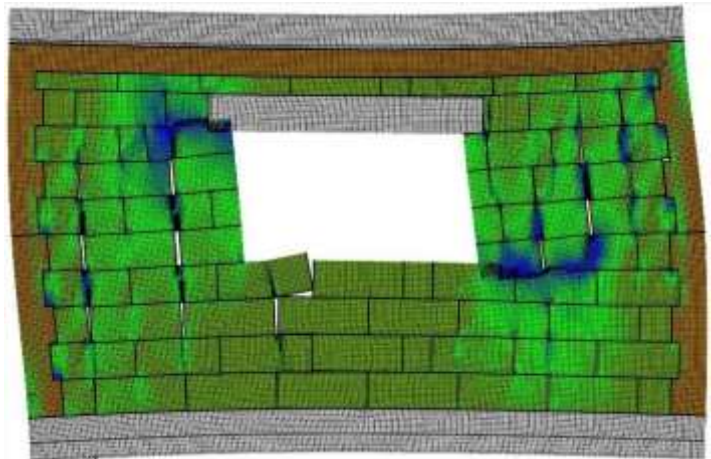
5.2.2. Wyniki obliczeń ściany z otworami serii HAS-C1-AAC

Identycznie jak w ścianach bez otworów, w elementach z otworem i obwodowym skrzepowaniem serii HAS-C1-AAC uzyskane w badaniach obrazy zarysowań ścian porównano z obrazami zarysowań numerycznych modeli MES i pokazano na rys. 5.19. Przedstawiono mapy stopnia wyężenia poszczególnych elementów skończonych poprzez funkcję wzmocnienia k lub osłabienia c (rys. 5.7).

a)

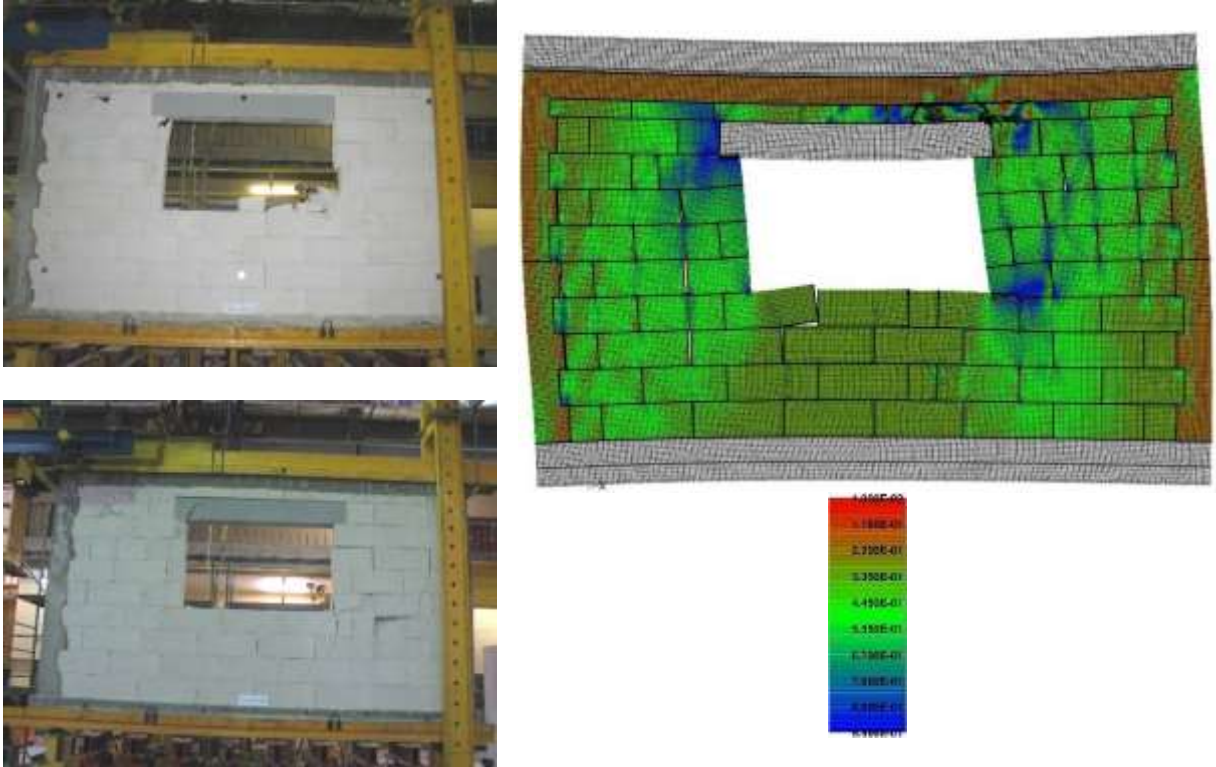


b)



Rys. 5.19. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian z otworami serii HAS-C1-AAC w chwili zniszczenia: a) ściana ścinana i ściskana do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$

c)

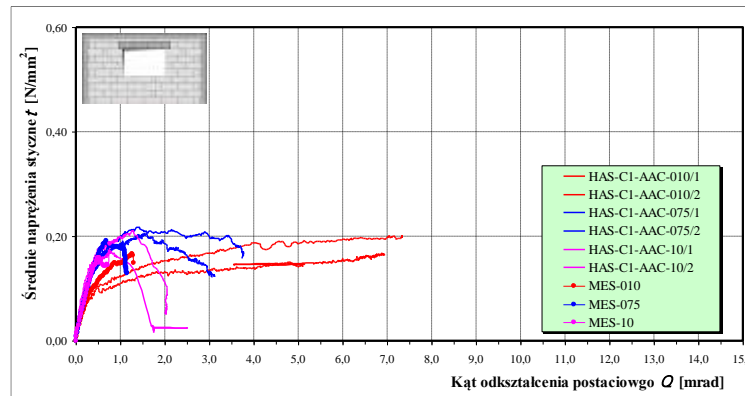


cd. rys. 5.19. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian z otworami serii HAS-C1-AAC w chwili zniszczenia: c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

W ścianach przy minimalnych wstępnych naprężeniach ściskających zarysowania były inicjowane w rozciąganych narożach otworów. W stadium zniszczenia powstały rysy w narożach ścian, a układ rys pokrywał się z kierunkiem przekątnych filarków. W ścianach maksymalnie ściskanych zarysowania naroży otworów okiennych nie były tak widoczne, dominowały rysy spowodowane zniszczeniem materiału elementów murowych, spowodowane ścisaniem i rozciąganiem. Obrazy zarysowań ścian w chwili zniszczenia były bardzo zbliżone do uzyskanych wyników badań. W tabelicy 5.7 i na rys. 5.20 zestawiono uzyskane wartości naprężeń rysujących i niszczących oraz odpowiadające im wartości kątów odkształcenia postaciowego wszystkich niezbrojonych ścian z otworami.

Tablica 5.7. Wyniki obliczeń numerycznych ścian z otworami

Seria	σ_c N/m ²	Naprężenia				Kąty odkształcenia (deformacji) postaciowego			
		zarysowanie		zniszczenie		zarysowanie		zniszczenie	
		$\tau_{cr,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{cr,cal}}{\tau_{cr}}$	$\tau_{u,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{u,cal}}{\tau_u}$	$\theta_{cr,cal}$ mrad	$\frac{\theta_{cr,cal}}{\theta_{cr}}$	$\theta_{u,cal}$ mrad	$\frac{\theta_{u,cal}}{\theta_u}$
HAS-C1-AAC	0,1	0,108	1,05	0,165	0,90	0,462	0,93	1,267	0,18
	0,75	0,127	0,93	0,191	0,90	0,357	0,87	0,682	0,46
	1,0	0,115	0,88	0,186	0,97	0,310	1,00	0,761	0,73
Średnio:	--	--	0,95	--	0,92	--	0,93	--	0,46

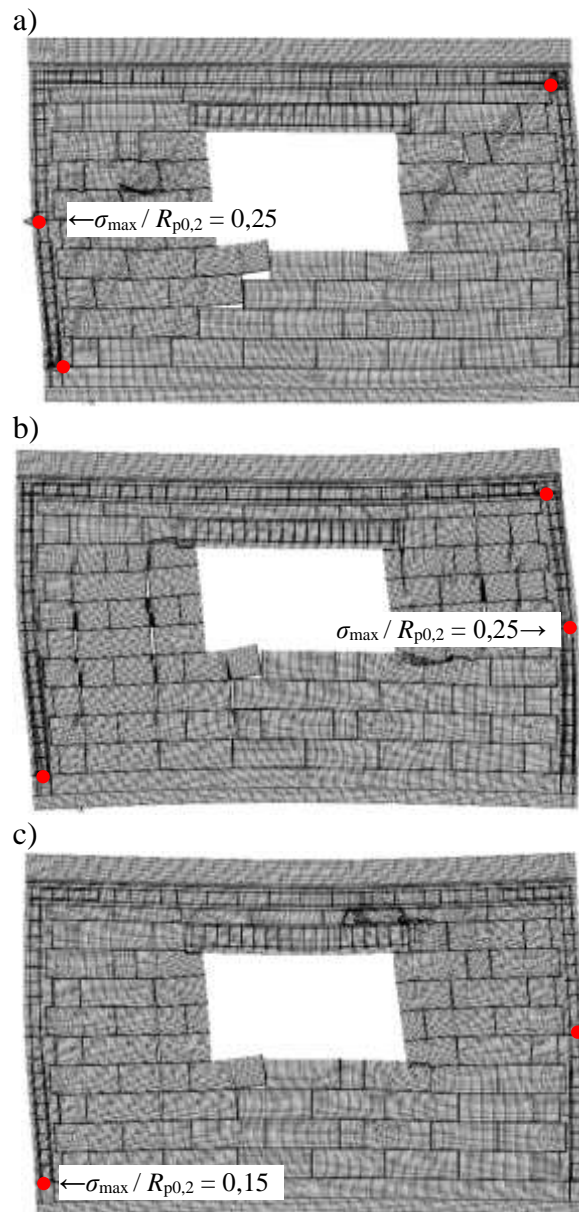


Rys. 5.20. Porównanie zależności naprężenie – odkształcenie postaciowe uzyskanych w badaniach oraz otrzymanych z obliczeń numerycznych

W początkowej fazie obciążenia, poprzedzającej zarysowanie, podobnie jak w ścianach bez otworów zależności naprężenie – odkształcenie postaciowe uzyskane w numerycznych obliczeniach MES były niemal identyczne z wynikami badań. Średnie ilorazy obliczonych i uzyskanych w badaniach naprężeń w chwili zarysowania wynosiły $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,95$, a odpowiadające im ilorazy kątów odkształcenia postaciowego wynosiły $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,93$. Największe różnice wystąpiły w fazie po zarysowaniu. Deformacje postaciowe modeli badawczych były zdecydowanie większe niż deformacje numerycznych modeli MES. Średnie ilorazy naprężeń niszczących, uzyskane w obliczeniach oraz w badaniach, a także odpowiadające im kąty deformacji postaciowej wyniosły $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,92$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,46$.

Identycznie jak w ścianach bez otworu analizowano również odkształcenia zbrojenia elementów krępujących. Na rys. 5.21 pokazano wykresy naprężeń wszystkich badanych elementów. Każdorazowo pokazano zarysowania odkształconych ścian z otworami, minimalnie

i maksymalnie ściskanych, oraz wykresy naprężeń w prętach zbrojenia. Pokazano miejsca ekstremalnych naprężeń rozciągających σ_{\max} oraz ilorazy wartości największych naprężeń rozciągających i naprężeń przy przyroście nieproporcjonalnym $\sigma_{\max}/R_{p0,2}$.



Rys. 5.21. Względne wartości naprężeń w prętach zbrojeniowych w ścianach z otworami serii HAS-C1-AAC: a) ściana ścinana i ściskana do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$, c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

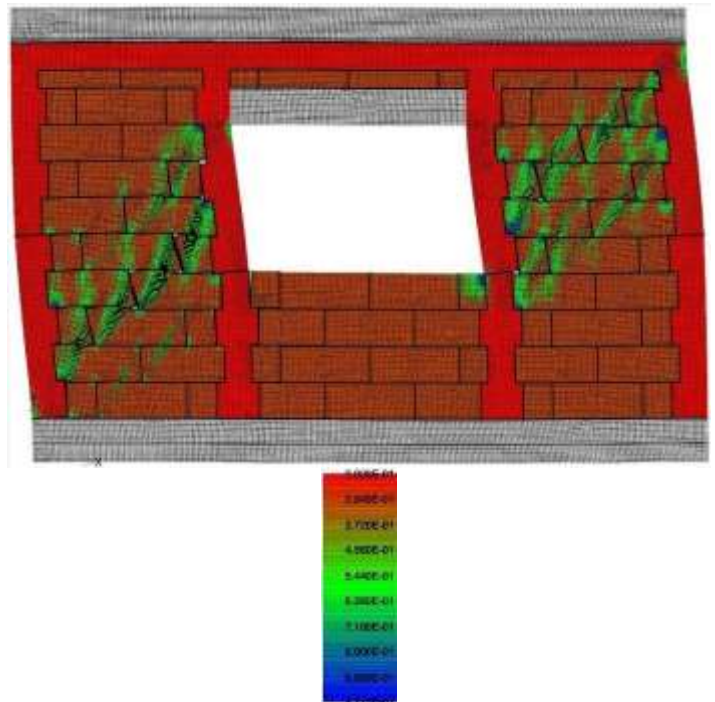
Zbrojenie włączało się do współpracy w obrębie naroży ścian oraz przerwy roboczej. Podobnie jak w ścianach bez otworów, w żadnej ścianie nie stwierdzono uplastycznienia czy też zerwania zbrojenia. Maksymalne naprężenia w prętach nie osiągnęły nawet 30% umownej granicy plastyczności. Trudno także rozstrzygnąć, czy wpływ na wyteżenie zbrojenia miała

wartość wstępnych naprężeń ściskających. W modelach maksymalnie i minimalnie ściskanych otrzymano podobne wartości ilorazów $\sigma_{\max}/R_{p0,2}$.

5.2.3. Wyniki obliczeń ściany z otworami serii HAS-C2-AAC

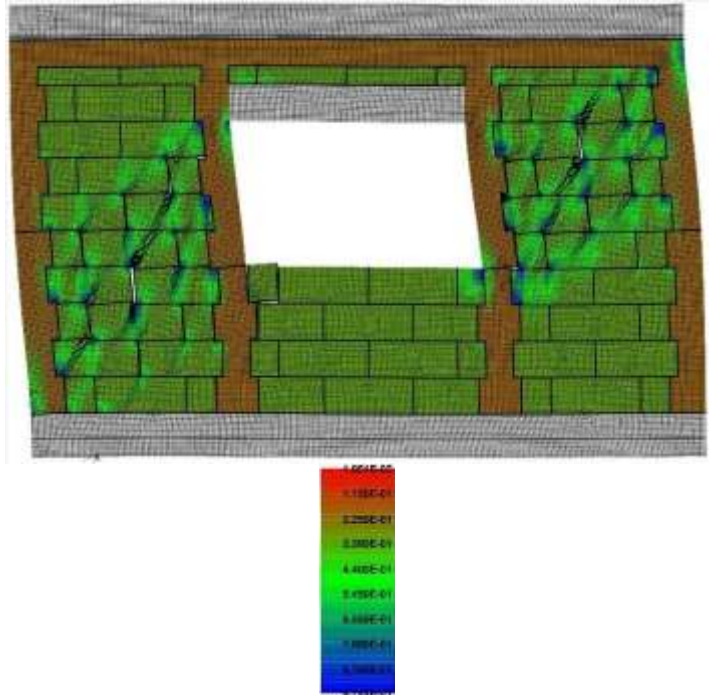
Na rys. 5.22 porównano obrazy zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych z otworem i skrępowaniem typu C2 biegnącym pionowo względem krawędzi otworu. Tak samo, jak w przypadku ścian bez otworu oraz ścian ze skrępowaniem typu C1 na rysunkach przedstawiono także mapy wyrażające stopień wyężenia elementów skończonych przez parametr k lub c .

a)

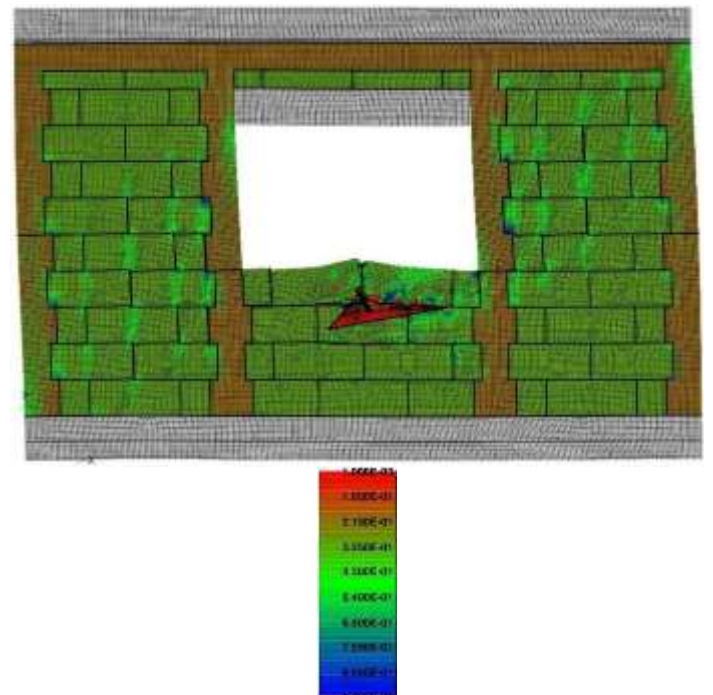


Rys. 5.22. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian z otworami serii HAS-C2-AAC w chwili zniszczenia: a) ściana ścinana i ściskana do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$

b)



c)



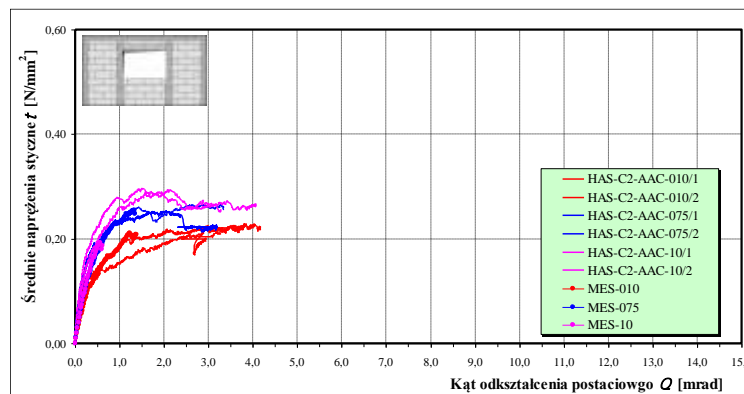
cd. rys. 5.22. Porównanie obrazów zarysowań elementów badawczych i modeli numerycznych ścian z otworami serii HAS-C2-AAC w chwili zniszczenia: b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$, c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

Przy minimalnych wstępnych naprężeniach ściskających zarysowania były inicjowane środkowych obszarach filarków między otworowych. W stadium zniszczenia powstały rysy w narożach ścian otworów, a układ rys pokrywał się z kierunkiem przekątnych filarków.

W ścianach maksymalnie ściskanych oprócz rys ukośnych pojawiały się rysy pionowe wynikające ze znacznego ściskania muru. Nie obserwowano inicjacji zarysowań w rozciąganych narożach otworów. Obrazy zarysowań ścian w chwili zniszczenia były bardzo zbliżone do uzyskanych wyników badań. W tabelicy 5.8 i na rys. 5.23 zestawiono uzyskane wartości naprężeń rysujących i niszczących oraz odpowiadające im wartości kątów odkształcenia postaciowego wszystkich niezbrojonych ścian z otworami.

Tablica 5.8. Wyniki obliczeń numerycznych ścian z otworami

Typ otworu	σ_c N/m ²	Naprężenia				Kąty odkształcenia (deformacji) postaciowego			
		zarysowanie		zniszczenie		zarysowanie		zniszczenie	
		$\tau_{cr,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{cr,cal}}{\tau_{cr}}$	$\tau_{u,cal}$ N/mm ²	$\frac{\tau_{u,cal}}{\tau_u}$	$\theta_{cr,cal}$ mrad	$\frac{\theta_{cr,cal}}{\theta_{cr}}$	$\theta_{u,cal}$ mrad	$\frac{\theta_{u,cal}}{\theta_u}$
HAS-C2-AAC	0,1	0,128	0,96	0,210	0,93	0,450	0,95	1,235	0,33
	0,75	0,133	0,76	0,254	0,98	0,330	0,80	1,325	0,57
	1,0	0,138	0,75	0,193	0,65	0,325	0,83	0,567	0,32
Średnia:	--	--	0,82	--	0,85	--	0,86	--	0,41

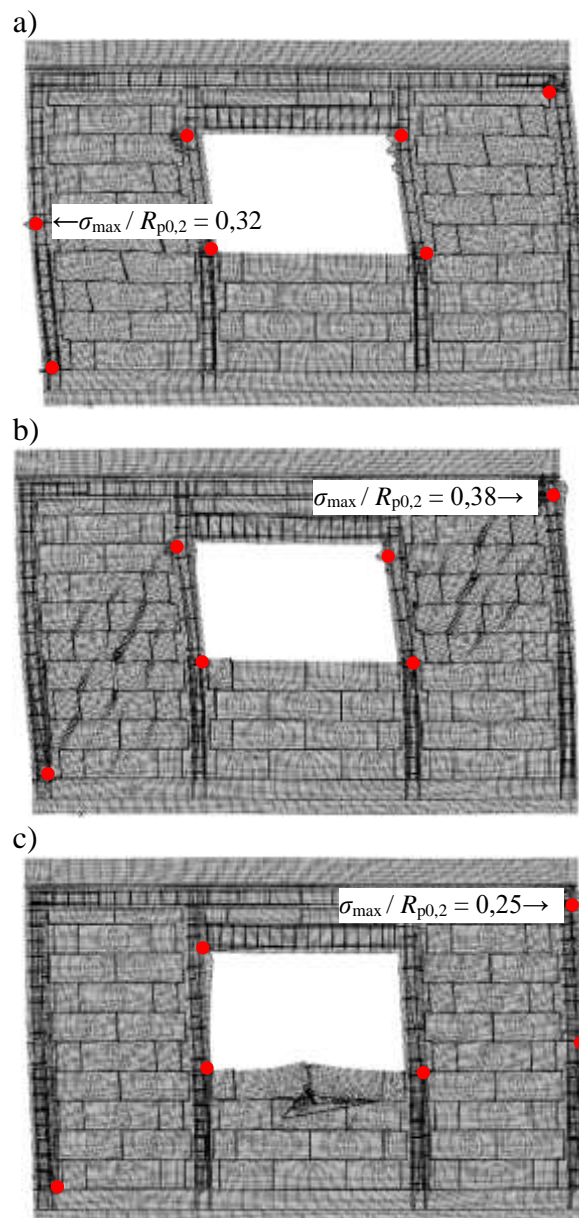


Rys. 5.23. Porównanie zależności naprężenie – odkształcenie postaciowe uzyskanych w badaniach oraz otrzymanych z obliczeń numerycznych

W początkowej fazie obciążenia, poprzedzającej zarysowanie, podobnie jak w ścianach bez otworów zależności naprężenie - odkształcenie postaciowe uzyskane w numerycznych obliczeniach MES były niemal identyczne z wynikami badań. Średnie ilorazy obliczonych i uzyskanych w badaniach naprężeń w chwili zarysowania wynosiły $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,82$, a odpowiadające im ilorazy kątów odkształcenia postaciowego wynosiły $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,86$. Największe różnice wystąpiły w fazie po zarysowaniu. Deformacje postaciowe modeli badawczych były zdecydowanie większe niż deformacje numerycznych modeli MES. Średnie

ilorazy naprężeń niszczących, uzyskane w obliczeniach oraz w badaniach, a także odpowiadające im kąty deformacji postaciowej wyniosły $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,85$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,41$.

Oprócz obrazów zarysowań przeanalizowano również odkształcenia zbrojenia elementów krępujących. Na rys. 5.24 pokazano wykresy naprężeń we wszystkich zbadanych ścianach. Każdorazowo pokazano zarysowania odkształconych ścian oraz wykresy naprężeń w prętach zbrojenia. Zaznaczono także miejsca ekstremalnych naprężeń rozciągających σ_{max} oraz ilorazy wartości największych naprężeń rozciągających i naprężeń przy przyroście nieproporcjonalnym $\sigma_{max}/R_{p0,2}$.



Rys. 5.24. Względne wartości naprężeń w prętach zbrojeniowych w ścianach z otworami serii HAS-C2-AAC: a) ściana ścinana i ściskana do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$, c) ściana ścinana i ściskana maksymalnie do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$

W ścianach z dodatkowym skrępowaniem zbrojenie zlokalizowane w rdzeniach położonych w sąsiedztwie otworów włączało się do współpracy znacznie wcześniej niż w narożach ścian. Podobnie jak w ścianach ze skrępowaniem obwodowym minimalnie ściskanych istotne odkształcenia zbrojenia powstało w obrębie przerwy roboczej. Maksymalne naprężenia w prętach nie osiągnęły nawet 40% umownej granicy plastyczności. Także przy takim sposobie krępowania nie można rozstrzygnąć, czy wpływ na wyężenie zbrojenia miała wartość wstępnych naprężeń ściskających. W modelach maksymalnie i minimalnie ściskanych otrzymano podobne wartości ilorazów $\sigma_{\max}/R_{p0,2}$.

5.3. Wnioski i podsumowanie obliczeń numerycznych MES.

Stosując w numerycznych modelach ścian zaproponowaną w pracy [51] metodykę homogenizacji empirycznej oraz kontaktowe elementy skończone zastępujące spoiny wsporne i czołowe, na podstawie wykonanych obliczeń MES można sformułować następujące wnioski:

- a) w ścianach bez otworów, bez względu na wartości wstępnych obciążeń ściskających inicjacja rys występowała na przedłużeniu spoin czołowych. W strefach narożnych modeli tworzyły się zarysowania związane ze zniszczeniem materiału elementów murowych (spowodowanym ściskaniem). Podobnie jak w rzeczywistych modelach wykazano uszkodzenia betonowych elementów krępujących w okolicach naroży i styku roboczego rdzeni.
- b) w ścianach z otworami, wykazano, że inicjacja zarysowań występowała w narożach otworów okiennych w zasadzie tylko w ścianach minimalnie ściskanych. W ścianach maksymalnie ściskanych rysy tworzyły się w filarkach. W chwili zniszczenia, bez względu na wartość wstępnych naprężeń ściskających, największe rysy powstawały w środkowej części filarków. Uszkodzeniu ulegały żelbetowe elementy krępujące w obrębie naroży oraz przerw roboczych. Zbrojenie elementów krępujących zminimalizowało dystrybucję zarysowań w rejonie rozciąganych naroży otworów okiennych w modelach ze skrępowaniem typu C2. W tych miejscach oraz w obszarach filarków wystąpiły największe naprężenia w zbrojeniu, co nie wpłynęło istotnie na obrazy zarysowań ścian z otworami,
- c) w żadnym przypadku ścian bez otworów oraz z otworami naprężenia w zbrojeniu nie osiągnęły umownej granicy plastyczności czy wytrzymałości na rozciąganie,
- d) obliczone wartości naprężeń oraz kątów odkształcenia postaciowego odniesione do wyników badań przedstawiają się następująco:
 - ściany bez otworów:

- zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,74$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,76$,
- zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,81$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,16$,
- ściany z otworami ze skrupowaniem typu C1:
 - zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,95$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,93$,
 - zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,92$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,46$,
- ściany z otworami ze skrupowaniem typu C2:
 - zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,82$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,86$,
 - zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,85$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,41$.

6. Bilinearne model muru skrępowanego

W ścianach z otworami inicjacja zarysowań rozpoczynała się w rozciąganych narożnikach otworów okiennych, a następnie obejmowały filarki między otworowe. Istotna różnica wystąpiła w ścianach skrępowanych, w których pionowe rdzenie biegnęły wzdłuż pionowych krawędzi otworów. W tym wypadku pierwsze rysy nie powstały w rozciąganych narożach otworów tylko narożach filarków międzyokiennych. W chwili zniszczenia wyraźnie większy wzrost odkształceń postaciowych spowodował znacznie większe zarysowanie muru oraz krępujących elementów żelbetowych.

Zależności obciążenie – przemieszczenie zbadanych ścian skrępowanych charakteryzowały się silną nieliniowością, która może przysparzać trudności interpretacyjne i praktyczne aplikacje. Z tego powodu do opisu zachowania się murów skrępowanych bez otworów jak i z otworami posłużono się bilinearną (dwuliniową) zależnością obciążenie – przemieszczenie [78,55]. W proponowanym modelu (rys. 6.1) gałąź sprężysta łączy początek układu współrzędnych z punktem odpowiadającym przemieszczeniom plastycznym u_y i sile maksymalnej sile P_{max} . Prosta przechodzi przez punkt o współrzędnych $(u_{cr}; P_{cr})$ odpowiadający zarysowaniu. Pozioma gałąź modelu odpowiada sile P_{max} obowiązuje w zakresie od przemieszczeń odpowiadających uplastycznieniu u_y do przemieszczeń maksymalny u_{max} . Do opisu modelu konieczna jest znajomość następujących parametrów: K_{cr} – sztywność w chwili zarysowania, u_{max} – maksymalne przemieszczenie, przy którym następuje zniszczenie modelu ściany oraz P_{max} – siła maksymalna. Pierwsze dwa parametry wyznaczono na podstawie badań ścian natomiast siłę P_{max} określono analogicznie jak w pracach [5, 4] na podstawie dyssypowanej energii ściany E_{obs} obliczonej według wzoru (4.8). Przyjmując, że dyssypowana energia otrzymana w badaniach E_{obs} jest równa energii bilinearnego modelu E_{cal} można sformułować następującą zależność:

$$E_{obs} = E_{cal}, \quad (6.1)$$

która, prowadzi do następującego równania:

$$E_{obs} = E_{cal} = \frac{1}{2} P_{max} [u_{max} + (u_{max} - u_y)]. \quad (6.2)$$

Przyjmując, że:

$$u_y = \frac{P_{max}}{K_{cr}}, \quad (6.3)$$

Otrzymuje się zależność:

$$E_{\text{obs}} = \frac{1}{2} P_{\text{max}} [u_{\text{max}} + (u_{\text{max}} - u_y)] = \frac{1}{2} P_{\text{max}} (2u_{\text{max}} - u_y) = \frac{1}{2} P_{\text{max}} \left(2u_{\text{max}} - \frac{P_{\text{max}}}{K_{\text{cr}}} \right) \rightarrow . \quad (6.4)$$

$$P_{\text{max}}^2 - 2u_{\text{max}} K_{\text{cr}} P_{\text{max}} + 2E_{\text{obs}} K_{\text{cr}} = 0.$$

Akceptowalny pierwiastek równania kwadratowego określa maksymalną siłę, równą:

$$P_{\text{max}} = u_{\text{max}} K_{\text{cr}} - \sqrt{(u_{\text{max}} K_{\text{cr}})^2 - 2E_{\text{obs}} K_{\text{cr}}} . \quad (6.5)$$

w której $u_{\text{max}} = \Theta_{\text{max}} h$, Θ_{max} – maksymalny kąt deformacji postaciowej odpowiadający zniszczeniu ściany.

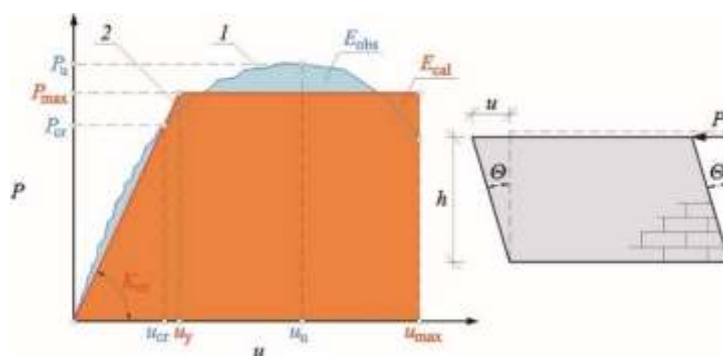
Współczynnik charakteryzujący plastyczność ściany wyraża iloraz maksymalnego przemieszczenia u_{max} oraz przemieszczenia odpowiadającego uplastycznieniu u_y obliczony ze wzoru:

$$\mu = \frac{u_{\text{max}}}{u_y} \geq 1,0 , \quad (6.6)$$

w którym $u_y = P_{\text{max}} / K_{\text{cr}}$.

Wartość współczynnika $\mu = 1$ charakteryzuje materiał (sprężysto-kruchy) bez półki plastycznej, a gdy $\mu > 1$ materiał charakteryzuje się ciągliwością. W materiale sprężysto-idealnie plastycznym wartość współczynnika $\mu \rightarrow \infty$.

Zestawienie otrzymanych parametrów bilinearnych modeli ścian skrępowanych zawarto w tabelcy 6.1, w tabelcy 6.2 zestawiono wyniki badań ścian referencyjnych bez skrępowania. Porównanie uzyskanych rezultatów w odniesieniu do wyników badań modeli referencyjnych zawarto w tabelcy 6.3. Porównanie zależności naprężenie ścinające – odkształcenie postaciowe przedstawiono na rys. 6.2.



Rys. 6.1. Oznaczenia przyjęte w bilinearnym modelu zachowania ściany;
1 – wyniki badań, 2 – bilinearna idealizacja

Tablica 6.1. Parametry bilinearnego modelu ścian skrępowanych

Seria	Opis	σ_c N/mm ²	Maksymalny kąt deformacji postaciowej θ_{max} mrad	Maksymalne poziome prze- mieszczenie u_{max} , mm	Dyssypowana energia E_{obs} kJ	Maksymalna siła P_{max} , kN	Poziome prze- mieszczenie u_y , mm	Współczynnik ciągłości $\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$
HOS-C-AAC	Ściany skrę- powane	0,1	1,95	4,74	0,846	191	0,651	7,3
		0,75	5,99	14,5	4,10	301	1,81	8,0
		1,0	9,05	22,0	6,42	316	2,69	8,2
HAS-C1-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C1	0,1	7,12	17,3	2,04	124	1,83	9,4
		0,75	3,44	8,35	1,16	150	1,36	6,1
		1,0	1,89	4,58	0,518	124	0,90	5,1
HAS-C2-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C2	0,1	3,97	9,64	1,43	163	1,76	5,5
		0,75	3,26	7,91	1,41	195	1,38	5,7
		1,0	3,67	8,90	1,77	216	1,39	6,4

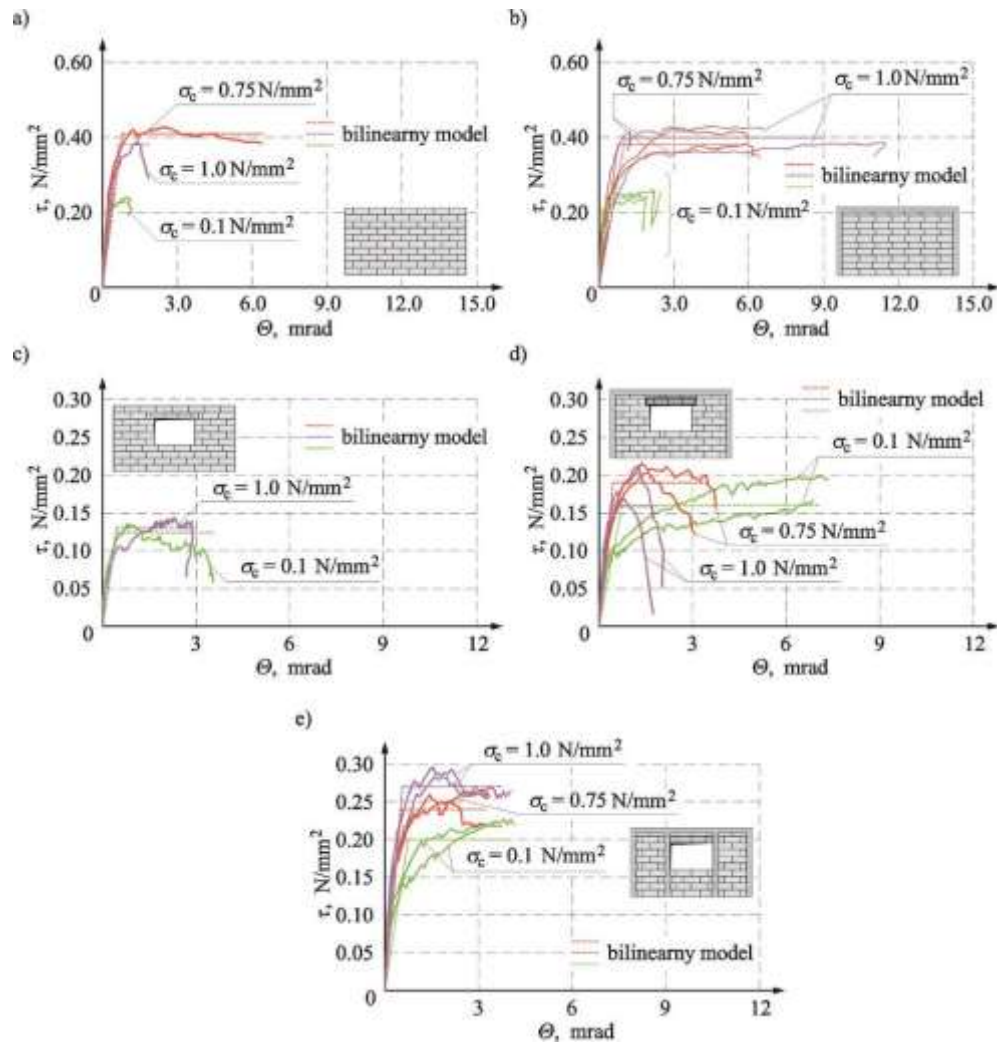
Tablica 6.2. Parametry bilinearnego modelu ścian nieskrępowanych [29]

Seria	Opis	σ_c N/mm ²	Maksymalny kąt deformacji postaciowej θ_{max} mrad	Maksymalne po- ziome przemiesz- czenie u_{max} , mm	Dyssypowa- na energia E_{obs} kJ	Maksymalna siła P_{max} , kN	Poziome prze- mieszczenie u_y , mm	Współczyn- nik ciągłwo- ści $\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$
HOS-AAC	Ściany nie- skrępowane	0,1	1,04	2,52	0,393	186	0,812	3,1
		0,75	6,79	16,5	5,04	325	1,93	8,6
		1,0	1,80	4,36	1,06	299	1,60	2,7
HAS-AAC	Ściany skrępowane nieskrępowanie	0,1	3,55	8,61	0,794	99	1,16	7,4
		1,0	2,89	7,01	0,652	103	1,36	5,1

Tablica 6.3. Porównanie wyników bilinearnego modelu ścian skrępowanych i nieskrępowanych

Seria	Opis	σ_c N/mm ²	Maksymalny kąt deformacji postaciowej		Dyssypowana energia $\frac{E_{obs,C}}{E_{obs,U}}$	Maksymalna siła $\frac{P_{max,C}}{P_{max,U}}$	Poziome przemieszczenie $\frac{u_{y,C}}{u_{y,U}}$	Współczynnik ciągliwości $\frac{\mu_C}{\mu_U}$
			$\Theta_{max,C}$	$\Theta_{max,U}$				
HOS-C-AAC	Ściany skrępowane	0,1	1,88	1,88	2,15	1,03	0,80	2,34
		0,75	0,88	0,88	0,81	0,93	0,94	0,94
		1,0	5,03	5,03	6,03	1,06	1,68	2,99
Średnia:			2,60	2,60	3,00	1,00	1,14	2,09
HAS-C1-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C1	0,1	2,01	2,01	2,57	1,26	1,57	1,28
		1,0	0,65	0,65	0,79	1,20	0,66	0,99
Średnia:			1,33	1,33	1,68	1,23	1,12	1,13
HAS-C2-AAC	Ściany skrępowane skrępowanie typu C2	0,1	1,12	1,12	1,80	1,65	1,51	0,74
		1,0	1,13	1,13	2,71	1,89	1,01	1,11
Średnia:			1,12	1,12	2,26	1,77	1,26	0,93
$\Theta_{max,C}$, $u_{max,C}$, $E_{obs,C}$, $P_{max,C}$, $u_{y,C}$, $\mu_{y,C}$ – wyniki badań ścian skrępowanych, $\Theta_{max,U}$, $u_{max,U}$, $E_{obs,U}$, $P_{max,U}$, $u_{y,U}$, $\mu_{y,U}$ – wyniki badań ścian nieskrępowanych (referencyjnych).								

W ścianach bez otworów dyssypowana energia rosła ze wzrostem wstępnych naprężeń ścisających niemal proporcjonalnie z przemieszczeniami u_y i u_{max} . Odpowiadająca wartość współczynnika ciągliwości zmieniała się w granicach od 7,3 do 8,2 co oznacza, że ściany tego typu charakteryzowały się istotną plastycznością. W stosunku do referencyjnych modeli nieskrępowanych uzyskane wartości dyssypowanej energii były średnio o 200% większe, a wartości współczynników ciągliwości były największe w modelach maksymalnie ścisanych (średnio większe o 109%). W ścianach skrępowanych z otworami wykazano istotne obniżenie dyssypowanej energii w odniesieniu do modeli bez otworów. Średnie maksymalne siły P_{max} uzyskane w ścianach skrępowanych w odniesieniu do modeli nieskrępowanych nie wzrosły (od 0,93 do 1,06).



Rys. 6.2. Porównanie zależności naprężenie ścinające – odkształcenie postaciowe uzyskanych w badaniach i z bilinearnego modelu: a) ściany nieskrępowane serii HOS-AAC, b) ściany skrępowane serii HOS-C-AAC, c) ściany nieskrępowane z otworem serii HAS-AAC, d) ściany skrępowane serii HAS-C1-AAC, e) ściany skrępowane serii HAS-C1-AAC

W przypadku serii HAS-C1-AAC z obwodowym skrępowaniem energia malała ze wzrostem wstępnych naprężeń ściskających, a współczynnik ciągliwości zmalał od 9,4 do 5,1. W stosunku do modeli nieskrępowanych średnia energia wzrosła o 68%, przy czym największy wzrost odnotowano w modelach minimalnie ściskanych (2,57). Analogicznie określony średni iloraz współczynników ciągliwości był większy o około 13%. Także w tym przypadku uzyskano wzrost wartości maksymalnej siły P_{\max} średnio o 23% (od 1,20 do 1,26).

Wprowadzenie skrępowania wzdłuż pionowych krawędzi otworu okiennego w modelach serii HAS-C2-AAC nie wywołało istotnego wzrostu dyssypowanej energii podobnie jak współczynnika ciągliwości, który zmieniał się w granicach od 5,5 do 6,4. Najwyraźniej wpływ skrępowania uwidocznił się w odniesieniu do murów nieskrępowanych. Wzrost średniej dyssypowanej energii wyniósł 126% bez istotnej zmiany współczynnika ciągliwości.

Postępując analogicznie jak w poprzednich modelach określono iloraz maksymalnych sił P_{\max} sił uzyskanych w modelu skrzepowanym i nieskrzepowanym otrzymując wzrost rzędu 77% (od 1,65 do 1,89). W tym przypadku wykazano, że zalecenie normy PN-EN-1996-1-1 [N-42] o konieczności skrzepowania otworów o polu powierzchni większym lub równym $1,5 \text{ m}^2$, było jak najbardziej zasadne i korzystne.

7. Podsumowanie i wnioski

Przeprowadzone w pracy analizy studialne, badania doświadczalne oraz obliczenia numeryczne w zakresie postawionych na wstępie tej pracy, pozwalają wyciągnąć następujące wnioski końcowe:

- w zakresie wpływu skrępowania zlokalizowanego wzdłuż obwodu ściany na zachowanie się ścian bez otworów i z otworami stwierdzić można, że:
 - skrępowanie w **modelach bez otworów serii HOS-C-AAC** nie wpłynęło istotnie na wartości naprężeń rysujących w odniesieniu do modeli nieskrępowanych,
 - skrępowanie wpłynęło na wartość kątów odkształcenia postaciowego, ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ściskających wzrost kątów odkształcenia postaciowego wyniósł maksymalnie o 77% w ścianach maksymalnie ściskanych, W chwili zniszczenia we wszystkich modelach skrępowanych deformacje postaciowe były wyraźnie większe od uzyskanych w ścianach nieskrępowanych,
 - w modelach skrępowanych bez otworów początkowe sztywności były większe niż w ścianach bez skrępowania i malały ze wzrostem wartości wstępnych naprężeń ściskających. W chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskany stwierdzono około 33% wzrost sztywności,
 - w **ścianach z otworami serii HAS-C1-AAC** i obwodowym skrępowaniem wykazano ponad 30% wzrost naprężeń rysujących w odniesieniu do modeli nieskrępowanych,
 - odkształcenia w chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskany były o 17% większe niż w modelu nieskrępowanym, podobną tendencję uzyskano przy największych naprężeniach ścinających, a w modelach maksymalnie ściskanych kąty odkształcenia postaciowego były mniejsze niż w analogicznie badanych modelach nieskrępowanych,
 - otrzymano wzrost początkowej sztywności o 65% – 83%. W chwili zarysowania tendencja była nieco inna. Tylko w modelu maksymalnie ściskany otrzymano wzrost sztywności rzędu 83%, a w pozostałych modelach sztywność była mniejsza niż modeli bez skrępowania.
- w zakresie wpływu skrępowania wzdłuż pionowych krawędzi otworów o polu powierzchni $1,5\text{m}^2$ na mechaniczne parametry muru poddanego poziomemu ścinaniu stwierdzić można, że:

- wprowadzenie żelbetowych elementów krępujących wzdłuż pionowych krawędzi otworów wyeliminowało powstanie wczesnych zarysowań w rozciąganych narożach otworów, co skutkowało wyraźnym wzrostem sztywności ścian,
 - skrupowanie zwiększyło wartość przemieszczeń plastycznych u_y średnio o 17%, a wartość maksymalnych przemieszczeń u_{max} o 18%,
 - maksymalna siła P_{max} odpowiadająca uplastycznieniu wzrosła o ponad 45%,
 - ciągliwość modeli ze skrupowaniem zalecanym przez normę PN-EN-1996-1-1 niewiele zmalała o około 8%,
 - pominięcie skrupowania pasa podokiennego prowadzić może do przedwczesnego zarysowania tego fragmentu ściany.
- Z obserwacji sposobu zniszczenia murów skrupowanych i nieskrupowanych wynika, że:
- w ścianach skrupowanych bez otworów (serii HOS-C-AAC) minimalnie ściskanych rysy biegingo ukośnie przez spoiny wsporne i czołowe, powstały także rysy w stykach muru i żelbetowych elementach krępujących. Wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających spowodował, że w murze dominowały rysy pionowe. Zaobserwowano zarysowania żelbetowych elementach krępujących w rozciąganych narożach oraz w połowie wysokości,
 - zarysowania w modelach z otworami serii HAS-C1-AAC powstawały w rozciąganych narożach otworów a następnie w dolnych narożach filarków okiennych. W chwili zniszczenia zaobserwowano ukośne zarysowanie filarków oraz naroży ścian i elementach skrupowania w obrębie przerw roboczych,
 - morfologia zarysowań modeli serii HAS-C2-AAC istotnie się różniła, ponieważ pierwsze zarysowania powstawały w dolnych narożach filarków okiennych (brak rys w rozciąganych narożach otworów okiennych), a wzrost obciążeń powodował zarysowania na styku skrupowania i w pasach podokiennych.
- Przeprowadzone obliczenia numeryczne i wykonane na ich podstawie analizy morfologii zarysowań i stanu odkształcenia i naprężenia pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:
- stosując w mikromodelach numerycznych modelach ścian zaproponowaną w pracy [51] metodykę homogenizacji empirycznej oraz kontaktowe elementy skończone zastępujące spoiny wsporne i czołowe można z zadowalającą zgodnością dokonać predykcji wybranych parametrach mechanicznych ścian skrupowanych, wykazując między innymi, że:

- w ścianach be otworów, bez względu wartości wstępnych obciążeń ściskających inicjacja rys występowała na przedłużeniu spoin czołowych. W strefach narożnych modeli tworzyły się zarysowania związane ze zniszczeniem materiału elementów murowych (spowodowanym ściskaniem). Podobnie jak w rzeczywistych modelach wykazano uszkodzenia betonowych elementów krępujących w okolicach naroży i styku roboczego rdzeni,
- w ścianach z otworami, wykazano, że inicjacja zarysowań występowała w narożach otworów okiennych w zasadzie tylko w ścianach minimalnie ściskanych. W chwili zniszczenia, bez względu na wartość wstępnych naprężeń ściskających, największe rysy powstawały w środkowej części filarek. Uszkodzeniu ulegały żelbetowe elementy krępujące w obrębie naroży oraz przerw roboczych. Zbrojenie elementów krępujących zminimalizowało dystrybucję zarysowań w rejonie rozciąganych naroży otworów okiennych w modelach ze skrępowaniem typu C2,
- obliczone wartości naprężeń oraz kątów odkształcenia postaciowego odniesione do wyników badań przedstawiają się następująco:
 - ściany bez otworów:
 - zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,74$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,76$,
 - zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,81$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,16$,
 - ściany z otworami ze skrępowaniem typu C1:
 - zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,95$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,93$,
 - zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,92$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,46$,
 - ściany z otworami ze skrępowaniem typu C2:
 - zarysowanie: $\tau_{cr,cal}/\tau_{cr} = 0,82$, $\theta_{cr,cal}/\theta_{cr} = 0,86$,
 - zniszczenie: $\tau_{u,cal}/\tau_u = 0,85$, $\theta_{u,cal}/\theta_u = 0,41$.

Oprócz zasadniczych wniosków odnoszących się do tez pracy, przeprowadzone badania i analizy w zakresie zaleceń normowych skłaniają ponadto do następujących stwierdzeń.

- wykonane na podstawie badań analizy w zakresie ustaleń norm i modeli teoretycznych dotyczących skrępowanych konstrukcji murowych pozwalają stwierdzić, że:
 - normowe zależności służące do określania nośności muru skrępowanego stanowią superpozycję nośności muru niezbrojonego oraz nośności na ścinanie elementów krępujących, a nawet pomijają udział elementów krępujących. Normy nakazują sprawdzenie

ności na zginanie w płaszczyźnie z uwzględnieniem obecności pionowego zbrojenia rdzeni,

- możliwość stosowania kryteriów autorskich i empiryczno-teoretycznych opisujących nośność muru skrępowanego wymagają określania wielu parametrów mechanicznych i współczynników empirycznych, co w znacznym stopniu uniemożliwia możliwość ich praktycznego zastosowania.

Zaproponowano bilinearny model zachowania się ściany ścinanej bazujący na równoważności dyssypowanej energii uzyskanej w badaniach oraz obliczonej w modelu. Na podstawie empirycznie określonej sztywności K_{cr} (w chwili zarysowania) oraz maksymalnemu przemieszczeniu ściany wyznaczonemu w chwili zniszczenia u_{max} wyznaczono wartość maksymalnej siły P_{max} , plastycznego przemieszczenia u_y oraz współczynnika ciągliwości μ , które odniesiono do identycznie wyznaczonych parametrów w ścianach nieskrępowanych. Na tej podstawie sformułowano następujące wnioski:

- w zakresie dysypowanej energii E_{obs} stwierdzono, że:
 - w modelach nieskrępowanych serii HOS-C-AAC wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających powodował wyraźny wzrost wartości dyssypowanej energii. W stosunku do modeli nieskrępowanych wzrost energii wyniósł ponad 200%,
 - w elementach serii HAS-C1-AAC, w których skrępowanie wykonano wzdłuż obwodu tendencja była identyczna jak w modelach bez otworów, a średni wzrost dyssypowanej energii odniesiony do elementów nieskrępowanych wyniósł ponad 68%,
 - kiedy skrępowanie wykonano wzdłuż otworów HAS-C2-AAC zachowała się obserwowana wcześniej tendencja a w odniesieniu do elementów nieskrępowanych wzrost energii wyniósł 77%,
- w odniesieniu do maksymalnej siły P_{max} wykazano, że:
 - w modelach serii HOS-C-AAC wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających nie spowodował wzrostu wartości maksymalnej siły w stosunku do modeli nieskrępowanych,
 - w ścianach ze skrępowaniem tylko wzdłuż obwodu serii HAS-C1-AAC uzyskano podobną tendencję, a średni wzrost maksymalnej siły wyniósł 23%,
 - w modelach serii HAS-C2-AAC nie stwierdzono istotnych zmian w tendencji, a średni wzrost siły ścinającej P_{max} wyniósł 77%,

- w stosunku do współczynnika ciągliwości μ uzyskano:
- w ścianach serii HOS-C-AAC wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających wpłynął istotnie na zmiany współczynnika ciągliwości, w stosunku do modeli nieskrępowanych średni wzrost ciągliwości wyniósł 109%,
 - w ścianach ze skrępowaniem typu C1 w ścianach serii HAS-C1-AAC wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających wywoływał zmniejszenie współczynnika ciągliwości podobnie jak w ścianach referencyjnych uzyskano podobną tendencję. W stosunku do ścian nieskrępowanych ciągliwość ścian skrępowanych była o 13% większa,
 - w elementach próbnych serii HAS-C2-AAC wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających wywołał również zmniejszenie współczynnika ciągliwości. W tym przypadku w odniesieniu do modeli referencyjnych ciągliwość ścian skrępowanych była mniejsza o 7%.

Przeprowadzone badania, obliczenia i analiza wyników nie wyczerpuje tematyki skrępowanych ścian murowanych poddanych poziomemu ścinaniu. Można je potraktować, jako podstawę do walidacji własnych modeli teoretycznych. W przyszłości planuje się przeprowadzenie następujących prac teoretyczno-doświadczalnych:

- wykonanie badań ścian z otworem okiennym ze skrępowaniem zlokalizowanym wzdłuż dolnej krawędzi otworu,
- przeprowadzenie badań ścinania ścian skrępowanych z uwzględnieniem współpracy ze ścianami prostopadłymi w modelach jednokondygnacyjnych budynków analogicznie jak w pracy doktorskiej [41],
- uzupełnienie badań o inne klasy zaprawy i rodzaje elementów murowych,
- walidacja tarczowego i prętowego (ST) modelu ściany skrępowanej bez otworów i z otworami,
- próba uwzględnienia czynników o charakterze losowym, mających wpływ na zachowanie się muru takich jak: właściwości zastosowanych materiałów, jakość wykonania muru itp.

8. Bibliografia

PUBLIKACJE

- [1] Aguilar G. et al.: *Influence of the horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls*. 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996. Paper No. 1830 (CD-ROM)
- [2] Ahmed A., Shahzada K., Muhammad Ali S., Naeem Khan A., Azmat Ali Shah S.: *Confined and unreinforced masonry structures in seismic areas: Validation of macro models and cost analysis*. Engineering Structures. 2019, 199, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109612>.
- [3] Al-Chaar G., Lamb G.E. i Abrams D.P.: *Effect of openings on structural Performance of Unreinforced Masonry Infilled Frames*. Proceedings, 9th North American Masonry Conference.: Clemson University, Canada.
- [4] Banerjee S., Nayak S., Das S.: *Improving the In-Plane Behavior of Brick Masonry Wall Using PP Band and Steel Wire Mesh*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020, 32(6), 04020132. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0003159](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003159).
- [5] Banerjee S., Nayak S., Das S.: *Shear and flexural behaviour of unreinforced masonry wallets with steel wire mesh*. Journal of Building Engineering, 2019, 10125. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101254>.
- [6] Bažant Z.P., Oh B.H.: *Crack band theory for fracture of concrete*. Materials and Structures, Vol. 16, No. 3, 1983, s. 155 – 177.
- [7] Belghiat C. i inni. *Experimental study of doublepanel confined masonry walls under lateral loading*. Journal of Building Engineering. 2018, vol. 20.
- [8] Benjamin J.R. i Williams H.A.: *The Behaviour of One-storey Brick Shear Walls*. Journal of Structural Division.: ASCE, July 1958. Tom Vol. 84.
- [9] Brammer D.R. *The Later Force - Deflection Behavior of Nominally Reinforced Masonry Walls*. ME Thesis. Department of Civil and Resource Engineering. University of Auckland, 1995.
- [10] Bruehwiler E., Wittman F.H.: *The Wedge Splitting Test, A New Method of Performing Stable Fracture-Mechanics Tests*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1-3, 1990, s. 117 - 125.
- [11] Bruneau M., Uang C.M., Whittaker A.: *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill, New York 1997.
- [12] Brunner J.D. i Shing B. *Shear Strength of Reinforced Masonry*.: The Masonry Society Journal, no. 1, vol. 14, August 1996.
- [13] Carol I., Rizzi E., Willam K.: *A unified theory of elastic degradation and damage based on a loading surface*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 31, No. 30, 1994, s. 2835 – 2865.

- [14] Carrillo J., Flores L.E., Pincheira J.A.: *Quasi-static tests of masonry walls with reinforced mortar jacketing*. Conference Paper. May 2015.
- [15] Carter C. i Stafford-Smith B.: *Struktural Behavior of masonry infilled frames subjected to ranking loads 1st International Brick and Block Masonry Conference, IB2MAC 1967.*, Ausin:Texas, 1967.
- [16] Carter C. i Stafford-Smith B.: *A Method of Analysis of Infilled Frames. Proceedings Institution of Civil Engineers*. 1969. Tomy Part II, Vol.44.
- [17] Červenka J., Papanikolaou V.K.: *Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete*. International Journal of Plasticity, Vol. 24, 2008, s. 2192 – 2220.
- [18] Červenka V., Pukl R., Ozbolt J., Eligehausen R.: *Mesh sensitivity effects in smeared finite element analysis of concrete structures*. Proceedings of the 2nd International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures – FraMCoS 2, 1995, s. 1387 – 1396.
- [19] Chen W.F., Sokal I.: *Plastic design and second-order analysis of steel frames*. Springer-Verlag, New York 1995.
- [20] Cholewicki A.: *Konstrukcje zespolone z prefabrykatów*. Seria Monografie. Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie. Warszawa 2001.
- [21] Constantinescu S.: *Study of confined masonry buildings in seismic areas*. Energy Procedia. 2017, 112, 545–554. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.03.1114>.
- [22] Davidson B.J.: *In-plane Cyclic Loading of Nominalny Reinforced Masonry Walls with Openings*. New Zealand Concrete Society Conference, Wairakei, New Zealand 1996, s. 120 – 129.
- [23] De Borst, R.: *Non-linear analysis of frictional materials*. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands 1986.
- [24] Decanini L.D. i Fantin G.E.: *Modelos simplificados de la mamposteria incluida en poricos. Caracteristicas de rigidez y resistencia lateral en estado limire*. Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural. 1987.
- [25] Dhanasekar M, Shrive NG. *Strength and deformation of confined and unconfined grouted concrete masonry*. ACI Structural Journal, 2002, 99, s. 819–826.
- [26] Dokumentacja sytemu ATENA. Červenka Consulting s.r.o., Praga 2016r.
- [27] Drobiec Ł. : *Problemy projektowania ścian wypełniających i osłonowych wg EC-6. Materiały Budowlane*. 1/2012, s. 92-96
- [28] Drobiec Ł. : *Projektowanie budynków z silikatowych elementów murowych wg Eurokodu 6. Ściany Wypełniające*. Białystok: Silikaty Białystok.2017r.
- [29] Drobiec Ł. i Jasiński R. *Kompleksowe Badania Murów z Elementów z Betonu Komórkowego NB-168/RB-2/2013*. Gliwice: Politechnika Śląska, 2016.
- [30] Drobiec Ł., Jasiński R. i Piekarczyk A.: *Konstrukcje murowe - Według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 2*. Warszawa: PWN, 2014.
- [31] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 3*. Warszawa. PWN, 2017.
- [32] Drobiec Ł., Jasiński R.: *The failure surface of the masonry made of hollow silicate units*. 9th International Conference analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Gliwice, June 5-7, 2017 (CD-ROM).

- [33] Drobiec Ł., Misiewicz L.: *Ściany wypełniające - zastosowanie, zalety i wady. Materiały budowlane*. nr 4/2014, 2014. s. 11-12
- [34] Drobiec Ł.: *Projektowanie budynków z silikatowych elementów murowych ściany wypełniające. Kruki: Grupa Silikaty Sp. z o.o. 2017r.*
- [35] Drobiec, Ł., Rybarczyk, T. Grzyb, K. : *Mury Skrępowane. Wyniki badań, nowe metody projektowania. XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Parcy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 5 – 8 marca 2019 r. . Tom II, str. 151 – 202.*
- [36] Drysdale R.G., Hamid A.A., Baker L.R.: *Masonry structures: behaviour and design*. The Masonry Society, Boulder, Colorado (USA) 1999
- [37] El Shafie H., Hamid A., Okba S., Nasr E.: *Strength and stiffness of masonry shear walls with openings*. The Masonry Society Journal, Vol. 20, No. 1, 2002, s. 49 - 60.
- [38] Flores L.E., Alcocer S.M: *Calculated response of confined masonry structures. 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996. Paper No. 1830 (CD-ROM)
- [39] Flores L.E.: *Estudio analitico de estructuras de mamposteria confinada*. BSc. Thesis. National Autonomous University of Mexico (UNAM), Mexico City 1995.
- [40] Ghaisas K.V., Basu D., Brzev S., Pérez Gavilán J.J.: *Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry buildings*. Construction and Building Materials, Vol. 147, 2017, s. 677 – 700. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.200>.
- [41] Grzyb K.: *The behavior of masonry stiffening walls based on the full-scale research*. Praca doktorska. Gliwice, 2023.
- [42] Hamburger R.O.: *Methodology for seismic capacity evaluation of steel frame buildings with infill unreinforced masonry. Proceedings of 1993 National Earthquake Conference, Central U.S. Earthquake Consortium*. Memphis, Tennessee: Central U.S. Earthquake Consortium, USA, 1993.
- [43] Hendry A. W.: *Structural Masonry*. MacMillan. First edition. London 1990.
- [44] Hoek E., Brown E.T.: *Empirical Criterion for Rock Masses*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. GT9/1980, s. 1013 – 1035.
- [45] Holmes M.: *Steel Frames with Brickwork and Concrete Filling. Proceedings Institution of Civil Engineers*, 1961. Tom vol. 19.
- [46] Hordijk D.A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. PhD dissertation, Delft University of Technology, 1991.
- [47] Iernutan R., Andrei BF. *Autoclaved cellular concrete (ACC) masonry with vertical hollows confined with disperse reinforced concrete*. Procedia Engineering, 2017, 181, 300–307. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.393>.
- [48] Jager W. i Schops P.: *Mury skrępowane – szansa na zwiększenie nosności konstrukcji*. Materiały Budowlane. 2013, 5/2013 nr 489. s. 25-27
- [49] Jäger W., Schöps P.: *Confined masonry – a chance to improve the load bearing capacity*. In: D. Boroński, ed. 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete. Bydgoszcz, Poland: University of Technology and Life Sciences Press, 225–236.
- [50] Janaraj T. i Dhanasekar M. *Finite element analysis of the in-plane shear behaviour of masonry panels confined with reinforced grouted corse*. Construction and Building. 2014, vol.65.

- [51] Jasiński R. *Badania i modelowanie murowych ścian usztywniających*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2017.
- [52] Jasiński R. i Galman I. *Zagadnienia projektowe, konstrukcyjne i badawcze zginanych i ścinanych murowych ścian wypełniających szkielet*. XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Parcy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 5 – 8 marca 2019 r. . Tom II, .str. 1 – 150.
- [53] Jasiński R. i Grzyb K. „*Mury skrępowane. Ustalenia ogólne i normowe. Cz. II*” . *Inżynier Budownictwa*. 2022, nr 1/2022.
- [54] Jasiński R. i Grzyb K. *Mury skrępowane. Ustalenia ogólne i normowe. Część 1*. *Inżynier Budownictwa*. 2021, nr 11/2021.
- [55] Jasiński R., Gąsiorowski T.: *Comparative studies of the confined effect of shear masonry walls made of autoclaved aerated concrete masonry units*. Buildings (praca złożona do druku).
- [56] Jasiński R., Gąsiorowski T.: *Morfologia zarysowań ścian skrępowanych ścinanych poziomo*. *Materiały Budowlane*. 4/2019, Vol. 560, s. 23 – 25. DOI: 10.15199/33.2019.04.03.
- [57] Jasiński R., Gąsiorowski T.: *Zarysowanie i zniszczenie ścian skrępowanych ścinanych poziomo*. *Materiały Budowlane*. 5/2019, Vol. 561, s. 38 – 39. DOI: 10.15199/33.2019.05.06.
- [58] Jasiński R.: *Badania wpływu kształtu ścian murowanych z elementów silikatowych poddanych ścinaniu*. *Materiały Budowlane*, nr 4, 2017, s. 21 – 26.
- [59] Jasiński R.: *Investigations of strength of clay brick masonry walls reinforced with steel smooth bars horizontally shared*, Levoca - Slovakia 24-26.10.2001 : II International Scientific Conference - Quality and Reliability in Building Industry, 2001.
- [60] Jasiński R.: *Murowe ściany usztywniające. Tom I. Oddziaływania. Metody, Algorytmy i przykłady obliczeń*. Gliwice. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. 2022.
- [61] Jasiński R.: *Murowe ściany usztywniające. Tom II. Nośność. Metody, Algorytmy i przykłady obliczeń*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. 2023.
- [62] Jasiński R.: *Nośność i odkształcalność zbrojonych ścian murowych ścinanych poziomo*., Praca doktorska. Gliwice, 2005.
- [63] Jasiński R.: *Research of bed joints reinforced masonry walls with openings made of calcium silicate units horizontally sheared*. Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, June 26 - 30, 2016, s. 2303 - 2311.
- [64] Jasiński R.: *Reserch of the infloence of bed joint reinforcement on the strength characteristics of clay brick masonry wallets under horizontal shear*. Levoca-Slovakia 22-24.20.2003 :. III International Scientific Conference - "Quality and Realibility in Building Industry".2003
- [65] Jasiński R.: *Study of reinforced clay brick masonry walls horizontally sheared*, 8th International Masonry Conference, Dresden:, 2010.
- [66] Jasiński. R. : *Badani zbrojonoych ścian ceglanych ścinanych poziomo, LIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB , "Krynica - 2007", Problemy naukowo-Badawcze Budownictwa. Konstrukcje budowlane i inżynierskie. Polska Akademia Nauk. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej. Krynica : Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2007, tom II, 2007.*

- [67] Jasiński. R.: *Badania zbrojonych ścian ceglanych ścinanych poziomo*. Przegląd Budowlany. 9/2009. s. 28-36
- [68] Kadir M.R.A. i Hendry A.W.: *The Behaviour of Brickwork Infilled Frames Under Racking Load. Proceedings of 5th Symposium Load Bearing Brickwork British Ceramic Research Association. London.*, 1975. Tomy No. 24, September 1975.
- [69] Kadir M.R.A., Hendry A.W.: „*The Behaviour of Brickwork Infilled Frames Under Racking Load*”. Proceedings of 5th Symposium Load Bearing Brickwork British Ceramic Research Association, London, 1975, No. 24, September 1975, str. 65 – 77.
- [70] Kadir M.R.A.: *The Structural Behaviour of Masonry Infill Panels in Frame Structures. PhD Thesis*. Edinburgh: Edinburgh University, 1974.
- [71] Kapela M. i Wojtycki A. *Badania sztywności ram wypełnionych murem. Inżynieria i Budownictwo*. 1997, Nr 4/1997. s. 187-189
- [72] Ledwoń J.A. *Budownictwo na terenach górniczych*. Warszawa: Arkady, 1983.
- [73] Leiva G., Merryman M., Klinger R.E.: *Designs Philosophies for Two-Story Concrete Masonry Walls with Door and Window Openings*. 5th North American Masonry Conference, University of Illinois, Urbana-Champaign 1990, s. 287 –295.
- [74] Leiva G., Merryman M., Klinger R.E.: *In-Plane Resistance of Two-Story Concrete Masonry Coupled Walls*. 5th North American Masonry Conference, University of Illinois, Urbana - Champagne 1990, s. 333 - 345.
- [75] Lu S., Unger C.: *Bemessungsmethode für eingefasstes Mauerwerk auf Grundlage des Eurocode 6*. Mauerwerk, No. 5, Vol. 14, 2010, p. 293 – 296.
- [76] Lufta I.: *Kalendarz Przeglądu Budowlanego. Tom I*. Wydawnictwo Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P., Warszawa 1939.
- [77] Mainstone R.J.: *On the Stiffness and Strength of infilled Frames. Proceedings Institution of Civil Engineers*, . 1971. Tomy Supplement (IV), 1971, Paper 7360S.
- [78] Marcari G., Manfredi G., Prota A., Pecce M.: *In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP*. Composites Part B: Engineering, 2007, 38(7–8), 887–901. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.11.004>.
- [79] Marinilli A., Castilla E.: *Seismic behaviour of confined masonry walls with intermediate confining – columns*. Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, 2006, Paper No. 607 (CD-ROM).
- [80] Marques R., Lourenço P.B: *Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals*. Construction and Building Materials, 2019, 217, 137 – 155. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.266>.
- [81] Matsumura A.: *Shear Strength of Reinforced Masonry Walls*. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan 1988, p. 121 – 126.
- [82] Menétrey P., Willam K.J.: *Triaxial failure criterion for concrete and its generalization*. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 3, 1995, s. 311 - 318.
- [83] Menétrey P., Willam K.J.: *Triaxial failure criterion for concrete and its generalization*. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 3, 1995, s. 311 - 318.
- [84] Miccoli L.: *Seismic performances of AAC masonry: A review of experimental and numerical approaches*. Procedia Engineering, 2018, 301-309. <https://doi.org/10.1002/dama.201800023>.

- [85] Moroni M.O., Astroza, M., Tavonatti, S.: *Nonlinear models for shear failure in confined masonry walls*. The Masonry Society Journal, Vol. 12, No. 2/1994, p. 72 – 78.
- [86] N N506 194438 *Badania murowych ścian z otworami*. Sprawozdanie merytoryczne z projektu badawczego. Autorzy: Starosolski W. (kierownik projektu), Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Gliwice 2013, GRANT NCN.
- [87] Okail H. i inni. *Experimental and analytical investigation of the lateral load response of confined masonry walls*. HBRC Journal. 2016, nr 12.
- [88] Page A.W.: *The Strength of brick masonry under biaxial compression-tension*. International Journal of Masonry Construction. vol.3, No.1, 1983.
- [89] Paulay T., Priestley M.J.N.: *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc. New York 1992.
- [90] Pogorzelski J., Urban L.: *Ustroje budowlane. Część I. Fundamenty i mury*. PWSZ, Warszawa 1952.
- [91] Psilla N., Tassios T.P.: *Design models of reinforced masonry walls under monotonic and cyclic loading*. Engineering Structures, Vol. 31, 2009, s. 935 -945.
- [92] Rao S. i inni: *Influence of Methods of Construction on the Behaviour of Infilled Frames*. 6th International Brick and Block Masonry Conference. Rome, Italy : IB2MAC, 1982.
- [93] Rao S., Achyutha H. i Jagadish R.: *Infilled Frames with Opening Strengthened by lintel Beam*. 6th International Brick and Block Masonry Conference. Rome, Italy : IB2MAC, 1982.
- [94] Riahi Z., Elwood K.J., Alcocer S.M.: *Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance-Based Seismic Design*. Journal of Structural Engineering, Vol. 135 Issue 6 (June 2009), p. 644-654. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\) ST.1943-541X.0000012](https://doi.org/10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0000012).
- [95] Roca P., Lobato M., Viviescas Á., Villalba V.: *Limit analysis of shear walls by simple equilibrium models*. 8th International Masonry Conference 2010 in Dresden (CD-ROM).
- [96] Roca P.: *Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models*. Construction and Building Materials, Vol. 20, 2006, p. 229 – 238
- [97] Shing P.B., Schuller M., Hoskere V.S., Carter E.: *Flexural and Shear Response of Reinforced Masonry Walls*. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, November-December 1990, p. 646 - 656.
- [98] Shing P.B., Schuller M., Hoskere V.S.: *In-Plane Resistance of Reinforced Masonry Shear Walls*. Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 3, March 1990, p. 619 – 640.
- [99] Simo J.C., Kennedy, J.G., Govindjee, S.: *Non-smooth multisurface plasticity and viscoplasticity loading / unloading conditions and numerical algorithms*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 26, No. 10, 1988, p. 2161 – 2185.
- [100] Stafford-Smith B. *Behavior of Square Infilled Frames*. ASCE Journal of the Structural Division. 1966, . vol.92, Issue 1.
- [101] Stafford-Smith B.: *Lateral stiffness of infilled frames*. ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 88, Issue 6, 1962, p. 183 – 199.

- [102] Stavridis A.: *Analytical and experimental study on seismic performance assessment and retrofit techniques for masonry infilled reinforced concrete frames*. PhD Thesis. University of California. San Diego 2009.
- [103] Taghdi M., Bruneau M., Saatcioglu M.: *Analysis of low-rise masonry and concrete walls retrofitted using steel strips*. Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 126, No. 9, 2000, s. 1026 - 1032.
- [104] Taghdi M., Bruneau M., Saatcioglu M.: *Seismic retrofitting of low-rise masonry and concrete walls using steel strips*. Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 126, No. 9, 2000, s. 1017 - 1025.
- [105] Tassios T.P., Bonatakē E., Vintzēleou E.: *Strength and Ductility of Reinforced Masonry Under Reversed Actions*. 12th Regional Seminar of Earthquake Engineering, Halkidiki, September 1985, s. 10 - 34.
- [106] Tassios T.P., Vintzēleou E., Trohanis A.: *Interaction Diagrams for Reinforced and Unreinforced Masonry Walls*. 3rd International CIB Symposium Wall Structures, Vol. I, Warsaw, June 1984, s. 291 - 301.
- [107] Tassios T.P.: *Masonry Infill And R.C. Walls Under Cyclic Actions. An Invited State of the Art Report*. 3rd International CIB Symposium Wall Structures, Vol. III, General reports, Warsaw, June 1984
- [108] Tomažević M., Klemenc I.: *Seismic behaviour of confined masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 1997, p. 1059 –1071. [https://doi.org/10.1002/\(sici\)1096-9845\(199710\)26:10<1059:aid-eqe694>3.0.co;2-m](https://doi.org/10.1002/(sici)1096-9845(199710)26:10<1059:aid-eqe694>3.0.co;2-m).
- [109] Tripathy D., Singhal V.: *Estimation of in-plane shear capacity of confined masonry walls with and without openings using strut-and-tie analysis*. Engineering Structures, Vol. 188, 2019, p. 290 – 304. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.002>.
- [110] Tu Y.H. i inni. *Experiment of Slender Confined Masonry Panels under Monotonic and Cyclic Loading*. brak miejsca : Structures Congress ASCE 2011, 2011.
- [111] Urban L.: *Murarz Tynkarz*. PWSZ, Warszawa 1957.
- [112] Vecchio F.J., Collins M.P.: *Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 83, No. 2, March - April 1986, s. 219 - 231.
- [113] Voon K.C. *Bracking Capacity of Partially Grouted Concrete Masonary Walls with Opening*. School of Enginering, Report No. 629. Auckland : Departament of Civil and Environmental Engineering, The University of Auckland, New Zeland , April 2006.
- [114] Weihe S.: *Implicit Integration Schemes for Multi-Surface Yeld Criteria Subjected to Hardening/Softening Behavior*. MS thesis, University of Colorado-Bulder, 1989.
- [115] Wood R.H.: *The Stability of Tall Buildings*. Proceedings Institution of Civil Engineers, . 1958. vol.11.
- [116] Wu H., Li B.: *Investigating the Load Paths of RC Shear Wall with Openings under Reversed Cyclic Loadings*. Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand 2003.
- [117] Xsingzahi C. Jinguo L., Jang X.: *Shear Srength of Brick Masonry with Reinforced Networks inBed Joints Subject to Combined Actions, Proceedings of 9th International Brick/ Block Masonry Conference*. Berlin :, October 1991.

- [118] Yanez F.V., Park R., Paulay T.: *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls with Irregular Openings*. Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand 1991, p. 3303 – 3308.
- [119] Żenczykowski W.: *Budownictwo ogólne. Tom II. Konstrukcje i wznoszenie murów i sklepień*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1965 (wyd. VI).

NORMY I WYTYCZNE

- [N-1] ACI 318-83:1983 *Building Code requirements for reinforced concrete and commentary*. ACI Committee 318. American Concrete Institute, Detroit 1983.
- [N-2] ASCE/SEI 41-06 *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. Reston (VA) 2007
- [N-3] ASCE/SEI 41-13. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. Reston (VA) 2013
- [N-4] ASCE/SEI 41-13. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. Reston (VA) 2013
- [N-5] ASTM-E519-02 *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*.
- [N-6] BS 5628 - 1 : 1992 *Use of Masonry - Part 1 : Structural use of unreinforced masonry*.: BSI, 1992.
- [N-7] CSA S304.1-04:2004. *Design of Masonry Structures*. Canadian Standards Association. 2004
- [N-8] DIN 4149: *Budownictwo na terenach niemieckich aktywnych sejsmicznie. Przyjmowanie obciążeń. Obliczanie i wykonywanie budynków typowych*. . Berlin: DIN Beuth Verlag, 2005.
- [N-9] E-070:1998. *Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*. Capítulo Peruano del ACI.
- [N-10] ENV-1996-1-1:2002 Eurocode 6 *Design of Masonry Structures. Part 1-1: Common Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*.: CEN/TC 250, 2003.
- [N-11] FEMA 274 *Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings*. NEHRP Commentary. Federal Emergency Management Agency. Applied Technology Council. Washington:, 1999.
- [N-12] FEMA 306 *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic procedures manual*. Federal Emergency Management Agency. Applied Technology Council. Washington, 1998.
- [N-13] GBJ-68-84:1984. *Uniform Standard for building Structural Design, National Standard of China*. Beijing , China 1984.
- [N-14] I.S. 325 Part 1:1986 *Code of practice for use of masonry. Part 1 : Structural use off unreinforced masonry*. . Dublin: National Standards Authority og Ireland. , 1986.

- [N-15] INPRES-CIRSOC 103:1991 *Normas Argentinas para construcciones sismorresistentes, Parte III: Construcciones de mampostería (Argentinean masonry code)*, Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Buenos Aires, 1991
- [N-16] Instrukcja ITB nr 194 *Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach*. Warszawa:, 2006.
- [N-16] Instrukcja ITB nr 391/2003, *Projektowanie budynków podlegających wpływowi wstrząsów górniczych*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2003.
- [N-17] Instrukcja nr 325/1993. *Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej podlegających wpływowi wstrząsów górniczych*. Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie, Warszawa 1993,
- [N-18] MSJC:2010 *Code/Commentary Working Draft*. Masonry Standards Joint Committee 2010,
- [N-19] NCh2123:1997 *Albanileria confinada-requisitos de deseno y calculo*. Instituto nacional de normalizacion. Santiago, Chile 1997,
- [N-20] NS 3475:1981 *Prosjektering av murverk. Beregnig of dimensjonering*. 1981.
- [N-21] NTC-M:2004 *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería. Technical norms for design and construction of masonry structures*. Gobierno del Distrito Federal. Ciudad de México,
- [N-22] NZS 4229:1999 *Concrete Masonry Buildings Not Requiring Specific Engineering Design*, Standards Association of New Zeland. Wellington : brak nazwiska, 1999.
- [N-23] NZS 4230:2004 *Design of Reinforced Concrete Masonry Structures*. Standards Association of New Zealand. Wellington, 2004.
- [N-24] PN-B-02003:1982 *Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe*
- [N-25] PN-B-03002:1954 *Konstrukcje murowe z cegły. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Warszawa: PKN, 1954.
- [N-26] PN-B-03002:1987 *Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*. Warszawa: PKN, 1987.
- [N-27] PN-B-03002:1999/Az1 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczenia*. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa : PKN, 1999.
- [N-28] PN-B-03002:1999/Az1+Az2 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczenia*. Warszawa: PKN, 1999.
- [N-29] PN-B-03002:2007 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczenie*. Warszawa: PKN, 2007.
- [N-30] PN-B-03340:1989 *Konstrukcje murowe zespolone - Obliczenia statyczne i projektowanie*. Warszawa: PKN, 1989.
- [N-31] PN-B-04500 *Zaprawy budowlane. Badanie cech fizycznych i wytrzymałościowych*. Warszawa: PKN,
- [N-32] PN-B-06258:1989 *Autoklawizowany Beton Komórkowy* Warszawa: PKN, 1989.
- [N-33] PN-B-3002:1967 *Konstrukcje murowe z cegły. Obliczanie statyczne i projektowanie*. Warszawa: PKN, 1967.

- [N-34] PN-EN 1015-11:2001/A1 *Metody badań zaprawy do murów . Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy*. Warszawa: PKN, 2001.
- [N-35] PN-EN 12390-3:2002 *Badanie betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania*. Warszawa: PKN, 2002.
- [N-36] PN-EN 13116: *Ściany osłonowe -- Odporność na obciążenie wiatrem -- Wymagania eksploatacyjne*. Warszawa PKN 2004
- [N-37] PN-EN 1991-1-1. *Oddziaływania na konstrukcje Część 1-1: Oddziaływania ogólne Ciężar objętościowy, Ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*. Warszawa: PKN, 2004.
- [N-38] PN-EN 1991-1-4: Eurokod 1: *Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne Oddziaływanie wiatru*. Warszawa: PKN, 2008.
- [N-39] PN-EN 1991-1-5: Eurokod 1: *Oddziaływanie na konstrukcje Część 1-5: Oddziaływanie ogólne Oddziaływanie termiczne*. Warszawa: PKN, 2005.
- [N-40] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010/NA:2016-11 Eurokod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. . Warszawa: PKN, 2016.
- [N-41] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11 Eurokod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. Warszawa: PKN, 2008.
- [N-42] PN-EN 1996-1-1 :2010/AC 2009 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*. Warszawa: PKN 2010
- [N-43] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:2014-03 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1. Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*. Warszawa: PKN, 2013.
- [N-44] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05P Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*. Warszawa: PKN, 2013.
- [N-45] PN-EN 1996-1-2: 2010/AC :2011P Eurokod 6 : *Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*. Warszawa: PKN, 2011
- [N-46] PN-EN 1996-1-2: Eurokod 6 : *Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*. Warszawa: PKN, 2010
- [N-47] PN-EN 1996-2: Eurokod 6: *Projektowanie konstrukcji murowych Część 2: Wymagania projektowe dobór materiałów i wykonanie murów*. Warszawa: PKN, 2010.
- [N-48] PN-EN 1996-3.:2010/AC 2009 Eurokod 6: *Projektowanie konstrukcji murowych Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych*. Warszawa : PKN, 2010.

- [N-49] PN-EN 1996-3:2010/AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych - Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych*. Warszawa: PKN, 1996.
- [N-50] PN-EN 771-4:2012 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego* Warszawa: PKN, 2012.
- [N-51] PN-EN 772-1:2011E, *Metody badań elementów murowych. Część 1 Określenie wytrzymałości na ściskanie*. Warszawa: PKN, 2011.
- [N-52] prEN 1996-1-1:2017 *Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. Final Draft 2017. 2017.
- [N-53] prEN 1996-3:2017 Eurocode 6. *Design of Masonry structures. Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures*.
- [N-54] SIA 177/2:1992 *Bemessung von Mauerwerkswänden*. Zürich: SIA, 1992.
- [N-55] SIA 266:2003 *Masonry, Swiss Society of Civil Engineers and Architects*. Zürich:, 2003.
- [N-56] *Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design*. Architectural Institute of Japan (AIJ) Committee for Concrete and Masonry Wall Building Structures. Tokio, Japan 1999,

Streszczenie

Niewystarczającą odporność niezbrojonych ścian murowych na wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne zwiększa się stosując skrzepowanie elementami żelbetowymi, polegające na trwałym zespoleniu muru z betonowymi elementami pionowymi i poziomymi współpracującymi w jednej płaszczyźnie. Zagadnienie jest kluczowe w ścianach usztywniających wykonanych z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) charakteryzujących się podatnością na uszkodzenia i niewielką sztywnością. Liczne badania ścian obciążonych cyklicznie potwierdzają, że idealnym rozwiązaniem pozwalającym zminimalizować niekorzystną degradację sztywności i rozwój zarysowań jest zastosowanie skrzepowania. Natomiast w literaturze brakuje adekwatnych badań poświęconych zachowaniu się ścian skrzepowanych poddanych obciążeniom monotonicznym, gdzie skrzepowanie stosuje się tylko ze względu na poprawę nośności oraz odkształcalności. Aktualne normy (EC-6) ograniczają się tylko do informacji o konstruowaniu ścian skrzepowanych, brakuje jednak wskazówek o metodyce projektowania. W pracy podjęto próbę odpowiedzi na dwa kluczowe pytania: (1) jaki wpływ na zachowanie się ścian bez otworów i z otworami poddanych poziomemu ścinaniu będzie mieć skrzepowanie umieszczane wzdłuż obwodu ściany i wzdłuż pionowych krawędzi otworów?, (2) czy stosowanie skrzepowania wzdłuż pionowych krawędzi otworów o polu powierzchni $1,5\text{m}^2$ zgodnie z normą EC-6 wpłynie korzystnie na mechaniczne parametry muru poddanego poziomemu ścinaniu? Niewielkie rozpoznanie zjawiska ścinania ścian skrzepowanych poddanych monotonicznemu ścinaniu pozwoliło sformułować zasadniczy cel pracy, którym była: doświadczalna i teoretyczna analiza, oraz określenie wpływu skrzepowania na nośność i odkształcalność skrzepowanych ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu.

Analiza dostępnych badań oraz rozważań teoretycznych pozwoliła na postawienie następujących tez pracy:

1. Stosowanie skrzepowania korzystnie wpływa zarówno na rysoodporność, nośność, jak i odkształcalność ścian murowych poddanych poziomemu ścinaniu.
2. Czynnikiem determinującym stan naprężeń i odkształceń są wstępne naprężenia ściskające.
3. Skrzepowanie powoduje zmiany morfologii zarysowań oraz mechanizm zniszczenia w porównaniu z poziomo ścinanymi ścianami nieskrzepowanymi.

4. Analiza numeryczna pozwala na dość dobre odwzorowanie zachowania się muru skrępowanego i wyjaśnienie wpływu skrępowania na stan naprężeń i odkształceń oraz morfologię zarysowań ściany poddanej poziomemu ścinaniu.

Praca swoim układem odzwierciedla zakres wynikający z postawionego celu i tez. W rozdziałach pierwszym i drugim przedstawiono wprowadzenie oraz podano cel, zakres i tezy pracy. W rozdziale trzecim przedstawiono analizę aktualnego stanu wiedzy w zakresie badań ścian zbrojonych, wypełniających oraz skrępowanych i zapisów normowych, co pozwoliło określić zakres i program zasadniczych badań oraz sformułować tezy pracy. W rozdziale czwartym przedstawiono wyniki zasadniczych badań 16. ścian skrępowanych bez otworów i z otworami poddanych poziomemu ścinaniu. Zasadnicze badania ścian podzielono na trzy serie: ściany bez otworów skrępowanych wzdłuż pionowych i poziomych krawędzi (skrępowanie obwodowe), ściany z otworem okiennym (o polu powierzchni $A = 1,5\text{m}^2$) zlokalizowanym w środkowej części ściany z obwodowym skrępowaniem oraz ściany z otworem okiennym ($A = 1,5\text{m}^2$) zlokalizowanym w środkowej części ściany z dodatkowym (oprócz obwodowego) skrępowaniem występującym wzdłuż pionowych krawędzi otworu. Rozdział piąty poświęcono analizie uzyskanych wyników badań z wykorzystaniem numerycznego modelu MES wykorzystującego sprężysto-plastyczno-kruchy model muru i betonu z elementami kontaktowymi zastosowanymi w spoinach wspornych, czołowych i na styku z elementami krępującymi. W rozdziale szóstym wykonano analizy ścian skrępowanych z wykorzystaniem bilinearne modelu analitycznego. Model zdefiniowano przez sztywność w chwili zarysowania, przemieszczenie maksymalne oraz dyssypowaną energię. W rozdziale siódmym przedstawiono podsumowanie i wynikające wnioski z przeprowadzonych w pracy badań studialnych, badań doświadczalnych oraz obliczeń numerycznych i analitycznych. Na zakończenie zaproponowano kierunki dalszych prac badawczych w zakresie ścinania.

Przeprowadzone w pracy analizy studialne, badania doświadczalne oraz obliczenia numeryczne w zakresie postawionych pytań oraz tez pracy, pozwoliły wyciągnąć następujące wnioski końcowe:

- skrępowanie w modelach bez otworów nie wpłynęło istotnie na wartości naprężeń rysujących w odniesieniu do modeli nieskrępowanych, zaobserwowano wzrost odkształceń postaciowych w chwili zarysowania i kątów deformacji postaciowych w chwili zniszczenia,

- w ścianach z otworami i obwodowym skrępowaniem wykazano istotny wzrost naprężeń rysujących w odniesieniu do modeli nieskrępowanych, widoczny był także wzrost odkształceń i deformacji postaciowych,
- wprowadzenie żelbetowych elementów krępujących wzdłuż pionowych krawędzi otworów wyeliminowało powstanie wczesnych zarysowań w rozciąganych narożach otworów, co skutkowało wyraźnym wzrostem sztywności ścian,
- skrępowanie zwiększyło wartość przemieszczeń plastycznych u_y średnio o 17%, a wartość maksymalnych przemieszczeń u_{\max} o 18%,
- morfologia zarysowań ścian skrępowanych bez otworów oraz z otworami i obwodowym skrępowaniem nie różniła się istotnie od zarysowań ścian bez skrępowania. Rysy powstawały w rozciąganych narożach otworów a następnie w dolnych narożach filarków okiennych. Wyraźne różnice zaobserwowano w modelach z otworami, w których zastosowano skrępowanie biegnące wzdłuż pionowych krawędzi otworów, ponieważ pierwsze zarysowania powstawały w dolnych narożach filarków okiennych,
- stosując w mikromodelach numerycznych modeli ścian metodykę homogenizacji empirycznej oraz kontaktowe elementy skończone zastępujące spoiny wsporne i czołowe można z zadowalającą zgodnością dokonać predykcji morfologii zarysowań i wybranych parametrów mechanicznych ścian skrępowanych,
- zaproponowany bilinearny model zachowania się ściany ścinanej pozwolił wykazać, że w modelach skrępowanych wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających powodował wyraźny wzrost wartości dyssypowanej energii w odniesieniu do modeli nieskrępowanych (68–77%),
- w ścianach skrępowanych zaobserwowano wzrost ciągliwości ścian w stosunku do ścian nieskrępowanych (7–26%).

Przeprowadzone badania, obliczenia i analiza wyników nie wyczerpuje tematyki skrępowanych ścian murowanych poddanych poziomemu ścinaniu. Można je potraktować, jako podstawę do walidacji własnych modeli teoretycznych.