



Analiza przyczyn katastrofy ściany nośnej przy adaptacji zabytkowego obiektu przemysłowego

Dr hab. inż. Wiesław Ligęza, dr inż. Piotr Matysek, dr inż. Marian Płachecki,
Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Dawne obiekty przemysłowe – o walorach zabytkowych – obecnie są często przystosowywane do nowej funkcji użytkowej. Z reguły zostają one wkomponowane w nowoprojektowane centra handlowo-usługowo-rozrywkowe, bądź też w zespoły mieszkaniowe, jako tzw. lofty. Zmiana funkcji i sposobu użytkowania na ogół wiąże się z koniecznością ingerencji w istniejącą konstrukcję adaptowanego obiektu i niejednokrotnie ze zwiększeniem obciążeń.

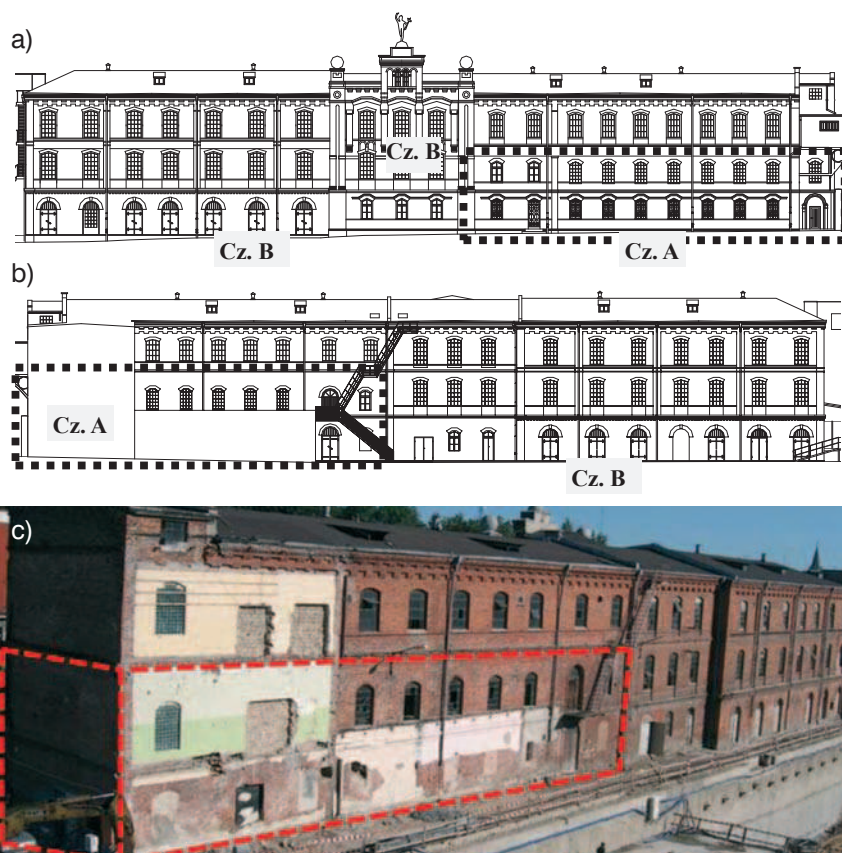
Adaptacja starego obiektu przemysłowego do nowej funkcji użytkowej i dostosowanie do niego nowej zabudowy stanowi więc wyzwanie nie tylko dla architekta, ale także i dla konstruktora, bowiem wymaga wnikliwej oceny możliwości i analizy bezpieczeństwa koniecznych zmian konstrukcyjnych.

W artykule przedstawiono przypadek adaptacji zabytkowego obiektu przemysłowego o ceglanej konstrukcji ścian, w którym podczas prac budowlanych – w konsekwencji wprowadzonych zmian konstrukcyjnych – wystąpiła katastrofa polegająca na zawaleniu się części zewnętrznej ściany nośnej na całej wysokości 3-kondygnacyjnego budynku. Na podstawie analizy zaistniałych zdarzeń sformułowano wnioski w zakresie zminimalizowania ryzyka popełnienia błędu przy tego typu inwestycjach, zarówno na etapie projektowania, jak i realizacji robót budowlanych.

2. Historia i konstrukcja adaptowanego budynku

Najstarsza część budynku „A” została wybudowana w 1905 roku, jako dwukondygnacyjna, niepodpiwniczona o wymiarach w rzucie 34,45 x 12,24 m. Sześć lat później nadbudowano jedną kondygnację i dobudowano drugą część budynku „B”, trójkondygnacyjną (rys. 1). Po rozbudowie wymiary budynku

w rzucie wynoszą 75,38 x 12,24 m. Ustrój nośny całego budynku jest podłużny. W kondygnacji parteru układ nośny tworzą ściany o grubości 58 cm z cegły ceramicznej pełnej (rys. 3a). W poziomie I i II piętra, w osi wewnętrznej ściany podłużnej parteru (2), wykonano ustrój belkowo-stupowy, ze słupami żeliwnymi w części „A” i stalowymi w części „B” (rys. 3d). Na słupach obu części budynku wsparte są



Rys. 1. Historyczne różnicowanie bryły budynku – widok elewacji: a) frontowej, b) tylnej, c) widok elewacji tylnej przed modernizacją (po rozebraniu przyległych budynków – biała część elewacji)



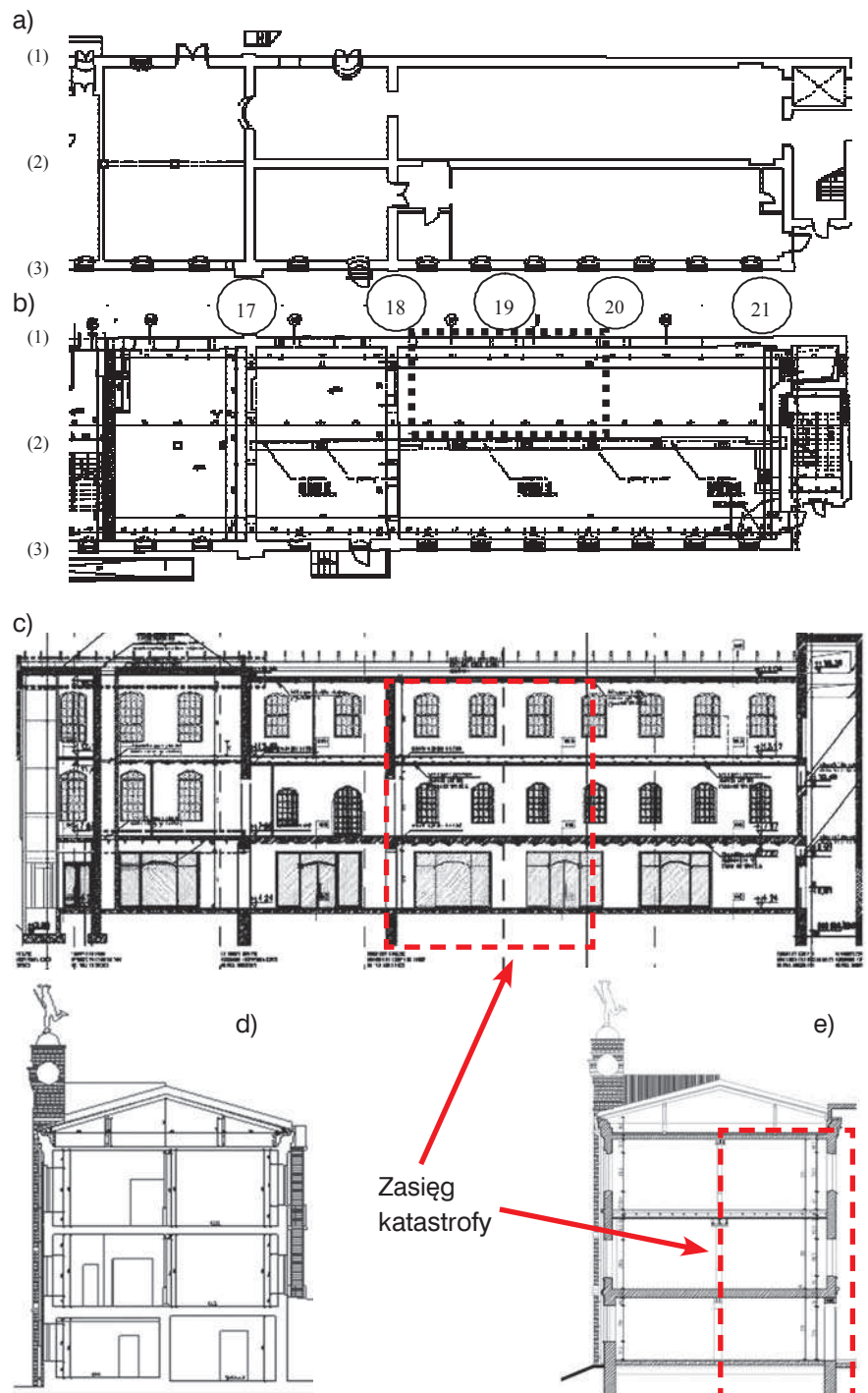
Rys. 2. a) Widok nadproży witryny, b) widok konstrukcji stalowej nad pasażem, wspartej na ścianie zewnętrznej (1)



podciągi wykonane ze stalowych profili walcowanych dwuteowych. W ścianach zewnętrznych części „A” znajdują się otwory okienne o szerokości 110 cm (w ścianie tylnej częściowo zamurowane) – filary międzyokienne mają szerokość około 190 cm. Budynek został posadowiony na ławach fundamentowych kamienno-ceglanych.

Strop nad parterem w obu częściach budynku, oparty na ścianach podłużnych, jest typu Kleina na belkach stalowych dwuteowych, z wypełnieniem łukowym z cegły ceramicznej pełnej (rys. 3e). Strop nad I piętrem w części „A” wykonano jako drewniany belkowy, w części „B” – o analogicznej konstrukcji jak nad parterem. Strop nad II piętrem budynku – początkowo rozpoznany jako odcinkowy typu Kleina z wypełnieniem ceramicznym – okazał się w trakcie prac adaptacyjnych stropem drewnianym belkowym. Dach nad całym budynkiem wykonano jako dwuspadowy z więźbą drewnianą płatiwio-krokwiovą z zastrzałami.

Przez około 80 lat budynek był użytkowany jako obiekt produkcyjny przemysłu jedwabniczego, następnie jako budynek magazynowy wyrobów gotowych. W 1944 roku w czasie działań wojennych budynek został częściowo uszkodzony. Po II wojnie światowej budynek naprawiano – brak jest jednak dokumentacji jego remontu. W 2007



Rys. 3. Konstrukcja budynku w części „A” przed modernizacją: a) rzut parteru, d) przekrój; po modernizacji – b) rzut parteru – wyburzona ściana wewnętrzna podłużna w osi (2) i wykonane słupy żelbetowe z podciągami stalowymi, w ścianie zewnętrznej w osi (1) wyburzony co drugi filar międzyokienny i wykonane witryny, c) widok od wewnątrz ściany zewnętrznej w osi (1) z witrynami, e) przekrój poprzeczny – zasięg strefy katastrofy

Zasięg katastrofy



roku obiekt wyłączono z użytkowania i rozpoczęto jego adaptację do nowej funkcji użytkowej.

3. Zaprojektowane zmiany w konstrukcji budynku

Istniejący budynek przemysłowy został funkcjonalnie włączony do nowobudowanego obiektu galerii handlowo-rozrywkowej. W części „A” budynku (pomiędzy osiami 17–21) wprowadzono następujące istotne zmiany konstrukcyjne:

- w ścianie zewnętrznej w osi (1) wykonano 5 otworów na witryny sklepowe o szerokości około 420 cm, co praktycznie wiązało się z wyburzeniem co drugiego istniejącego filara międzyokiennego (rys. 3b, c) – nad witrynami wykonano nadproża ze stalowych profili walcowanych, wsparte na filarach za pośrednictwem poduszek betonowych (rys. 2a),

- w kondygnacji parteru wyburzono wewnętrzną ścianę podłużną w osi (2) na długości około 22 m i zastąpiono ją stalowym podciągami wspartym na słupach żelbetonowych (rys. 3b, e),

- strop drewniany nad I pięciem zastąpiono stropem na belkach stalowych dwuteowych z dolną płytą żelbetową (rys. 3c, e),

- w ścianach poprzecznych w osiach 17 i 18 na parterze, I i II piętrze wykonano otwory o szerokości 250–480 cm, z nadprożami z belek stalowych (rys. 3b).

Między istniejącym budynkiem i sąsiednim, nowoprojektowanym, przewidziano pasaż przekryty stalową łukową konstrukcją, wspartą na ścianie zewnętrznej (1) adaptowanego budynku za pośrednictwem podciągu żelbetowego (rys. 2b). Istniejące fundamenty ławowe wzmocniono przez wykonanie mikropali techniką jet grouting, rozstawionych co około 1,5 m.

4. Opis zniszczeń konstrukcji budynku w strefie katastrofy

Katastrofa nastąpiła w trakcie robót budowlanych w części „A” budyn-

ku. Skutkiem technicznym katastrofy było zawalenie się części ściany zewnętrznej w osi (1) na długości około 11 m, pomiędzy osiami 18–20, oraz stropów nad parterem, I p. i II p. w przyległym trakcie do osi (2) – rys. 3b, c, e. Nie uległ zniszczeniu podciąg żelbetowy wykonany w poziomie dachu dla oparcia stalowej konstrukcji łukowej nad pasażem (rys. 2b, 3b). Epicentrum katastrofy był filar w osi 19 na parterze. Obraz zniszczeń pokazano na rysunku 4.

Analiza obliczeniowa wykazała, że katastrofa nastąpiła przy poziomie obciążeń około 74% docelowych obciążeń eksploatacyjnych. Mechanizm zawalenia się ściany został zapoczątkowany prawdopodobnie przez zniszczenie muru w strefie oparcia belek nadprożowych witryn na filarze w osi (19) i filarze w osi (20), co spowodowało lawinowe zniszczenie ściany budyn-

ku do poziomu podciągu żelbetowego w poziomie stropodachu.

5. Badania materiałowe i analiza nośności ściany w obszarze katastrofy

Wśród dowodów rzeczowych pobranych z miejsca katastrofy (rys. 4b) i dostarczonych do badań, nie było fragmentów murów pierwotnych umożliwiających określenie – na podstawie badań laboratoryjnych w sposób bezpośredni – wytrzymałości na ściskanie muru ceglano-ego ściany parteru. Z dostarczonego materiału możliwe było pobranie jedynie próbek cegieł i zaprawy. Badania przeprowadzone na całych cegłach lub mniejszych fragmentach cegieł obejmowały sprawdzenie wymiarów, imperfekcji geometrycznych i materiałowych oraz określenie wytrzymałości na ściskanie zgodnie z normą PN-EN 772–



Rys. 4. a), b), c) Widok zniszczenia ściany zewnętrznej w osi (1) na długości około 11 m i stropów nad parterem, I i II p., d) zniszczenie części filara (20) w kondygnacji parteru, e) widok stropu odcinkowego nad parterem w strefie zniszczonego filara (20), f) zniszczenie na podporze filara (18)



1:2001 [1]. Do badań wyselekcjonowano dwa typy cegieł różniące się wymiarami geometrycznymi: typ A – cegły koloru żółtego i czerwonego o wymiarach 27 x 13,5 x 7 cm (produkowane na przełomie XIX i XX wieku), typ B – cegły koloru czerwonego o wymiarach 25 x 12 x 6,5 cm (pochodzące prawdopodobnie z późniejszej nadbudowy lub przemurowań i napraw dokonywanych po II wojnie światowej). Wymiary cegieł typu A odpowiadały wymiarom cegieł znajdujących się w ścianie zewnętrznej kondygnacji parteru części „A” budynku (rys. 1b). Cegły koloru żółtego tworzą warstwę wewnętrzną muru o grubości około 45 cm, natomiast cegły koloru czerwonego jego warstwę zewnętrzną o grubości około 13,5 cm. Całkowita grubość ściany wynosi około 58 cm. Stwierdzono bardzo dużą niejednorodność cech geometrycznych i wytrzymałościowych cegieł. W wyniku badań, do dalszych obliczeń i oszacowań przyjęto znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie: dla cegieł barwy żółtej $f_b = 10$ MPa, natomiast dla cegieł barwy czerwonej $f_b = 15$ MPa.

Badania zapraw obejmowały próbki zapraw pierwotnych, które pozostały na cegłach typu A. W próbkach zaprawy oznaczono: zawartość spoiwa i kruszywa, gęstość objętościową i nasiąkliwość masową. Zaprawy pobrane z cegieł tworzących warstwę wewnętrzną (konstrukcyjną) ścian parteru okazały się zaprawami wapiennymi na bazie wapna hydraulicznego (masowa proporcja spoiwo : piasek 1 : 6,5) o gęstości 1800 kg/m³. Na podstawie tych badań oraz oceny makroskopowej w murze przyjęto markę zaprawy 0,4 MPa.

Wytrzymałość muru na ściskanie określana na podstawie zależności podanych w normie PN-B-03002:1999 [2] dotyczy konstrukcji wznoszonych współcześnie, zgodnie z aktualnie obowiązującymi wymaganiami konstrukcyjnymi i wykonawczymi, z materiałów murowych spełniających wymagania odpowiednich norm w zakresie parametrów geometrycznych i cech

fizyko-mechanicznych. W murach starych parametry te zwykle nie są zachowane, zatem określenie wytrzymałości murów ceglanych w konstrukcjach zabytkowych na podstawie wzorów normowych należy traktować jedynie jako oszacowanie i stosować odpowiednio wysokie współczynniki bezpieczeństwa. Szerzej zagadnienia dotyczące szacowania wytrzymałości na ściskanie murów w obiektach zabytkowych oraz przyjmowania współczynników bezpieczeństwa są omówione między innymi w pracach [3], [4] i [5].

Badania laboratoryjne i in situ wykazały, że: cegły nie spełniały wymagań w zakresie odchyłek wymiarowych podanych w PN-EN 771-1 [6], w istniejącym murze grubość spoin wspornych przekracza znacznie maksymalną wartość 15 mm, dopuszczalną normami PN-B-03002:1999 [2] i PN-B-03002:2007 [7]. W murze parteru występują istotne wady struktury, ujawnione w przełomie ściany po zaistnieniu katastrofy. Uwzględniając te fakty autorzy artykułu przyjęli do obliczeń wartość współczynnika materiałowego $\gamma_m = 3,0$. Wytrzymałość obliczeniową na ściskanie dla muru z cegły żółtej na zaprawie wapiennej oszacowano na poziomie $f_d = 1,7/3,0 = 0,57$ MPa. Oszacowanie to dotyczy warstwy wewnętrznej muru, na której oparte są poduszki betonowe pod nadprożą witrzyn. Jest to wartość znacznie mniejsza od wytrzymałości $f_d = 0,79$ MPa określonej wcześniej przez rzeczoznawcę (przy założeniu $\gamma_m = 2,5$) oraz projektanta $f_d = 1,02$ MPa (przy założeniu kategorii wykonania robót murowych A i kategorii I produkcji elementów murowych oraz $\gamma_m = 1,9$). Wytrzymałości obliczeniowe na ściskanie muru z cegły żółtej przyjęte przez rzeczoznawcę i projektanta, na etapie projektowania zmian konstrukcyjnych, były więc większe od określonej przez autorów artykułu odpowiednio o 28% i 79%.

Przeprowadzono obliczenia ściany parteru w rejonie katastrofy (filar w osi 19) dla różnych sytuacji obli-

zeniowych: w stadium przed przebudową – dla pierwotnego układu konstrukcji, w sytuacji przed katastrofą oraz w stadium eksploatacji po modernizacji.

Filar murowy w osi 19 w sytuacji przed przebudową spełniał wymagania stanu granicznego nośności przy istniejących obciążeniach eksploatacyjnych, natomiast wymagania te nie były spełnione dla stanu eksploatacyjnego po modernizacji.

Obliczenia ściany parteru (filar w osi 19), przeprowadzone dla sytuacji przed katastrofą (po przebudowie) – przy istniejących obciążeniach równych około 74% docelowych obciążeń eksploatacyjnych – wykazały, że:

- obciążenia w chwili katastrofy, były większe o około 13% od nośności obliczeniowej oszacowanej w przekroju dolnym filara w osi 19,
- w strefie oparcia nadproży witrzyn, za pośrednictwem poduszek betonowych o wymiarach 0,45 x 0,35 x 0,20 m, wystąpiły w murze naprężenia krawędziowe, których wartość oszacowano na poziomie około 2,2 MPa,
- naprężenia ściskające w murze w strefie oparcia belek były około 3 razy większe od naprężeń w dolnym przekroju filara.

Wyniki analizy obliczeniowej wskazują więc, że katastrofa została zainicjowana w strefach oparcia nadproży witrzyn na filarze w osi 19 oraz strefie oparcia nadproża witrzyn na filarze przy osi 20. Potwierdzeniem tej hipotezy jest także fakt braku zniszczenia w strefie oparcia belki nadprożowej witrzyn na filarze przy osi 18 (rys. 3a), którego mur miał wyższą wytrzymałość wskutek przemurowania (rys. 4f).

Wartości obliczonych naprężeń w strefie oparcia nadproży witrzyn na filarach, przy obciążeniach istniejących w chwili katastrofy wskazują, że wytrzymałość muru na ściskanie oszacowana przez autorów artykułu była zbliżona do wytrzymałości muru w chwili katastrofy. Zaistniała katastrofa okazała się niezamierzoną, nieszczęśliwą weryfikacją wytrzymałości na ściskanie „starego” muru.



6. Czy było możliwe uniknięcie zawalenia się ściany?

Z analizy czynników, które mogły spowodować opisaną katastrofę budowlaną wynika, że najprawdopodobniej główną przyczyną jej wystąpienia było przeszacowanie nośności filarów murowych w strefie oparcia stalowych nadproży nad witrynami. Na etapie projektu budowlanego adaptacji przedmiotowego budynku, opracowana została ekspertyza stanu technicznego jego konstrukcji nośnej, przy wykorzystaniu standardowych badań na pojedynczych ceglach, pobranych losowo ze ścian budynku. Zaprawy oceniano makroskopowo, nie wykonując badań laboratoryjnych. Na podstawie wyników tych badań określono wytrzymałość muru na ściskanie. Ściany wewnętrzne i zewnętrzne od środka budynku w części „A” były otynkowane, nie było zatem możliwe wykrycie na tym etapie wad w strukturze muru, które uwidoczniły się dopiero w płaszczyźnie przelomu ściany po wystąpieniu katastrofy. To te wady, a także ewentualne inne uszkodzenia struktury muru powstałe w okresie 100-letniej eksploatacji zdecydowały o znacznie niższej nośności muru w strefie wprowadzonych zmian konstrukcyjnych od oszacowanej na etapie projektowym. Post factum można stwierdzić, że reprezentatywnymi próbkami do badań, w tego typu obiekcie o konstrukcji murowej, powinny być fragmenty muru bądź też odwierty pobrane w całości z konstrukcji budynku, z całą „historią” z okresu budowy obiektu i jego wieloletniego użytkowania.

Problem określenia wytrzymałości starych murów jest nadal otwarty. Aktualnie obowiązująca norma PN-B-03002:2007 [7] dotyczy konstrukcji nowo wznoszonych ze współcześnie produkowanych materiałów, spełniających wymagania odpowiednich norm. Natomiast mury w obiektach zabytkowych zwykle nie spełniają wymagań aktualnie obowiązującej normy, zatem jest niemożliwe ustalenie kategorii

wykonania robót i kategorii elementu murowego ww. normy.

Aktualnie nie ma także wystarczającego rozeznania w zakresie przyjmowania wartości współczynnika bezpieczeństwa murów w konstrukcjach zabytkowych. Wartość tego współczynnika przyjmuje projektant konstrukcji na podstawie przeprowadzonych badań zabytkowej struktury muru i materiałów murowych oraz własnego doświadczenia zawodowego. Określenie rzeczywistej wartości wytrzymałości charakterystycznej starego muru na ściskanie oraz przyjęcie współczynnika materiałowego γ_m należy do czynników ryzyka w projektowaniu adaptacji konstrukcyjnej budynków zabytkowych.

W tym miejscu należy podkreślić trafne sugestie projektanta konstrukcji adaptowanego budynku, we wstępnej fazie projektu, o celowości zastosowania niezależnej wewnętrznej konstrukcji nośnej podpierającej strop, bez dociążania ścian zewnętrznych budynku. Takie rozwiązanie, stosowane w wielu adaptowanych obiektach zabytkowych o konstrukcji murowej, z tzw. fasadami zabytkowymi, pozwoliłoby na wyeliminowanie ryzyka przy szacowaniu nośności muru i uniknięcie zawalenia się ściany. Niestety w opisanym przypadku zwyciężyła wiodąca koncepcja architektoniczna dostosowania konstrukcji istniejącego budynku do nowej funkcji użytkowej.

7. Podsumowanie

Przedstawiony przypadek zawalenia się ściany budynku postprzemysłowego w trakcie jego adaptacji do nowej funkcji użytkowej potwierdza konieczność przeprowadzania bardzo wnikliwej oceny stanu technicznego jego konstrukcji oraz możliwości i dopuszczalności wprowadzania zmian konstrukcyjnych, przed przystąpieniem do jakichkolwiek prac projektowych branży architektonicznej i konstrukcyjnej. Rzeczoznawca opracowujący ekspertyzę stanu technicznego oraz projektant konstruktor zobowiązani są uwzględnić potencjalną możli-

wość występowania w konstrukcji budynku ukrytych wad konstrukcyjnych, jako następstwo wad z okresu budowy obiektu bądź też „nabytych” w trakcie wieloletniej eksploatacji. W odniesieniu do zabytkowych konstrukcji murowych kluczową sprawą jest reprezentatywność badań materiałowych murów. Najważniejsze jest wykonanie takich badań na fragmentach muru, bądź odwiertach, które mają w sobie „historię budowy i użytkowania obiektu”.

Uwzględniając lokalne ukryte wady i osłabienia konstrukcji, wartość współczynnika materiałowego dla zabytkowych konstrukcji murowych powinna być przyjmowana co najmniej $\gamma_m = 3,0$. Zagadnienie szacowania wytrzymałości „starych” murów nie jest znormalizowane i powinno być przedmiotem dalszych badań.

Odrębnym zagadnieniem jest proces realizacji robót adaptacyjnych. Wówczas istnieje możliwość systematycznej weryfikacji założeń przyjętych przez autora ekspertyzy i projektanta, bowiem odstawiane są elementy i fragmenty konstrukcji często niedostępne we wcześniejszej fazie prac projektowych. Szczególnie ważna jest zatem rola doświadczenia zawodowego nadzoru technicznego przy realizacji robót w obiektach zabytkowych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 772-1:2001. Metody badań elementów murowych. Część 1: Określanie wytrzymałości na ściskanie
- [2] PN-B-03002:1999. Konstrukcje murowe niezbrojone – Projektowanie i obliczanie
- [3] Lewicki B., Ocena bezpieczeństwa konstrukcji budynków zabytkowych w świetle przepisów i ustaleń normowych. Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej REW-INŻ'2000, s. 145–151
- [4] Ligęza W., Matyszek P., Specyfika oceny wytrzymałości na ściskanie muru w obiekcie zabytkowym, tom Budownictwo ogólne, Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Bydgoszcz 2009, s. 93–103
- [5] Matyszek P., Ocena wytrzymałości murów ceglanych w obiektach zabytkowych, Czasopismo Techniczne, 09-12/2003, s. 12–17
- [6] PN-EN 771-1:2005. Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 1: Elementy murowe ceramiczne
- [7] PN-B-03002:2007. Konstrukcje murowe – Projektowanie i obliczanie