Rafał Nowak

Badania i ocena nośności ceglanych sklepień i łuków w skali naturalnej

Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

Rafał Nowak

Badania i ocena nośności ceglanych sklepień i łuków w skali naturalnej

Szczecin 2022

Recenzenci
prof. dr hab. inż. Jerzy Hoła
prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec

Opracowanie językowe
Wojciech Markowski

Skład komputerowy
Waldemar Jachimczak

Wydano za zgodą
Rektora Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie

ISBN 978-83-7663-333-6

Wydawnictwo Uczelniane
Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie
al. Piastów 48, 70-311 Szczecin
tel. 91 449 47 60
e-mail: wydawnictwo@zut.edu.pl
Druk: PPH Zapol Sobczyk Sp.j., al. Piastów 42, 71-062 Szczecin

SPIS TREŚCI

Wykaz najważniejszych oznaczeń 5

1. Stan wiedzy 7
   1.1. Zarys historyczny łukowych konstrukcji i sklepień 7
   1.2. Najczęstsze przyczyny uszkodzeń ceglanych sklepień i łuków po wieloletniej eksploatacji 9
   1.3. Problemy badań sklepień i łuków ceglanych 11
   1.4. Cel i zakres badań 15

2. Sklepienia ceglane 17
   2.1. Ustalenia ogólne 17
   2.2. Modele obliczeniowe ceglanych sklepień 21
      2.2.1. Modele analityczne 21
      2.2.2. Modele numeryczne 22
      2.2.3. Model kinematyczny 28
      2.2.4. Badanie zależności M_{Rd}–N_{Rd} dla modelu kinematycznego 31
   2.3. Sklepienia kolebkowe 35
   2.4. Sklepienia krzyżowe 40
   2.5. Sklepienia odcinkowe stropów na belkach stalowych 44
   2.6. Sklepienia odcinkowe balkonów 48
   2.7. Sklepienia odcinkowe monolityczne stropów 51
   2.8. Sklepienia schodów ceglanych 56
   2.9. Wpływ zbrojenia FRCM na nośność sklepień 65
   2.10. Obliczenia numeryczne i kalibracja modeli 72
   2.11. Wnioski z badań 80

3. Łuki nadproży ceglanych 83
   3.1. Stan techniczny nadproży po wieloletniej eksploatacji 83
   3.2. Analiza istniejących schematów obliczeniowych łuków nadproży 86
   3.3. Symulacje numeryczne własnym programem 95
   3.4. Program własnych badań doświadczalnych 99
   3.5. Łuki nadproży odcinkowych 103
   3.6. Łuki nadproży o kształcie półkolistym 116
   3.7. Łuki nadproży ostrołukowych 120
   3.8. Łuki nadproży klinowych 122
   3.9. Analiza porównawcza przeprowadzonych badań 127
   3.10. Wnioski z badań 131

4. Bramy murowe ... 133
4.1. Ustalenia ogólne ... 133
4.2. Bramy łączników kurtynowych ... 134
4.3. Łuki ceglane bram kamienic ... 138
4.4. Wnioski z badań ... 145

5. Strefy oparć sklepień i łuków ... 147
5.1. Ustalenia ogólne ... 147
5.2. Nośność muru przy ściskaniu pod kątem do spoin wspornych ... 149
5.3. Strefy oparcia sklepień z lunetami ... 158
5.4. Strefy oparcia sklepień krzyżowych ... 162
5.5. Szczególne przypadki oparcia łuków ... 165
5.6. Wnioski z badań ... 169

6. Podsumowanie i wnioski ogólne ... 171
6.1. Podsumowanie ... 171
6.2. Wnioski ogólne ... 172
6.3. Kierunki dalszych badań ... 175

Bibliografia ... 177

Streszczenie ... 187

Abstract ... 189

WYKAZ NAJWAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

A – pole powierzchni
A_c – powierzchnia strefy ściskanej
A_{ef} – pole efektywne (obliczeniowe)
B – szerokość
E – moduł Younga (współczynnik sprężystości materiału)
E_0 – moduł Younga (współczynnik sprężystości materiału) równolegle do spoin wspornych
E_P – początkowy moduł Younga (współczynnik sprężystości materiału)
e – mimośród
EI – sztywność analizowanej konstrukcji
F – wartość siły skupionej
f – wyniosłość łuku
f_b – wytrzymałość na ściskanie cegły
f_c – wytrzymałość na ściskanie
$f_{c,0}$ – wytrzymałość na ściskanie prostopadle do spoin wspornych
$f_{c,90}$ – wytrzymałość na ściskanie równolegle do spoin wspornych
$f_{c,\theta}$ – wytrzymałość na ściskanie pod kątem 90° θ do spoin wspornych
f_m – wytrzymałość na ściskanie zaprawy
f_t – wytrzymałość na rozciąganie
$f_{t,0}$ – wytrzymałość na rozciąganie pod kątem 0° do spoin wspornych
$f_{t,45}$ – wytrzymałość na rozciąganie pod kątem 45° do spoin wspornych
$f_{t,90}$ – wytrzymałość na rozciąganie pod kątem 90° do spoin wspornych
$f_{t,\alpha}$ – wytrzymałość na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych
f_v – wytrzymałość na ścinanie
$f_{v,0}$ – początkowa wytrzymałość na ścinanie muru
G – współczynnik Kirchhoffa lub ciężar stały konstrukcji
G_f – energia pękania
H – rozpór z łuku lub reakcja
h – wysokość
I – moment bezwładności

k – współczynnik wytężenia konstrukcji
L – rozpiętość
L_{ef} – rozpiętość obliczeniowa
M – moment zginający
M_{Rd} – nośność na moment zginający
N – siła normalna
N_{Rd} – nośność na siłę normalną
P – wartość siły skupionej
P_n – wartość siły niszczącej
Q – siła poprzeczna
q – obciążenie liniowe
R – reakcja
r – promień łuku
t – grubość
u – przemieszczenie
V – reakcja pionowa lub składowa pionowa sił wewnętrznych
W – współczynnik wytrzymałości
α – oznaczenie kąta
γ – ciężar objętościowy
γ_m – współczynnik bezpieczeństwa
Δ – szerokość rozwarcia rys
$[\Delta]$ – graniczne szerokości rozwarcia rys
ε – odkształcenie
θ – oznaczenie kąta
μ – współczynnik tarcia
ν – współczynnik Poissona
σ – naprężenia normalne
σ_1–σ_3 – główne naprężenia normalne
σ_c – naprężenia ściskające
σ_y – naprężenia pionowe kontaktowe pomiędzy murem a konstrukcją nośną
τ – naprężenia styczne

1. STAN WIEDZY

1.1. Zarys historyczny łukowych konstrukcji i sklepień

Ceglane łuki i sklepienia są stosowane w budownictwie od dawna jako podstawowe elementy konstrukcyjne. Szacuje się, że pierwsze konstrukcje łukowe powstały około 6000 lat temu w starożytnym Egipcie, Grecji i Mezopotamii [1–3]. W Chinach konstrukcje łukowe zastosowano po raz pierwszy do budowy niewielkich mostów [4]. Największy wpływ na ich rozwój miało budownictwo rzymskie, gdzie wykorzystywano je głównie przy budowlach inżynierskich jak mosty, akwedukty, kanały ściekowe [2]. Z czasem stały się powszechne także w budownictwie mieszkalnym w ścianach, stropach, sklepieniach i schodach.

Sklepienia w postaci kopuł zaczęto stosować na szeroką skalę w przekryciach budynków sakralnych i świeckich jako najdoskonalszy sposób na kształtowanie dużych przestrzeni użytkowych. Z czasem wykazano znaczące zalety tych konstrukcji, takie jak: wysoka sztywność przestrzenna, brak wrażliwości na miejscowe uszkodzenia, duża trwałość. Prawidłowo ukształtowane sklepienia mają dużą wytrzymałość na obciążenia powierzchniowe. W przypadku dużych rozpiętości sklepienia dodatkowo wzmacniano żebrami (pasmami sklepiennymi) lub podpierano lunetami, a pachy sklepień wypełniano gruzem.

W celu uzyskania większych rozpiętości kopuły wzmacniano za pomocą pasa obwodowego przy wezgłowiach. Pozwoliło to na przekrywanie jeszcze większych rozpiętości oraz ograniczenie przekrojów elementów podpierających. Rozwiązania stosowane przy budowie kopuł były później wykorzystywane w konstrukcjach innych sklepień oraz łuków.

Na terenie Polski stosowanie ceglanych sklepień i łuków datuje się od X w. do początku XX w. [5–10]. W tym okresie w zależności od potrzeb kulturowych, obronnych czy też gospodarczych wznoszono budowle o różnym kształcie i przeznaczeniu, jak: obiekty obronne (np. zamki, mury obronne), budowle związane z funkcjami komunikacyjnymi (np. mosty i przejścia drogowe, dworce kolejowe, poczty), budynki mieszkalne, budynki użyteczności publicznej (np. pałace, ratusze), obiekty przemysłowe, gospodarcze i obiekty sakralne (np. kościoły, sanktuaria, kaplice, klasztory).

Analizowane sklepienia i łuki wsparte są na ścianach murowych, które przenoszą głównie obciążenia pionowe. Problemem było przenoszenie sił pozio-

mych, powstających w konstrukcjach sklepień i łuków. W tamtym okresie nie dysponowano innymi możliwościami przenoszenia naprężeń rozciągających. Obserwacja natury pozwoliła na odkrycie możliwości kształtowania przekryć w konstrukcjach łukowych i sklepieniach. Oznacza to, że przy odpowiednim ukształtowaniu występują w nich głównie naprężenia ściskające. Stosowane kształty geometryczne zależały od czasów, w jakich je wykonywano, wiedzy o statyce konstrukcji oraz panujących w danym okresie stylach architektonicznych, w tym zasad rozmieszczenia podpór (tab. 1.1). Konstrukcje te realizowano na podstawie doświadczeń i ogólnych wytycznych istniejących w danym okresie. Doświadczenie oraz intuicja ówczesnych konstruktorów oraz budowniczych pozwalały uzyskać właściwą nośność i sztywność konstrukcji [9, 11]. Największy rozwój konstrukcji widoczny jest w budowie sklepień i łuków w zakresie różnych kształtów, rozpiętości i wysokości (tab. 1.2). Stosowano szeroki wachlarz kształtów i form. Rozmiar, rozpiętość i grubość zależały w głównej mierze od używanych materiałów, czyli kamienia lub cegły i najczęściej wapiennej zaprawy. Początkowo popełniano wiele błędów w doborze odpowiedniego kształtu sklepień i łuków, co prowadziło do zniszczenia lub zawalenia się budowli. Wiedza o statyce sklepień i łuków powstała dopiero w XVIII w. [12, 13].

Obecnie praktycznie nie stosuje się już w budownictwie przekryć w postaci sklepień lub łuków ceglanych. Zostały one wyparte przez konstrukcje stalowe, żelbetowe lub z drewna klejonego. W budownictwie powojennym stosowano konstrukcje rozporowe w postaci stropów ceramicznych łukowych sytuowa-

Tabela 1.1. Rozwój ceglanych sklepień w różnych epokach [5–10]

Epoka	Rodzaje sklepień ceglanych
Romańska (X–XII w.)	kolebkowe, krzyżowe, klasyczne
Gotycka (XII–XV w.)	żebrowe, krzyżowo-gwiaździste, siatkowe, kryształowe, wyniosłe łuki
Renesansowa (XV–XVI w.)	kolebkowe z lunetami, nieckowe, zwierciadlane, żaglaste, ośmioboczne klasztorne, kopuły, łuki odcinkowe do budowy mostów o dużych rozpiętościach przęseł
Barokowa (XVI–XVIII w.)	elipsoidalne, kolebkowe, krzyżowe i nieckowe, kopuły o rzutach kwadratowych, kołowych, wielobocznych i eliptycznych, łuki półeliptyczne i koszowe
Oświecenia (XVIII – I poł. XIX w.)	ostrołukowe, łuki nadprożowe, łuki bramowe
Przemysłowa (II poł. XIX – początek XX w.)	nad kondygnacjami podziemnymi, odcinkowe wysklepki ceramiczne pomiędzy belkami stalowymi w płaskich stropach oraz balkonach, murowane łuki nadprożowe, podesty i biegi schodów

Tabela 1.2. Rodzaje stosowanych sklepień i konstrukcji łukowych

Rodzaje obiektów	Rodzaje sklepień i konstrukcji łukowych				
	sklepienia i kopuły	wysklepki stropów odcinkowych i balkonów	nadproża okienne i drzwiowe	łuki bramowe	schody
Budynki sakralne (np. kościoły, sanktuaria, klasztory, kaplice)	+	–	+	+	+
Zamki obronne	+	–	+	+	+
Pałace, ratusze	+	+	+	+	+
Hale targowe, poczty, dworce kolejowe	+	+	+	+	–
Budynki przemysłowe i gospodarcze	–	+	+	+	–
Kamienice mieszkalne	–	+	–	+	+

nych pomiędzy belkami stalowymi – stropów odcinkowych, nadproży okiennych czy rzadziej drzwiowych, łuków bramowych, podestów i płyt łukowych biegów schodowych. Tabela 1.2 obrazuje, gdzie wykorzystywano poszczególne rozwiązania konstrukcyjne. Z literatury [14] dowiadujemy się, że nie wykonywano obliczeń dla sklepień i łuków ceglanych. Opracowano natomiast wytyczne do stosowania w budynkach, które miały zapewnić poprawność i bezpieczeństwo konstrukcji [14]. Na tej podstawie wykonywano konstrukcję bez dodatkowych obliczeń, o czym świadczą zachowane materiały archiwalne dla zabytkowych budynków [15]. Z powyższych względów wątpliwości budzą zarówno stan techniczny (nośność), jak i bezpieczeństwo użytkowania omawianych konstrukcji. Wiele z nich pozostaje pod ochroną konserwatora zabytków jako dziedzictwo kulturowe, będące świadectwem minionych czasów.

1.2. Najczęstsze przyczyny uszkodzeń ceglanych sklepień i łuków po wieloletniej eksploatacji

Sklepienia i łuki ceglane wznoszono w różnych okresach historycznych, zgodnie ze stylami architektonicznymi, a nie zasadami konstrukcyjnymi. Mimo to wiele z nich dotrwało do czasów współczesnych i jest wciąż użytkowanych. Ich ówczesne projektowanie oparte było na uproszczonych schematach obliczeniowych, szacowaniu obciążeń i sprawdzaniu naprężeń dopuszczalnych. Występują duże rezerwy nośności, co skutkuje długim okresem eksploatacji.

Budowniczowie w danej epoce opierali się przede wszystkim na panujących stylach architektonicznych, a mniej na zasadach statyki czy też właściwościach użytych materiałów. Wieloletnia eksploatacja i ekspozycja na czynniki zewnętrzne spowodowała liczne uszkodzenia w postaci zarysowań i spękań, ubytków oraz degradacji muru (wypadanie cegieł, ubytki zaprawy). Dodatkowo w wyniku zmian przeznaczenia (sposobu użytkowania) obiektów sposób obciążenia ulegał zmianie w stosunku do pierwotnie zakładanego. W związku z degradacją spowodowaną upływem czasu istniejące ceglane sklepienia i łuki budzą obawy odnośnie do ich nośności i możliwości dalszego bezpiecznego użytkowania. Dotyczy to w szczególności konstrukcji w zabytkowych obiektach oraz tych poddawanych modernizacji.

Najczęstsze przyczyny uszkodzeń ceglanych sklepień i łuków to:

— nadmierne przemieszczenia pionowe i poziome podpór spowodowane osiadaniem, nadmierna podatność lub brak podpór poziomych typu ściągi czy przypory przenoszące siły poziome;
— dodatkowe obciążenie (ponad wartości projektowane) spowodowane zmianą sposobu użytkowania lub niekorzystne odciążenie podczas remontów (np. usuwanie zasypki zalegającej w pachach sklepień);
— niekorzystna zmiana schematów statycznych po przebudowach, interwencjach konserwatorskich, która skutkuje zmianą sił wewnętrznych [16];
— inne losowe wydarzenia, jak: pożary, uszkodzenia wskutek działań militarnych, zalania, powodzie, prace budowlane, prace ziemne, drgania w gruncie pochodzenia mechanicznego, drgania od ruchu ulicznego i kolejowego.

Zagadnienie uszkodzeń i poprawnej diagnostyki konstrukcji murowych ma skomplikowany charakter. Błędne określenie przyczyn i mechanizmów powstałych uszkodzeń może doprowadzić do przyjęcia niewłaściwych i kosztownych wzmocnień lub nawet do wyłączenia obiektu z eksploatacji. Podczas prowadzenia napraw należy dodatkowo rozważyć istnienie ukrytych wad konstrukcyjnych, powstałych w trakcie budowy lub w procesie eksploatacji i degradacji. Niewłaściwy sposób naprawy może prowadzić do jeszcze większego uszkodzenia obiektu. W skrajnych przypadkach, gdy dojdzie do błędnej oceny nośności lub odkształcalności konstrukcji murowej, może dojść do awarii bądź katastrofy budowlanej.

Częstym zjawiskiem są uszkodzenia konstrukcji murowych w obiektach zabytkowych. Przyczyny są różne i niejednoznaczne do klasyfikacji. Powstałe uszkodzenie zazwyczaj jest skutkiem wielu współdziałających czynników.

Precyzyjne określenie rozmiaru, położenia i propagacji w czasie uszkodzeń pozwala na przybliżone określenie przyczyn i obecnego stanu konstrukcji murowej.

Do oceny i napraw zabytków stosowane są różne procedury, zależne w głównej mierze od przepisów prawa w danym państwie [17, 18]. Regulacje prawne w Polsce zostały zawarte w ustawie z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami [19]. Z ustawy wynika obowiązek przeprowadzenia bardzo wnikliwej oceny stanu technicznego konstrukcji zabytkowych oraz możliwość i dopuszczalność wprowadzania w niej zmian przed przystąpieniem do prac projektowych architektonicznych, konstrukcyjnych czy innych branż [20]. Według statystyk Głównego Urzędu Nadzoru Budowlanego Rzeczpospolitej Polskiej [21] za lata 2010–2018 struktura katastrof budowlanych wygląda następująco:

— 50–70% – konstrukcje murowe, żelbetowe, stalowe, drewniane i mieszane;
— 80–90% – podczas eksploatacji;
— 20–37% – budynki w przedziale 50–100 lat;
— 8–14% – budynki powyżej 100 lat.

Według [21] liczba wyburzeń z powodu „nieprawidłowego utrzymania", czyli braku odpowiednich remontów, z każdym rokiem wzrasta. Jest to dowód na pogarszający się stan techniczny starych, wciąż użytkowanych obiektów budowlanych. Ponad 800 tys. domów i kamienic czynszowych pamięta czasy przedwojenne, a połowa z nich – nawet Polskę rozbiorową. Obecnie najwięcej katastrof budowlanych występuje w obiektach o konstrukcji murowej, w latach 2008–2014 stanowiły one 58,5% wszystkich katastrof w kraju [22].

1.3. Problemy badań sklepień i łuków ceglanych

Potrzeba prowadzenia badań ceglanych sklepień i łuków wynika przede wszystkim z konieczności monitorowania stanu technicznego licznych konstrukcji w kraju i na świecie, żeby zapewnić dalsze bezpieczeństwo użytkowania. W celu przeprowadzenia prawidłowej diagnostyki konstrukcji należy określić trwałość i nośność w momencie przeprowadzania przeglądu lub prowadzenia prac remontowych, modernizacyjnych czy też konserwatorskich. W tym celu niezbędna jest wiedza o zasadach poprawnego wyznaczania sił wewnętrznych oraz projektowania przedmiotowych konstrukcji w korelacji z obowiązującymi przepisami bezpieczeństwa ujętymi w normy budowlane i przepisy związane.

Konstrukcje murowe wznoszone były z wykorzystaniem praktycznej wiedzy ich budowniczych, bazującej na doświadczeniach nabytych podczas kolejnych realizacji. Współcześnie problem nośności sklepień i łuków rozwiązywany jest za pomocą MES z wykorzystaniem teorii sprężystości, plastyczności oraz mechaniki pękania. Metody obliczeń zapoczątkowała koncepcja Hooke'a z XVII w. W XVII i XVIII w. powstają podstawy zasad obliczeń statycznych na bazie prac Leonarda da Vinci, Hooke'a, Galileo Galilei, Bernoulliego, Eulera. Na koniec XVIII w. przypada rozwój metod teoretycznych do analiz pracy łuków i sklepień. Powstają pierwsze opracowania z zakresu metody linii ciśnień, która jest podstawową metodą obliczania krzywizny łuku w funkcji jego obciążenia, stosowaną również w obecnych czasach [9]. Zgodnie z ww. opracowaniem poprawna geometria łuku to taka, gdzie przebieg linii ciśnień zależny od sposobu obciążenia i warunków brzegowych znajduje się w rdzeniu przekroju. Oznacza to, że w przekroju łuku dominują naprężenia ściskające i nie dochodzi do jego rozerwania w wyniku rozciągania ani do utraty stateczności, a w konsekwencji awarii lub katastrofy budowlanej.

Badacze zajmujący się konstrukcjami łukowymi skupili się przede wszystkim na badaniu sklepień o rozmaitych kształtach i rozpiętościach. Konstrukcje te są najczęściej spotykane w budynkach o dużych walorach historycznych i kulturowych. Pełnią w nich główne role nośne, tworzą konstrukcję dachu czy też stropów, determinują wzajemną współpracę pomiędzy ścianami nośnymi, zapewniają sztywność przestrzenną budowli, a ponadto pozwalają na uzyskanie dużych powierzchni użytkowych pomieszczeń bez podparć pośrednich.

Zagadnieniem pracy łuków oraz sklepień interesowało się wielu badaczy w różnych ośrodkach na świecie. W Polsce w szczególności należy wyróżnić ośrodki badawcze zajmujące się badaniem historycznych konstrukcji murowych, takie jak m.in.: Politechnika Krakowska [9, 23–32], Wrocławska [8, 33–42], Śląska [43–59], Białostocka [60–62], Uniwersytet Mikołaja Kopernika w Toruniu [16], Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie [63–69] oraz Instytut Techniki Budowlanej [41, 70, 71]. W badaniach [9, 27, 65–67] analizowano pracę statyczną sklepień oraz łuków w zakresie pracy plastycznej z wykorzystaniem mechaniki pękania. W analizach stosowano zaawansowane modele numeryczne na bazie programów z wykorzystaniem MES. Metody analiz zabytkowych konstrukcji murowych, w tym sklepień i łuków, wykraczają poza standardowe podejście obliczeniowe. Wymagają one skomplikowanych modeli numerycznych odwzorowujących możliwie dokładnie rzeczywistą pracę, użyty materiał i interakcję elementów między sobą i warunkami brzegowymi.

Warto zwrócić uwagę na badania in situ, prowadzone w celu wykrycia miejsc najsłabszych w konstrukcji. Poza stanem naprężeń w zabytkowych konstrukcjach murowych niezbędna jest wiedza z zakresu stałych materiałowych potrzebnych do obliczeń. Szacowanie wytrzymałości murów w istniejących konstrukcjach nie jest jeszcze znormalizowane i stanowi przedmiot licznych badań [23–26]. Konieczne jest wykonywanie badań na fragmentach, które są reprezentatywne dla stanu całej konstrukcji (odpowiedni stopień degradacji). Zgodnie z wytycznymi ICOMOS [17] zaleca się wykonywanie badań nieniszczących dla budynków zabytkowych o znacznej wartości dla dziedzictwa kulturowego. Jako nieniszczące należy wymienić metody: sklerometryczne, ultradźwiękowe, radarowe, termograficzne. Dopuszcza się też metody mało niszczące, jak *flat-jack*, badania laboratoryjne małych próbek [23–26, 70]. Stosowanie obciążenia próbnego do oceny stanu technicznego budynku nie jest dopuszczalne w tym wypadku [71].

Obecnie wykonuje się coraz więcej badań z zakresu napraw ceglanych sklepień i łuków. Wynika to z konieczności zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania pomimo postępującej degradacji i zużycia technicznego, konieczności modernizacji lub wskutek oddziaływań wyjątkowych, jak oddziaływania sejsmiczne czy też pożary. Aktualnie stosowane sposoby napraw bazują na nowoczesnych technologiach, jak zbrojenie taśmami lub siatkami kompozytowymi. Badania w tym zakresie prowadzono zarówno w Polsce [8, 28, 30, 31, 33, 34, 64], jak i na świecie [72–79]. Dużo mniej można odnaleźć opracowań dotyczących analiz pracy i sposobów napraw dla pozostałych konstrukcji rozporowych typu nadproża [12, 80–83], stropy odcinkowe, bramy wjazdowe, schody i inne.

Przytoczone badania skupiają się głównie na konstrukcjach sklepień i łuków o znacznych rozpiętościach, stosowanych przede wszystkim w budynkach sakralnych, zamkach, pałacach i mostach. Znacznie mniej uwagi poświęcono konstrukcjom powszechnie stosowanym, a o dużo mniejszych rozpiętościach, które również można spotkać w kamienicach mieszkalnych, jak: łukowe nadproża okienne i drzwiowe, łuki bram wjazdowych, przęsła stropów odcinkowych, przęsła stropów balkonowych, sklepienia podestów i biegów schodowych (tab. 1.2). Większość z nich znajduje się w starych kamienicach mieszkalnych czy też innych budynkach przedwojennych. Zastosowane tam rozwiązania były odpowiednie na ówczesne czasy, ale mogą nie spełniać obecnie obowiązujących norm i innych przepisów prawa. W większości konstrukcje te oprócz swojej indywidualnej roli są również integralną częścią całego układu nośnego budowli (strop odcinkowy poprawia również stateczność

konstrukcji). Nadproża czy też łuki bramowe mają dodatkowe zapasy nośności z uwagi na swoją pracę jako integralna część konstrukcji ściany. Efekt ten po raz pierwszy wykazano w badaniach autora [3, 12, 80, 82], zgodnie z którymi uwzględnianie w analizie pracy nadproża warstw muru powyżej znacząco zwiększa nośność w wyniku powstania łuku wtórnego. Podobny efekt uzyskano w badaniach sklepień i łuków mostów drogowych w interakcji z materiałem zasypowym w pachach [32, 84]. Mimo znaczącego upływu czasu dla konstrukcji i materiałów, z jakich wykonano elementy, nadal pełnią one swoje funkcje, dlatego często mogą wymagać napraw [37, 85, 86].

Brakuje również badań nad często występującymi łukami o małej wyniosłości (strzałce łuku), jak: nadproża odcinkowe, stropy odcinkowe, ceramiczne przęsła stropów balkonów. Ich praca różni się od pracy klasycznych sklepień o dużych wyniosłościach z uwagi na dominację sił ściskających i poprzecznych w przekroju. Oddziaływania te mają istotny wpływ na nośność i odkształcalność stref podporowych. Nierozpoznanym także zagadnieniem jest praca sklepień będących częścią biegów schodowych, które często występują w tradycyjnym budownictwie poniemieckim (budownictwo przedwojenne). Wiele z tych konstrukcji uległo degradacji i wymaga obecnie szczególnej uwagi w zakresie dalszego bezpieczeństwa użytkowania – są to główne ciągi komunikacyjne dla użytkowników czy też mieszkańców.

W literaturze przedmiotu duża część badaczy skupiła się na analizach numerycznych, z wykorzystaniem współczesnych bardzo zaawansowanych systemów obliczeniowych, rozszerzając tym samym zakres wiedzy teoretycznej z przedmiotu pracy konstrukcji murowych (w tym sklepień łukowych). Badania doświadczalne są rzadziej przeprowadzane z uwagi na duży stopień trudności, czasochłonność i koszty. Jeżeli już są wykonywane, to najczęściej na modelach w pomniejszonej skali, a ich główny cel to ustalenie mechanizmów niszczenia [33–35, 87]. Miarodajne wskazanie faktycznych mechanizmów niszczenia może być jedynie ustalone lub zweryfikowane w wyniku badań doświadczalnych. Badania doświadczalne dostarczają wiedzy i niezbędnych stałych do późniejszych analiz teoretycznych. Dają możliwość obserwacji przebiegu procesu niszczenia, jego poszczególnych etapów, wpływu rys na zmianę pracy konstrukcji w trakcie postępującego uplastyczniania się badanego materiału. W związku z tym w podjętych przez autora badaniach dominują te o charakterze doświadczalnym, bazujące na modelach konstrukcji sklepień i łuków w większości w skali naturalnej. W badaniach doświadczalnych nie jest w pełni możliwe odzwierciedlenie wszystkich uszkodzeń konstrukcji murowych powstałych

po wieloletniej eksploatacji. Stąd w badanych przez autora modelach sklepień i łuków dokonano porównania ich nośności, odkształcalności i mechanizmów niszczenia w zależności od kształtu, schematu oparcia, sposobu obciążenia i cech mechanicznych materiału muru.

Istniejące konstrukcje murowe mają w sobie zapisaną całą historię obciążenia, a dokładne rozpoznanie przyczyn ich zarysowania jest często niemożliwe. W obiektach historycznych stosowano bardzo duże zapasy nośności, zatem zarysowania i spękania często wynikają z innych przyczyn. Współcześnie bardzo istotny wpływ na nośność historycznych murów ma ich degradacja w czasie, związana z długowiecznością konstrukcji. Nie da się właściwie ocenić cech wytrzymałościowych istniejących konstrukcji bez prowadzenia badań laboratoryjnych. Przy pomocy obliczeń MES można jedynie próbować oszacować nośność konstrukcji, przy prawidłowym wyborze kryterium nośności granicznej oraz wcześniejszym jego skalibrowaniu za pomocą badań laboratoryjnych. Metody obliczeniowe nie są jednak w stanie przewidzieć różnorodności ukrytych wad w istniejących konstrukcjach. W przeprowadzonych badaniach niejednokrotnie wykazano, że faktyczne nośności konstrukcji często są dużo wyższe, niż do tej pory zakładano, dlatego początkowe etapy uszkodzenia nie oznaczają konieczności wzmocnienia konstrukcji. Zbędna ingerencja niejednokrotnie niszczy walory historyczne, autentyzm formy danej budowli.

Należy podać w wątpliwość sens mikromodelowania MES przy globalnych analizach konstrukcji łuków i sklepień. Złożoność zjawisk i niejednorodność użytych materiałów sprawia, że poszukiwanie dokładnych rozwiązań dla rzeczywistych konstrukcji z użyciem mikromodeli nie da dokładniejszych wyników niż makromodele. Stosowanie mikromodeli może stanowić wartość badawczą, gdy nastąpi kalibracja wyników badań MES z badaniami modeli laboratoryjnych. Stąd w badaniach własnych MES autor stosował głównie makromodele.

1.4. Cel i zakres badań

Celem badań jest analiza nośności powszechnie stosowanych w budynkach zabytkowych ceglanych sklepień i łuków z uwzględnieniem mechanizmów niszczenia w interakcji z otaczającym murem.

Zakres pracy obejmuje badanie doświadczalne i numeryczne modeli ścian w celu określenia zależności interakcji M_{Rd}–N_{Rd} dla modelu kinematycznego.

Zakres pracy obejmuje badanie doświadczalne modeli w skali naturalnej następujących konstrukcji ceglanych:
— sklepień kolebkowych;
— sklepień odcinkowych stropów, balkonów i podestów spoczników schodowych;
— sklepień odcinkowych monolitycznych stropów;
— łukowych nadproży okiennych i drzwiowych;
— nadproży płaskich klinowych;
— łuków bramowych;
— łukowych biegów schodowych;
— stref oparcia sklepień i łuków.

Zakres pracy obejmuje badanie numeryczne na podstawie makromodeli następujących konstrukcji ceglanych:
— sklepień kolebkowych i krzyżowych;
— sklepień odcinkowych stropów i podestów spoczników schodowych;
— sklepień odcinkowych monolitycznych stropów;
— łukowych nadproży okiennych i drzwiowych;
— nadproży płaskich klinowych;
— łuków bramowych;
— łukowych biegów schodowych.

Zakres pracy obejmuje badanie doświadczalne efektu wzmocnienia siatkami FRCM:
— sklepień kolebkowych;
— sklepień odcinkowych stropów, podestów i balkonów.

2. SKLEPIENIA CEGLANE

2.1. Ustalenia ogólne

Istniejące modele obliczeniowe ceglanych sklepień bazują zwykle na założeniu, że osiągnięcie stanu granicznego nośności następuje w momencie przekroczenia wytrzymałości muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych. Założenie to jest poprawne dla nowo projektowanych konstrukcji murowych sklepień czy też łuków. W przypadku istniejących, w tym zabytkowych konstrukcji, analiza powinna ujmować problem istniejących wad materiałowych, uszkodzeń, zarysowań i spękań. Należy wówczas dokonać identyfikacji wszystkich zarysowań i spękań konstrukcji nośnej. Uszkodzenia występujące w strukturze muru mogą powodować powstanie mechanizmu z utratą stateczności konstrukcji włącznie. W praktyce pomiary lokalizacji wraz z określeniem głębokości uszkodzeń możliwe są tylko od strony odsłoniętej sklepienia, czyli podniebienia. Uszkodzenia szczególnie widoczne są, jeżeli powierzchnia sklepienia jest otynkowana (ryc. 2.1). Lokalizacja uszkodzeń od strony grzbietowej jest trudna, a czasami wręcz niemożliwa, gdyż powierzchnia ta najczęściej jest niedostępna z uwagi na warstwy podłogi lub zasypki w pachach sklepienia. Stąd analizy nośności konstrukcji trzeba oprzeć na bazie symulacji numerycznych z modelowaniem poszczególnych uszkodzeń lub na podstawie badań modeli doświadczalnych. Wiele takich badań zostało wykonanych w kraju i za granicą na modelach sklepień kolebkowych o dużych wyniosłościach, np. półkolistych [8, 9, 88]. Natomiast znacznie mniej badań dotyczy sklepień obniżonych, np. koszowych, w których decydować o nośności mogą nie tylko momenty zginające, ale też siły tnące, zwłaszcza w strefach przypodporowych. Nie do końca rozpoznane są zasady pracy i mechanizmy niszczenia sklepień krzyżowych, które składają się ze sklepień kolebkowych o zmiennej rozpiętości i przecinających się pod różnym kątem oraz opartych na planie kwadratu lub prostokąta. Zarysowania i uszkodzenia tych konstrukcji są dosyć częste (ryc. 2.1), ale rzadko analizowane przez badaczy [89].

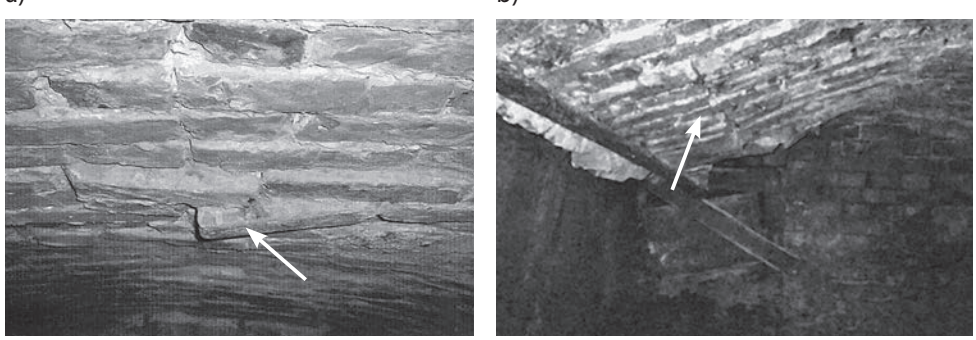
W literaturze technicznej również brakuje informacji na temat nośności stropów odcinkowych składających się z belek o przekroju dwuteowym i ceglanych sklepień odcinkowych pomiędzy nimi. Powszechne stosowanie stropów odcinkowych związane jest z początkiem produkcji stalowych belek dwute-

a) b)

Ryc. 2.1. Przykłady pęknięć sklepień (koszowych) kolebkowych (a) i krzyżowych (b)

owych i szyn. Stropy odcinkowe zyskały bardzo dużą popularność w pierwszej połowie XIX w., do czego przyczynił się znaczny rozwój przemysłu ciężkiego. Podstawowym problemem tych stropów jest znacząca siła pozioma rozporu od sklepień, co wymusiło stosowanie masywnych ścian nośnych równoległych do belek. Stąd często takie konstrukcje stosowano jako stropy piwnic, ponieważ opór gruntu na ściany zewnętrzne piwnic zapewniał odpowiednią stateczność ścian. W publikacjach niemieckich z końca XIX w. [14, 90, 91] zaleca się stosowanie ukrytych w sklepieniu stalowych ściągów, prostopadłych do belek, zabudowanych w skrajnym polu stropu. Współcześnie tego typu konstrukcji stropów już się nie stosuje, jednakże problem oceny ich nośności, bezpieczeństwa lub sposobu wzmocnienia jest wciąż aktualny. Dotyczy to przede wszystkim stropów nad piwnicami z powodu częstego przekształcania parterowych lokali mieszkalnych na pomieszczenia usługowe, wiążącego się ze zwiększonym

a) b)



Ryc. 2.2. Uszkodzenia sklepień stropów odcinkowych [92] w postaci poluzowania cegły (a) i spękania w pobliżu belek stalowych (b)

obciążeniem na stropy, w tym i od ścian działowych [92, 93]. Głównym powodem uszkodzeń belek stropów odcinkowych jest ich korozja. Mniej informacji w literaturze technicznej dotyczy badań sklepień znajdujących się pomiędzy belkami stalowymi. Jak wynika z doświadczenia oraz obserwacji, typowymi uszkodzeniami tych sklepień są (ryc. 2.2):

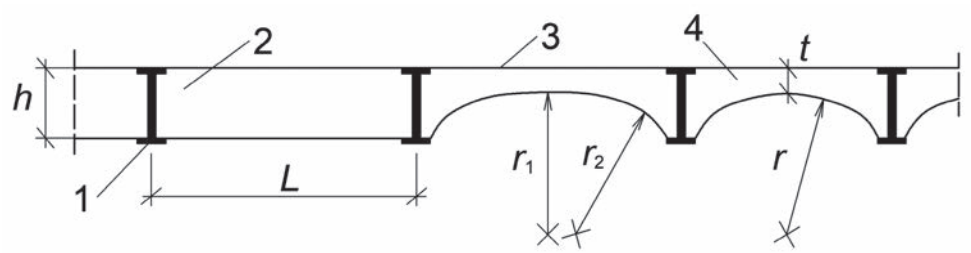
— spłaszczenie, co jest skutkiem przeciążenia lub przemieszczeń poziomych belek;
— degradacja zaprawy murarskiej w spoinach muru, która może skutkować wypadaniem cegieł;
— zarysowania i spękania.

Podobne sklepienia występują w balkonach ze stalowymi belkami nośnymi. Przestrzeń pomiędzy belkami wypełniona jest odcinkowymi sklepieniami ceglanymi o rozpiętości 40–80 cm. Sklepienia o grubości 6,5 cm zazwyczaj wymurowane są z cegły układanej na płask. Balkony tego typu najczęściej można spotkać w kamienicach z okresu międzywojennego i wcześniejszego (ryc. 2.3). Najbardziej narażone na korozję są belki stalowe, zwłaszcza w miejscach zakotwienia. Z kolei sklepienia odcinkowe z uwagi na infiltrację wody poddawane są wielokrotnym cyklom zamarzania i rozmrażania, co powoduje z czasem ich degradację. Współcześnie takie sklepienia są często naprawiane poprzez usunięcie i zastąpienie płytą żelbetową. Sposób napraw balkonów analizowano w pracy [94]. Naprawy sklepień ceglanych nie zawsze są konieczne, ponieważ konstrukcje te mogą mieć wciąż duże zapasy nośności.

W budynkach historycznych często wypełnienie między belkami stalowymi występuje w postaci betonu z kruszywa żużlowego lub ceglanego na zaprawie wapiennej lub cementowo-wapiennej. Cechuje je wysoka odporność

Ryc. 2.3. Zdegradowane sklepienia odcinkowe na belkach stalowych balkonu [92]

pożarowa i korozyjna, łatwość i niskie koszty wykonania oraz duża nośność. Sprzyjało to szerokiemu zastosowaniu zarówno w budownictwie mieszkaniowym, jak i przemysłowym [8, 9]. Rozstaw belek stalowych zazwyczaj wynosił L = 60–180 cm, a wypełnienie monolityczne między nimi wykonywano w postaci płyt niezbrojonych lub sklepień (ryc. 2.4). Wiele z tych stropów jest w złym stanie i wymaga napraw, remontu lub całkowitej wymiany.



Ryc. 2.4. Przekrój stropu ze sklepieniami monolitycznymi [95], gdzie:
1 – belki stalowe, 2 – sklepienie płytowe, 3 – sklepienie koszowe, 4 – sklepienie walcowe

Najczęściej występującymi wadami i uszkodzeniami dla omawianych stropów poza korozjami belek stalowych są pęknięcia i zarysowania sklepień spowodowane przeciążeniem (ryc. 2.5) [96].

Ryc. 2.5. Przykład zarysowań i degradacji ceglano-betonowych stropów odcinkowych (widok od strony podniebienia) [95]

W literaturze technicznej występują informacje o sposobie obliczeń przedmiotowych sklepień tylko dla przypadku obciążenia równomiernego [8, 9, 97]. Metody te bazują na uproszczonych modelach prętów zakrzywionych, bez uwzględnienia rzeczywistych warunków brzegowych sklepień. Z uwagi na wie-

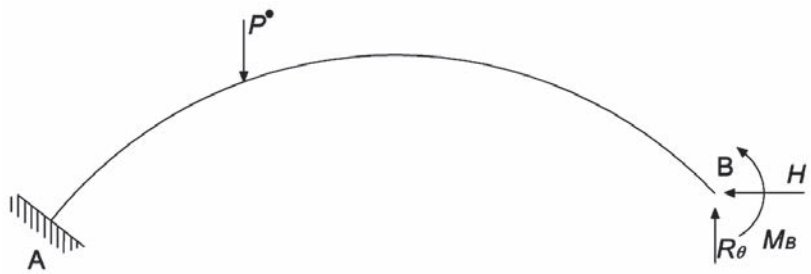
loletni okres eksploatacji warunki brzegowe oraz sposób ich obciążenia mogły ulec znaczącym zmianom. Często w wyniku modernizacji i przebudowy sklepień wprowadzane są dodatkowe siły skupione, obciążenia liniowe pochodzące od ścianek działowych lub urządzeń technologicznych. Ponadto sklepienia mogą być również obciążone niesymetrycznie, na przykład w wyniku jednostronnego usunięcia zasypki z ich pachwin lub niewłaściwego składowania materiałów budowlanych podczas napraw. Z powodu braku informacji co do nośności i mechanizmów uszkodzeń wymienionych sklepień przy różnych schematach obciążenia wymagają one odrębnych badań i analiz.

2.2. Modele obliczeniowe ceglanych sklepień

2.2.1. Modele analityczne

Do znanych modeli analitycznych należą metoda równowagi granicznej i teoria sprężystości (rozwiązywana za pomocą metody sił, przemieszczeń lub MES). Badania teoretyczne sklepień zaczęto prowadzić od połowy XIX do początku XX w. Ceglane sklepienia i łuki analizowano głównie z wykorzystaniem teorii sprężystości, jak również innych znanych ówcześnie metod. Wśród nich jest metoda równowagi granicznej, zgodnie z którą linię ciśnień w łuku wyznaczano jako punkty przecięcia wieloboku sznurowego z poszczególnymi przekrojami łuku. Punkty przecięcia wyznaczane są za pomocą obliczenia równowagi wydzielonych fragmentów łuku nazywanych klinami [98]. Nośność łuku jest zapewniona, jeśli linia ciśnień znajduje się w rdzeniu łuku (⅓ wysokości przekroju). Jest to metoda oszacowania nośności „na odwrót", której zadaniem jest wyznaczenie sił pozwalających na zachowanie równowagi całego układu [99]. Matematyczne podejście do wyliczania konstrukcji łukowych jest określone za pomocą teorii sprężystości dla prętów zakrzywionych [100, 101]. Metoda ta polega na określeniu sił przekrojowych dla danego obciążenia za pomocą wyliczenia prac wirtualnych oraz scałkowania ich ze sobą. W celu określenia sił wewnętrznych w statycznie niewyznaczalnych konstrukcjach łukowych stosowano metodę sił lub przemieszczeń (ryc. 2.6). Rozkład sił wewnętrznych dla najbardziej typowych kształtów opisano w różnych poradnikach [102]. Współcześnie wyznaczenie sił wewnętrznych w łukach o dowolnym kształcie i obciążeniach wyznacza się z wykorzystaniem metody elementów skończonych.

Mankamentem wymienionych metod określania rozkładu sił wewnętrznych w istniejących historycznych sklepieniach i łukach jest trudność modelowania



Ryc. 2.6. Schemat zastępczy do wyznaczenia sił w łuku według metody sił [12, 98]

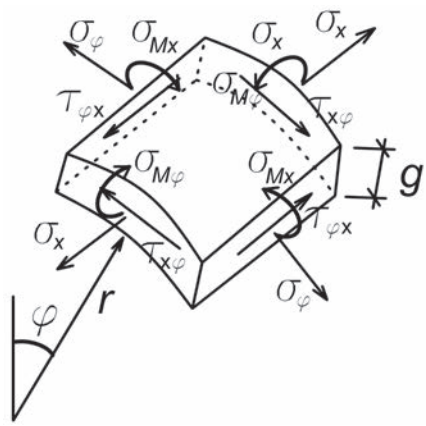
lokalnych uszkodzeń, takich jak degradacja muru lub zarysowania. Natomiast głównym problemem jest określenie nośności przedmiotowych konstrukcji z uwzględnieniem ewentualnej utraty stateczności. Stateczność łuku zależy od jego smukłości, relacji momentu zginającego do siły normalnej ściskającej, sztywności muru i jego parametrów materiałowych. W odróżnieniu od prostoliniowych konstrukcji murowych, np. ścian lub słupów, teoria stateczności murowych konstrukcji łukowych przez wyboczenie bifurkacyjne nie jest wystarczająco opracowana. W szczególności w zakresie smukłości łuku w zależności od jego krzywizny i warunków brzegowych. Według poradnika [103] smukłość łuku λ zaleca się określać jako iloraz jego długości obliczeniowej S_o do jego grubości. Wartość S_o określano w zależności od schematu łuku: S_o = 0,58 dla łuku trójprzegubowego, S_o = 0,54 S dla łuku dwuprzegubowego i S_o = 0,37 S dla łuku bezprzegubowego, gdzie S oznacza długość krzywej osi geometrycznej łuku na odcinku między podporami. Wartość S_o może być zredukowana o 70–85% przy uwzględnieniu zasypek pachwin sklepień, które ograniczają przemieszczenia stref podporowych [32]. Efekt ten zwiększa się wraz ze wzrostem strzałki sklepienia [103].

2.2.2. Modele numeryczne

Do znanych modeli numerycznych należą: makromodel, uproszczony mikromodel, mikromodel, materiał kompozytowy. Modele te mogą bazować na rozwiązaniu sprężystym lub plastycznym z wykorzystaniem mechaniki niszczenia materiału.

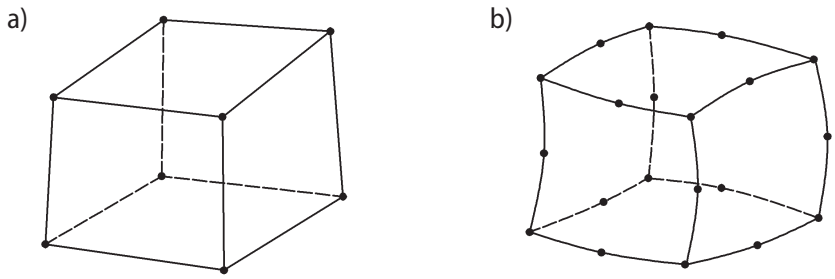
Problem statycznych analiz sklepień wynika z szerokiej gamy typów rozwiązań konstrukcyjnych związanych z kształtem, rzutem poziomym, wyniosłością, sposobem podparcia i obciążenia. Modele obliczeniowe powinny uwzględniać przestrzenny stan naprężeń wywołany siłami podłużnymi N i tnącymi T oraz

momentami zginającymi *M* (ryc. 2.7). W tym przypadku w sklepieniach mogą powstać naprężenia działające pod różnymi kątami do spoin wspornych, wymagające w celu określenia ich nośności zastosowania odpowiednich kryteriów wytrzymałości uwzględniających anizotropię muru.



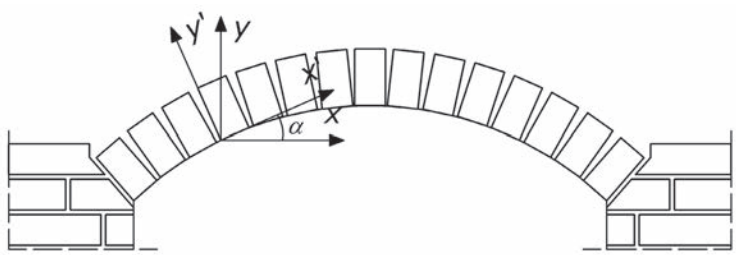
Ryc. 2.7. Rozkład sił wewnętrznych we fragmentach sklepień [88], gdzie: σ i τ – składowe tensora naprężeń w funkcji kąta φ oraz promienia r, g – grubość sklepienia

Współcześnie do analiz statycznych sklepień powszechnie stosuje się metody komputerowe, które dają możliwość uwzględnienia dużej liczby parametrów wpływających na ich pracę przy dowolnym obciążeniu. Analizy te są prowadzone jako przybliżone obliczenia za pomocą MES na podstawie dostępnego oprogramowania, jak: Abaqus, Adina, Ansys, Atena, Diana, Nastran [66, 67, 104–106]. Programy te umożliwiają prowadzenie badań numerycznych z uwzględnieniem nieliniowości fizycznej, czyli pracy muru w zakresie plastycznym, nieliniowości geometrycznej wynikającej z powstania i propagacji spękań w najbardziej wytężonych przekrojach oraz zmiany geometrii modeli na skutek ich deformacji. Dodatkowo dają możliwość analiz parametrycznych poprzez zmiany cech mechanicznych muru oraz warunków brzegowych. W zalecanych przestrzennych modelach sklepień powinien być używany makromodel na bazie trójwymiarowych elementów bryłowych, opisujących konstrukcję jako zintegrowaną część z uwagi na pracę przestrzenną (ryc. 2.8). W obrębie każdego elementu skończonego następuje homogenizacja ośrodka materiału murowego, a jego cechy odczytywane są za pomocą wzorów otrzymanych z badań empirycznych. Z reguły cechy sprężystości rozpatrywane są jako izotropowe, czyli niezależne od kierunku osi materiałowych X, Y, Z [36, 107–109].



Ryc. 2.8. Ośmiowęzłowy (a) i dwudziestowęzłowy (b) element skończony typu bryłowego

Na stan naprężeń konstrukcji istotny wpływ może mieć uwzględnienie anizotropii sprężystości materiału w zależności od jej stopnia charakteryzującego się relacją cech sprężystości względem osi ortotropowych [110]. W przypadku murowych konstrukcji łukowych macierz sztywności [D] elementów skończonych jest funkcją kąta α między współrzędnymi X i Y modeli a głównymi osiami anizotropii X_1 i Y_1 muru (ryc. 2.9).



Ryc. 2.9. Model łuku z uwzględnieniem anizotropii muru [12]

W przypadku płaskiego stanu naprężeń związki konstytutywne między naprężeniami a odkształceniami powinny być przyjmowane jak dla materiału ortotropowego [110] w postaci równania (2.1):

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau'_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{11} & S'_{12} & S'_{13} \\ S'_{21} & S'_{22} & S'_{23} \\ S'_{31} & S'_{32} & S'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon'_x \\ \varepsilon'_y \\ \gamma'_{xy} \end{Bmatrix} \tag{2.1}$$

gdzie:

$$S'_{11} = \frac{1}{E_x}\cos^4\alpha + \frac{1}{4}\left(\frac{1}{G} - 2\frac{\nu_{xy}}{E_x}\right)\sin^2 2\alpha + \frac{1}{E_y}\sin^4\alpha,$$

$$S'_{22} = \frac{1}{E_y}\sin^4\alpha + \frac{1}{4}\left(\frac{1}{G} - 2\frac{\nu_{xy}}{E_x}\right)\sin^2 2\alpha + \frac{1}{E_y}\cos^4\alpha,$$

$$S'_{12} = S'_{21} = \frac{\nu_{xy}}{E_x}(\sin^4\alpha + \cos^4\alpha) - \frac{1}{4}\left(\frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_y} - \frac{1}{G}\right)\sin^2 2\alpha,$$

$$S'_{13} = S'_{31} = \left[\frac{1}{E_Y}\sin^2\alpha - \frac{1}{E_x}\cos^2\alpha + \frac{1}{2}\left(\frac{1}{G} - 2\frac{\nu_{xy}}{E_x}\right)\cos 2\alpha\right]\sin 2\alpha,$$

$$S'_{23} = S'_{32} = \left[\frac{1}{E_Y}\cos^2\alpha - \frac{1}{E_x}\sin^2\alpha + \frac{1}{2}\left(\frac{1}{G} - 2\frac{\nu_{xy}}{E_x}\right)\cos 2\alpha\right]\sin 2\alpha,$$

$$S'_{33} = \frac{1}{G} + \left(\frac{1}{E_x} + \frac{\nu_{xy}}{E_x} + 2\frac{\nu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G}\right)\sin^2 2\alpha,$$

E_x, E_y – moduł Younga równolegle oraz prostopadle do spoin wspornych,

ν_{xy}, ν_{yx}, G_{xy} – współczynniki Poissona oraz Kirchhoffa dla materiału anizotropowego w płaskim stanie naprężenia,

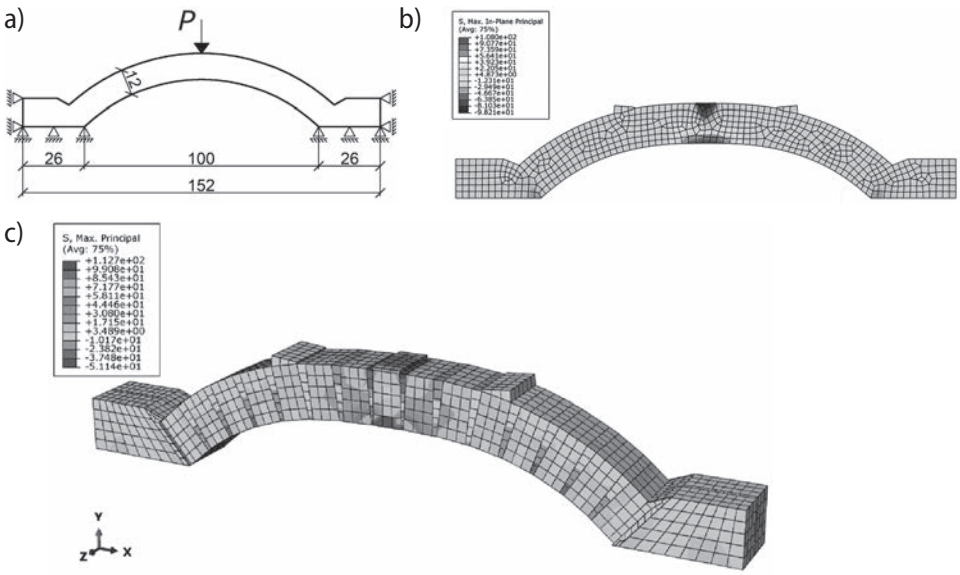
σ_x, σ_y, τ_{xy} – składowe tensora naprężenia dla płaskiego stanu naprężenia,

ε_x, ε_y, γ_{xy} – składowe tensora odkształcenia dla płaskiego stanu naprężenia,

α – kąt pomiędzy trajektorią naprężeń głównych a kierunkiem spoin wspornych.

Obecnie obowiązujące normy (pakietu Eurokod 6) szacują jedynie wartości cech sprężystości muru jako materiału izotropowego. Określenie cech anizotropowych wymaga odrębnych badań doświadczalnych wartości E_x, E_y, ν_{xy}, ν_{yx}, G_{xy}. Wybrane wyniki tych badań przytoczono w podrozdziale 5.2.

W badaniach własnych autor oszacował wpływ sposobu modelowania muru na podstawie porównania modeli łuku na poziomie mikro i makro. Przeprowadzono badania w przestrzennym stanie naprężenia przy pomocy symulacji numerycznych rozbieżności uproszczonego modelowania makroskopowego w porównaniu z analogicznym modelowaniem mikroskopowym. W tym celu wykonano model wyodrębnionego łuku ceglanego obciążonego w środku siłą skupioną wywołującą naprężenie główne rozciągające σ = 1 MPa na przygotowanym poziomym obszarze kontaktu 12 × 6 cm. Model (ryc. 2.10) dodatkowo był wsparty pionowo i poziomo (ograniczenie rozporu łuku). Do obliczeń modelu makroskopowego przyjęto cechy sprężystości muru jako moduł Younga E = 25,2 GPa i współczynnik Poissona ν = 0,08. Dla modelu mikroskopowego, gdzie modelowano osobno cegłę i zaprawę, przyjęto cechy materiałów osobno cegły E = 30,6 GPa, ν_b = 0,2 i zaprawy E = 7,82 GPa, ν_m = 0,3. W modelach porównywano wartości maksymalnego naprężenia rozciągającego oraz maksymalnego przemieszczenia. Sposób obciążenia i warunki brzegowe dla obu modeli były analogiczne. Maksymalne wartości głównych naprężeń roz-



Ryc. 2.10. Schemat modelu obliczeniowego [12] łuku (a) i wyniki symulacji numerycznych modelu makroskopowego (b) i mikroskopowego (c)

ciągających zarejestrowano w przekroju poprzecznym pod wprowadzoną siłą, po przeciwnej stronie przekroju.

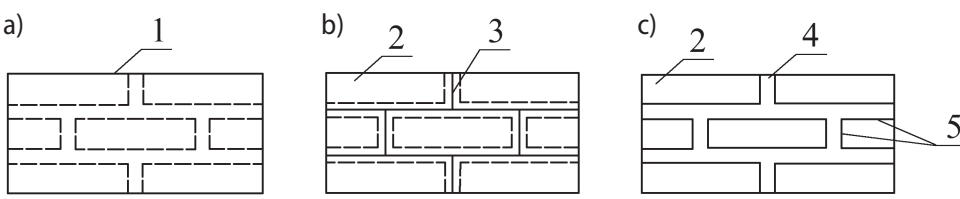
W zakresie głównego naprężenia rozciągającego zbieżność wynosiła 96%, natomiast w zakresie przemieszczeń (w kierunku osi x i y) do 81%. Zbieżność wyników przemawia za możliwością stosowania uproszczonego modelowania makroskopowego łuków z użyciem materiału izotropowego.

Samo szacowanie naprężeń w konstrukcjach łukowych nie stanowi obecnie problemu. Natomiast nie jest ono tożsame z określeniem ich nośności granicznej, mechanizmów niszczenia wraz z propagacją spękań i zakresu pracy plastycznej, które są skomplikowanym zagadnieniem. Złożoność zagadnienia wynika z braku kryteriów nośności granicznej uwzględniających anizotropię wytrzymałości muru. Kryteria te zależą od naprężeń konstrukcji uzyskanych z obliczeń i od odpowiednich wytrzymałości granicznych muru. Niektóre z potrzebnych wartości są opisane w obowiązujących normach jak wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie lub ścinanie, jednak mają one jedynie charakter szacunkowy i mogą znacząco odbiegać od rzeczywistych wartości materiałowych. W szczególności nie można tych wartości stosować do określania wytrzymałości już istniejących historycznych sklepień. Określanie faktycznej nośności muru wymaga badań doświadczalnych materiałowych, w przypadku już istnie-

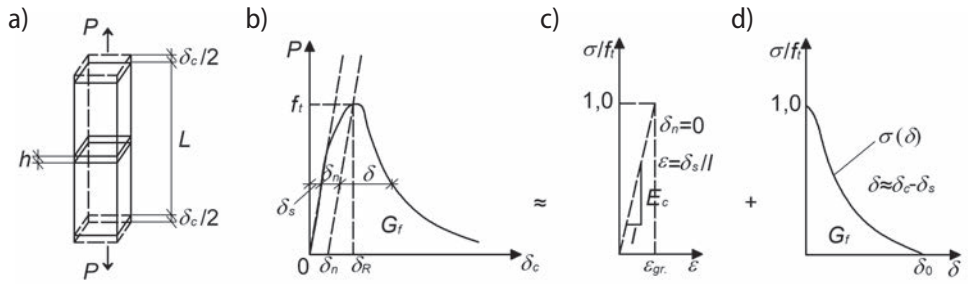
jących konstrukcji wykonywanych in situ. Również dopuszczalne jest pobieranie małych próbek z obiektów w celu późniejszych badań laboratoryjnych. Przy braku możliwości zbadania istniejącego muru można również z ograniczonym zaufaniem wykorzystać wyniki zawarte w literaturze dla obiektów ze zbliżonego okresu [23, 111].

W odniesieniu do budowli o dużym znaczeniu historycznym, w szczególności konstrukcji już zarysowanych i zdegradowanych, dla których należy uzyskać ocenę bezpieczeństwa, można przeprowadzić analizy nieliniowe MES. Analizy te powinny być oparte na modelowaniu materiałem z uwzględnieniem możliwości powstania zarysowania z modelem rysy dyskretnej lub ciągłej [67, 112]. Modelowanie za pomocą makromodelu bazuje na zasadzie rysy rozmytej, kiedy z kryteriów nośności granicznej danego materiału wyliczane są miejsce powstania rysy i możliwość jej dalszego rozwoju w uśrednionym ośrodku muru składającym się z cegły i zaprawy (ryc. 2.11 a). Uproszczony mikromodel (ryc. 2.11 b) zakłada budowanie konstrukcji z bloków reprezentujących cegłę; zaprawa w takim modelu jest pomijana i zastępowana nieskończenie małym elementem kontaktowym, który ma opisywać zjawisko kontaktu między cegłą i zaprawą. W takim modelu bloki zachodzą swoją wielkością na cegłę i połowę zaprawy w celu uzyskania oryginalnej geometrii. Występuje jeszcze mikromodel (ryc. 2.11 c), kiedy modelowana jest osobno zaprawa i cegła oraz kontakt pomiędzy nimi. Ten model jest najdokładniejszy, jednak z uwagi na potrzebne wielkości elementów skończonych (dla zaprawy) najbardziej skomplikowany do obliczeń [27]. W szczególności w przypadku konstrukcji łukowych, w których zaprawa łącząca cegły ma zmienną grubość, może to przeciążyć procesy obliczeniowe komputera, nie zmieniając znacząco wyników końcowych.

W celu prawidłowego opisania cech materiałowych muru dla przytoczonych modeli wymagane są specjalistyczne badania doświadczalne, opisujące energię pękania przy rozciąganiu i zginaniu [64, 65, 112]. Faktyczny pełny zakres wymaganych badań zależy od użytego oprogramowania i od przyjętego mate-



Ryc. 2.11. Rodzaje modelowania muru [66]: a) makromodel, b) uproszczony mikromodel, c) mikromodel, gdzie: 1 – materiał kompozytowy (mur), 2 – element murowy, 3 – spoina, 4 – zaprawa, 5 – element interfejsowy



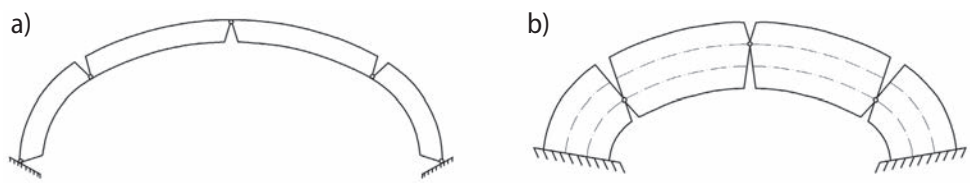
Ryc. 2.12. Interpretacja wyznaczania energii pękania przy rozciąganiu [64]: a) lokalizacja odkształceń *h*, b) wykres siła–wydłużenie, c) fragment wykresu naprężenie–odkształcenie uproszczony do zależności liniowej (prawo Hooke'a), d) fragment wykresu naprężenie–odkształcenie w zakresie pokrytycznym, gdzie: *l* – długość próbki, ε – odkształcenie, f_t – wytrzymałość na rozciąganie, G_f – energia pękania (pole pod wykresem)

riału wraz z kryterium nośności granicznej. W celu wyznaczenia energii pękania przy rozciąganiu wykonuje się test jednoosiowego rozciągania (ryc. 2.12 a). Zgodnie z [64] przed pojawieniem się pojedynczej makrorysy odkształcenia lokalizują się w paśmie mikrorys o szerokości *h*, a wykres siła–wydłużenie całkowite (ryc. 2.12 b) można uprościć jako liniowy, złożony z zależności naprężenia–odkształcenie w zakresie sprężystym (ryc. 2.12 c) oraz funkcji naprężenie–wydłużenie opisujących rozwarcie rysy po przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie (ryc. 2.12 d). Pole pod wykresem jest przyjmowane jako energia pękania potrzebna do utworzenia jednostkowej powierzchni otwartej rysy. Badania te są uciążliwe, wymagają precyzyjnej aparatury i wciąż są nieunormowane.

2.2.3. Model kinematyczny

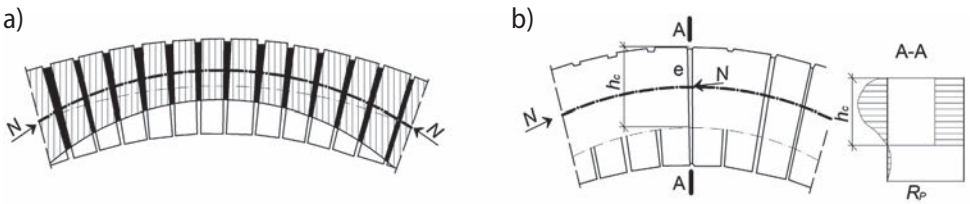
Przez cały XVIII w. i pierwszą połowę XIX w. sklepienia ceglane były obiektem zainteresowań inżynierów i naukowców. Stosowanie sklepień ceglanych wiązało się z dużą odpowiedzialnością i było wyzwaniem dla inżynierów. Jako jedyna konstrukcja sklepienie ceglane pozwalało uzyskiwać bardzo duże wielkości przekryć bez konieczności stosowania dodatkowych podpór. Stosowanie sklepień jako rozwiązań konstrukcyjnych wymagało najwyższych umiejętności i wiedzy teoretycznej, a także doświadczenia w tym zakresie. Obliczenia wykonywano przy pomocy metody równowagi granicznej [98, 103]. Polegały one na tworzeniu schematu obliczeniowego złożonego z systemu segmentów połączonych przegubami jednostronnego działania. Według teorii zniszczenie miało nastąpić wskutek utworzenia co najmniej czterech przegubów. Mankamentem tej teorii była konieczność ustalenia z góry położenia przegubów w poszczegól-

nych przekrojach sklepień. Dodatkowo przejście siły wypadkowej przez skrajne punkty segmentów powoduje zgniecenie materiału w przegubach (ryc. 2.13 a). Stabilny stan łuku wymaga, aby linia ciśnień została cofnięta od krawędzi segmentów do wnętrza przekroju na bezpieczną odległość, która jest niewiadoma (ryc. 2.13 b). Problem ten został rozwiązany poprzez ustalenie rozkładu naprężeń w najbardziej wytężonych przekrojach. Zaproponowano przyjęcie modelu łuku trójprzegubowego, w którym przeguby umieszczano nie na krawędziach segmentów, ale na liniach ograniczających pas rdzeniowy sklepienia (ryc. 2.13 b). W metodzie zaproponowanej przez Heymana [113] nośność konstrukcji przy rozwiązaniu kinematycznym określa się na podstawie porównania pracy wykonanej przez obciążenie zewnętrzne z pracą sił wewnętrznych. Pozwala ona oszacować nośność, zakładając powstanie mechanizmów, które spowodują zniszczenia ustroju. Metoda ta oparta jest na następujących założeniach: mur nie ma wytrzymałości na rozciąganie w poprzek spoin wspornych, brak poślizgu pomiędzy elementami murowymi, wytrzymałość na ściskanie muru jest nieskończenie duża.



Ryc. 2.13. Kinematyczny schemat obliczeniowy sklepienia: a) podział na segmenty sklepienia, b) rdzeń sklepienia

W pracy [114] podano metody stanów granicznych do obliczeń łuków i sklepień z uwzględnieniem granicznych naprężeń ściskających i rozciągających muru. Poza podejściem statycznym (dolne oszacowanie nośności) rozpatrywano również podejście kinematyczne (górne oszacowanie nośności). W metodzie kinematycznej, w której powstanie przegubów plastycznych przekształca ustrój w mechanizm, oszacowanie nośności wynika jedynie z działania siły podłużnej oraz momentu zginającego. Istotne jest określenie miejsc powstania przegubów, w których część przekroju pracuje na ściskanie (ryc. 2.14). W strefie rozciąganej powstaje zarysowanie z uwagi na przekroczenie wytrzymałości zaprawy na rozciąganie (lub kontaktu między cegłą i zaprawą). Zasięg strefy rozciąganej rośnie proporcjonalnie do zmniejszania się wysokości pracującej strefy ściskanej przekroju. Kiedy głębokość strefy rozciąganej obejmie swoim obszarem całe cegły, zaczynają wypadać pojedyncze cegły, a nawet całe fragmentu muru [85, 115].



Ryc. 2.14. Schematy rozkładu naprężeń w przekrojach łuków [85, 115]: a) fragment łuku, b) schemat sił wewnętrznych

Zasięg strefy ściskanej (2.2) odpowiada podwojonej odległości od punktu przyłożenia sił do najbliższej krawędzi przekroju (ryc. 2.14).

$$h_c = 2 \cdot (\frac{h}{2} - e) \tag{2.2}$$

gdzie:

h_c – wysokość strefy ściskanej,

h – całkowita wysokość przekroju,

e – mimośród przyłożonej siły normalnej względem środka przekroju (2.3).

$$e = \frac{M}{N}, \tag{2.3}$$

gdzie:

M, N – wielkości sił przekrojowych wewnętrznych w łuku.

Z powodu zmniejszania strefy ściskanej naprężenia maleją, a stateczność sklepienia [85, 115] określa się według wzoru (2.4).

$$\sigma = \frac{N}{A_c \cdot \varphi} \tag{2.4}$$

gdzie:

N – obliczeniowa normalna siła ściskająca,

A_c – powierzchnia strefy ściskanej,

φ – współczynnik uwzględniający mimośród siły ściskającej.

Mimośród $e = M/N$ obliczany z zależności (2.3) jest zmienny na całej długości sklepienia, podobnie jak lokalizacja wystąpienia przegubów. Stąd zaleca się, aby w obliczeniach korzystać z krzywych interakcji M_{Rd}–N_{Rd}, które należy uzyskać doświadczalnie lub teoretycznie.

Jak wcześniej nadmieniono, dokładna lokalizacja zarysowań istniejących sklepień wraz z określeniem ich parametrów geometrycznych możliwa jest zwykle od strony odsłoniętej sklepienia, czyli podniebienia. Lokalizacja uszko-

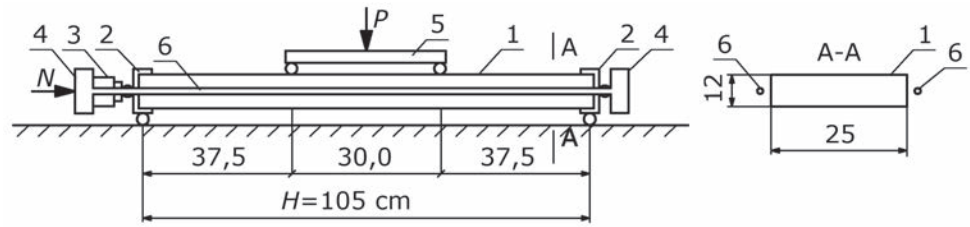
dzeń od strony grzbietowej jest trudna, a czasami niemożliwa, gdyż powierzchnia ta najczęściej jest niedostępna do szczegółowych oględzin (warstwy podłogi, zasypka w pachwinach sklepień). W związku z tym problemem jest zbudowanie odpowiedniego schematu obliczeniowego, który pozwoliłby ustalić rezerwy nośności rozpatrywanych konstrukcji. W takiej sytuacji pomocna może być metoda kinematyczna. Wyróżnia ją przede wszystkim łatwość i szybkość stosowania, bez konieczności prowadzenia zaawansowanych symulacji numerycznych, które dla istniejących budynków z uwagi na czas i koszt kalibracji są często niemożliwe do użycia. Obecnie metoda ta nie jest stosowana w obliczeniach sklepień, natomiast znalazła zastosowanie w obliczeniach ścian murowych obciążonych mimośrodowo, w tym i zbrojonych [48, 116].

W opisanej metodzie obliczenia należy wykonywać dwuetapowo. W pierwszym etapie należy określić podstawowe siły wewnętrzne, jak siła normalna N i moment zginający M. W schemacie obliczeniowym w postaci prętów zakrzywionych uwzględnia się przeguby, które modelują zarysowania uzyskane podczas inwentaryzacji uszkodzeń. W kolejnym etapie należy porównać otrzymane wartości M i N z wartościami granicznymi M_{Rd} i N_{Rd} i określić lokalizację przekroju, którego stan graniczny nośności będzie przekroczony. W przekroju tym wprowadza się przegub i obliczenia powtarza się aż do powstania takiej liczby przegubów (cztery), przy której układ łukowy przekształca się w mechanizm. Zależności interakcji M_{Rd}–N_{Rd} mogą być uzyskane w sposób doświadczalny lub numeryczny z uwzględnieniem rzeczywistej wytrzymałości muru konstrukcji łukowej na ściskanie i rozciąganie w poprzek spoin wspornych. Przebieg i wyniki analogicznych badań wykonanych przez autora przedstawiono poniżej.

2.2.4. Badanie zależności M_{Rd}–N_{Rd} dla modelu kinematycznego

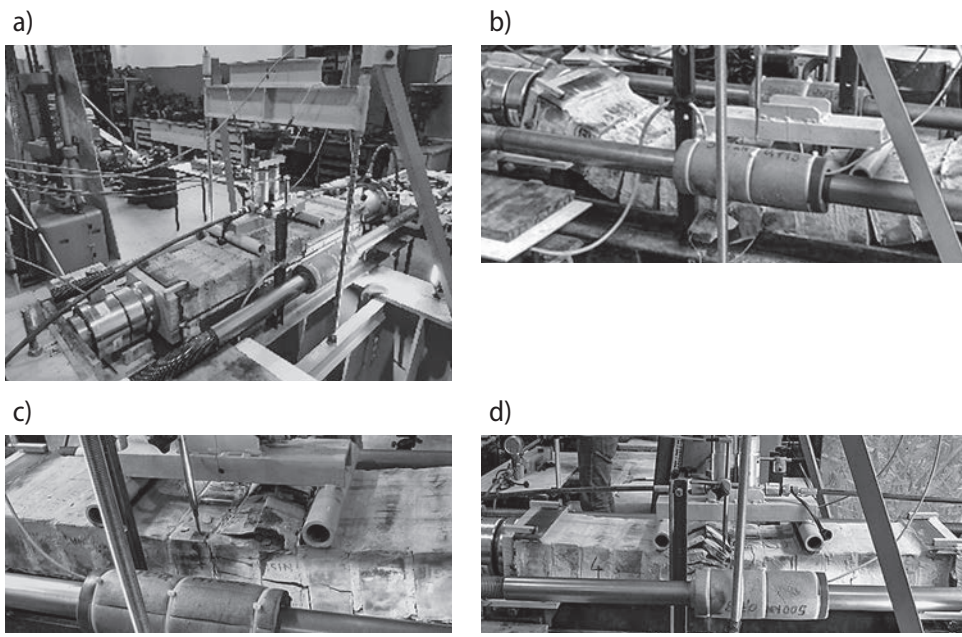
W celu określenia wzajemnych zależności interakcji M_{Rd}–N_{Rd} dla modelu kinematycznego autor wykonał badania własne.

Badania doświadczalne przeprowadzono na bazie 5 próbek murowych o wymiarach 12 × 25 × 105 cm wykonanych z cegły ceramicznej pełnej 12 × 25 × 6,5 cm klasy 25 na zaprawie cementowej M5. Pierwszą próbkę przebadano na czyste ściskanie. Kolejną próbkę przebadano na czyste zginanie. Pozostałe próbki badano (ryc. 2.15) na osiowe ściskanie siłą podłużną N i zginanie siłą P działającą prostopadle do płaszczyzny próbki. W trakcie trwania badania siłę N utrzymywano na stałym poziomie. Siła P była zmiennej wartości, od wartości zerowej aż do zniszczenia. Siły P i N wprowadzono za pomocą dwóch niezależnych siłowników hydraulicznych, ze stałym pomiarem obu wartości sił.



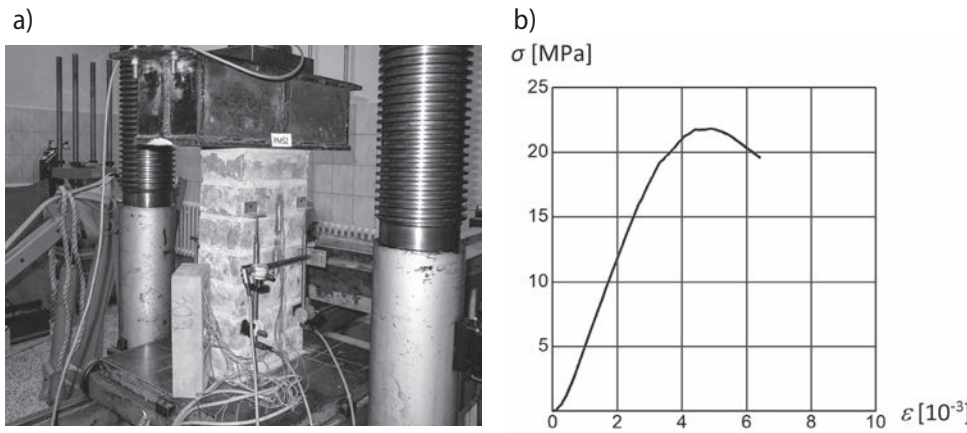
Ryc. 2.15. Schemat stanowiska badawczego do badań próbek murowych na ściskanie i zginanie, gdzie: 1 – badana próbka, 2 – uchwyt próbki z przegubem, 3 – siłownik hydrauliczny wywierający siłę *N*, 4 – płaskownik mocujący siłownik i ściągi stalowe, 5 – trawers, 6 – ściąg stalowy stanowiący opór (siłomierz)

Widok stanowiska badawczego oraz charakter niszczenia wybranych próbek przedstawiono na ryc. 2.16. Przy działaniu tylko momentu zginającego niszczenie następowało wskutek rozwarstwienia muru przy wartości M_{Rd} = 1,0 kNm (ryc. 2.16 b). Przy działaniu tylko siły ściskającej występowało zarysowanie wzdłuż kierunku tej siły z jednoczesnym wyboczeniem próbki (ryc. 2.16 c). Graniczna wartość siły normalnej wynosiła N_{Rd} = 690 kN. Przy jednoczesnym działaniu siły ściskającej i momentu zginającego charakter zniszczenia zależał od relacji tych sił (ryc. 2.16 d).

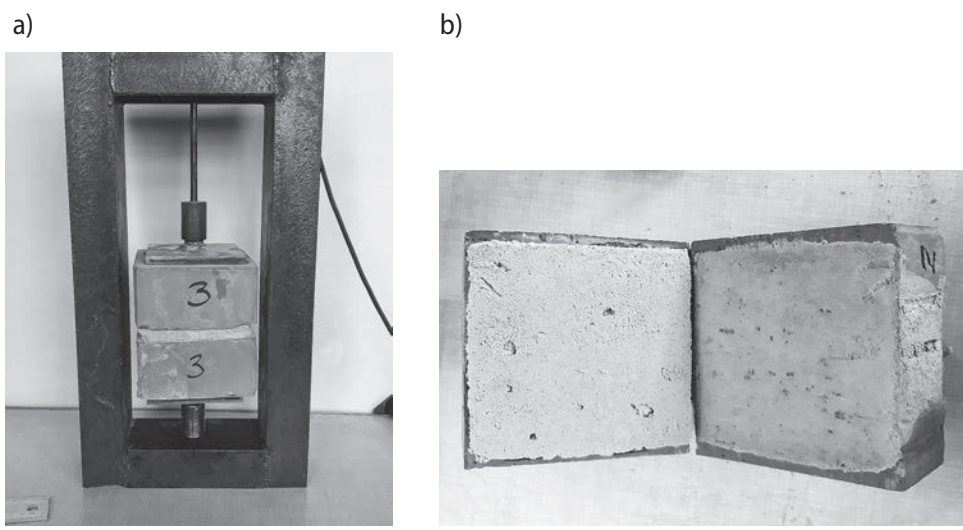


Ryc. 2.16. Widok stanowiska badawczego (a) i charakter niszczenia próbek przy zginaniu (b), ściskaniu (c) i przy ściskaniu ze zginaniem (d)

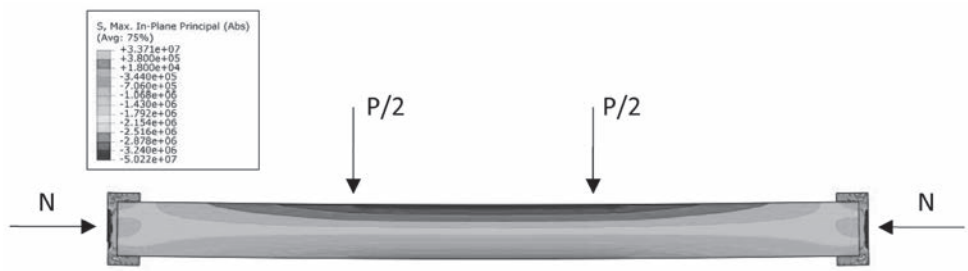
Symulacje numeryczne przeprowadzono za pomocą programu Abaqus w zakresie nieliniowej pracy materiału, z wykorzystaniem elementów skończonych uwzględniających możliwość pękania muru w strefie rozciąganej i propagacji pęknięć. W celu uwzględnienia uplastycznienia muru w strefie ściskanej zastosowano procedurę iteracyjną, dla której przy każdym poziomie obciążenia określano moduł sprężystości materiału E, zgodnie z zależnością σ–ε



Ryc. 2.17. Badanie próbek muru na ściskanie: a) stanowisko badawcze, b) wykres doświadczalny rejestracji naprężenie σ – odkształcenie ε dla próbki nr 1

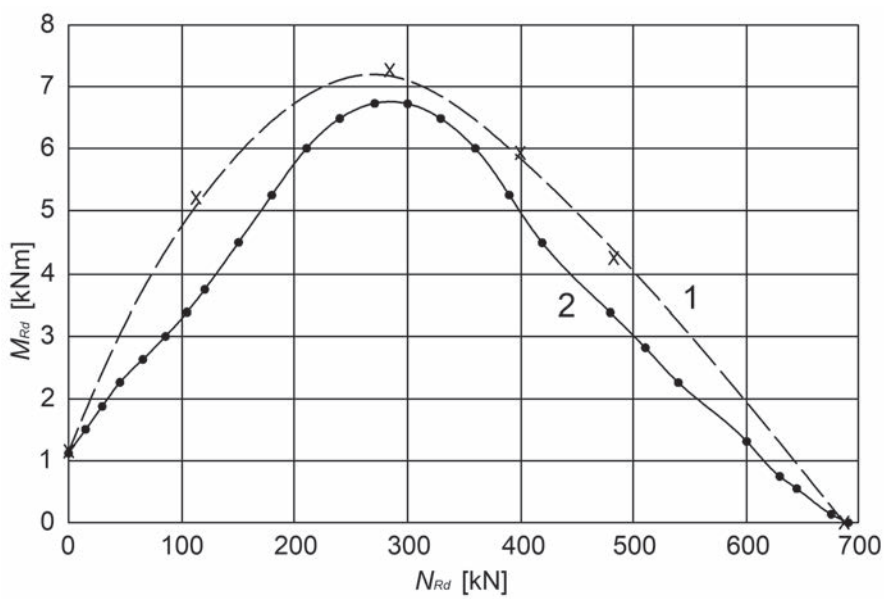


Ryc. 2.18. Badanie próbek muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych: a) stanowisko badawcze, b) próbka po zniszczeniu



Ryc. 2.19. Obliczeniowy stan naprężeń próbki przy jednoczesnym obciążeniu siłą normalną (program Abaqus) $N = 120$ kN i momentem zginającym $M = 1{,}24$ kNm

na podstawie badań próbek na ściskanie (ryc. 2.17). Przyrost obciążeń w metodzie iteracyjnej dla sił normalnych N wynosił 10 kN, a dla obciążenia P wywołującego moment zginający 0,05 kNm. Wytrzymałość na rozciąganie prostopadłe do spoin wspornych dla muru określano na podstawie badania na rozciąganie na próbkach dwóch cegieł złączonych razem zaprawą (ryc. 2.18). Do obliczeń przyjęto wytrzymałość na ściskanie muru $f_m = 10{,}8$ MPa oraz wytrzymałość na rozciąganie w poprzek spoin wspornych $f_t = 0{,}11$ MPa (ryc. 2.18). Schemat obliczeniowy (ryc. 2.19) został przyjęty zgodnie ze schematem doświadczalnym (ryc. 2.15).



Ryc. 2.20. Wyniki badań próbek na ściskanie i zginanie, gdzie: 1 – doświadczalne, 2 – teoretyczne z symulacji numerycznych

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz symulacji numerycznych stworzono krzywe interakcji (ryc. 2.20) momentów zginających M_{RD} i sił ściskających N_{RD}. Otrzymane graniczne nośności próbek doświadczalnych miały około 10–25% większą nośność niż próbki z symulacji numerycznych. Rozbieżności mogą być spowodowane problemem odwzorowania rzeczywistości w trakcie modelowania w programie obliczeniowym analogicznego stanowiska badawczego. Na takie rozbieżności mogą składać się: niedoskonałość wymiarów próbek, wpływ ugięć na zmianę schematu obliczeniowego, siły masowe wynikające z ciężaru własnego oraz wyidealizowany sposób przyłożenia obciążeń. Ponadto w modelu numerycznym nie uwzględniono efektu objętościowego stanu naprężeń panującego w strefie ściskanej. Natomiast krzywa teoretyczna odzwierciedla relacje M_{Rd} i N_{Rd} po stronie bezpiecznej.

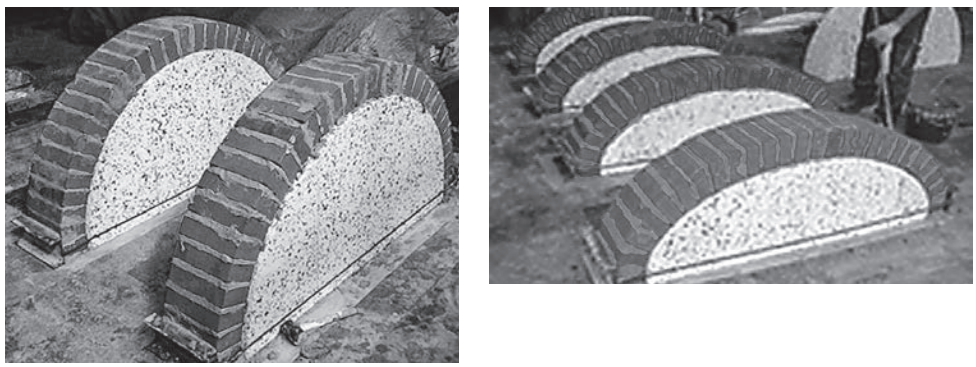
Z przeprowadzonych analiz wynika, że wraz ze wzrostem siły ściskającej N do poziomu 0,4–0,5 N_{Rd} nośność próbek wzrasta podczas zginania. Czyli siła normalna w pewnym zakresie jest w stanie zwiększyć nośność na zginanie muru, a potem następuje jego stabilizacja. Dla wartości $N > 0{,}5\ N_{Rd}$ nośność muru maleje. Wynika to z plastycznej redystrybucji naprężeń ściskających w przekroju po powstaniu zarysowania w strefie rozciąganej.

2.3. Sklepienia kolebkowe

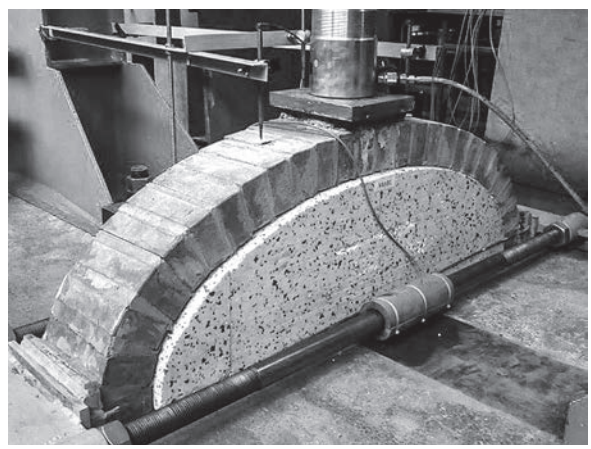
Sklepienia kolebkowe obciążone równomiernie wzdłuż ich długości można modelować jako zespół równoległych do siebie łuków o jednostkowej szerokości przekroju. Stąd do badań doświadczalnych wykonano modele sklepienia jako pasma o szerokości 25 cm i rozpiętości 150 cm. Badaniom poddano 2 modele sklepień półkolistych o wyniosłości 75 cm i 2 koszowych o wyniosłości 40 cm, które wykonano z cegły ceramicznej pełnej klasy 25 na zaprawie cementowej M5. Modele murowano (cegła na sztorc) na krążynach wykonanych ze styropianu o ciężarze objętościowym 40 kg/m^3 (ryc. 2.21). Z uwagi na dużą ściśliwość styropianu (E = 1 MPa) dla części modeli pozostawiono go w trakcie badań w celu obserwacji propagacji rys bez gwałtownego rozpadania się modeli.

Modele badano doświadczalnie, aż do zniszczenia obciążeniem skupionym o stałym przyroście w czasie, przyłożonym symetrycznie w środku rozpiętości lub niesymetrycznie w ⅓ rozpiętości łuku. W trakcie badań prowadzono rejestrację procesów niszczenia i propagacji rys z wykorzystaniem kamery wysokiej rozdzielczości. Obciążenie zadawano siłownikami hydraulicznymi. Rejestracja

a) b)



Ryc. 2.21. Modele sklepień półkolistych (a) i koszowych (b)

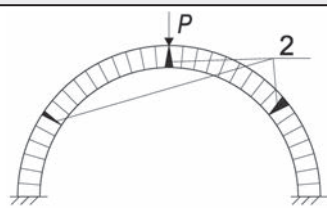
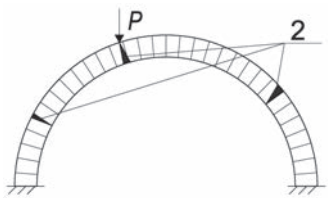
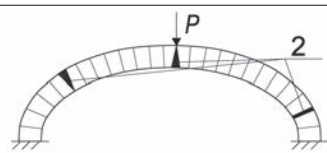
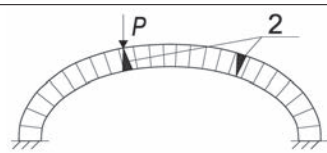


Ryc. 2.22. Stanowisko badawcze modeli sklepień koszowych obciążonych w środku rozpiętości

przemieszczeń pionowych odbywała się czujnikami indukcyjnymi. Siła rozporu H w łuku mierzona była za pomocą stalowego ściągu, który przekonwertowano na siłomierz kompatybilny z mostkiem tensometrycznym (ryc. 2.22). Na modelach w najbardziej wytężonych przekrojach dodatkowo zastosowano tensometry elektrooporowe. Dane pomiarowe ze wszystkich zastosowanych czujników, w tym również od siłomierza mierzącego wprowadzaną siłę siłownikiem, rejestrowane były z częstotliwością 10 Hz za pomocą pojedynczego mostka tensometrycznego HBM Hottinger MGC Plus.

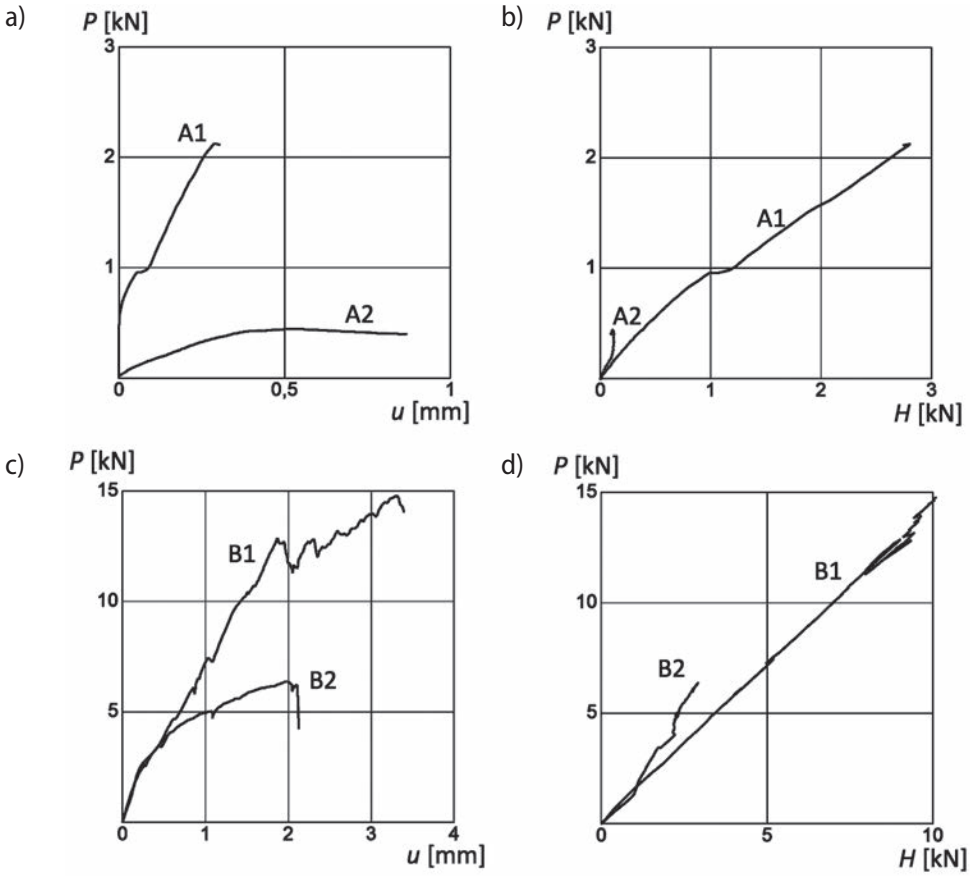
Podstawowe wyniki prezentowanych badań wraz ze schematami obciążenia przedstawiono w tab. 2.1. Wyniki zależności P–u oraz P–H przedstawiono

Tabela 2.1. Wartości granicznych momentów zginających *M* w zależności od poziomu siły normalnej *N*, gdzie: 2 – pęknięcie

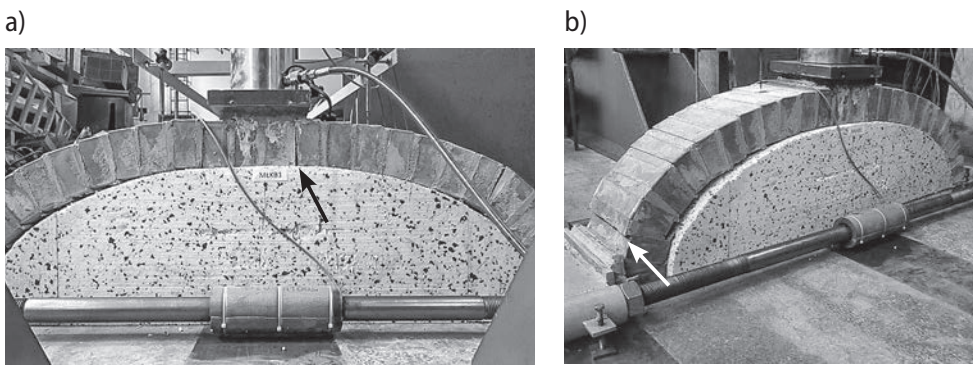
Nr	Schemat badań z oznaczeniem modeli oraz stref powstania uszkodzeń	Siła niszcząca P_n [kN]	Rozpór *H* przy sile P_n [kN]
A1		2	3
A2		0,5	0,1
B1		15	10
B2		6	3

na ryc. 2.23 a i b dla sklepień półkolistych oraz na ryc. 2.23 c i d dla sklepień koszowych. O nośności sklepienia decydował moment zginający, czyli wytrzymałość na rozciąganie kontaktu między cegłą i zaprawą. Po przekroczeniu stosunkowo niskich wartości tej wytrzymałości następowała nagła utrata stateczności sklepienia i jego całkowite zniszczenie. Z porównania nośności sklepień przy różnym usytuowaniu obciążenia *P* względem rozpiętości wynika, że przy obciążeniu niesymetrycznym nośność sklepień koszowych była 2,5-krotnie mniejsza, a sklepień półkolistych 4-krotnie mniejsza niż przy obciążeniu symetrycznym.

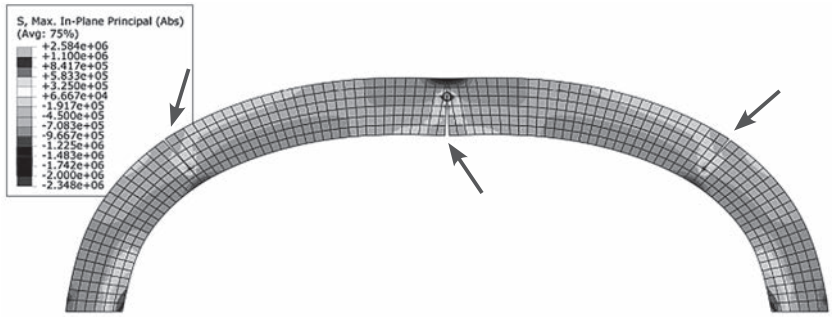
Zarejestrowane mechanizmy niszczenia dla badanych modeli były zbliżone do siebie i polegały na tworzeniu się przegubów w wyniku działania momentów zginających (ryc. 2.24 a). Zniszczenie modeli następowało w sposób kruchy, gwałtownie, bez ostrzeżenia. Dodatkowo w strefie podporowej modelu B1 występowało ścinanie wzdłuż spoiny wspornej (ryc. 2.24 b). Naprężenia



Ryc. 2.23. Wyniki badań modeli sklepień półkolistych A (a, b) oraz koszowych B (c, d). Rejestracja przebiegu siła *P* – przemieszczenie pionowe *u* (a, c), rejestracja przebiegu siła *P* – rozpór *H* (b, d), oznaczenie modeli zgodnie z tab. 2.1



Ryc. 2.24. Mechanizm niszczenia modeli sklepień koszowych przy obciążeniu symetrycznym przy zginaniu w strefie przęsłowej [117] (a) i przy ścinaniu w strefie podporowej (b)



Ryc. 2.25. Stan naprężeń i zarysowania (program Abaqus) modelu sklepienia koszowego [117] przy obciążeniu symetrycznym w środku rozpiętości (pęknięcia wskazano strzałkami)

styczne odpowiadające sile rozporu $H = 10$ kN wynosiły $\tau = H/A = 10/(0{,}25 \cdot 0{,}12) \cdot 10^{-3} = 0{,}33$ MPa i są większe niż określona wytrzymałość na ścinanie dla muru z badań materiałowych $f_v = 0{,}19$ MPa. Poza ścinaniem w rozpatrywanym przekroju występują momenty zginające powodujące naprężenia rozciągające, które razem z naprężeniami ścinającymi obniżają nośność przekroju. Podobny efekt widoczny jest w modelu z symulacji numerycznych w programie Abaqus (ryc. 2.25). W analizach numerycznych w modelowaniu uwzględniono nieliniowość fizyczną – pracę muru na ściskanie w zakresie plastycznym. Również uwzględniono nieliniowość geometryczną – powstanie i propagację spękań w najbardziej wytężonych przekrojach oraz zmianę geometrii wskutek deformacji.

Problem ścinania w strefach podporowych może być minimalizowany dzięki uwzględnieniu wpływu zasypki w pachach sklepień. Zasypki te powodują redystrybucję sił rozporowych pochodzących od sklepienia na większy obszar ścian, na których są one wsparte [32]. Efekt ten będzie jeszcze bardziej wyraźny przy dużych wyniosłościach sklepień.

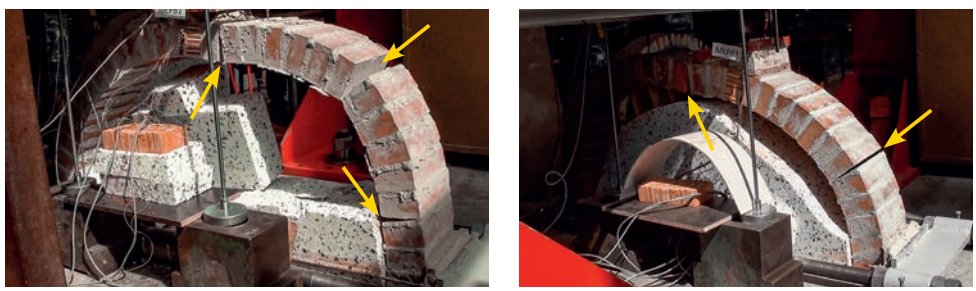
Podobny efekt niszczenia zaobserwowano dla modeli sklepień koszowych z obciążeniem niesymetrycznym. Zniszczenie następowało wskutek przekształcenia się sklepienia w mechanizm w wyniku powstania przegubów zaznaczonych strzałkami na ryc. 2.26.

Mechanizm zniszczenia dla modeli sklepień półkolistych (ryc. 2.27) był analogiczny jak dla poprzednich modeli. Niszczenie następowało wskutek rozerwania muru w poprzek spoin wspornych w wyniku działania naprężeń rozciągających od momentów zginających. Zniszczenie następowało dopiero w momencie powstania czterech przegubów, które przekształcały układ nośny w mechanizm.

a) b)

Ryc. 2.26. Mechanizm niszczenia modeli koszowych przy obciążeniu niesymetrycznym: a) widok z przodu, b) widok z góry

a) b)



Ryc. 2.27. Mechanizm niszczenia modeli sklepień półkolistych przy obciążeniu symetrycznym (a) i niesymetrycznym (b)

Porównując wyniki badań wymienionych modeli, można stwierdzić, że sklepienia o kształcie półkolistym są mniej stateczne niż sklepienia koszowe. Oznacza to, że zarysowania istniejących sklepień półkolistych są bardziej niebezpieczne dla ich nośności w porównaniu ze sklepieniami koszowymi.

2.4. Sklepienia krzyżowe

Sklepienie krzyżowe jako konstrukcja pracuje w układzie przestrzennym. Złożone jest ze wzajemnie łączonych prostopadle kolebek w przekątnych na żebra. Wysklepki między żebrami pracują jako sklepienia kolebkowe. Najbardziej wytężonymi elementami tych sklepień są przekątne żebra przekazujące wypadkowe siły normalne *N* linii ciśnień na podpory ceglane. Często narożne strefy przypodporowe sklepień były wzmacniane (pogrubiane) właśnie ze względu na koncentrację w tym miejscu sił ściskających (ryc. 2.28).

Również, jak wykazuje analiza stanu technicznego istniejących konstrukcji sklepień krzyżowych, miejsca te najczęściej ulegają degradacji [118]. Konstrukcja żeber w miejscu łączenia kolebek z uwagi na geometrię musi być pogrubiona, co też stanowi naturalne usztywnienie. Przekrój poprzeczny żeber sklepień należy wyznaczyć na podstawie odkształceń muru budującego wysklepki i żebra.

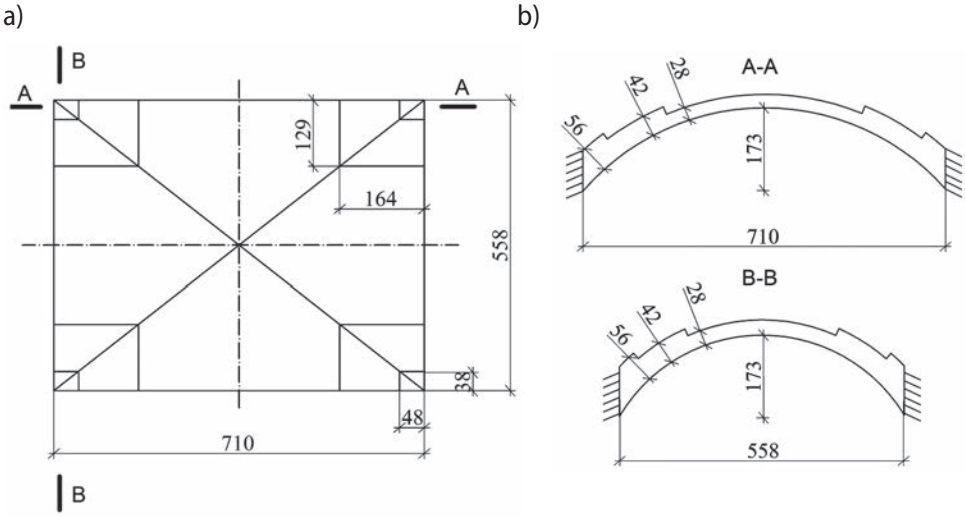
a) b)

Ryc. 2.28. Ceglane sklepienie krzyżowe: a) strona grzbietowa, b) strona podniebienia [118]

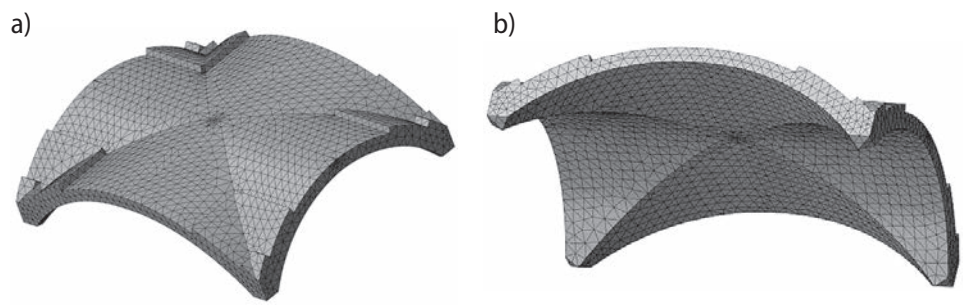
Wykonano analizy zasad pracy i stanu naprężeń sklepień krzyżowych za pomocą symulacji numerycznych, korzystając z oprogramowania Abaqus. Analizom poddano sklepienie krzyżowe na planie prostokąta 710 × 558 cm (ryc. 2.29). Obliczenia wykonano w zakresie liniowej pracy materiału. Obciążenie sklepienia przyjęto jako ciężar własny muru $\gamma = 18$ kN/m^3. Sklepienie zamodelowano makroskopowo [118] jako materiał homogeniczny o parametrach $E = 2265$ MPa, $G = 906$ MPa, $\nu = 0{,}2$. Model wykonano na bazie objętościowych elementów skończonych w przestrzennym stanie naprężenia (ryc. 2.30). Oparcie sklepienia w jego narożnych częściach przyjęto jako przegubowe, a podłużne i poprzeczne krawędzie wysklepek jako swobodne, niepodparte.

Przeprowadzone analizy MES wykazały znaczące koncentracje naprężeń głównych ściskających na przekątnych sklepień w miejscach łączenia ze sobą łuków (ryc. 2.31 i 2.32). Szczególnie obciążone są narożne strefy oporowe.

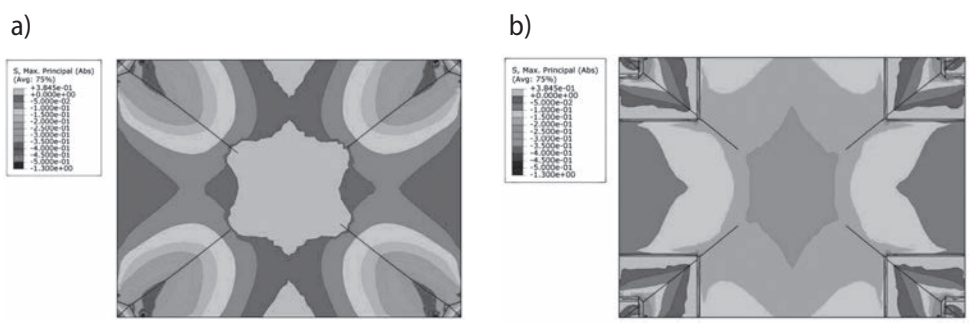
W miejscu łączeń wysklepek ze sobą, czyli na przekątnych, następuje koncentracja naprężeń ściskających wzdłuż połączenia, pochodzących od pionowego obciążenia i sił rozporowych opartych na niej kolebek. Sumaryczny efekt oddziaływań powoduje nierównomierne ściskanie przekrojów żeber prze-



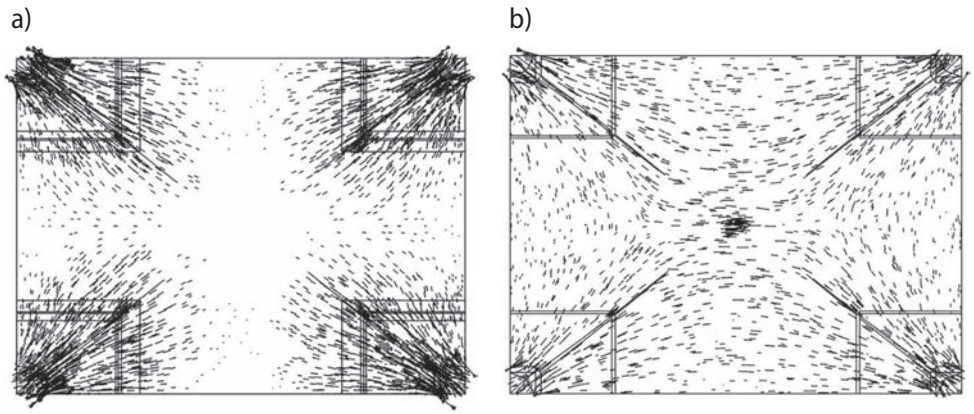
Ryc. 2.29. Analizowane numerycznie sklepienie krzyżowe [118]: a) rzut z góry, b) przekroje



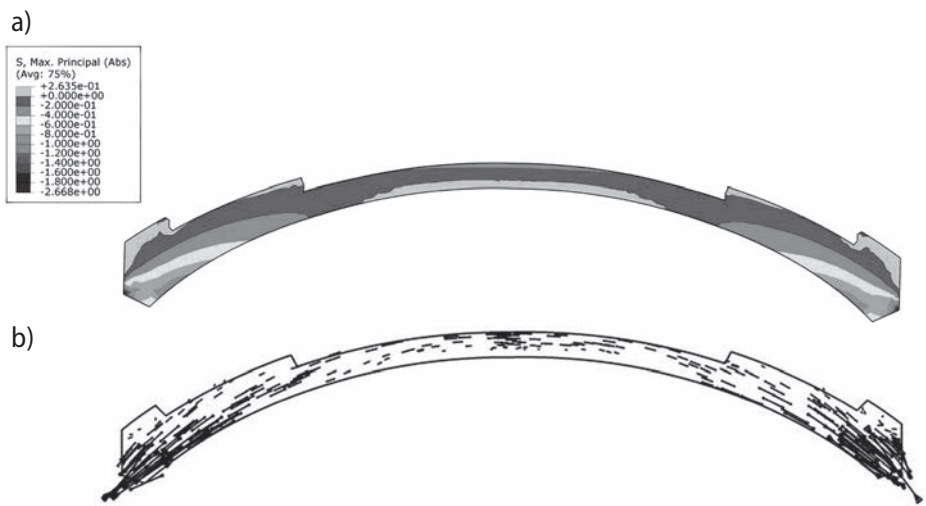
Ryc. 2.30. Przestrzenny model MES analizowanego sklepienia krzyżowego (program Abaqus) [118]: a) widok od strony grzbietu, b) widok od strony podniebienia



Ryc. 2.31. Mapy głównych naprężeń ściskających (program Abaqus) [MPa] [118]: a) na podniebieniu sklepienia, b) na grzbiecie sklepienia



Ryc. 2.32. Trajektorie głównych naprężeń ściskających (program Abaqus) [118]: a) na podniebieniu, b) na grzbiecie

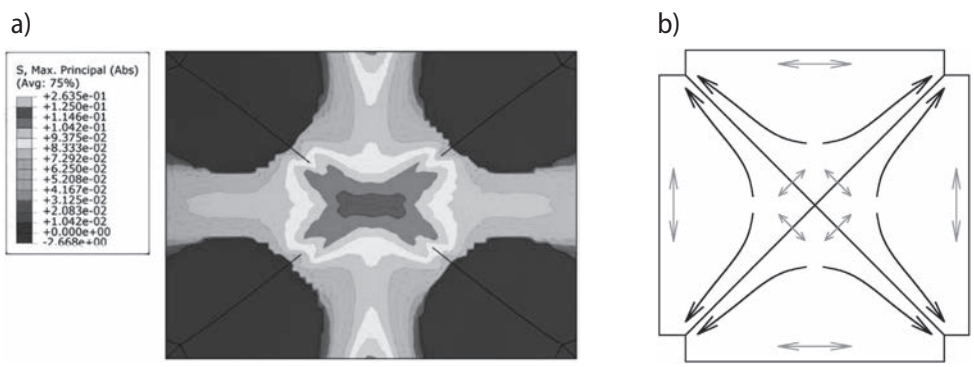


Ryc. 2.33. Wyniki obliczeń numerycznych (program Abaqus) [118] w przekroju przekątnych sklepienia krzyżowego dla głównych naprężeń ściskających: a) mapy naprężeń [MPa], b) trajektorie naprężeń

kątnych: dużego na odcinku podporowym i małego w zworniku (ryc. 2.33). Kierunek ściskania żeber jest pod kątem $\alpha = \text{arctg}(B/L)$ w stosunku do spoin wspornych muru. Jest to kierunek bardzo niekorzystny dla nośności muru. Z badań przeprowadzonych w rozdziale 5 wynika, że dla kątów 45–67,5° względem spoin wspornych wytrzymałość muru jest najmniejsza – około 24% podstawowej wytrzymałości na ściskanie. Z tego powodu strefy łączenia kolebek wzmacniano, np. w przypadku sklepień gotyckich ceglanymi żebrami w postaci elementów o przekroju walca lub półwalca. W strefie podporowej przekątne

sklepień wykonywano z pogrubieniem (ryc. 2.33), co pozwalało na znaczącą redukcję naprężeń ściskających w tych obszarach.

Z rozkładu naprężeń rozciągających przedstawionych na ryc. 2.34 wynika, że ich główna koncentracja występuje na podniebieniu sklepienia w zwornikowej części. W tym obszarze przekątne sklepień są najmniej wytężone. Jest to charakterystyczna cecha sklepień krzyżowych, które nie są w stanie przenosić obciążeń skupionych w środkowych obszarach zwornikowych.



Ryc. 2.34. Stan naprężeń sklepienia krzyżowego (program Abaqus) [118]: a) mapy głównych naprężeń rozciągających [MPa] na obszarze podniebienia, b) schemat rozkładu sił w sklepieniu, strzałki czarne – ściskanie, strzałki szare – rozciąganie

Natomiast przekroczenie stanu granicznego nośności wysklepek sklepienia w strefie rozciąganej nie oznacza całkowitej utraty nośności sklepienia krzyżowego. Pojedyncze lub podwójne zarysowanie tej strefy (ryc. 2.1 b) można potraktować jak powstanie jednego lub dwóch przegubów w wysklepkach. Jest to niewystarczające do całkowitego zniszczenia wysklepek na skutek przekształcenia się ich w mechanizm (patrz podrozdział 2.3).

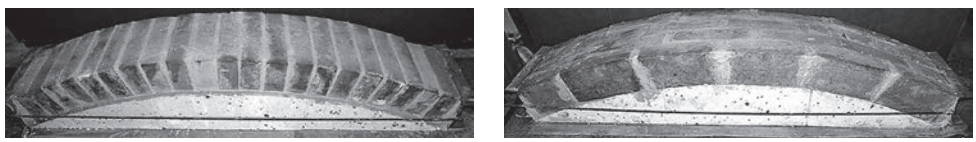
Z uwagi na redystrybucję sił wewnętrznych w sklepieniu (ryc. 2.34 b) w jego strefach przekątnych może nastąpić wzrost naprężeń ściskających. Wskazane zjawisko należy brać pod uwagę podczas sprawdzenia nośności uszkodzonych sklepień krzyżowych (ryc. 2.1 b).

2.5. Sklepienia odcinkowe stropów na belkach stalowych

Sklepienia odcinkowe badano doświadczalnie na modelach pasm sklepień o szerokości 25 cm (2 modele, oznaczenie C1 i C2) i 29 cm (2 modele, ozna-

czenie C1a i C2a), rozpiętości L = 150 cm i wyniosłości f = 15 cm w skali naturalnej. Modele wykonano z cegły ceramicznej pełnej układanej prostopadle – na sztorc (ryc. 2.35 a, model C1 i C2) i równolegle (ryc. 2.35 b, model C1a i C2a) do rozpiętości modeli. Różnica szerokości modeli wynikała z innej geometrii cegieł przy ułożeniu równoległym – połączono 4 kolumny cegieł równolegle ze sobą (ryc. 2.35 b).

a) b)

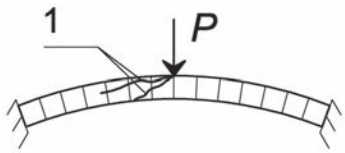
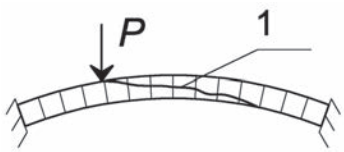
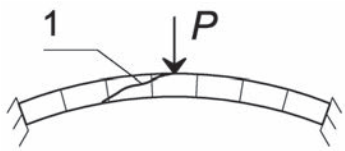
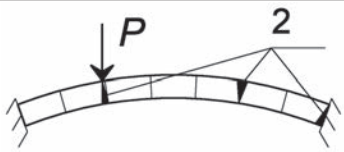


Ryc. 2.35. Modele sklepień odcinkowych: a) prostopadły układ cegieł (model C1 i C2, szerokość 25 cm), b) równoległy układ cegieł (model C1a i C2a, szerokość 29 cm)

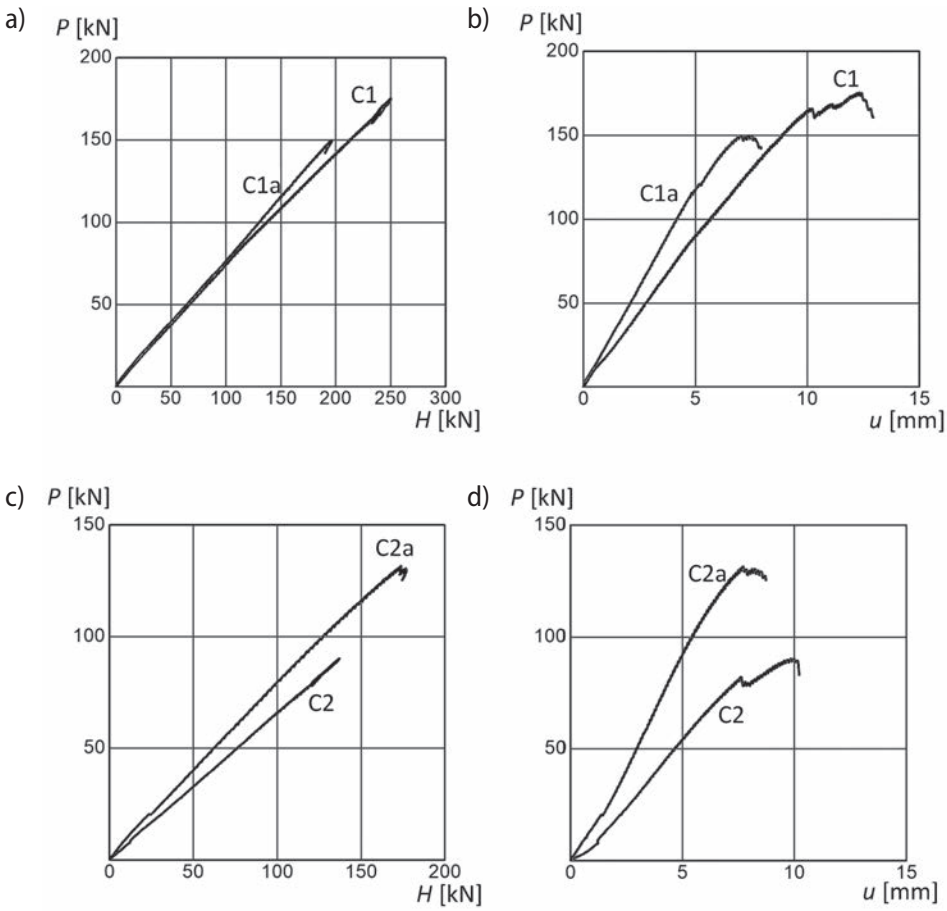
Modele badano aż do zniszczenia obciążeniem skupionym o zmiennej pozycji. Dla modeli C1 i C1a siłę P umieszczono w środku, dla modeli C2 i C2a w ⅓ ich rozpiętości. Obciążenie siłą skupioną modelowało obciążenie od ścianek działowych umieszczanych na sklepieniach wzdłuż belek stalowych. W trakcie badania wielkość wprowadzonej siły P, deformację u, odkształcenia ε, siłę rozporu H oraz przebieg niszczenia rejestrowano analogicznie jak przy badaniach sklepień kolebkowych (podrozdział 2.3). Obciążenie zadawano siłownikiem hydraulicznym o stałym przyroście siły w czasie. Wielkość siły rozporu H mierzono za pomocą ściągu stalowego przekształconego do pracy jako tensometryczny przetwornik siły. Wszystkie czujniki wraz z siłomierzem były podpięte do jednego mostka tensometrycznego HBM Hottinger MGC Plus. Pomiary rejestrowano z częstotliwością 10 Hz.

Wyniki badań przedstawiono w tab. 2.2. Wyniki z rejestracji przebiegu badań przedstawiono jako relację siła P – rozpór H (ryc. 2.36 a, c) oraz siła P – przemieszczenie u (ryc. 2.36 b, d). Z przedstawionych badań wynika, że ugięcia modeli (C1, C2) z poprzecznie ułożonymi cegłami (ryc. 2.35 a) były o 15–30% większe niż modeli (C1a, C2a) z podłużnie ułożonymi cegłami (ryc. 2.35 b). Na podstawie otrzymanych wyników badań (ryc. 2.36) autor wnioskuje, iż większą sztywność sklepień przy podłużnym układzie cegieł (model C1a, C2a) uzyskuje się z uwagi na występującą w nim mniejszą ilość spoin pionowych. Spoiny wykazują większą odkształcalność niż cegła, stąd ich większa ilość będzie prowadzić do wzrostu odkształceń w konstrukcji.

Tabela 2.2. Wyniki badań doświadczalnych sklepień odcinkowych, gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

Nr	Schemat badań z oznaczeniem modeli oraz stref powstania uszkodzeń	Siła niszcząca P_n [kN]	Rozpór H przy sile P_n [kN]
C1		176	250
C2		91	137
C1a		149	194
C2a		132	174

Wyniki otrzymane z badań doświadczalnych porównano z wynikami z obliczeń analogicznych konstrukcji, wykonanymi według teorii układów prętowych krzywoliniowych. Z badań doświadczalnych wartość rozporu wynosi $H = 50$ kN przy sile $P = 40$ kN (model C1), a wartość rozporu według obliczeń wynosi $H = P \cdot L/(4 \cdot f) = 40 \cdot 1{,}5/(4 \cdot 0{,}15) = 100$ kN. Autor wnioskuje, że stwierdzona rozbieżność sił rozporu wynika z tego, iż dany układ pracuje nie jako układ łukowo-prętowy, ale jako łukowo-tarczowy. Stosunek rozpiętości do grubości sklepień wynosi około 1/12, co powoduje, że w sklepieniach tych panuje złożony stan naprężeń mający istotny wpływ na mechanizm niszczenia konstrukcji. Niszczenie badanych modeli następowało w sposób nagły, kruchy, bez ostrzeżenia. Niszczenie modeli C1 i C2 powstawało wskutek pojawiania się ukośnego pęknięcia z początkiem pod wprowadzoną siłą skupioną P, z propagacją w kierunku stref podporowych (ryc. 2.37 a). Związane jest to z powstaniem złożonego stanu naprężeń w układzie łukowo-tarczowym. Inny charakter niszczenia występował dla modeli C1a i C2a z podłużnym układem cegieł. W tym wypadku niszczenie następowało w wyniku rozwarstwienia podłużnych rzędów muru, a następnie wskutek zginania w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych (ryc. 2.37 b).



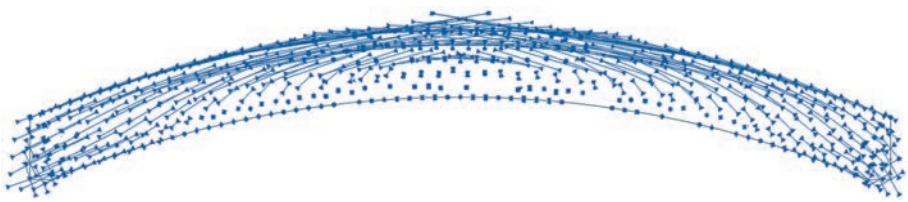
Ryc. 2.36. Wyniki badań doświadczalnych dla modeli sklepień odcinkowych. Rejestracja przebiegu siła *P* – rozpór *H* przy obciążeniu symetrycznym (a) i niesymetrycznym (c), rejestracja przebiegu siła *P* – przemieszczenie pionowe *u* przy obciążeniu symetrycznym (b) i niesymetrycznym (d), oznaczenie modeli zgodnie z tab. 2.2

Z przeprowadzonych symulacji numerycznych (ryc. 2.38) dla modelu C1 przy obciążeniu symetrycznym wynika, że strumień naprężeń głównych ściskających koncentruje się w obrębie linii prostej między siłą wprowadzoną a podporą, wytwarzając ściskany krzyżulec. Niszczenie krzyżulca następuje poprzez rozwarstwienie, czyli ukośne zarysowanie sklepienia. W związku z tym o nośności tego sklepienia nie decyduje moment zginający, ale siła podłużna ściskająca. Im większa dominacja sił ściskających, tym schemat zniszczenia bardziej odbiega od klasycznego, czyli przegubowego. Jest to zasadnicza różnica pomiędzy pracą sklepień odcinkowych a smukłych walcowych (podroz-

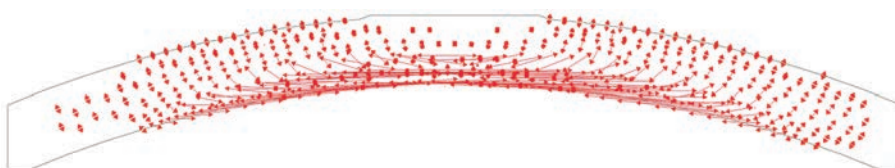
a) b)

Ryc. 2.37. Badania niszczenia obciążonego w środku rozpiętości modelu C1 przy układzie cegieł prostopadłym (a) i modelu C1a przy układzie równoległym (b) do rozpiętości

a)



b)



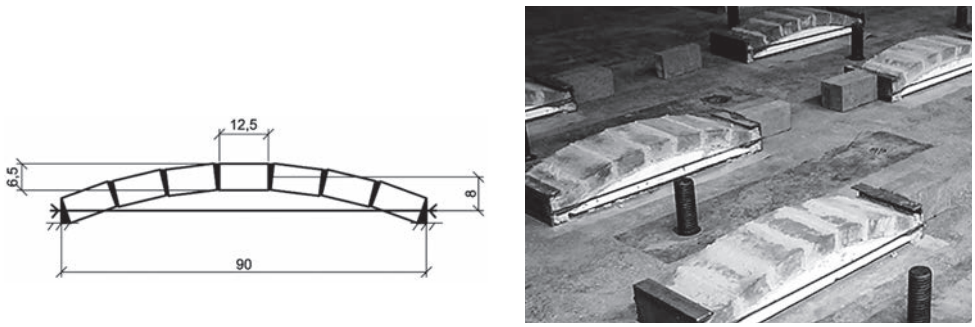
Ryc. 2.38. Wyniki symulacji numerycznych (program Atena) dla odcinkowych sklepień o układzie cegieł poprzecznym (model C1): a) trajektorie głównych naprężeń ściskających, b) trajektorie głównych naprężeń rozciągających

dział 2.3). Z uwagi na stwierdzoną dominację sił ściskających i stycznych badanych modeli w obliczeniach sklepień odcinkowych warto rozważyć użycie kryterium Manna–Müllera [119].

2.6. Sklepienia odcinkowe balkonów

Sklepienia odcinkowe balkonów (ryc. 2.39) badano doświadczalnie. W tym celu wykonano 3 modele w skali naturalnej o szerokości 25 cm, grubości 6,5 cm, wyniosłości 8 cm i rozpiętości 90 cm. Do wykonania sklepień zastosowano cegłę

a) b)

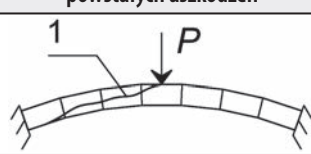
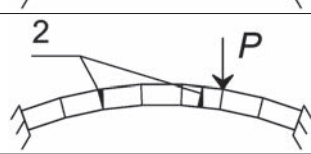
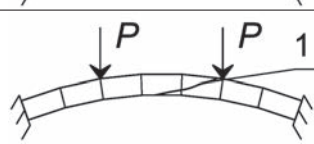


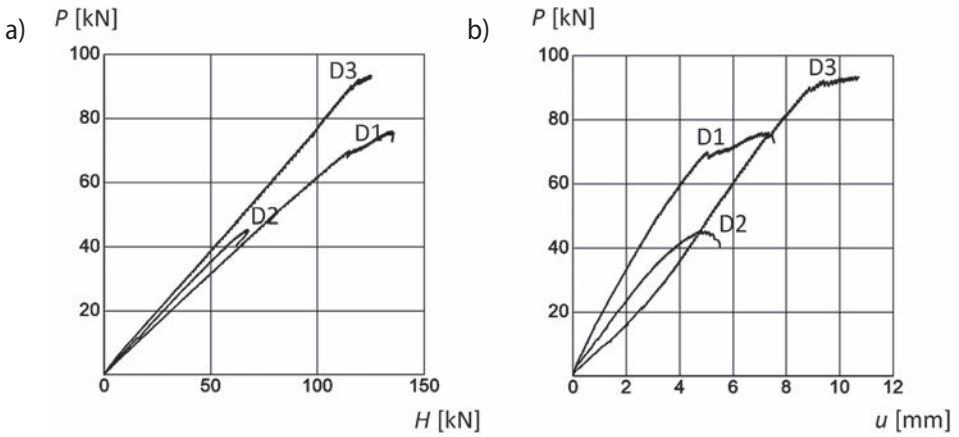
Ryc. 2.39. Schemat (a) i widok (b) modeli doświadczalnych sklepień odcinkowych balkonów [120]

ceramiczną pełną klasy 25 na zaprawie cementowej M5. Modele murowano na krążynach wykonanych ze styropianu o ciężarze objętościowym 40 kg/m^3 oraz module Younga $E = 1$ MPa.

Modele badano aż do zniszczenia według schematów podanych w tab. 2.3. Siła została wywołana za pomocą siłownika hydraulicznego połączonego z siłomierzem. W trakcie badania rejestrowano wielkość siły P, deformację u, odkształcenia ε, siłę rozporu H oraz przebieg niszczenia kamerą analogicznie jak w badaniach sklepień kolebkowych (podrozdział 2.3). Wyniki badań pokazano na ryc. 2.40.

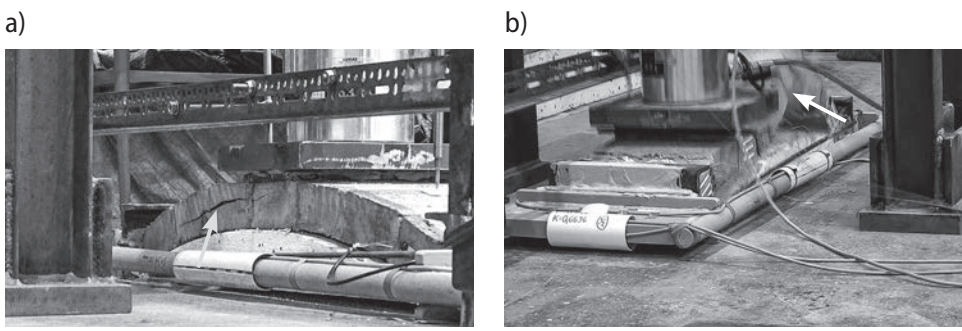
Tabela 2.3. Wyniki badań doświadczalnych sklepień odcinkowych balkonów [120], gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

Nr	Schemat badań z oznaczeniem powstałych uszkodzeń	Siła niszcząca P_n [kN]	Rozpór H przy sile P_n [kN]
D1		76	134
D2		45	67
D3		93	125



Ryc. 2.40. Wyniki badań doświadczalnych dla modeli sklepień odcinkowych balkonów [120]. Rejestracja przebiegu siła *P* – rozpór *H* (a), rejestracja przebiegu siła *P* – przemieszczenie pionowe *u* (b), gdzie: D1 – model z obciążeniem symetrycznym, D2 – model z obciążeniem niesymetrycznym, D3 – model z obciążeniem w dwóch miejscach

Niszczenie modeli następowało w sposób kruchy, bez ostrzeżenia. Analogicznie jak w przypadku sklepień odcinkowych o rozpiętości 150 cm (podrozdział 2.5) niszczenie następowało w postaci pęknięć ukośnych (tab. 2.3 i ryc. 2.41), łączących strefy podporowe i strefy obciążenia siłą skupioną *P*. W takim przypadku znaczące są naprężenia ściskające, a wpływ naprężeń rozciągających maleje.



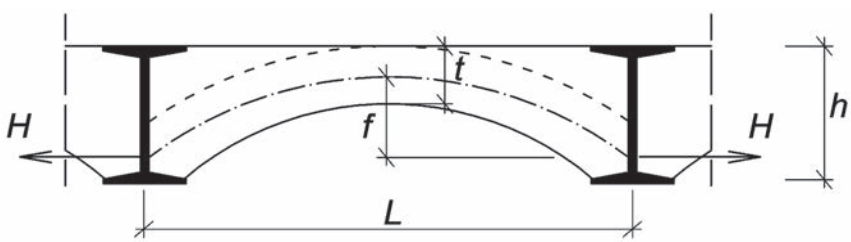
Ryc. 2.41. Widok stanowiska do badań modeli sklepień odcinkowych balkonów [120] przy obciążeniu siłą skupioną w środku rozpiętości (a) i niesymetrycznie (b)

Zgodnie z obowiązującymi przepisami zawartymi w Eurokodach, w szczególności w normie PN-EN 1991-1-1 [121], przyjmowana wartość siły skupionej od obciążenia użytkowego dla balkonów kamienic mieszkalnych wynosi

od 2 do 3 kN. Czyli jako skrajne obciążenie obliczeniowe $Q = 3 \cdot 1{,}5 = 4{,}5$ kN, współczynnik bezpieczeństwa według PN-EN 1990 [122] jest na poziomie 1,5 dla stanu granicznego nośności STR. Jest to wartość znacząco niższa od uzyskanych z przeprowadzonych przez autora badań doświadczalnych $P_n = 45/2 = 22{,}5$ kN (2 – przyjęty współczynnik bezpieczeństwa zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [123]). W związku z tym można wnioskować, że sklepienia odcinkowe balkonów mają znaczne zapasy nośności. Nośność tych sklepień będzie w dużej mierze zależna od stopnia ich degradacji wskutek działań atmosferycznych.

2.7. Sklepienia odcinkowe monolityczne stropów

Sklepienia odcinkowe monolityczne stropów można potraktować jako analogiczne sklepienia odcinkowe o rozpiętości między belkami stalowymi L oraz wyniosłości f. Z uwagi na brak możliwości poziomych przemieszczeń podpór powstają siły rozporu (ryc. 2.42). Analogiczny schemat obliczeniowy proponuje się również w pracach [90, 91] dla sklepień o kształcie płytowym (ryc. 2.4), w których wyodrębnia się sklepienia łukowe o wyniosłości $f = h/3$.



Ryc. 2.42. Uproszczony schemat obliczeniowy monolitycznego sklepienia odcinkowego [95]

Nośność monolitycznych sklepień odcinkowych można w sposób uproszczony określać przy założeniu przegubowego połączenia sklepień z belkami stalowymi. Przy obciążeniu równomiernym q powinny być sprawdzone następujące warunki:

— wytrzymałość na ściskanie siłą H w przekrojach pionowych o najmniejszej grubości t (w strefie zwornika)

$$q = 8 \cdot t \cdot f_c \cdot f/L^2, \tag{2.5}$$

— wytrzymałość na ścinanie w przekrojach pionowych o wysokości h pokrywających się z krawędziami półek belek stalowych

$$q = 2 \cdot h \cdot f_t/(L - b), \tag{2.6}$$

— wytrzymałość na ścinanie stref oparcia sklepień na dolnych półkach belek stalowych

$$q = (\mathrm{b} - \mathrm{s}) \cdot f_c/(L - b), \tag{2.7}$$

gdzie:

f_c i f_t – wytrzymałość materiału sklepień odpowiednio na ściskanie i rozciąganie,

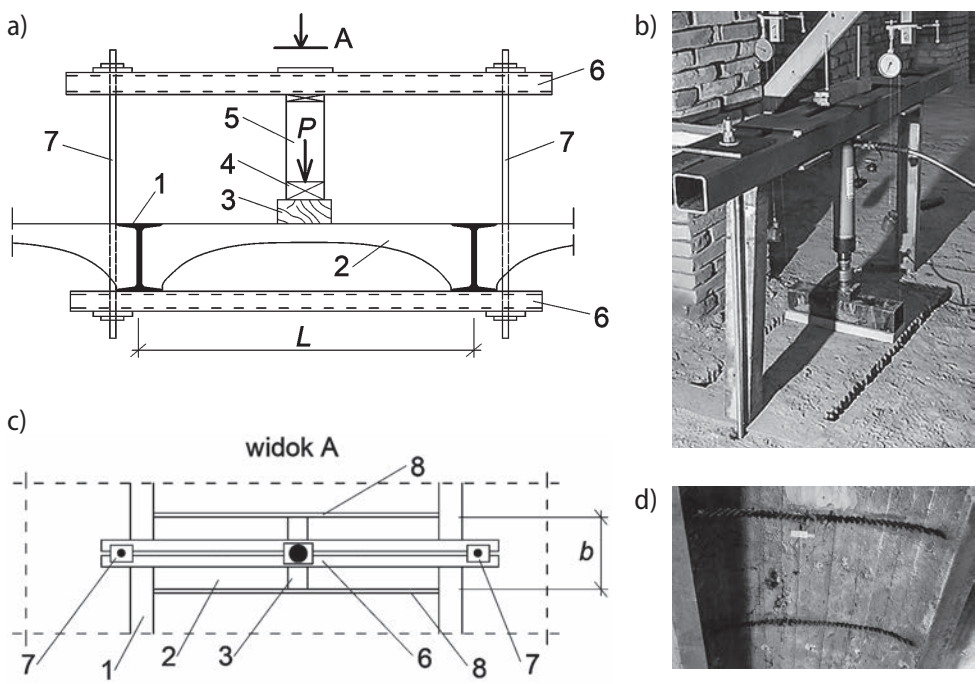
b i s – odpowiednio szerokość półki i grubość środnika stalowej belki dwuteowej.

Najbardziej miarodajną metodą określania faktycznej nośności eksploatowanych konstrukcji są badania in situ obciążeniem próbnym [96].

Przykładem stosowania ww. metody są badania sklepienia 100-letniego budynku przemysłowego poddanego modernizacji, które przeprowadzone zostały z udziałem autora. Sklepienia o kształcie koszowym były wsparte na belkach stalowych w postaci dwuteowników o wysokości h = 400 mm i rozstawie L = 150 cm. Minimalna grubość sklepień w zworniku wynosiła t = 14 cm, a maksymalna t = 40 cm. Na podstawie badań laboratoryjnych spoiwa określono jego skład jako 3-1-6 (cement – wapno – piasek). Badania materiału wykonano na bazie pobranych próbek rdzeniowych (ryc. 2.43). Wytrzymałość na ściskanie próbek określono jako f_{ck} = 12,2 MPa. Z obliczeń (2.5, 2.6 i 2.7) określono, że decydującym o nośności jest warunek (2.6).

Analizowano doświadczalnie in situ cztery fragmenty sklepień bez uszkodzeń i dwa z uszkodzeniami w postaci zarysowań [95]. Badania przeprowadzono poprzez wyodrębnienie pasm reprezentacyjnych (wykonanie wycięć pasm między krawędziami półek dwuteowników) dla struktury sklepień o szerokości b = 50 cm. Wycięcia przebiegały przez całą grubość sklepień. Od góry stropu wycięte pasma obciążono za pomocą ramy stalowej siłownikiem hydraulicznym opartym o stalowe belki sklepień. Ramę zamocowano od dołu sklepień i połączono za pomocą ściągów z układem ramowym mocującym siłownik (ryc. 2.44). W trakcie obciążenia mierzono ugięcia pasm sklepień w środku rozpiętości L oraz szerokość rozwarcia istniejących i nowo powstałych zarysowań. Sposób prowadzenia badania in situ miał modelować sytuację najbardziej

Ryc. 2.43. Próbki rdzeniowe do badań na ściskanie pobrane ze sklepienia monolitycznego na kruszywie ceglanym [95]

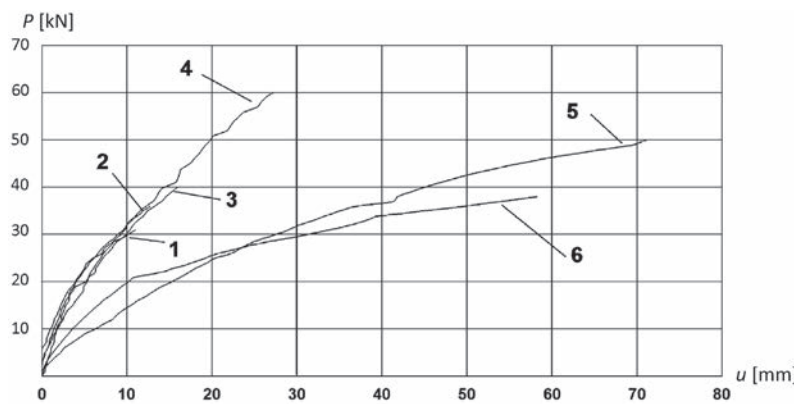


Ryc. 2.44. Stanowisko doświadczalne z badań przeprowadzonych in situ [95]: a, c) schemat badań, b) widok stanowiska, d) widok badanego pasma z zarysowaniem od dołu sklepienia, gdzie: 1 – belki stalowe, 2 – sklepienie odcinkowe na kruszywie ceglanym, 3 – podkładka, 4 – siłomierz, 5 – siłownik hydrauliczny, 6 – rama stalowa, 7 – ściągi stalowe, 8 – wycięte pasma

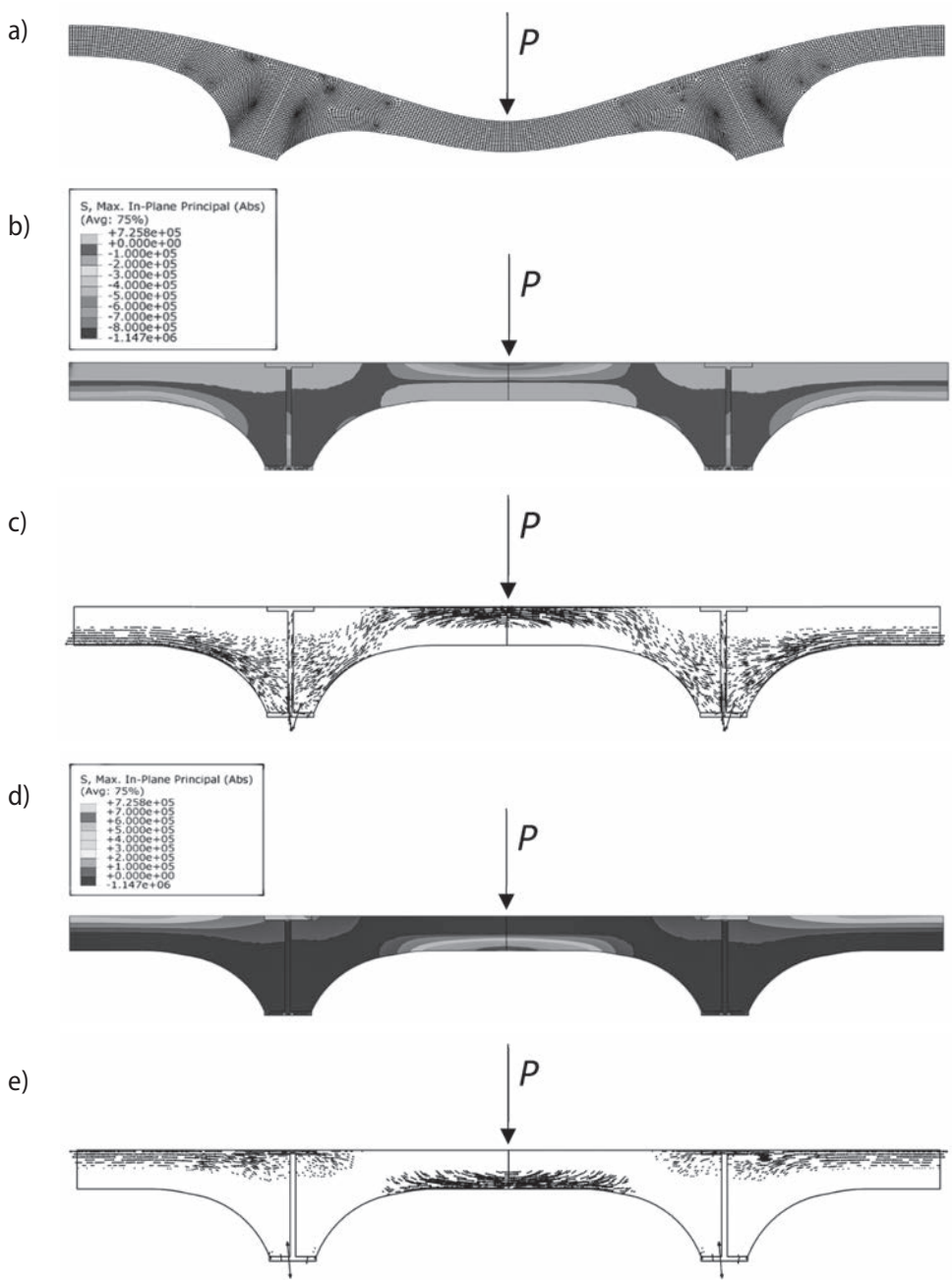
niekorzystną, kiedy to siła skupiona przyłożona jest w środku rozpiętości sklepienia (np. od ścianek działowych wzdłuż sklepienia).

Zgodnie z zaleceniami [124] badania każdego pasma wykonywano wieloetapowo. W pierwszym etapie obciążono siłą $P = 5$ kN, następnie odciążono do $P = 0$ kN i wykonano pomiary odkształceń trwałych. W kolejnych etapach obciążenie zwiększano co 5 kN i odciążano do wartości 0 kN. Maksymalną wartość obciążenia przykładanego do konstrukcji uzależniono od mierzonej wartości zarysowania, którą ograniczono do 0,5 mm. Pasma z pierwotnym zarysowaniem (uszkodzeniem) doprowadzono do zniszczenia, które wystąpiło w postaci ścinania półki sklepienia w strefie jej minimalnej grubości $t = 14$ cm (ryc. 2.45). Dane te są zgodne z warunkiem nośności według wzoru (2.7), lecz nie dla strefy podporowej, a jedynie dla przekrojów o minimalnej grubości.

Ryc. 2.45. Fragment sklepienia po wykonaniu badania niszczącego in situ [95] (widok od góry)



Ryc. 2.46. Wyniki rejestracji przemieszczenia u i siły P dla badanych in situ fragmentów sklepień [95], gdzie: 1–4 – krzywe dla nieuszkodzonych sklepień, 5–6 – krzywe dla pierwotnie uszkodzonych sklepień w postaci zarysowania



Ryc. 2.47. Wyniki przeprowadzonych symulacji numerycznych w programie Abaqus dla analizowanych stropów odcinkowych monolitycznych [95]: a) deformacje, b) mapa naprężeń głównych ściskających, c) trajektorie naprężeń głównych ściskających, d) mapa naprężeń głównych rozciągających, e) trajektorie naprężeń głównych rozciągających

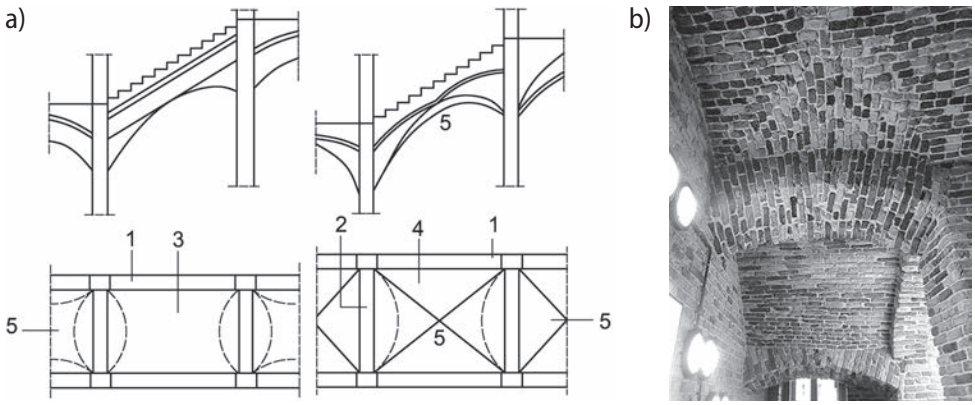
W trakcie badań doświadczalnych ustalono, że zakres pracy sprężystej badanych sklepień wynosił P = 28–33 kN. Po przekroczeniu tego poziomu obciążenia następowało zarysowanie podniebienia sklepienia. W pasmach z zarysowaniem strefy rozciąganej (ryc. 2.44 d) odkształcenia trwałe występowały już na pierwszym etapie cykli obciążenia. Z prowadzonych rejestracji siła–przemieszczenie (ryc. 2.46) wynika, że zarysowane fragmenty miały znacznie mniejsze sztywności niż nieuszkodzone.

W przeprowadzonych badaniach doświadczalnych pasm sklepień in situ pominięty został istotny efekt możliwych poziomych przemieszczeń dolnych półek belek dwuteowych wskutek działania siły rozporu. Efekt ten widoczny jest w przypadku analizy MES, kiedy strop modelowany jest jako układ wieloprzęsłowy. Dla takiego sklepienia przeprowadzono symulacje numeryczne (ryc. 2.47). Model wykonano jako homogeniczny dla przęseł stropu. Belki stalowe zamodelowano jako model objętościowy homogeniczny. Analizowany model obciążono ciężarem własnym γ = 20 kN/m^3 i obciążeniem liniowym równolegle do belek stalowych P = 10 kN/m jako obciążeniem od murowej ścianki działowej o grubości 12 cm i wysokości 350 cm. Obciążenie skupione umieszczono w środku rozpiętości jednego ze sklepień między belkami stalowymi (ryc. 2.47 a).

Z analizy stanu naprężeń wynika (ryc. 2.47 d), że pod siłą P na podniebieniu sklepienia powstają naprężenia rozciągające. Z kolei w sąsiednich przęsłach wskutek niezrównoważenia powstałego rozporu następuje deformacja sklepień w stronę grzbietu, wywołująca naprężenia rozciągające na powierzchni grzbietowej (ryc. 2.47 d). Właśnie te naprężenia mogą powodować zarysowanie analizowanych stropów od strony grzbietowej, co można czasami zaobserwować w istniejących konstrukcjach. Zapobieganie zarysowaniom możliwe jest dzięki redukcji naprężeń rozciągających w strefie grzbietowej sklepień. W tym celu w przęsłach sklepień obciążonych siłami skupionymi należy ograniczyć poziome przemieszczenia dolnych półek belek stalowych, na przykład poprzez ich stężenie cięgnami.

2.8. Sklepienia schodów ceglanych

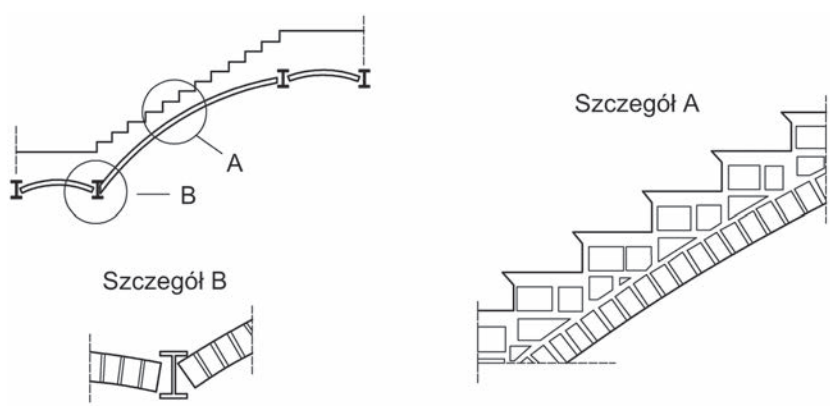
Schody o konstrukcji stalowo-murowej stosowano w XIX i na początku XX w. [125]. Były one najpopularniejszą konstrukcją traktów komunikacyjnych, w szczególności w kamienicach mieszkalnych. Wiele z tych konstrukcji zacho-



Ryc. 2.48. Schody ceglane oparte na słupach [125]. Schemat konstrukcji (a) i zdjęcie fragmentu konstrukcji (b), gdzie: 1 – murowe policzki łukowe, 2 – łukowe rygle murowe, 3 – kolebkowe biegi murowe oparte na policzkach 1, 4 – biegi w postaci sklepień ceglanych krzyżowych, 5 – spoczniki w postaci sklepień murowych krzyżowych lub kolebkowych

wało się do dzisiaj i jest nadal użytkowanych. W porównaniu z rozwiązaniami alternatywnymi schody ceglane mają bardzo dobrą odporność ogniową, sztywność oraz trwałość użytkowania. W zależności od funkcji budynku oraz walorów architektonicznych stosowano różne rozwiązania konstrukcyjne na bazie ceglanych łuków, sklepień i belek stalowych (ryc. 2.48).

W kamienicach mieszkalnych stosowano powszechnie schody ceglane ze spocznikami w postaci sklepień odcinkowych lub krzyżowych i zakrzywionych płyt biegów o grubości pół cegły i wyniosłości $f = 1/12 – 1/14\ L$, wspartych na dwuteownikach stalowych lub szynach kolejowych (ryc. 2.49).

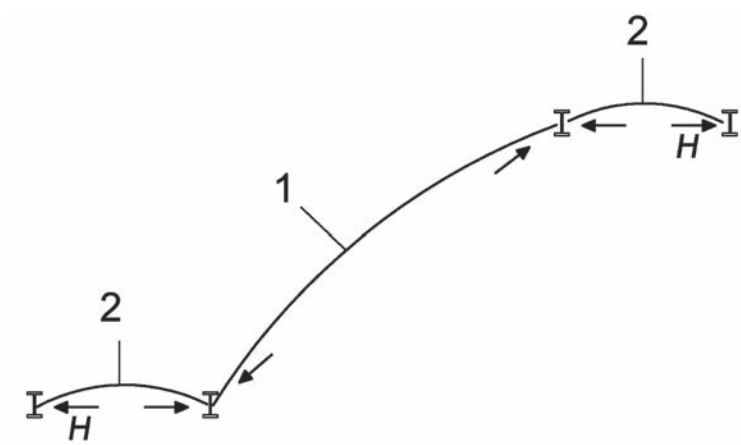


Ryc. 2.49. Schody ceglane ze spocznikami w postaci sklepień odcinkowych z zakrzywionymi płytami biegów [125]

Konstrukcje te są wciąż eksploatowane i często budzą wątpliwości co do ich faktycznego stanu technicznego oraz dalszego bezpieczeństwa użytkowania. Po wieloletniej eksploatacji wiele z nich ulega zużyciu technicznemu, w szczególności z uwagi na brak prowadzenia bieżących remontów czy też konserwacji. Spośród charakterystycznych uszkodzeń należy wymienić degradację spoin i cegły, spłaszczenie sklepień oraz ich spękania i zarysowania (ryc. 2.50). Rzadziej spotykamy nieprawidłowe zamocowanie płyt sklepień biegów na półkach dwuteowników. Często uszkodzenia powstają w wyniku przeciążenia, nie-

a) b)

Ryc. 2.50. Przykład uszkodzeń istniejących schodów ceglanych wskutek niewłaściwie prowadzonych prac renowacyjnych oraz degradacji spoin: a) widok od spodu spocznika odcinkowego, b) fragment biegu ze stopniami

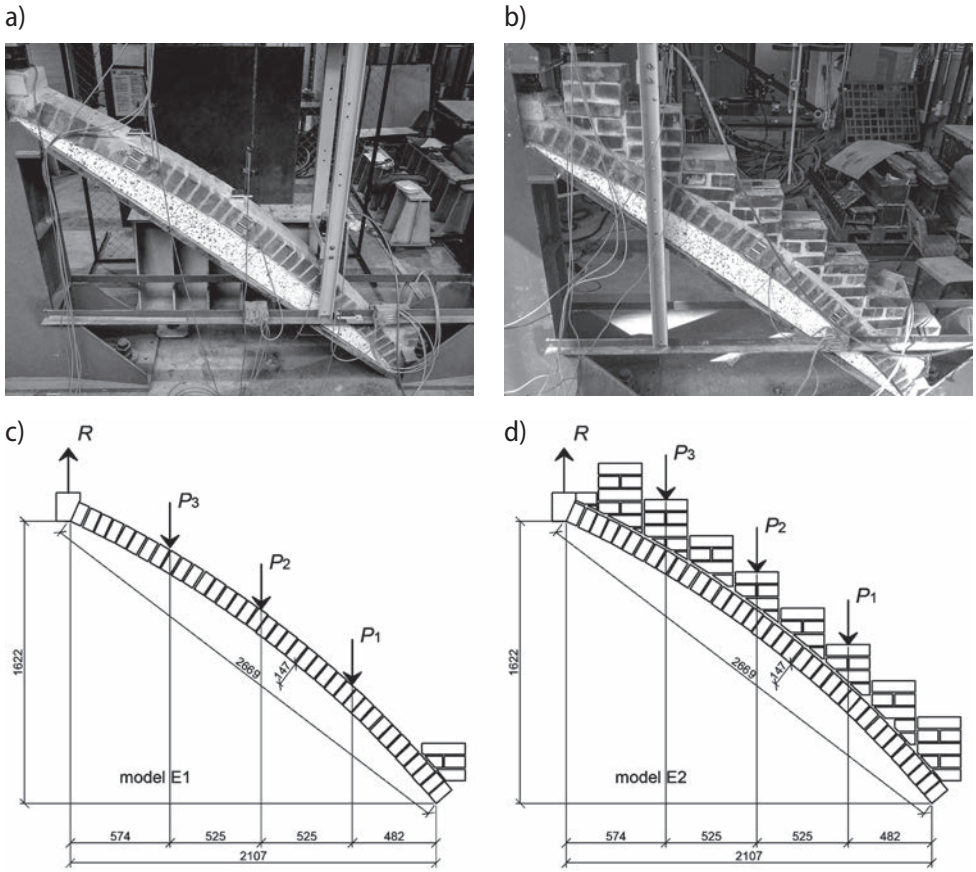


Ryc. 2.51. Schemat obliczeniowy spoczników i biegów schodów ceglanych wspartych na belkach metalowych [125], gdzie: 1 – płyta łukowa biegów, 2 – spoczniki

właściwie prowadzonych prac renowacyjnych, oddziaływań dynamicznych, np. drgań wywołanych pracami naprawczymi.

Analiza nośności schodów murowych powinna odnosić się do obowiązujących norm. Literatura techniczna nie podejmuje problematyki nośności ceglanych biegów czy też spoczników schodowych. Można znaleźć natomiast informacje odnośnie do analiz schodów w zakresie belek metalowych, na których wsparte są sklepienia biegów i spoczników. Na belki stalowe przyjmowano obciążenie stałe i użytkowe o stałym zakresie 5 kPa [125]. Dodatkowo na belki stalowe oddziałują niezrównoważone siły rozporowe H od sklepień łukowych (ryc. 2.51). Składowa pozioma siły rozporowej płyty łukowej działa przeciwlegle rozporowi sklepienia spocznika. Przy braku zrównoważenia sił rozporowych między sklepieniami może dojść do deformacji spocznika w kierunku przeciwległym niż przy obciążeniu ciężarem własnym i użytkowym.

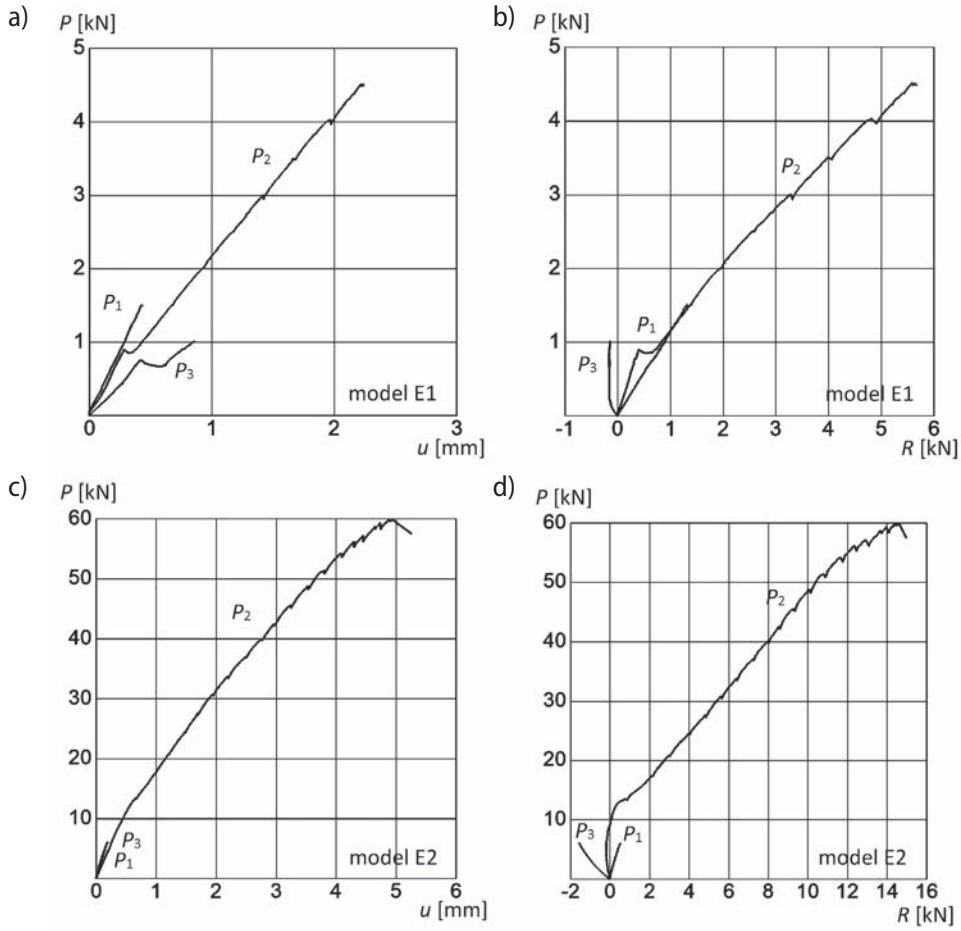
Nośność ceglanych spoczników w postaci sklepień odcinkowych lub krzyżowych może być oszacowana na podstawie badań przytoczonych w podrozdziałach 2.4 i 2.5. Podstawowy problem stanowi praca statyczna zakrzywionej płyty biegów o dużej smukłości $L/t = 26 \div 35$, której stateczność zależy od wielu czynników. Takie biegi należy liczyć jako sklepienie o rozpiętości L_{eff} w rzucie. Obciążanie oblicza się względem rzutu poziomego sklepienia biegu, co powoduje zwiększenie jego wartości. W schemacie obliczeniowym należy uwzględnić, że podpory nie mają zapewnionego w pełni swobodnego obrotu, doprowadzając do zmniejszenia momentu obliczeniowego w porównaniu ze sklepieniem swobodnie podpartym. Do tej pory nierozpoznanym czynnikiem jest wpływ stopni ceglanych zespolonych ze sklepieniem biegu na nośność sklepienia. W celu rozpoznania tego zagadnienia, ustalenia stanu naprężeń oraz mechanizmów niszczenia dla ceglanej płyty łukowej biegów autor przeprowadził własne badania doświadczalne. Badania wykonano na paśmie płyty łukowej o szerokości 25 cm i wysokości przekroju poprzecznego 12 cm (ryc. 2.52 a). Konstrukcję wymurowano z cegły ceramicznej pełnej klasy 25 na zaprawie cementowej M5. Długość, kąt i wyniosłość odpowiadały w skali 1 : 1 geometrii istniejących schodów z kamienicy ze Szczecina. Jedną konstrukcję badano w dwóch etapach na stanowisku badawczym według ryc. 2.52. W pierwszym etapie badania nie uwzględniono stopni (oznaczono jako model E1, ryc. 2.52 a i c), natomiast w drugim etapie dodano stopnie ceglane (oznaczono jako model E2, ryc. 2.52 b i d). Na każdym etapie modele obciążano siłownikiem hydraulicznym usytuowanym między belką ramy badawczej a grzbietem (ryc. 2.52 a, b). Początkowo model



Ryc. 2.52. Stanowiska badawcze ceglanego biegu schodów: a) widok stanowiska dla modelu E1 (bez stopni), b) widok stanowiska dla modelu E2 (ze stopniami), c) schemat obciążenia modelu E1 siłami skupionymi P_1, P_2 i P_3, d) – schemat obciążenia modelu E2 siłami skupionymi P_1, P_2 i P_3, gdzie: R – reakcja pionowa w miejscu górnej podpory modeli

obciążano w zakresie sprężystym niezależnie siłą skupioną P_1 i siłą P_3, a następnie siłą skupioną P_2 aż do zniszczenia (ryc. 2.52 c i d).

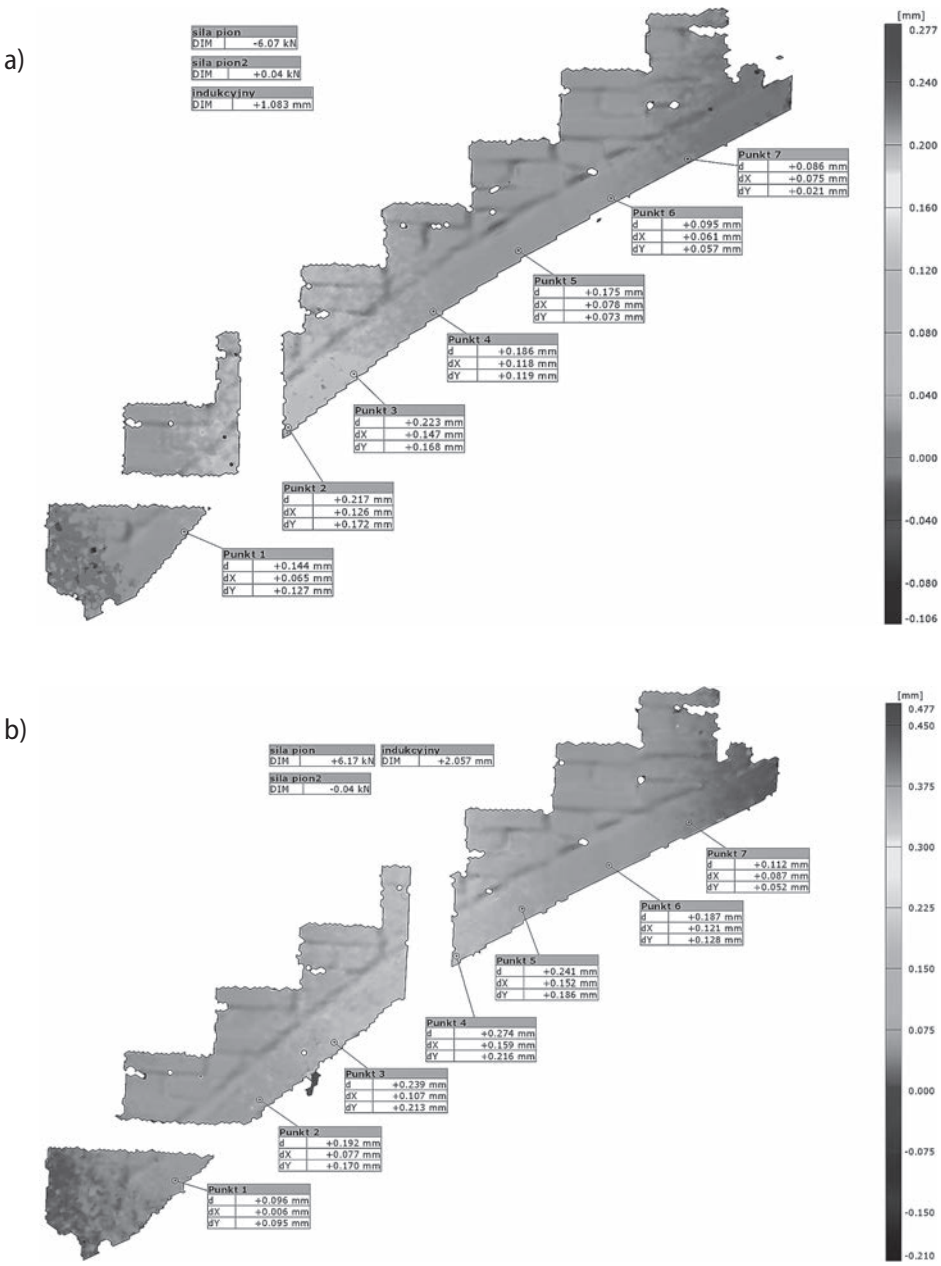
Na ryc. 2.53 zobrazowano wyniki zarejestrowanych pionowych przemieszczeń u modeli w miejscu przyłożenia siły P oraz sił rozporowych R, natomiast na ryc. 2.54 przedstawiono wyniki przemieszczeń modelu E2 ze stopniami zarejestrowanych optycznym systemem pomiarowym (ARAMIS). Z porównania tych rezultatów wynika, że model E2 ze stopniami wykazywał znacznie większą sztywność (o około 11,7 razy) przy zginaniu niż model E1 bez stopni (porównanie wykonano dla wartości siły P_2 = 4 kN). Obliczenia numeryczne modeli E1



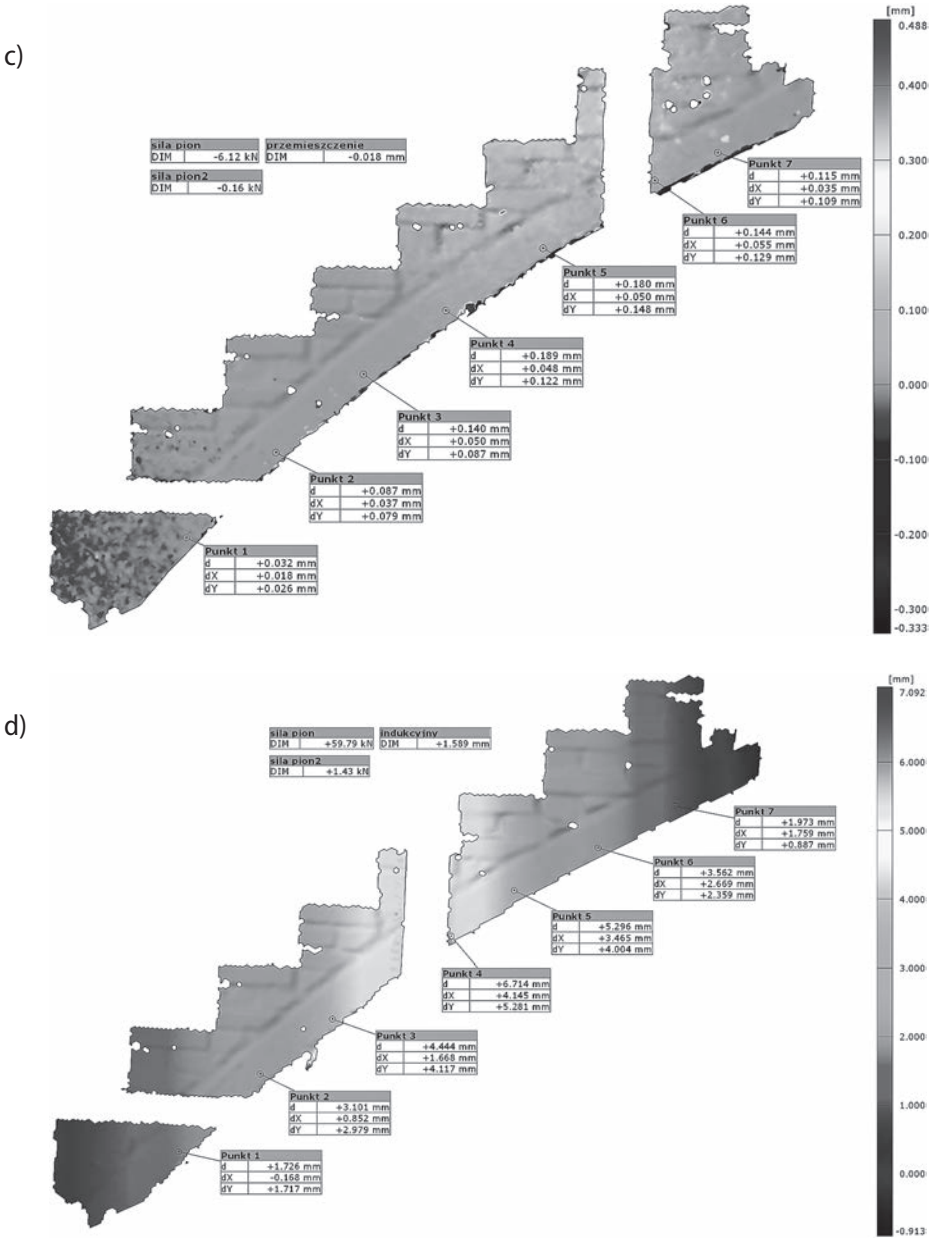
Ryc. 2.53. Rezultaty badań modeli schodów E1 i E2: a) rejestracja przemieszczeń pionowych u pod siłą P_1, P_2 i P_3 dla modelu E1, b) rejestracja rozporu R górnej podpory od wprowadzonej siły P_1, P_2 i P_3 dla modelu E1, c) rejestracja przemieszczeń pionowych u pod siłą P_1, P_2 i P_3 dla modelu E2, d) rejestracja rozporu R górnej podpory od wprowadzonej siły P_1, P_2 i P_3 dla modelu E2

i E2 w zakresie sprężystym wykonano w programie Atena dla materiału muru izotropowego makroskopowego o module Younga E = 6,6 GPa i współczynniku Poissona ν = 0,14. Modele obciążono tylko siłą skupioną P_2 = 10 kN. Badania numeryczne modeli (ryc. 2.55) wykazały zbieżność z wynikami doświadczalnymi, a różnice są związane z pominięciem ciężaru własnego w analizach numerycznych.

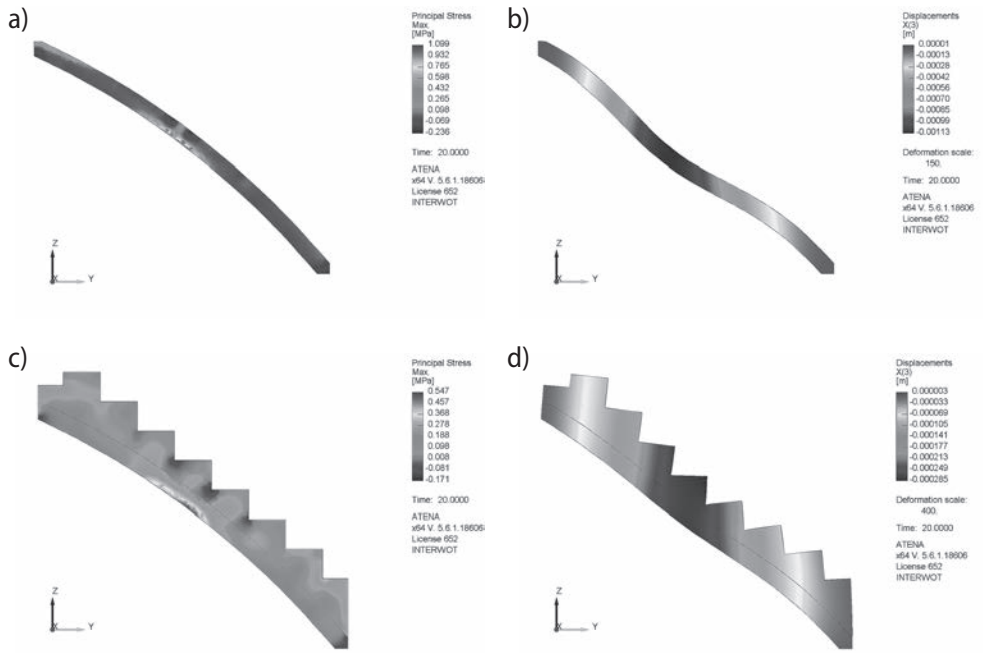
Zniszczenie modelu E1 bez stopni nastąpiło wskutek rozwarcia rysy w obrębie spoiny usytuowanej pod siłą P_2 (ryc. 2.56 a). Podobny mechanizm niszczenia,



Ryc. 2.54 a, b. Rezultaty przemieszczeń pionowych z badań modelu E2 schodów ze stopniami (pomiary systemem optycznym ARAMIS): a) przy obciążeniu siłą $P_1 = 6{,}1$ kN, b) przy obciążeniu siłą $P_2 = 6{,}1$ kN



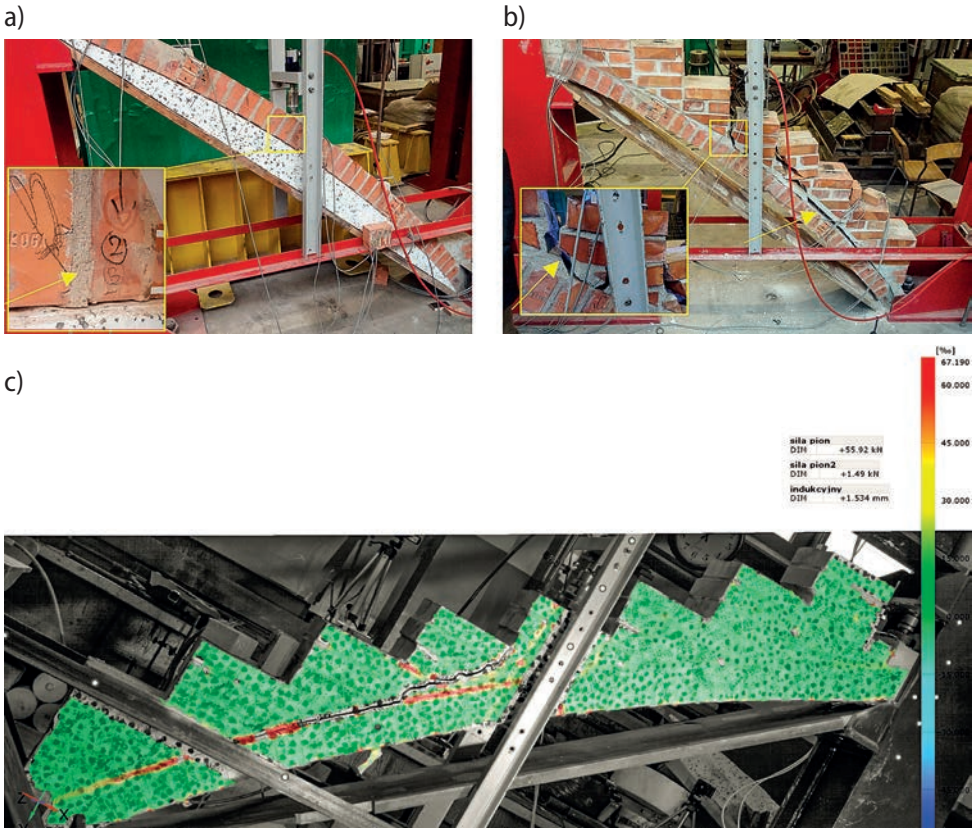
Ryc. 2.54 c, d. Rezultaty przemieszczeń pionowych z badań modelu E2 schodów ze stopniami (pomiary systemem optycznym ARAMIS): c) przy obciążeniu siłą $P_3 = 6{,}1$ kN, d) przy obciążeniu siłą niszczącą $P_{n2} = 59{,}8$ kN



Ryc. 2.55. Wyniki badań numerycznych (program Atena) modeli biegów schodów E1 i E2 przy obciążeniu siłą P_2 według schematu na ryc. 2.52: a) główne naprężenia σ_1 w modelu E1, b) przemieszczenie u_z modelu E1, c) główne naprężenia σ_1 w modelu E2, d) przemieszczenie u_z modelu E2

lecz przy obciążeniu około 13,3 razy większym, wystąpił w modelu E2 ze stopniami. Towarzyszyło temu wstępne odspojenie stopni od łuku przy działaniu sił tnących między nimi. Siła niszcząca modelu E1 wynosiła P_{A2} = 4,5 kN, a modelu E2 ze stopniami P_{B2} = 59,8 kN. Oznacza to, że stopnie współpracują z łukiem biegu, co również potwierdzają wyniki przeprowadzonych symulacji numerycznych MES (ryc. 2.55).

Przedstawiona współpraca stopni schodowych ze sklepieniem usztywnia je oraz niweluje problem utraty stateczności. Znacząco podnosi nośność, zmniejszając wpływ obciążenia siły skupionej od obciążenia użytkowego, które jest niekorzystne dla konstrukcji łukowych. Natomiast przy oszacowaniu nośności istniejących schodów ceglanych czynnik ten może być uwzględniony pod warunkiem należytego stanu technicznego stopni, a zwłaszcza ich połączenia na spoinach murarskich ze sklepieniem biegów. W przypadku degradacji stopni i połączenia ze sklepieniem (ryc. 2.50) obliczenia sprawdzające powinny być wykonane wyłącznie dla samodzielnego sklepienia biegów, bez uwzględnienia jego współpracy ze stopniami.



Ryc. 2.56. Mechanizm zniszczenia modelu E1 schodów ceglanych bez stopni (a) i ze stopniami E2 (b – widok stanowiska badawczego, c – odczyt z optycznego systemu pomiarowego ARAMIS)

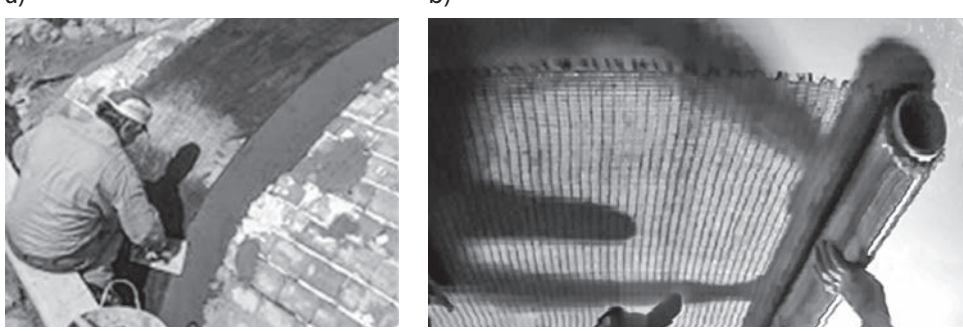
2.9. Wpływ zbrojenia FRCM na nośność sklepień

W przypadku znaczących uszkodzeń istniejących sklepień lub ich niewystarczającej nośności dla nowo projektowanych obciążeń konieczne jest rozważenie możliwych sposobów wzmocnienia [8, 34, 85, 88]. Sklepienia można wzmacniać za pomocą iniekcji pęknięć. Jednak bardzo istotne jest, żeby iniekt miał parametry zbliżone do materiału wzmacnianego, co zapewni ich wzajemną współpracę, oraz nie powodował miejscowego przesztywnienia struktury muru. Iniekcja nie gwarantuje zespolenia spękanej struktury muru w przypadku naprężeń rozciągających w poprzek spoin wspornych. Czasami konieczna jest zmiana schematu statycznego konstrukcji poprzez zastosowanie usztywniających żeber. Żebra takie mogą być wykonywane z cegły, stali, żelbetu lub drewna klejonego. Najczęściej

wykonuje je się od strony podniebienia, rzadziej od strony grzbietu sklepień [88]. Istotne w tym wypadku jest przekazywanie obciążeń zewnętrznych na konstrukcję za pomocą żeber, a nie sklepienia, ponieważ zmieniłoby to niekorzystnie schemat jego pracy – znacząco zwiększając rozciąganie fragmentów przęseł pomiędzy żebrami. Stosowane są również wzmocnienia za pomocą prętów zbrojeniowych usytuowanych w spoinach między cegłami czy też zbrojonych tynków. W szczególnych przypadkach uszkodzone fragmenty sklepień są przemurowywane.

Obecnie w naprawach istniejących konstrukcji murowych popularne są wzmocnienia na bazie kompozytów włóknistych na matrycy cementowej FRCM (*fiber reinforced cementitious matrix*). Wzmocnienia te polegają na mocowaniu do wierzchnich warstw konstrukcji siatek z włókien węglowych, szklanych, bazaltowych, aramidowych i innych. Mocowanie odbywa się w systemie wybranego producenta, zazwyczaj na bazie specjalistycznych zapraw cementowych z dodatkami polimerowymi lub żywic. Kompozyty włókniste stosowane we wzmocnieniach cechuje znaczna wytrzymałość na rozciąganie, brak określonej nośności na ściskanie, zazwyczaj brak odporności na ogień (trzeba stosować dodatkowe zabezpieczenia). Technologia aplikacji wzmocnienia jest stosunkowo prosta i nie wymaga dużych nakładów pracy [27, 72]. Wzmocnienie takie można stosować zarówno od strony grzbietowej, jak i podniebienia sklepienia na całej powierzchni lub na najbardziej wytężonych fragmentach (ryc. 2.57). Obszerne wyniki badań i analiz w tym zakresie można znaleźć m.in. w pracach [36, 72, 74–79, 120, 126–128]. Skupiają się one na analizach procesów niszczenia konstrukcji murowych, sklepień, a także możliwości zwiększenia ich nośności wskutek zastosowania wzmocnień z kompozytów włóknistych. Istotna też w przypadku stosowania takich wzmocnień jest zmiana charakteru niszczenia konstrukcji na mniej gwałtowny, z formą uszkodzeń ostrzegawczych przed

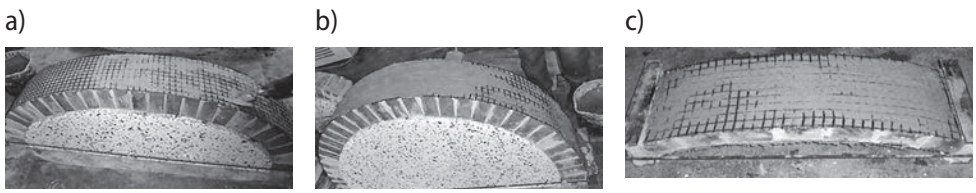
a) b)



Ryc. 2.57. Zbrojenie siatkami kompozytowymi FRCM [88] strony grzbietowej (a) i podniebienia (b) sklepień ceglanych

ewentualną katastrofą, która jest wyraźna dla użytkowników. Zmienne czynniki w prezentowanych badaniach stanowiły głównie: miejsce i sposób obciążenia, rodzaj, miejsce i nośność siatek, sposób kotwienia siatek na podporach, wpływ uwzględniania wypełnienia pachwin. Dotychczasowe badania skupiały się najczęściej na analizie pracy statycznej sklepień półkolistych, a modele badawcze zazwyczaj wykonywano w postaci pasm łukowych o szerokości 25–100 cm i grubości 12 cm (½ cegły). W badaniach tych pomijano sklepienia o rzadziej występujących kształtach, jak koszowe lub odcinkowe, które stanowią podstawę konstrukcji stropów i przekryć budynków wznoszonych w okresie międzywojennym i okresach wcześniejszych.

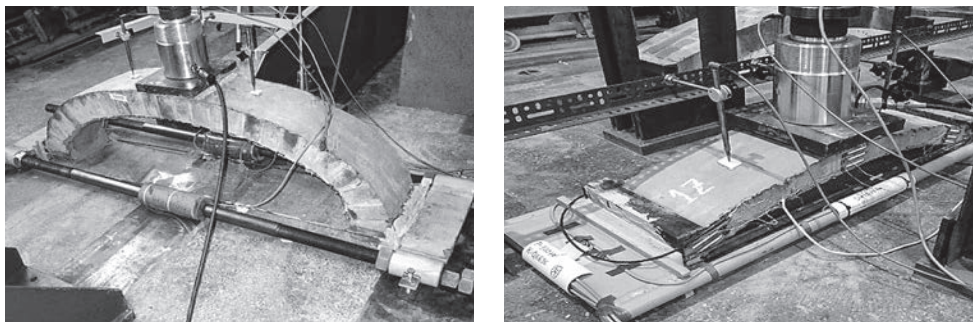
Z uwagi na brak danych na temat wpływu wzmocnień FRCM na nośność sklepień w zależności od ich kształtu – autor przeprowadził własne badania doświadczalne na 2 modelach sklepień półkolistych, 4 modelach odcinkowych i 2 modelach koszowych. Wykonano modele badawcze o parametrach geometrycznych jak dla sklepień analizowanych w podrozdziałach 2.3, 2.5 i 2.6, lecz tym razem wzmocnionych siatkami FRCM od grzbietu oraz podniebienia. Następnie dokonano porównania nośności modeli bez siatek z podrozdziałów 2.3, 2.5 i 2.6 z modelami wzmocnionymi siatkami FRCM. Siatkę wklejano od strony podniebienia i grzbietowej, na całej powierzchni (ryc. 2.58). Materiał, jaki użyto, to siatka Mapegrid G 220 z włókien szklanych o wytrzymałości na rozciąganie 45 kN/m i wydłużalności przy zerwaniu około 3%. Zamocowanie do struktury nośnej wykonano na zaprawie cementowo-polimerowej Planitop HDM.



Ryc. 2.58. Widok modeli sklepień w trakcie nakładania siatek FRCM: a) sklepienie koszowe [117], b) sklepienie półkoliste, c) sklepienie odcinkowe

Modele badano (ryc. 2.59) na obciążenie siłą skupioną przyłożoną symetrycznie w środku rozpiętości oraz niesymetrycznie w ⅓ rozpiętości. Obciążenie wywierano siłownikiem hydraulicznym. Takie same badania jak dla modeli z siatką wykonano również dla modeli bez siatki (podrozdziały 2.3, 2.5 i 2.6). Modele badano obciążeniem o stałym przyroście siły w czasie aż do zniszczenia. W trakcie badań prowadzono rejestracje przebiegu procesu niszczenia za pomocą kamery wysokiej rozdzielczości. W trakcie badań prowadzono reje-

a) b)

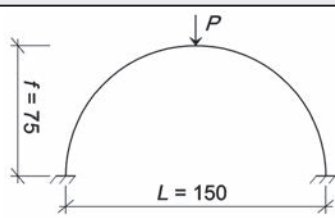
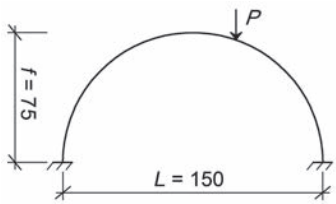
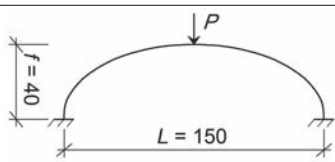
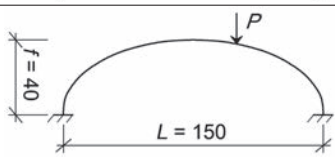
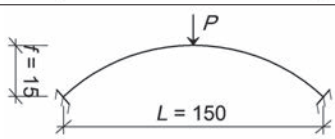
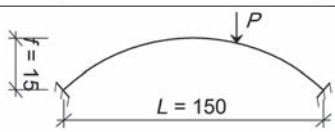
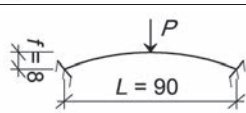
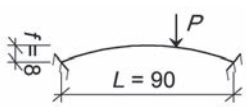


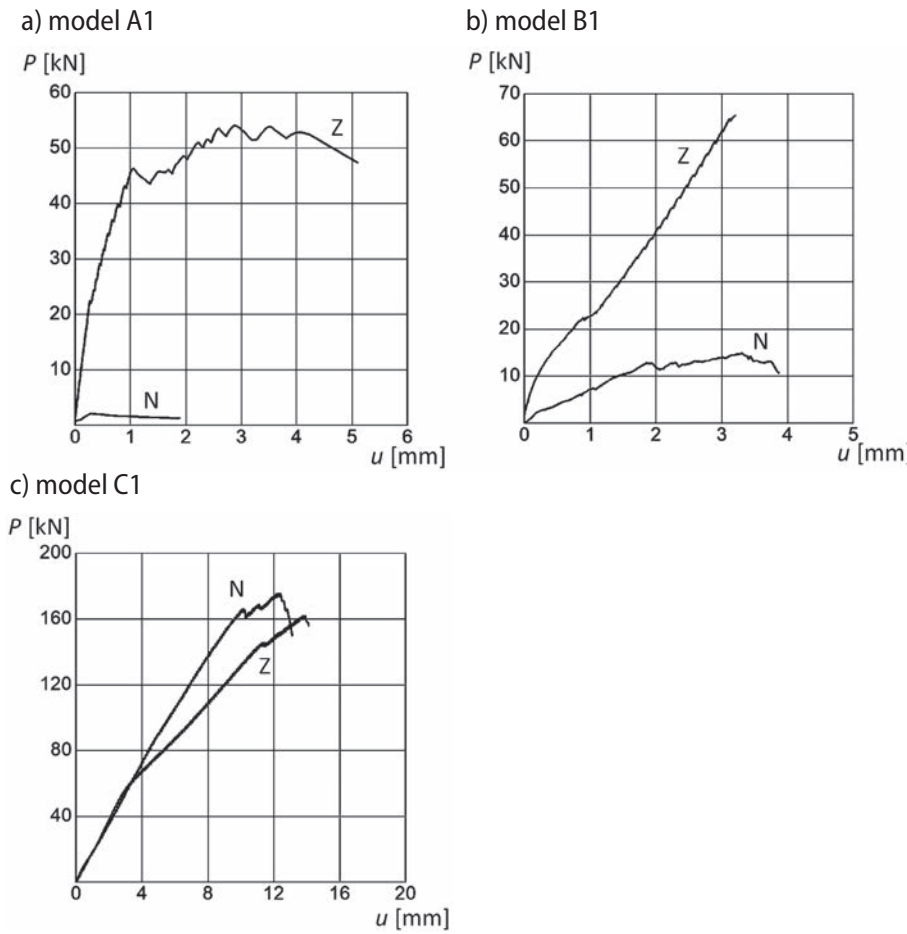
Ryc. 2.59. Stanowisko badawcze modeli sklepień koszowych (a) i odcinkowych (b) wzmocnionych siatkami FRCM

strację przemieszczeń łuku, w tym w środku rozpiętości i pod siłą, za pomocą czujników indukcyjnych. Do rejestracji siły poziomej zastosowano ściąg stalowy przekonwertowany do pracy jako siłomierz (przetwornik tensometryczny). Pomiary ze wszystkich czujników oraz z siłomierza były odczytywane z wykorzystaniem mostka tensometrycznego HBM Hottinger MGCplus o częstotliwości 10 Hz. Wyniki przeprowadzonych badań przedstawiono w tab. 2.4, w której oprócz schematów obciążenia podano rozmiary modeli w postaci ich rozpiętości L, wyniosłości f i pola przekroju poprzecznego A. Wzrost nośności uzyskany z efektu zbrojenia modeli siatkami przedstawiono jako stosunek nośności modeli zbrojonych do niezbrojonych P_z/P_b.

Modele niezbrojonych sklepień niszczyły się gwałtownie, głównie wskutek powstania przegubów (pierwszy przegub pod wprowadzoną siłą). Momenty zginające powstałe od obciążenia siłą skupioną powodowały przekroczenie nośności kontaktu między cegłą i zaprawą na rozciąganie, w wyniku czego następowało pęknięcie w łuku. Pęknięcia pojawiały się w modelach niezbrojonych prawie jednocześnie, co skutkowało nagłym zniszczeniem. Modele zbrojone charakteryzowały się pewnego rodzaju „lepkością zniszczenia" (ryc. 2.60). Lokalizacja zbrojenia na całej powierzchni modeli od strony podniebienia i grzbietowej zapobiegała powstaniu wczesnych pęknięć wskutek działania momentu zginającego. Powstające rozciąganie na krawędzi przekrojów poprzecznych sklepień było przenoszone przez siatkę zbrojącą. Modele sklepień półkolistych i koszowych zbrojonych niszczyły się wskutek pęknięcia w matrycy zbrojenia. Następnie widoczne było powolne zrywanie siatki zbrojeniowej. Nie stwierdzono odspojenia zbrojenia (delaminacji) od powierzchni podniebienia modeli. Po miejscowym zerwaniu siatki następowało zniszczenie

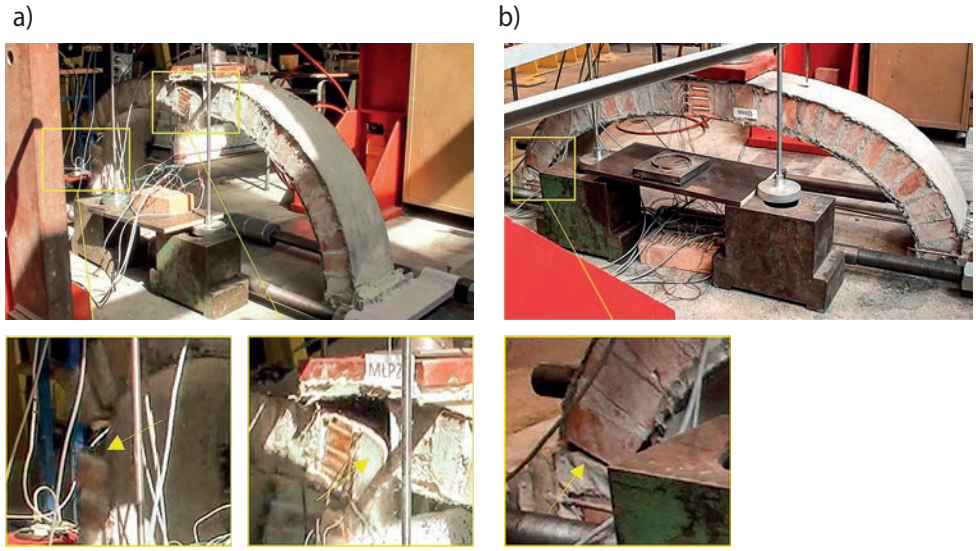
Tabela 2.4. Wybrane wyniki badań doświadczalnych sklepień zbrojonych i bez zbrojenia

Nr	Schemat badań z oznaczeniem modeli	Geometria [cm]	Siła niszcząca		P_z/P_b
			sklepienie bez siatek FRCM P_b [kN]	sklepienie z siatkami FRCM P_z [kN]	
A1		$L = 150$ $f = 75$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	2	54	27
A2		$L = 150$ $f = 75$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	0,5	28	56
B1		$L = 150$ $f = 40$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	15	65	4,3
B2		$L = 150$ $f = 40$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	6	55	9,2
C1		$L = 150$ $f = 15$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	166	170	1,1
C2		$L = 150$ $f = 15$ $A = 25 \cdot 12{,}5$	90	143	1,6
D1		$L = 90$ $f = 8$ $A = 25 \cdot 6{,}5$	75	76	1,0
D2		$L = 90$ $f = 8$ $A = 25 \cdot 6{,}5$	45	78	1,7



Ryc. 2.60. Wyniki badań doświadczalnych dla modeli sklepień zbrojonych (Z) i niezbrojonych (N). Rejestracje przebiegu siła *P* – przemieszczenie pionowe *u* dla modeli sklepień półkolistych (a), koszowych (b) i odcinkowych (c)

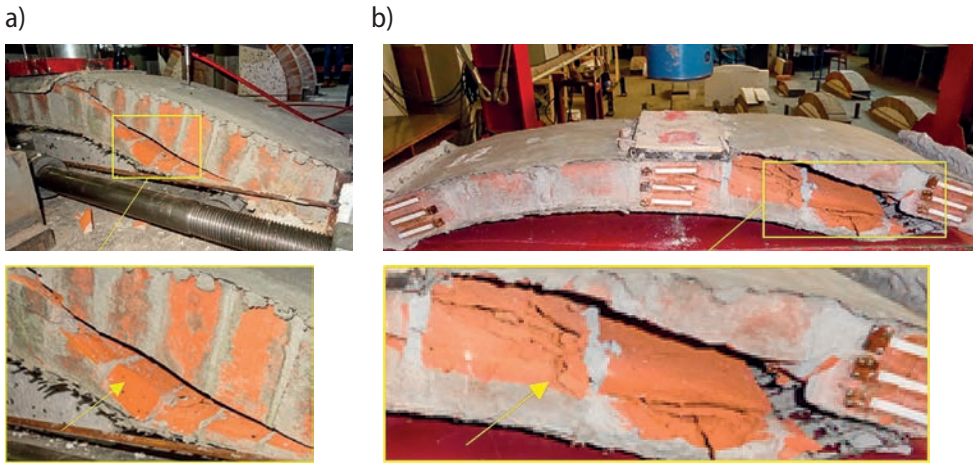
w pozostałych miejscach siatki, co skutkowało powstaniem przegubów i utratą stateczności konstrukcji sklepień (ryc. 2.61). Modele te miały znacząco większe nośności niż analogiczne modele niezbrojone. W przypadku sklepień koszowych przy obciążeniu symetrycznym nośność zbrojonych modeli była 4,3 razy większa niż modeli niezbrojonych. Dla modeli obciążonych niesymetrycznie różnica ta była jeszcze bardziej wyraźna i była 9,2-krotna. Oznacza to, że zastosowanie siatek FRCM jako wzmocnienia nie tylko znacząco zwiększa nośność sklepień, lecz także zmniejsza ich wrażliwość na obciążenie niesymetryczne. Efekt powyższy jest jeszcze bardziej wyraźny dla konstrukcji wiotkich sklepień półkolistych. Nośność modeli sklepień półkolistych zbrojonych była 27 razy



Ryc. 2.61. Stanowisko badawcze modeli sklepień półkolistych (a) i koszowych (b) przy obciążeniu symetrycznym (miejsca uszkodzeń wskutek zerwania siatek zaznaczono strzałkami)

większa niż niezbrojonych. Dla modeli obciążonych niesymetrycznie różnica była 56-krotna. Sklepienia zbrojone wykazywały dużo wyższe graniczne przemieszczenia przed zniszczeniem niż sklepienia niezbrojone (ryc. 2.60).

Wyniki badań sklepień odcinkowych również wykazały wzrost nośności dla modeli zbrojonych w porównaniu z modelami niezbrojonymi. Efekt wzmocnienia siatkami dla obciążenia symetrycznego był znacznie niższy niż dla wcześniejszych modeli. Nośność modeli zbrojonych obciążonych symetrycznie była większa 1,1 razy (modele C1 z siatkami oraz bez, tab. 2.4), a dla obciążenia niesymetrycznego 1,6 razy (modele C2 z siatkami oraz bez, tab. 2.4). Z wykresu ryc. 2.60 c wynika, że zastosowanie zbrojenia ma nieznaczny wpływ na deformację modeli odcinkowych. Autor przypuszcza, że wiąże się to z przewagą oddziaływania na stan odkształceń modeli sił ściskających i tnących, a nie momentów zginających. W związku z tym mechanizm niszczenia tych modeli był zupełnie inny niż sklepień półkolistych i koszowych. Niszczenie powstawało w wyniku ukośnego pęknięcia (ryc. 2.62), którego początek był pod przyłożoną siłą skupioną P z propagacją w kierunku stref podporowych. Zdaniem autora decydującym mechanizmem niszczenia dla modeli odcinkowych był złożony stan naprężeń, który powstaje w układzie łukowo-tarczowym w wyniku działania naprężeń ściskających i ścinających. Stąd mechanizm zniszczenia był podobny dla modeli zbrojonych i niezbrojonych.



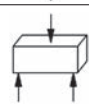
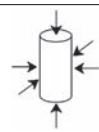
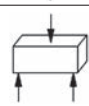
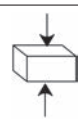
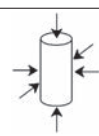
Ryc. 2.62. Mechanizm niszczenia modeli sklepień odcinkowych stropowych (a) i balkonowych (b) przy obciążeniu w środku rozpiętości

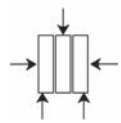
Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że wpływ zbrojenia zależy od interakcji momentu zginającego i siły podłużnej ściskającej w przekrojach poprzecznych sklepienia. Im większy jest wpływ sił ściskających, tym wpływ zbrojenia jest mniejszy. Natomiast przy dominacji momentów zginających, wywołujących naprężenia rozciągające na powierzchniach sklepienia, efekt zbrojenia siatkami jest największy.

2.10. Obliczenia numeryczne i kalibracja modeli

Na bazie badań sklepień odcinkowych zdecydowano się na analizę sklepienia odcinkowego o rozpiętości L = 150 cm, wyniosłości łuku f = 15 cm i szerokości 25 cm. W celach porównawczych wykonano homogeniczny model plastyczny oraz sprężysty. Do badań wykorzystano cegłę ceramiczną pełną klasy 25 oraz zaprawę M5 (ten sam materiał co we wcześniejszych badaniach doświadczalnych). W celu kalibracji stałych materiałowych wykonano badania własne doświadczalne dla zakresu sprężystego i plastycznego w ujęciu pracy materiału kruchego. Badania obejmowały analizę próbek cegieł, zaprawy oraz muru jako kompozytu. Przebadano (tab. 2.5, ryc. 2.63) w sumie 30 próbek cegieł, 48 próbek zaprawy i 22 próbki muru. Oprócz standardowych badań jednoosiowych czy też zginania konieczne były badania specjalistyczne jak określenie energii pękania czy też badania ściskania trójosiowego.

Tabela 2.5. Wyniki badań próbek cegły, zaprawy i muru, gdzie: CoV – współczynnik wariacji

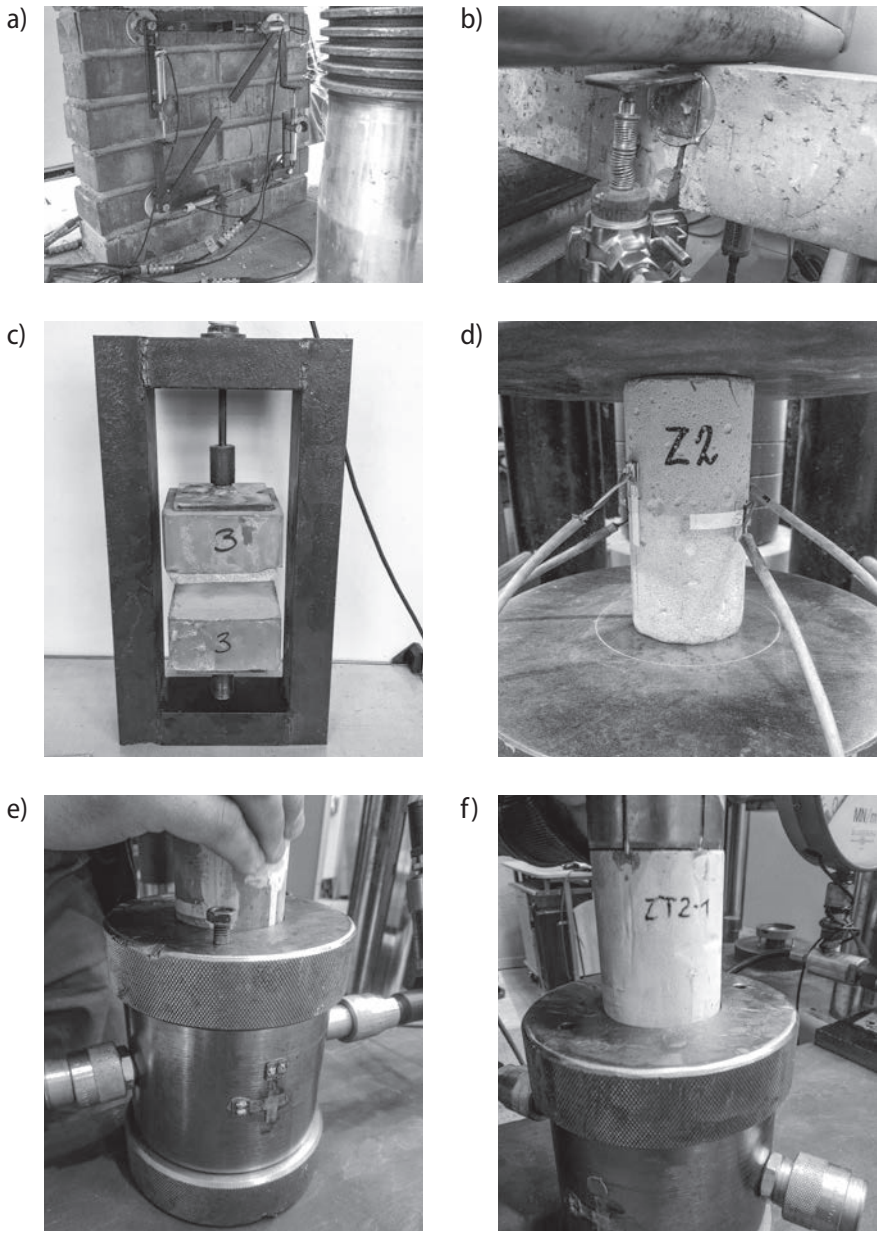
Nr	Rodzaj badania	Schemat badania	Materiał i ilość	Wyniki, wartości średnie	CoV
1	ściskanie [129]		cegła 6 próbek	f_b = 26,57 MPa	9%
2	ściskanie osiowe walców		cegła 6 próbek	f = 26,30 MPa E = 10 166 MPa ν = 0,13	13% 20% 8%
3	rozciąganie		cegła 6 próbek	F = 2,33 MPa	18%
4	wyznaczenie energii pękania		cegła 6 próbek	G_f = 1,47 · 10−4 MN/m	10%
5	ściskanie trójosiowe – wyznaczenie mimośrodu funkcji eliptycznej		cegła 6 próbek	e = 0,471	–
6	zginanie [130]		zaprawa 12 próbek	f = 2,06 MPa	17%
7	ściskanie [130]		zaprawa 12 próbek	f_m = 7,25 MPa	23%
8	ściskanie osiowe walców		zaprawa 6 próbek	f = 9,31 MPa E = 13 569 MPa ν = 0,18	6% 16% 23%
9	rozciąganie		zaprawa 6 próbek	f_t = 0,99 MPa	13%
10	wyznaczenie energii pękania		zaprawa 6 próbek	G_f = 5,34 · 10−5 MN/m	73%
11	ściskanie trójosiowe – wyznaczenie mimośrodu funkcji eliptycznej		zaprawa 6 próbek	e = 0,306	–

Nr	Rodzaj badania	Schemat badania	Materiał i ilość	Wyniki, wartości średnie	CoV
12	ściskanie [131]		mur 6 próbek	f_m = 10,82 MPa E = 4 790 MPa ν = 0,14	7% 7% 17%
13	rozciąganie		mur 7 próbek	$f_{t,90}$ = 0,11 MPa	1%
14	początkowa wytrzymałość na ścinanie [132]		mur 9 próbek (3 próbki na każdy poziom naprężenia ściskającego: 0,2, 0,6 i 1,0 MPa)	$f_{v,o}$ = 0,19 MPa tg (α) = 1,37	–

Autor przeprowadził badania kalibracyjne zarówno materiału sprężystego, jak i plastycznego kruchego na bazie modelu materiału 3D Nonlinear Cementitious 2 [133]. Kalibrację wykonano na podstawie wyników badań własnych doświadczalnych (tab. 2.5) i badań obcych [52, 133]. Kalibrację przeprowadzono w zakresie sprężystym (tab. 2.6), plastycznym kruchym (tab. 2.7) oraz kontaktu pomiędzy materiałem a elementami stanowiska badawczego (tab. 2.8).

Badania kalibracyjne w zakresie plastycznej pracy materiału nie są ujęte normami, stąd ich przebieg i wykonanie wymagają podejścia własnego lub zastosowania sprawdzonych rozwiązań znanych z prac innych badaczy. Mimo tak szczegółowego wymaganego zakresu kalibracji (tab. 2.7) nie gwarantuje to idealnego odzwierciedlenia rzeczywistego materiału i jego pracy w konstrukcji. W zależności od pracy konstrukcji mogą być wymagane dodatkowe procesy modyfikacji parametrów w celu wychwycenia konkretnego efektu bądź drobnych modyfikacji użytego materiału (cegła nawet w ramach jednej partii może mieć znaczne wahania cech plastycznych).

Zakres analogicznych badań kalibracyjnych dla modelu sprężystego może być diametralnie mniejszy i bazować częściowo na wynikach uzyskanych na badaniach in situ istniejących konstrukcji lub literaturze. W przypadku istniejących budynków zakres koniecznych badań kalibracyjnych wymaganych przy modelach plastycznych nie wydaje się możliwy do przeprowadzenia z uwagi na konieczność pobrania próbek cegieł, muru oraz zaprawy o określonych wielkościach i kształtach z już istniejącej konstrukcji (szczególnie trudne w przypadku badań zaprawy). Dodatkowo zakres takich badań wymagałby spo-



Ryc. 2.63. Badania materiałowe próbek cegieł, zaprawy oraz muru: a) badanie na ściskanie próbek muru z określeniem ich podstawowych cech sprężystości (badanie nr 12, tab. 2.5), b) wyznaczenie energii pękania dla próbek cegieł (badanie nr 4, tab. 2.5), c) określenie wytrzymałości na rozciąganie muru prostopadle do spoin wspornych (badanie nr 13, tab. 2.5), d) badanie na osiowe ściskanie próbek walcowych zaprawy z określeniem podstawowych cech sprężystości (badanie nr 8, tab. 2.5), e) badanie na ściskanie trójosiowe cegły (badanie nr 5, tab. 2.5), f) badanie na ściskanie trójosiowe zaprawy (badanie nr 11, tab. 2.5)

Tabela 2.6. Dane kalibracyjne modelu programu Atena – model sprężysty homogeniczny

Parametr	Jak wyznaczono	Wartość
Moduł Younga	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$E = 4790$ MPa
Współczynnik Poissona	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$\nu = 0{,}14$
Wytrzymałość na rozciąganie	badanie nr 13 (tab. 2.5)	$f_t = 0{,}11$ MPa
Wytrzymałość na ściskanie	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$f_c = 10{,}82$ MPa
Ciężar objętościowy	na podstawie normy [121]	$\gamma = 18$ kN/m^3

Tabela 2.7. Dane kalibracyjne modelu programu Atena – model plastyczny homogeniczny (3D Nonlinear Cementitious 2 [133])

Parametr	Jak wyznaczono	Wartość
Moduł Younga	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$E = 4790$ MPa
Współczynnik Poissona	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$\nu = 0{,}14$
Ciężar objętościowy	na podstawie normy [121]	$\gamma = 18$ kN/m^3
Wytrzymałość na rozciąganie	badanie nr 13 (tab. 2.5)	$f_t = 0{,}11$ MPa
Wytrzymałość na ściskanie	badanie nr 12 (tab. 2.5)	$f_c = 10{,}82$ MPa
Energia pękania	badanie nr 4 i 10 (tab. 2.5)	$G_f = 1{,}47 \cdot 10^{-4}$ MN/m
Rozstaw rys	przyjęto wartość stałą wg [52, 133]	$S_{max} = 5 \cdot 10^{-4}$ m
Współczynnik wzmocnienia wytrzymałości na rozciąganie w fazie niszczenia	przyjęto wartość stałą jak dla materiału niezbrojonego wg [52, 133]	$C_{ts} = 0$
Graniczne przemieszczenie przy ściskaniu	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133]	$w_d = 1{,}38 \cdot 10^{-3}$ m
Odkształcenie plastyczne przy ściskaniu	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133]	$\varepsilon_{cp} = 9{,}39 \cdot 10^{-4}$
Zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie w kierunku równoległym do kierunku rysy z uwagi na powstanie rysy	wartość domyślna wg [52, 133]	$r_{c,lim} = 0{,}8$
Współczynnik redukcji sztywności przy ścinaniu	przyjęto wg [52, 133]	$S_F = 20$
Średni wymiar kruszywa	na podstawie obserwacji	$2 \cdot 10^{-3}$ m
Mimośród funkcji eliptycznej	badanie nr 5 i 11 (tab. 2.5) wg [52, 133] e ≥ 0,5	$e = 0{,}5$
Współczynnik kierunku plastycznego płynięcia	przyjęto wg [52, 133]	$\beta = 0$
Model rysy	przyjęto wg [52, 133]	1,0

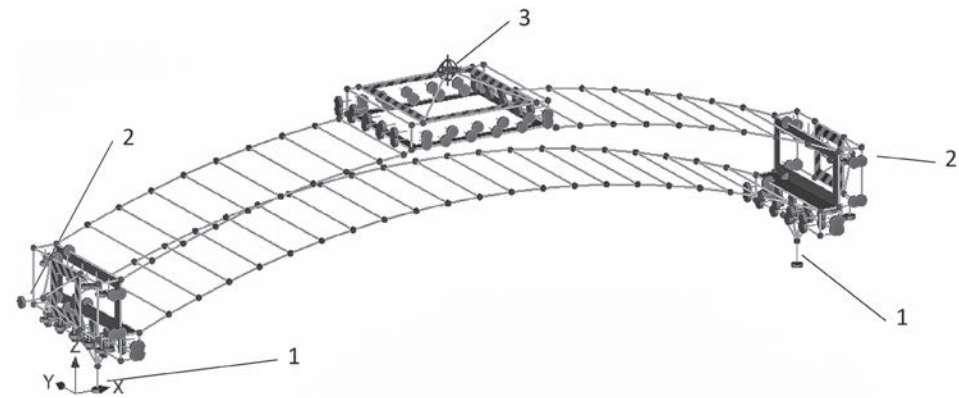
Tabela 2.8. Dane kalibracyjne modelu programu Atena – kontakt pomiędzy stalą (podkładki stalowe stanowiska badawczego) i murem

Parametr	Jak wyznaczono	Wartość
Sztywność normalna	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133] (wymiar elementu skończonego 0,03 m)	$K_{nn} = 1{,}60 \cdot 10^6$ MN/m^3
Sztywność styczna	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133] (wymiar elementu skończonego 0,03 m)	$K_{tt} = 6{,}14 \cdot 10^5$ MN/m^3
Wytrzymałość na rozciąganie	założono	$f_t = 0$ MPa
Kohezja	założono	$C = 0$ MPa
Współczynnik tarcia	założono	0,3
Minimalna sztywność normalna	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133] (wymiar elementu skończonego 0,03 m)	$K_{nn,min} = 1{,}60 \cdot 10^4$ MN/m^3
Minimalna sztywność styczna	badanie nr 12 (tab. 2.5) na podstawie [133] (wymiar elementu skończonego 0,03 m)	$K_{tt,min} = 6{,}14 \cdot 10^3$ MN/m^3

rych uszkodzeń w historycznej materii. W związku z tym częstym rozwiązaniem są badania in situ co najmniej modułu sprężystości muru w zakresie sprężystym, bez wywoływania uszkodzenia konstrukcji. Rzadziej wykonuje się badania niszczące części konstrukcji w celu określenia wytrzymałości na ściskanie i modułu sprężystości (przy zgodzie służb konserwatorskich, jeśli jest to budynek zabytkowy). Uszkodzony fragment następnie wymaga prac naprawczych.

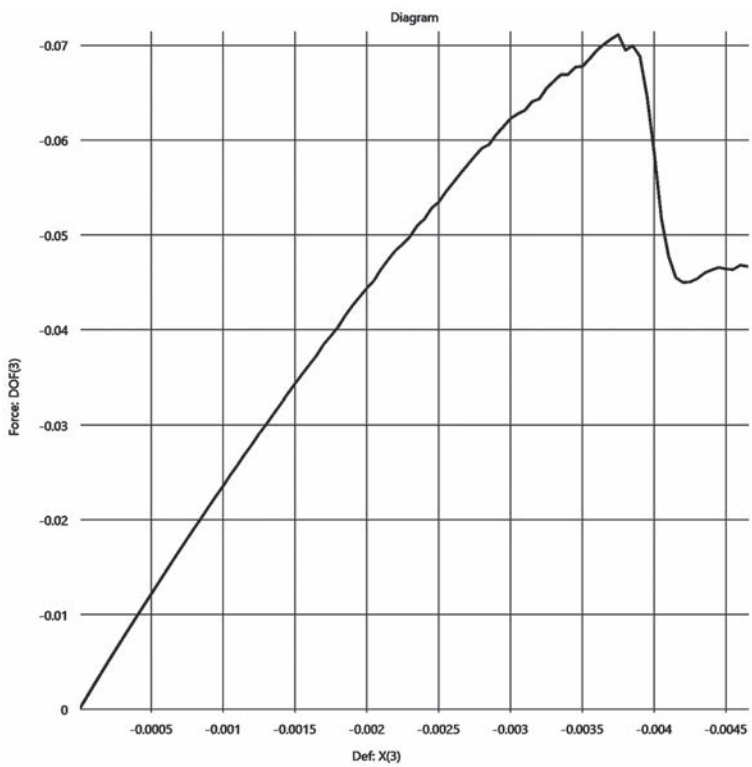
Model badawczy (ryc. 2.64) sklepienia odcinkowego obciążono siłą skupioną w środku, przekazywaną na konstrukcję poprzez sztywny stalowy płaskownik (podobieństwo do przeprowadzonych badań doświadczalnych). Siłę w modelu wprowadzono za pomocą przemieszczenia. W całym modelu zastosowano objętościowe elementy skończone o wymiarze około 3 cm. Model wykonano w programie Atena 3D v5, a analizy prowadzono w programie Atena Studio v5 x64. Model miał ograniczenie przemieszczenia poziomego w płaszczyźnie układu głównego oraz pionowego od spodu. Punkt monitorujący przemieszczenie oraz reakcję (wprowadzoną siłę) umieszczono w węźle ponad płaskownikiem stalowym, wprowadzającym obciążenie.

Wyniki obliczeń MES dla modelu sprężystego oraz plastycznego kruchego przedstawiono na ryc. 2.65. Analizy plastyczne modelu pozwoliły na określenie granicznej nośności modelu dla siły skupionej $P = 71$ kN (ryc. 2.65 a). Proces nisz-

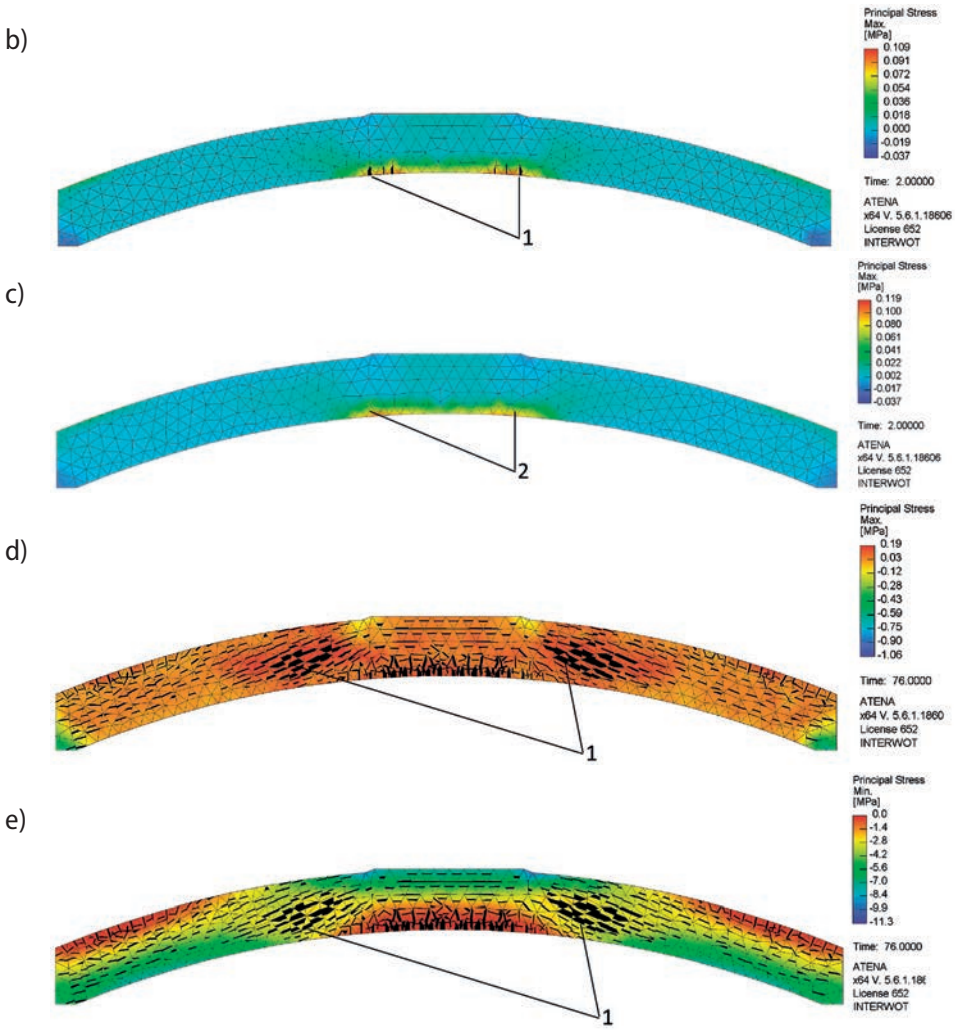


Ryc. 2.64. Schemat modelu MES przyjętego do obliczeń (program Atena), gdzie: 1 – podpora pionowa, 2 – podpora pozioma, 3 – punkt wprowadzenia przemieszczenia wywołującego siłę oraz punkt prowadzenia pomiarów siły i przemieszczenia

a)



Ryc. 2.65 a. Wyniki badań MES (program Atena) modelu odcinkowego sklepienia przy obciążeniu symetrycznym: a) zależność *P*–*u* dla modelu plastycznego kruchego



Ryc. 2.65 b–e. Wyniki badań MES (program Atena) modelu odcinkowego sklepienia przy obciążeniu symetrycznym: b) mapy głównych naprężeń (max.) wraz z zarysowaniem modelu plastycznego przy jego wczesnym uszkodzeniu $P = 2{,}5$ kN, c) mapy głównych naprężeń (max.) dla modelu sprężystego przy $P = 2{,}5$ kN, d) mapy głównych naprężeń (max.) wraz z zarysowaniem modelu plastycznego w momencie zniszczenia $P = 71$ kN, e) mapy głównych naprężeń (min.) wraz z zarysowaniem modelu plastycznego w momencie zniszczenia $P = 71$ kN, gdzie: 1 – uszkodzenie w postaci rysy, 2 – miejsce przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie w modelu sprężystym

czenia modelu powstawał początkowo od podniebienia sklepienia w postaci rys pod wprowadzaną siłą wskutek przekroczenia nośności muru na rozciąganie (ryc. 2.65 b). Następnie powstały wyraźne rysy skośne, które są skutkiem jednoczesnego oddziaływania sił ściskających działających wzdłuż linii ciśnień i pro-

stopadłych do nich sił poprzecznych (tnących) pomiędzy miejscem wprowadzenia siły a podporą. Zarysowania spowodowane tymi naprężeniami rozciągającymi spowodowały zniszczenie modelu (ryc. 2.65 d i e). Podobny wynik w zakresie lokalizacji uszkodzeń otrzymano z badań doświadczalnych (ryc. 2.37 a), czyli zniszczenia powstały wskutek ukośnego pęknięcia sklepienia odcinkowego przy obciążeniu symetrycznym. W modelu doświadczalnym pęknięcie było tylko jednostronne najprawdopodobniej w wyniku różnej nośności na ściskanie użytych cegieł (mimo tej samej partii). Wartość naprężeń w zakresie pracy przed pierwszym zarysowaniem była podobna dla modelu sprężystego (ryc. 2.65 c) i plastycznego (ryc. 2.65 b).

W analizowanym modelu przy podejściu sprężystym poprzez analizę naprężeń głównych można było oszacować miejsce powstania pierwszego zarysowania (ryc. 2.65 c), którego lokalizację i poziom obciążenia potwierdzono w modelu plastycznym (ryc. 2.65 b). Powstanie zarysowania konstrukcji jest traktowane jako przekroczenie stanu granicznego użytkowania dla murów, stąd autor wnioskuje, że w większości przypadków modelowanie homogeniczne w zakresie sprężystym jest wystarczające do analiz istniejących konstrukcji, w szczególności historycznych. Dodatkowo część parametrów pracy sprężystej można przyjąć na podstawie literatury wraz z nieniszczącymi badaniami kalibracyjnymi in situ. Rzeczywiste, faktyczne nośności konstrukcji są w stanie oszacować jedynie badania doświadczalne.

2.11. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz numerycznych autor sformułował następujące wnioski:

1. W większości sytuacji obliczeniowych MES wystarczająca jest analiza sklepień w zakresie sprężystym materiału na modelach makro, które są zbieżne z modelami mikroskopowymi.
2. Uproszczone analizy sklepień zaleca się wykonywać na bazie metody kinematycznej z wykorzystaniem zależności interakcji między granicznymi wartościami momentów zginających i sił ściskających M_{Rd}–N_{Rd}. Zależności te mogą być uzyskane doświadczalnie lub numerycznie. Błąd, który wyniknął z obliczeń numerycznych, określono na 25% po stronie bezpiecznej.
3. Wszystkie badane sklepienia niszczyły się nagle, bez ostrzeżenia, w sposób kruchy. Podczas zniszczenia powstają przeguby w miejscu rozciągania. Całkowite zniszczenie następuje po powstaniu czterech przegubów.

4. O nośności sklepień kolebkowych (półkolistych i koszowych) decyduje moment zginający, czyli wytrzymałość na rozciąganie kontaktu między cegłą i zaprawą. Sklepienia odcinkowe niszczą się wskutek pojawiania się ukośnego pęknięcia z początkiem pod wprowadzoną siłą skupioną, z propagacją w kierunku stref podporowych. Związane jest to z powstaniem złożonego stanu naprężeń w układzie łukowo-tarczowym. Z uwagi na stwierdzoną dominację sił ściskających i stycznych badanych modeli w obliczeniach sklepień odcinkowych zaleca się stosować odpowiednie kryteria wytrzymałości muru, np. Manna–Müllera. W przypadku podłużnego układu cegieł niszczenie sklepień odcinkowych następuje w wyniku rozwarstwienia podłużnych rzędów muru, a następnie wskutek zginania w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych.
5. Sklepienia półkoliste mają najniższą nośność (0,5–2 kN) względem wszystkich analizowanych, a odcinkowe największą (90–166 kN).
6. Najkorzystniejsze dla nośności sklepień jest ich obciążenie symetryczne. Natomiast obciążenie niesymetryczne znacząco zmniejszy ich nośność w zależności od kształtu sklepień względem obciążenia symetrycznego (półkoliste 4 razy, koszowe 2,5 razy, odcinkowe 1,8 razy).
7. Stwierdzono rozbieżność obliczeniowych sił rozporu z wynikami badań doświadczalnych sklepień odcinkowych, co wynika z ich pracy nie jako układu łukowo-prętowego, ale jako łukowo-tarczowego.
8. Większą sztywność sklepień odcinkowych przy podłużnym układzie cegieł w porównaniu z ich układem poprzecznym uzyskuje się z uwagi na występującą w tym układzie mniejszą ilość spoin pionowych.
9. W sklepieniach krzyżowych stwierdzono znaczącą koncentrację naprężeń głównych ściskających zlokalizowanych na przekątnych w strefach łączenia między sobą wysklepek. Szczególnie obciążone są narożne strefy podporowe. Kierunek naprężeń ściskających w przekątnych pokrywa się z kątem najmniejszej wytrzymałości na ściskanie muru jako materiału anizotropowego (θ = 45–67,5°).
10. Największa koncentracja naprężeń rozciągających w sklepieniach krzyżowych występuje na ich podniebieniu w zwornikowej części. Natomiast w tym obszarze przekątne sklepień są najmniej wytężone. Jest to charakterystyczna cecha sklepień krzyżowych, które nie są w stanie przenosić obciążeń zlokalizowanych w środkowych obszarach zwornikowych.
11. Najbardziej wiarygodne wyniki oceny nośności istniejących odcinkowych sklepień na belkach stalowych można uzyskać za pomocą badań in situ,

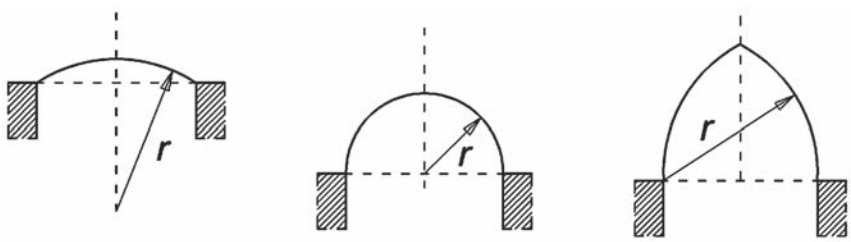
np. na pasmach fragmentów zawierających uszkodzenie w postaci zarysowań lub degradacji materiału. Należy przy tym analizować przypadek obciążenia liniowymi siłami skupionymi usytuowanymi między stalowymi belkami, np. od ścian działowych. W takim przypadku w przęsłach sąsiednich mogą powstać naprężenia rozciągające w strefie grzbietowej z uwagi na pracę sklepień jako układu wieloprzęsłowego.

12. Istotnym elementem w łukowych ceglanych biegach schodowych są ceglane stopnie, które przy odpowiednim zespoleniu znacząco podwyższają nośność i sztywność całego biegu schodowego.
13. Zbrojenie ceglanych sklepień siatkami z włókien FRCM znacząco podwyższa ich nośność, zwłaszcza sklepień półkolistych, względem sklepień niezbrojonych (27 razy przy obciążeniu symetrycznym i 56 razy przy obciążeniu niesymetrycznym) i najmniej odcinkowych (1,1 razy przy obciążeniu symetrycznym i 1,6 razy przy obciążeniu niesymetrycznym).

3. ŁUKI NADPROŻY CEGLANYCH

3.1. Stan techniczny nadproży po wieloletniej eksploatacji

Łuki nadproży w budownictwie znane są od czasów starożytnych i najczęściej występują w postaci zwieńczeń otworów drzwiowych czy też okiennych (ryc. 3.1) [13, 134]. Konstrukcje łukowe stanowią istotny element zarówno konstrukcyjny, jak i architektoniczny. Kształt łuków nadproży ceglanych uzależniony był od planowanego efektu architektonicznego, układu obciążeń, rozstawu podpór, rodzaju użytych materiałów. Najczęściej stosowanym typem w budynkach o konstrukcji tradycyjnej były nadproża płaskie klinowe oraz łukowe.



Ryc. 3.1. Najczęściej stosowane kształty łuków nadproży ceglanych [12, 13]: a) łuk odcinkowy, b) łuk półkolisty, c) łuk gotycki

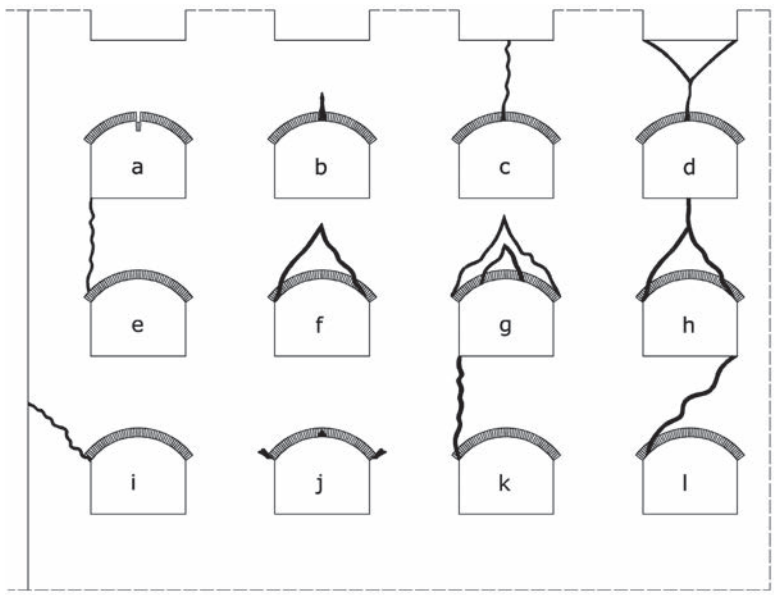
Po wieloletniej eksploatacji widoczne są różne uszkodzenia łuków nadproży ceglanych, które często budzą wątpliwości co do ich dalszego bezpiecznego użytkowania. Uszkodzenia mogą występować w postaci degradacji spoin i cegieł, wypadania cegieł, zarysowania łuku nadproży, zarysowania muru nad łukiem (ryc. 3.2). Degradacja spoin skutkuje utratą spójności kontaktu między zaprawą a cegłą. Nośność takiego muru na rozciąganie jest wtedy znikoma, co powoduje odmienny charakter zarysowań i spękań. Powodem uszkodzeń struktury murów są oddziaływania środowiska (zwietrzenie/rozpad zaprawy w spoinach, woda opadowa, zamrażanie i rozmrażanie), oddziaływania dynamiczne (ruch pojazdów), osiadanie fundamentów (zmiany w układzie gruntu pod budynkiem, zwiększenie obciążeń wywołane zmianą sposobu użytkowania, wymywanie gruntów przez wodę). Uszkodzenie najczęściej występuje na styku

cegły i zaprawy. Zarysowanie łuków nadproży świadczy o ich przeciążeniu lub oddziaływaniu odkształceń postaciowych, np. związanych z nierównomiernymi deformacjami podłoża. Z obserwacji i doświadczeń autora wynika, że im większa strzałka łuków nadproży f/l i im mniejsza rozpiętość l, tym są one mniej wrażliwe na zarysowania i spękania. Stąd najczęściej uszkodzeniom ulegają prostoliniowe nadproża klinowe, a najrzadziej nadproża w postaci ostrołuków (ryc. 3.2). Z doświadczenia autora wynika, że powstanie zarysowań i spękań nie oznacza jednak utraty nośności łuków nadproży, może jedynie świadczyć o przekroczeniu stanu granicznego użytkowalności.

Na ryc. 3.3 przedstawiono morfologię uszkodzeń ceglanych odcinkowych łuków nadproży. Próbę klasyfikacji tych uszkodzeń podjęto w literaturze przedmiotu [63, 64, 135–137]. Zróżnicowana morfologia zarysowań i spękań wynika

Ryc. 3.2. Przykłady uszkodzenia ceglanych łuków nadproży [12]:
a) prostoliniowych klinowych, b) odcinkowych, c) półkolistych, d) ostrołukowych

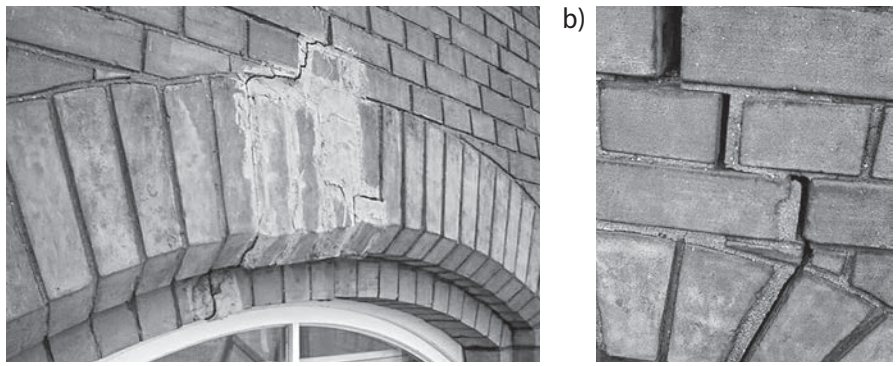
ze złożonego stanu naprężeń panującego w obszarze nadproży [68]. Decydujący wpływ mogą mieć naprężenia normalne rozciągające oraz ścinające. Spękanie w zworniku (ryc. 3.3 b) może świadczyć o przekroczeniu wytrzymałości muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych. Rozwidlenie pęknięcia pionowego (ryc. 3.3 d) pojawia się zwykle w strefie oparcia belki stropowej. Natomiast zarysowanie w postaci łuku w miejscu oparcia belki stropowej (ryc. 3.3 f–h) może oznaczać przeciążenie warstw muru nad łukiem nadproża. Przeciążenie może być z kolei związane ze zwiększeniem obciążeń belek stropowych lub zwiększeniem podatności nadproża wskutek degradacji spoin murarskich w łuku nadproża.



Ryc. 3.3. Morfologia zarysowań i spękań w obszarze łuków nadproży [12]

Według zaleceń projektowych [138] wysokość muru pomiędzy nadprożem i belkami stropowymi powinna być nie mniejsza niż 38 cm przy rozpiętości nadproża do 150 cm i nie mniejsza niż 45 cm przy rozpiętości powyżej 150 cm. Pod wpływem obciążenia skupionego od belek stropowych usytuowanych bezpośrednio nad łukiem zaistniałe zarysowania i spękania mogą prowadzić do zmiany schematu statycznego łuku, tj. powstania łuku trójprzegubowego (ryc. 3.3 j). Zarysowania ukośne pasma międzyokiennego (ryc. 3.3 i) związane są z jego odkształceniem postaciowym wywołanym np. nierównomiernym osia-

a) b)



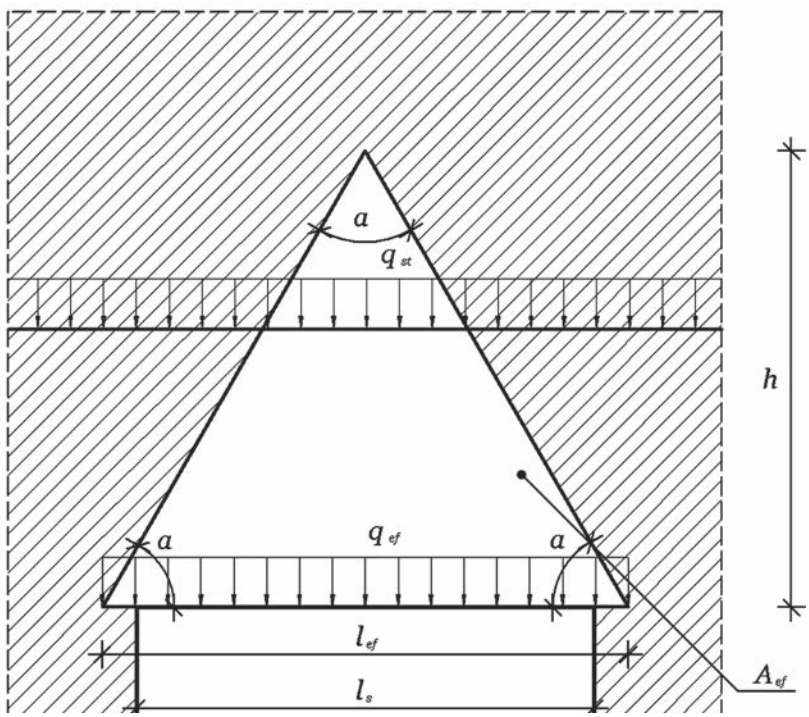
Ryc. 3.4. Przykłady uszkodzenia ceglanych łuków nadproży:
a) wypadający fragment, b) zarysowanie

daniem podłoża. Spękania pionowe na całej wysokości pasma międzyokiennego (ryc. 3.3 c) powstają zwykle przy ścianach szczytowych w wyniku działania niezrównoważonego rozporu H z łuku nadproża (podrozdział 5.5). Obserwowane uszkodzenia w budynkach z okresu międzywojennego i starszych zazwyczaj powstają na styku zaprawy i cegły, zwykle z powodu zastosowania słabej zaprawy wapiennej. W przypadkach tych rzadko kiedy dochodzi do uszkodzenia samej cegły (ryc. 3.4). Zjawisko to jest istotne i musi być brane pod uwagę przy oszacowaniu nośności istniejących nadproży metodami teoretycznymi.

3.2. Analiza istniejących schematów obliczeniowych łuków nadproży

Według znanych i obowiązujących zasad obliczeń nadproży płaskich schemat obliczeniowy to belka wolnopodparta z obciążeniem rozłożonym [37, 139]. Zebranie obciążeń polega na wykreśleniu trójkąta równobocznego nad nadprożem (ryc. 3.5). Wszystkie obciążenia ze ściany wchodzące w obręb trójkąta uwzględniamy w obciążeniu na nadproże, w tym też obciążenia ze stropu.

W praktyce jeśli jest zapewniona przyczepność między zaprawą i murem, ścianę taką należy traktować jako tarczę wspartą na belce. Rozkład sił między ścianą a nadprożem zależny będzie od podatności belki, współczynnika sprężystości muru, wymiarów geometrycznych ściany oraz sposobu przyłożenia obciążenia. W pracy [43] został zaproponowany współczynnik względnej sztywności, zależny od wymiarów geometrycznych ściany oraz sposobu obciążenia. Na podstawie wyliczonego współczynnika, przy użyciu monogramów z pracy [43], podano sposoby określania rozkładu naprężeń na styku belki



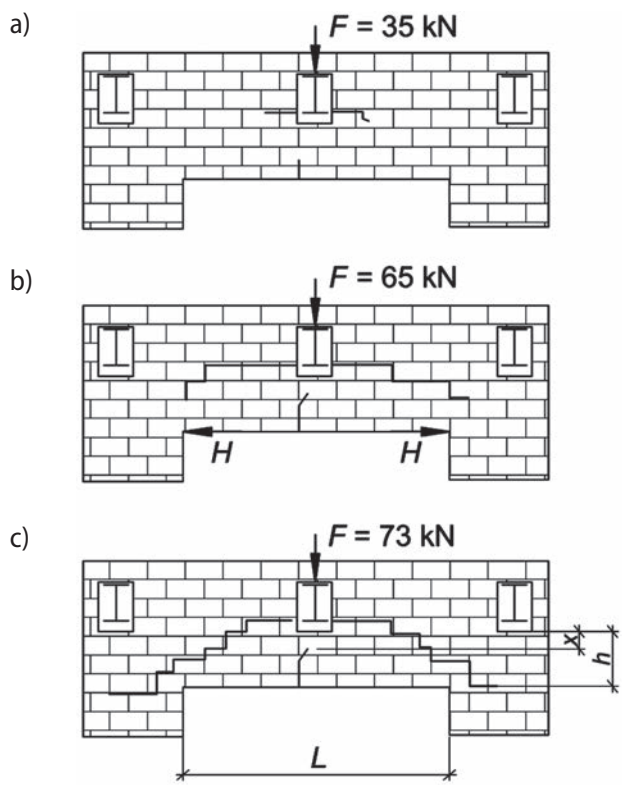
Ryc. 3.5. Schemat obciążenia nadproża, gdzie: l_{ef} – długość obliczeniowa nadproża [m], l_s – długość w świetle otworu [m], h – wysokość trójkąta obciążenia dla nadproża [m], A_{ef} – pole trójkąta wyznaczającego strefę obciążenia nadproża [m^2], q_{ef} – obciążenie liniowe na nadproże [kN/m], q_{st} – obciążenie liniowe ze stropu [kN/m], α – kąt trójkąta obciążenia w strefie interakcji nadproża

oraz tarczy. Dla niskich wartości względnego współczynnika sztywności obciążenia na belkę są pomijalne. Wraz ze wzrostem tego współczynnika obciążenia w przęśle rosną, a maleją na podporach. Koncentracja naprężeń dla sztywnych układów ulega złagodzeniu. Mniejszy wpływ mają wymiary tarczy nad belką. Przy małej sztywności belki wpływ ten jest prawie niezauważalny, wzrasta w miarę zwiększania się wartości współczynnika sztywności.

Pierwsze badania doświadczalne obszaru muru nad otworami zrealizowano w latach 20. i 30. XX w. [138]. Badania przeprowadzono na nadprożach ceglanych o różnych właściwościach materiałowych celem ustalenia mechanizmów niszczenia. Modele doświadczalne nadproży ceglanych wykonano z cegieł ułożonych warstwowo na płask i obciążano siłą skupioną symulującą belkę stropową (ryc. 3.6). W dolnej części modele zbrojono prętami stalowymi. Zaobserwowany proces niszczenia nadproża podzielono na trzy główne etapy. W etapie I (ryc. 3.6 a) zastosowano obciążenie 0,5 siły niszczącej (F = 35 kN).

Występuje poziome rozwarstwienie muru pod belką stropową spowodowane przekroczeniem przez naprężenia rozciągające wytrzymałości muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych. W dolnej części przęsła pojawia się rysa pionowa. W etapie II (ryc. 3.6 b) zastosowano obciążenie 0,8–0,9 siły niszczącej (F = 65 kN). W wyniku zarysowania dolnej części muru zaczyna on pracować jako belka zginana. Pojawiają się rysy schodkowe, a rysa pionowa w strefie przęsłowej ulega wydłużeniu. Powstałe procesy powodują wyodrębnienie się łuku, którego siły rozporu H przekazywane są na filarki międzyokienne. W etapie III (ryc. 3.6 c) zastosowano obciążenie równe sile niszczącej (F = 73 kN). Ścinaniu ulegają poziome spoiny występujące nad filarkami międzyokiennymi. Wyodrębniony łuk ulega całkowitemu zniszczeniu w wyniku powiększania się pionowej rysy na dolnej części muru.

Na podstawie tych badań stwierdzono, że decydujący wpływ na nośność nadproży mają naprężenia główne rozciągające σ_1. Charakter niszczenia nad-



Ryc. 3.6. Etapy niszczenia nadproża z cegły układanej warstwowo [138]:
a) 0,5 siły niszczącej, b) 0,8–0,9 siły niszczącej, c) 1,0 siły niszczącej (końcowe zniszczenie modelu)

proża jest zależny od relacji wytrzymałości cegły i zaprawy. Przy mocnej zaprawie i niskiej wytrzymałości cegły niszczenie następuje w postaci jej ukośnego zarysowania. Natomiast przy słabej zaprawie i mocnej cegle niszczenie powstaje w postaci schodkowego zarysowania ukośnego, które pokrywa się ze spoinami pionowymi i poziomymi. Decydująca w tym przypadku jest wytrzymałość spoin poziomych na rozciąganie oraz ich przyczepność do cegły.

Na podstawie przeprowadzonych badań [138] opracowano uproszczoną metodę obliczeń ceglanych nadproży w postaci belki murowanej (cegła na płask) poniżej siły skupionej od stropu. Nośność określana jest na podstawie wzorów (3.1, 3.2):

$$M \leq \frac{f_v \cdot t \cdot c}{\gamma_m} \tag{3.1}$$

$$Q \leq \frac{t \cdot h \cdot f_t}{\gamma_m} \tag{3.2}$$

gdzie:

M – moment zginający występujący w nadprożu (belce) od obciążenia siłą skupioną F,

Q – siła poprzeczna występująca w nadprożu (belce) od obciążenia siłą skupioną F,

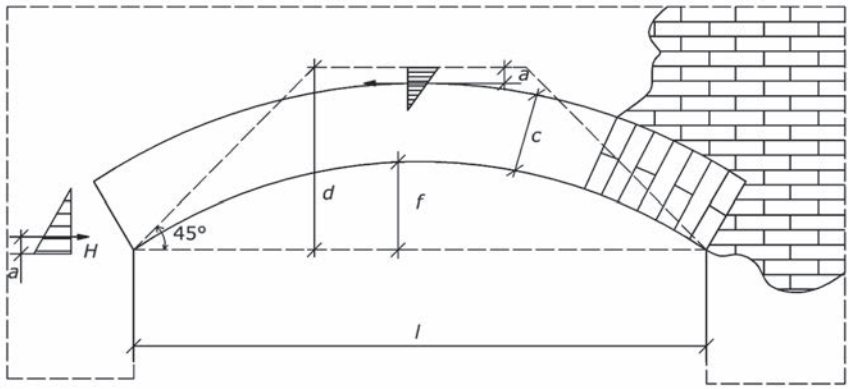
f_v – wytrzymałość muru na ścinanie w przekroju równoległym do warstw muru,

t – grubość muru,

c – odległość między poziomem działania rozporu H a środkiem ciężkości strefy ściskanej (ustalana doświadczalnie),

$\gamma_m = 3$ – współczynnik bezpieczeństwa.

Stan naprężeń w ceglanych łukach nadproży jest odmienny niż w nadprożach płaskich. Dobór geometrii łuków nadproży oprócz rozpiętości musi dodatkowo uwzględniać strzałkę łuku. Łuki przy poprawnie dobranej geometrii pracują głównie na ściskanie, stąd ich iloraz wysokości przekroju poprzecznego nadproża do długości może być mniejszy niż dla elementów belkowych pracujących na zginanie. Do końca XIX w. stosowano jedynie empiryczne sposoby wyznaczania nośności ceglanych łuków nadproży [140]. Dopiero później opracowano uproszczoną metodę obliczeń według schematu przedstawionego na ryc. 3.7 [141]. Polega ona na sprawdzeniu nośności łuku na działanie siły rozporowej H określanej według wzoru (3.3).



Ryc. 3.7. Schemat obliczeniowy odcinkowych łuków nadproży [141]

$$H \leq \frac{M}{(d-2\cdot a)} \tag{3.3}$$

gdzie:

H – wypadkowa rozporu łuku,

M – moment zginający w środku rozpiętości łuku nadproża wywoływany obciążeniem łuku murem usytuowanym nad nim oraz stropem,

$d = c + f$ – obliczeniowa wysokość łuku,

a – położenie wypadkowej rozporu łuku (ustalane doświadczalnie),

Warunek wytrzymałości muru ściany w strefie podporowej łuku nadproża określa się wzorem (3.4):

$$H \leq 0{,}6 \cdot m \cdot N + m \cdot F \cdot R_{śc} \tag{3.4}$$

gdzie:

$R_{śc}$ – wytrzymałość muru na ścinanie wzdłuż spoin wspornych,

$F = b \cdot c$ – pole przekroju poprzecznego łuku,

b – szerokość przekroju poprzecznego łuku,

c – wysokość przekroju poprzecznego łuku,

m – współczynnik warunków pracy konstrukcji,

N – siła obliczeniowa.

Z kolei warunek wytrzymałości łuku w zworniku określa się wzorem (3.5):

$$H \leq \frac{m\cdot R\cdot F\cdot \varphi}{1+2\cdot\frac{\frac{d}{2}-a}{d}} \tag{3.5}$$

gdzie:

φ – współczynnik wyboczeniowy,

H, m, f, a, d – jak we wzorze (3.4).

Wartość parametrów doświadczalnych c i a (ryc. 3.7) w zależności od klasy cegły i zaprawy oraz maksymalne rozpiętości łuków nadproży w zależności od strzałki łuku przedstawiono w tab. 3.1 [102, 138, 141]. Według badań doświadczalnych niszczenie łuków nadproży odcinkowych (f/l = 1/8 – 1/12) następuje wskutek przekroczenia przez rozpór H wytrzymałości muru ściany w strefie podporowej na ścinanie wzdłuż spoin wspornych. Moment zginający wywołuje rozciąganie dolnej strefy łuku nadproża, co stanowi przyczynę jego spękania lub powoduje wypadanie cegieł. Dodatkowo łuk nadproża należy sprawdzić na ścinanie w poprzek spoin wspornych [138].

Tabela 3.1. Zależności obliczeniowe według ryc. 3.7 dla łuków nadproży [102, 138, 141]

Klasa zaprawy [MPa]	l_{max} [m] strzałka f/l		c/l	a/c klasa cegły [MPa]	
	1/8–1/12	1/5–1/6		7,5	5,0
10	3,5	4	0,06	0,10	–
5	3	3,5	0,06	0,12	0,15
3	2,5	3	0,06	0,15	0,25
0,8	2	2,5	0,08	0,20	0,25
0,4	1,75	2,25	0,10	0,25	0,30

Z powyższych analiz stanu naprężeń i mechanizmów niszczenia łuków nadproży wynika, że na ich nośność duży wpływ mają warstwy muru usytuowane nad łukiem. W przypadku małych grubości warstw niszczenie łuku ceglanego następuje w wyniku powstania przegubów w postaci zarysowań i spękań najbardziej wytężonych przekrojów (ryc. 3.8 a). Całkowita utrata nośności takiego łuku następuje po jego przekształceniu w mechanizm poprzez powstanie czterech przegubów (ryc. 3.8 b).

W przypadku współpracy łuku nadproża z usytuowanymi nad nim warstwami muru nie występuje zniszczenie wskutek powstania czterech przegubów. Poza redystrybucją obciążeń między łukiem a usytuowanymi nad nim warstwami muru warstwy te zabezpieczają również łuk przed utratą stateczności.

W badaniach własnych [12] autor przeprowadził analizę rozkładu naprężeń σ_y na powierzchni styku łuku oraz tarczy murowej usytuowanej na łuku. Analizę wykonano dla trzech głównych typów obciążeń o wartościach jednostkowych: ciężar własny muru G, siła skupiona od belki stropowej P oraz obcią-

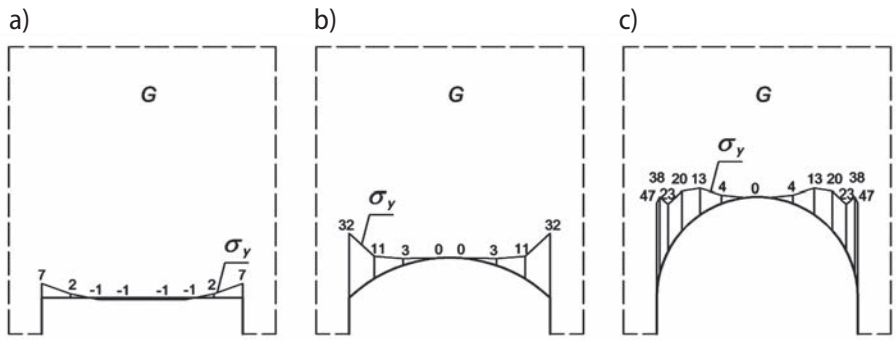
a) b)

Ryc. 3.8. Mechanizm powstania przegubów w łukach w wyniku zarysowania najbardziej wytężonych przekrojów [12]: a) przykład uszkodzonego łuku ceglanego w trzech miejscach, b) schemat niszczenia łuków murowych, gdzie: *M, N* – siły wewnętrzne w łuku, *f* – strzałka łuku, *L* – rozpiętość łuku, *t* – wysokość przekroju poprzecznego łuku, *h* – wysokość strefy ściskanej, *P* – wprowadzona siła zewnętrzna

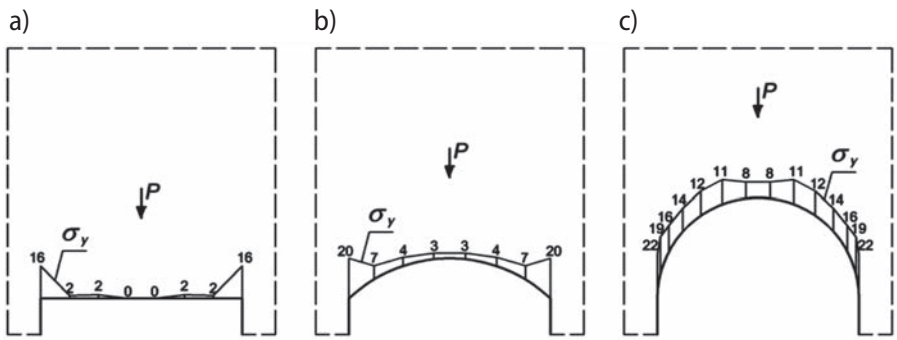
żenie rozłożone q od płyty stropowej. Zmienny był kształt łuku nadproża – płaski, odcinkowy i półkolisty. Symulacje numeryczne autor przeprowadził w programie Abaqus. Dla modelu izotropowego muru przyjęto moduł Younga E = 25,2 GPa, współczynnik Poissona ν = 0,08. Grubość tarczy murowej wynosiła 12 cm. Otrzymano wyniki rozkładów naprężeń kontaktowych σ_y w postaci bezwymiarowej, które obrazują sposób przekazania obciążenia z muru na nadproże (ryc. 3.9–3.11).

Naprężenia kontaktowe σ_y na łuk nadproża rosną wraz ze wzrostem strzałki łuku. Nadproże płaskie ma mniejsze obciążenie w przęśle w porównaniu z nadprożami łukowymi. Największe naprężenia kontaktowe σ_y stwierdzono dla łuków nadproży półkolistych. Nadproże płaskie miało koncentracje naprężeń kontaktowych σ_y przy podporach. Wielkość koncentracji naprężeń na podporach będzie zależała od sztywności tarczy ponad nadprożem oraz samego nadproża [43]. Rozkład naprężeń kontaktowych obrazuje sposób oddziaływania ściany murowej na nadproże i jest znacząco inny niż podany na ryc. 3.5.

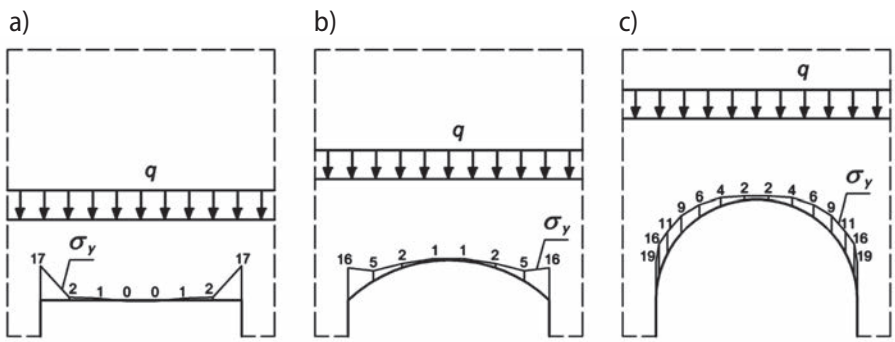
Przedstawione analizy i porównania mogą wskazywać na znaczące różnice między nośnością pojedynczych łuków nadproży a nośnością fragmentów ścian zawierających łuki nadproży. Oznacza to konieczność uwzględniania współpracy muru powyżej łuku nadproża przy prowadzeniu analiz jego nośności. Analiza taka może być prowadzona przy wykorzystaniu MES, z zastosowaniem kryteriów zniszczenia uwzględniających anizotropię wytrzymałości muru. Modele anizotropowe muszą być oparte na kalibracyjnych wynikach badań doświadczalnych, spójnych z przyjętym modelem obliczeniowym. Kryteria empiryczne bazują na wynikach badań prowadzonych na fragmentach ścian poddanych obciążeniu jednoosiowemu lub dwuosiowemu. Stosowane są również kryteria teoretyczne wykorzystywane w obliczeniach do analizy zniszcze-



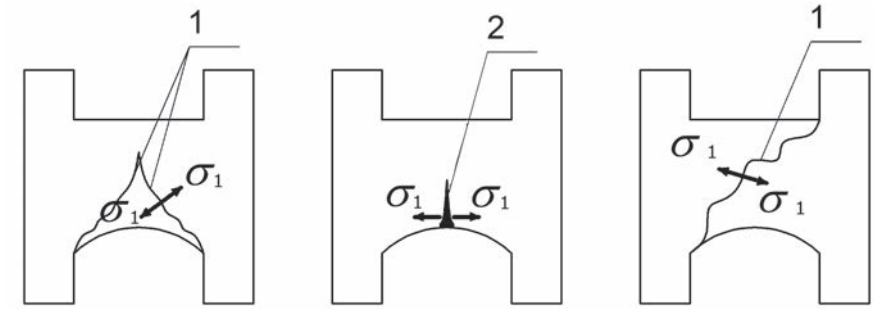
Ryc. 3.9. Wykres naprężeń kontaktowych σ_y na styku łuku nadproża i ściany murowej dla obciążenia ciężarem własnym *G* [12]: a) nadproże płaskie, b) nadproże odcinkowe, c) nadproże półkoliste



Ryc. 3.10. Wykres naprężeń kontaktowych σ_y na styku łuku nadproża i ściany murowej dla obciążenia siłą skupioną *P* [12]: a) nadproże płaskie, b) nadproże odcinkowe, c) nadproże półkoliste



Ryc. 3.11. Wykres naprężeń kontaktowych σ_y na styku łuku nadproża i ściany murowej dla obciążenia równomiernie rozłożonego *q* [12]: a) nadproże płaskie, b) nadproże odcinkowe, c) nadproże półkoliste



Ryc. 3.12. Typowe schematy zniszczenia ceglanych nadproży w wyniku działania głównych naprężeń rozciągających σ_1 [12], gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

nia muru (np. największego naprężenia stycznego lub rozciągającego) [65, 66]. Istotnym mankamentem większości kryteriów jest duża liczba parametrów koniecznych do ustalenia doświadczalnie, co dla większości istniejących już konstrukcji jest niemożliwe do wykonania. Dodatkowo w procesie kalibracji kryterium nośności granicznej trudne jest zobrazowanie nabytych wad konstrukcji wskutek degradacji jej struktury podczas eksploatacji. Wyboru właściwego kryterium do oszacowania nośności istniejących konstrukcji murowych należy dokonać na podstawie rzeczywistej obserwacji charakteru ich niszczenia. Opierając się na analizie morfologii zarysowań muru w strefie ceglanych łuków nadproży oraz badań [138], można stwierdzić, że czynnikiem determinującym będą główne naprężenia rozciągające $\sigma(\alpha)$ oraz ich kąt α względem kierunku spoin wspornych (ryc. 3.12).

Taki stan naprężeń opisuje kryterium przedstawione wzorem (3.6):

$$k_p = \frac{\sigma(\alpha)}{f_{t,\alpha}} \leq 1 \tag{3.6}$$

w którym wytrzymałość muru na rozciąganie $f_{t,\alpha}$ pod kątem α do spoin wspornych określa się ze wzoru [65] (3.7):

$$\frac{1}{f_{t,\alpha}} = \frac{\cos^2 \alpha}{f_{t,0}} + \frac{\sin^2 \alpha}{f_{t,90}} \tag{3.7}$$

gdzie:

$f_{t,90}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° względem spoin wspornych,

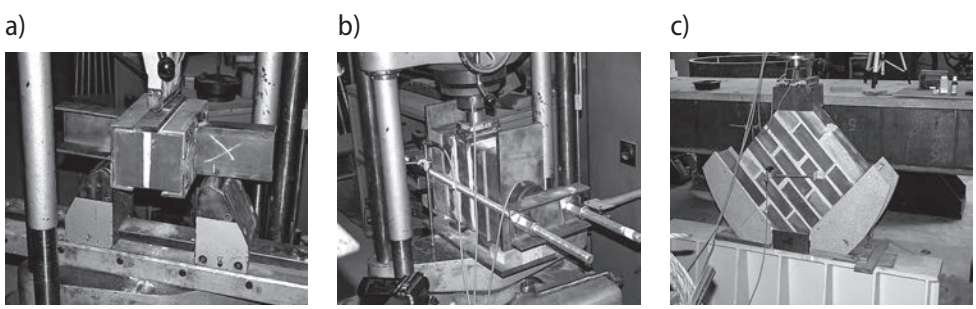
$f_{t,0}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 0° względem spoin wspornych,

α – kąt pochylenia wektora naprężeń głównych rozciągających σ_1 w odniesieniu do kierunku spoin wspornych.

3.3. Symulacje numeryczne własnym programem

Do analiz numerycznych nadproży łukowych autor przyjął kryterium nośności granicznej (3.6), które skalibrował na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych na próbkach muru wykonanego z cegły ceramicznej pełnej klasy 35 oraz zaprawy cementowej M5.

Badanie próbek muru (ryc. 3.13) na rozciąganie prostopadle do spoin wspornych wykonano na podstawie normy PN-EN 1052-2 [142]. Przy badaniu mniejszych próbek metoda normowa została zmodyfikowana (ryc. 3.13 a). Badanie wykonano na 15 próbkach o wymiarach 25 × 12 × 14 cm. Zgodnie z dokonaną modyfikacją moment zginający przykładany jest do dwóch cegieł złączonych ze sobą zaprawą. Cegły mocowane są do obejm stalowych, umieszczanych na przegubach w prasie wytrzymałościowej. Obciążenie zadawane jest siłownikiem w środkowej części łączenia cegieł poprzez wąski płaskownik stalowy (ryc. 3.13 a). Wielkość odczytana z siłomierza jest wartością siły powodującej rozciąganie przy zginaniu dla muru (siła zamieniana jest na moment zginający). Tę wielkość momentu zginającego następnie trzeba odnieść do wskaźnika wytrzymałości przekroju w celu otrzymania wytrzymałości muru (naprężeń powstałych od zginania) na rozciąganie przy zginaniu.



Ryc. 3.13. Stanowiska badawcze próbek muru [12]:
a) na rozciąganie przy zginaniu, b) na ścinanie, c) na rozłupywanie

Określenie wytrzymałości na rozciąganie za pomocą momentu zginającego pozwoliło ustalić nośność dla muru na rozciąganie pod kątem prostym do spoin wspornych, po modyfikacji otrzymanej wartości według zależności [45] (3.8):

$$f_{t,90} = f_t \cdot p = 0{,}58 \cdot \frac{2}{3} = 0{,}38 \text{ MPa} \tag{3.8}$$

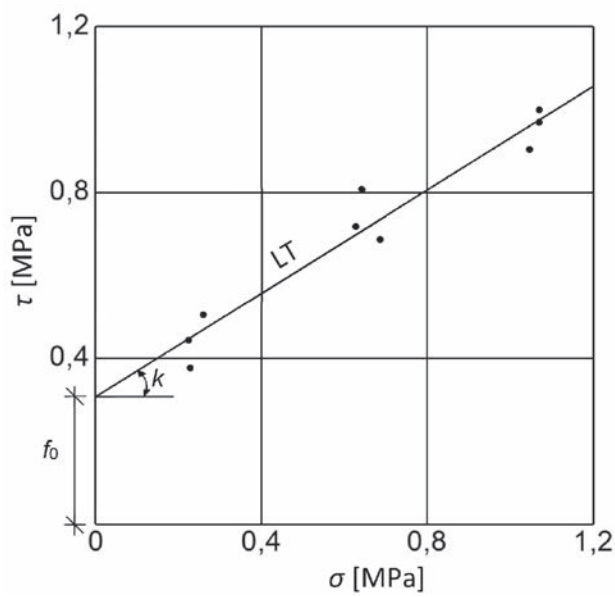
gdzie:

$f_{t,90}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° względem spoin wspornych,

f_t – wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu,

p – współczynnik korelacyjny między nośnością na rozciąganie i zginanie według [45].

Określenie początkowej wytrzymałości na ścinanie $f_{v,0}$ wykonano zgodnie z normą PN-EN 1052-3 [132] na podstawie doświadczalnej linii trendu (ryc. 3.14). Badania wykonano na ścinanie wzdłuż spoin wspornych 9 próbek muru o wymiarach 25 × 12 × 37 cm (po 3 próbki na każdy poziom obciążenia) jednocześnie ściskanych i ścinanych, przy trzech poziomach naprężeń ściskających (ryc. 3.13 b): 0,2 MPa, 0,6 MPa i 1,1 MPa.



Ryc. 3.14. Zależność ustalona doświadczalnie między naprężeniami ściskającymi oraz ścinającymi dla 9 próbek (po 3 na każdy poziom naprężeń ściskających) zgodnie z normą [132], gdzie: LT – linia trendu

Wytrzymałość muru na rozciąganie równolegle do spoin wspornych określano na podstawie zależności [65] (3.9):

$$f_{t,0} = \frac{f_0 \cdot u_j + f_{t,90} \cdot h_u}{h_u + t_m} = \frac{0{,}308 \cdot 0{,}115 + 0{,}38 \cdot 0{,}069}{0{,}069 + 0{,}01} = 0{,}78 \text{ MPa} \quad (3.9)$$

gdzie:

$f_{t,90}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° względem spoin wspornych,

f_0 – początkowa wytrzymałość na ścinanie,

u_j – długość kontaktu wzdłuż spoin wspornych,

h_u – wysokość kontaktu w poprzek spoin wspornych,

t_m – grubość spoiny.

W celu weryfikacji kryterium (3.6) dla wartości kąta α = 45° wykonano badania wytrzymałości muru na rozłupywanie (DCT) na 3 próbkach o wymiarach 50 × 50 × 12 cm (ryc. 3.13 c) [66]. Zgodnie z ASTM E72 1989 [66, 143] otrzymaną wielkość siły niszczącej dla próbek murowych przeliczono na graniczną nośność na rozciąganie pod kątem 45° według wzoru (3.10):

$$f_{t,45} = 0{,}707 \cdot \frac{P}{a \cdot b} = 0{,}707 \cdot \frac{47{,}29 \cdot 10^{-3}}{0{,}52 \cdot 0{,}12} = 0{,}54 \text{ MPa} \tag{3.10}$$

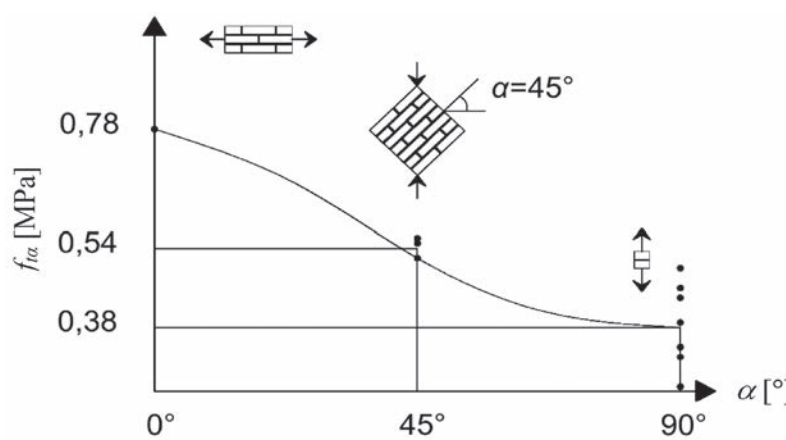
gdzie:

P – wielkość siły niszczącej,

a – uśredniona szerokość próbki,

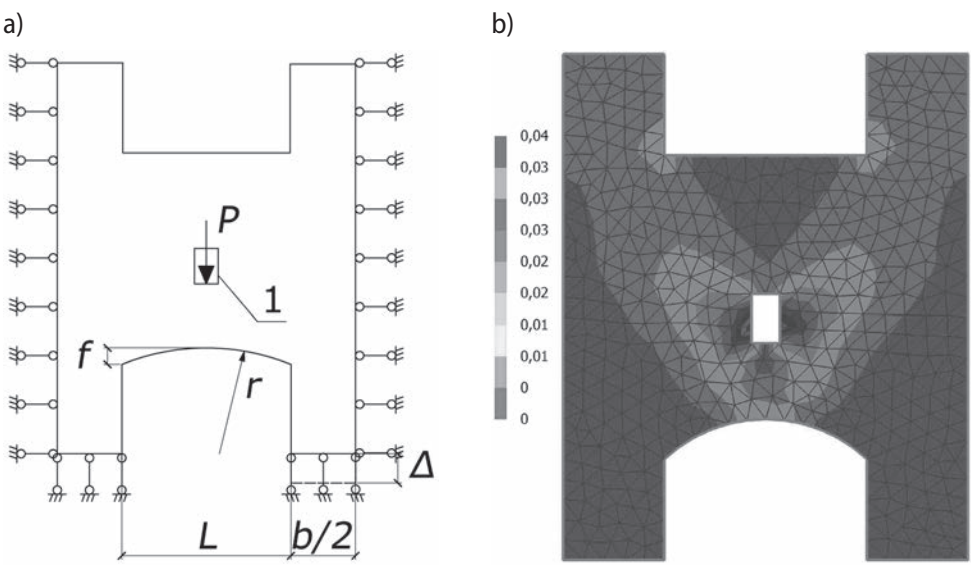
b – grubość próbki.

Powyższe badania pozwoliły na kalibrację kryterium (ryc. 3.15) granicznych naprężeń rozciągających dla muru, które następnie wykorzystano w symulacjach numerycznych.



Ryc. 3.15. Kryterium granicznych naprężeń rozciągających dla muru [12]

Kryterium głównych naprężeń rozciągających (3.6) wykorzystano do analizy wytrzymałości muru w strefie łuków nadproży za pomocą oprogramowania opracowanego przez autora [144]. Na ryc. 3.16 przedstawiono fragment ściany poddany obciążeniu jednostkowej siły skupionej *P*, stanowiącej reakcję z belki stropowej (ciężar własny muru został pominięty). Na podstawie uzyskanych wartości głównych naprężeń rozciągających w każdym elemencie skończonym program określa poziom wytężenia k_P zgodnie z (3.6). Z analizy mapy wytężenia (ryc. 3.16 b) wynika, że najbardziej wytężonymi są strefy muru w obrębie działania siły *P*, gdzie występuje koncentracja naprężeń rozciągających. Początek zarysowania powstaje poziomo od dolnej krawędzi gniazd w miejscu mocowania belki stropowej (ryc. 3.16 a – oznaczenie 1). Propagacja zarysowania powinna następować w kierunku największych naprężeń.



Ryc. 3.16. Fragment ściany poddany analizom [12]: a) schemat obliczeniowy, b) wynikowa mapa wytężenia (program obliczeniowy stworzony przez autora) k_P zgodnie z (3.6) od obciążenia jednostką siłą skupioną $P = 1$ kN, gdzie: 1 – gniazdo wprowadzenia siły skupionej od belki stropowej

Wielkość obciążenia *P*, przy którym następuje początek zarysowania, nie jest wartością graniczną nośności modelu. Użyte kryterium ma za zadanie wskazać przekroczenie stanu granicznego użytkowalności konstrukcji ze względu na powstające zarysowanie. Końcowa nośność łuku nadproża może być znacznie większa od obciążenia powodującego pierwsze zarysowanie strefy nad-

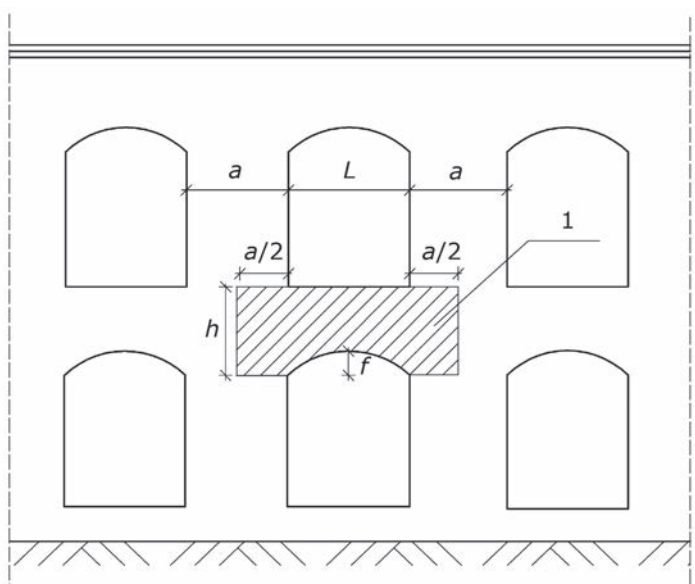
proża [3, 12, 138]. W celu określenia obciążenia niszczącego należy zastosować metodę uwzględniającą propagację rys w obliczeniach metodą elementów skończonych. W tym celu stosuje się dwa podstawowe typy modelu rysy: model rysy dyskretnej oraz model rysy rozmytej. W modelu rysy dyskretnej zarysowanie następuje, gdy w procesie wzrastającego obciążenia rozciągające siły węzłowe normalne do boków elementów skończonych przekroczą wartość maksymalną, odpowiadającą wytrzymałości na rozciąganie. W wyniku tego powstaje nowy stopień swobody umożliwiający pojawienie się w tym miejscu nieciągłości geometrycznej. W modelu rysy ciągłej zarysowanie dotyczy elementu, w którym dochodzi do modyfikacji sztywności i wytrzymałości w związku z zarysowaniem [67]. Nośność takich konstrukcji można oszacować, korzystając z zasad mechaniki niszczenia. Metody te wymagają jednakże wielu pracochłonnych doświadczeń w celu kalibracji materiałów oraz kryteriów nośności granicznej [12, 65, 67]. Prace te są szczególnie uciążliwe w przypadku istniejących budynków, dla których pobranie odpowiedniej ilości reprezentatywnych próbek jest często niemożliwe. Alternatywnym rozwiązaniem może być ustalenie korelacji między początkiem zarysowania a ostatecznym zniszczeniem łuku nadproża z usytuowanym nad nim murem na podstawie badań doświadczalnych specjalnie wykonanych modeli.

3.4. Program własnych badań doświadczalnych

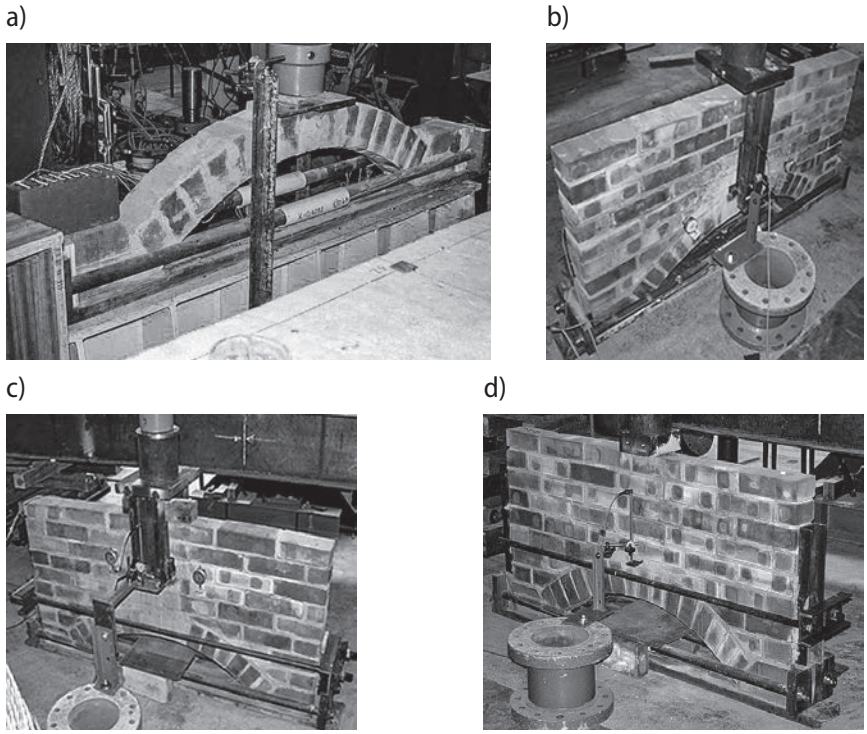
Metoda doświadczalna daje najbardziej wiarygodne i jednoznaczne wyniki, stąd w dalszych badaniach współpracy łuku nadproża z usytuowanym nad nim murem autor stosował doświadczalne modele w skali 1 : 1. Przeanalizowano łukowe nadproża ceglane o typowych kształtach występujących w istniejących budynkach. Dodatkowo analizom poddano prostoliniowe ceglane nadproża klinowe. Analizowano charakter pracy i wpływ warstw nadmurowania na nadproża, ponieważ w literaturze technicznej nie występują takie badania ani informacje.

W celu ustalenia współpracy łuku nadproża ceglanego z otaczającym go murem w obrębie nadproży drzwiowych lub okiennych badano modele w skali naturalnej, będące fragmentami ściany murowanej zgodnie ze schematem (ryc. 3.17). Badania przeprowadzono na modelach (ryc. 3.18–3.21) wyodrębnionych łuków o kształcie odcinkowym, półkolistym i ostrołuku oraz odpowiadających im modelach – fragmentach ściany zawierających łuki ceglane.

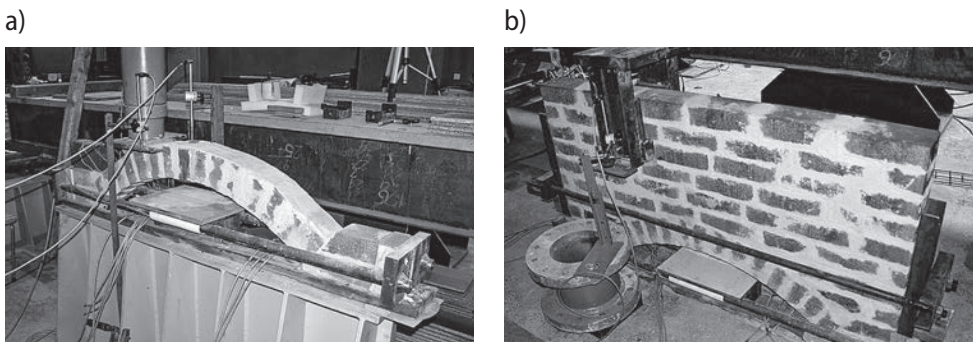
Wykonano w sumie 8 modeli nadproży odcinkowych (ryc. 3.18–3.19), 4 modele półkolistych (ryc. 3.20) oraz 2 modele ostrołuków (ryc. 3.21). Modele wykonano zgodnie ze schematem (ryc. 3.17) o rozpiętości łuku L = 100 cm, strzałce łuku f = 20 cm, wymiarze filarka $a/2$ = 26 cm, wysokości modelu h = 72 cm (odcinkowy), 102 cm (półłuk), 120 cm (ostrołuk), grubości łuku ceglanego 12 cm, grubości całego modelu t = 12 cm. Na zmienność położenia siły w pionie badano 4 nadproża odcinkowe (obciążenie przyłożono na wysokościach 31 cm, 50 cm i 72 cm) z cegły ceramicznej pełnej klasy 15 i zaprawy cementowej M7 (ryc. 3.18). Kolejne 4 nadproża odcinkowe badano na zmianę położenia siły w poziomie (środek nadproża oraz ¼ jego rozpiętości), były one wykonane z cegły ceramicznej pełnej klasy 35 i zaprawy cementowej M5 (ryc. 3.19). Modele półłuku oraz ostrołuku wykonano z cegły ceramicznej pełnej klasy 25 i zaprawy cementowej M5 (ryc. 3.20 i 3.21). Modele obciążano siłami skupionymi modelującymi reakcje z belek stropowych, usytuowanych symetrycznie lub niesymetrycznie (w ¼ rozpiętości) względem środka rozpiętości łuku nadproża. Niesymetryczne obciążenie łuku nadproża siłami skupionymi spotyka się w starych kamienicach podczas napraw stropów drewnianych. W takim przypadku dość często zużyte belki drewniane zastępowano nowymi belkami (również stalowymi) o innych



Ryc. 3.17. Fragment ściany murowej (1) przyjęty do badań [12], gdzie: a – szerokość filarka międzyokiennego, h – wysokość fragmentu muru, L – rozpiętość nadproża w świetle otworu, f – wyniosłość łuku



Ryc. 3.18. Stanowisko badawcze modeli łuków nadproży odcinkowych (cegła ceramiczna pełna klasy 15, zaprawa cementowa M7) [12], obciążonych symetrycznie w środku rozpiętości łuku: a) wyodrębniony łuk (nadproże), b) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną bezpośrednio nad łukiem (wysokość siły 31 cm), c) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną nad dwoma warstwami cegieł nad łukiem (wysokość siły 50 cm), d) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną nad pięcioma warstwami cegieł nad łukiem (wysokość siły 72 cm)



Ryc. 3.19. Stanowisko badawcze modeli łuków nadproży odcinkowych (cegła ceramiczna pełna klasy 35, zaprawa cementowa M5) [12], obciążonych niesymetrycznie w ¼ rozpiętości łuku: a) wyodrębniony łuk (nadproże), b) fragment ściany zawierający łuk nadproża

a) b)

Ryc. 3.20. Stanowisko badawcze modeli łuków nadproży półkolistych (cegła ceramiczna pełna klasy 25, zaprawa cementowa M5), obciążonych symetrycznie w środku rozpiętości łuku [3]: a) wyodrębniony łuk (nadproże), b) fragment ściany zawierający łuk nadproża

a) b)

Ryc. 3.21. Stanowisko badawcze modeli łuków nadproży ostrołukowych (cegła ceramiczna pełna klasy 25, zaprawa cementowa M5), obciążonych symetrycznie w środku rozpiętości łuku [3]: a) wyodrębniony łuk (nadproże), b) fragment ściany zawierający łuk nadproża

rozstawach niż w istniejących stropach, obciążając nadproża niesymetrycznie. W badanych modelach zmieniano również usytuowanie siły skupionej w pionie względem łuku nadproża.

Przebadano także ceglane nadproża klinowe o kształcie prostoliniowym. Wykonano 2 modele nadproży klinowych oraz odpowiadające im 2 modele belek prostych, w sumie 4 modele. Długość modeli L = 120 cm, wysokość h = 25 cm i grubość t = 12 cm. Nadproża wykonano z cegły ceramicznej pełnej klasy 25 i zaprawy cementowej M5. Rozpatrzono dwa typy, ponieważ nadproże pracuje jako samodzielna belka jednoprzęsłowa oraz we współpracy z otaczającym je murem (ryc. 3.2 a). Z uwagi na ograniczenie przemieszczeń poziomych w płaskich nadprożach klinowych w dolnych strefach czołowych belki powstają

poziome siły ściskające (mimośrodowe oddziaływania), które znacząco redukują naprężenia rozciągające w jej dolnej strefie.

W trakcie badań prowadzono rejestracje wprowadzanej siły siłomierzem mocowanym przy siłowniku hydraulicznym, siły rozporu za pomocą ściągu stalowego, przemieszczeń czujnikami indukcyjnymi oraz odkształceń tensometrami mocowanymi w najbardziej charakterystycznych miejscach. Do ściągu stalowego, mocowanego u dołu modeli, zamocowano tensometry i skalibrowano jego pracę w zakresie siły 120 kN. Następnie zakres ekstrapolowano do wartości 320 kN. Wzorcowy przetwornik siły skalibrowano na maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z600. Za pomocą czujników elektrooporowych w najbardziej wytężonych przekrojach mierzono odkształcenia względne ε, które stosowano do określenia naprężeń $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Usytuowanie przekrojów, w których mierzono ugięcia i odkształcenia, ustalano na podstawie wstępnych obliczeń numerycznych MES badanych modeli. Obciążenie od siłownika na mur przekazywano za pomocą stalowych podkładek zamontowanych na słabej zaprawie wyrównawczej. W przypadku modeli obciążanych w środkowych warstwach muru użyto ceowników przekazujących siłę do dolnych warstw muru modelu (ryc. 3.18 b, c i 3.19 b).

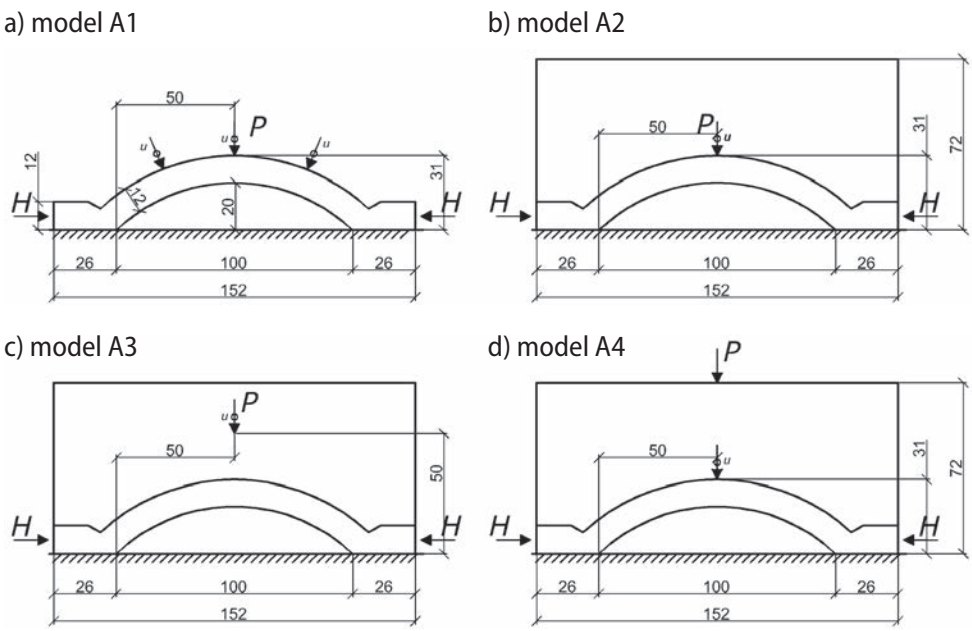
Z przeprowadzonych wstępnych badań wyodrębnionych modeli łuków nadproży półkolistych i ostrołukowych w zakresie sprężystym wyniknęło, że wykazują one duże przemieszczenia pionowe oraz poziome. W związku z powyższym w celu symulacji współpracy z murem otaczającym zdecydowano o zastosowaniu dodatkowych ściągów na całej wysokości modeli (ryc. 3.20 b i 3.21 b). W celu redukcji sił tarcia w strefach oparcia modeli na posadzce zastosowano warstwę poślizgową z folii.

Wszystkie modele łuków nadproży przebadano aż do zniszczenia. Zastosowane czujniki mocowano do jednego mostka tensometrycznego HBM Hottinger MGC Plus. Odczyty prowadzono aż do zniszczenia modeli w czasie rzeczywistym o częstotliwości 10 Hz. W trakcie prowadzenia badań rejestrowano przebieg zniszczenia za pomocą kamery wysokiej rozdzielczości.

3.5. Łuki nadproży odcinkowych

Badaniom poddano dwie serie modeli ceglanych łuków nadproży (różna cegła i zaprawa) [12]. Badano modele serii A o wytrzymałości muru na ściskanie 11,8 MPa (cegła ceramiczna pełna klasy 15, zaprawa cementowa M7 – wykonano

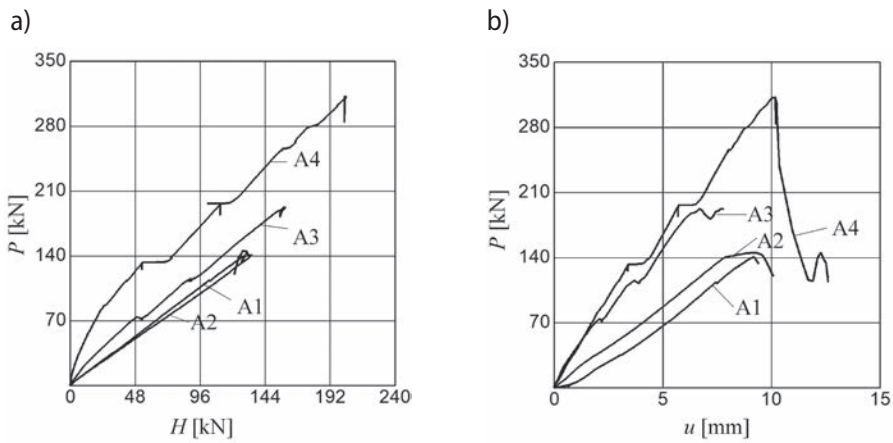
4 modele) i modele serii B o wytrzymałości 26,8 MPa (cegła ceramiczna pełna klasy 35, zaprawa cementowa M5 – wykonano 4 modele). W modelach serii A badano wpływ zmiany wysokości usytuowania siły skupionej *P* na nośność łuku nadproża, w tym wpływ warstw muru nad łukiem (ryc. 3.22). Model A1 badano jako wyodrębniony łuk bez warstw nadmurowania nad nadprożem, obciążony bezpośrednio w zworniku łuku. Modele A2, A3, A4 odzwierciedlały sytuację, kiedy obciążenie od siły skupionej usytuowane jest w ścianie nad łukiem nadproża na różnych wysokościach.



Ryc. 3.22. Schematy badawcze modeli łuków nadproży odcinkowych [12] serii A, obciążonych siłą *P* w środku rozpiętości: a) wyodrębniony łuk (model A1), b) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną bezpośrednio nad łukiem (model A2), c) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną nad dwoma warstwami cegieł nad łukiem (model A3), d) fragment ściany zawierający łuk nadproża z siłą przyłożoną nad pięcioma warstwami cegieł nad łukiem (model A4), gdzie: *H* – rozpór z łuku, *u* – pomiar przemieszczeń, *P* – wprowadzane obciążenie do modelu

Wyniki badań modeli serii A przedstawiono na ryc. 3.23 w postaci zależności rozporu *H* oraz wielkości ugięcia *u* w środku rozpiętości od wartości siły *P*. Określone zależności dla modeli A1 i A2 są liniowe i zbieżne ze sobą. Zniszczenie nastąpiło przy obciążeniu $P_{A1} = P_{A2} = 140$ kN oraz sile rozporu $H_{A1} = 129$ kN dla modelu A1 i $H_{A2} = 133$ kN dla modelu A2. Stąd wnioskuje się o braku istotnego wpływu na pracę łuku usytuowanych nad nim warstw muru przy bezpośrednim

obciążeniu tego łuku w strefie wzornika (model A2). Zupełnie inne było zachowanie modeli A3 i A4. W tym przypadku zniszczenie nastąpiło przy znacznie większych wartościach $P_{A3} = 193$ kN i $P_{A4} = 313$ kN. Maksymalna zarejestrowana siła rozporu w łuku przed całkowitym zniszczeniem wynosiła $H_{A3} = 158$ kN dla modelu A3 i $H_{A4} = 204$ kN dla modelu A4. Widoczne są załamania (uskoki) na wykresach modeli A3 i A4 (ryc. 3.23), które zarejestrowano przy wysokości siły $P_{A3p1} = 74$ kN i $P_{A3p2} = 113$ kN dla modelu A3 i $P_{A4p1} = 134$ kN i $P_{A4p2} = 197$ kN dla modelu A4.



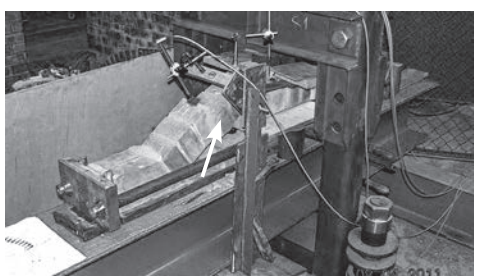
Ryc. 3.23. Wyniki rejestracji badań łuków nadproży modeli typu A [12]:
a) wartości rozporu *H* i wprowadzonej siły *P*, b) wartości ugięcia *u* i wprowadzonej siły *P*

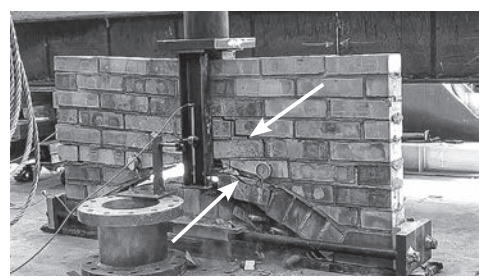
Przyczyną załamań na wykresach dla modeli A3 i A4 (ryc. 3.23) są zarysowania modeli podczas wzrostu obciążenia warstw muru usytuowanych nad łukiem. W tych momentach następowała zmiana sztywności konstrukcji oraz redystrybucja naprężeń między łukiem a usytuowanymi nad nim warstwami muru. Pierwsze zarysowania tych warstw określono jako początek wyodrębnienia się łuku wtórnego: dla modelu A3 przy sile $P_{A3p1} = 74$ kN i dla modelu A4 przy sile $P_{A4p1} = 134$ kN. Zwiększenie wysokości położenia siły skupionej *P* nad zwornikiem łuku o 20 cm w modelu A3 doprowadziło do wzrostu jego nośności 1,38 razy w porównaniu z modelem A2. Natomiast przy wysokości położenia siły skupionej *P* nad zwornikiem łuku 41 cm w modelu A4 nośność zwiększyła się 2,24 razy. Wartość siły rozporu *H* mierzona w łuku w modelu A4 przed jego zarysowaniem ($P < P_{A4p1} = 134$ kN) była 2,8 razy mniejsza niż dla modelu A1. Wartości rozporu *H* były podobne dla modelu A3 ($P < P_{A3p1} = 74$ kN). Jest to związane ze zwiększeniem sztywności łuku nadproża, wskutek nadmu-

rowania warstwami cegieł, w wyniku czego ceglany łuk i mur powyżej pracują łącznie jako belka–ściana [68]. Potwierdzeniem tego są również ponad 1,5 razy mniejsze deformacje pionowe modeli A3 i A4 (nadmurowane warstwami cegieł) w porównaniu z modelem A1 (ryc. 3.23).

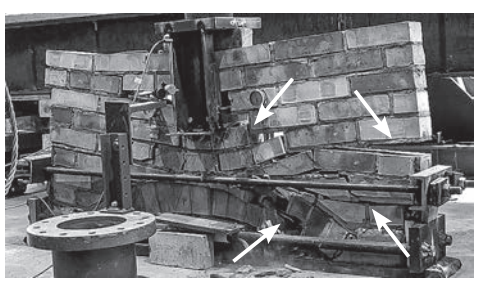
Na ryc. 3.24 przedstawiono uszkodzenia badanych modeli serii A w końcowej fazie niszczenia. Morfologię uszkodzeń przedstawiono graficznie na ryc. 3.25 z podaniem wartości sił niszczących P_n. Model A1 uległ zniszczeniu wskutek powstania układu trójprzegubowego łuku oraz ścięcia cegieł w okolicy zwornika. Model A2 zniszczył się na skutek odspojenia łuku ceglanego od usytuowanych nad nim warstw muru, z uwagi na utratę w strefie ich kontaktu przyczepności między cegłą i zaprawą. W trakcie procesu odspajania powstały również pęknięcia w warstwach muru ponad łukiem, powyżej wprowadzanej siły. Podobny mechanizm niszczenia łuków nadproży odcinkowych dość często występuje w istniejących kamienicach. Model A3 z obciążeniem przyłożonym nad trzema warstwami cegieł uległ zniszczeniu poprzez wyodrębnienie łuku wtórnego w postaci ukośnych zarysowań. Schodkowy kształt rys pokrywających się ze spoinami pionowymi i poziomymi między cegłami świadczy o utracie przyczepności między nimi. W fazie końcowej ceglany łuk został znisz-

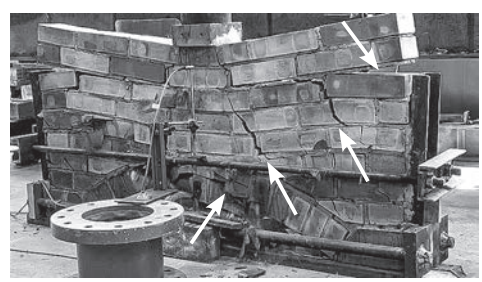
a) model A1 b) model A2





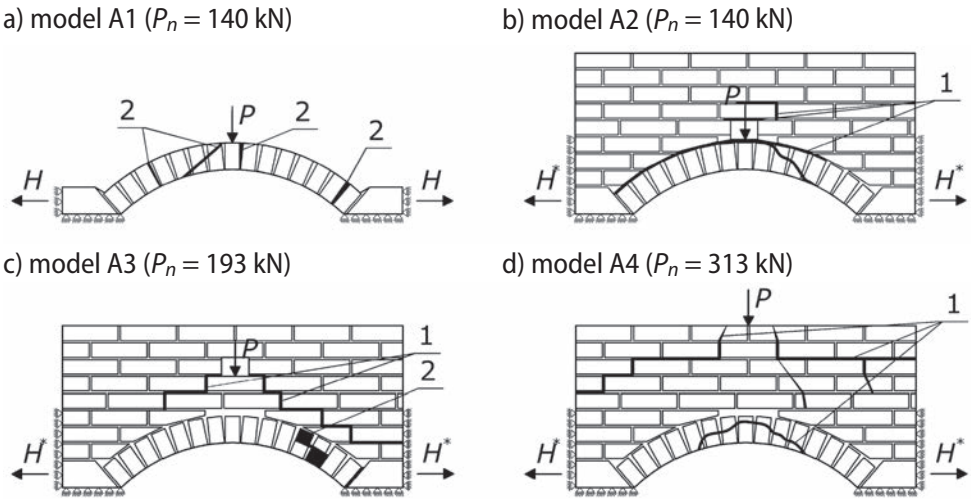
c) model A3 d) model A4





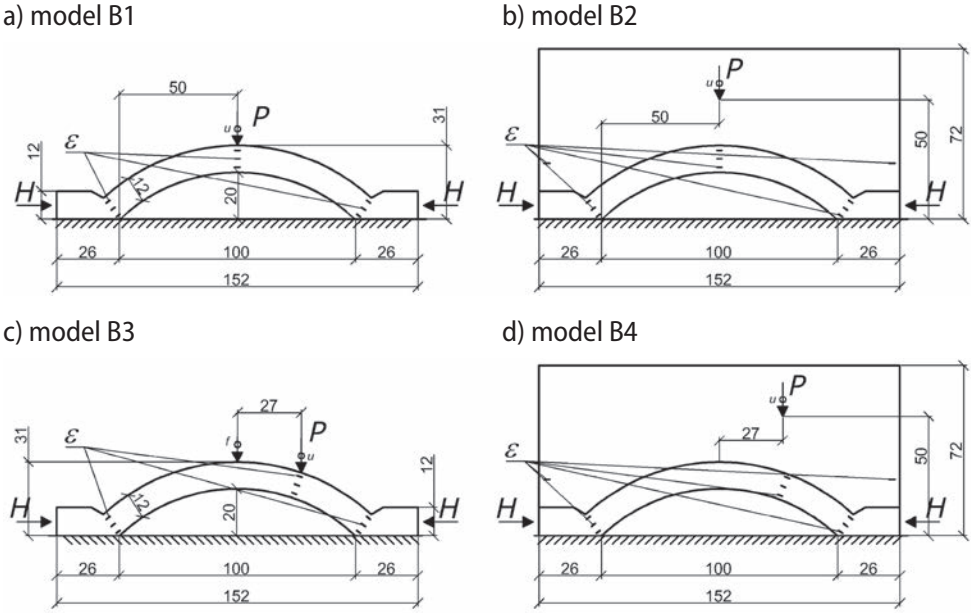
Ryc. 3.24. Widok modeli serii A w końcowej fazie niszczenia [12]:
a) model A1, b) model A2, c) model A3, d) model A4

czony poprzez zmiażdżenie cegieł w jego ściskanych strefach przypodporowych. Podobny schemat zniszczenia zarejestrowano dla modelu A4, w którym widoczne jest wyodrębnienie się łuku wtórnego wskutek powstania rys ukośnych, usytuowanych w warstwach muru nad łukiem. Całkowite zniszczenie wystąpiło z uwagi na pęknięcie łuku w strefie zwornika, prostopadle do spoin wspornych.



Ryc. 3.25. Morfologia uszkodzeń modeli doświadczalnych serii A [12]: a) model A1, b) model A2, c) model A3, d) model A4, P_n – wartość siły niszczącej, gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

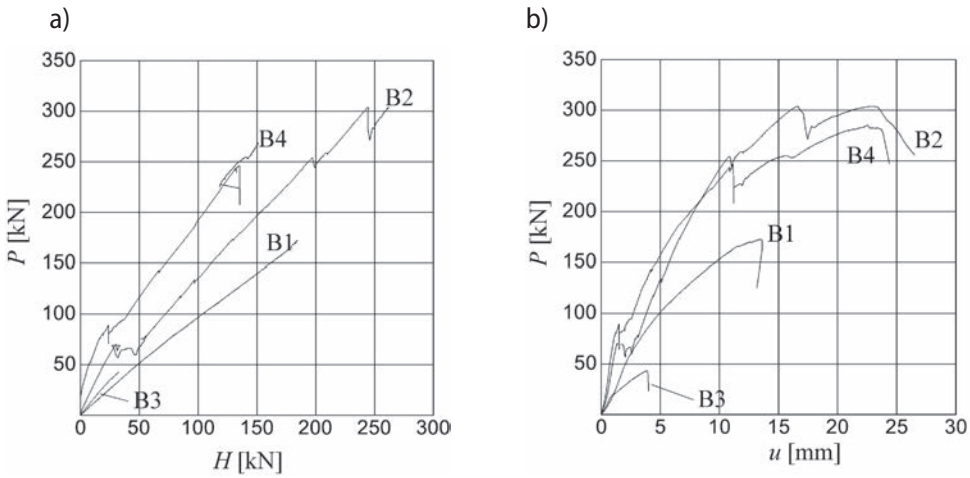
Modele serii B przebadano zgodnie ze schematem pokazanym na ryc. 3.26. Wykonano je z cegły ceramicznej pełnej klasy 35 i zaprawy cementowej M5. W badaniach zmieniano względem modeli serii A usytuowanie siły skupionej P w poziomie (środek oraz ¼ rozpiętości łuku). Modele B1 i B3 wykonano jako wyodrębniony ceglany łuk, który obciążono siłą skupioną symetrycznie i niesymetrycznie względem środka rozpiętości. Modele B2 i B4 wykonano jako fragment ściany zawierający murowe łukowe nadproże, z lokalizacją obciążenia siłą analogicznie jak w modelach B1 i B3. Obciążenie w modelach B2 i B4 usytuowano nad trzema warstwami cegieł (około 21 cm) ponad zwornikiem łuku. W trakcie badania prowadzono rejestrację ugięcia u łuku w strefie przyłożenia siły skupionej P oraz wartości sił rozporowych H. Za pomocą czujników tensometrycznych zamocowanych na cegłach mierzono wartości ε, które potem zamieniono na naprężenia na podstawie ustalonego doświadczalnie modułu Younga cegły E = 30,6 GPa.



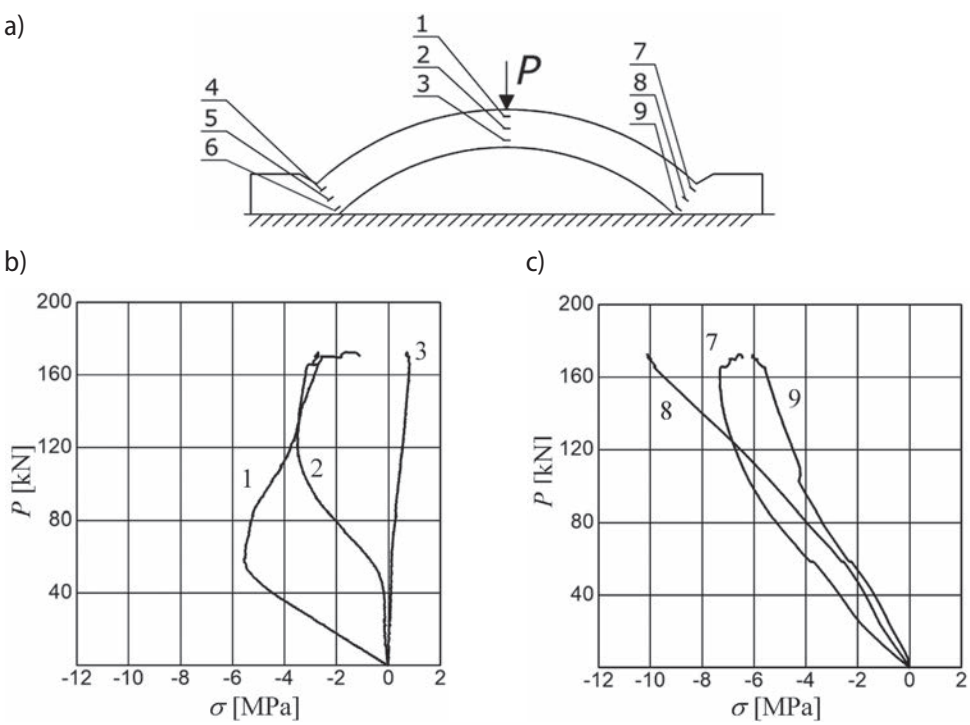
Ryc. 3.26. Schematy badawcze modeli łuków nadproży odcinkowych serii B [12]: a) wyodrębniony łuk (model B1) obciążony symetrycznie w środku rozpiętości, b) fragment ściany zawierający ceglany łuk (model B2) obciążony symetrycznie w środku rozpiętości, c) wyodrębniony łuk (model B3) obciążony niesymetrycznie, d) fragment ściany zawierający ceglany łuk (model B4) obciążony niesymetrycznie, gdzie: *H* – rozpór z łuku, *u* – pomiar przemieszczeń, *P* – wprowadzane obciążenie do modelu

Na ryc. 3.27 zobrazowano wyniki zarejestrowanych sił rozporu *H* oraz wielkości ugięcia *u* w miejscu przyłożonej siły *P* dla modeli serii B. Zależności dla modeli B1 i B3 mają liniowy przebieg, bez widocznych załamań na krzywych. Zniszczenie modeli wyodrębnionych łuków (B1 i B3) nastąpiło przy wartościach P_{B1} = 173 kN i P_{B3} = 43 kN. Dla modeli fragmentów ścian B2 i B4 zaobserwowano załamania (uskoki) na krzywych zależności z badań. Poziomy te dla modelu B2 wystąpiły przy wartościach siły P_{B2p1} = 70 kN i P_{B2p2} = 255 kN, a całkowite zniszczenie przy sile P_{B2} = 304 kN, czyli około 1,8 razy większej jak dla modelu B1. Dla modelu B4 załamanie krzywej *P*–*u* nastąpiło przy wartościach siły P_{B4p1} = 79 kN i P_{B4p2} = 246 kN, a całkowite zniszczenie przy sile P_{B4} = 286 kN, czyli około 6,7 razy większej jak dla modelu B3. Podobnie jak dla modeli serii A moment powstania pierwszego załamania krzywej *P*–*u* określa się jako początek wyodrębniania się łuku wtórnego (dla modelu B2 przy sile P_{B2p1} = 70 kN, a dla modelu B4 przy sile P_{B4p1} = 79 kN).

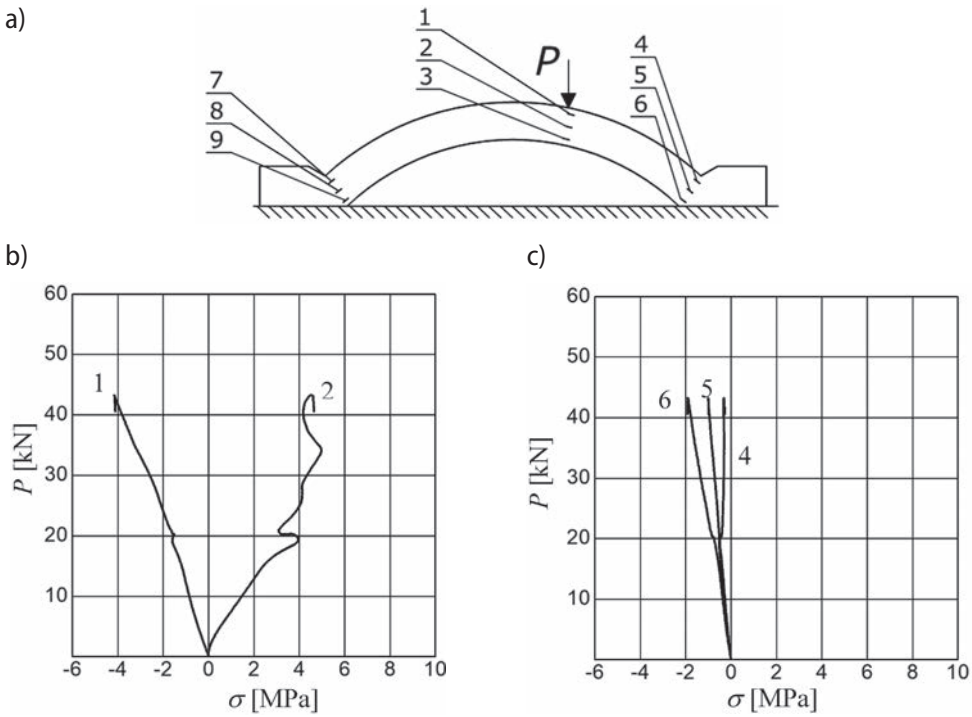
Ustalono zależność nośności murowych łuków nadproży od usytuowania siły skupionej względem zwornika łuku. Im siła jest dalej od zwornika (środka



Ryc. 3.27. Rezultaty badań łuków nadproży modeli typu B [12]: a) zależności wartości rozporu *H* od wprowadzonej siły *P*, b) zależności wartości ugięcia *u* od wprowadzonej siły *P*



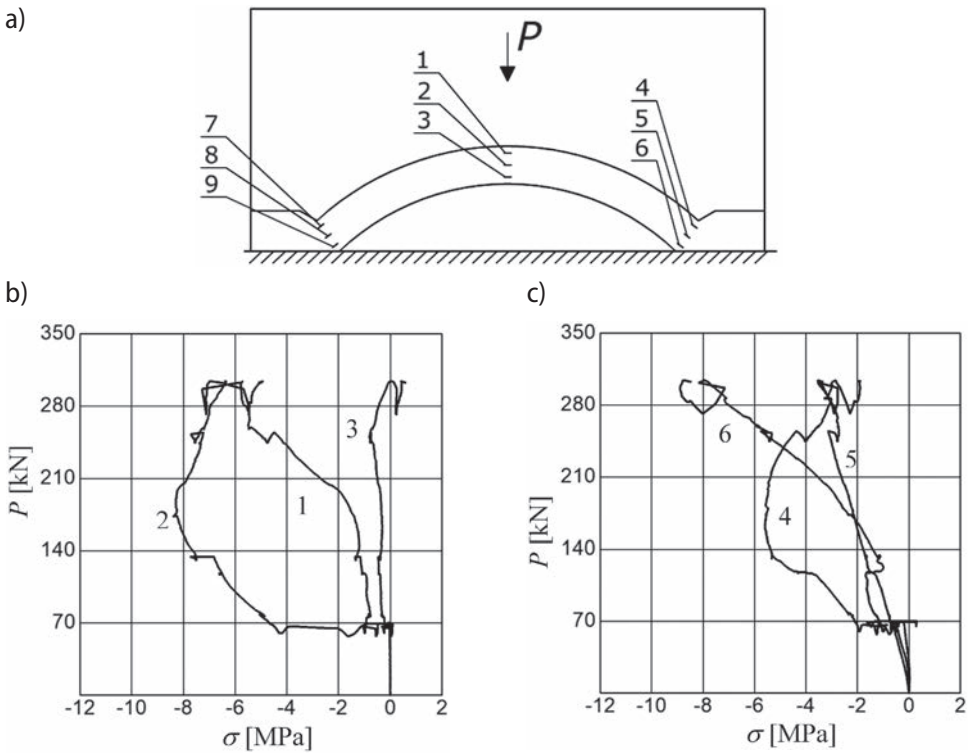
Ryc. 3.28. Rezultaty badań łuków nadproży – model B1 [12]: a) schemat usytuowania tensometrów, b) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 1–3 od wprowadzanej siły *P*, c) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 7–9 od wprowadzanej siły *P*



Ryc. 3.29. Rezultaty badań łuków nadproży – model B3 [12]: a) schemat usytuowania tensometrów, b) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 1–2 od wprowadzanej siły P, c) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 4–6 od wprowadzanej siły P

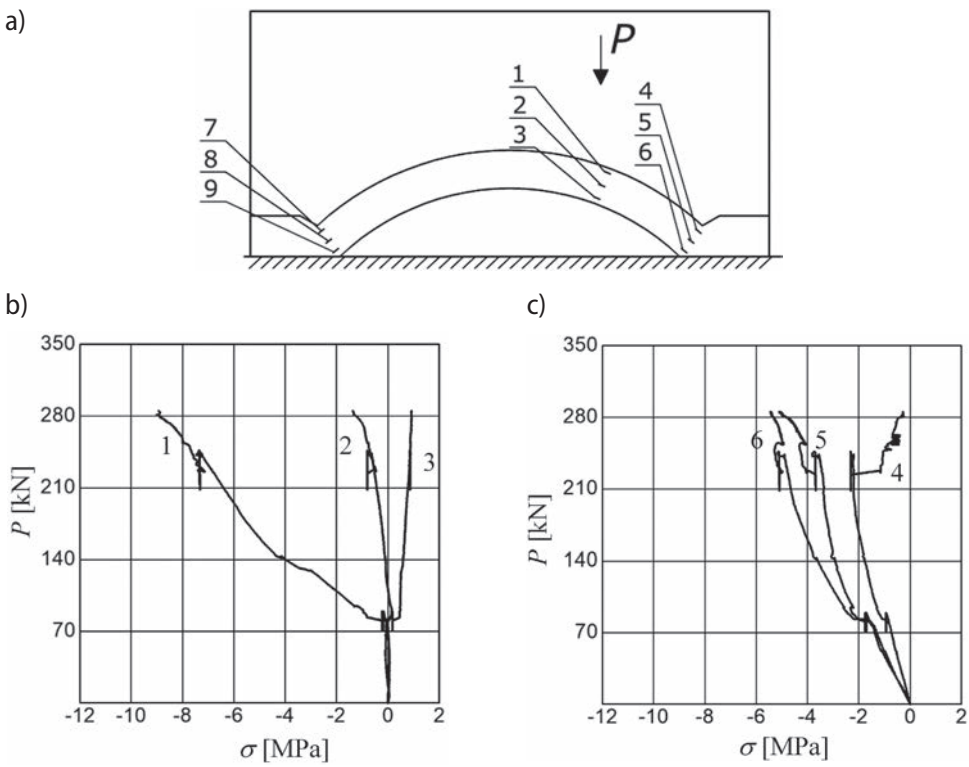
łuku), tym jego nośność znacząco maleje. Wskutek przesunięcia siły skupionej P do ¼ rozpiętości łuku nadproża (model B3) nośność jego zmniejszyła się około 4 razy w porównaniu z modelem B1. Natomiast porównując fragmenty ścian zawierające łuk nadproża przy obciążeniu niesymetrycznym (model B4) z modelem z obciążeniem symetrycznym (model B2), zauważono, że nośność zmniejszyła się około 1,06 razy. Stwierdzono, że wpływ nadmurowania nad łukiem nadproża jest znacznie większy przy obciążeniu niesymetrycznym względem środka rozpiętości łuku. Nadmurowanie niweluje wpływ niesymetrycznego obciążenia. Usytuowanie siły skupionej P względem środka rozpiętości modeli ma również znaczący wpływ na deformacje. Modele B1 oraz B3 przy jednakowym obciążeniu wykazują znaczącą różnicę ugięć, natomiast dla modeli B2 i B4 różnica ta była zdecydowanie mniejsza.

Uzyskane w badaniach zależności P–H oraz P–u korelują z zależnościami naprężeń normalnych σ od wielkości obciążenia P w charakterystycznych przekrojach łuków (ryc. 3.28–3.31). W modelach wyodrębnionych łuków B1 i B3



Ryc. 3.30. Rezultaty badań łuków nadproży – model B2 [12]: a) schemat usytuowania tensometrów, b) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 1–3 od wprowadzanej siły P, c) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 4–6 od wprowadzanej siły P

nie stwierdzono gwałtownych zmian przebiegu wykresów. W modelach B2 i B4 zależności miały załamania (uskoki). Momenty powstania załamań rejestracji naprężeń σ modeli B2 i B4 pokrywają się z momentami gwałtownych zmian z rejestracji siły rozporu H i przemieszczeń u (ryc. 3.27). Związane jest to z redystrybucją naprężeń we fragmencie ściany między łukiem a nadmurowaniem podczas zarysowania nadmurowania. Analizując zależności ryc. 3.30 i 3.31, stwierdzono, że do początku zarysowania modeli (wartość obciążenia około P = 70–79 kN) naprężenia w przekroju zwornika łuku były w okolicach zera. W strefach podporowych występowały niewielkie naprężenia ściskające wywołane działaniem sił rozporowych H. W wyniku przekroczenia wartości obciążenia wprowadzonego P = 70–79 kN nastąpiła gwałtowna zmiana rozkładu naprężeń σ we wszystkich przekrojach poprzecznych łuków (model B2 i B4). Związane jest to z częściowym wyłączeniem tych łuków ze współpracy z nadmurowanymi nad nimi warstwami cegły z uwagi na powstanie łuku



Ryc. 3.31. Rezultaty badań łuków nadproży – model B4 [12]: a) schemat usytuowania tensometrów, b) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 1–3 od wprowadzanej siły P, c) zależności naprężeń σ odczytanych z tensometrów w punktach 4–6 od wprowadzanej siły P

wtórnego. W modelu B2 w trakcie obciążenia aż do zniszczenia we wszystkich przekrojach występowały naprężenia ściskające (ryc. 3.30). Jedynie przed samym zniszczeniem w punkcie nr 3 powstały naprężenia rozciągające.

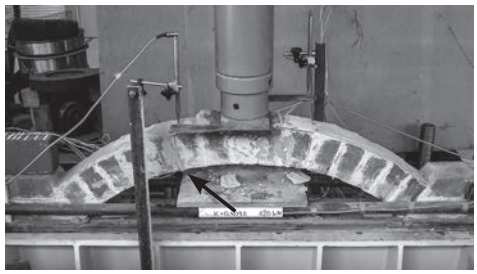
W trakcie badania modelu B1 wyodrębnionego łuku w punkcie pomiarowym nr 3 rejestrowano wyłącznie rozciąganie, co nie miało miejsca w odpowiadającym modelu fragmentu ściany B2. Oznacza to, że fragment muru powyżej łuku spowodował zmianę stanu naprężeń w samym łuku. W tym przypadku jest to znacząca różnica związana ze zmianą znaku naprężeń. Podobne wyniki można zaobserwować w przypadku modeli B3 oraz B4. W modelu B3 w punkcie pomiarowym nr 3 zaprawa uległa uszkodzeniu, a rozciąganie stwierdzono w punkcie pomiarowym nr 2. W modelu B4 już pierwsze zarysowanie spowodowało zmianę w punkcie pomiarowym nr 3 naprężeń ściskających na rozciągające. Fakt odmiennego stanu naprężeń w łuku (ściskanie lub rozciąganie)

w okolicy punktu pomiarowego nr 3, w zależności od wystąpienia lub niewystąpienia nadmurowania nad łukiem nadproża, jest potwierdzeniem bardzo znaczącego wpływu warstw muru powyżej łuku nadproża na jego nośność.

Na ryc. 3.32 przedstawiono widok badanych modeli serii B w końcowej fazie niszczenia. Morfologię uszkodzeń przedstawiono graficznie na ryc. 3.33 z podaniem wartości sił niszczących P_n. Model B1 (wyodrębniony łuk z obciążeniem symetrycznym) uległ zniszczeniu poprzez zmiażdżenie cegieł w zworniku, z uwagi na przekroczenie granicznych naprężeń ściskających. Model B3 (wyodrębniony łuk z obciążeniem niesymetrycznym) został zniszczony wskutek powstania spękań w najbardziej wytężonych przekrojach. Następnie układ przekształcił się w czteroprzegubowy mechanizm. Model B2 (fragment ściany z obciążeniem symetrycznym) zniszczył się poprzez powstanie spękania ukośnego wyodrębniającego łuk wtórny. Model B4 (fragment ściany z obciążeniem niesymetrycznym) został zniszczony wskutek powstania poziomego spękania, zaczynającego się od okolic gniazda (otwór w modelu pod płaskownik wprowadzający obciążenie). Konstrukcja łuku wspierającego popękała w dwóch najbardziej wytężonych przekrojach. Powstanie łuku wtórnego zapoczątkowało spękanie poziome muru w miejscu przyłożenia siły skupionej. Moment powstania spękań wyraźnie obrazują wykresy na ryc. 3.27 dla modeli B2 i B4 przy odpowiednich wartościach sił dla $P_{B2p1} = 70$ kN i $P_{B4p1} = 79$ kN (moment powstania załamania na wykresach na ryc. 3.27). W tym momencie nastąpiła redystrybucja naprężeń i propagacja rys aż do całkowitego zniszczenia modeli, któremu towarzyszyło powstanie pęknięcia pionowego w przekrojach w pobliżu płaszczyzny działania siły P.

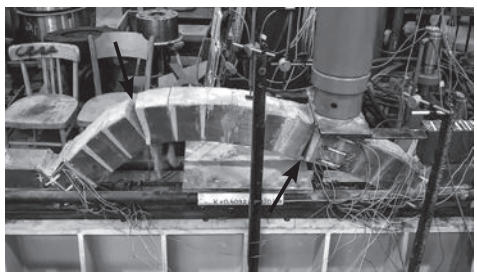
Przeprowadzono również symulacje numeryczne modeli B2 i B4 za pomocą autorskiego oprogramowania komputerowego na bazie MES [12]. Analizowano modele B2 i B4 według schematu (ryc. 3.33). W związku z tym wartości obciążeń przyjmowano według zależności P–u (ryc. 3.27 b) na poziomie $P_{B2p1} = 70$ kN dla modelu B2 i $P_{B4p1} = 79$ kN dla modelu B4. Analiza numeryczna opierała się na przyjęciu pracy muru w zakresie sprężystym. Przyjęto model makroskopowy o parametrach pracy liniowej. Fragment ściany zawierający łuk nadproża modelowano trójwęzłowymi elementami skończonymi typu tarczowego o izotropowych właściwościach materiałowych. Podział siatki elementów skończonych określono na 120 mm dla fragmentów ścian oraz 60 mm dla modeli wyodrębnionych łuków. Wprowadzono parametry materiałowe na podstawie wykonanych badań materiałowych modeli serii B: moduł Younga $E = 25{,}2$ GPa, współczynnik Poissona $\nu = 0{,}08$. Za stan graniczny nośności analizowanego fragmentu przyj-

a) model B1

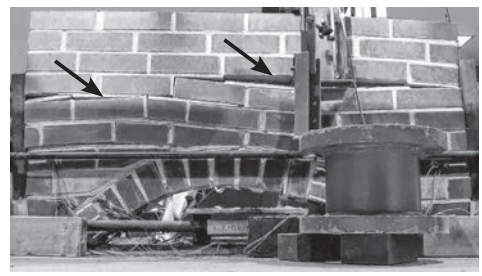


b) model B2

c) model B3

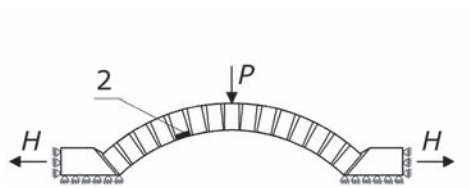


d) model B4

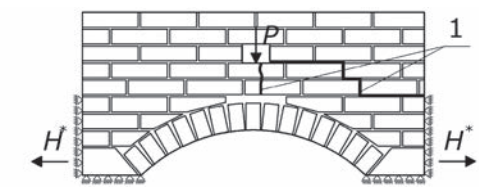


Ryc. 3.32. Widok modeli serii B w końcowej fazie niszczenia [12]:
a) model B1, b) model B2, c) model B3, d) model B4

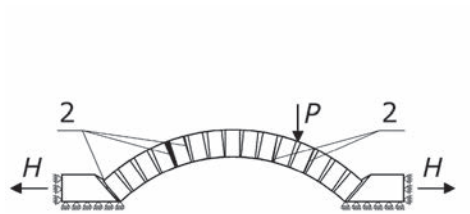
a) model B1 ($P_n = 173$ kN)



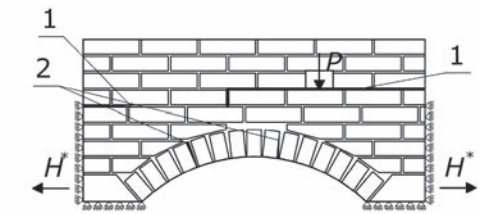
b) model B2 ($P_n = 304$ kN)



c) model B3 ($P_n = 43$ kN)

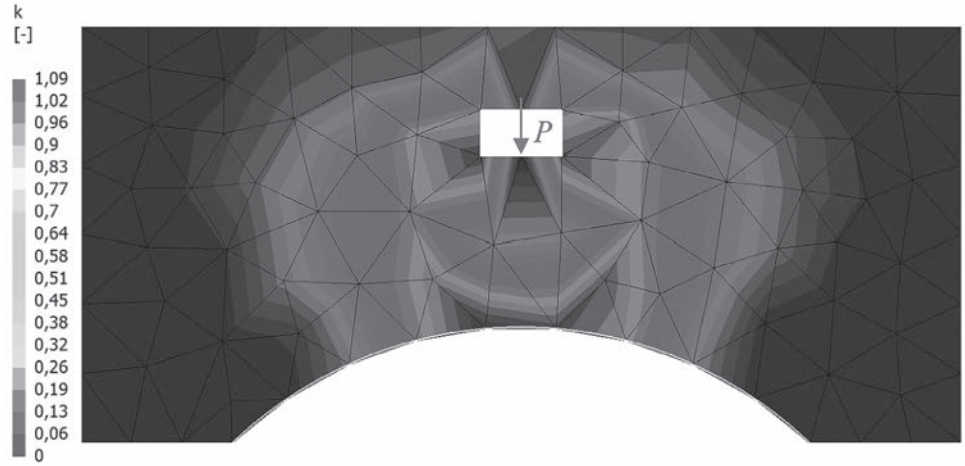


d) model B4 ($P_n = 286$ kN)

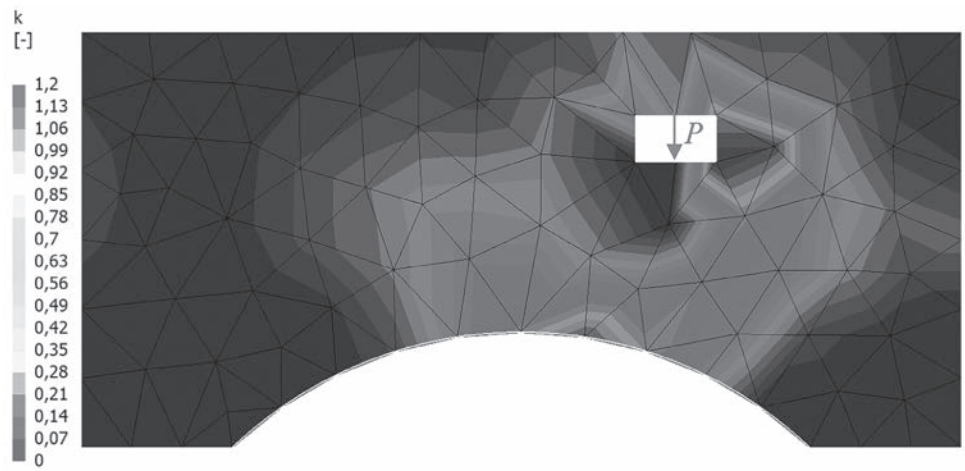


Ryc. 3.33. Morfologia uszkodzeń modeli doświadczalnych serii B [12]:
a) model B1, b) model B2, c) model B3, d) model B4, gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

a) model B2



b) model B4



Ryc. 3.34. Mapy wytężenia modeli numerycznych [12]: a) model B2, b) model B4

mowano warunek przekroczenia naprężeń rozciągających muru (3.6) w funkcji kąta naprężeń rozciągających względem geometrii spoin wspornych, który był sprawdzany dla każdego elementu skończonego. Dla modelu B2 przy wprowadzonym obciążeniu siłą skupioną P_{B2p1} = 70 kN otrzymano wartość wytężenia k = 1,09 – wartość doświadczalna przekroczona o 9% (ryc. 3.34 a). Miejsce pojawienia się maksymalnego wytężenia pokrywa się z wynikami z doświadczeń, czyli początek zniszczenia wystąpił w okolicy gniazda (otwór, w którym płaskownik stalowy przykłada obciążenie). Dla modelu B4 przy wprowadzeniu obciążenia w postaci siły P_{B4p1} = 79 kN (moment powstania załamania na wykre-

sach na ryc. 3.27) otrzymano wartość maksymalnego wytężenia $k = 1{,}20$ – wartość oczekiwana przekroczona o 20% (ryc. 3.34 b). Miejsce pojawienia się maksymalnego wytężenia pokrywa się z wynikami z doświadczeń, czyli początek zniszczenia pojawia się w okolicy gniazda przy wprowadzonej sile. Wyniki obliczeń numerycznych dla modeli B2 i B4 wykazały zbieżność względem badań doświadczalnych w zakresie ich sprężystej pracy.

Z punktu widzenia mechanizmu zniszczenia oznacza to lokalne pęknięcie muru w strefie jego największego wytężenia. Natomiast z uwagi na propagację pęknięcia rzeczywista nośność muru będzie większa, co zostało potwierdzone wynikami badań doświadczalnych.

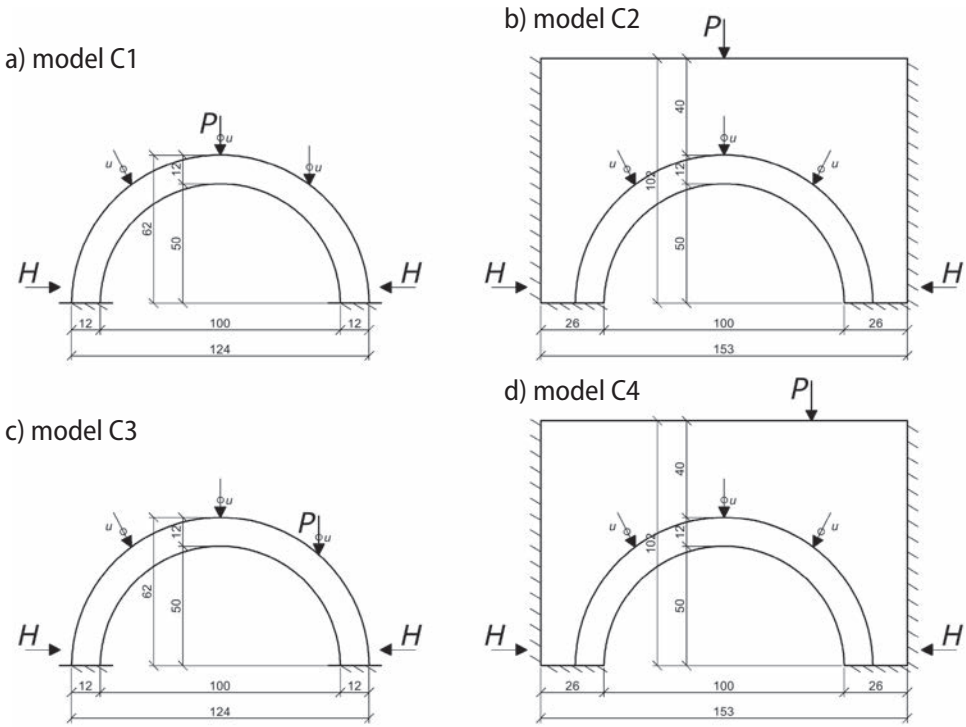
3.6. Łuki nadproży o kształcie półkolistym

Łuki nadproży o kształcie półkolistym rzadziej występują w konstrukcjach ścian murowanych niż łuki nadproży odcinkowych. Typowe grubości tych łuków to 0,5 cegły (12 cm) przy rozpiętości 100 cm, 1,5 cegły (38 cm) przy rozpiętości do 300 cm, 2 cegły (51 cm) przy rozpiętości do 575 cm i 2,5 cegły (64 cm) powyżej.

W swoich badaniach autor skupił się na łukach nadproży o rozpiętości 100 cm i grubości 0,5 cegły (12 cm). Wykonano w sumie 4 modele doświadczalne w skali 1 : 1 półłuków. Modele wykonano z cegły ceramicznej pełnej klasy 25 (z badań $f_b = 26{,}6$ MPa) i zaprawy cementowej M5 (z badań $f_m = 8{,}0$ MPa). Według badań próbek murowych wykonanych przez autora [83] wytrzymałość muru na ściskanie $f_m = 10{,}8$ MPa, moduł Younga $E = 6{,}6$ GPa i współczynnik Poissona $\nu = 0{,}14$. Wytrzymałość na rozciąganie próbek murowych równolegle do spoin wspornych określono jako $f_{t,0} = 0{,}37$ MPa i prostopadle $f_{t,90} = 0{,}11$ MPa.

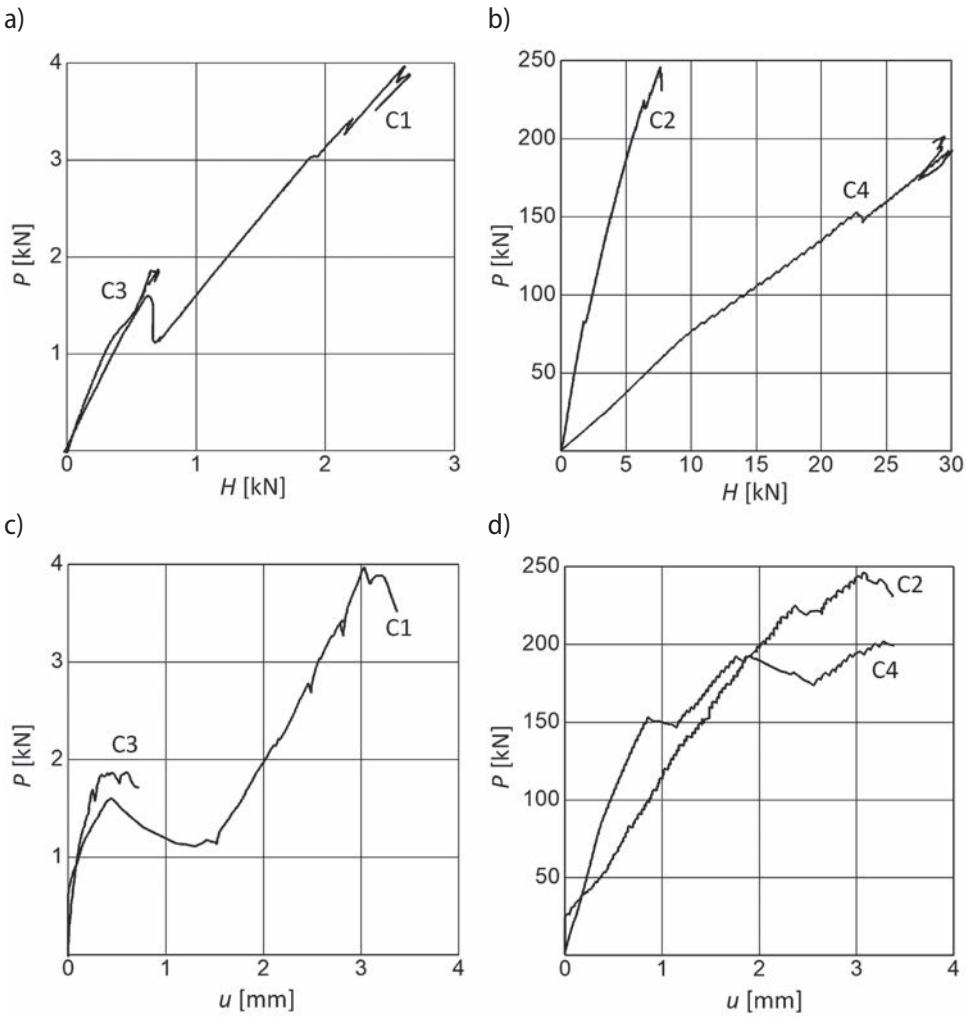
Modele C1 i C2 wykonano jako wyodrębnione łuki o grubości 0,5 cegły (12 cm). Modele C3 i C4 wykonano jako odpowiadające modelom C1 i C2 fragmenty muru zawierające ceglane łuki półkoliste (ryc. 3.35). Modele badano obciążeniem siłą skupioną (np. od belki stropowej) symetrycznie w środku rozpiętości łuku nadproża (model C1 i C3) i niesymetrycznie w ¼ rozpiętości (modele C2 i C4).

Wyniki badań modeli półłuków przedstawiono na ryc. 3.36 w postaci zależności rozporu H od wprowadzonej siły P oraz wielkości ugięcia u od wartości siły P. Z analizy wykresu przemieszczeń u w zależności od wprowadzonej siły P wynika, że przy tym samym poziomie obciążenia sztywność modeli C2



Ryc. 3.35. Schematy badawcze modeli łuków nadproży półkolistych [3]: a) wyodrębniony łuk (model C1) z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości łuku, b) fragment ściany zawierający łuk nadproża z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości łuku (model C2), c) wyodrębniony łuk (model C3) z obciążeniem niesymetrycznym w ¼ rozpiętości łuku, d) fragment ściany zawierający łuk nadproża z obciążeniem niesymetrycznym w ¼ rozpiętości łuku (model C4), gdzie: *H* – rozpór z łuku, *u* – punkty pomiaru przemieszczeń, *P* – wprowadzane obciążenie do modelu

i C4 jest znacznie większa niż modeli C1 i C3. Widoczne są załamania (uskoki) zależności *P*–*u* modeli fragmentów ściany (model C2 i C4) przy obciążeniu P_{C2} = 30 kN dla modelu C2 i P_{C4} = 150 kN dla modelu C4, co można tłumaczyć początkiem ich zarysowań. Zakłócenia liniowości zależności *P*–*u* dla modelu C1 (modelu wyodrębnionego łuku) związane są ze zmianą schematu statycznego na skutek powstania przegubu w najbardziej wytężonym przekroju łuku pod siłą *P*. Zarejestrowane maksymalne wartości rozporu dla modelu C1 wyniosły H_{C1} = 2,7 kN, dla modelu C3 H_{C3} = 0,7 kN, dla modelu C2 H_{C2} = 7,7 kN, dla modelu C4 H_{C4} = 30 kN. Przy jednakowym poziomie obciążenia w zakresie sprężystej pracy niezarysowanych modeli przy obciążeniu symetrycznym wielkości rozporu *H* modeli fragmentów ścian (modele C2 i C4) były około 20 razy mniejsze niż dla modeli wyodrębnionych łuków (modele C1 i C3). Związane jest to z wpły-

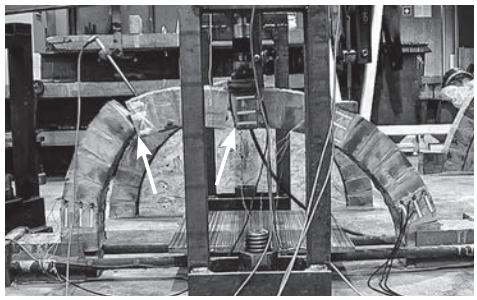


Ryc. 3.36. Wyniki badań łuków nadproży półkolistych: a) zależności *P–H* dla modeli wyodrębnionych łuków (model C1 i C3), b) zależności *P–H* dla modeli fragmentów ścian (model C2 i C4), c) zależności *P–u* dla modeli wyodrębnionych łuków (model C1 i C3), d) zależności *P–u* dla modeli fragmentów ścian (model C2 i C4)

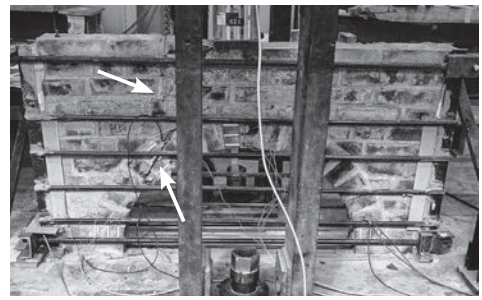
wem warstw muru ponad łukiem, które z uwagi na redystrybucję sił wewnętrznych odciążają ceglany łuk nadproża.

Zniszczenie modelu C1 nastąpiło przy sile skupionej P_{C1} = 4 kN, a modelu C2 przy sile P_{C2} = 246 kN, czyli około 62 razy wyższej. Dla modelu C3 zniszczenie nastąpiło przy obciążeniu około P_{C3} = 2 kN, a modelu C4 przy sile P_{C4} = 204 kN, czyli około 102 razy wyższej. Mechanizm zniszczenia modeli C1 i C3 polegał

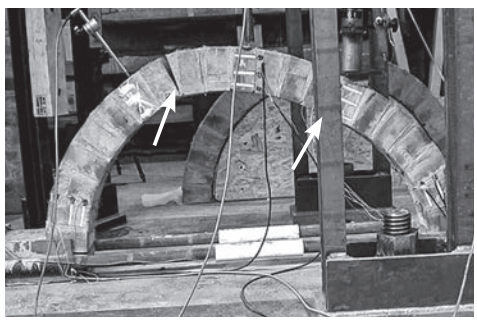
a) model C1



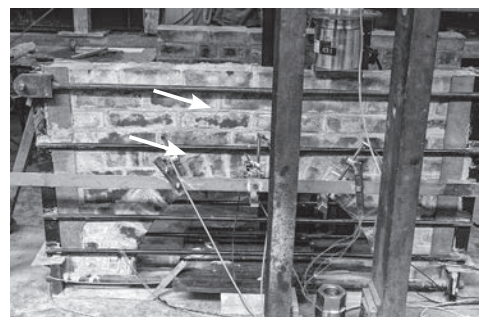
b) model C2



c) model C3



d) model C4



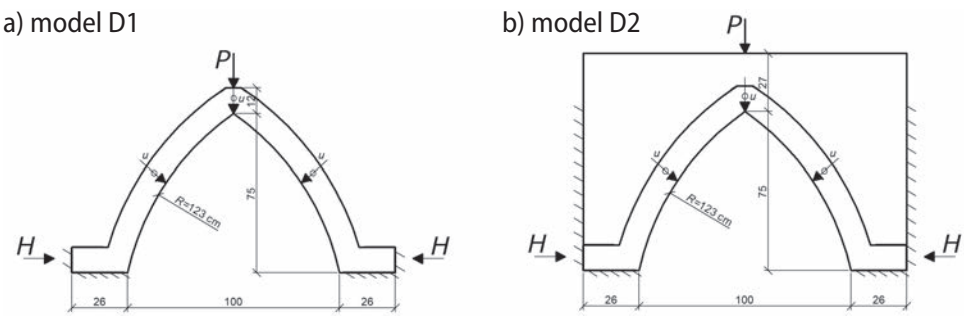
Ryc. 3.37. Widok modeli doświadczalnych nadproży półłuków w końcowej fazie niszczenia: a) model C1, b) model C2, c) model C3, d) model C4

na powstaniu przegubów w najbardziej wytężonych przekrojach łuku, z uwagi na przekroczenie wytrzymałości na rozciąganie kontaktu między cegłą i spoiną (miejsca te pokazano strzałkami na ryc. 3.37 a, c). Przeguby zlokalizowane były w przekrojach łuków usytuowanych pod siłą *P*, pomiędzy siłą a podporą i w strefach podporowych. Po powstaniu czterech przegubów konstrukcja przekształciła się w mechanizm, co skutkowało całkowitym zniszczeniem modeli łuków. Mechanizm niszczenia modeli fragmentów ścian (model C2 i C4) był odmienny (ryc. 3.37 b, d). Początkowo powstały ukośne zarysowania w obszarze muru usytuowanego powyżej łuku półkolistego. Najpierw powstały drobne rysy pod siłą *P*, które rozwijały się w kierunku łuku ceglanego aż do jego zniszczenia. Charakter niszczenia modeli C2 i C4 był odmienny, niż miało to miejsce dla modeli łuków nadproży odcinkowych serii B. W przypadku serii B zarysowanie było bardziej wyraziste i miało charakter łuku wtórnego (ryc. 3.32 b i d). Jest to związane z różnicą rozkładu naprężeń kontaktowych między nadmurowaniem a łukami o różnych kształtach geometrycznych. W przypadku łuku pół-

kolistego naprężenia te rozłożone są wzdłuż jego powierzchni grzbietowej, bardziej równomiernie w porównaniu z łukiem odcinkowym (ryc. 3.9–3.11). Zatem wpływ nadmurowania dla nośności łuków nadproży półkolistych jest większy niż dla łuków nadproży odcinkowych z uwagi na niską sztywność modeli wyodrębnionych łuków.

3.7. Łuki nadproży ostrołukowych

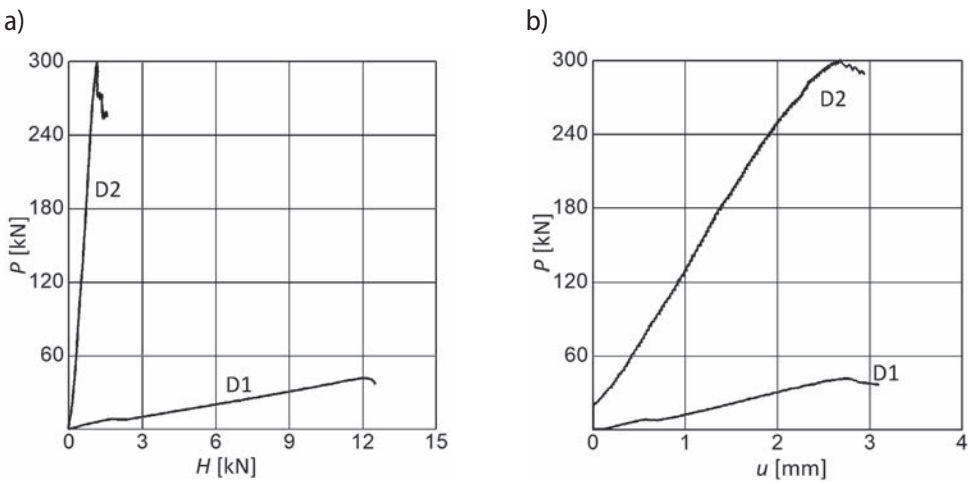
Kolejnym przebadanym typem łuków nadproży były ostrołuki (ostrołuk gotycki), seria D. Wykonano w sumie 2 modele w skali 1 : 1 o rozpiętości 100 cm i wyniosłości 75 cm (ryc. 3.38). Modele wybudowano jako wyodrębniony łuk (model D1) oraz fragment ściany z łukiem nadproża (model D2). Modele badano obciążeniem symetrycznym siłą *P* w zworniku łuku. Parametry materiałowe były takie same jak dla modeli półkolistych (cegła ceramiczna pełna klasy 25 i zaprawa cementowa M5). W celu ograniczenia poziomych przemieszczeń zastosowano stalowe ściągi, odpowiadające warunkom brzegowym fragmentu ściany, z której wyodrębniono pewien fragment zawierający łuk nadproża.



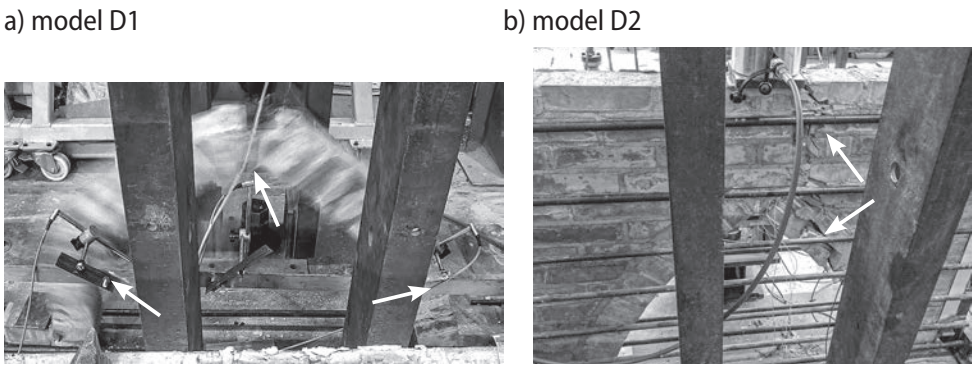
Ryc. 3.38. Schematy badawcze modeli łuków nadproży ostrołukowych [3]: a) wyodrębniony łuk (model D1), b) fragment ściany zawierający łuk (model D2), gdzie: *H* – rozpór z łuku, *u* – punkty pomiaru przemieszczeń, *P* – wprowadzane obciążenie do modelu, *R* – promień łuków składowych nadproża ostrołukowego

Wyniki badań modeli ostrołuków przedstawiono na ryc. 3.39 w postaci zależności rozporu *H* od wartości siły *P* oraz wielkości ugięcia *u* (w zworniku łuku) od wartości siły *P*. Z zależności tych wynika, że modele w całym zakresie obciążenia pracowały sprężyście. Przy jednakowym poziomie obciążenia deformacja pionowa *u* zwornika modelu D1 wyodrębnionego łuku była około 13 razy

większa niż dla modelu D2 fragmentu ściany. Zarejestrowano również znaczącą różnicę (około 46-krotną) rozporu H łuku modelu D1 w porównaniu z modelem D2. Jest to związane ze skutkiem redystrybucji rozporu H na wyżej usytuowane warstwy muru, które ograniczają deformacje poziome łuku ceglanego. Siła niszcząca dla modelu D1 (P_{D1} = 41,7 kN) była około 7,2 razy mniejsza niż dla modelu D2 (P_{D2} = 299,6 kN). Wartości sił rozporu H przy końcowym obciążeniu niszczącym modelu D1 wynosiły: H_{D1} = 12,1 kN, dla modelu D2 H_{D2} = 1,2 kN (około 10,1 razy większa).



Ryc. 3.39. Wyniki badań łuków nadproży modeli ostrołuków [3]:
a) zależności P–H, b) zależności P–u



Ryc. 3.40. Widok modeli doświadczalnych ostrołuków w końcowej fazie niszczenia [3]:
a) model D1, b) model D2

Na ryc. 3.40 przedstawiono widok modeli ostrołuków w końcowej fazie niszczenia. Zniszczenie modelu D1 nastąpiło poprzez utworzenie się czterech przegubów w łuku (miejsca te pokazano strzałkami na ryc. 3.40 a), następnie poprzez utratę stateczności. Przebieg niszczenia w końcowej fazie był na tyle gwałtowny, że podczas jego rejestracji za pomocą kamery cyfrowej widok modelu został rozmyty (ryc. 3.40 a). W przypadku modelu D2 zniszczenie nastąpiło wskutek powstania pęknięcia pionowego pod siłą P z propagacją w kierunku zwornika (ryc. 3.40 b). Jest to skutkiem oddziaływania poziomych naprężeń rozciągających w pionowych przekrojach nadmurowanych warstw cegieł.

3.8. Łuki nadproży klinowych

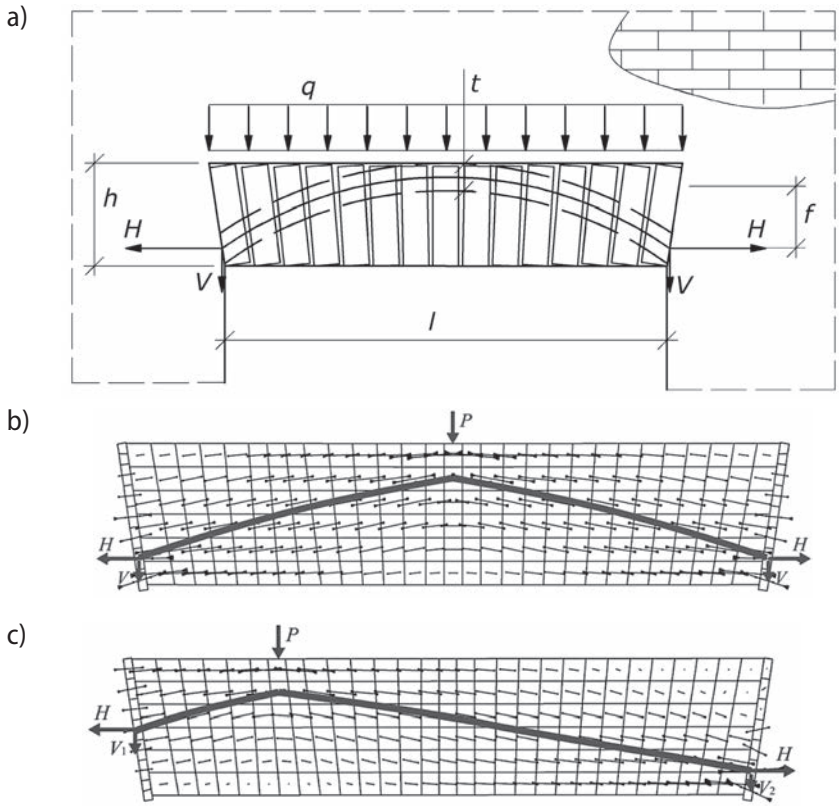
Cechą charakterystyczną płaskich ceglanych łuków nadproży klinowych jest ich zdolność do klinowania się z uwagi na odpowiedni kształt ułożenia cegieł oraz kształt podpór. Nadproże pod wpływem wzrastającego obciążenia ulega samoczynnemu klinowaniu się w podporach. Powoduje to tworzenie się łuku odcinkowego wewnątrz nadproża, który przekazuje na mur oprócz sił pionowych również poziomy rozpór H (ryc. 3.41 b i c). Geometria powstającego łuku odcinkowego zależy głównie od relacji między rozpiętością a wysokością nadproża klinowego, sposobu jego obciążenia i warunków brzegowych. Do końca XIX w. stosowano jedynie empiryczne sposoby wyznaczania nośności ceglanych nadproży klinowych [14]. Z czasem opracowano uproszczoną metodę obliczeń według schematu statycznego przedstawionego na ryc. 3.41 a. Polegała ona na sprawdzeniu nośności wyodrębnionego z nadproża klinowego łuku odcinkowego o parametrach geometrycznych t i f.

Według uproszczonej metody rozpór H w przypadku obciążenia równomiernego q wyznacza się ze wzoru (3.11):

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} \tag{3.11}$$

gdzie:

q – wielkość obciążenia liniowego,
l – szerokość otworu w świetle,
f – strzałka łuku.



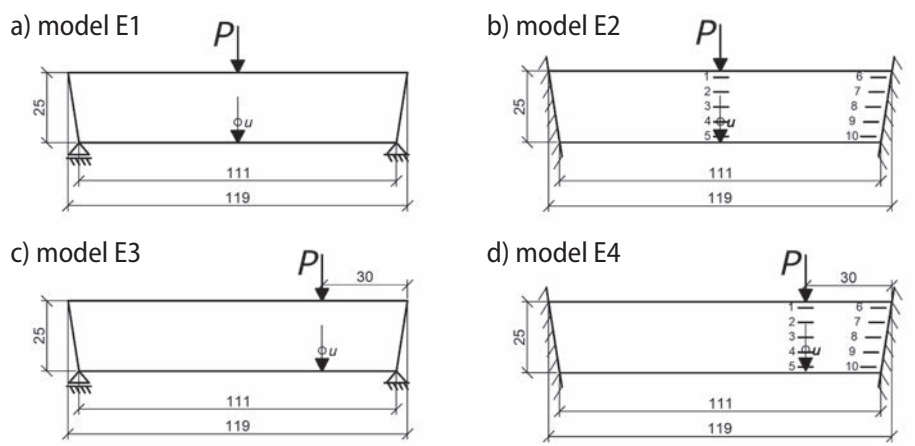
Ryc. 3.41. Schematy pracy łuków nadproży klinowych [3, 81]: a) uproszczony schemat dla obciążenia liniowego równomiernie rozłożonego *q*, b) trajektorie naprężeń głównych w przypadku oddziaływania siły skupionej w środku rozpiętości nadproża, c) trajektorie naprężeń głównych w przypadku oddziaływania siły skupionej w ¼ rozpiętości nadproża, gdzie: *H* – rozpór z łuku, *V* – reakcja pionowa, *P* – wprowadzane obciążenie jako siła skupiona, *t, h*, *l*, *f* – geometria nadproża

W przypadku nadproży obciążonych siłami skupionymi *P* (od belek stropowych) parametry *t* i *f* będą zmienne w zależności od usytuowania tych sił w przęśle nadproży, co widoczne jest na ryc. 3.41 b i c w postaci trajektorii głównych naprężeń w nadprożu klinowym. Wyniki uzyskano na podstawie obliczeń numerycznych autora z wykorzystaniem oprogramowania Abaqus. Obliczenia wykonano dla obciążenia jednostką siłą ($P = 1$ kN) w środku oraz w ¼ rozpiętości nadproża. Stwierdzono, że w przypadku obciążenia w środku rozpiętości największa koncentracja naprężeń ściskających w poprzek spoin wspornych występuje w przekroju pod siłą oraz w strefach dolnych oparcia nadproża. Przy obciążeniu niesymetrycznym nadproża największe naprężenia ściskające w poprzek spoin wspornych występują pod siłą skupioną *P* i przy bardziej

obciążonej podporze (podpora bliższa wprowadzonej siły) w środkowej części wysokości nadproża *h*. Ustalono, że wraz ze zwiększeniem relacji między rozpiętością *l* nadproża a jego wysokością *h* przy tej samej wielkości obciążenia wartość rozporu *H* wzrasta.

W celu określenia mechanizmów niszczenia i nośności nadproży płaskich klinowych przeprowadzono własne badania doświadczalne. Wykonano w sumie 4 modele w skali 1 : 1, 2 modele nadproży klinowych (modele E2 i E4) i 2 modele odpowiadających im belek prostych (modele E1 i E3). W celach porównawczych z poprzednimi badaniami parametry materiałowe były takie same jak dla modeli nadproży półkolistych (cegła ceramiczna pełna klasy 25 i zaprawa cementowa M5). Układ cegieł i spoin był zgodny z niezbędną typową geometrią dla nadproży klinowych, w celu wytworzenia efektu klina w nadprożu. Wykonano modele o długości *l* = 100 cm i wysokości *h* = 25 cm (1 cegła na sztorc). Modele E1 i E3 badano jako belki wolnopodparte, a modele E2 i E4 z uwzględnieniem ograniczeń przemieszczeń stref podporowych. Modele (ryc. 3.42) obciążano siłą skupioną *P* umieszczoną symetrycznie w środku rozpiętości nadproża (modele E1 i E2) oraz niesymetrycznie w ¼ rozpiętości nadproża (modele E3 i E4).

Strefy podporowe nadproży klinowych (ryc. 3.43 b) wykonano jako skośne, tworzące efekt klina na podporze, z ceownika wzmocnionego płaskownikiem.



Ryc. 3.42. Schematy badawcze modeli łuków nadproży klinowych [3, 81]: a) model wolnopodparty z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości nadproża (model E1), b) model na podparciu klinowym z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości nadproża (model E2), c) model wolnopodparty z obciążeniem niesymetrycznym w ¼ rozpiętości nadproża (model E3), d) model na podparciu klinowym z obciążeniem w ¼ rozpiętości nadproża (model E4), gdzie: *u* – punkty pomiaru przemieszczeń pionowych, *P* – wprowadzane obciążenie do modelu, 1–10 – punkty pomiaru odkształceń

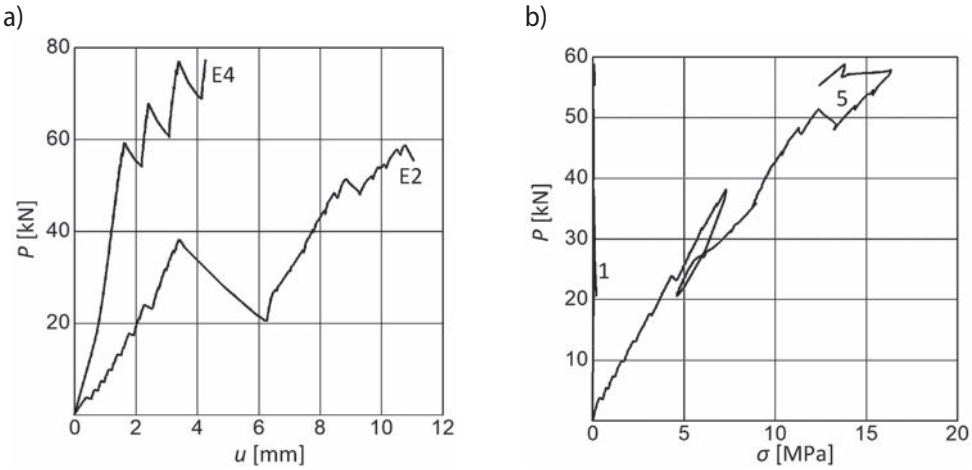
Podpory były z obu stron mocowane do belki dwuteowej. Wymiary konstrukcji podpór nadproża dopasowane były do geometrii nadproży klinowych. W celu ograniczenia tarcia na podporze zastosowano warstwę poślizgową wykonaną z folii. Kontakt w miejscu oparcia nadproży był wyrównany zaprawą montażową (zaprawa cementowa o wytrzymałości > 25 MPa). Przy badaniu modeli (ryc. 3.43) nie uwzględniono warstw nadmurowania na nośność nadproży, zgodnie z usytuowaniem belki stropowej bezpośrednio na nadprożu w istniejących budynkach. W celu rejestracji odkształceń ε na modelach E2 i E4 zamocowano tensometry elektrooporowe w przekrojach pod siłą P oraz w strefach podporowych. Umożliwiło to określenie naprężeń w tych strefach z uwzględnieniem wcześniej określonego modułu Younga E dla użytych materiałów (E = 10,2 GPa – moduł Younga cegły). W trakcie badań rejestrowano również ugięcia u i mechanizmy niszczenia za pomocą kamery cyfrowej.

a) model E1 b) model E2

Ryc. 3.43. Widok stanowiska badawczego [3, 81] modeli nadproży płaskich: a) model wolnopodparty z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości nadproża (model E1), b) model na podparciu klinowym z obciążeniem symetrycznym w środku rozpiętości nadproża (model E2)

Wyniki badań modeli E2 i E4 przedstawiono na ryc. 3.44 w postaci zależności wielkości ugięcia u (pod wprowadzoną siłą) od wartości siły P. Modele E1 i E3 wykazały bardzo niską nośność P < 0,2 kN, stąd nie przedstawiono dla nich wykresów. Praca nadproża z obciążeniem symetrycznym na podporach klinowych (model E2) w zakresie liniowym trwała do wartości obciążenia P_{E2} = 38 kN. Podobnie było dla modelu z obciążeniem niesymetrycznym na podporach klinowych (model E4), lecz przy obciążeniu P_{E4} = 58 kN.

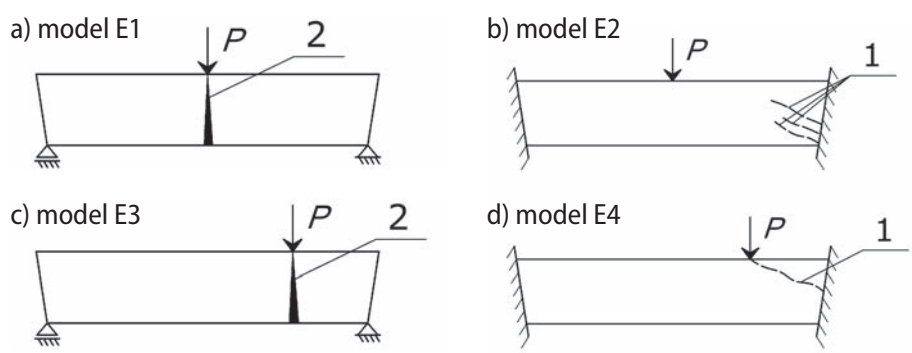
Widoczne jest załamanie krzywych na wykresach P–u, które związane są z tworzeniem się łuku wewnątrz nadproży (ryc. 3.41 b i c). Powstające siły



Ryc. 3.44. Wyniki badań łuków nadproży klinowych [3, 81] modeli E2 i E4: a) wartości ugięcia u i wprowadzonej siły P, b) wyniki pomiarów odkształceń z punktów tensometrycznych 1 i 5 przeliczone do wartości naprężeń σ (E = 10,2 GPa – moduł Younga cegły) modelu E2

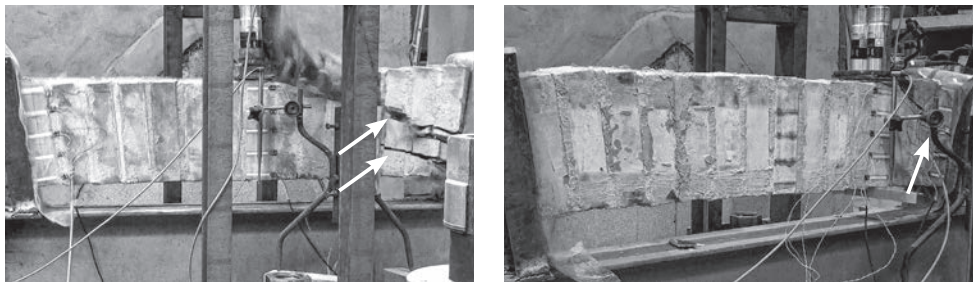
rozporowe od łuku koncentrowały się głównie w najbardziej wytężonych dolnych warstwach przekrojów podporowych. Wynika to z zarejestrowanych koncentracji naprężeń pod siłą P w górnych warstwach przekroju poprzecznego nadproża, a w strefach podporowych w dolnych (ryc. 3.44 b).

Niszczenie modeli wolnopodpartych polegało na odspojeniu zaprawy od cegły w strefie rozciąganych spoin pionowych. Wartości sił niszczących wynosiły dla obciążenia symetrycznego (model E1) P_n = 0,1 kN, a w ¼ rozpiętości (model E3) P_n = 0,15 kN. Analogiczne modele klinowe miały graniczną siłę niszczącą P w przypadku obciążenia symetrycznego P_n = 59 kN (model E2)



Ryc. 3.45. Morfologia uszkodzeń modeli doświadczalnych nadproży płaskich [3, 81]: a) model E1, b) model E2, c) model E3, d) model E4, gdzie: 1 – rysa, 2 – pęknięcie

a) model E2 b) model E4



Ryc. 3.46. Widok modeli doświadczalnych nadproży klinowych w końcowej fazie niszczenia [3, 81]: a) model E2, b) model E4

i obciążenia niesymetrycznego w ¼ rozpiętości P_n = 77 kN (model E4). Mechanizm niszczenia dla modeli nadproży klinowych polegał na powstaniu ukośnych pęknięć (ryc. 3.45 i 3.46), tworzących łuk wewnątrz nadproża. Zniszczenie następowało wskutek zmiażdżenia cegły od ściskania w strefie podporowej i przęsłowej pod siłą P.

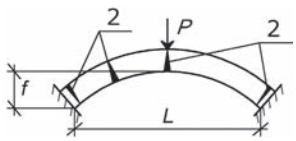
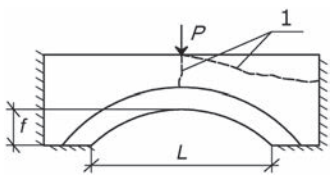
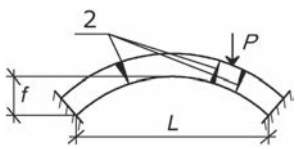
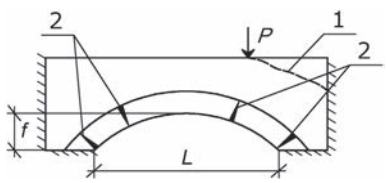
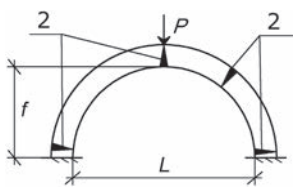
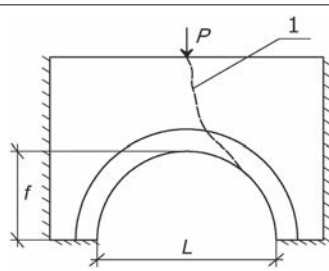
Siły rozporowe H przekazywane na ściany murowe w postaci docisku miejscowego na wysokości muru t (ryc. 3.41 a) mogą przyczynić się do jego zmiażdżenia, a co za tym idzie do gwałtownego rozprężenia łuków nadproży klinowych (ryc. 3.2 a). Wynika to ze ściskania stref podporowych ścian wzdłuż lub pod kątem do spoin wspornych, w kierunkach których wytrzymałość muru na ściskanie jest znacząco mniejsza niż prostopadle do spoin wspornych. Zagadnienie nośności stref podporowych omówiono w rozdziale 5.

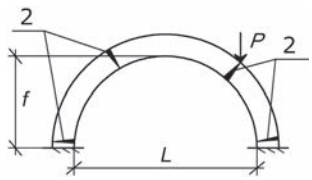
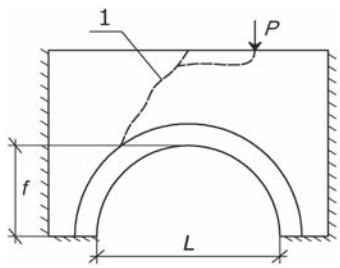
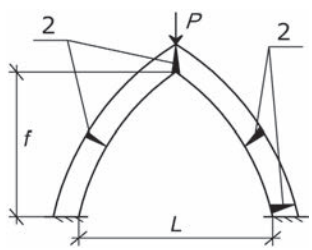
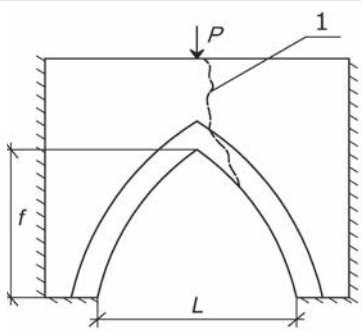
3.9. Analiza porównawcza przeprowadzonych badań

Zbiorcze wyniki badań modeli łuków nadproży przedstawiono w tab. 3.2, gdzie podano również stosunek nośności łuków współpracujących z otaczającym ich murem do nośności wyodrębnionego łuku $k = P_{n2}/P_{n1}$.

Na podstawie przeprowadzonych badań dla różnych typów i kształtów ceglanych łuków nadproży stwierdzono, że istotny wpływ na ich nośność mają warstwy otaczającego muru (ponad nadprożem). Warstwy muru powodują redystrybucję obciążenia od ciężaru własnego i ciężaru stropu, a efekt ich współpracy wzrasta wraz ze wzrostem krzywizny i strzałki łuku, jak również grubości muru ponad łukiem.

Tabela 3.2. Zbiorcze zestawienie wyników badań doświadczalnych modeli nadproży, gdzie: k – stosunek nośności łuków współpracujących z otaczającym ich murem do nośności wyodrębnionego łuku, f i L – geometria modeli zgodnie ze schematem, P_n – wartość siły niszczącej, 1 – rysa, 2 – pęknięcie

	Schemat modeli	Geometria łuku f/L	Wartość siły niszczącej P_n [kN]	$k = P_{n2}/P_{n1}$ [-]
B1		0,2	173	1,8
B2			304	
B3		0,2	43	6,7
B4			286	
C1		0,5	4	61,5
C2			246	

Schemat modeli		Geometria łuku f/L	Wartość siły niszczącej P_n [kN]	$k = P_{n2}/P_{n1}$ [-]
C3		0,5	2	102
C4			204	
D1		0,75	41,7	7,2
D2			299,6	

Krzywizny łuku mają zasadniczy wpływ na rozkład naprężeń kontaktowych, powstających między powierzchnią grzbietową łuków a usytuowanymi nad nimi warstwami muru. Wraz ze zmniejszeniem wyniosłości łuku pionowe naprężenia kontaktowe między łukiem a murem maleją, a ich rozkład wzdłuż

łuku nadproża jest bardziej nierównomierny i zbliżony do rozkładu naprężeń kontaktowych w nadprożu płaskim. Efekt zwiększenia nośności łuku nadproża, z uwagi na warstwy muru ponad, zależny jest od jego kształtu. Największy efekt zwiększenia nośności uzyskano dla łuków nadproży półkolistych, a najmniejszy dla łuków nadproży odcinkowych. Jest to związane z ograniczeniem pionowych i poziomych przemieszczeń poszczególnych przekrojów wyodrębnionych łuków wtórnych. Współpraca łuku wtórnego z łukiem nadproża powoduje zwiększenie jego nośności. Największy efekt zwiększenia nośności łuków odcinkowych oraz półkolistych występuje przy obciążeniu łuku siłą skupioną niesymetrycznie. Poprzez uwzględnienie nadmurowania nośność łuków odcinkowych przy obciążeniu siłą skupioną symetrycznie zwiększa się około 1,8 razy, a przy obciążeniu niesymetrycznym 6,7 razy. W przypadku łuków półkolistych wzrost nośności przy obciążeniu symetrycznym zwiększał się około 61,5 razy, a przy obciążeniu niesymetrycznym około 102 razy (tab. 3.2). Wyjątek stanowi łuk nadproża o kształcie ostrołuku, w którym wzrost nośności nie jest związany z powstaniem łuku wtórnego ponad łukiem, ale wiąże się z ograniczeniem deformacji poziomych poprzez boczne warstwy muru wokół łuku. Wpływ usytuowania warstw muru nad łukami na ich nośność zwiększa się również ze zwiększeniem wysokości przyłożenia obciążenia nad łukiem nadproża. Im większa sztywność muru nad łukiem nadproża, tym jest ono mniej obciążone. Uszkodzenia struktury muru zmniejszają jego sztywność, powodując wzrost obciążenia przekazywanego z muru na łuk nadproża.

Na podstawie przeprowadzonych badań autor uważa, że początkowe zarysowania i spękania łuku nadproża nie są symptomem jego stanu awaryjnego, gdyż łuk ten w takim stanie może mieć jeszcze dodatkowe zapasy nośności. Związane są one ze współpracą muru wokół łuku w przenoszeniu obciążeń. W przypadku uszkodzeń warstw muru nad łukiem wzajemna współpraca łuku i muru może nie być zapewniona. Wówczas należy sprawdzać nośność łuku nadproża ceglanego jako konstrukcji samodzielnej. Jeżeli nośność łuku w danej sytuacji nie będzie wystarczająca, należy rozważyć wzmocnienie łuku nadproża i warstw muru z nim współpracujących [12, 136, 137, 145].

Ustalone rezerwy nośności łuków nadproży wynikające ze współpracy muru otaczającego łuk (ponad nadprożem), w tym powstawania łuku wtórnego, należy rozważać również w zakresie niekorzystnego oddziaływania wzrastających sił rozporowych na ściany murowe. Ich wzrost może doprowadzić do utraty nośności stref łuków nadproży (rozdział 5).

Uwzględniając niejednorodny stan naprężenia muru w obrębie łuków nadproży i stosując odpowiednie kryteria wytrzymałości, można przy pomocy MES określić początek występowania niszczenia muru. Dalsza analiza propagacji spękań możliwa jest jedynie przy pomocy mechaniki niszczenia. Wymaga to bardziej skomplikowanych badań doświadczalnych w celu określenia niezbędnych parametrów materiałowych, zwłaszcza w istniejących budynkach murowych.

3.10. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz numerycznych autor sformułował następujące wnioski:

1. Na nośność nadproży ceglanych istotny wpływ mają usytuowane nad nimi warstwy muru, które współpracują z nadprożami w postaci wtórnego łuku i je odciążają. Im większa krzywizna nadproża łukowego, tym bardziej wyraźny jest wpływ usytuowanych nad nim warstw muru.
2. Nośność łuków ceglanych nadproży jest zależna od ich kształtu, usytuowania obciążenia względem osi symetrii i wysokości w nadmurowaniu. Najmniejszą nośność mają nadproża w kształcie półłuków, największą nadproża odcinkowe. Efekt zwiększenia nośności poprzez nadmurowanie jest szczególnie wyraźny dla nadproży o najniższej nośności, czyli półłuków.
3. Stwierdzono, że wzrost nośności nadproży odcinkowych wskutek zmiany wysokości siły skupionej usytuowanej symetrycznie w przypadku umiejscowienia jej nad dwiema warstwami cegieł ponad łukiem jest 1,4-krotny względem obciążenia bezpośrednio na łuku. W przypadku 5 warstw cegieł wzrost nośności jest 2,2-krotny względem obciążenia bezpośrednio na łuku. Zmiana położenia obciążenia skupionego z układu symetrycznego do niesymetrycznego dla wyodrębnionych łuków odcinkowych powoduje 4-krotny spadek nośności, a z nadmurowaniem – 1,1-krotny, czyli warstwy nadmurowania skutecznie niwelują problem obciążenia niesymetrycznego dla łukowych nadproży.
4. Wykazano, że nośność nadproży półkolistych w przypadku ich współpracy z nadmurowaniem przy obciążeniu symetrycznym wzrasta 61,5 razy, a przy niesymetrycznym – 102 razy. Natomiast przy obciążeniu niesymetrycznym nośność wyodrębnionych łuków względem obciążenia symetrycznego maleje 2-krotnie, a przy uwzględnieniu współpracy z nadmurowaniem 1,2-krotnie.

5. Stwierdzono znaczący 7,2-krotny wzrost nośności nadproży ostrołuków gotyckich w przypadku uwzględnienia warstw muru w obrębie nadproża względem wyodrębnionego nadproża.
6. Mechanizm zniszczenia nadproży wyodrębnionych łuków jest nagły i kruchy, powstaje w wyniku oddziaływania momentów zginających, czyli po przekroczeniu wytrzymałości na rozciąganie muru w poprzek spoin wspornych na styku cegły i zaprawy. Mechanizm zniszczenia nadproży współpracujących z usytuowanymi nad nimi fragmentami muru jest powolniejszy z narastającą propagacją pęknięć. Jest to dużo bezpieczniejsza forma zniszczenia niż ta, która ma miejsce w przypadku wyodrębnionych łuków nadproży.
7. Przy obciążeniu nadproży klinowych następuje samoczynne klinowanie się cegieł z powodu powstania wewnętrznego łuku pracującego głównie na ściskanie. Zniszczenie następuje wskutek przekroczenia wytrzymałości na ściskanie pod kątem do spoin wspornych z uwagi na zmiażdżenie cegieł.
8. W nadprożu klinowym jako jedynym zaobserwowano 1,3-krotny wzrost nośności przy obciążeniu niesymetrycznym względem symetrycznego. Nośność nadproży klinowych względem analogicznych belek murowych wolnopodpartych przy obciążeniu symetrycznym wzrosła 590 razy, a przy obciążeniu niesymetrycznym 513 razy.
9. Nośność nadproży łukowych można oszacować za pomocą MES w sposób uproszczony z wykorzystaniem kryterium granicznych naprężeń rozciągających.

4. BRAMY MUROWE

4.1. Ustalenia ogólne

Bramy murowe jako fragmenty komunikacyjne obiektów budowlanych stosowano od dawna w murach obronnych zamków, pałaców i w kamienicach (ryc. 4.1 a–c) [146]. W zabudowie miejskiej występują one również jako samodzielne obiekty w postaci miejskich bram wjazdowych, łuków triumfalnych lub cmentarnych (ryc. 4.1 d–f). Bramy te mogą także pełnić funkcję konstrukcji nośnych galerii komunikacyjnych lub kurtyn, łącząc ze sobą sąsiednie budynki (ryc. 4.1 g, h).

Wiele bram murowych wzniesionych w dawnych czasach przetrwało do dzisiaj, stanowiąc dziedzictwo kulturowe i historyczne. Podstawową konstrukcją nośną bram murowych, poza ścianami, są łuki o rozmaitych kształtach (odcinkowe, koszowe, półkoliste, ostrołukowe). Wykonywano je z kamienia lub cegły na słabych zaprawach (zazwyczaj wapiennych). Rozpiętość łuków bramowych zależna jest od szerokości bram, natomiast ich kształt od funkcji obiektu lub stylu architektonicznego. W kamienicach mieszkalnych wysokość bram

Ryc. 4.1. Bramy murów obronnych (a), kamienic (b, c), miejskiej zabudowy (d), łuków tryumfalnych (e) i cmentarnych (f), galerii (g) i kurtyn między budynkami (h)

wjazdowych ograniczona jest usytuowanymi nad nimi kondygnacjami. Stąd w obiektach optymalny kształt mają łuki odcinkowe lub koszowe (ryc. 4.1 b, c). Szerokość przekroju łuków bramowych równa jest z reguły grubości opartych na nich ścian murowych. Natomiast wysokość przekroju zależna jest od rozpiętości i kształtu łuku oraz przekazywanego obciążenia i waha się od 1 do 2,5 cegły. Podstawowym obciążeniem łuków bramowych są oparte na nich fragmenty ścian murowych. W przypadku bram wolnostojących (np. łuków triumfalnych) bądź cmentarnych istotną rolę może ponadto odgrywać obciążenie wiatrem. W nadal eksploatowanych bramach wjazdowych mogą niekorzystnie oddziaływać drgania wywoływane ruchem drogowym. Wpływają one negatywnie na spójność elementów murowych, zwłaszcza wskutek poluzowania i utraty przyczepności zaprawy do cegły [147]. Ponadto natężony ruch samochodowy może przyczynić się do lokalnego zagęszczenia podłoża i jego nierównomiernego osiadania, wywołując odkształcenia postaciowe bram, a co za tym idzie – ich spękania i zarysowania. Wśród nietypowych oddziaływań należy wskazać kolizje samochodowe, które występują z uwagi na niedopasowanie gabarytów (zwłaszcza współczesnych pojazdów ciężarowych i straży pożarnej) do wymiarów bram wjazdowych. Oprócz wymienionych obciążeń na stan techniczny bram mogą mieć duży wpływ oddziaływania środowiskowe (opady atmosferyczne, zmienna temperatura, agresywne środowisko chemiczne lub biologiczne). W konsekwencji może to doprowadzić do kosztownych napraw. Sprawdzenie stanu technicznego łuków bramowych powinno być oparte na ich analizie statycznej. Z analizy literatury technicznej wynika, że brak jest badań nad statyką łuków bramowych [146]. Łuki bramowe mogą mieć pewne rezerwy nośności, podobnie jak łuki nadproży. Wynika to z interakcji łuków z otaczającym murem. Podobnie jak w nadprożach im większa wyniosłość łuków, tym większy wpływ na ich nośność mogą mieć usytuowane nad nimi warstwy muru. Różnica między pracą łuków nadproży a łuków bram polega na ciągłości tych warstw i sposobach obciążenia. Łuki bram mogą stanowić podparcie dla ścian murowych ciągłych (ryc. 4.1 a, d), perforowanych otworami okiennymi (ryc. 4.1 b, c) lub nadbudów w postaci portalów i gzymsów (ryc. 4.1 e, f).

4.2. Bramy łączników kurtynowych

Przedstawione w rozdziale 3 badania autora [148] dotyczą łukowych nadproży obciążonych głównie siłami skupionymi od opartych na nich belek stro-

powych. Natomiast w większości bram podstawowym obciążeniem łuków są usytuowane nad nimi ściany murowe. W tym przypadku rozkład naprężeń kontaktowych σ_y na styku grzbietowej powierzchni łuku i usytuowanego nad nim muru zależny jest od kształtu łuku. Najbardziej nierównomierny rozkład naprężeń z koncentracją w strefach przypodporowych występuje w przypadku łuków półkolistych (ryc. 3.9). Interakcja między łukiem a usytuowanym nad nim murem jako tarczą określa głównie relację między ich sztywnościami. Sztywność tarczy murowej nad łukiem zależy głównie od jej wysokości i właściwości mechanicznych elementów murowych, a przede wszystkim zaprawy. Warto nadmienić, że z uwagi na zużycie techniczne właściwości te zależne są od okresu i warunków eksploatacji.

Najbardziej narażone na oddziaływanie środowiska są bramy kurtynowe, gdyż degradacja muru następuje z obu stron powierzchni ściany murowej. Przykładem może być historyczna brama łącząca dwa budynki, pokazana na ryc. 4.2. Łuk bramy o kształcie półkolistym i rozpiętości około 800 cm wykonano z piaskowca. Powyżej łuku wymurowano ścianę z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej o grubości 2,5 cegły, która została następnie ozdobiona gzymsem i elementami architektonicznymi. Ściana do poziomu gzymsu połączona jest na strzępia ze ścianami szczytowymi dwóch budynków murowych, usytuowanych po obu stronach kanału wodnego. W dolnej części łuk oparto na kolumnach z granitu.

Według badań materiałowych [148] minimalna wytrzymałość na ściskanie zaprawy i cegły ściany wynosiła odpowiednio 1,0 MPa i 0,7 MPa, natomiast w przypadku zaprawy i kamieni łuku odpowiednio 0,8 MPa i 0,5 MPa. Wytrzymałość na ściskanie materiału ściany i łuku wynosiła odpowiednio 0,4 MPa i 0,28 MPa. Nie stwierdzono uszkodzeń łuku, jednakże mur ściany po jego 250-letniej eksploatacji przy braku zarysowań i spękań wykazywał destrukcję zaprawy i cegieł w warstwach licowych na głębokości do 12 cm z obu stron.

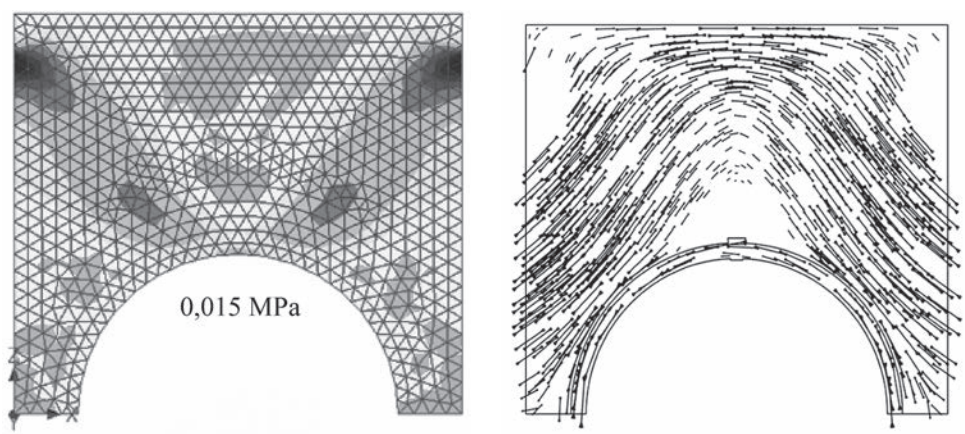
Obliczenia bramy [148] wykonano metodą MES z wykorzystaniem programu Abaqus, na bazie wcześniej określonych stałych materiałowych. Czynnikiem zmiennym analiz był moduł sprężystości E i współczynnik postaciowy $G = 0{,}4 \cdot E$ muru usytuowanego nad łukiem. Założenie zmienności cech sprężystości oparto na zużyciu technicznym muru po jego wieloletniej eksploatacji wskutek zwietrzenia spoin murarskich i destrukcji cegły pod wpływem oddziaływań atmosferycznych, w tym zanieczyszczeń środowiska [9]. Obciążenie łuku stanowił jego ciężar własny oraz ciężar usytuowanego nad nim muru ściany

a) b)

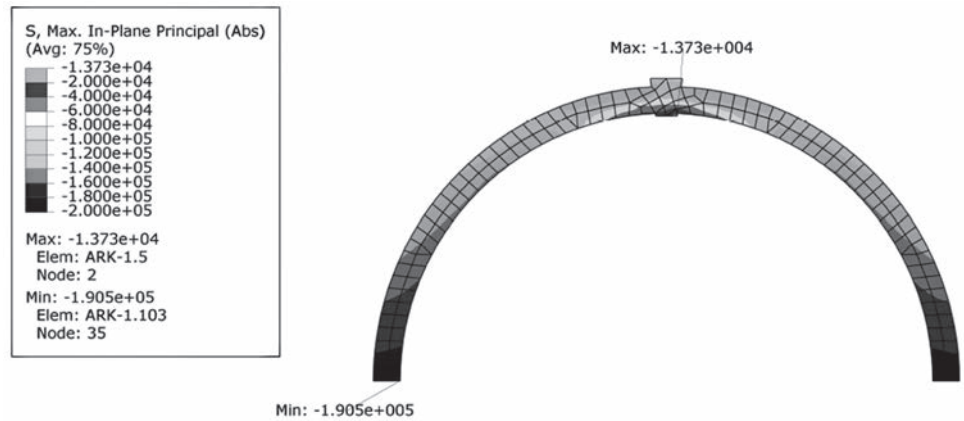
Ryc. 4.2. Widok elewacji (a) i tylnej strony (b) bramy kurtynowej łączącej dwa budynki (ryc. 4.1 h) [148]

o ciężarze objętościowym 18 kN/m^3. Początkowy moduł sprężystości muru E_p = 1600 MPa określano na podstawie badań in situ metodą obciążenia próbnego trzech słupów murowych, usytuowanych wewnątrz budynków sąsiadujących z portalem. Na ryc. 4.3 przedstawiono mapę naprężeń i trajektorii głównych naprężeń w łuku i usytuowanym nad nim murze, przy jego początkowych wartościach modułu sprężystości E_p. Natomiast na ryc. 4.4 pokazano mapę naprężeń głównych w przedmiotowym łuku. Z powyższego wynika, że w murze nad łukiem powstaje łuk wtórny, którego kształt wynika z trajektorii naprężeń

a) b)



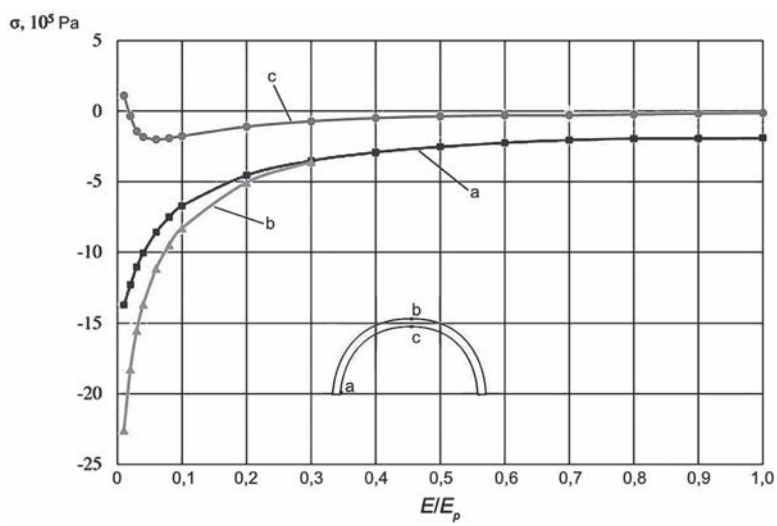
Ryc. 4.3. Mapa głównych naprężeń rozciągających (a) i trajektorie głównych naprężeń ściskających (b) w łuku i w usytuowanej nad nim ścianie murowej [148]



Ryc. 4.4. Mapa głównych naprężeń w łuku [148]

głównych ściskających. Ich maksymalne wielkości 0,19 MPa dotyczą wezgłowia łuku, a minimalne 0,014 MPa jego zwornika i są mniejsze od wytrzymałości muru łuku na ściskanie.

Zbyt małe wytężenie strefy podporowej łuku związane jest z przekazywaniem ciężaru usytuowanej nad nim ściany bezpośrednio na kapitel (głowicę) słupa i na ściany szczytowe sąsiadujących budynków poprzez wiązanie murarskie (ryc. 4.2). Na ryc. 4.5 zobrazowano zależności występujące między maksymalnymi naprężeniami w łuku a stosunkiem modułów sprężystości E



Ryc. 4.5. Zależności występujące między maksymalnymi naprężeniami w łuku a stosunkiem modułów sprężystości E i początkowego E_p w przekroju podporowym (a) i zwornikowym (b, c) łuku [148]

i początkowego E_p. Zmniejszeniu E/E_p towarzyszy redystrybucja naprężeń w przekrojach łuku.

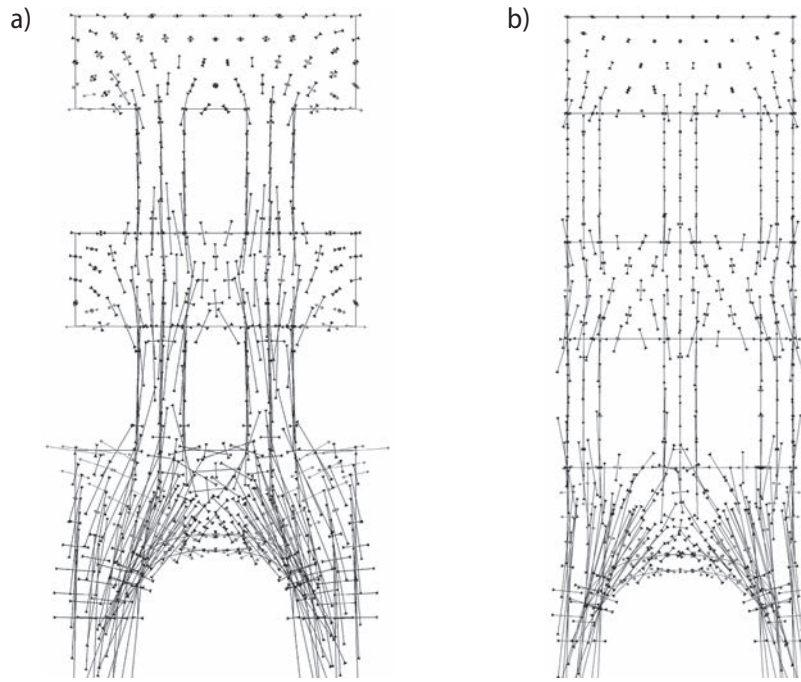
Przy wartościach $E/E_p < 0{,}1$ w dolnej części zwornika naprężenia ściskające ulegały zmniejszeniu i przechodziły w naprężenia rozciągające (krzywa „c" na ryc. 4.5). Jednocześnie w górnej strefie zwornika następował gwałtowny wzrost naprężeń ściskających (krzywa „b" na ryc. 4.5). Było to związane ze zwiększeniem swobody poziomych i pionowych przemieszczeń poszczególnych przekrojów łuku, przy zmniejszeniu sztywności usytuowanego nad nim muru. Gdy jego sztywność osiąga zerową wartość, łuk pracuje jako konstrukcja samodzielna pod ciężarem grawitacyjnym usytuowanego nad nim muru. W tym wypadku w strefie podporowej łuku powstają największe naprężenia ściskające (krzywa „a" na ryc. 4.5), których wypadkowa równa jest wielkości ciężaru muru usytuowanego nad łukiem. Wielkość naprężeń jest około 14 razy większa w porównaniu z ich wielkością przy $E = E_p$ (gdy łuk współpracuje z usytuowanym nad nim murem). Jeszcze większą różnicę wielkości naprężeń ściskających zaobserwowano w zworniku łuku. W strefie tej naprężenia ściskające wywołane momentem zginającym i siłą rozporową były minimalne (przy uwzględnieniu współpracy łuku z usytuowanym nad nim murem, gdy $E = E_p$).

Przeprowadzono również badania numeryczne muru usytuowanego nad łukiem, przy założeniu, że łuk ten uległ całkowitemu zniszczeniu. W tym przypadku ustalono, że rozkład naprężeń w murze prawie nie uległ zmianie. Natomiast naprężenia ściskające w strefie podporowej zwiększyły się o około 20%, a ich wielkość nie przekroczyła wytrzymałości muru na ściskanie w poprzek spoin wspornych. Z powyższego można wywnioskować, że główna funkcja łuku w omawianej bramie może być potraktowana jako architektoniczne obramowanie jej przesklepienia.

4.3. Łuki ceglane bram kamienic

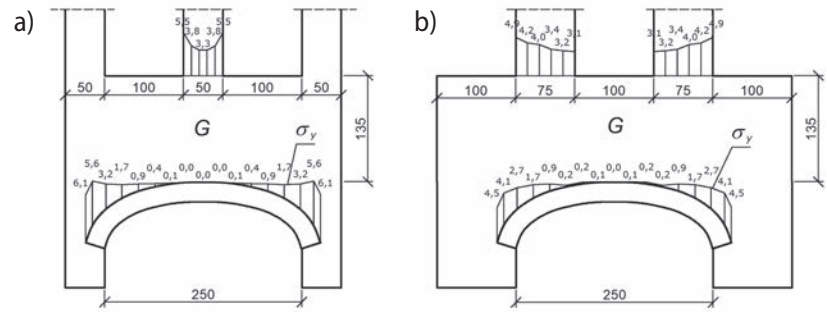
Konstrukcjami nośnymi bram kamienic są ceglane łuki, najczęściej spłaszczone (koszowe lub odcinkowe), dźwigające usytuowane nad nimi ściany elewacyjne. Stropy nad parterem między łukami bram wykonywano najczęściej jako płaskie sklepienia odcinkowe na belkach stalowych lub sklepienia krzyżowe oparte na poprzecznych ścianach nośnych. Obciążenie od ścian na łuki przekazywane jest przez filarki międzyokienne, które zazwyczaj usytuowane są symetrycznie względem szerokości bramy, zgodnie z ryc. 4.1 b, c, g. Obciążenie od filarków

na łuki przekazywano pośrednio poprzez poziome podokienne pasma muru o wysokości 0,6–1 m. Pasmo to uczestniczy w redystrybucji sił ściskających przekazywanych od filarków na łuki oraz współpracuje w interakcji z łukami jako układ tarczowy. Do tego układu należą również pasma międzyokienne ścian wyższych kondygnacji budynku. Na ryc. 4.6 zobrazowano wyniki obliczeń numerycznych MES rozkładu głównych naprężeń ściskających w systemie „łuk–tarcza ściany" dla dwóch wariantów usytuowania okien względem szerokości bramy trzykondygnacyjnego budynku.



Ryc. 4.6. Trajektorie (mapa) naprężeń ściskających w paśmie pionowym trzykondygnacyjnego budynku (program Atena) z usytuowanymi nad bramą o szerokości 250 cm jednym (a) i dwoma (b) otworami okiennymi

W obliczeniach uwzględniono tylko ciężar własny ściany murowanej o stałej grubości 25 cm na całej wysokości i ciężarze objętościowym 18 kN/m^3. Na podstawie tych obliczeń wyraźnie widać redystrybucję naprężeń ściskających przekazywanych przez filarki na pasmo muru usytuowane nad łukiem. Na ryc. 4.7 pokazano rozkład naprężeń kontaktowych σ_y [MPa] w poziomych przekrojach między filarkami a pasmem murowym nad łukiem bramowym, z których wynika nierównomierność rozkładu naprężeń. Rycina ta zawiera również



Ryc. 4.7. Rozkład naprężeń kontaktowych [MPa] między filarkami a podokiennym pasmem murowym oraz między pasmem a łukiem przy usytuowaniu filarków międzyokiennych w środku (a) i na krawędziach (b) bramy

wykresy rozkładu pionowych naprężeń kontaktowych między pasmem murowym a powierzchnią grzbietową łuku, z uwzględnieniem ciężaru tego pasma *G*. Z wykresów wynika, że największe obciążenie łuku bramowego koncentruje się w strefach krawędzi pionowych bramy.

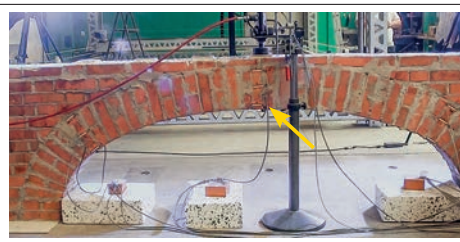
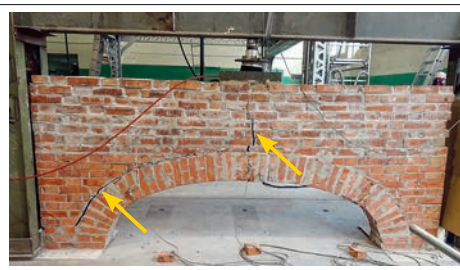
Z rozkładu naprężeń kontaktowych między łukiem a grzbietem łuku można wywnioskować, że najbardziej niekorzystne będzie obciążenie przekazywane przez filarek usytuowany nad środkową częścią bramy. Natomiast w obu przypadkach obciążenie od filarków wywołuje w paśmie nad łukiem złożony stan naprężeń. Oszacowanie tego wpływu na nośność łuku wymaga dokonania analizy statycznej z zastosowaniem odpowiednich kryteriów wytrzymałościowych. Podobnie jak w przypadku nadproży (patrz rozdział 3) miarodajne dane dotyczące interakcji łuku bramy z usytuowanymi nad nimi ścianami z otworami okiennymi uzyskano w drodze badań doświadczalnych. W tym celu wymurowano 1 łuk o kształcie koszowym o przekroju 25 × 25 cm. Wyniosłość łuku wynosiła 50 cm, a jego rozpiętość w świetle L = 250 cm. Parametry materiałowe były takie same jak dla modeli nadproży półkolistych (cegła ceramiczna pełna klasy 25 i zaprawa cementowa M5). Jak już wspomniano wcześniej, według badań autora [83] wytrzymałość cegły na ściskanie wynosiła f_b = 26,6 MPa, zaprawy cementowej M5 f_m = 8,0 MPa, wytrzymałość muru na ściskanie f_m = 10,8 MPa, moduł Younga E = 6,6 GPa i współczynnik Poissona ν = 0,14. Wytrzymałość na rozciąganie próbek murowych równolegle do spoin wspornych wynosiła $f_{t,0}$ = 0,37 MPa i prostopadle $f_{t,90}$ = 0,11 MPa. Łuk wymurowano na styropianowej krążynie (ryc. 4.8 a). Jedna konstrukcja łuku posłużyła do wykonania 3 modeli doświadczalnych A, B i C, które powstawały poprzez domurowanie kolejnych warstw cegieł i odpowiadały trzem etapom prowadzenia badania.

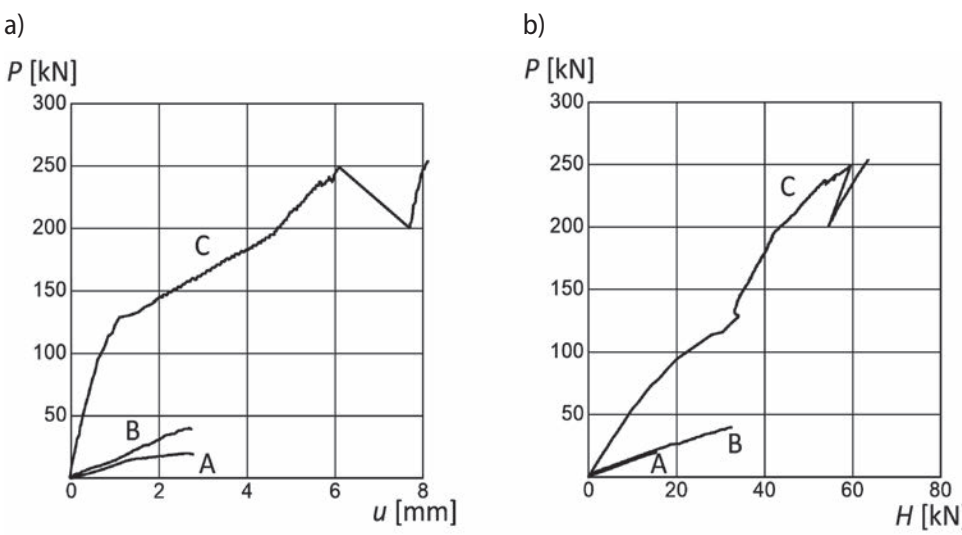
Ryc. 4.8. Widok modeli łuku ceglanego bramy o kształcie koszowym:
a) model A, b) model B, c) model C

Badania doświadczalne przeprowadzono w trzech etapach. W pierwszym etapie łuk obciążano siłą skupioną w środku rozpiętości aż do zniszczenia (model A). Za zniszczenie w pierwszym etapie uznano powstanie rysy pionowej pod wprowadzoną siłą. Nastąpiło rozwarcie między cegłą i zaprawą – przekroczono wytrzymałość na rozciąganie muru prostopadle do spoin wspornych. Wykonano naprawę modelu poprzez przemurowanie uszkodzonego fragmentu i ponowne zespolenie zaprawą użytą do pierwotnego murowania. Następnie w drugim etapie (model B) po nadmurowaniu łuku do poziomu zwornika powtarzano badania, również do zniszczenia. Znowu obciążenie było przyłożone w postaci siły skupionej w środku rozpiętości modelu. Za zniszczenie uznano powstanie wyraźnego pęknięcia pionowego znowu w środku rozpiętości łuku pod wprowadzoną siłą. Następnie w trzecim etapie (model C) po naprawach pęknięć za pomocą iniekcji nad łukiem wymurowano dodatkowe pasmo o wysokości 60 cm i w tym układzie model poddano obciążeniu do całkowitego zniszczenia. W modelu C obciążenie wprowadzono w postaci obciążenia liniowego. Między siłownikiem a powierzchnią górną modelu C usytuowano sztywną stalową podkładkę o długości równej szerokości filarka międzyokiennego (51 cm), która przekazywała obciążenie skupione z siłownika na liniowe na długości 51 cm w środku rozpiętości modelu. Na każdym etapie badania obciążenie wprowadzano za pomocą siłownika hydraulicznego usytuowanego w środku rozpiętości każdego modelu. Na wszystkich etapach obciążenia mierzono przemieszczenia pionowe u łuku w środku rozpiętości za pomocą czujników indukcyjnych. Wielkość rozporu poziomego H mierzono za pomocą siłomierza, usytuowanego między dolną strefą krawędzi pionowej a słupem ramy siłowej. Rejestrację stanu naprężeń i odkształceń oraz zarysowań wykonywano przy pomocy systemu pomiarowego optycznego ARAMIS. Wyniki badań podano w tab. 4.1 oraz na ryc. 4.9.

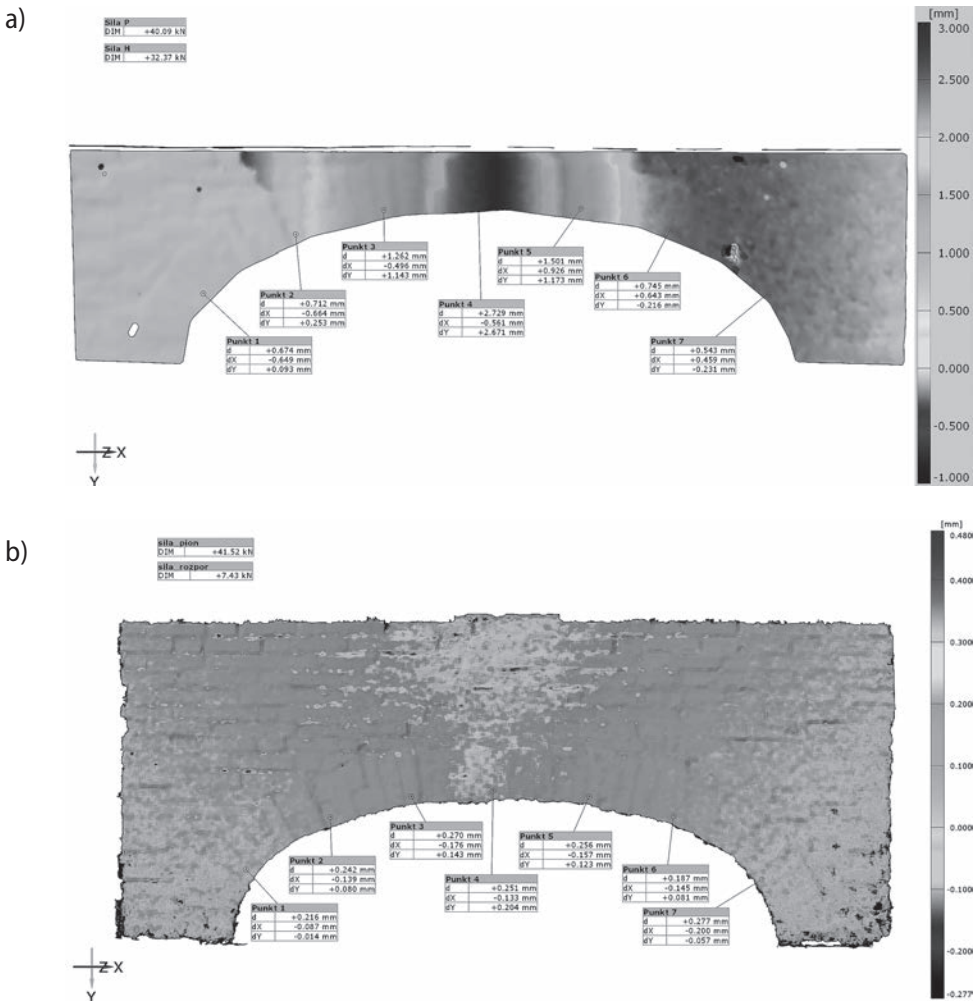
Na podstawie wyników badań pokazanych w tab. 4.1 można zauważyć, że nadmurowanie łuku ceglanego do poziomu jego zwornika (model B) 2 razy

Tabela 4.1. Wyniki badań modeli ceglanego łuku bramy

Model	Widok modeli w końcowej fazie niszczenia	Siła niszcząca P_n [kN]	Ugięcie u pod siłą P_n [mm]	Rozpór H przy sile P_n [kN]
A		19,8	2,6	15,4
B		40,1	2,7	32,4
C		253,5	6,1	63,6



Ryc. 4.9. Zależności P–u (a) i P–H (b) dla modeli A, B i C łuku bramowego według schematów tab. 4.1

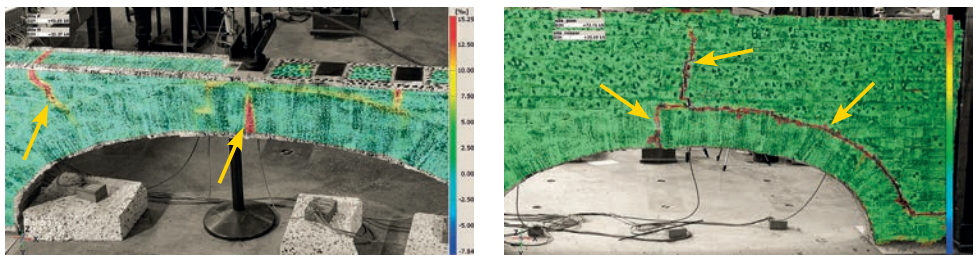


Ryc. 4.10. Mapa przemieszczeń pionowych *u* modeli (pomiar wykonany systemem ARAMIS) dla obciążenia $P = 40$ kN: a) model B, b) model C

zwiększyło nośność łuku w stosunku do wyodrębnionego łuku (model A). Natomiast nie wpłynęło na wartość maksymalnego ugięcia w środku rozpiętości. W przypadku nadmurowania łuku powyżej poziomu zwornika (model C) jego nośność zwiększyła się około 13 razy w stosunku do wyodrębnionego łuku (model A). Zdecydowanie również zmniejszyło się ugięcie konstrukcji, co widać na wykresach ugięć *u* na ryc. 4.9 a i mapach przemieszczeń na ryc. 4.10. Świadczy to o znacznym wzroście sztywności układu dla modelu C.

Niszczenie modelu wyodrębnionego łuku (model A) nastąpiło w wyniku pęknięcia zwornika w strefie rozciąganej (tab. 4.1). Podobny charakter nisz-

a) b)



Ryc. 4.11. Widok modeli łuku ceglanego bram kamienic w końcowej fazie niszczenia (pomiar wykonany systemem optycznym ARAMIS): a) model B, b) model C

Ryc. 4.12. Widok łuku wtórnego w nadmurowaniu po usunięciu podstawowego łuku bramy

czenia zarejestrowano dla modelu B, w którym po pęknięciu strefy rozciąganej zwornika dodatkowo w pobliżu podpór powstały rysy ukośne w nadmurowaniu (wyniki z systemu optycznego ARAMIS widoczne na ryc. 4.11 a). Mechanizm niszczenia modelu C z pełnym nadmurowaniem był bardziej skomplikowany. Na początku w zworniku łuku pod siłą $P = 125$ kN powstało pęknięcie pionowe z propagacją w nadmurowaniu. W tym momencie nastąpił gwałtowny wzrost ugięcia u (ryc. 4.9 a). Pęknięcie to nie wpłynęło jednak zasadniczo na zależność P–H (ryc. 4.9 b). Później nastąpiło ścinanie spoiny łączącej nadmurowanie z grzbietem łuku (wyniki z systemu optycznego ARAMIS widoczne na ryc. 4.11 b). Tym samym w nadmurowaniu został wyodrębniony łuk wtórny, mający nośność nawet po usunięciu podstawowego łuku (ryc. 4.12). Całkowita utrata nośności łuku wtórnego nastąpiła w wyniku ścinania stref podporowych w płaszczyźnie spoin wspornych.

4.4. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz numerycznych autor sformułował następujące wnioski:

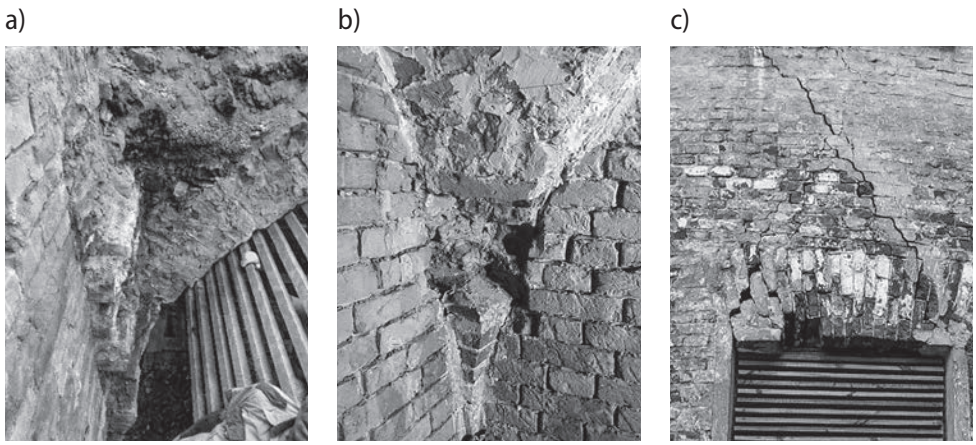
1. Badanie łuków bram w skali naturalnej wraz z symulacjami MES pozwala na oszacowanie nośności konstrukcji z uwzględnieniem wpływu uszkodzeń muru usytuowanego nad łukiem.
2. Zniszczenie łuku bram z nadmurowaniem do poziomu zwornika polega na pęknięciu pionowym pod siłą skupioną w wyniku przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie muru w poprzek spoin wspornych.
3. Nadmurowanie łuku bramowego ponad jego zwornikiem znacząco zwiększa jego nośność (6,3 razy).
4. Największe naprężenie łuku bramowego koncentruje się w strefach krawędzi pionowych bram. W przypadku bram wjazdowych kamienic najbardziej niekorzystne jest obciążenie przekazywane przez filarki międzyokienne usytuowane nad środkową częścią bramy.

5. STREFY OPARĆ SKLEPIEŃ I ŁUKÓW

5.1. Ustalenia ogólne

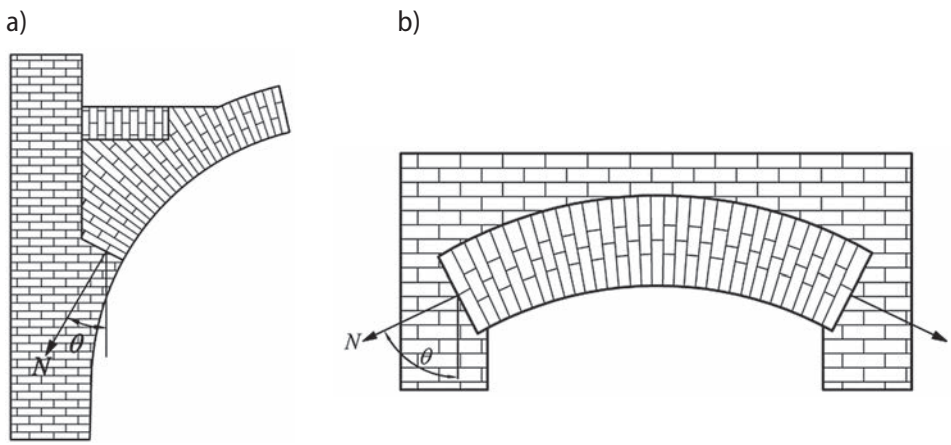
Z analizy literatury wynika, że większość badań konstrukcji rozporowych skupia się na strefie przęsłowej sklepień. Pomijane w analizach są strefy podporowe i oporowe. Przenoszą one obciążenia zmienne i stałe z przęseł sklepień na konstrukcje podpór takie jak ściany, słupy lub fundamenty. Z obserwacji wynika, że strefy te w wyniku wieloletniej eksploatacji często ulegają uszkodzeniom (ryc. 5.1), będącym skutkiem przeciążeń, oddziaływań dynamicznych, pionowych i poziomych przemieszczeń podpór oraz niewłaściwie prowadzonych prac naprawczych. Ponadto przyczyną może być niewłaściwa eksploatacja – dopuszczenie do gromadzenia wody opadowej lub użytkowej w pachwinach sklepień wskutek np. nieszczelności w pokryciu dachowym. Stan taki może doprowadzić do degradacji tych stref.

Ze względu na ograniczoną wiedzę z zakresu pracy konstrukcji rozporowych wznoszone były one bez uwzględniania faktycznej pracy stref podporowych. Dla przykładu w sklepieniach walcowych konstruowano lunety w strefach podporowych, mimo iż jest to najbardziej wytężona i najsłabsza strefa pracy sklepienia. W strefach podporowych bardzo istotna jest anizotropia muru z uwagi na kąt względem spoin wspornych obciążenia przekazywanego ze skle-



Ryc. 5.1. Przykłady uszkodzeń stref podporowych [118] sklepień walcowych (a), krzyżowych (b) i nadproży klinowych (c)

pień. Kąt nachylenia linii ciśnień w strefach oparć konstrukcji zależy od ich kształtu, stosunku rozpiętości do wyniosłości i wacha się w granicach 10–40° (ryc. 5.2). Ponieważ nośność na ściskanie muru pod kątem do spoin wspornych jest znacznie mniejsza niż prostopadle, strefy te są najbardziej obciążone i mają najmniejszą nośność. W takich miejscach stosowano niekiedy bloki kamienne. To właśnie w strefach podporowych sklepień najczęściej występują uszkodzenia i degradacja muru.



Ryc. 5.2. Reakcja z łuku na strefy podporowe sklepień (a) i nadproży (b) pod kątem do spoin wspornych, gdzie: *N* – wypadkowa siła normalna oddziałująca na strefę oparcia, *θ* – kąt płaszczyzny spoin wspornych względem poziomu

Problem anizotropii muru i znacznego spadku jego wytrzymałości ma również znaczący wpływ na strefy podporowe sklepień krzyżowych, w których trajektorie naprężeń głównych dla stref podparcia skierowane są pod kątem do spoin wspornych (a nie prostopadle). Zarówno w obowiązujących, jak i archiwalnych normach brakuje jasnych informacji odnośnie do spadku wytrzymałości muru wskutek działania obciążenia pod kątem do spoin wspornych. W Eurokodzie EN6 [123] znajdujemy jedynie informacje o konieczności zmniejszenia wytrzymałości na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych. Skutkiem przeciążania lub degradacji stref podporowych może być utrata nośności i zwiększenie podatności podpór w kierunku działania sił rozporowych sklepień. Będzie to szczególnie niebezpieczne dla konstrukcji rozporowych o małych wyniosłościach, np. sklepień odcinkowych, których spłaszczenie (wywołane podatnością podpór) może niekorzystnie wpłynąć na redystrybucję sił wewnętrznych (rozdział 2).

5.2. Nośność muru przy ściskaniu pod kątem do spoin wspornych

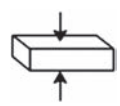
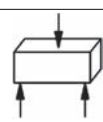
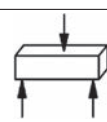
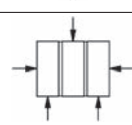
Zazwyczaj w większości prac naukowych badana jest tylko wytrzymałość muru prostopadle do spoin wspornych. Podobnie ma to miejsce w projektach inżynierskich. Wytrzymałość pod kątem do spoin wspornych rzadko kiedy jest sprawdzana [123]. Wpływ anizotropii muru jako stosunek wytrzymałości muru pod kątem do spoin wspornych $f_{c,\theta}$ i prostopadle $f_{c,0}$ jest zazwyczaj pomijany i nieanalizowany. Przy bardziej precyzyjnej kalibracji modeli obliczeniowych również przeprowadza się badania na ścinanie zgodnie z [143]. Z badań [44, 51, 65, 149–152] wynika, że wytrzymałość na ściskanie równolegle do spoin wspornych różni się od wytrzymałości prostopadłej, w granicach 0,2–1,2. Jeszcze rzadziej badane są parametry muru pod różnymi kątami względem spoin wspornych. W pracach [153–156] badano elementy murowe w skali 1 : 2 na ściskanie i rozciąganie pod kątami: 0°, 22,5°, 45°, 67,5°, 90° i przy obciążeniu w obu płaszczyznach σ_1 i σ_2. Do wykonania próbek zastosowano zaprawę cementowo-wapienną o wytrzymałości na ściskanie 5,55 MPa i cegłę ceramiczną klinkierową o wytrzymałości na ściskanie 15,41 MPa. Badania te pozwoliły na stworzenie kryteriów nośności granicznej w złożonym stanie naprężeń. W pracy [157] badano próbki murowe złożone z cegły silikatowej o wytrzymałości na ściskanie 23,4 MPa oraz zaprawy cementowo-wapiennej o wytrzymałości na ściskanie 10,2 MPa o grubości spoin około 5 mm w skali 1 : 2 na ściskanie i na rozciąganie, również pod kątami: 0°, 22,5°, 45°, 67,5°, 90°. W badaniach tych podkreślono wpływ kąta obciążenia do płaszczyzny spoin wspornych muru na otrzymaną wytrzymałość muru – czyli stopień anizotropii. W badaniach [158] badano próbki w skali 1 : 1 wykonane z bloczków ceramicznych z drążeniami o kątach obciążenia jak w poprzednich badaniach. Podobnie jak w pracy [159], lecz dla kątów: 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75°, 90°, w których próbki wykonano z bloczków betonowych o perforacji 20%, 40% i zaprawy cementowo-wapiennej. Z badań tych można oszacować stopień anizotropii muru dla bloczków betonowych i silikatowych $f_{c,0}/f_{c,90} = 0{,}71$, a dla drążonych pustaków ceramicznych $f_{c,0}/f_{c,90} = 0{,}37$.

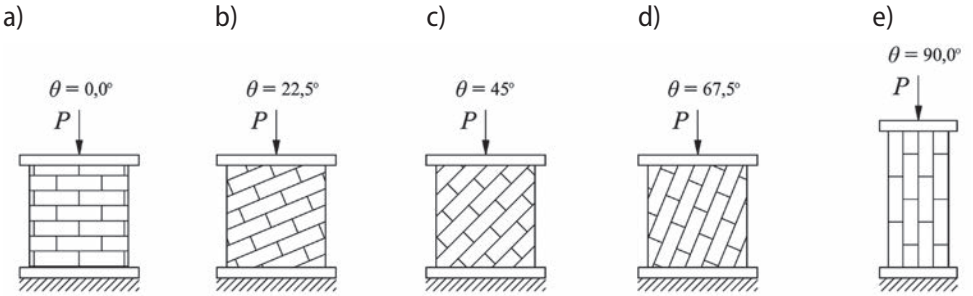
W literaturze przedmiotu brakuje wyników badań z zakresu wytrzymałości muru pod kątem do spoin wspornych w skali naturalnej 1 : 1 dla modeli zbudowanych z materiałów podobnych do tych występujących w konstrukcjach rozporowych. Przeprowadzono badania [160] w celu określenia stopnia anizotropii dla próbek ścian murowych w skali naturalnej 1 : 1, wykonanych z cegły ceramicznej pełnej klasy 40 o wymiarach 12 × 25 × 6,5 cm i zaprawy cemento-

wej M7. Grubość spoin wynosiła około 1 cm. Próbki miały normowy wymiar 50 × 50 × 12 cm, z wyjątkiem obciążenia równoległego do spoin wspornych, które to próbki miały wymiar 27 × 75 × 12 cm. Próbki obciążano w jednej płaszczyźnie o zmiennym kącie przyłożenia obciążenia względem płaszczyzny spoin wspornych, analogicznie jak to miało miejsce we wcześniej przywołanych badaniach: 0°, 22,5°, 45°, 67,5°, 90°. W trakcie badań oprócz siły niszczącej określano moduł Younga oraz współczynnik Poissona. Podstawowe wyniki badań próbek muru przedstawiono w tab. 5.1.

W ramach badań głównych [160] z zakresu anizotropii muru przebadano w sumie 23 próbki, w tym 3 próbki równoległego obciążenia do spoin wspornych o wymiarach 30 × 75 × 12 cm, oraz 20 próbek ścian 50 × 50 × 12 cm dla pozostałych przypadków obciążenia. Próbki obciążano pod kątami zgodnie z przytoczonymi wcześniej badaniami, czyli: 0°, 22,5°, 45°, 67,5°, 90° obciążeniem o stałym przyroście w czasie (ryc. 5.3). Wykonano po 3 próbki na każdy kąt obciążenia, z wyłączeniem kąta 0°, gdzie przebadano 8 próbek. W trakcie

Tabela 5.1. Wyniki badań próbek cegły, zaprawy i muru [160]

Rodzaj badania	Schemat badania	Materiał	Wynik
Ściskanie [129]		cegła	f_b = 44,1 MPa
Ściskanie		cegła	E = 11 850 MPa ν = 0,11
Zginanie		cegła	f = 3,2 MPa
Zginanie [130]		zaprawa	f = 3,3 MPa
Ściskanie [130]		zaprawa	f_m = 10,9 MPa E = 10 580 MPa ν = 0,17
Początkowa wytrzymałość na ścinanie [132]		mur	$f_{v,o}$ = 0,50 MPa tg (α) = 0,5



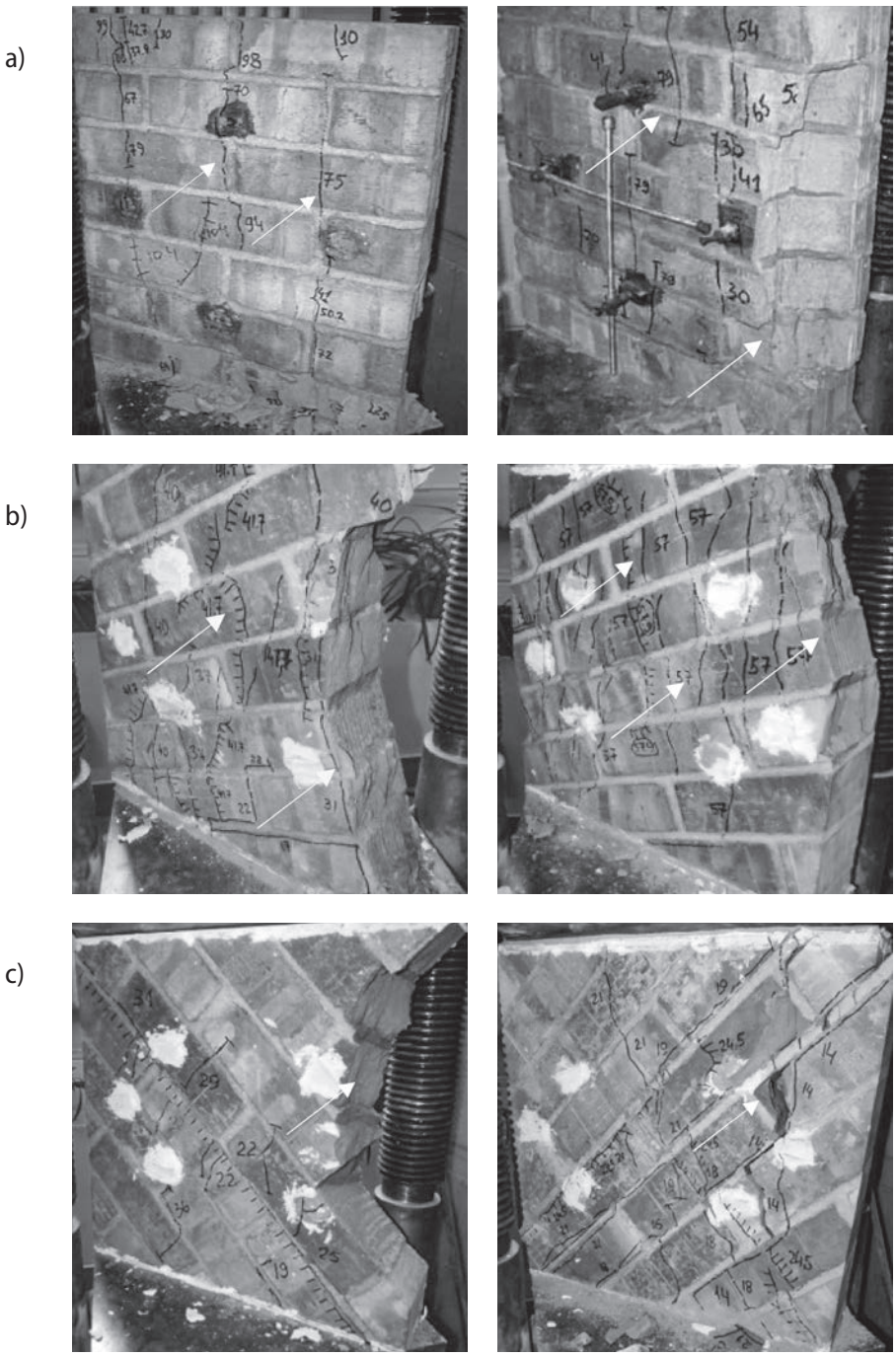
Ryc. 5.3. Schematy badań próbek ściany murowej pod różnym kątem obciążenia względem spoin wspornych [160]: a) $\theta = 0°$, b) $\theta = 22{,}5°$, c) $\theta = 45°$, d) $\theta = 67{,}5°$, e) $\theta = 90°$

badań prowadzono pomiary czujnikami zegarowymi przemieszczeń pionowych i poziomych oraz siłomierzem.

Zaobserwowane mechanizmy zniszczenia próbek zależne były od kąta przyłożenia obciążeń względem spoin wspornych (ryc. 5.4). W przypadku obciążenia prostopadłego do spoin wspornych $\theta = 0°$ w momencie zniszczenia występują rysy pionowe (ryc. 5.4 a), wydzielające słupki w strukturze muru. Podobne zniszczenie występowało dla kąta $\theta = 22{,}5°$ (ryc. 5.4 b). Przy kącie obciążenia $\theta = 45{,}0°$ pierwsze rysy powstały na styku zaprawy i cegły (ryc. 5.4 c). Zniszczenie następowało wskutek propagacji rys wzdłuż spoin wspornych wraz ze ścinaniem cegieł. W przypadku obciążenia pod kątem $\theta = 67{,}5°$ nośność próbek była najmniejsza, a zniszczenie następowało początkowo w wyniku powstania rys na styku cegły i zaprawy (ryc. 5.4 d). Następnie miał miejsce poślizg między cegłami i zaprawą, a w konsekwencji ścięcie próbki. Dla kąta $\theta = 90{,}0°$ zniszczenie następowało początkowo poprzez powstanie rys pionowych wzdłuż styku cegły i zaprawy (ryc. 5.4 e). Nastąpiło rozerwanie łączenia pomiędzy cegłą i zaprawą. Następnie wyodrębnione słupki ceglane traciły stateczność i następowało zniszczenie próbek.

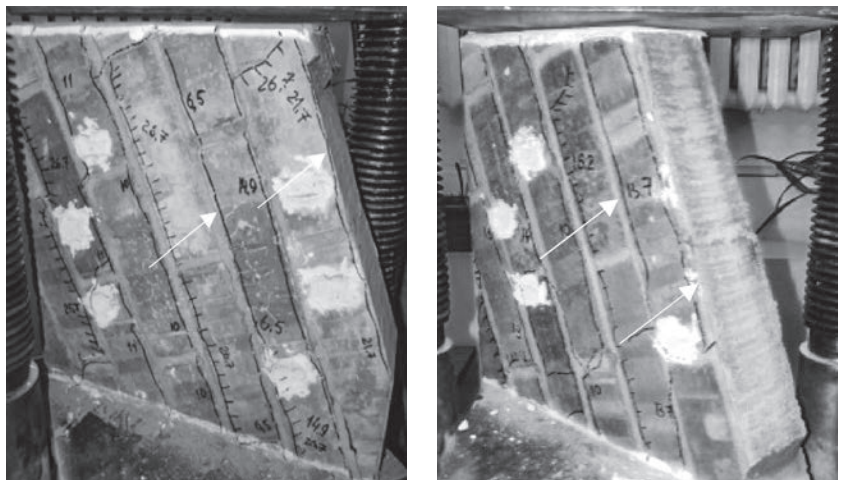
W trakcie prowadzonych badań doświadczalnych próbek muru prowadzono rejestrację wprowadzanej siły siłownikiem hydraulicznym oraz odkształceń w celu określenie modułu Younga i współczynnika Poissona (rys. 5.5).

Podsumowujące wyniki przeprowadzonych podstawowych badań próbek murowych przedstawiono w tab. 5.2. Widoczne są wyraźne zmiany w średniej wytrzymałości muru na ściskanie przy zmianie kąta nachylenia obciążenia względem spoin wspornych. Najsłabsze wyniki otrzymano dla kąta $\theta = 67{,}5°$ – około 0,24 razy podstawowa wytrzymałość odniesienia (czyli prostopadle do spoin wspornych $\theta = 0°$). Mniej wyraźna zmiana występuje dla modułu sprę-

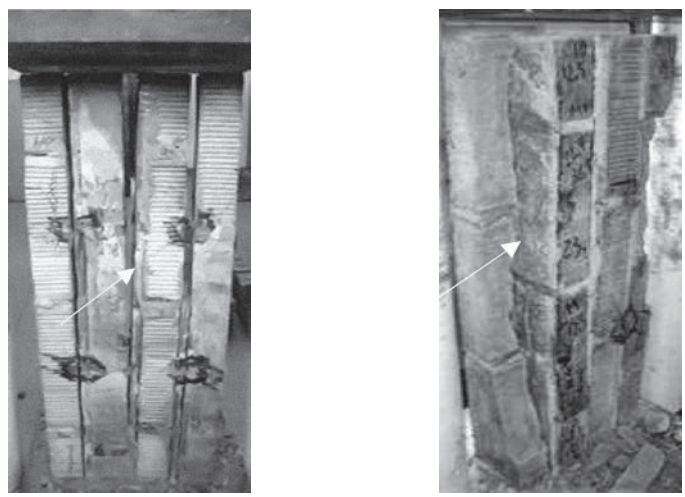


Ryc. 5.4 a–c. Widok próbek ścian murowych w końcowej fazie niszczenia [160] pod różnym kątem obciążenia względem spoin wspornych: a) $\theta = 0°$, b) $\theta = 22{,}5°$, c) $\theta = 45°$

d)



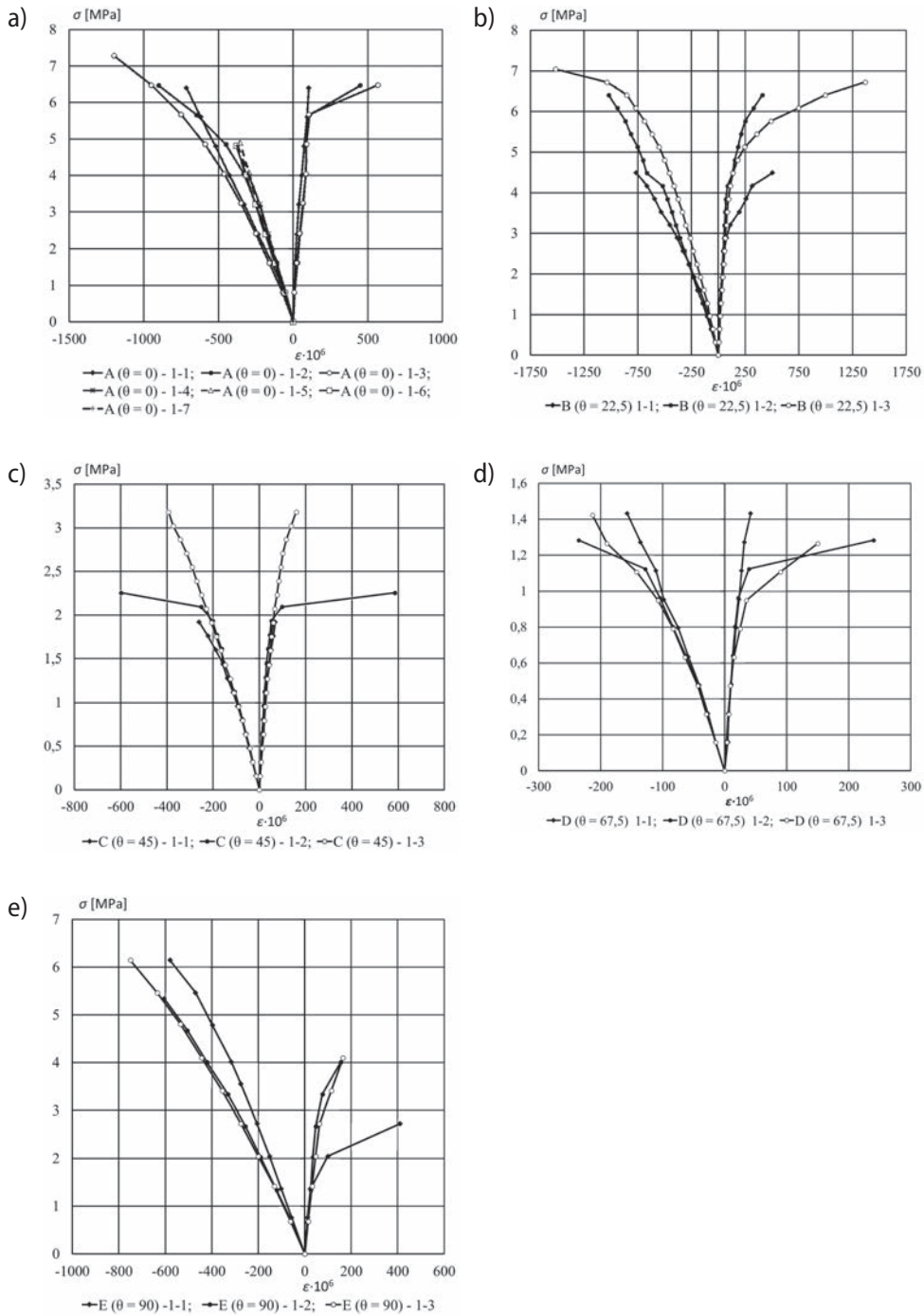
e)



Ryc. 5.4 d, e. Widok próbek ścian murowych w końcowej fazie niszczenia [160] pod różnym kątem obciążenia względem spoin wspornych: d) $\theta = 67{,}5°$, e) $\theta = 90°$

żystości, ponieważ uległ on zmianie (zmalał) o 0,77 razy podstawowy moduł sprężystości (czyli prostopadle do spoin wspornych $\theta = 0°$).

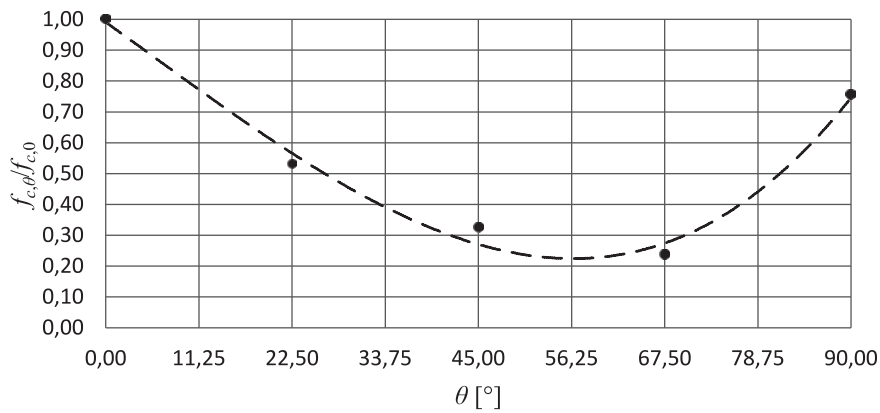
Na podstawie prowadzonych badań sporządzono wykresy obrazujące zmianę wytrzymałości muru na ściskanie (ryc. 5.6), zmianę modułu Younga (ryc. 5.7) oraz współczynnika Poissona (ryc. 5.8) względem wartości bazowych dla badań prostopadle do spoin wspornych i w zależności od kąta przyłożonego obciążenia względem spoin wspornych θ.



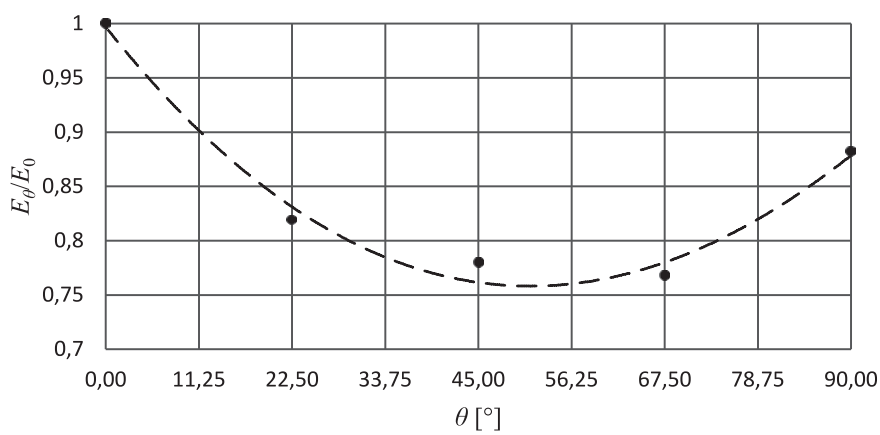
Ryc. 5.5. Zależności σ–ε modeli pod różnym kątem obciążenia względem spoin wspornych [160]: a) $\theta = 0°$, b) $\theta = 22{,}5°$, c) $\theta = 45°$, d) $\theta = 67{,}5°$, e) $\theta = 90°$

Tabela 5.2. Podstawowe wyniki badań próbek murowych [160], gdzie: CoV – współczynnik wariacji

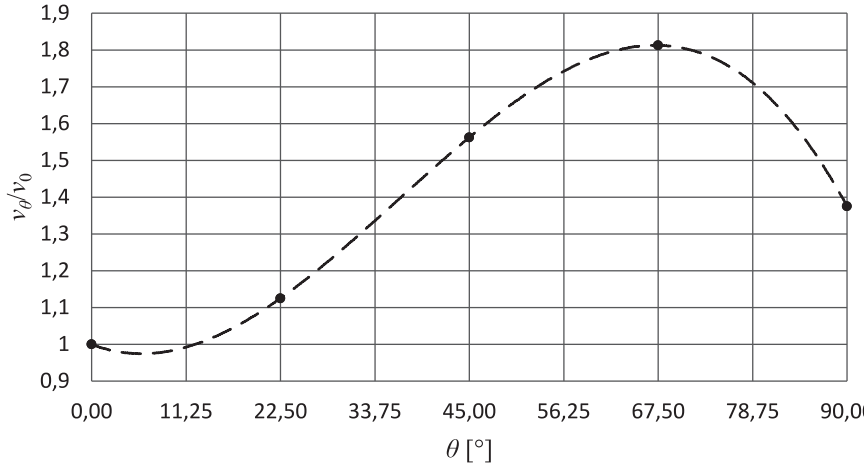
Kąt obciążenia	Wytrzymałość muru na ściskanie		Moduł Younga		Współczynnik Poissona	
	średnia	CoV	średnia	CoV	średnia	CoV
$\theta = 0°$	$f_c = 15{,}1$ MPa	13%	$E = 11\,150$ MPa	19%	$\nu = 0{,}16$	10%
$\theta = 22{,}5°$	$f_c = 8{,}0$ MPa	16%	$E = 9\,130$ MPa	17%	$\nu = 0{,}18$	29%
$\theta = 45°$	$f_c = 4{,}9$ MPa	18%	$E = 8\,696$ MPa	13%	$\nu = 0{,}25$	19%
$\theta = 67{,}5°$	$f_c = 3{,}6$ MPa	25%	$E = 8\,560$ MPa	21%	$\nu = 0{,}29$	15%
$\theta = 90°$	$f_c = 11{,}4$ MPa	9%	$E = 9\,830$ MPa	4%	$\nu = 0{,}22$	13%



Ryc. 5.6. Zmiana wytrzymałości na ściskanie muru względem wytrzymałości bazowej prostopadle do spoin wspornych $f_{c,\theta}/f_{c,0}$ i w zależności od kąta przyłożonego obciążenia względem spoin wspornych θ



Ryc. 5.7. Zmiana modułu Younga muru względem modułu bazowego prostopadle do spoin wspornych E_θ/E_0 i w zależności od kąta przyłożonego obciążenia względem spoin wspornych θ



Ryc. 5.8. Zmiana współczynnika Poissona muru względem współczynnika bazowego prostopadle do spoin wspornych v_θ/v_0 i w zależności od kąta przyłożonego obciążenia względem spoin wspornych θ

Na podstawie otrzymanych wyników opracowano zależność aproksymującą jako wielomian trzeciego stopnia, opisaną wzorem (5.1–5.3):

$$\frac{f_{c,\theta}}{f_{c,0}} = 0{,}0000025 \cdot \theta^3 - 0{,}0000383 \cdot \theta^2 - 0{,}0192894 \cdot \theta + 0{,}9910123 \quad (5.1)$$

$R^2 = 0{,}9855$

$$\frac{E_\theta}{E_0} = -0{,}00000012 \cdot \theta^3 + 0{,}00010298 \cdot \theta^2 - 0{,}00962688 \cdot \theta + 0{,}9969302 \quad (5.2)$$

$R^2 = 0{,}9818$

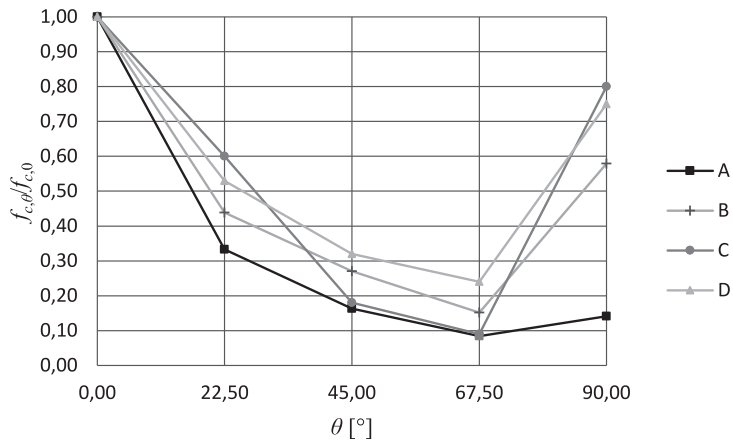
$$\frac{\nu_\theta}{\nu_0} = -0{,}00000732 \cdot \theta^3 + 0{,}00080247 \cdot \theta^2 - 0{,}00879630 \cdot \theta + 1{,}00000000 \quad (5.3)$$

$R^2 = 1{,}0000$

Jak pokazują otrzymane wyniki, ekstremum wartości wytrzymałości muru na ściskanie występuje dla kąta θ = 45–67,5° (ryc. 5.6). Również inni badacze w podobnym miejscu otrzymali ekstremum wytrzymałości na ściskanie w przypadku innych rodzajów próbek murowych. W analogicznym miejscu ekstremum otrzymano dla modułu Younga (ryc. 5.7).

Porównano otrzymane wyniki z wcześniej cytowanymi [157, 158]. Porównanie przedstawiono na wykresie (ryc. 5.9) dla badań wykonanych przez [157, 158] oraz własnych [160]. Tendencja wszystkich wyników jest podobna – najniższa rejestrowana wartość wystąpiła dla kąta θ = 45,0–67,5° i mieściła się w przedziale $f_{c,\theta}/f_{c,0}$ = 0,08–0,24. Widoczny jest również wzrost nośności dla kąta θ = 90°, z wyjątkiem serii A (oznaczenie na ryc. 5.9), w której

wykonano badania doświadczalne próbek muru wykonanych z bloczków ceramicznych o dużej ilości drążeń. Zdaniem autora wzrost ten będzie również zależny od spójności między cegłą i zaprawą (przyczepność między cegłą i zaprawą, wytrzymałość na rozciąganie muru prostopadle do spoin wspornych). Według badań [51] może on sięgać nawet $f_{c,90}/f_{c,0} = 1{,}2$. Dokładne położenie krzywych będzie uzależnione od rodzaju użytego materiału, a także od tego, czy cegły/bloczki były pełne, czy będą miały drążenia.



Ryc. 5.9. Zmiana wytrzymałości na ściskanie muru względem wytrzymałości bazowej prostopadle do spoin wspornych $f_{c,\theta}/f_{c,0}$ i w zależności od kąta przyłożonego obciążenia względem spoin wspornych θ. Wyniki dla różnych serii badań: A – seria 2 [158], B – seria 7 [158], C – [157], D – wyniki własne [160]

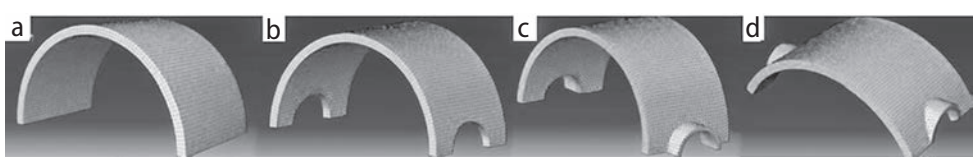
Otrzymane wyniki wraz z wynikami badań innych autorów [157, 158] pozwalają lepiej zrozumieć problem anizotropii wytrzymałości muru i istotność spadku wytrzymałości dla obciążenia pod kątem do spoin wspornych. Z przytoczonych badań wynika, że najbardziej niekorzystne obciążenie muru siłą podłużną N przekazywaną z konstrukcji rozporowych jest dla kąta $\theta = 45–67{,}5°$. W porównaniu ze ściskaniem prostopadłym do spoin wspornych nośność muru w tych kierunkach zmniejsza się o około 0,24 razy podstawowa wytrzymałość odniesienia (prostopadle do spoin wspornych $\theta = 0°$). Również na tym kierunku następuje spadek sztywności muru przy ściskaniu – o 0,77 razy podstawowy moduł sprężystości (prostopadle do spoin wspornych $\theta = 0°$), czyli zwiększa się podatność podpór konstrukcji rozporowych. Jest to szczególnie istotne dla obciążenia poziomego powstającego w wyniku zmniejszenia wyniosłości łuków, powodującego zwiększenie wartości siły poziomej. W przypadku nad-

proży deformacje pionowe stref podporowych prowadzą do naruszenia kontaktu między nadprożem a murem (powstaje rysa rozdzielająca nadproże i mur powyżej), co skutkuje ich przeciążeniem.

5.3. Strefy oparcia sklepień z lunetami

Lunety to elementy konstrukcji sklepienia powstałe w celu umożliwienia wykonania otworu powyżej wezgłowia sklepienia. Konstrukcyjnie lunety powstają w postaci poprzecznej kolebki, przenikającej się z kolebką sklepienia głównego. Ich obecność w konstrukcji powoduje zaburzenie ciągłości konstrukcji sklepienia, co skutkuje zmianą trajektorii naprężeń wewnątrz konstrukcji. W okresie renesansu sklepienia kolebkowe z lunetami były często stosowane dla urozmaicenia wnętrz i zmiany obciążenia przekazywanego na ściany z liniowego na skupione. Dawało to możliwość swobodniejszego kształtowania przestrzeni. Lunety miały najczęściej przekrój kolebkowy, czasami też kulisty, stożkowy lub elipsoidalny. Jako elementy konstrukcyjne pełnią one również funkcję użebrowania sklepień – w strefach podporowych zapobiegają ich ścinaniu. Z uwagi na brak informacji w literaturze technicznej co do współpracy lunet ze sklepieniami przeprowadzono własne analizy dla modeli pokazanych na ryc. 5.10.

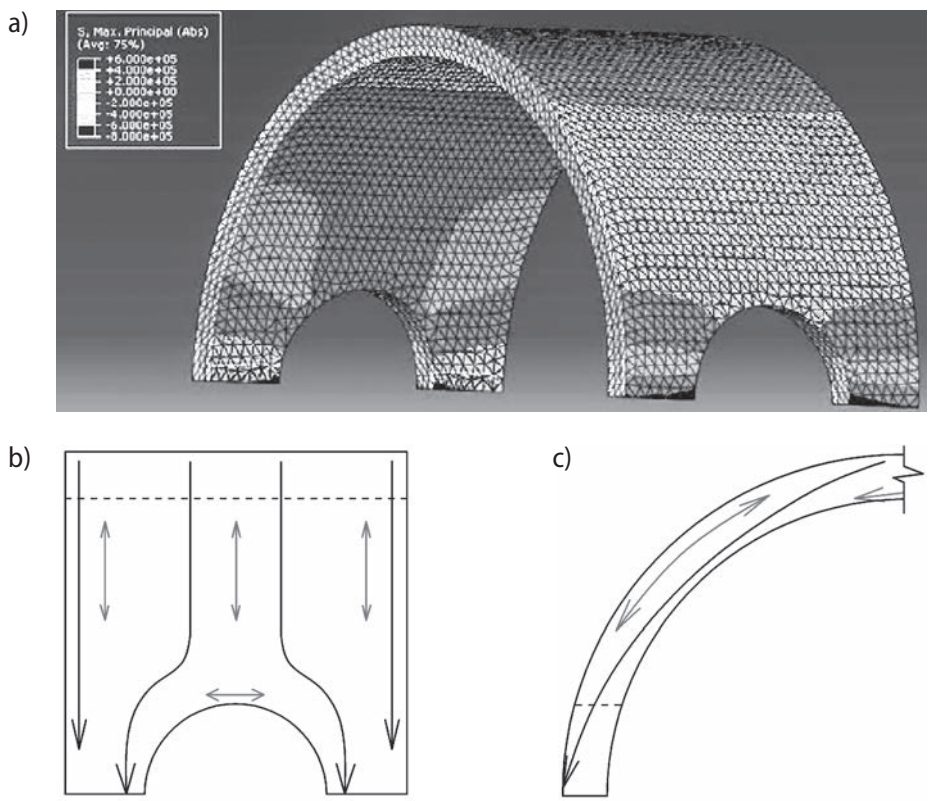
Analizy przeprowadzono w zakresie liniowym w programie Abaqus [161]. Do modelowania stosowano elementy bryłowe i objętościowe. Przyjęto sztywne podparcie w miejscu oparcia sklepień na ścianach nośnych. Do analiz przyjęto tylko jedno obciążenie – ciężar własny, czyli obciążenie stałe o ciężarze objętościowym $\gamma = 18$ kN/m^3. Materiał muru modelowano jako homogeniczny izotropowy. Na podstawie badań [161] ustalono następujące cechy sprężyste materiału: moduł Younga $E = 1{,}7$ GPa, moduł Kirchhoffa $G = 0{,}67$ GPa, współczynnik Poissona $\nu = 0{,}2$, wytrzymałość cegły na ściskanie $f_b = 8{,}4$ MPa, wytrzymałość zaprawy na ściskanie $f_m = 2{,}4$ MPa. Dodatkowo ustalono wytrzy-



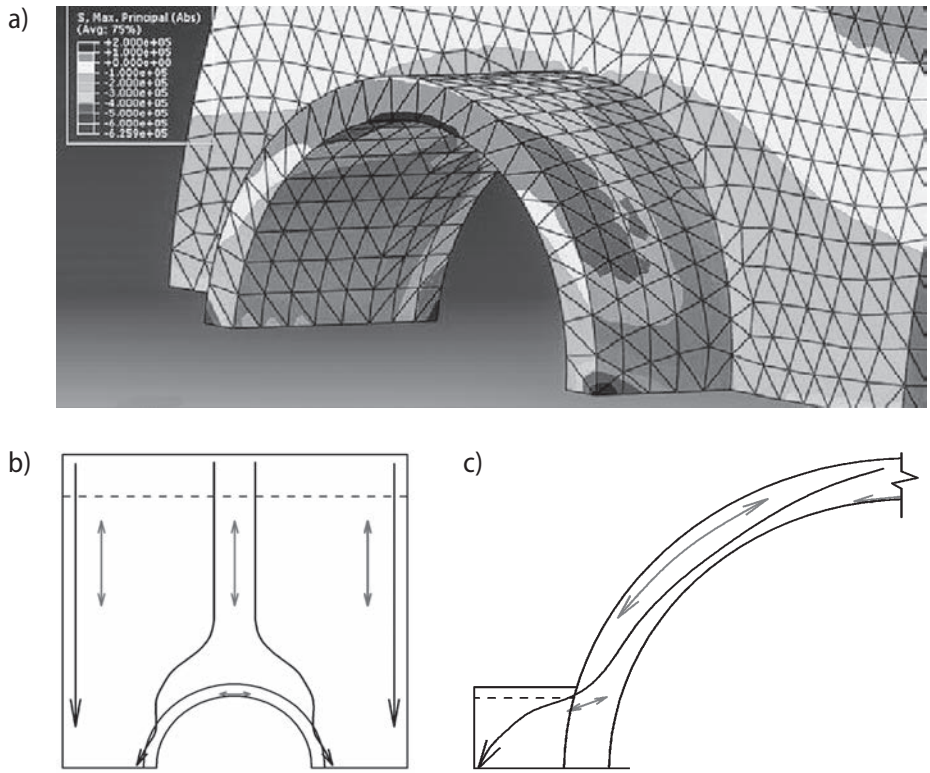
Ryc. 5.10. Modele obliczeniowe (program Abaqus) sklepień bez lunet (a) i z lunetami (b–d) przyjęte do analiz statycznych [161]. Rozpiętość modeli w świetle wynosiła $L = 750$ cm (a–c) oraz $L = 620$ cm (d), szerokość $B = 300$ cm, grubość $t = 25$ cm, otwór na lunety wielkości 150 cm

małość muru na ściskanie prostopadle do spoin wspornych f_m = 1,2 MPa, wyliczoną według [123]. Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek spoin wspornych $f_{t,90}$ = 0,064 MPa określono, badając cegłę i zaprawę metodą *pull-off*. Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych $f_{t,0}$ = 0,11 MPa określono na podstawie badań na rozciąganie przy zginaniu.

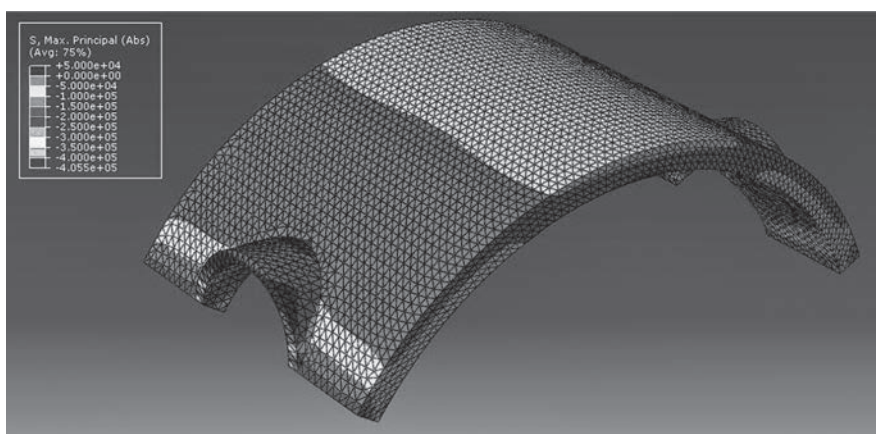
Dzięki przeprowadzonym badaniom [161] ustalono, że w przypadku otworów o kształcie półkolistym w strefie oparcia sklepień walcowych (ryc. 5.10 b) następuje redystrybucja sił ściskających wzdłuż osi podłużnej sklepienia. Naprężenia ściskające w płaszczyźnie poziomej wezgłowia rosną proporcjonalnie, natomiast ich dystrybucja jest nierównomierna z koncentracją w pobliżu otworów (ryc. 5.11 a). Wywołana otworami zmiana kierunku linii ciśnień w sąsiednich równoległych poprzecznych przekrojach sklepienia w obrębie otworu (ryc. 5.11) powoduje powstanie nad jego grzbietem naprężeń rozciągających, działają-



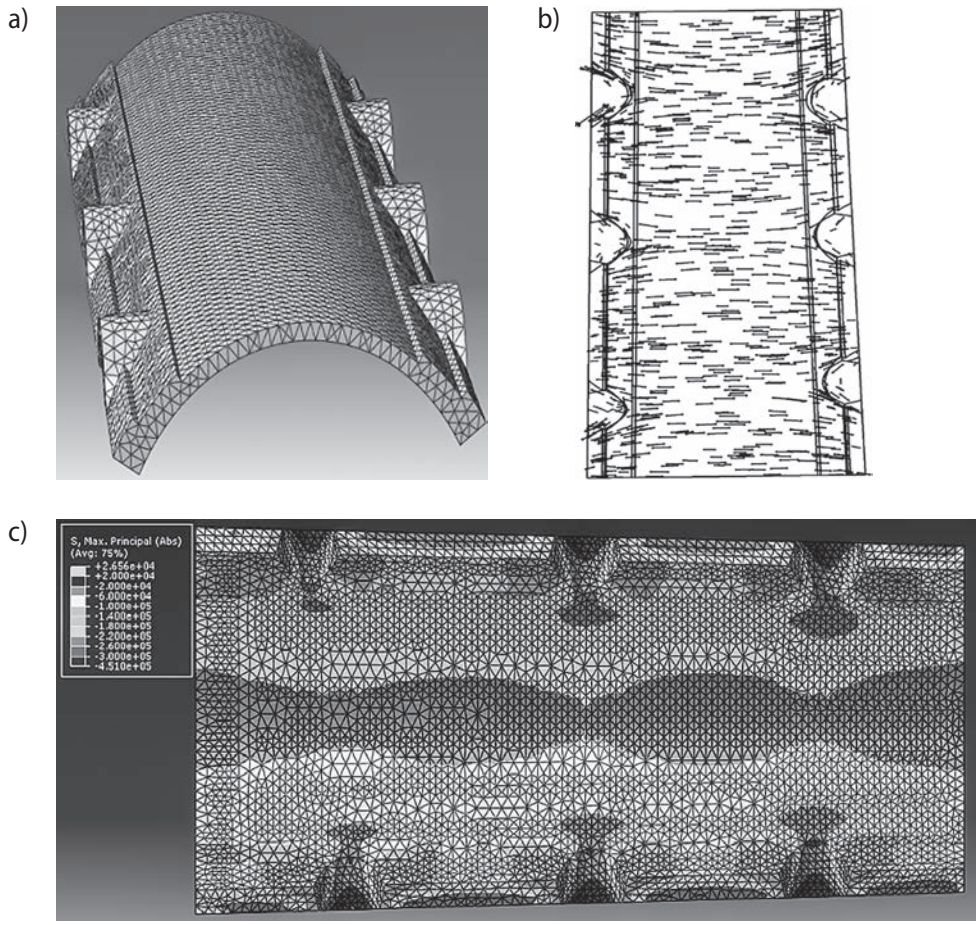
Ryc. 5.11. Model sklepienia walcowego z otworem półkolistym obciążony ciężarem własnym muru (program Abaqus) [161]: a) fragment schematu obliczeniowego MES, b) rozkład naprężeń na powierzchni sklepienia, c) rozkład naprężeń w przekrojach poprzecznych poza otworem



Ryc. 5.12. Model sklepienia walcowego z lunetą opartą na ścianie obciążony ciężarem własnym muru (program Abaqus) [161]: a) fragment schematu obliczeniowego MES, b) rozkład naprężeń na powierzchni grzbietowej sklepienia i lunety, c) rozkład naprężeń w przekrojach poprzecznych sklepienia i lunety



Ryc. 5.13. Model numeryczny MES (program Abaqus) sklepienia z lunetami obciążony ciężarem własnym [161] według ryc. 5.10 d



Ryc. 5.14. Model sklepienia walcowego z lunetami (program Abaqus) obciążony ciężarem własnym o zmiennej grubości ($t = 27, 41, 55$ cm), rozpiętości $L = 620$ cm, promieniu $R = 375$ cm, szerokości $B = 1500$ cm [161]: a) widok schematu obliczeniowego MES, b) trajektorie głównych naprężeń ściskających na grzbiecie sklepienia, c) mapa głównych naprężeń na podniebieniu sklepienia i lunet

cych wzdłuż spoin wspornych muru (ryc. 5.11 b). Z uwagi na niską wytrzymałość muru na rozciąganie w tym kierunku naprężenia te mogą wywołać spękanie w kierunku prostopadłym do grzbietu otworu. W przekrojach poprzecznych sklepienia występują strefy rozciągane prostopadle do spoin wspornych, zlokalizowane przy zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni (ryc. 5.11 c). Strefy te nie biorą znaczącego udziału w przenoszeniu obciążenia z uwagi na niską wytrzymałość muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych [162].

Analizowano również stan naprężeń sklepienia z lunetą o kształcie walcowym, wystającą poza zewnętrzną krawędź wezgłowia sklepienia, wspartą

na ścianie (ryc. 5.10 c, ryc. 5.12). Wyznaczony rozkład naprężeń ściskających (linia ciśnień) w poszczególnych równoległych przekrojach wzdłuż osi sklepienia jest zbliżony do wcześniej analizowanego modelu. Zmiana kierunku występuje dopiero w obrębie lunet. Zaobserwowano różnicę w sposobie przekazywania obciążenia pomiędzy modelami. Dla opisywanego modelu naprężenia ściskające przekazywane są zarówno na wezgłowia podstawowego sklepienia, jak i na wezgłowia sklepienia lunety. Koncentracja naprężeń rozciągających wzdłuż spoin wspornych powstaje nie w podstawowym sklepieniu w miejscu jego przecięcia z lunetą, lecz w górnej części lunety (ryc. 5.12 b).

W historycznych budynkach stosowano lunety z czołami, których płaszczyzna pionowa została zlicowana z krawędzią zewnętrzną wezgłowia sklepienia (ryc. 5.10 d). W tym przypadku luneta pracuje jako samodzielne sklepienie, wsparta tylko na konstrukcji sklepienia (ryc. 5.13).

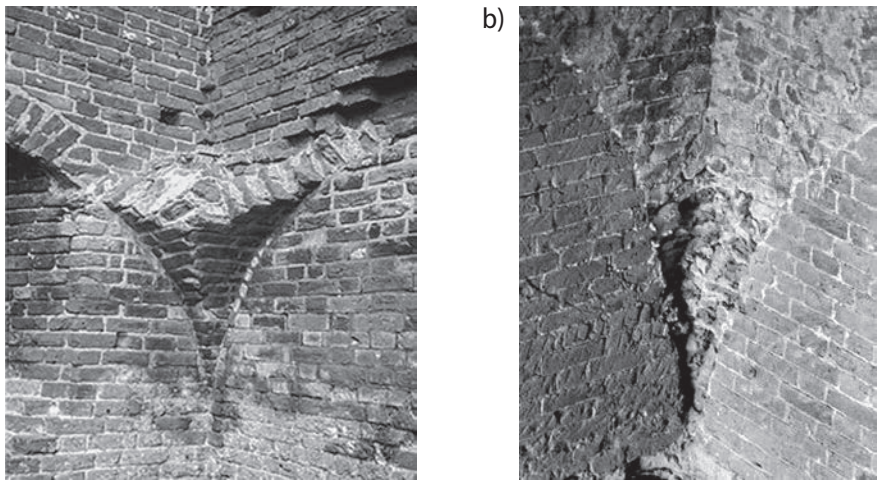
W przedstawionym przypadku rozkład naprężeń ściskających jest podobny jak dla sklepienia z otworami bez lunet (ryc. 5.10 b). Z kolei naprężenia ściskające w płaszczyźnie wezgłowia z uwagi na dodatkowe obciążenie opartych na sklepieniu lunet są większe w porównaniu ze sklepieniem z otworami. Jest to przyczyną większej grubości stref przypodporowych sklepień w porównaniu z ich górną częścią (ryc. 5.14 a) [161].

5.4. Strefy oparcia sklepień krzyżowych

Sklepienia krzyżowe wspierane są w narożach ścian na podporach (ryc. 5.15 a), natomiast połączenia między czołami wysklepek a konstrukcjami pionowymi nie występują (ryc. 5.15 b). W literaturze technicznej brak jest informacji na temat nośności stref oparcia tych sklepień. Obszar ten należy ocenić jako najbardziej wytężony i najczęściej uszkadzany.

Z przytoczonych w rozdziale 2 badań numerycznych historycznego sklepienia krzyżowego wynika, że strumień sił ściskających kumuluje się w obrębie przekątnych sklepienia i nasila się w strefie podporowej. Najbardziej wytężone są strefy przenikania się kolebek. Wypadkowa N linii ciśnień od tych stref przekazuje się na wsporniki ceglane, które są przewiązane ze ścianami murowymi. Wsporniki przenoszą obciążenia pionowe P i siły rozporowe H według schematu na ryc. 5.16. Nośności wsporników można oszacować z warunków (5.4–5.6) [118]:

a) b)



Ryc. 5.15. Strefy oparcia sklepień krzyżowych w narożach ścian murowych [118]: a) widok po rozbiórce sklepienia, b) widok po rozbiórce strefy oparcia

— ściskanie prostopadle do spoin wspornych od siły P działającej na powierzchni o wymiarach $a \times b$

$$P \leq f_c \cdot a \cdot b \tag{5.4}$$

— ścinanie w płaszczyznach pionowych połączenia wsporników ze ścianami

$$P \leq f_v \cdot \frac{a+b}{2} \cdot h \tag{5.5}$$

— rozciąganie równolegle do spoin wspornych w wyniku mimośrodowego obciążenia wspornika siłą P

$$P \leq f_t \cdot \left(\frac{W_a}{e_a} + \frac{W_b}{e_b}\right) \tag{5.6}$$

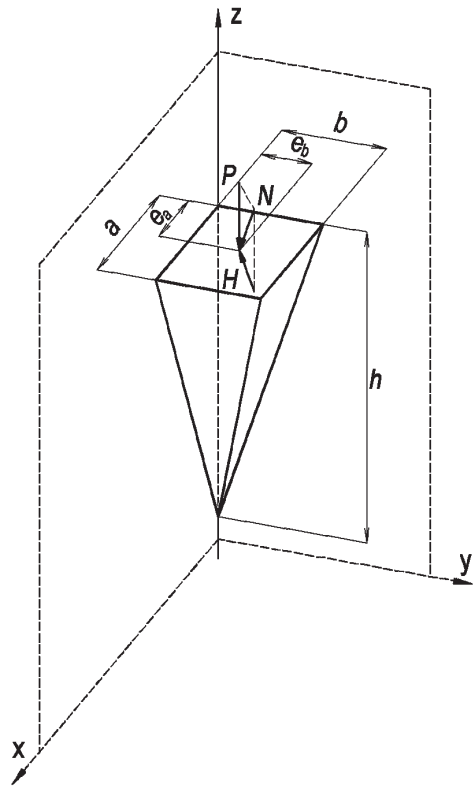
gdzie:

f_c, f_t, f_v – wytrzymałość muru odpowiednio na ściskanie prostopadle do spoin wspornych, rozciąganie wzdłuż spoin wspornych i ścinanie prostopadle do spoin wspornych,

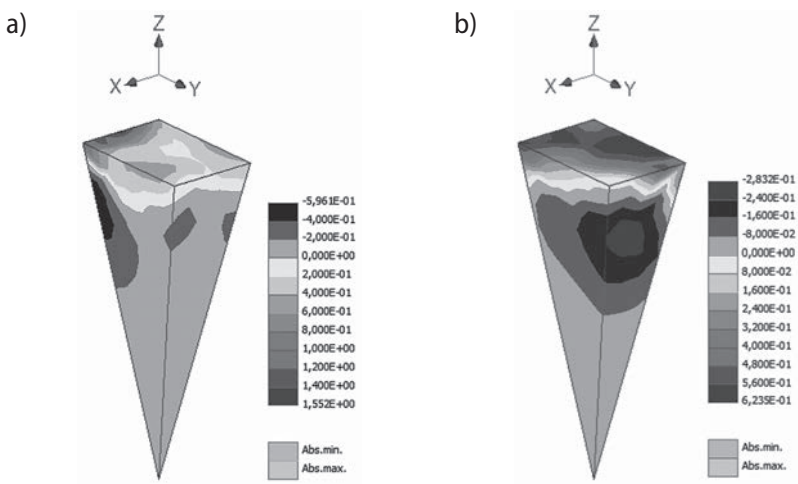
W_a i W_b – wskaźniki wytrzymałości pionowych stref połączenia wspornika ze ścianami o kształcie trójkąta (ryc. 5.16),

e_a i e_b – mimośrody działania siły P względem stron a i b podstawy wspornika (ryc. 5.16),

a, b, h – wymiary wspornika (ryc. 5.16).



Ryc. 5.16. Schemat obciążenia wsporników dźwigających sklepienia krzyżowe [118]



Ryc. 5.17. Wyniki obliczeń MES (program Atena) stref oparcia sklepień krzyżowych dla siły $P = 100$ kN: a) naprężenia σ_y [MPa], b) naprężenia τ_{xy} [MPa]

Warunek (5.6) jest istotny dla sklepień o dużej wyniosłości, gdy wartość siły rozporowej H jest stosunkowo mała w porównaniu z siłą P. W przypadku niskiej wyniosłości rozpór H przeciwdziała powstawaniu naprężeń rozciągających σ_x i σ_y od mimośrodowego obciążenia wspornika siłą P. Wskazana uproszczona metoda obliczeń została zastosowana do sprawdzenia nośności stref podporowych sklepień zaprezentowanych na ryc. 5.15. Na podstawie przeprowadzonych badań materiałowych próbek cegieł i zapraw pobranych ze sklepień ustalono następujące wartości wytrzymałości muru: na ściskanie f_c = 1,35 MPa, na ścinanie f_v = 1,1 MPa. Z obliczeń według wzorów (5.4–5.6) wynika, że przy wymiarach $a \times b \times h$ = 20 × 30 × 80 cm wspornika (ryc. 5.16) o nośności decyduje warunek (5.4). W tym przypadku nośność wspornika wynosi około P = 100 kN. Bardziej dokładne oszacowanie nośności stref podporowych może być wykonane za pomocą obliczeń metodą MES [161].

Na ryc. 5.17 przedstawiono mapy naprężeń σ_y i τ_{xy} w płaszczyźnie połączeń wsporników ze ścianami, uzyskane na podstawie symulacji numerycznych przeprowadzonych przez autora w programie Atena. Wynika z nich, że w tych płaszczyznach poza naprężeniami ścinającymi działają naprężenia ściskające prostopadle do płaszczyzn ścinania, a ich największa koncentracja ma miejsce u podstawy wspornika. Określenie nośności w tym przypadku możliwe jest za pomocą np. kryterium Manna–Müllera [119, 163].

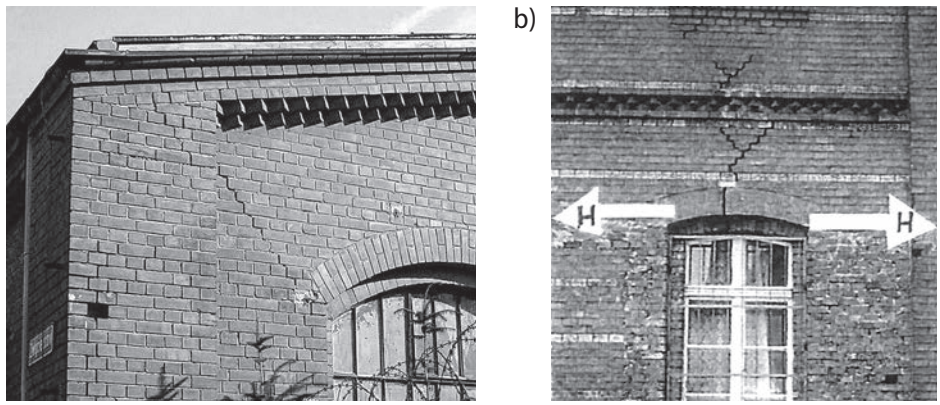
5.5. Szczególne przypadki oparcia łuków

Dość często spotykanym przypadkiem uszkodzeń ścian murowych w strefach oparcia konstrukcji rozporowych są spękania pasm międzyokiennych w sąsiedztwie ścian szczytowych (ryc. 5.18). Związane jest to z oddziaływaniem niezrównoważonego rozporu, co może skutkować utratą stateczności ściany szczytowej i zmniejszeniem sztywności budynku.

W pracy [138] Oniszczyk przedstawił metodę szacowania nośności nadproży usytuowanych przy ścianach szczytowych, której podstawą jest sprawdzenie wytrzymałości pasma międzyokiennego na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych według wzoru (5.7) oraz szkicu (ryc. 5.19):

$$\sigma = \frac{G}{a \cdot d} \leq f_{t,0} \tag{5.7}$$

a) b)



Ryc. 5.18. Przykłady uszkodzeń nadproży łukowych [137] usytuowanych przy ścianach szczytowych: a) zarysowanie w rejonie skrajnego okna na ostatniej kondygnacji, b) zarysowanie w okolicy środka rozpiętości nadproża, poniżej oparcia belki stropowej (pod belką stropową)

w którym:

$$G = \frac{H - \frac{a \cdot V \cdot b}{4 \cdot h}}{\frac{h^*}{h} + \frac{\varepsilon \cdot E \cdot I \cdot L}{E_0 \cdot F \cdot h^* \cdot h^2}} \tag{5.8}$$

$$I = \frac{d \cdot b^2}{12} \tag{5.9}$$

$$H = \frac{M}{f} \tag{5.10}$$

gdzie:

$f_{t,0}$ – wytrzymałość muru na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych,

E, E_0 – moduł sprężystości muru prostopadle i równolegle do spoin wspornych,

d – grubość ściany,

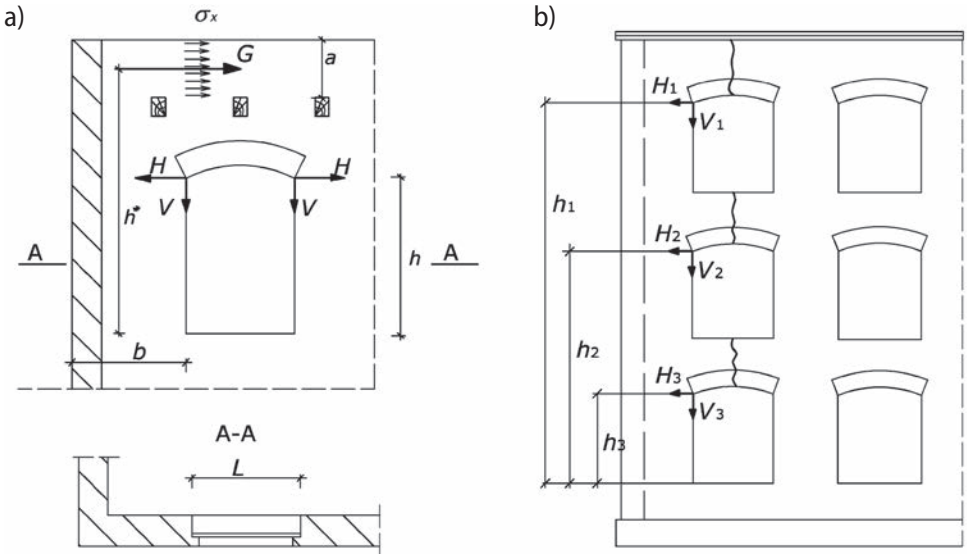
a, b, h, h^*, L – geometria według ryc. 5.19 a,

f – strzałka (wyniosłość) łuku,

F – pole przekroju poprzecznego rozciąganego rozporem H pasma międzyokiennego,

M – moment zginający w łuku od obciążenia pionowego.

Analiza mechanizmów niszczenia murów w strefie oddziaływań rozporów od nadproży łukowych [137] pozwala stwierdzić, że przy jednakowych rozmiarach otworów okiennych na każdej kondygnacji i obciążeniach w pierwszej kolejności zniszczeniu ulega nadproże górnej kondygnacji. Następnie kolejno



Ryc. 5.19. Rozkład sił działających w strefie nadproży łukowych [137]: a) na górnej kondygnacji, b) na całej wysokości budynku

nadproża pozostałych kondygnacji, idąc w dół. Na górnej kondygnacji rozpór H przejmowany jest przez przekrój ściany między nadprożem a attyką. Po przekroczeniu jego nośności rozpór przekazywany jest na pasmo pionowe o szerokości b między otworem okiennym a ścianą szczytową. Pasmo to u podstawy na poziomie parapetu jest obciążone momentem zginającym $M = H \cdot h$ i siłą ścinającą H. Dla niższych kondygnacji moment zginający określa się według schematu (ryc. 5.19 b). Oddziaływanie momentu zginającego M jest bardziej niebezpieczne na górnych kondygnacjach, ponieważ na niższych naprężenia rozciągające σ_y od momentu M są równoważone przez naprężenia ściskające od reakcji V_i w paśmie (ryc. 5.19 b). Oprócz wytrzymałości ściany sprawdza się również stateczność pasma od oddziaływania rozporu oraz momentu zginającego (5.11):

$$M = \sum H \cdot h - \sum \frac{V \cdot b}{2} \tag{5.11}$$

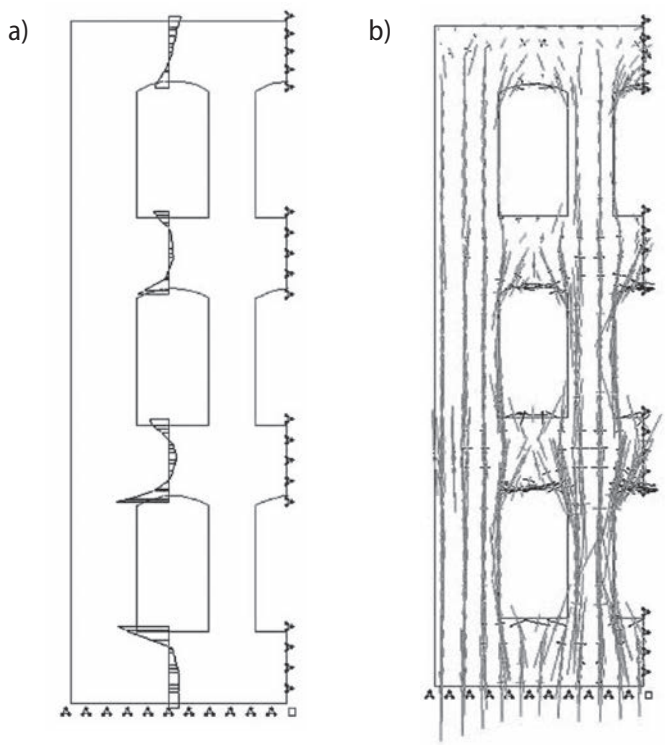
Dodatkowo pasmo należy sprawdzić według stanu granicznego użytkowalności (5.12):

$$\Delta = \frac{H \cdot h^2}{3 \cdot EI} - \frac{V \cdot b \cdot h^2}{4 \cdot EI} \leq [\Delta] \tag{5.12}$$

gdzie:

[Δ] – graniczna szerokości rozwarcia rys,
Δ – obliczona szerokość rozwarcia rys,
b, h – dane geometryczne według ryc. 5.19,
V, H – składowa pionowa oraz pozioma sił wewnętrznych według ryc. 5.19,
EI – sztywność analizowanej konstrukcji.

Stosowane współcześnie obliczenia MES pozwalają przeprowadzić dokładniejszą analizę przedstawionych powyżej przypadków. Przytoczono przykład budynku trzykondygnacyjnego o wymiarach otworów okiennych 110 × 230 cm i wysokości kondygnacji 382 cm (ryc. 5.19 b) poddanego analizie MES (ryc. 5.20) w programie ROBOT Millenium. Nadproża o kształcie łuku odcinkowego, o strzałce $f = L/9$. Mur zamodelowano jako materiał izotropowy o parametrach E = 2520 MPa, G = 1135 MPa, ν = 0,11. Zastosowano makroskopowy model



Ryc. 5.20. Wyniki obliczeń MES (program Robot Millenium) wykonanych przez autora [137] dla fragmentu budynku: a) wykres naprężeń σ_x w przekroju pionowym według obliczeń MES, b) trajektorie naprężeń głównych

materiału, analizy prowadzono tylko w zakresie sprężystej pracy materiału. Konstrukcję obciążano ciężarem własnym oraz stropami.

Na podstawie przeprowadzonych badań MES (ryc. 5.20) autor stwierdza, że bezpośrednio w łuku ceglanym zawsze powstają naprężenia rozciągające σ_x oraz naprężenia ścinające τ_{xy}, które mogą doprowadzić do jego spękania i dalszej propagacji pęknięcia na wysokości pasma międzyokiennego. Jest to charakterystyczne dla układu sił panującego w obszarach ścian szczytowych. Stąd w celu zapobiegania tym uszkodzeniom zaleca się stosować ściągi kotwiące ścianę szczytową do ściany prostopadłej lub inne wzmocnienia. Ściągi najlepiej sytuować na wysokości linii belek stropowych.

5.6. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych oraz numerycznych autor sformułował następujące wnioski:

1. Analizy nośności istniejących sklepień, nadproży oraz łuków powinny również obejmować ich strefy oparć, które często ulegają degradacji po wieloletniej eksploatacji.
2. Ponieważ siły podłużne łuków i sklepień w miejscach oparcia przekazywane są pod kątem do spoin wspornych ścian murowych, niezbędne jest uwzględnienie anizotropii wytrzymałości muru na ściskanie.
3. W najniekorzystniejszym przypadku przy ściskaniu muru pod kątem spoin wspornych $\theta = 67{,}5°$ względem poziomu nośność należy znacząco zredukować do wartości 0,08–0,24 prostopadle do spoin wspornych. Spadek modułu Younga E wynosi maksymalnie 0,75 wartości prostopadle do spoin wspornych dla kąta spoin wspornych $\theta = 45°$ względem poziomu.
4. Na nośność stref podporowych sklepień ceglanych istotny wpływ mają otwory w postaci lunet lub otworów okiennych. Obecność otworów powoduje koncentrację naprężeń w strefach podporowych sklepień, co powinno być brane pod uwagę. Istotna jest również analiza trajektorii naprężeń głównych oraz ich zmiany w przypadku lokalizacji otworów i lunet w sklepieniach ceglanych.
5. W strefach oparcia sklepień krzyżowych w płaszczyźnie połączenia wsporników ze ścianami poza naprężeniami ścinającymi działają naprężenia ściskające prostopadle do płaszczyzn ścinania, a ich największa koncentracja ma miejsce u podstawy wspornika.

6. W ceglanych nadprożach łukowych zlokalizowanych w sąsiedztwie ścian szczytowych powstają naprężenia rozciągające, które mogą spowodować spękanie pasm międzyokiennych. Przeciwdziałać tym siłom może zastosowanie ściągów między ścianą szczytową a murem nad nadprożami okiennymi.

6. PODSUMOWANIE I WNIOSKI OGÓLNE

6.1. Podsumowanie

W pracy przedstawiono problematykę badań i ocen nośności ceglanych sklepień i łuków. Monografia składa się z 6 rozdziałów: ogólnego opisu stanu wiedzy w zakresie ceglanych konstrukcji łukowych (rozdział 1), badań własnych sklepień (rozdział 2), badań własnych łuków nadproży (rozdział 3), badań własnych łuków bram (rozdział 4), badań własnych stref oparć sklepień i łuków (rozdział 5) oraz podsumowania i wniosków (rozdział 6). Każdy rozdział tematyczny zawiera przegląd stanu wiedzy, analizy teoretyczne oraz badania doświadczalne na wybranych modelach. Dokonano przeglądu znanych metod obliczeniowych sklepień i łuków, w tym: metody równowagi granicznej, metody kinematycznej, teorii sprężystości dla prętów zakrzywionych.

Rozdziały badawcze, czyli 2–5, zawierają analizy numeryczne wykonane w programach Abaqus, Atena, Robot. Na potrzeby prowadzonych badań stworzono własny program na bazie języka C# z wykorzystaniem MES oraz kryterium głównych naprężeń rozciągających. Omówiono zasady modelowania MES dla konstrukcji sklepień oraz łuków wraz z uwzględnieniem anizotropii muru. Wykonano analizę porównawczą efektu modelowania mikro i makro oraz modelowania w zakresie plastycznym i sprężystym dla konstrukcji łukowych. Omówiono wybrane kryteria nośności granicznej stosowane w MES dla konstrukcji sklepień oraz łukowych. Wykazano ich wady i zalety oraz możliwe zakresy stosowania. Stwierdzono, że najbardziej miarodajne dane o nośności ceglanych sklepień i łuków można uzyskać w drodze badań doświadczalnych.

W rozdziale 1 przedstawiono ogólny stan wiedzy w zakresie ceglanych konstrukcji łukowych, zarys historyczny, wybrane problemy badawcze, a także cel i zakres badań.

W rozdziale 2 dokonano przeglądu literatury z zakresu badań ceglanych sklepień. Omówiono znane metody obliczeniowe. Zaproponowano kalibrację modelu kinematycznego na podstawie własnych badań doświadczalnych próbek na ściskanie i zginanie. Główne badania doświadczalne rozdziału obejmują modele laboratoryjne sklepień w skali naturalnej: kolebkowych (półkoliste i koszowe), odcinkowych stropów i balkonów, biegów schodów ceglanych. Przebadano również sklepienia odcinkowe monolityczne stropów na kruszywie

ceglanym in situ za pomocą obciążenia próbnego. Dodatkowo badano modele zbrojone siatkami FRCM w celu porównania efektów wzmocnienia wymienionych rodzajów sklepień. Analizy numeryczne MES przeprowadzono dla: próbek muru ściskanych i zginanych, sklepień koszowych, krzyżowych, odcinkowych, monolitycznych stropów, łuków schodowych.

W rozdziale 3 omówiono przegląd literatury z zakresu badań ceglanych nadproży łukowych. Omówiono znane metody obliczeniowe. Przedstawiono problem występowania uszkodzeń w obrębie ceglanych nadproży łukowych. Ukazano problem przekazywania obciążenia z warstw muru ponad nadprożem na nadproże – rozkład naprężeń kontaktowych σ_y. W części doświadczalnej wykonano badania ceglanych nadproży łukowych w skali naturalnej dla modeli łuków: odcinkowych, półkolistych, ostrołukowych i klinowych. Modele badano jako wyodrębnione łuki oraz jako fragmenty ścian zawierające nadproże. Wykonano kalibrację doświadczalną kryterium nośności granicznej, które użyto do analiz numerycznych dla ceglanych nadproży odcinkowych w programie własnego autorstwa na bazie MES. Analizy numeryczne MES przeprowadzono dla nadproży odcinkowych i klinowych.

W rozdziale 4 dokonano przeglądu literatury z zakresu konstrukcji bram murowych. Przebadano in situ typową bramę historycznego budynku w celu kalibracji materiału, następnie za pomocą MES przeanalizowano jej stan naprężeń z oszacowaniem konieczności wzmocnienia. Wykonano również własne laboratoryjne badania doświadczalne łuków bram kamienic o kształcie koszowym w skali naturalnej. Dodatkowo wykonano analizy numeryczne MES dla dwóch różnych typów bram kamienic.

W rozdziale 5 analizowano nośność podpór ceglanych sklepień i łuków. Omówiono przegląd literatury. Przebadano próbki ścian murowych na ściskanie pod różnym kątem do spoin wspornych, co pozwoliło na określenie wpływu anizotropii na nośność oraz podstawowe parametry sprężystości muru podpór. Na podstawie analiz MES przeanalizowano: wpływ lunet na nośność wezgłowia sklepień, wytężenie stref oparć sklepień krzyżowych oraz wpływ sił rozporowych łuków nadproży na nośność muru usytuowanego w pobliżu ścian szczytowych.

6.2. Wnioski ogólne

Wykazano, że – stosując pewne uproszczenia – wystarczające jest modelowanie makroskopowe MES w zakresie sprężystej pracy materiału. Natomiast modelo-

wanie w zakresie nieliniowym wraz z uwzględnieniem propagacji rys wymaga pracochłonnych badań laboratoryjnych w celu kalibracji materiału oraz kryteriów niszczenia. W praktyce dla sklepień i łuków budynków historycznych kluczowe są analizy oparte na kryteriach wymagających mniejszych badań kalibracyjnych dla szacowania nośności i często możliwe jedynie w zakresie sprężystym.

Nośność ceglanych sklepień zależna jest od ich kształtu, wyniosłości i sposobu obciążenia. Stwierdzono, że największą nośność mają sklepienia odcinkowe, a najmniejszą półkoliste. Ustalono, że wraz ze zmniejszeniem wyniosłości sklepienia jego nośność wzrasta. Nośność sklepień jest szczególnie wrażliwa na niesymetryczne obciążenia względem rozpiętości.

Ustalono na podstawie badań, że mechanizm niszczenia wszystkich sklepień jest nagły, kruchy. W przypadku sklepień kolebkowych zniszczenie następowało poprzez powstanie przegubów w miejscu największych momentów zginających. Określono, że mechanizm niszczenia sklepień odcinkowych, w których dominują naprężenia ściskające i tnące, polega na powstaniu ukośnych zarysowań.

Stwierdzono, że nośność sklepień krzyżowych określa się głównie wytrzymałością na ściskanie żeber przekątnych powstających w strefach połączenia, prostopadle do przenikających się kolebek.

Na podstawie badań wykazano, że w przypadku sklepień biegu schodów decydujący wpływ na ich nośność mają siły ściskające. Wpływ muru nad sklepieniem w postaci stopni znacząco zwiększa nośność i stateczność sklepienia, co powinno być brane pod uwagę w obliczeniach faktycznej nośności tych sklepień.

Na podstawie badań wykazano, że sklepienia zbrojone siatkami kompozytowymi charakteryzują się pewnego rodzaju „lepkością zniszczenia" (zniszczenie nie jest nagłe, jest czas na reakcję). Lokalizacja zbrojenia na całej powierzchni od strony podniebienia i grzbietowej zapobiega powstaniu wczesnych pęknięć wskutek działania naprężeń rozciągających. Wpływ zbrojenia najbardziej widoczny jest w przypadku wiotkich sklepień półkolistych. Natomiast najmniejszy efekt zbrojenia uzyskuje się dla sklepień odcinkowych, które z uwagi na swój kształt łuku mają największą nośność.

Ustalono, że z łukiem ceglanym współpracuje powstający wtórny łuk w warstwach muru powyżej. Wpływ nadmurowania na nośność łuku zwiększa się wraz ze wzrostem wysokości usytuowania obciążenia skupionego nad łukiem. Największy efekt współpracy nadmurowania z łukiem uzyskuje się przy niesymetrycznym obciążeniu siłą skupioną. Ponadto efekt tej współpracy jest zależny

od kształtu łuku – największą nośność wykazują łuki nadproży odcinkowych, a najmniejszą półkolistych.

Ustalono, że wyodrębnione łuki niszczą się nagle wskutek utraty stateczności, po powstaniu przegubów. W przypadku fragmentów muru współpracujących z łukiem zniszczenie jest powolne, wykazujące wcześniejsze zarysowania, początkowo w obrębie wprowadzonej siły skupionej. Stwierdzono, że powstanie zarysowań i spękań łuków nadproży nie oznacza utraty ich nośności, lecz świadczy o przekroczeniu stanu granicznego użytkowalności konstrukcji. Całkowita utrata nośności następuje dopiero w momencie całkowitego zarysowania warstw muru powyżej łuku oraz samego łuku.

Analiza łuków bramowych wykazała znaczącą interakcję pomiędzy ceglanym łukiem a murem z wyższych kondygnacji, przekazywanych w postaci sił skupionych od filarków międzyokiennych. Nadmurowanie do wysokości zwornika łuku zwiększa jego nośność i nie wpływa znacząco na przemieszczenia. Dalsze nadmurowanie znacząco zwiększa nośność całej konstrukcji, odciążając ceglany łuk. W takich wypadkach należy analizować cały fragment konstrukcji: łuk i otaczający go mur. Nośność ta będzie zapewniona do momentu oderwania się konstrukcji łuku ceglanego od reszty muru.

Ustalono, że nośność muru w miejscu oparć sklepień i łuków, gdzie występuje obciążenie pod kątem względem spoin wspornych, może być redukowana do 8–24% nośności prostopadle do spoin wspornych, co powinno być rozważane przy analizach nośności stref podporowych.

Obecność otworów w wezgłowiach sklepień znacząco zaburza trajektorie naprężeń ściskających, powodując ich koncentracje w strefach oparcia i wywołując powstanie niebezpiecznych naprężeń rozciągających działających wzdłuż spoin wspornych nad zwornikiem otworu. W przypadku sklepień z lunetami koncentracja naprężeń występuje w wysklepkach lunet, co jest bezpieczniejszym rozwiązaniem z punktu widzenia statyki całego sklepienia.

Wykazano, że newralgicznymi miejscami sklepień krzyżowych są najbardziej wytężone strefy ich oparcia, w których poza naprężeniami ścinającymi działają naprężenia ściskające prostopadle do płaszczyzn ścinania, a ich największa koncentracja ma miejsce u podstawy wspornika. Miejsca te również często ulegają degradacji.

Stwierdzono, że przy szacowaniu nośności stref oparcia nadproży łukowych w sąsiedztwie ścian szczytowych należy uwzględniać wpływ niezrównoważonego rozporu, który może wywołać spękania pasm międzyokiennych usytuowanych w pobliżu ścian szczytowych.

6.3. Kierunki dalszych badań

Zdaniem autora kierunki dalszych badań powinny obejmować:

1. Monitorowanie sklepień i łuków w budynkach o dużych wartościach historycznych.
2. Pozyskiwanie i opracowywanie informacji o mechanizmach uszkodzeń sklepień i łuków, w zależności od ich wieku i sposobu użytkowania wraz z inwentaryzacją zarysowań.
3. Oceny in situ stanu naprężeń i odkształceń konstrukcji wraz z propagację zarysowań za pomocą nowoczesnych metod, jak ARAMIS i in.
4. Badania ceglanych sklepień i łuków in situ obciążeniem próbnym, zarówno w zakresie sprężystym, jak i niszczącym (w przypadku budynków podlegających rozbiórce).
5. Dalsze badania laboratoryjne dla innych materiałów, układów obciążenia oraz schematów statycznych.
6. Zastosowanie metody spektralnej i fotogrametrycznej w celu analizy stopnia wytężenia konstrukcji łuków i sklepień.

BIBLIOGRAFIA

1. Huerta S. Galileo was wrong: The geometrical design of masonry arches. *Nexus Network Journal* 2006, 8, 25–52, doi: 10.1007/s00004-006-0016-8.
2. Broniewski T. *Historia architektury dla wszystkich. Cz. 1. Architektura starożytności*. Wrocław: Ossolineum, 1963.
3. Nowak R. The problem of maintenance of historical arched lintels. W: K. van Balen, E. Verstrynge (eds.), *Structural analysis of historical constructions: anamnesis, diagnosis, therapy, controls. Proceedings of 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC 2016*, Leuven, Belgium, 13–15 September 2016. London: CRC Press, 1040–1044.
4. Page J. *Masonry arch bridges*. London: HMSO, 1993.
5. Broniewski T. *Historia architektury dla wszystkich. Cz. 2. Architektura średniowiecza*. Wrocław: Ossolineum, 1964.
6. Broniewski T. *Historia architektury dla wszystkich. Cz. 3. Architektura renesansu i baroku*. Wrocław: Ossolineum, 1966.
7. Broniewski T. *Historia architektury dla wszystkich. Cz. 4. Architektura ostatnich dwóch stuleci*. Wrocław: Ossolineum, 1967.
8. Jasieńko J., Tomasz Ł., Rapp P. *Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych, zabytkowych konstrukcji ceglanych*. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006.
9. Janowski Z., Hojdys Ł., Krajewski P. Sklepienia zabytkowe – klasyfikacja, ocena stanu technicznego i nośności, naprawy i wzmocnienia. W: *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Budownictwo ogólne. XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcj*i, Szczyrk, 7–10 marca 2007 r. Bielsko-Biała: PZIiTB, 2007.
10. Borusiewicz W. *Budownictwo murowane w Polsce*. Warszawa: PWN, 1985.
11. Kurrer K.E. *The history of the theory of structures*. Berlin: Ernst & Sohn, 2008.
12. Nowak R. *Analiza nośności i mechanizmów uszkodzeń odcinkowych ceglanych nadproży łukowych* [rozprawa doktorska]. Szczecin: Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie, 2014.
13. Pawłowski W., Nowak R. Architektura a statyka ceglanych nadproży łukowych. *Przestrzeń i Forma* 2009, 12, 115–122.
14. Ahnert R., Krause K.H. *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 – Band 1*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2014.
15. Archiwum Państwowe w Szczecinie.
16. Tajchman J. Rozwiązania patologiczne w konserwacji i restauracji zabytków architektury (wybrane przykłady). W: J. Jasieńko, A. Klimko, Z. Matkowski, K. Schabowicz (red.), *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych*. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006, 69–91.
17. ICOMOS. *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, 2003.

18. Skaldawski B., Chabiera A., Lisiecki A. System ochrony zabytków w wybranych krajach europejskich. *Kurier Konserwatorski* 2011, 11, 5–33.
19. Ustawa z dnia 23 lipca 2003 r. o ochronie zabytków i opiece nad zabytkami. DzU 2003 nr 162, poz. 1568.
20. Lewicki B. Ocena bezpieczeństwa konstrukcji budynków zabytkowych w świetle przepisów i ustaleń normowych. W: *Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej REW-INŻ'2000*, 17–19 maja 2000, Kraków. Kraków: Politechnika Krakowska, 145–151.
21. *Katastrofy budowlane w 2010–2018 roku*. Warszawa: Główny Urząd Nadzoru Budowlanego Rzeczpospolitej Polskiej, 2019.
22. Szer J. *Katastrofy budowlane*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2018, t. 1.
23. Matysek P. *Identyfikacja wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności murów ceglanych w obiektach istniejących*. Kraków: Politechnika Krakowska, 2014.
24. Matysek P., Witkowski M.A comparative study on the compressive strength of bricks from different historical periods. *International Journal of Architectural Heritage* 2015, 10, 396–340, doi: 10.1080/15583058.2013.855838.
25. Łątka D., Matysek P. Badania konstrukcji murowych in situ. *Inżynieria i Budownictwo* 2017, 7, 360–363.
26. Łątka D., Seręga S., Matysek P. Estimation of mortar compressive strength based on specimens extracted from masonry bed joints. W: R. Aguilar, D. Torrealva, S. Moreira, M.A. Pando, L.F. Ramos (eds.), *Structural Analysis of Historical Constructions*, Cusco, Peru, 11–13 September 2018. Springer: Cham, 577–586.
27. Hojdys Ł. *Wpływ wzmocnienia materiałami kompozytowymi sklepień murowych na ich nośność* [rozprawa doktorska]. Kraków: Politechnika Krakowska, 2010.
28. Hojdys Ł., Krajewski P. Behavior of masonry arches strengthened with TRM. W: *Proceedings of International Conference on Arch Bridges*, Split, Croatia, 2–4 October 2013, 739–746.
29. Krajewski P., Hojdys Ł. Experimental studies on buried barrel vaults. *International Journal of Architectural Heritage* 2014, 9, 834–843, doi: 10.1080/15583058.2013.860499.
30. Hojdys Ł., Krajewski P. Laboratory tests on masonry vaults with backfill strengthened at the extrados. *Key Engineering Materials* 2014, 624, 510–517, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.624.510.
31. Hojdys Ł., Krajewski P. Experimental tests on strengthened masonry vaults. *Applied Mechanics and Materials* 2014, 578-579, 1396–1399, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMM.578-579.1396.
32. Krajewski P. *Analiza wpływu materiału zasypowego na nośność sklepień murowych* [rozprawa doktorska]. Kraków: Politechnika Krakowska, 2010.
33. Jasieńko J., Bednarz Ł., Nowak T. The effectiveness of strengthening historic brick vaults by contemporary methods. W: F. Mazzolani (ed.), *Proceedings of Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09*, London, 21–27 June 2009. London: Taylor & Francis Group, 2009.
34. Bednarz Ł., Jasieńko J., DiTommaso A. Experimental investigations into collapse of masonry arches reinforced using different compatible technologies. W: *Proceedings of Mechanics Of Masonry Structures Strengthened With Composite Materials, MuRiCo3*, Venice, Italy, 22–24 April 2009. 34–35.

35. Bednarz Ł., Górski A., Jasieńko J., Rusiński E. Simulations and analyses of arched brick structures. *Automation in Construction* 2011, 20, 741–754, doi: 10.1016/j.autcon.2011.01.005.
36. Bednarz Ł., Jasieńko J., Rutkowski M., Nowak T.P. Strengthening and long-term monitoring of the structure of an historical church presbytery. *Engineering Structures* 2014, 81, 62–75, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.028.
37. Hoła J., Pietraszek P., Schabowicz K. *Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie*. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2014.
38. Schabowicz K. Non-destructive testing of materials in civil engineering. *Materials* 2019, 12, 3237, doi: 10.3390/ma12193237.
39. Hoła J., Schabowicz K. Diagnostyka obiektów budownictwa ogólnego. W: *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. Budownictwo ogólne. XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, Szczyrk, 25–28 marca 2015 r. Bielsko-Biała: PZIiTB, 2015, 49–78.
40. Hoła A., Matkowski Z., Hoła J. Analysis of the moisture content of masonry walls in historical buildings using the basement of a medieval town hall as an example. *Procedia Engineering* 2017, 172, 363–368, doi: 10.1016/j.proeng.2017.02.041.
41. Runkiewicz L. (red.). *Diagnostyka obiektów budowlanych. Zasady wykonywania ekspertyz*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2020.
42. Hoła J., Matkowski Z. Wybrane problemy dotyczące zabezpieczeń przeciwwilgociowych ścian w istniejących obiektach murowanych. W: *XXIV Awarie Budowlane*, Szczecin–Międzyzdroje, 26–29 maja 2009 r. Szczecin: Wydaw. ZUT, 73–92.
43. Starosolski W. *Konstrukcje żelbetowe*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 1995, t. 1.
44. Drobiec Ł., Kubica J., Piekarczyk A. Some remarks on Poisson's ratio of unreinforced clay brick masonry. W: *Proceedings of the 77th International Scientific Conference*, Brno, Czech Republic, 1999, vol. 7.2, 113–116.
45. Kubica J. *Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie*. Gliwice: Politechnika Śląska, 2012.
46. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych*. *Tom 1.* Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2013.
47. Piekarczyk A., Drobiec Ł., Jasiński R. *Konstrukcje murowe. Według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 2.* Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2014.
48. Orłowicz R., Jaworski R., Nowak R., Drobiec Ł. Efektywność zbrojenia siatkami kompozytowymi murowanych ścian zginanych z płaszczyzny. *Przegląd Budowlany* 2015, 4, 22–24.
49. Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 3.* Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2017.
50. Nowak R., Orłowicz R., Drobiec Ł. Badania wypełnienia ceglanego stropów odcinkowych. *Materiały Budowlane* 2018, 4, 38–40.
51. Jasiński R. *Nośność i odkształcalność zbrojonych ścian murowych ścinanych poziomo* [rozprawa doktorska]. Gliwice: Politechnika Śląska, 2005.
52. Jasiński R. *Badania i modelowanie murowych ścian usztywniających*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2017.
53. Jasiński R. Research on the influence of bed joint reinforcement on strength and deformability of masonry shear walls. *Materials* 2019, 12, 2543.

54. Szojda L. Analiza numeryczna zmian naprężeń w konstrukcji ściany wywołanych nieciągłymi deformacjami podłoża górniczego. *Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture* 2017, 64, 511–522, doi: 10.7862/rb.2017.142.
55. Bukowski Ł., Szojda L. Analysis of brick-wall structural behavior under compression in its plane. *Procedia Engineering* 2017, 193, 329–336, doi: 10.1016/j.proeng.2017.06.221.
56. Litewka A., Szojda L. Damage, plasticity and failure of ceramics and cementitious composites subjected to multi-axial state of stress. *International Journal of Plasticity* 2006, 22, 2048–2065, doi: 10.1016/j.ijplas.2005.11.001.
57. Szojda L., Wandzik G. Discontinuous terrain deformation – forecasting and consequences of their occurrence for building structures. *MATEC Web of Conferences* 2019, 284, 03010, doi: 10.1051/matecconf/201928403010.
58. Hulimka J., Kałuża M., Kubica J. Failure and overhaul of a historic brick tower. *Engineering Failure Analysis* 2019, 102, 46–59, doi: 10.1016/j.engfailanal.2019.04.011.
59. Kubica J. Proposition of stiffness reduction in analysis of clay brick masonry under cyclic/seismic loads. *Journal of Measurements in Engineering* 2018, 6, 226–233, doi: 10.21595/jme.2018.20417.
60. Miedziałowski C. Analiza niejednorodnych struktur budowlanych w procesach naprawczo-rewaloryzacyjnych. *Materiały Budowlane* 2017, 1, 22–23, doi: 10.15199/33.2017.11.08.
61. Szkobodziński M., Miedziałowski C. Vaults, roof truss and walls interaction issue in monumental masonry structures. *E3S Web of Conferences* 2018, 49, 00113, doi: 10.1051/e3sconf/20184900113.
62. Miedzialowski C., Walendziuk A. Computer modelling of processes of changing over time and renovation of historical buildings. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 2019, 471, 112067, doi: 10.1088/1757-899X/471/11/112067.
63. Orłowicz R., Małyszko L., Kindracki J. Wytrzymałość murów w złożonym stanie naprężeń. W: *XLII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*, Kraków–Krynica, 17–22 września 1996, Kraków: Politechnika Krakowska, 1997.
64. Małyszko L., Orłowicz R. *Konstrukcje murowe. Zarysowania i naprawy*. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2000.
65. Małyszko L. *Modelowanie zniszczenia w konstrukcjach murowych z uwzględnieniem anizotropii*. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2005.
66. Jemioło S., Małyszko L. *MES i modelowanie konstytutywne w analizie zniszczenia konstrukcji murowych. Tom 1. Podstawy teoretyczne*. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2013.
67. Małyszko L., Jemioło S., Bilko P., Gajewski M. *MES i modelowanie konstytutywne w analizie zniszczenia konstrukcji murowych. Tom 2. Implementacja i przykłady*. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, 2015.
68. Kindracki J. *Nośność ścian ceglanych w strefie otworów okiennych* [rozprawa doktorska]. Gliwice: Politechnika Śląska, 1999.
69. Bilko P., Małyszko L. An orthotropic elastic-plastic constitutive model for masonry walls. *Materials* 2020, 13, doi: 10.3390/ma13184064.

70. Runkiewicz L., Rodzik W. Badania nieniszczące wytrzymałości murowanych obiektów zabytkowych. *Inżynieria i Budownictwo* 1990, 2, 50–52.
71. Runkiewicz L., Sieczkowski J. Stosowanie obciążeń próbnych do oceny stanu technicznego budynków. *Przegląd Budowlany* 2015, 7-8, 39–44.
72. Biolzi L., Ghittoni C., Fedele R., Rosati G. Experimental and theoretical issues in FRP-concrete bonding. *Construction and Building Materials* 2013, 41, 182–190, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.11.082.
73. Borri A., Casadei P., Castori G., Ebaugh S. Research on composite strengthening of masonry arches. W: *Proceedings of 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8)*, Patras, Greece, 16 July 2007.
74. Briccoli Bati S., Rovero S., Tonietti U. Experimental analysis on scale models of CFRP reinforced arches. W: *Proceedings of Mechanics Of Masonry Structures Strengthened With Composite Materials, MuRiCo3*, Venice, Italy, 22–24 April 2009. Bologna: Pitagora, 2009, 140–145.
75. Castori G., Borri A., Ebaugh S., Casadei P. Strengthening masonry arches with composites. W: *Proceedings of Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006)*, Miami, Florida, USA, 13–15 December 2006.
76. Corradi M., Borri A., Castori G., Coventry K. Experimental analysis of dynamic effects of FRP reinforced masonry vaults. *Materials* 2015, 8, 8059–8071.
77. Oliveira D., Basílio I., Lourenco P. FRP strengthening of masonry arches towards an enhanced behaviour. W: P.J. Cruz, D.M. Frangapol, L.C. Neves (eds.), *Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost*. London: Taylor & Francis Group, 2006.
78. Pantò B., Cannizzaro F., Caddemi S., Caliò I., Chácara C., Lourenço P.B. Nonlinear modelling of curved masonry structures after seismic retrofit through FRP reinforcing. *Buildings* 2017, 7, 79.
79. Triantafillou T.C. Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of Composites for Construction* 1998, 2, 96–104, doi: 10.1061/(asce)1090-0268(1998)2:2(96).
80. Nowak R. Comparison of brick lintels types for their durability effect. *Procedia Engineering* 2017, 193, 345–352, doi: 10.1016/j.proeng.2017.06.223.
81. Nowak R., Orłowicz R. Analiza nośności ceglanych nadproży klinowych. *Przegląd Budowlany* 2017, 2, 21–23.
82. Nowak R., Orłowicz R. Mechanisms of brick arched lintels damage. *Conservation News* 2009, 26, 253–259.
83. Nowak R., Orłowicz R. Testing of chosen masonry arched lintels. *International Journal of Architectural Heritage* 2020, 1–15, doi: 10.1080/15583058.2020.1735573.
84. Bęben D., Anigacz W., Ukleja J. Analiza nośności i propozycja modernizacji łukowego wiaduktu kolejowego. *Przegląd Komunikacyjny* 2015, 6, 11–16.
85. Masłowski E., Spiżewska D. *Wzmacnianie konstrukcji budowlanych*. Warszawa: Arkady, 2000.
86. Zaleski S. *Naprawy i remonty budynków*. Warszawa: Arkady, 1987.
87. Parys L. van, Noël J., Lamblin D., Bultot E., Delehouzee L. FE "block & interaction" approach for estimating the impact of bell tower inclinations on the safety of north transept arch system in the Our Lady Cathedral of Tournai (Be). W: J. Jasieńko

(ed.), *Structural analysis of historical constructions. Proceedings of the International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, SAHC 2012*, Wrocław, 15–17 October 2012, Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2012, 584–593.
88. Nowak R., Orłowicz R. *Selected problems of failures and repairs of historic masonry vaults*. MATEC Web Conf. 2019, 284, 05008, doi: 10.1051/matecconf/201928405008.
89. Rzeszotarski A., Orłowicz R., Nowak R. Przyczyny uszkodzeń i naprawa wybranych zabytkowych sklepień ceglanych. *Wiadomości Konserwatorskie* 2009, 26, 260–269.
90. Ahnert R., Krause K.H. *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 – Band 2*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2014.
91. Breymann G.A. *Konstruktionen in Eisen*. Leipzig: J.M. Gebhard's Verlag, 1890, vol. III.
92. Drobiec Ł. *Uszkodzenia i sposoby napraw balkonów oraz stropów z belkami stalowymi i murowanym wypełnieniem*. Szczecin: Wydawnictwo Uczelniane ZUT w Szczecinie, 2017.
93. Drobiec Ł. Typowe uszkodzenia i metody napraw stropów masywnych z belkami stalowymi. *Izolacje* 2017, 6, 56–63.
94. Małyszko L., Orłowicz R. Naprawy balkonów budynków murowych. W: *Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie.* Warszawa: Weka, 2002.
95. Orlovich R., Nowak R., Vatin N., Bespalov V. Strength evaluation of the Prussian vaults made from brick aggregate concrete. *Magazine of Civil Engineering* 2019, 82, 95–102, doi: 10.18720/MCE.82.9.
96. Hankammer G. *Schaden an Gebauden. Erkennen und Beurteilen*. Berlin: Müller Rudolf, 2016.
97. Badowska H. (red.). *Poradnik inżyniera i technika budowlanego*. Warszawa: Arkady, 1964.
98. Wierzbicki W. *Mechanika budowli*. Warszawa: PWN, 1955.
99. Endo Y. *Modelling and structural analysis of historical masonry systems including vaulted structure*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 2015.
100. Dyląg Z., Filip F., Krzemińska-Niemiec E. *Mechanika budowli*. Warszawa: PWNT: 2003.
101. Dyląg Z., Jakubowicz A., Orłoś Z. *Wytrzymałość materiałów*. Białystok: Politechnika Białostocka, 1995, t. 1.
102. Bryl S. (red.). *Tablice inżynierskie*. Poznań: PWN, 1958, t. 3.
103. *Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем*. Москва: Методические рекомендации, 1989.
104. Rusiński E., Czmochowski J., Smolnicki T. *Zaawansowana metoda elementów skończonych w konstrukcjach nośnych.* Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2000.
105. Lourenco P. *Computational strategy for masonry structures*. Delft: Delft University of Technology, 1996.
106. Łodygowski T., Kąkol W. *Metoda elementów skończonych w wybranych zagadnieniach mechaniki konstrukcji inżynierskich*. Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2003.

107. López J., Oller S., Oñate E., Lubliner J. A homogeneous constitutive model for masonry. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 1999, 46, 1651–1671.
108. Roca P., Pellegrini L., Onate E., Hanganu A. Analysis of the structure of Gothic cathedrals application to Barcelona Cathedral. W: P. Roca, J.I. Gonzalez, E. Onate, P.B. Lourezanco (eds.), *Structural analysis of historical constructions II. Proceedings of International seminar on structural analysis of historical constructions*, Barcelona, 4th November 1998. Barcelona: Cimne, 231–258.
109. Sieczkowski J.M., Szołomicki J.P. *Metody obliczeń statyczno-wytrzymałościowych sklepień w budowlach gotyckich*. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 1999.
110. Lechnickij S.G. *Teoria uprugosti anizotropnogo tela*. Moskva: Izdatel'stwo Nauka Moskva, 1979.
111. Tkacz P. *Ocena wytrzymałości na ściskanie konstrukcji murowych z uwzględnieniem badań in sit*u [rozprawa doktorska]. Szczecin: Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny, 2015.
112. Lourenco P., Rots J. Multisurface Interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics* 1997, 123, 660–668, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660).
113. Heyman J. The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures* 1966, 2, 249–279, doi: 10.1016/0020-7683(66)90018-7.
114. Janas M. *Nośność graniczna łuków i sklepie*ń. Warszawa: Arkady, 1967.
115. Dudkiewicz J., Gierczak J., Ignatowicz R.L. Uproszczona analiza mes łuku ceglanego. W: J. Jasieńko, A. Klimko, Z. Matkowski, K. Schabowicz (red.), *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych*. Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006, 292–299.
116. Furtado A., Rodrigues H., Arêde A., Varum H. Experimental Characterization of the in-plane and out-of-plane behaviour of Infill masonry walls. *Procedia Engineering* 2015, 114, 862–869, doi: 10.1016/j.proeng.2015.08.041.
117. Nowak R., Orłowicz R., Bezpałow W. Badania ceglanych sklepień koszowych. *Przegląd Budowlany* 2019, 3, 19–21.
118. Nowak R., Romuald O. Nośność stref podporowych wybranych sklepień ceglanych. *Przegląd Budowlany* 2018, 11, 38–40.
119. DIN 1053-1 Mauerwerk. Teil 1: Berechnung und Ausfürung.
120. Nowak R. Strengthening and repair methods for brick arched balconies. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 2019, 471, doi: 10.1088/1757-899X/471/5/052056.
121. PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
122. PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
123. PN-EN 1996-1-1+A1 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
124. Lewicki B. *Obciążenia próbne konstrukcji budynków. Metodyka postępowania i kryteria oceny.* Warszawa: ITB, 1997.

125. Ahnert R., Krause K.H. *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 – Band 3*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2014.
126. Alecci V., De Stefano M., Focacci F., Luciano R., Rovero L., Stipo G. Strengthening masonry arches with lime-based mortar composite. *Buildings* 2017, 7, 49.
127. Fathalla E., Salem H. Parametric study on seismic rehabilitation of masonry buildings using FRP based upon 3D non-linear dynamic analysis. *Buildings* 2018, 8, 124.
128. Luciano R., Sacco E. Damage of masonry panels reinforced by FRP sheets. *International Journal of Solids and Structures* 1998, 35, 1723–1741, doi: 10.1016/S0020-7683(97)00137-6.
129. PN-EN 772-1. Metody badań elementów murowych – Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
130. PN-EN 1015-11. Metody badań zapraw do murów. Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.
131. PN-EN 1052-1. Metody badań murów. Określenie wytrzymałości na ściskanie.
132. PN-EN 1052-3. Metody badań murów. Część 3: Określenie początkowej wytrzymałości muru na ścinanie.
133. Červenka V., Jendele L., Červenka J. *ATENA Program Documentation Part 1 Theory*. Prague, 2020.
134. Mączyński Z. *Elementy i detale architektoniczne w rozwoju historycznym*. Warszawa: Budownictwo i Architektura, 1956.
135. Czarnecki J., Skwara J. Naprawa konstrukcji murowych przez iniekcję. W: *XIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Ustroń, 25–27 luty. 1999. Bielsko Biała: PZiTB, 1999.
136. Nowak R., Orłowicz R. Mechanizmy uszkodzeń ceglanych nadproży łukowych. *Wiadomości Konserwatorskie* 2009, 26, 253–259.
137. Orłowicz R., Nowak R. Szczególny przypadek uszkodzenia ceglanych nadproży łukowych. *Przegląd Budowlany* 2010, 4, 3–32.
138. Oniszczyk L.I. *Kamiennyje konstrukcji*. Moskva: Strojizdat, 1939.
139. PN-64/B-02009. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia stałe i zmienne.
140. Bargmann H. *Historische Bautabellen. Normen und Konstruktionshinweise 1870–1960*. Düsseldorf Werner: Verlag, 1960.
141. Bałdin W.A., Goldenblat I.I., Koczenow W.M., Pildisz M.J., Tal K.E. *Obliczenia konstrukcji budowlanych metodą stanów granicznych*. Warszawa: Budownictwo i Architektura, 1955.
142. PN-EN 1052-2. Metody badań murów – Określenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu.
143. ASTM E72 1989 Standard Tests for Conducting Strength Tests on Panels for Building Construction.
144. Nowak R. Mason Tech, 1.0.0; 2013.
145. Orłowicz R., Rzeszotarski A., Nowak R. Naprawy ceglanych nadproży łukowych. *Inżynier Budownictwa* 2011, 2, 44.
146. Kołodziejczak J., Gołębiewski M., Rucka M. Diagnostyka Bramy Nizinnej w Gdańsku w kontekście procesu rewitalizacji. *Budownictwo i Architektura* 2013, 3, 255–262.
147. Ciesielski R. Wpływ obciążeń dynamicznych na konstrukcje murowe. W: *XIII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Ustroń, 25–27 luty. 1999. Bielsko Biała: PZiTB, 1999, 63–96.

148. Nowak R., Orłowicz R. Wpływ stanu technicznego muru na nośność zabytkowego łuku w Sankt Petersburgu. *Materiały Budowlane* 2019, 5, 34–35, doi: 10.15199/33.2019.05.05.
149. Capozucca R. Masonry panels with different mortar joints under compression. W: *Proceedings of 13th International Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam, Holland, 4–7 July 2004.
150. Piekarczyk A., Drobiec Ł.,Kubica J. AAC bocks masonry compressed perpendicular and parallel to the bed joints. W: *Proceedings of the 12th International Brick and Block Masonry Coferences*, Madrid, Spain, 25–28 June 2000. 1447–1454.
151. Hoffmann G., Schubert P. Compresslve strength of masonry parallel to the bed joints. W: *Proceedings of 10th IB2MaC*, Calgary, Canada, 5–7 July 1994.
152. Sentler L. Tests of Swedish masonry. *Masonry International* 1996, 10.
153. Dhanasekar M., Kleeman P.W., Page A.W. The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Ice Proceedings* 1985, 79, 295–313, doi: 10.1680/iicep.1985.992.
154. Dhanasekar M., Kleeman P., Page A. Biaxial stress-strain relations for brick masonry. *Journal of Structural Engineering* 1985, 111, 1085–1100, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:5(1085).
155. Page A. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Ice Proceedings* 1981, 71, 893–906, doi: 10.1680/iicep.1981.1825.
156. Page A. The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. *International Journal of Masonry Construction* 1983, 3, 26–31.
157. Senthivel R., Sinha S.N., Madan A. Influence of bed joint orientation on the stress-strain characteristics of sand plast brick masonry under uniaxial compression and tension. W: *Proceedings of 12th International Brick / Block Masonry Conference*, Madrid, Spain, 25–28 June 2000.
158. Guggisberg R., Thürlimann B. *Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten*. Basel: Birkhäuser, 1988, doi: 10.1007/978-3-0348-5250-0.
159. Mojsilović N. A discussion of masonry characteristics derived from compression tests. W*: 10th Canadian Masonry Symposium*, Banff, Alberta, June 8–12, 2005.
160. Nowak R., Kania T., Derkach V., Orłowicz R., Halaliuk A., Ekiert E., Jaworski R. Strength parameters of clay brick walls with various directions of force. *Materials* 2021, 14, 6461.
161. Orłowicz R., Nowak R. Wpływ lunet na stan naprężeń sklepień kolebkowych historycznych budynków. *Przegląd Budowlany* 2018, 89, 35–37.
162. Riveiro B., Solla M., Arteaga I., Arias P., Morer P. A novel approach to evaluate masonry arch stability on the basis of limit analysis theory and non-destructive geometric characterization. *Automation in Construction* 2013, 31, 140–148, doi: 10.1016/j.autcon.2012.11.035.
163. Borusiewicz W. *Konserwacja zabytków budownictwa murowanego*. Warszawa: Arkady, 1985.

STRESZCZENIE

Monografia zawiera analizy pracy sklepień i łuków powszechnie stosowanych w zabytkowych budynkach. Celem badań była analiza statyczna z uwzględnieniem mechanizmów niszczenia w interakcji z otaczającym murem. W pracy główny nacisk położono na badania doświadczalne następujących konstrukcji ceglanych:

— sklepień kolebkowych i krzyżowych;
— sklepień odcinkowych stropów, balkonów i podestów spoczników schodowych;
— łukowych nadproży okiennych i drzwiowych;
— łuków bramowych;
— łukowych biegów schodów;
— stref oparcia sklepień i łuków.

Praca składa się z 6 rozdziałów, w tym: analizy stanu wiedzy i wstępu, 4 rozdziałów badań własnych i podsumowania.

W rozdziale 1 przedstawiono ogólny stan wiedzy w zakresie ceglanych konstrukcji łukowych, a także cel i zakres badań.

W rozdziale 2 przedstawiono stan wiedzy w zakresie sklepień ceglanych. Omówiono sposoby modelowania MES dla konstrukcji murowych. Wykazano zasadność przyjęcia modelowania makroskopowego w analizach własnych. Opisano przeprowadzone badania doświadczalne na sklepieniach: kolebkowych, krzyżowych, odcinkowych stropów monolitycznych i balkonów, biegów schodów. Przeprowadzono badania numeryczne dla sklepień kolebkowych, krzyżowych, odcinkowych, monolitycznych, biegów schodów ceglanych. W badaniach schodów ceglanych wykorzystano system ARAMIS. Przebadano doświadczalnie in situ sklepienia odcinkowe monolitycznych stropów. Porównano badania modeli z siatkami FRCM z modelami bez siatek.

W rozdziale 3 przedstawiono stan wiedzy w zakresie łuków nadproży ceglanych. Omówiono problem pracy łuków nadproży i ich współpracy z otaczającym murem. Przedstawiono znane zasady obliczeń ceglanych nadproży. Przeprowadzono badanie numeryczne wpływu kształtu łuku i typu obciążenia na rozkład naprężeń kontaktowych na łuk. Zaprezentowano wyniki wykonanych badań dla łuków nadproży: odcinkowych, półkolistych, ostrołuków, klinowych. Wykonano analizę porównawczą wpływu zmiany geometrii łuku

nadproża na jego nośność. Wykonano analizy numeryczne nośności łuków nadproży dla łuków odcinkowych i klinowych.

W rozdziale 4 przedstawiono stan wiedzy w zakresie łuków bram murowych. Opisano wykonane badania doświadczalne in situ dla bramy łączników kurtynowych, które pozwoliły za pomocą dalszych analiz numerycznych określić istniejące zapasy nośności w historycznej konstrukcji. Przedstawiono wyniki wykonanych badań doświadczalnych dla łuku bramy kamienicy o zmiennej wysokości nadmurowania. W badaniach wykorzystano system pomiarowy ARAMIS. Przedstawiono wyniki analiz numerycznych dla typowych łuków bram murowych.

W rozdziale 5 przedstawiono stan wiedzy w zakresie stref oparć sklepień i łuków. Przedstawiono wykonane badania wpływu zmiany kąta spoin wspornych względem obciążenia na nośność oraz podstawowe parametry sprężystości muru. Omówiono wpływ konstrukcji otworów i lunet na zmianę rozkładu naprężeń w sklepieniu. Przedstawiono wyniki analizy stref oparcia sklepień krzyżowych. Przybliżono problem nośności stref ścian szczytowych na rozpór nadproża łukowego.

W rozdziale 6 przedstawiono zbiorcze wnioski ze wszystkich przeprowadzonych badań oraz możliwe dalsze kierunki badawcze.

ABSTRACT

Research and analysis of masonry vaults and arches

This monograph provides analyses of the performance of vaults and arches commonly used in historic buildings. The purpose of the study is the analysis of static work of the elements, including failure mechanisms in interaction with the masonry above. The main focus in this study was placed on experimental testing of following masonry structures:

— barrel vaults and groin barrel vaults;
— segmental vaults, including balconies and landings;
— lintel arches;
— gate arches;
— staircase arches;
— support zone of arches and vaults.

The study consists of 6 chapters, including introduction, 4 research chapters and summary.

Chapter 2 presents the problems of analysis of arch vaults with regard of existing calculation methods. The methods of FEM modelling for masonry structures are discussed. The validity of adopting macroscopic models for the purpose of this study is shown. Experimental investigations on the vaults: barrel vaults, groin vaults, segmental monolithic vaults and balconies, staircases are described. Numerical investigations have been carried out for barrel, groin, segmental and monolithic vaults, as well as masonry staircases. ARAMIS system has been used in investigations of brick stairs. Segmental vaults of monolithic ceilings were experimentally investigated in situ. The tests of models reinforced with FRCM meshes were compared to models without meshes.

Chapter 3 discusses the issues with work of arch lintels and their interaction with the masonry above. Existing principles of calculating brick lintels are presented. A numerical study of the influence of arch shape and load type on the distribution of contact stresses on the arch has been carried out. Test were performed for segmental, semicircular, sharp-edged and wedge-shaped lintels. Comparative analysis of influence of lintel arch geometry change on its load capacity was done. Numerical analysis of arch lintel load capacity for segmental and wedge arches was performed.

Chapter 4 presents the analysis and research on masonry gates. Described in this chapter in situ experimental tests performed for portal gates allowed, by using numerical analysis, to determine the existing load-bearing capacity reserves in a historic structure. Chapter presents the results of experimental tests of a masonry gate arch in a tenement house with a changing height of masonry above the arch. The ARAMIS measuring system was used in the research. Results of numerical analyses for typical masonry gate arches are presented.

Chapter 5 focuses on the support zones of vaults and arches. The research carried out on the influence of the change of the angle of mortar joints in relation to the load on the load-bearing capacity and basic elastic parameters of masonry is presented. The influence of construction of openings and lunettes on the change of stress distribution in the vault is discussed. The results of analysis of support zones of groin vaults are presented. The problem of load-bearing capacity of gable wall zones on the strut of the arch lintel is described.

Chapter 6 presents the summary of all the studies conducted and possible further research directions.

Rafał Nowak – absolwent Wydziału Budownictwa i Architektury Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego w Szczecinie. W 2014 r. uzyskał stopień naukowy doktora nauk technicznych w dyscyplinie budownictwo (w specjalności konstrukcje murowe). W 2016 r. uzyskał uprawnienia budowlane w specjalności konstrukcyjno-budowlanej obejmującej projektowanie i kierowanie robotami budowlanymi bez ograniczeń. Główne zainteresowania badawcze: mury, konstrukcje łukowe i sklepienia, diagnostyka konstrukcji, pomiary TLS (LiDAR).

ISBN 978-83-7663-333-6