



Aspekty przebudowy zabytkowych budynków murowanych o bezwieńcowej konstrukcji stropów międzykondygnacyjnych

RYSZARD CHMIELEWSKI, LEOPOLD KRUSZKA, JANUSZ ŁALKA

Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji,
00-908 Warszawa, ul. gen. S. Kaliskiego 2, ryszard.chmielewski@wat.edu.pl;
leopold.kruszka@wat.edu.pl; janusz.lalka@wat.edu.pl

Streszczenie. W niniejszej pracy zaprezentowano wybrane problemy dotyczące przebudowy konstrukcji nośnej obiektów budowlanych o tradycyjnej konstrukcji murowanej, których okres eksploatacji zbliża się do zakładanego okresu trwałości lub go przekroczył. W trakcie wykonywania tych robót budowlanych często usuwane są murowane ścianki działowe, w wyniku czego często dochodzi do powstania istotnych uszkodzeń konstrukcji nośnej, a w skrajnych przypadkach nawet do katastrof budowlanych. Rzeczoznawcy budowlani opracowujący oceny bądź ekspertyzy techniczne uszkodzonej konstrukcji murowanej jako rozwiązanie problemu zalecają niekiedy wykonanie tylko zbrojenia powierzchniowego uszkodzonych ścian. Zagadnienie istotnej zmiany rozkładu obciążeń w przebudowywanych budynkach o konstrukcji klasycznej jest złożone i w pewnych przypadkach powyższe zalecane rozwiązanie konstrukcyjne może okazać się niewystarczające dla zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji nośnej bądź bezpieczeństwa użytkownika obiektu. W pracy zaproponowano zakres diagnostyki i analizy pracy konstrukcji nośnej wybranego budynku, który pozwoli właściwie określić stopień występujących zagrożeń i na tej podstawie przeprowadzić prawidłową naprawę uszkodzonej murowanej konstrukcji, w tym jej wzmocnienie.

Słowa kluczowe: konstrukcje murowane, budynki bez wieńców stropów międzykondygnacyjnych, uszkodzenia ścian murowanych, awarie i katastrofy budowlane

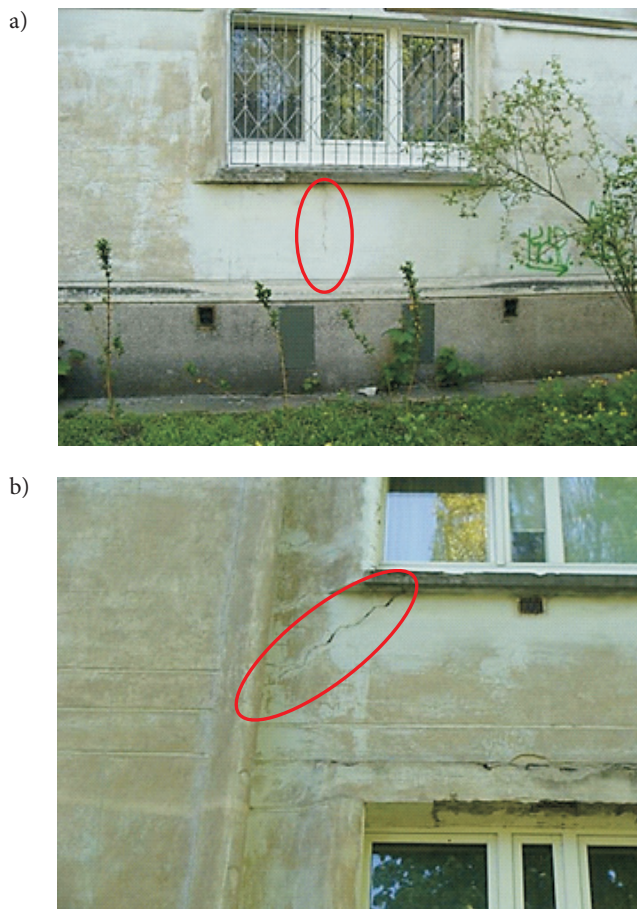
DOI: 10.5604/12345865.1228959

1. Wprowadzenie

Poważnym problemem tradycyjnego budownictwa, w tym obiektów zabytkowych [1], w szczególności wyeksploatowanych obiektów budowlanych, jest

powstawanie zarysowań i pęknięć w murowanych elementach konstrukcji nośnych. Te uszkodzenia konstrukcyjne w ścianach nośnych mogą powstawać w wyniku nierównomiernego osiadania obiektu budowlanego, miejscowego przekroczenia dopuszczalnych naprężeń (np. zwiększenie obciążenia użytkowego), utraty stateczności i sztywności podłużnej ścian, a także naprężeń termicznych spowodowanych zmianami temperatur.

Uszkodzenia te mają charakterystyczny przebieg i umiejscowienie. Na elewacjach frontowych z reguły występują one jako ukośne lub pionowe w miejscach osłabienia otworami okiennymi — fotografie na rysunku 1.1, natomiast na bocznych jako pionowe wzdłuż kanałów kominowych [2].



Rys. 1.1. Przykłady widocznych uszkodzeń ścian murowanych elewacji frontowych przy otworach okiennych wybranego budynku mieszkalnego: a) pionowe spękanie; b) ukośne spękanie (fotografie własne) [2]

Wewnątrz budynków uszkodzenia powstają w podobnych miejscach, z tym że dodatkowo często dochodzi do tak zwanego „klawiszowania” prefabrykowanych lub gęstożebrowych stropów — uszkodzenia te widoczne są w postaci zarysowań wzdłuż belek stropowych — fotografia na rysunku 1.2.



Rys. 1.2. Widoczne spękanie na suficie wzdłuż belki stropowej (fotografia własna) [2]

Przedmiotowe kwestie dotyczą szczególnie murowanych ścian nośnych kilkunastuletnich budynków, z reguły obiektów zabytkowych, z klasycznymi stropami drewnianymi lub ceramicznymi typu Kleina. W obiektach tych w okresie ich wznoszenia nie wykonano wieńców w poziomie stropów pomiędzy kondygnacjami. Dalsza eksploatacja obiektów z tego typu uszkodzeniami, bez prowadzenia odpowiedniej gospodarki remontowej, może doprowadzić w stosunkowo krótkim czasie do powstania realnego zagrożenia dla życia i zdrowia użytkowników oraz mienia. Na etapie widocznego ujawnienia przedmiotowych uszkodzeń konieczna jest właściwa diagnostyka i budowlane roboty naprawcze mające na celu zapobieżenie katastrofie budowlanej — por. art. 73 ust. 1 Prawa budowlanego: *katastrofą budowlaną jest niezamierzone, gwałtowne zniszczenie obiektu budowlanego lub jego części...* [4].

Dążąc do zapewnienia bezpieczeństwa eksploatacji uszkodzonych obiektów, stosuje się różne środki naprawcze, takie jak [6]:

- wzmocnienie gruntu pod fundamentami,
- przemurowywanie uszkodzonych odcinków murowanej ściany nośnej,
- iniekcje rys i pęknięć ścian nośnych,
- zbrojenie powierzchniowe ścian konstrukcyjnych,
- spinanie konstrukcji nośnej ściągamymi poziomymi i pionowymi.

Dodatkowo powyższe uszkodzenia i osłabienia murowanych elementów konstrukcji nośnej, wynikające z wieloletniej eksploatacji budynków murowanych

o konstrukcji klasycznej, mogą ulec istotnemu zwiększeniu w wyniku usunięcia działowych ścian wewnętrznych. Wówczas w konstrukcji nośnej obiektu budowlanego powstają dodatkowe siły wewnętrzne, które mogą spowodować nowe uszkodzenia czy też rozwój istniejących, co w efekcie może spowodować katastrofę budowlaną.

2. Przykłady stanów zagrożenia katastrofą budowlaną w wyniku usunięcia murowanych ścian działowych

2.1. Przebudowa pojedynczego lokalu mieszkalnego w budynku wielorodzinnym — przypadek 1

Pierwszy z przykładów stanowią roboty budowlane związane z przebudową lokalu mieszkalnego w wielorodzinnym budynku mieszkalnym [2]. Na roboty te w tym lokalu inwestor posiadał zatwierdzoną dokumentacją projektową opracowaną przez osobę posiadającą uprawnienia budowlane i będącą członkiem izby samorządu zawodowego w budownictwie. Roboty te wykonywane były prawidłowo z zachowaniem przepisów techniczno-budowlanych i zasad wiedzy technicznej, w zgodności z przepisami Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. z 2002 r. nr 75, poz. 690) [5].

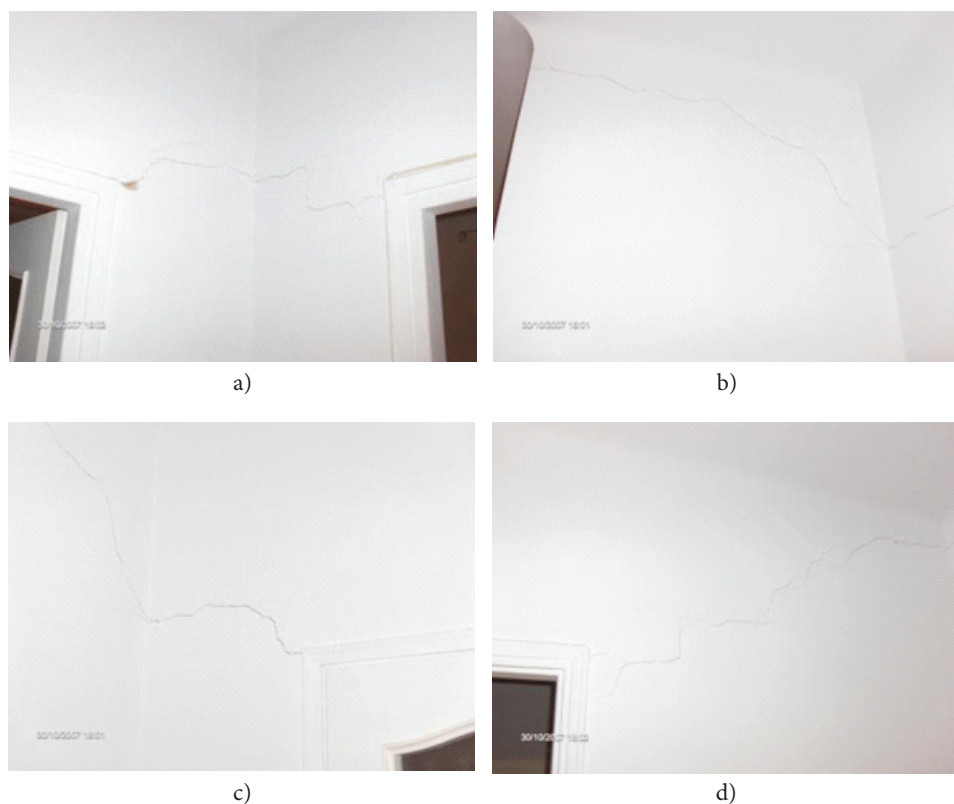
W trakcie wykonywania tych robót w lokalu mieszkalnym wyburzeniu uległy ścianki działowe wydzielające istniejące dwa pokoje, kuchnię i łazienkę na potrzeby przebudowy dla uzyskania większej powierzchni pokoju dziennego wraz z aneksem kuchennym i nowej łazienki oraz sypialni. W wyniku tych robót uszkodzeniu (spękaniu) uległy ścianki działowe w lokalu mieszkalnym znajdującym się bezpośrednio nad przebudowywanymi pomieszczeniami — fotografie na rysunku 2.1.

Uszkodzenia te obejmowały spękania:

- ścian działowych pomiędzy łazienką a kuchnią i przedpokojem,
- ścianek działowych pomiędzy przedpokojem a pokojem na wprost od wejścia do lokalu,
- ścianek działowych pomiędzy pokojem na lewo od wejścia a pokojem na wprost od wejścia.

Uszkodzenia ścianek działowych znajdujących się bezpośrednio nad remontowanymi pomieszczeniami nie spowodowały uszkodzeń elementów konstrukcji nośnej. Stąd w istotny sposób nie pogorszył się stan bezpieczeństwa konstrukcji nośnej tego budynku.

Zaproponowany został zakres budowlanych robót naprawczych polegający na iniekcji spękań elastyczną zaprawą klejącą (spękania o większej szerokości, powyżej 3 mm) i zaczynem cementowym (spękania o szerokości mniejszej niż 3 mm)



Rys. 2.1a-d. Widoczne uszkodzenia — spękania ścianek działowych w lokalu nad przebudowywanym mieszkaniem — przypadek nr 1 (fotografie własne) [2]

oraz wykonaniu nowych powłok malarskich w pomieszczeniach lokalu z uszkodzeniami ścianek działowych, oprócz pokoju znajdującego się na prawo od wejścia do tego mieszkania.

2.2. Przebudowa kilku lokali mieszkalnych w budynku wielorodzinnym — przypadek 2

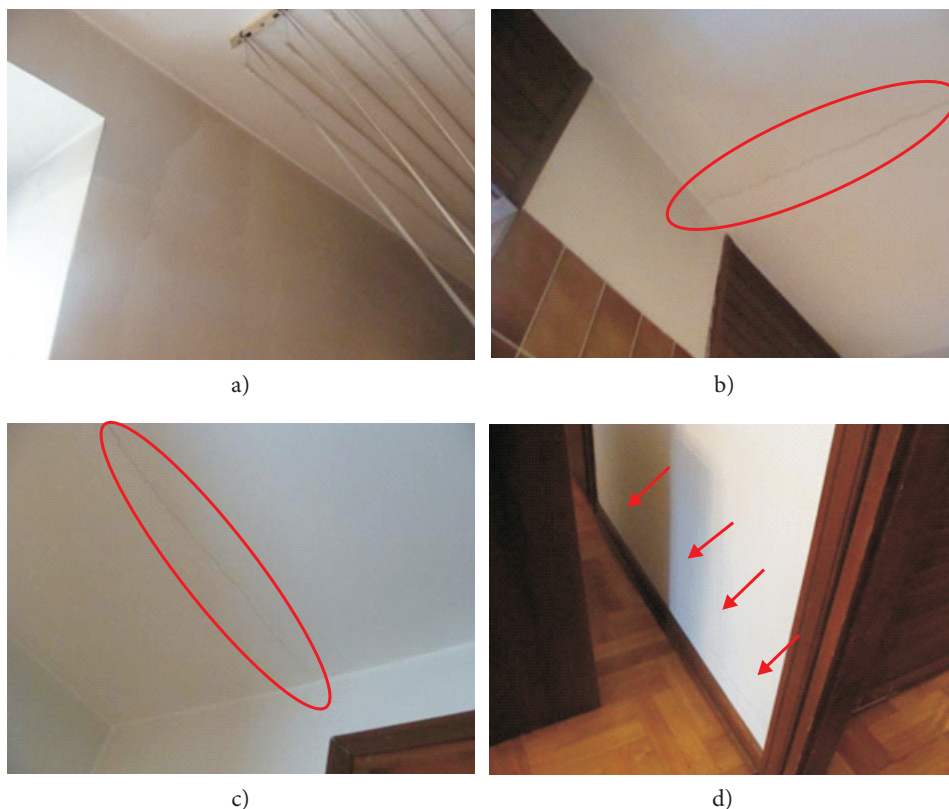
W trakcie wykonywania przez autorów niniejszej pracy ekspertyzy budowlanej wielorodzinnego budynku mieszkalnego [2] stwierdzono szereg istotnych uszkodzeń w lokalach:

- o numerach 3 i 4 (pęknięcie stropu),
- nr 5 (pęknięcia: stropu, wewnętrznej ściany konstrukcyjnej, ściany działowej, ściany podokiennej, nadproży nad oknem i drzwiami balkonowymi) fotografie na rysunku 2.2,
- nr 6 (pęknięcie stropu oraz nadproża okiennego w kuchni).

Powyższe uszkodzenia były wynikiem samowolnych przebudów wewnątrz lokali mieszkalnych, polegały one na usunięciu części samonośnych ścian działowych o grubości 12 cm, spowodowało to powstanie lokalnych dociążeń belek nośnych stropów Kleina.

Uszkodzenia występujące w lokalu mieszkalnym nr 5 powstały w wyniku przedstawienia (w tym częściowego usunięcia) ścianek działowych w lokalu znajdującym się bezpośrednio pod nim (rys. 2.2).

Pomimo upływu znacznego czasu od przebudowy (około 15 lat), zgodnie z oświadczeniem użytkownika lokalu nr 5 uszkodzenia ścian nadal się powiększały. Stąd zalecono wykonanie „liniowego” podparcia stropu pod widoczną na fotografii na rysunku 2.2d ścianą działową. Należy w tym miejscu nadmienić, że przyjęcie rozwiązania projektowego, jakie należy zastosować w celu podparcia stropu w miejscu usuniętej samonośnej ściany działowej, jest zadaniem projektanta w specjalności konstrukcyjno-budowlanej.



Rys. 2.2. Uszkodzenia w lokalu mieszkalnym nr 5: a) zewnętrznej ściany nośnej; b), c) wzdłuż belki stropowej; d) poziome pęknięcie (rozwarstwienie wzdłuż spoiny muru) — przypadek nr 2 (fotografie własne) [2]

Projektant może zastosować dowolne rozwiązanie, które będzie stanowiło prawidłowe podparcie stropu. Zaproponowano rozwiązanie polegające na zastosowaniu ramy stalowej odpowiednio podparte (przekazującej obciążenia zarówno na ściany nośne, jak też na strop). Konstrukcja ramy stalowej nie jest jedynym rozwiązaniem, jakie można byłoby zastosować w tym przypadku [13]. Jednak ze względu na koszt jej wykonania oraz ciężar (który będzie mniejszy od ciężaru usuniętej ściany działowej), rozwiązanie to jest jednym z lepszych.

2.3. Katastrofa budowlana kamienicy w trakcie robót remontowych — przypadek 3

Kolejny przypadek stanowi zabytkowa, wybudowana w 1935 roku kamienica, w której trwała samowolna przebudowa obejmująca istotną zmianę układu funkcjonalnego pomieszczeń lokali, w tym usunięcie części murowanych ścian działowych. Ten proces budowlany odbywał się w ramach zgłoszenia zamiaru wykonania remontu, nie zaś przebudowy — por. art. 3, punkty 7a i 8 prawa budowlanego: **przebudowa** — *należy przez to rozumieć wykonywanie robót budowlanych, w wyniku których następuje zmiana parametrów użytkowych lub technicznych istniejącego obiektu budowlanego, z wyjątkiem charakterystycznych parametrów, jak: kubatura, powierzchnia zabudowy, wysokość, długość, szerokość bądź liczba kondygnacji (...),* **remont** — *należy przez to rozumieć wykonywanie w istniejącym obiekcie budowlanym robót budowlanych polegających na odtworzeniu stanu pierwotnego, a niestanowiących bieżącej konserwacji, przy czym dopuszcza się stosowanie wyrobów budowlanych innych niż użyto w stanie pierwotnym.* Spowodowane to było faktem, że przebudowa zgodnie z wymaganiami prawa budowlanego wymaga uzyskania decyzji administracyjnej — pozwolenia na budowę w żmudnej procedurze kpa, zatwierdzającej projekt budowlany tej przebudowy.

W pewnym momencie prowadzenie tych samowolnych robót budowlanych zostało przerwane ze względu na powstałe uszkodzenia ścian stanowiące zagrożenie katastrofą budowlaną. Po kilku dniach zawaleniu uległo jedno ze skrzydeł budynku (rys. 2.3).

Na skutek wyburzenia na kilku kondygnacjach znacznej części murowanych ścian działowych, które stanowiły usztywnienie i podparcie stropów, bez właściwego ich zabezpieczenia, miała miejsce spektakularna katastrofa budowlana, na szczęście bez ofiar w ludziach.



Rys. 2.3a, b. Budynek po zawaleniu jego części — przypadek nr 3 [2]

3. Parametry odkształceniowe i wytrzymałościowe murów

3.1. Odkształcalność muru

Zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [3] w obliczeniach można stosować wyidealizowane wykresy zależności naprężenie–odkształcenie, tzw. schematyzacja: liniowa (a), paraboliczna (b), paraboliczno-prostokątna (c) oraz prostokątna (d) (rys. 3.1).

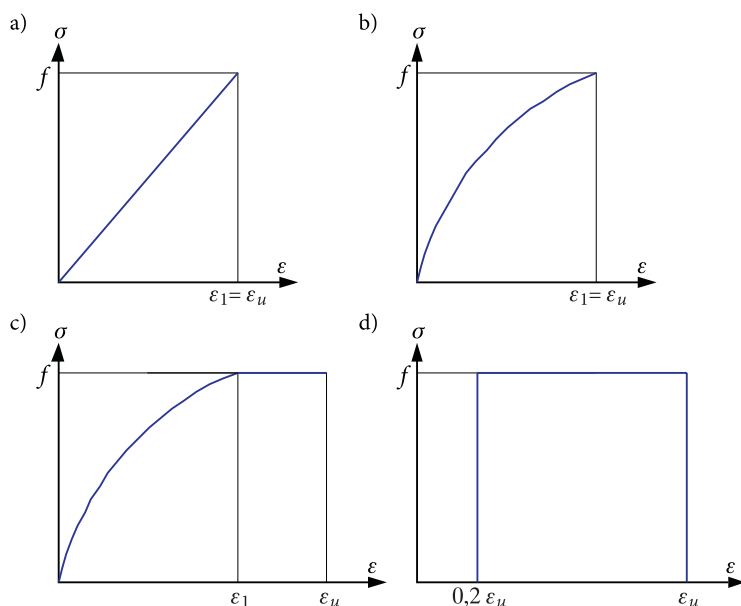
Zasadnicze parametry odkształceniowe murów istotne przy projektowaniu to moduły sprężystości muru (sprężystość doraźna i długotrwała *longterm*), moduł ścinania oraz pełzanie.

Zgodnie z wynikami badań, zawartymi w [10], dokładną wartość doraźną sprężystości muru E można wyznaczyć z zależności pomiędzy wysokością elementów

murowych h_b i grubością spoin h_m oraz z zależności pomiędzy modułami tych składowych (muru i spoin), tj. E_b i E_m , według wzoru:

$$E = \frac{1,25 \cdot \alpha + 1}{1,25 \cdot \alpha + \beta} E_b \quad (1)$$

gdzie: $\alpha = \frac{h_b}{h_m}$, $\beta = \frac{E_b}{E_m}$.



Rys. 3.1. Wykres zależności naprężenie σ — odkształcenie ε dla muru [10]

Stosowanie wzoru jest jednak bardzo utrudnione ze względu na brak wartości modułów zarówno elementów murowych, jak i samej zaprawy, które nie są podawane przez producentów tych wyrobów budowlanych [10]. W związku z powyższym można zastosować wzór uproszczony jako:

$$E = K_E f_k, \quad (2)$$

gdzie: K_E — współczynnik do obliczania doraźnego modułu sprężystości muru dla elementów, zalecana jest wartość 600,

f_k — charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie: jej wartości dla murów ceramicznych, w zależności od klasy cegieł i marki zaprawy, podano w tablicy NA.4 [3].

Według EC6 odkształcalność długoterminową muru $E_{longterm}$ wyznacza się ze wzoru:

$$E_{longterm} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}}, \quad (3)$$

gdzie: ϕ_{∞} — wartość końcowego współczynnika pełzania muru, dla ceramiki:

$$\phi_{\infty} = 1,83 - 0,055 \cdot \frac{h_b}{h_m}$$

3.2. Wytrzymałość muru na ściskanie

Mur jako materiał konstrukcyjny jest materiałem anizotropowym — współpraca elementów murowych i spoin zależy od kierunku przyłożenia obciążenia. Przy ściskaniu podczas obciążania w murze wydzielają się pionowe pasma, które po przekroczeniu wartości krytycznej obciążenia ulegają wyboczeniu i następuje uszkodzenie, a następnie zniszczenie muru (rys. 3.2). Dla murów z cegły pełnej ze spoinami na zaprawie wapiennej stosunek obciążenia rysującego do niszczącego wynosi 0,4 [10].

Wytrzymałość muru na ściskanie zależy od:

- wytrzymałości oraz odkształcalności elementów murowych i spoin,
- grubości spoin,
- kierunku i sposobu przyłożenia obciążenia,
- imperfekcji geometrycznej i materiałowej elementów murowych i spoin.

Wartość charakterystyczną wytrzymałości muru na ściskanie f_k wyznacza się ze wzoru:

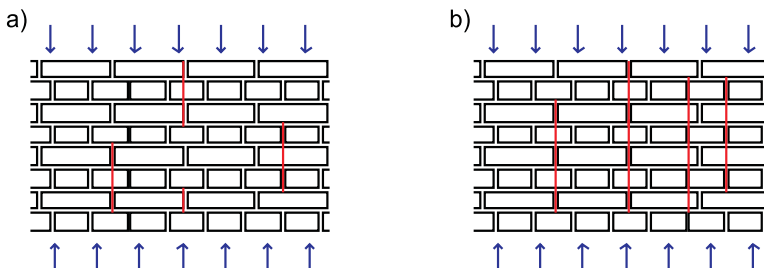
$$f_{k\infty} = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \quad (4)$$

gdzie: K — stała z tablicy NA.5 normy EC6 [3],

f_b — wytrzymałość elementu murowego na ściskanie,

f_m — wytrzymałość spoiny na ściskanie,

α, β — wartości stałe, w Polsce przyjmowane są odpowiednio 0,70 oraz 0,30.

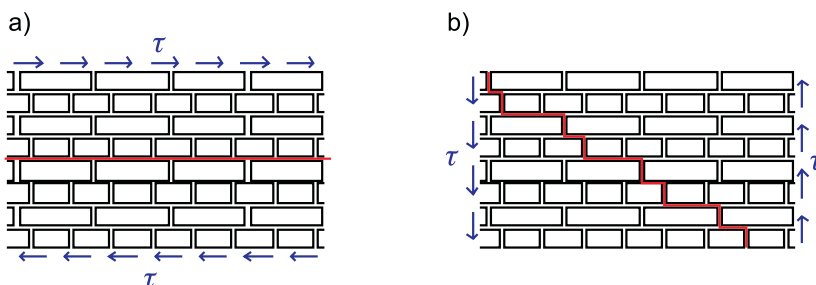


Rys. 3.2. Uszkodzenie muru ze względu na ściskanie: a) zarysowanie muru; b) wydzielone wiotkie słupki muru przed jego zniszczeniem

3.3. Wytrzymałość muru na ścinanie

Ze względu na siły ściskające pochodzące od obciążenia ciężarem własnym konstrukcji muru, ciężarem elementów opartych na murze, czyste ścinanie z reguły nie występuje. Stąd przy obliczaniu wytrzymałości muru na ścinanie należy uwzględnić konsolidujące mur naprężenia ściskające. W zależności od kierunku działania siły ścinającej w stosunku do spoin wspornych rozróżnia się wytrzymałość muru na ścinanie:

- w kierunku równoległym do spoin wspornych (rys. 3.3a),
- w kierunku prostopadłym do spoin wspornych (rys. 3.3b).



Rys. 3.3. Kierunki działania siły ścinającej w murze — kolorem czerwonym przedstawiono linię przebiegu uszkodzenia i w efekcie niszczenia muru

W przypadku murów obciążonych siłami ścinającymi w kierunku równoległym do spoin wspornych wytrzymałość klasycznego muru z cegły pełnej na ścinanie można wyznaczyć ze wzoru:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq \begin{cases} 0,065 \cdot f_b \\ f_{vlt} \end{cases} \quad (5)$$

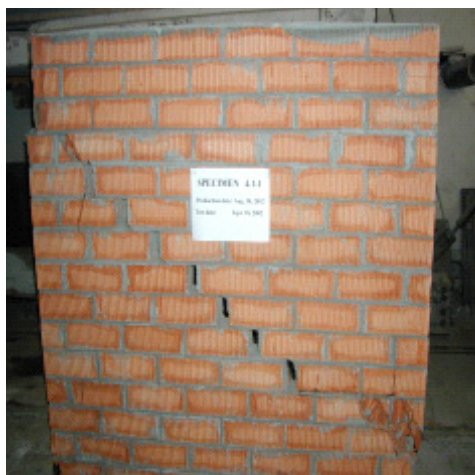
gdzie: f_{vlt} — ograniczenie wartości f_{vk} zgodnie z tablicą NA.6 wg EC 3 [3],
 σ_d — naprężenia ściskające prostopadłe do kierunku ścinania, na sprawdzanej wysokości muru,
 f_{vk0} — charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie przy zerowych naprężeniach ściskających, zgodnie z tablicą NA.6 wg EC 6.

Wartość charakterystyczną wytrzymałości muru na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych należy przyjmować z tablicy N.A7 wg EC 6 [3].

W trakcie realizacji międzynarodowego grantu INTAS 00-0600 wykonano pomiary wytrzymałości muru na ścinanie [14]. Przygotowane próbki (modele) ścian rozdzielono na dwie serie. Próbkę pierwszej serii badano na działanie stopniowo zwiększającej się poziomej siły P , przyłożonej do powierzchni ściany w górnej jej części na trzech wierzchnich warstwach cegieł z minimalnym dodatkowym pionowym obciążeniem zrealizowanym za pomocą stalowej belki, niezbędnym dla

zapobieżenia obrotu ściany w swojej płaszczyźnie. W odróżnieniu od modeli ściany pierwszej serii, modele ściany serii drugiej obciążone były, oprócz siły poziomej P , pionowym równomiernie rozłożonym obciążeniem q równym 20% niszczonego ściskającego obciążenia f_{vk0} na tę ścianę. Modele ściany serii pierwszej uległy uszkodzeniu wzdłuż zygzakowatego nachylonego do podstawy ściany pęknięcia, przechodzącego po przekątnej konstrukcji, łączącego punkt przyłożenia poziomego obciążenia i pionowej prawej podpory (rys. 3.4a). Próbkę ściany drugiej serii, badane na łączne działanie poziomego i pionowego obciążenia, ulegały zniszczeniu również wzdłuż nachylonego do podstawy ściany pęknięcia, łączącego poziomą podporę i punkt przyłożenia poziomej siły (rys. 3.4b). Jednak w tym przypadku powstawanie pionowych spękań i lokalne niszczenie przy poziomej podporze było bardziej wyraźne.

a)



b)

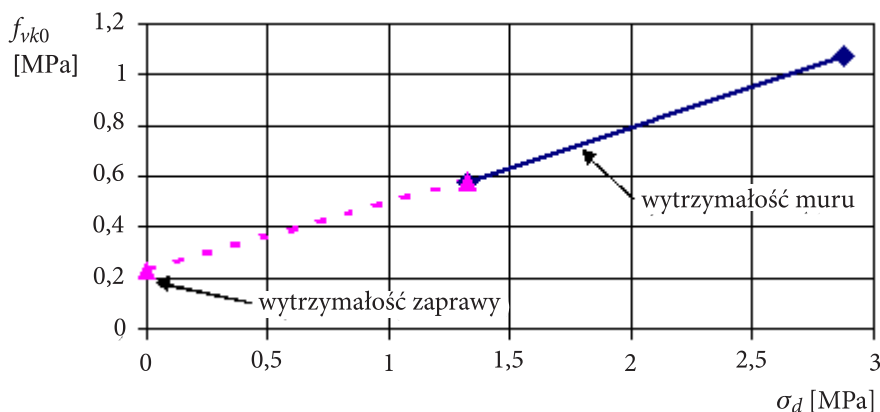


Rys. 3.4. Charakter uszkodzenia badanych modeli ściany: a) bez pionowych obciążeń ściskających mur; b) przy pionowych obciążeniach ściskających

Wyniki doświadczeń pozwoliły na skonstruowanie eksperymentalnej zależności wytrzymałości muru, wykonanego z cegły ceramicznej o otworach pionowych, na ścinanie od wielkości pionowego obciążenia ściskającego w warunkach płaskiego stanu naprężenia. Zależność tę przedstawiono na rysunku 3.5.

Jak wynika z tego wykresu, wytrzymałość muru na ścinanie w zależności od poziomu naprężeń ściskających, nieprzewyższających 0,3 wytrzymałości muru na ściskanie, jest praktycznie liniowa. Stąd, dla oszacowania wytrzymałości muru na ścinanie w badanym zakresie obciążeń, przyjęto następującą zależność:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,28 \cdot \sigma_d. \quad (6)$$



Rys. 3.5. Zależność empiryczna nośności muru na ścinanie w zależności od poziomu naprężeń ściskających [14]

Uzyskane na drodze empirycznej równanie (6) jest zbieżne z równaniem (5) przedstawionym w normie EC6.

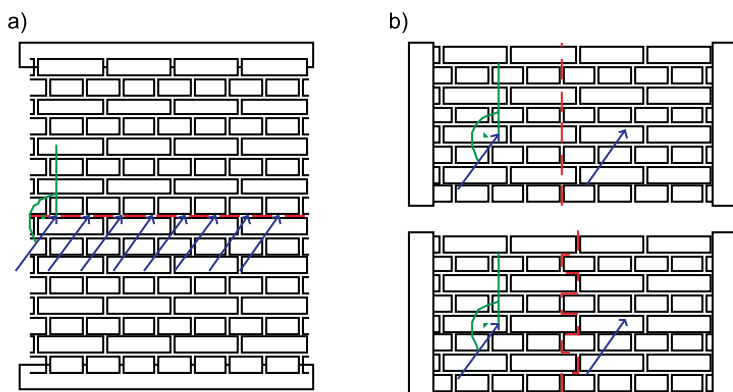
3.4. Wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu

Ze względu na kierunek działania momentu zginającego rozróżniamy wytrzymałość muru na zginanie [3]:

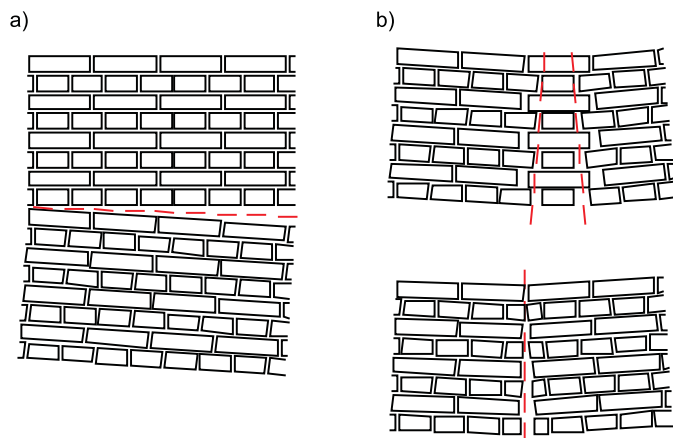
- prostopadle do lica ściany, wzdłuż spoin wspornych (rys. 3.6a), prostopadle do spoin wspornych (rys. 3.6b),
- w płaszczyźnie ściany, wzdłuż spoin wspornych (rys. 3.7a), prostopadle do spoin wspornych (rys. 3.7b).

Ze względu na kierunek uszkodzenia muru wartość wytrzymałości charakterystycznej muru na rozciąganie definiujemy jako:

- f_{xk1} — wytrzymałość charakterystyczną na rozciąganie przy zginaniu, kiedy linia uszkodzenia muru przebiega równoległe do spoin wspornych, o wytrzymałości muru decyduje adhezja pomiędzy zaprawą a elementami murowymi, a także naprężenia ściskające prostopadle do płaszczyzny spoin wspornych, zgodnie z tablicą NA.8 wg EC 6;
- f_{xk2} — wytrzymałość charakterystyczną na rozciąganie przy zginaniu, kiedy linia uszkodzenia muru przebiega w kierunku prostopadłym do spoin wspornych — wówczas wytrzymałość zależy od wartości maksymalnych naprężeń stycznych, przy których następuje zerwanie przyczepności w płaszczyźnie styku spoin wspornych z elementami murowymi, zgodnie z tablicą NA.9 wg EC 6.



Rys. 3.6. Uszkodzenie muru podczas rozciągania przy zginaniu prostopadłym do lica muru:
a) wzdłuż spoin wspornych; b) prostopadle do spoin wspornych



Rys. 3.7. Niszczenie muru podczas rozciągania przy zginaniu w płaszczyźnie muru:
a) wzdłuż spoin wspornych; b) prostopadle do spoin wspornych

W przypadku gdy naprężenia ściskające o kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych mają pozytywny wpływ na nośność konstrukcji murowej, zgodnie z EC6 wyznacza się zastępczą obliczeniową wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu $f_{xd1,app}$ z zależności:

$$F_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d, \quad (7)$$

gdzie: f_{xd1} — obliczeniowa wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu w płaszczyźnie uszkodzenia równoległej do spoin wspornych,
 σ_d — obliczeniowa wartość naprężeń ściskających oddziałujących na górną powierzchnię obliczanej ściany, jednak nie większych niż $0,2 f_d$.

4. Propozycja metodyki obliczeń murów przebudowywanych budynków zabytkowych

Analizując zagadnienie przebudowy zabytkowych budynków o klasycznej konstrukcji murowanej, lecz bez wieńców międzykondygnacyjnych, należy szczególną uwagę zwrócić na właściwe określenie aktualnych parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych ścian murowanych oraz możliwość wystąpienia lokalnego przeciążenia muru.

Przy określaniu aktualnych parametrów murów obiektów zabytkowych decydującą rolę odgrywają następujące kwestie [8, 9, 11]:

- występowanie dodatkowych obciążeń statycznych lub dynamicznych, na które mury nie były przystosowywane, w tym od obciążeń komunikacyjnych,
- zagrożenia wynikające z występujących rys i pęknięć, w tym ustalenie przyczyn ich powstania,
- naturalne zużycie techniczne wynikające z długotrwałej eksploatacji obiektów zabytkowych przy uwzględnieniu poziomu robót utrzymaniowych,
- remonty i przebudowy wynikające z adaptacji obiektu do aktualnych standardów technicznych,
- określenie rodzaju materiału, z którego wykonano mur, oraz rodzaju zaprawy,
- inne, np.: czynniki atmosferyczne, oddziaływania termiczne, oddziaływania środowiska, warunki gruntowo-wodne podłoża itp.

Lokalne przeciążenie muru może wystąpić w wyniku sytuacji kryzysowych (np. lokalne podmycie muru w wyniku awarii sieci wodociągowej), jak również w wyniku działalności celowej, w której szczególną uwagę należy zwrócić na przebudowę w celu zmiany układu funkcjonalnego w budynkach.

Zmiana układu funkcjonalnego, często polegająca na zmianie ustawienia samonośnych, murowanych ścian działowych, może prowadzić do powstawania lokalnych przeciążeń konstrukcji nośnej budynku.

4.1. Usunięcie ścianki prostopadłej do belek stropowych

Do analizy obliczeniowej przyjęto konstrukcję czterokondygnacyjnego budynku ze stropami Kleina. Konstrukcję nośną zamodelowano jako ramę płaską o parametrach dla jednej belki stropowej. Przyjęto następujące dane:

- rozpiętość stropu w świetle ścian nośnych $l_0 = 5,8$ m,
- stropowe belki stalowe z kształtowników IN 200 w rozstawie 1,2 m,
- mury z cegły zwykłej pełnej o wymiarach cegieł $27\text{ cm} \times 13\text{ cm} \times 6\text{ cm}$.

Przyjęto zmienną grubość ścian murowanych: na parterze 72 cm, na pierwszym i drugim piętrze 54 cm, zaś na trzecim piętrze 34 cm. Na podstawie przykładowej kamienicy w Warszawie, wybudowanej w okresie międzywojennym,

przyjęto parametry materiałowe muru. Twardość cegły określono młotkiem Schmidta oraz na podstawie przeprowadzonej próby zarysowania cegły rysikiem — i na tej podstawie określono wytrzymałość cegły odpowiadającą klasie wytrzymałościowej co najmniej 10 [2]. Na podstawie porównawczych prób zarysowania markę zaprawy murarskiej wapiennej oszacowano na M1. Stąd do dalszych obliczeń przyjęto:

- wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie: $f_{k,s} = 2,0$ MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciągania przy zginaniu: $f_{xk1} = 0,1$ MPa,
- obliczeniowy współczynnik materiałowy: $\gamma_m = 2,2$ (mur z elementów murowanych kategorii I, zaprawa przepisana),
- moduł sprężystości muru: $E = 1200$ MPa,
- długoterminowy moduł sprężystości muru: $E_{longterm} = 745,3$ MPa.

Uwzględniono następujące przypadki obciążeń:

- ciężar własny murów oraz stropów,
- ciężar więźby dachowej z pokryciem,
- obciążenia użytkowe dla lokali mieszkalnych,
- obciążenia klimatyczne: wiatr i śnieg.

W obliczeniach porównano dwa przypadki. Pierwszy (model 1) z samonośnymi ściankami murowanymi grubości 12 cm, prostopadłymi do belki stropowej. Ścianki ustawiono w środku rozpiętości stropu na wszystkich kondygnacjach. Drugi przypadek (model 2) polega na usunięciu ścianki z najniższej kondygnacji, co w konsekwencji przenosi ciężar ścianek na stropy i dalej na ściany nośne. W obliczeniach uwzględniono osłabienie murów otworami okiennymi.

Poniżej w tabeli 4.1 zestawiono wartości naprężeń ściskających w murze na styku stropu i ściany.

TABELA 4.1

Naprężenia ściskające w murze na poszczególnych kondygnacjach

Poziom	Model 1	Model 2	f_d
parter	0,417	0,434	0,909
I piętro	0,896	0,943	
II piętro	0,637	0,668	
III piętro	0,601	0,626	

Zauważyć można niewielki wzrost naprężeń ściskających w murze, rzędu 4-5%, natomiast następuje istotny wzrost sił wewnętrznych i deformacji belki stropowej. Maksymalny moment zginający w tym elemencie wzrasta z 48,58 kNm do 63,30 kNm (30,3%), natomiast jego ugięcie o około 9,6 mm.

4.2. Usunięcie ścianki wzdłuż belek stropowych

Kolejny przypadek obliczeniowy stanowi przykład samonośnej ścianki działowej grubości 12 cm, ustawionej na jednej belce stropowej. Przypadki obliczeniowe określono analogicznie jak w rozdziale 4.1.

TABELA 4.2
Naprężenia ściskające w murze na poszczególnych kondygnacjach

Poziom	Model 1	Model 2	f_d
parter	0,417	0,501	0,909
I piętro	0,896	1,123	
II piętro	0,637	0,788	
III piętro	0,601	0,721	

Zauważyć można wyraźny wzrost naprężeń ściskających w murze, dochodzący do 25%. Maksymalny moment zginający w belce stropowej wzrasta z 48,58 kNm do 84,12 kNm (73,2%), natomiast jej ugięcie o 14,7 mm.

Z chwilą przekroczenia nośności belki stropowej nastąpi jej deformacja i wyrwanie ze ściany nośnej. Siłę poziomą, jaka będzie wtedy działała na ścianę, określono na podstawie oceny przyczepności betonu i stali na długości zakotwienia. Obwód belki stalowej wynosi 70,7 cm, długość zakotwienia z jednej strony 15 cm — stąd siła wyrwywająca jest równa 67,19 kN.

W wyniku działania tej siły w murze pojawi się moment zginający o wartości 68,98 kNm. Przyjmując wskaźnik wytrzymałości ściany o grubości 54 cm, dodatkowe naprężenia od zginania wyniosą 1,18 MPa. Wytrzymałość muru na zginanie, zgodnie z pkt. 3.4, wynosi:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

$$f_{xd1,app} = 0,045 + 0182 = 0,227\text{MPa.}$$

Nośność muru na zginanie przekroczona zostanie ponad pięciokrotnie. Niezależnie od dużych częściowych współczynników bezpieczeństwa dla muru nastąpiłoby zniszczenie konstrukcji nośnej budynku.

5. Podsumowanie i wnioski końcowe

Przebudowa czy też nawet zmiana aranżacji w wyeksploatowanych budynkach murowanych o konstrukcji bezwieńcowej może prowadzić do poważnych następstw, w tym do katastrofy budowlanej [7, 12]. Jak wykazano na podstawie uproszczonego modelu płaskiego konstrukcji, usunięcie samonośnych ścianek działowych

może spowodować powstawanie lokalnych przeciążeń konstrukcji. W związku z tym przystąpienie do przebudowy ścianek działowych powinno być poprzedzone szeroką oceną techniczną konstrukcji nośnej budynku, która powinna obejmować:

- określenie rodzaju materiału, z którego wykonano mur, oraz rodzaju zaprawy,
- uwzględnienie w parametrach obliczeniowych murów i dźwigarów stalowych stopnia zużycia i skorodowania stali,
- ocenę występujących rys i pęknięć w zakresie ustalenia przyczyn ich powstania oraz ich wpływu na stan techniczny elementów budynku,
- określenie układu przestrzennego konstrukcji, z uwzględnieniem wykonanych wcześniej remontów i przebudów,
- występowanie dodatkowych obciążeń statycznych lub dynamicznych, do których mury nie były przystosowywane,
- sprawdzenie innych istotnych czynników, np.: atmosferycznych, oddziaływań termicznych, wpływów środowiska, uwarunkowań gruntowo-wodnych podłoża itp.

Wszystkie powyższe czynności powinny zabezpieczać przed powstaniem miejscowego przekroczenia dopuszczalnych naprężeń czy też utratą stateczności i sztywności podłużnej i poprzecznej ścian murowanych. W celu zapewnienia bezpieczeństwa eksploatacji przebudowywanych budynków o konstrukcji tradycyjnej można zastosować różnego rodzaju środki zapobiegawcze, takie jak:

- wzmocnienie podłoża gruntowego pod fundamentami w celu uniknięcia nadmiernego osiadania,
- przemurowywanie uszkodzonych odcinków murowanej ściany nośnej,
- wzmocnienie ścian nośnych poprzez ich zbrojenie powierzchniowe,
- spinanie konstrukcji nośnej ściągamymi poziomymi i pionowymi.

W ostatnim czasie można zauważyć zastosowanie do wzmacniania czy też naprawy konstrukcji murowanych materiałów kompozytowych, które przy właściwej aplikacji sprawdzają się jako elementy wzmacniające uszkodzoną konstrukcję nośną.

Źródło finansowania pracy — działalność statutowa WAT.

Artykuł wpłynął do redakcji 1.07.2016 r. Zweryfikowaną wersję po recenzjach otrzymano 12.08.2016 r.

LITERATURA

- [1] CHMIELEWSKI R., KRUSZKA L., *Application of selected modern technology systems to strengthen the damaged masonry dome of historical St. Anna's Church in Wilanów (Poland)*, Case Studies in Construction Materials, No. 3, 2015, 92-101.
- [2] CHMIELEWSKI R., KRUSZKA L., *Ekspertyzy i opinie techniczne z zakresu budownictwa*, WAT, 2005-2016.
- [3] PN-EN 1996 Eurokod 6: *Projektowanie konstrukcji murowych*.
- [4] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r., Prawo budowlane (Dz.U. z 2016 r. poz. 290 i Dz.U. z 2016 r. poz. 961).

- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [6] KRUSZKA L., TISCHNER L., SEKUNDA R., *Aspekty zabezpieczania i wzmacniania ściągami uszkodzonych budowlanych konstrukcji nośnych*, XII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Inżynierii Wojskowej, tom 2, Warszawa-Ryńia, 2002, 183-190.
- [7] KRUSZKA L., *Projektowanie ochrony technicznej obiektów infrastruktury obronnej*, 9. Międzynarodowa vedecka konferencja *Risenie krizovych situacii v specifickom prostredi*, Zilina, 2004, 335-340.
- [8] JANOWSKI Z., *Zasady diagnostyki konstrukcji murowych w pracy rzeczoznawcy budowlanego*, Kielce, 1996.
- [9] JANOWSKI Z., *Cechy sprężyste i wytrzymałości murów w obiektach zabytkowych poddanych obciążeniom statycznym*, V Konferencja naukowo-techniczna *Inżynieryjne problemy odnowy Staromiejskich Zespołów Zabytkowych*, Kraków, 2000.
- [10] JARMONTOWICZ R., SIECZKOWSKI J., *Odsztatcalność muru pod wpływem obciążeń*, Przegląd Budowlany, 7-8, 2015, 45-48.
- [11] *Remonty i modernizacje budynków*, praca zbiorowa pod kierunkiem M. Abramowicza, Wydawnictwo Verlag Dashöfer, Warszawa, 2004.
- [12] RUDZIŃSKI L., *Konstrukcje murowe — remonty i wzmocnienia*, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2010.
- [13] ORŁOWICZ R., MALYSZKO L., *Konstrukcje murowe: zarysowania i naprawy*, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn, 2000.
- [14] ALIAWDIN P., SIMBIRKIN W., EPSTEIN W., KRUSZKA L., *Analiza eksperymentalna wytrzymałości muru obciążonego siłą poziomą*, Biuletyn WAT, 53, nr 8, Warszawa, 2004, 147-156.

R. CHMIELEWSKI, L. KRUSZKA, J. LALKA

Aspects of alteration of masonry historical buildings without ring beam of floor slabs

Abstract. Some problems of alteration for building structures of a conventional masonry for which working lifetime is approaching or has exceeded the expected design life are presented. In the course of these works, non-bearing masonry walls are often removed and as a result significant damages to supporting structures are often made, and in extreme cases even building collapses. Building surveyors who prepare a structural appraisal for technical reports of damaged masonry structures, as a solution to the problem, recommend sometimes to make only surface reinforcement of damaged walls. The question of significant change in the load distribution in alteration for buildings of conventional design is complex and in some cases above the recommended surface repairs may not be sufficient to ensure structural reliability or the safety of buildings exploitation. The paper proposes a scope of evaluation and structural analysis of a building, which allows to properly determine the range of the existing threats, and on this basis to carry out adequate repair of damaged masonry structures, including structural strengthening.

Keywords: masonry structures, buildings without ring beam of floor slabs, damages of masonry walls, structural failures and collapses

DOI: 10.5604/12345865.1228959

