

Zabezpieczenie stateczności ścian zabytkowych budynków mieszkalnych z XVIII wieku za pomocą przypór

Prof. dr hab. inż. Antoni Matysiak, dr inż. Elżbieta Grochowska, Uniwersytet Zielonogórski

1. Wprowadzenie

Przedmiotem opracowania jest stan techniczny istniejących budynków mieszkalnych wielorodzinnych z XVIII wieku, a w szczególności ścian zewnętrznych z podaniem sposobu podparcia ścian. Budynki są zlokalizowane w Koźuchowie w województwie lubuskim, w mieście które należy do jednych z najstarszych miast Środkowego Nadodrza. Budynki znajdują się w zabudowie zwartej, co widać na rysunkach 1 i 2, są zasiedlone i należą do Wspólnoty Mieszkaniowej.

Obiekty figurują w rejestrze zabytków od lat 60. XX wieku pod numerami: 1467 i 427 i podlegają ochronie konserwatorskiej.

Jako wzmocnienie (podparcie) ścian budynków zaproponowano przypory, pionowe elementy w postaci filarów przyściennych o ukośnie ściętym boku zewnętrznym. Jest to typowy element architektury gotyckiej.

Zaprojektowane przypory, zabezpieczające ścianę przed utratą stateczności, zostały uzgodnione z Lubuskim Wojewódzkim Konserwatorem Zabytków.

Na rysunku 1 pokazano wygląd ul. Kościelnej, przy której znajdują się budynki, obecnie i na początku XX wieku, a na rysunku 2 pokazano obecne elewacje frontowe budynków.



Rys. 1. Obecny widok ul. Kościelnej oraz ul. Kościelna (Kirchstrasse) na początku XX wieku. Widok kamienic ze sklepami i zakładami usługowymi na parterze



Rys. 2. Widoki na fasady budynków przy ul. Kościelnej 1 i 3

2. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego

Obiekt przy ul. Kościelnej nr 1 jest podpiwniczony, ma dwa piętra i parter, a obiekt przy ul. Kościelnej nr 3 ma trzy piętra i piwnicę.

Zewnętrzne ściany od strony podwórza obu obiektów mają szerokość 13,14 m. Wewnętrzna szerokość budynku nr 1 wynosi 6,83 m, a budynku nr 3 wynosi 5,40 m. W budynkach istnieją stropy drewniane ze ślepą podłogą i polepą. Strop obiektu nr 1 ma rozpiętość 6,83 m i jest obciążony ścianą działową typu ryglowego. Belki stropowe usytuowano równolegle do ściany zewnętrznej i oparto na ścianach wewnętrznych nośnych (usytuowanych prostopadle do ściany zewnętrznej).

Ściana zewnętrzna od strony podwórza, będąca tematem opracowania, nie jest obciążona stropami. Jest to ściana typowo osłonowa, wolnostojąca.

W budynku nr 1 grubość ściany zewnętrznej jest następująca na poszczególnych kondygnacjach: piętro II – 45,0 cm, piętro I – 64 cm, parter – 70 cm, piwnica – 95 cm.

W budynku nr 3 grubość ściany zewnętrznej III piętra jest równa 50,0 cm, a piętra I – 60 cm.

Nad piwnicami istnieją ceglane sklepienia jednokrzywiznowe. Posadzka w piwnicy budynku nr 3 znajduje się 1,4 m poniżej poziomu terenu. W odległości kilku metrów od zewnętrznej ściany głębokość piwnicy wzrasta do 2,40 m.

3. Ocena techniczna konstrukcyjno-budowlana stanu obiektów przed podparciem ścian

Elewacja budynków była remontowana, z tego względu nie ma śladów zarysowania ściany od strony podwórza (rys. 3). Ściana jest odkształcona. Górna część ściany jest odchylona od 2,0 cm do 5,0 cm. Część środkowa ściany jest wypukła, odchylona od pionu około 25 cm.

Fundamenty i mury budynków zostały wykonane w XVIII wieku. Ściany nośne wewnętrzne, które są prostopadłe do ściany zewnętrznej, nie są zarysowane, stan techniczny tych ścian jest nadal dobry. Ocenia się, że ściana zewnętrzna doznała uszkodzeń w ostatnich dziesięcioleciach. Powodem była zmiana warunków wodnych. Przyczyną mogło być również istniejące w pobliżu budynku nieszczelne szambo. Nie jest znany grunt zalegający na poziomie posadowienia.

Pojawiające się pęknięcia w ścianach po każdorazowym ich zasklepieniu podczas remontu mieszkań świadczą o tym, że ściana zewnętrzna nie jest ustabilizowana.

Z uwagi na wiek fundamentów i ścian oraz na uszkodzenia tylko ścian zewnętrznych trzech sąsiednich budynków, można ocenić, że przyczyną uszkodzeń jest zmiana warunków wodnych. Oznacza to, że pierwotna nośność stosunkowo słabego gruntu po nawodnieniu została zmniejszona.

Stateczność ściany jest nadal zachowana, ale może się zdecydowanie zmniejszyć przy dalszym wychyleniu ściany. Możliwość taka istnieje z uwagi na znaczne krawędziowe obciążenie gruntu.

Zalecono zabezpieczyć ściany przed ewentualną utratą stateczności. W tym celu zaproponowano wykonanie trzech przypór. Rozmieszczenie przypór pokazano na rysunku 3, a konstrukcję na rysunku 5.

4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

Ściany budynków będą podparte trzema przyporami, zgodnie z rysunkiem 3.

Lewą podporę należy wykonać w odległości 1,79 m od ściany budynku nr 5. Odległość osiowa środkowej podpory od podpory lewej wynosi 4,00 m, a od podpory prawej 5,00 m. Odległość prawej podpory od sąsiedniego budynku wynosi 2,30 m.

Ściany budynków mają różne grubości na poszczególnych kondygnacjach. Z tego względu części wyższe muru obciążają dolną na pewnym mimośrodku.

W obrębie środkowej przypory podpierany odcinek muru wynosi:

$$(4,00 + 5,00) \times 0,50 = 4,50 \text{ m.}$$

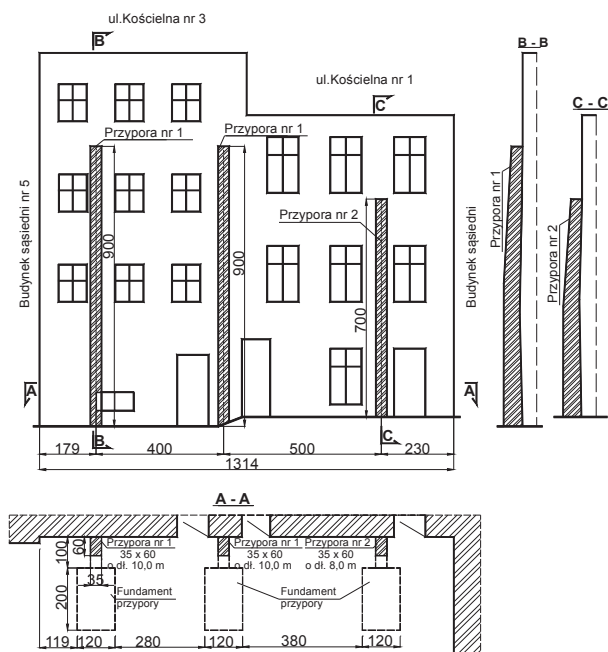
Odcinek muru przypadający na lewą podporę wynosi:

$$(1,79 + 4,00) \times 0,50 = 2,90 \text{ m,}$$

a na prawą, odcinek muru wynosi:

$$(5,00 + 2,30) \times 0,50 = 3,65 \text{ m.}$$

Ciężary muru poszczególnych kondygnacji dotyczące środkowej przypory, działające na mimośrodkach, wywołują momenty zginające, działające na poszczególnych odcinkach muru. Wyniki ciężarów, mimośrodków i momentów zginających przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 3. Elewacje budynków od strony podwórza i usytuowanie zaprojektowanych podpór ściany. Zrealizowane przypory

Tabela 1. Zestawienie ciężarów ściany, mimośrodków i momentów zginających

Kondygnacja	Ciężar ściany [kN]	Mimośrodek ściany [cm]	Mimośrodek odształconej ściany [cm]	Suma mimośrodków [cm]	Moment zginający ścianę [kNcm]
III	129,50	0,0	10,0	10,0	$M_1 = 1\ 295,00$
II	163,17	7,0	25,0	32,0	$M_2 = 5\ 221,44$
I	177,75	10,0	15,0	25,0	$M_3 = 4\ 443,75$
piwnica	298,50	22,5	0,0	22,5	$M_4 = 6\ 716,25$
ΣG	768,92			ΣM	17 676,44

Naprężenia w ścianie wywołane mimośrodem odształconej ściany na poziomie drugiego piętra:

Ciężar ściany: $G = 129,50 + 163,17 = 292,67$ kN

Wskaźnik wytrzymałości ściany:

$$W = (450 \cdot 64^2)/6 = 307200 \text{ cm}^3$$

Naprężenia w ścianie obliczone metodą naprężeń dopuszczalnych wynoszą:

$$\sigma_{\max} = (292,67/100 \cdot 64) + (5221,44/307200) = 0,0457 + 0,0170 = 0,0627 \text{ kN/cm}^2 = 0,627 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0,0457 - 0,0170 = 0,0287 \text{ kN/cm}^2 = 0,287 \text{ MPa}$$

Zgodnie z normą obowiązującą w latach pięćdziesiątych, określono wartości naprężeń dopuszczalnych, przy obciążeniu mimośrodkowym:

Przy ściskaniu muru:

$$k' = 1,1 \cdot 0,065 = 0,0715 \text{ kN/cm}^2 > 0,0627 \text{ kN/cm}^2$$

Przy rozciąganiu muru:

$$k = 2 \cdot 0,007 = 0,014 \text{ kN/cm}^2$$

Sprawdzenie stateczność muru

Ciężar ściany: $G = 768,92$ kN

Moment zginający ścianę: $M = 17676,44$ kNcm

Grubość muru z przyjętymi odsadzkami fundamentu wynosi: $B = 95 + 25 = 120,0$ cm

Moment utrzymujący:

$$M_u = 768,92 \cdot 60 = 46135,20 \text{ kNcm}$$

Moment wywracający: $M_w = 17676,44$ kNcm

$$M_u/M_w = 46135,20/17676,44 = 2,61 > 1,5$$

Stateczność muru obecnie jest zapewniona.

Szacunkowe obciążenie gruntu pod ścianą:

$$W \approx (450 \cdot 120^2)/6 = 1080000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{gr} = (768,92/120 \cdot 450) + (17676,4/1080000) = 0,0142 + 0,0164 = 0,0306 \text{ kN/cm}^2 = 0,306 \text{ MPa}$$

Jest to naprężenie o znacznej wartości.

Wyznaczenie ugięcia muru

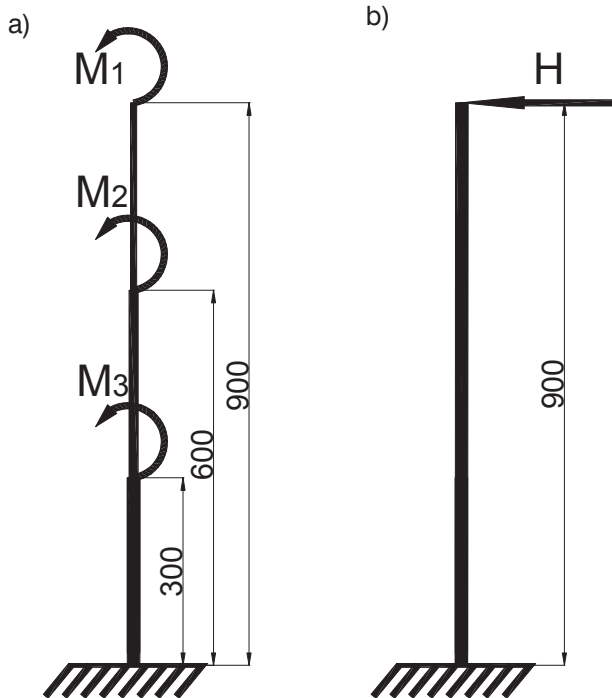
Momenty bezwładności muru poszczególnych kondygnacji przy środkowej podporze wynoszą:

$$I_1 = 450 \cdot (70^3/12) = 1286,25 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 450 \cdot (64^3/12) = 983,04 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 450 \cdot (50^3/12) = 468,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Odształcenie (ugięcie sprężyste) muru na poziomie górnego końca przypory wywołane momentami zginającymi zestawionymi w tabeli 1 oblicza się na wysokości 9,00 m od fundamentu przypory. Schemat statyczny ściany przedstawiono na rysunku 4a.



Rys. 4. a) Schemat statyczny ściany obciążonej momentami zginającymi, b) schemat statyczny przypory obciążonej siłą skupioną

Wartości modułu sprężystości muru oceniono na podstawie normy [1].

Współczynnik sprężystości muru niezbrojonego wynosi:

$$E_m = \alpha_m \cdot \chi \cdot R_{mk} = 650 \cdot 1,3 \cdot 0,14 = 118,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$f = (1295,0 \cdot 900^2)/(2 \cdot 118,3 \cdot 468,75 \cdot 10^4) + (5221,44 \cdot 600^2)/(118,3 \cdot 983,04 \cdot 10^4) + 4443,75 \cdot 300 \cdot (900 - (300/2))/(118,3 \cdot 1286,12 \cdot 10^4) \approx 0,95 + 1,6 + 0,66 \approx 3,21 \text{ cm}$$

W celu obliczenia poziomego obciążenia górnego końca przypory, przyrównuje się ugięcie muru do ugięcia przypory.

Średni moment bezwładności żelbetowej przypory wynosi:

$$I_B = 30 \cdot (30^3/12) = 67500 \text{ cm}^4$$

Moduł sprężystości przypory dla betonu B30 wynosi:

$$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

Siła pozioma obciążająca górny koniec przypory:

$$H = (3 \cdot 3100 \cdot 67500/900^3) \cdot 3,21 = 2,76 \text{ kN}$$

Obliczoną szacunkowo siłę H dla celów bezpieczeństwa zwiększa się dwukrotnie. Zatem przyporę żelbetową obciąża się siłą $H = 5,50$ kN działającą na górnym

końcu przypory. Schemat przypory obciążonej siłą H pokazano na rysunku 4b.

Moment zginający: $M = 5,50 \times 900 = 4950 \text{ kNcm}$

Szerokość przypory przyjęto 35,0 cm. Wymiar przypory w szczycie wynosi: 35 x 35 cm.

Zbrojenie przypory:

$$A = (4950 \cdot 1,6) / (0,85 \cdot 35 \cdot 35) = 7,61 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 5 ϕ 16 ($A = 12,0 \text{ cm}^2$)

Ciężar przypory:

$$G_1 = 0,35(0,35+0,6) \cdot 0,5 \cdot 9,0 \cdot 25,0 = 37,41 \text{ kN}$$

Przyjęto fundament o wymiarach: 1,2 · 2,0 · 0,6 m

Ciężar fundamentu: $G_2 = 1,2 \cdot 2,0 \cdot 0,6 \cdot 25,0 = 36,0 \text{ kN}$

Zgodnie z wymiarami według rysunku konstrukcji moment zginający wynosi:

$$M = 49,50 - 37,41 (2,0 \cdot 0,5 + 0,1 - 0,2) = 15,831 \text{ kNm}$$

$$G_1 + G_2 = 37,41 + 36,00 = 73,41 \text{ kN}$$

Mimośród przyłożenia siły:

$$e = 15,831 / 73,41 = 0,22 \text{ m}; 200 / 6 = 0,333 \text{ m} > e$$

$$W = (120 \cdot 200^2) / 6 = 800000 \text{ cm}^3$$

Obciążenie gruntu

$$\sigma_{\max} = (1583,1 / 800000) + (73,41 / 120 \cdot 200) =$$

$$0,0020 + 0,0031 = 0,005 \text{ kN/cm}^2 = 0,05 \text{ MPa}$$

Na rysunku 5 pokazano konstrukcję przypory o wysokości 9,0 m części nadziemnej.

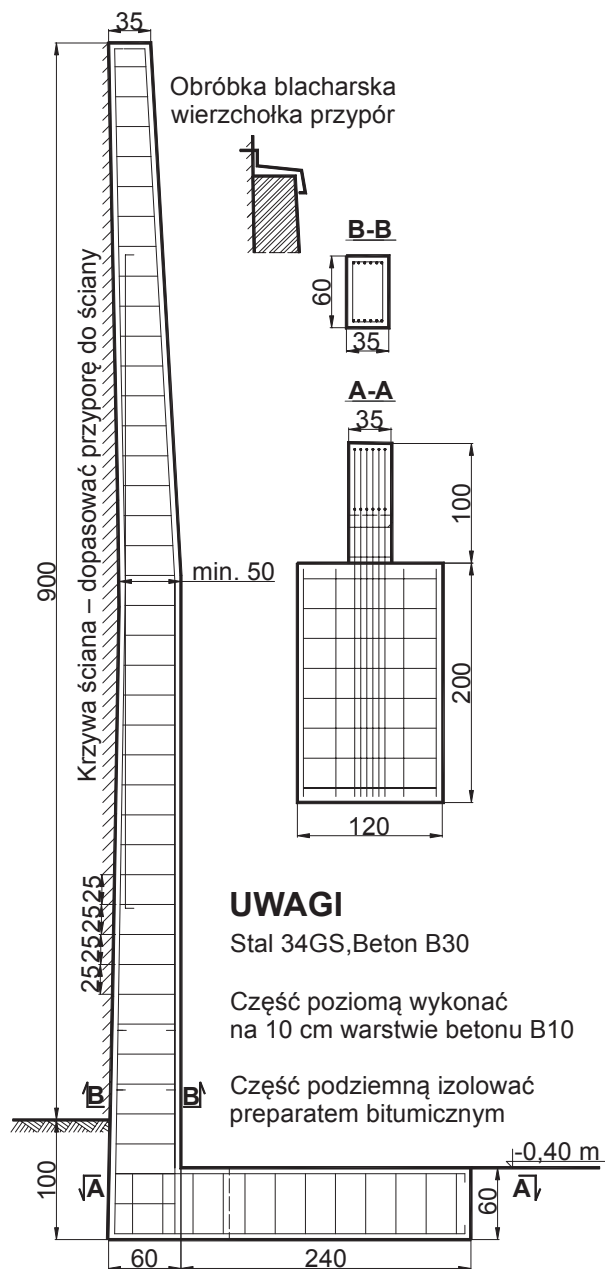
6. Realizacja przypór, kolejność wykonywanych robót budowlanych

Zaprojektowane podparcie ściany zostało zrealizowane zgodnie z opracowanym projektem budowlanym [4], co udokumentowano na rysunku 3. Przy wykonywaniu przypór należało wykonać następujące roboty budowlane:

- wykonać wykop do głębokości gruntu rodzimego (do głębokości około 3,0 m) z rozparciem wykopu,
- wykopy zabetonować betonem B10 do poziomu podparcia ściany przypory,
- przypory wykonać z betonu B30, zbrojonego stalą 34GS,
- betonowanie należało wykonywać etapami (maksymalnie co 3,0 m) w odpowiednio przygotowanym szalunku,
- przed betonowaniem szalunek należało połączyć ze ścianą przy użyciu kotwi rozporowych,
- część podziemną przypór izolować preparatem bitumicznym,
- na wierzchołkach przypór wykonać obróbkę blacharską.

7. Podsumowanie

Zalecono zabezpieczenie ściany za pomocą trzech przypór, wykonanych zgodnie z rysunkami 3 i 5. Przypory w sposób skuteczny zabezpieczyły stateczność ściany, aczkolwiek z powodu słabego, nawodnionego gruntu pod fundamentami w budynku nadal mogą się pojawiać zarysowania na styku ścian zewnętrznych i poprzecznych wewnętrznych.



Rys. 5. Konstrukcja przypory nr 1

Zaproponowane podparcie ścian w postaci smukłych przypór zostało zrealizowane, co przedstawiono na rysunku 3.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [2] PN-B-03264: 2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone”.
- [3] Matysiak A., „Ekspertyza techniczna nr 41/10/2007 z podaniem sposobu zabezpieczenia ściany od strony podwórza w budynku przy ul. Kościelnej 1 i 3 w Koźuchowie” wykonana na zlecenie Wspólnoty Mieszkaniowej, 2007
- [4] Matysiak A., Grochowska E., „Projekt budowlany zabezpieczenia ściany od strony podwórza, Koźuchów ul. Kościelna nr 1 i nr 3, działki nr 342/5 i 342/10” wykonany na zlecenie Wspólnoty Mieszkaniowej przy ul. Kościelnej nr 1 i nr 3 w Koźuchowie, 2011