

# Analiza obliczeniowa ciągów budynków w Bytomiu-Karbiu z uwzględnieniem prognozowanych poziomych deformacji terenu górniczego

Computational analysis of building series in Bytom-Karb taking into account the forecasted horizontal deformations of mining area



Mgr inż Leszek Chomacki<sup>\*)</sup>



Mgr inż Beata Parkasiewicz<sup>\*)</sup>

**Treść:** W artykule przedstawiono analizę obliczeniową dwóch wybranych ciągów budynków zlokalizowanych w dzielnicy Bytomia – Karbiu, które znajdują się w zasięgu oddziaływania wklęsłej niecki terenu górniczego. W stosunku do analizowanych budynków istniało uzasadnione podejrzenie, że mogą one ulec znacznym dalszym uszkodzeniom, które utrudnią lub uniemożliwią ich dalsze użytkowanie. Na podstawie przeprowadzonej inwentaryzacji stworzono prawdopodobne modele obliczeniowe, które obciążono: ciężarem własnym, obciążeniami eksploatacyjnymi oraz siłami pochodzącymi od prognozowanych poziomych odkształceń terenu. Numeryczną analizę wytrzymałości konstrukcji przeprowadzono dla różnych wariantów, uwzględniających również sposób późniejszego postępowania, mianowicie: – stan rzeczywisty, – stan z wykonaniem tranzei kompensacyjnych równoległych do ścian szczytowych ciągów (redukcja parcia na ścianę szczytową o 50%), – stan z tranzejami i zamurowaniem otworów okiennych i drzwiowych w ścianach podłużnych kondygnacji piwnicznej, – stan ze wzmocnieniem ścian podłużnych żelbetową belką o wymiarach  $0,6 \times 0,4$  m, założoną w poziomie posadzki piwnic, – wyburzenie jednych ze środkowych sekcji ciągu. Uzyskane wyniki obliczeń pozwalają na wybór racjonalnego rozwiązania, mającego na celu zredukowanie zagrożenia wystąpienia uszkodzeń wykluczających dalsze użytkowanie budynków.

**Abstract:** This paper presents a numerical analysis of the two selected series of buildings located in Bytom-Karb within the area of influence of concave trough in the mining area. The analyzed buildings may be continuously damaged which may hinder or preclude from their further use. Basing on stocktaking, possible numerical models were developed, loaded with: deadweight, exploitation loads and forces derived from the forecasted horizontal area deformations. The numerical analysis of the structure effort was performed for different variants, including the procedures which follow, such as: – real condition – condition with the development of compensation trenches parallel to gable walls of the series of buildings (reduction of gable wall pressure by 50%), – condition with trenches and bricked up window openings and doorways in side walls of the basements, – condition of side walls reinforced with ferroconcrete beam of  $0,6 \times 0,4$  m mounted at the level of basements, – demolition of one of the middle segments of the series. The obtained results allow to select a sensible solution with the purpose of preventing from damages, excluding further use of the buildings.

## Słowa kluczowe:

eksploatacja górnicza, uszkodzenia budynków, analiza numeryczna, tranzeje

## Key words:

mining exploitation, damages of buildings, numerical analysis, trenches

## 1. Wprowadzenie

Doświadczenia z dużej awarii szeregowej zabudowy mieszkaniowej w Bytomiu świadczą o tym, iż skutki eksplo-

atacji górniczej mogą być nadzwyczaj rozległe i pociągać za sobą poważne konsekwencje [1].

W przypadku budynków wielosegmentowych o znacznym wieku, poddawanych wielokrotnym oddziaływaniom górniczym, ich stan techniczny może się diametralnie zmienić w obliczu oddziaływania kolejnej eksploatacji górniczej.

<sup>\*)</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Oddział Śląski

Przy ocenie możliwości bezpiecznego przejścia wpływów od planowanej eksploatacji górniczej przez budynki wielosegmentowe zlokalizowane w Bytomiu-Karbiu, podjęto decyzję o przeprowadzeniu analizy wyteżenia dwóch wybranych ciągów budynków. Otrzymane wyniki pomogą podjąć odpowiednią profilaktykę budowlaną w celu zredukowania negatywnych skutków eksploatacji górniczej.

Dotychczas opublikowane zostały również inne analizy dotyczące istniejących budynków poddanych wpływom eksploatacji górniczej, przykładowo [2] i [3].

## 2. Charakterystyka budynków

Przedmiotowe budynki przedstawione na rys. 1, są zlokalizowane przy ul. Raclawickiej 20 ÷ 28, (szereg „a” – rys. 2) oraz Krańcowej 2 ÷ 8 (szereg „b” – rys. 3).

Budynki zostały wzniesione w latach 20-tych ubiegłego wieku w technologii tradycyjnej. Szereg „a” składa się z czterech segmentów, lecz skrajny segment tego szeregu, o numerze administracyjnym 30 został zakwalifikowany do rozbiórki przed wystąpieniem wpływów eksploatacji górniczej, z kolei szereg „b” tworzą dwa segmenty.

Z uwagi na brak jakiegokolwiek dokumentacji technicznej i geotechnicznej dla przedmiotowych ciągów, w budynkach została przeprowadzona inwentaryzacja konstrukcyjno – materiałowa oraz wykonane zostały odkrywki fundamentowe.

Długości ciągów wynoszą około 68 i 87 m. Poszczególne segmenty wykonano o długościach około 17,4÷43,5 m i szerokościach 10,0÷11,2 m. Przerwy dylatacyjne pomiędzy poszczególnymi segmentami są zaciśnięte (rys. 4 i 5). Każdy z segmentów przy ul. Krańcowej 2÷4, 6÷8 oraz ul. Raclawickiej 20÷22, 24÷26, można podzielić na dwie sekcje o odrębnych numerach administracyjnych (klatki schodowe).

Budynki są całkowicie podpiwniczone o wysokości do 3,5 kondygnacji nadziemnej. Głównym ustrojem nośnym jest podłużny układ ścian murowanych z cegły o grubościach 25÷51 cm. Na podstawie danych uzyskanych z odkrywek fundamentowych, przyjęto wymiary betonowych łąw fundamentowych o zmiennej szerokości wynoszącej od 80 do 104 cm i wysokości od 35 do 40 cm.

Stropy nad piwnicą wykonano jako Kleina lub gęstożebrowe z wypełnieniem pustakiem ceramicznym, natomiast stropy kondygnacji nadziemnych są drewniane lub gęstożebrowe.



Rys. 1. Podział szeregów na segmenty i ich długości  
Fig. 1. Division of segments series and their lengths

browe. Dachy o konstrukcji drewnianej przykryto dachówką ceramiczną lub papą.

Uszkodzenia występujące w omawianych ciągach są związane zasadniczo ze zużyciem naturalnym ich konstrukcji wynikającym z wieku i braku bieżącej konserwacji. W szeregach zaobserwowano pojedyncze uszkodzenia elementów konstrukcyjnych.



Rys. 2. Widok ogólny od strony południowo-wschodniej na szereg „a”

Fig. 2. General view from the south - east to a series of "a"



Rys. 3. Widok ogólny od strony południowo-wschodniej na szereg „b”

Fig. 3. General view from the south - east to a series of "b"



Rys. 4. Szereg „a” - zaciśnięta dylatacja pomiędzy segmentami nr 24÷26 a 28 – elewacja zachodnia

Fig. 4. Series 'a' - dilation clamped between segments No. 24 ÷ 26 and 28 - west elevation



Rys. 5. Szereg „b” - zacięnięta dylatacja pomiędzy segmentami nr 2÷4 a 6÷8 – elewacja wschodnia

Fig. 5. Series 'b' - dilation clamped between segments No. 2 ÷ 4 and 6 ÷ 8 - east elevation

### 3. Warunki górnicze

W rejonie lokalizacji przedmiotowych ciągów zabudowy wielokrotnie prowadzona była eksploatacja górnicza. Ostatnio prowadzone prace wydobywcze w okresie od maja 2004 r. do kwietnia 2014 r. spowodowały następujące poziome ścisnąjące odkształcenie terenu [4]:

- wzdłuż ul. Kołłątaja oddalonej na zachód o około 120m (rys. 1) -1,2 mm/m,
- wzdłuż ul. Konstytucji oddalonej na wschód o około 400m -7,7 mm/m.

W latach 2015÷2016 analizowana zabudowa mieszkalna znajduje się w strefie wpływów eksploatacji górniczej w pokładzie 504. Front eksploatacji przejdzie pod ciągami z północy na południe, więc prowadzony będzie wzdłuż budynków. Prognozowane są poziome odkształcenia terenu wynoszące od -2,0 do -2,6 mm/m.

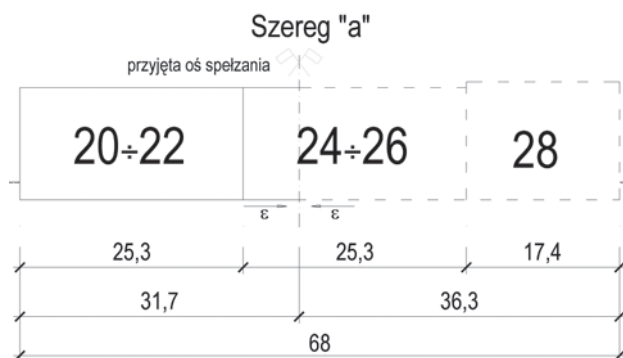
### 4. Obliczenia ciągów

Analizę obliczeniową wykonano przy użyciu programu do obliczeń statycznych Autodesk Robot Structural Analysis, który wykorzystuje metodę elementów skończonych (MES). Obliczenia prowadzone były w zakresie sprężystej pracy konstrukcji.

#### 4.1. Model obliczeniowy

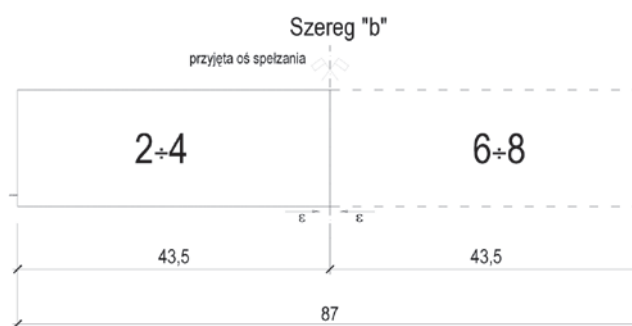
Do obliczeń numerycznych przyjęto dwuwymiarowe modele obliczeniowe wybranych szeregów o zbliżonej do rzeczywistej zinventaryzowanej geometrii, na które składają się podłużne ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne.

Założenie symetrii przedmiotowej zabudowy pozwoliło na przyjęcie wystąpienia osi ruchów poziomych (spełzania) w połowie ciągu „a”, tzn. w połowie sekcji 24 i wymodelowanie ścian sekcji 20÷24 zamiast 20÷28 (rys. 6). Analogicznie postąpiono dla szeregu „b” i do obliczeń wzięto segmenty 2÷4 zamiast 2÷8 (rys. 7).



Rys. 6. Widok na zabudowę szeregu „a” z umiejscowieniem osi spełzania

Fig. 6. View of a series of buildings "a" with the location of the crawl axis



Rys. 7. Widok na zabudowę szeregu „b” z umiejscowieniem osi spełzania

Fig. 7. View of a series of buildings "b" with the location of the crawl axis

Geometria modelu uwzględniała perforację ścian oraz zmienną grubość ścian od 25 do 51cm.

Do obliczeń wytypowano ściany podłużne zewnętrzne oraz wewnętrzne. Przykładowy schemat zwymiarowanej zewnętrznej zachodniej ściany podłużnej przypadającej na sekcję nr 20 przedstawiono na rys. 8 (szereg „a”).

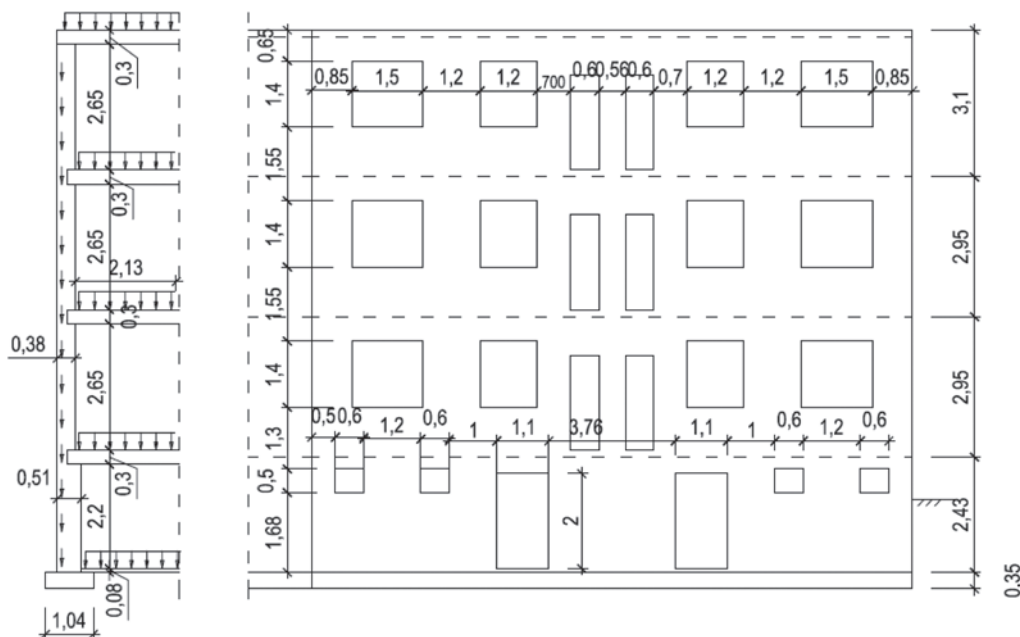
Na podstawie odkrywki fundamentowej uznano, iż w poziomie posadowienie budynków znajduje się glina w stanie twardeplastycznym o parametrach przyjętych zgodnie z normą PN-81/B-03020 [5]:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 35 \text{ kPa}$ .

Parametry materiałowe muru określono na podstawie badań makroskopowych ścian znajdujących się w poziomie kondygnacji piwnicznej oraz parteru budynków. Uwzględniono wiek i stan techniczny konstrukcji. Na podstawie normy PN-B-03002: 2007 [6] przyjęto:

- ciężar objętościowy muru  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,
- wytrzymałość na ściskanie elementu murowego  $f_b = 10 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość na ściskanie zaprawy wapiennej  $f_m = 1 \text{ MPa}$ ,
- w związku z powyższym wytrzymałość muru na ściskanie  $f_k = 2,2 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wsporczych  $f_{vk0} = 0,1 \text{ MPa}$ , oraz obliczono:

- wytrzymałość muru na ścinanie zależna od naprężenia pionowego  $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_{dp}$
- długotrwały moduł sprężystości  $E_{\infty} = 910 \text{ MPa}$ .

Do analizy przyjęto beton łąw fundamentowych klasy B15, który zgodnie z normą PN-B-03264:2002 [7] charakteryzuje się następującymi parametrami:



Rys. 8. Zwymiarowany schemat usytuowania otworów w ścianie zewnętrznej sekcji nr 20 (połowa segmentu nr 20÷22)

Fig. 8. Dimensional locations of the holes in an section 20 external wall (half of segment 20 ÷ 22)

- ciężarem objętościowym  $\gamma=24,5$  kN/m<sup>3</sup>
- wytrzymałością charakterystyczną na ściskanie  $f_{ck}=12,0$  MPa,
- wytrzymałością obliczeniową na ściskanie  $f_{cd}=8,0$  MPa,
- modułem sprężystości  $E_{cm}=27,0$  GPa

Model obliczeniowy został podparty wzdłuż dwóch krawędzi: dolnej poziomej, gdzie uniemożliwiono ruch w płaszczyźnie pionowej, a także pionowej prawej (w osi symetrii), gdzie został zablokowany ruch w płaszczyźnie poziomej.

Do obliczeń przyjęto drewniane stropy powyżej kondygnacji parteru, co pozwoliło na uzyskanie bardziej niekorzystnych wyników obliczeń.

#### 4.2. Schematy obciążeń

W obliczeniach konstrukcji ciągów uwzględniono obciążenia stałe i eksploatacyjne wyznaczone na podstawie odpowiednich norm [8], [9]. Do modelu przyłożono również obciążenia pochodzące od prognozowanych poziomych odkształceń terenu o charakterze ściskania, które wyznaczono zgodnie z instrukcją ITB nr 416/2006 [10] oraz z uwzględnieniem doświadczeń prof. Kwiatka [11]. Wartości wyznaczonych sił przypadających na zewnętrzną ścianę podłużną szeregu „a”, wynoszą:

- Obciążenie liniowe występujące w podstawie łąw podłużnych

$$z_{\tau}=83,9 \text{ kN /m,}$$

a rozkład tego naprężenia na długości łąw podłużnych przedstawiono na rys. 9.

- Obciążenia liniowe wywołane naprężeniami stycznymi w podstawach przyległych łąw poprzecznych, zbierane z połowy odległości pomiędzy łąwami podłużnymi wynoszącej  $l=4,92/2=2,46$  m, przykładowo dla skrajnej łąwy poprzecznej

$$z_{\tau pl}=279,0 \text{ kN /m,}$$

Wartości dla pozostałych łąw poprzecznych zostały przedstawione na rysunku 10.

- Obciążenie liniowe wynikające z naporu gruntu na boczne powierzchnie fundamentów przyległych do obliczanych

łąw podłużnych zebrano z połowy odległości pomiędzy łąwami podłużnymi i rozłożono na wysokości fundamentu  $z_{pp}=286,1$  kN /m,

- Napór gruntu na ścianę szczytową podziemnej części budynku (rys. 9 i 10):

Wartość parcia na powierzchni terenu,  $p_b^0 = 100,0$  kPa.

Wartość parcia na głębokości 2,0m,  $p_b^z = 181,6$  kPa.

- Zbierając obciążenie na ścianę zewnętrzną z pasma o szerokości  $l=2,949$ m otrzymujemy:  $p_b^0 = 294,9$  kN/m. oraz  $p_b^z = 535,6$  kN/m.

Dla pozostałych przypadków wykonano analogiczne obliczenia.

Przy obliczeniach wariantu z zastosowaniem tranzei kompensacyjnej (p. 4.3) zredukowano parcie na szczytową ścianę budynku do 50% wartości.

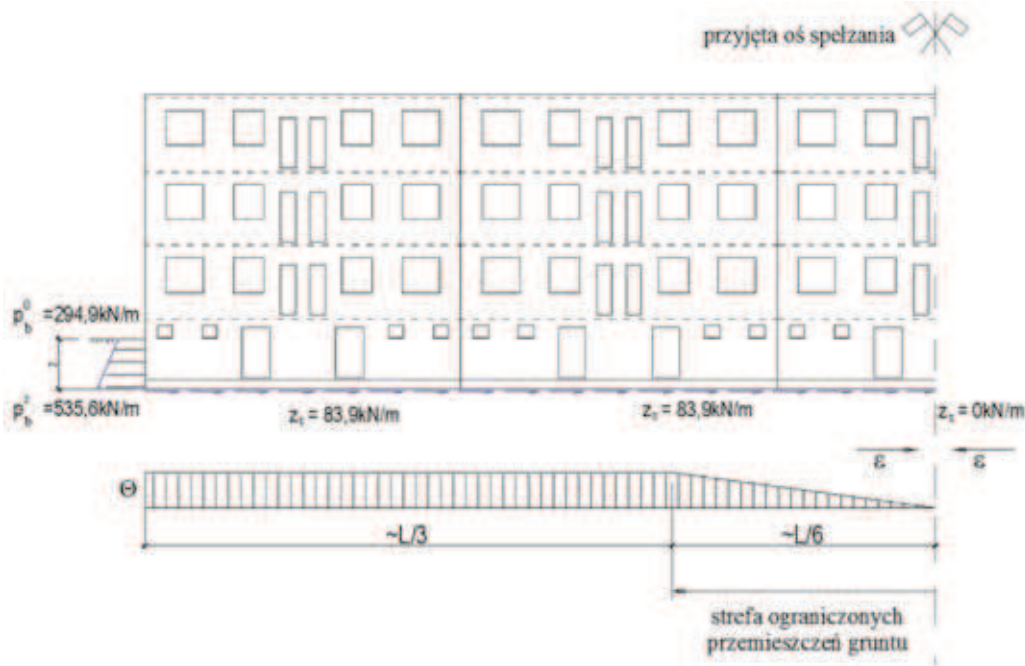
#### 4.3. Warianty obliczeniowe

Obliczenia wykonano dla kilku wariantów:

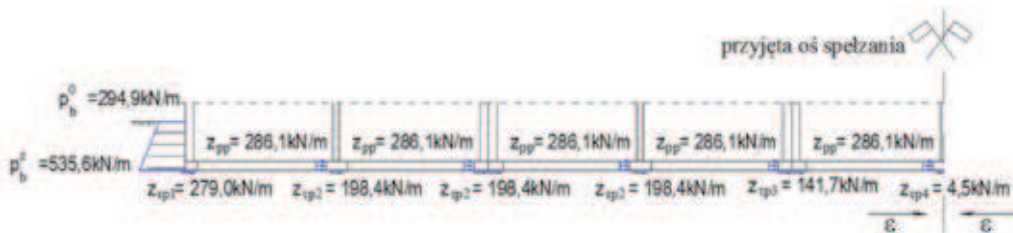
- stanu rzeczywistego,
- stanu z wykonaniem tranzei kompensacyjnych równoległych do ścian szczytowych ciągów (redukcja parcia na ścianę szczytową o 50%) – dla szeregu „b”,
- stanu z tranzejami i zamurowaniem otworów okiennych i drzwiowych w ścianach podłużnych kondygnacji piwnicznej – dla szeregu „a”,
- stanu ze wzmocnieniem ścian podłużnych żelbetową belką o wysokości 0,6 m i szerokości 0,4 m, założoną przy ścianach w poziomie posadzki piwnic,
- wyburzenia jednych ze środkowych sekcji ciągu (sekcje przy ul. Raclawickiej 24 i ul. Krańcowej 4 lub 6).

#### 5. Wyniki obliczeń numerycznych i ich analiza

Wyniki z przeprowadzonych obliczeń numerycznych przedstawiono w postaci map naprężeń ścinających oraz poziomych naprężeń ściskających dla stanu rzeczywistego (rys. 11÷14). Dla każdej z map wyznaczono kilkanaście pasm



Rys. 9. Widok modelu z obciążeniami przypadającymi na ławę podłużną  
 Fig. 9. Model view of the loads attributable to the longitudinal bench

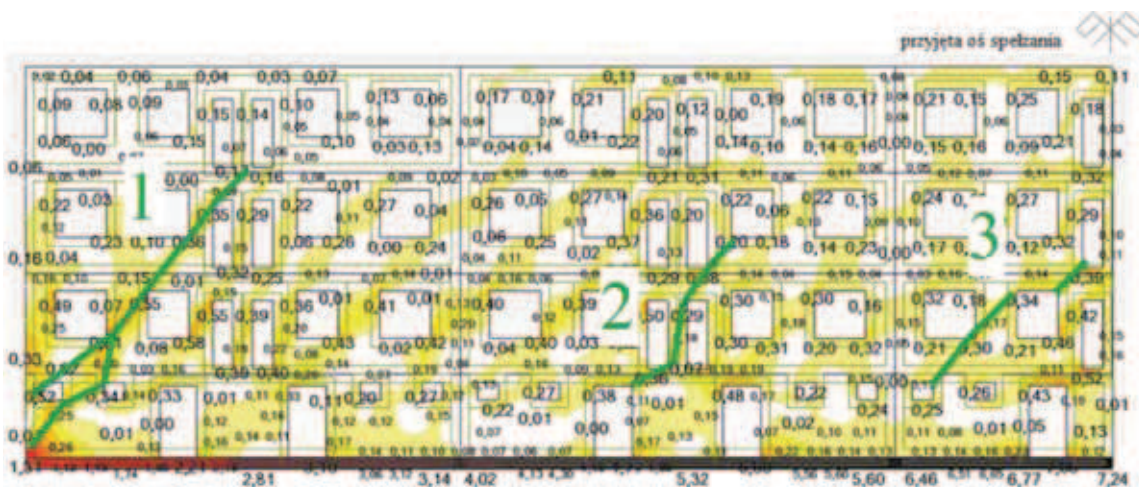


Rys. 10. Schemat obciążenia ław poprzecznych  
 Fig. 10. Schematic cross-benches load

prawdopodobnego przebiegu zarysowań, analogicznych do przedstawionych w opracowaniu [2]. Ponadto zestawiono w tabelach 1÷4 wyniki otrzymanych naprężeń ścinających  $\tau_{12}$  z wytrzymałością muru na ścinanie  $f_{vk}$  dla przykładowych pasm lub punktów zaznaczonych na rys. 11, 12 i 14. Wartości

naprężeń ścinających przewyższające wytrzymałość muru zaznaczono w tabelach kolorem czerwonym.

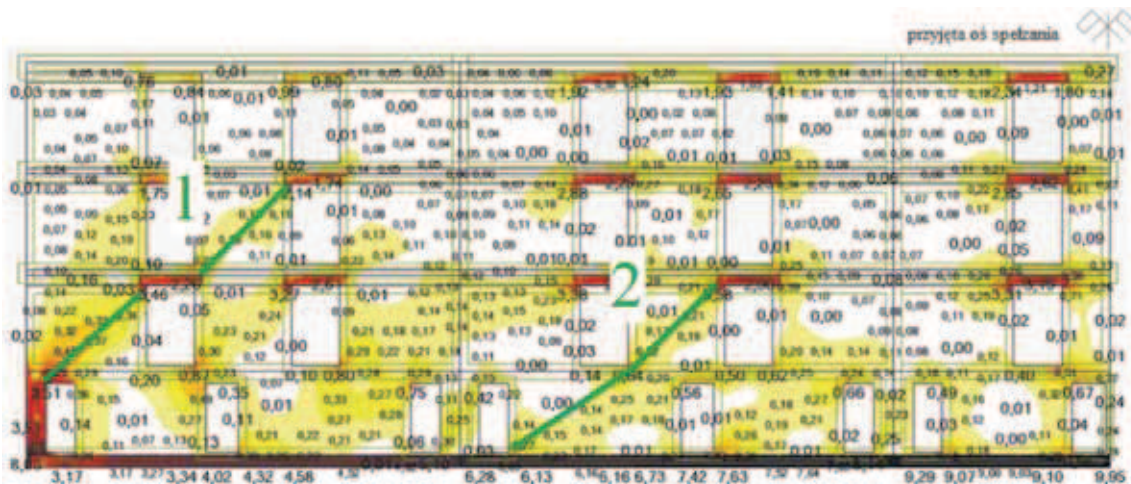
5.1. Wybrane wyniki dla szeregu „a”



Rys. 11. Mapa głównych naprężeń ścinających dla rzeczywistej ściany zewnętrznej wraz z usytuowaniem wybranych pasm – szereg „a”  
 Fig. 11. Main shear map for the actual external wall with the location of the selected bands – series of “a”

Tablica 1. Analiza wyników dla zewnętrznej ściany szeregu „a”

Nr pasma. nr punktu	Rzeczywisty (rys. 11)		Po wyburzeniu		Z wykonaniem transzei i zamurowaniem otworów		Ze wzmocnieniem	
	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$
1.1	0,44	0,44	0,37	0,36	0,09	0,20	0,35	0,37
1.2	0,32	0,33	0,26	0,29	0,24	0,28	0,26	0,31
1.3	0,51	0,61	0,43	0,46	0,52	0,53	0,50	0,52
1.4	0,55	0,52	0,38	0,41	0,46	0,47	0,44	0,45
1.5	0,31	0,40	0,22	0,27	0,31	0,36	0,28	0,33
1.6	0,30	0,40	0,19	0,25	0,30	0,34	0,27	0,31
1.7	0,13	0,22	0,13	0,14	0,15	0,22	0,14	0,21
1.8	0,52	0,51	0,44	0,44	0,15	0,24	0,44	0,44
2.1	0,30	0,23	-	-	0,07	0,16	0,18	0,24
2.2	0,28	0,31	-	-	0,27	0,35	0,26	0,32
2.3	0,28	0,31	-	-	0,30	0,34	0,26	0,30
2.4	0,35	0,31	-	-	0,22	0,22	0,23	0,25
2.5	0,18	0,23	-	-	0,19	0,25	0,19	0,25
3.1	0,20	0,19	-	-	0,21	0,19	0,18	0,19
3.2	0,30	0,36	-	-	0,24	0,29	0,27	0,32
3.3	0,31	0,33	-	-	0,24	0,28	0,26	0,30
3.4	0,28	0,16	-	-	0,24	0,17	0,18	0,16
3.5	0,35	0,26	-	-	0,31	0,21	0,26	0,18

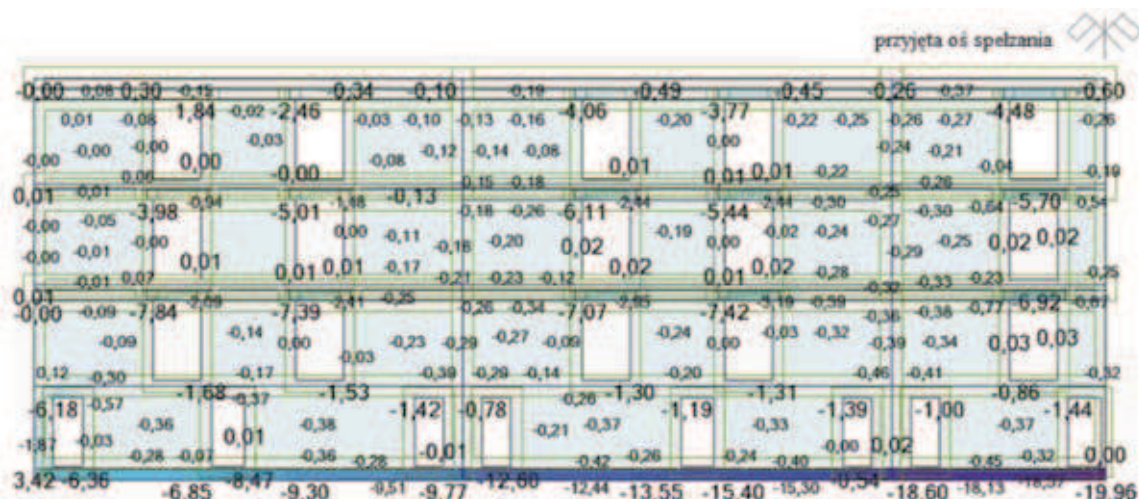


Rys. 12. Mapa głównych naprężeń ścinających dla rzeczywistej ściany wewnętrznej wraz z usytuowaniem wybranych pasm – szereg „a”

Fig. 12. The main shear map for the actual internal wall with the location of the selected bands – series of “a”

Tablica 2. Analiza wyników dla wewnętrznej ściany szeregu „a”

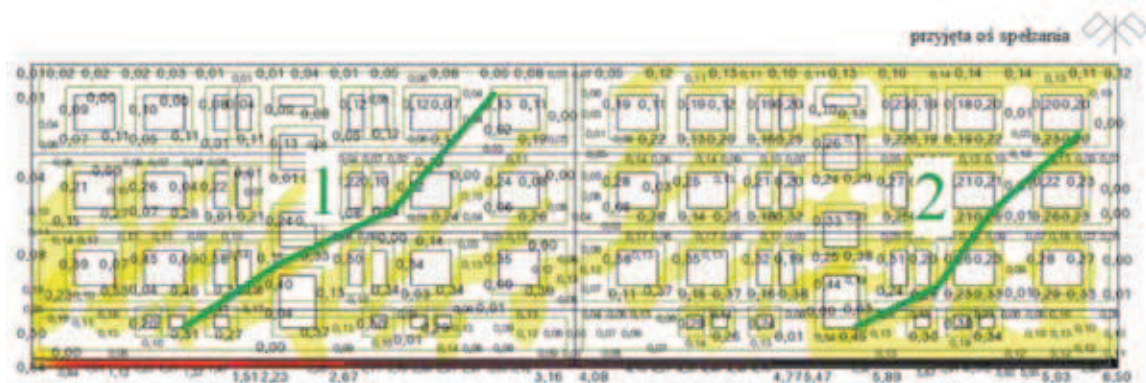
Nr pasma. nr punktu	Rzeczywisty (rys. 12)		Po wyburzeniu		Z wykonaniem transzei i zamurowaniem otworów		Ze wzmocnieniem	
	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$
1.1	3,51	2,87	3,40	2,42	0,33	0,38	1,97	1,22
1.2	0,42	0,29	0,32	0,27	0,26	0,22	0,28	0,26
1.3	0,31	0,18	0,20	0,19	0,21	0,18	0,17	0,18
1.4	0,44	0,37	0,19	0,24	0,30	0,25	0,28	0,27
2.1	0,46	0,49	-	-	0,13	0,16	-	-
2.2	0,64	0,60	-	-	0,54	0,49	0,49	0,52
2.3	0,56	0,26	-	-	0,46	0,19	0,37	0,25



Rys. 13. Mapa poziomych naprężeń ściskających dla rzeczywistej ściany wewnętrznej – szereg „a”

Fig. 13. Map of the horizontal compressive stresses of the actual internal wall – series of

## 5.2. Wybrane wyniki dla szeregu „b”



Rys. 14. Mapa głównych naprężeń ścinających dla rzeczywistej ściany zewnętrznej wraz z usytuowaniem wybranych pasm – szereg „a”

Fig. 14. The main shear map for the actual external wall with the location of the selected bands – series of “a”

Tablica 3. Analiza wyników dla zewnętrznej ściany szeregu „b”

Nr pasma. nr punktu	Rzeczywisty (rys. 14)		Po wyburzeniu		Z wykonaniem tranzej		Ze wzmocnieniem	
	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$	$\tau_{12}$	$f_{vk}$
1.1	0,31	0,364	0,27	0,332	0,31	0,364	0,26	0,32
1.2	0,24	0,312	0,21	0,288	0,27	0,316	0,23	0,288
1.3	0,36	0,412	0,29	0,356	0,34	0,396	0,30	0,364
1.4	0,40	0,408	0,30	0,344	0,37	0,392	0,31	0,352
1.5	0,33	0,316	0,23	0,28	0,30	0,308	0,25	0,288
1.6	0,24	0,292	0,16	0,224	0,23	0,288	0,20	0,264
1.7	0,22	0,288	0,15	0,224	0,22	0,284	0,19	0,26
1.8	0,17	0,192	0,06	0,156	0,15	0,188	0,12	0,176
1.9	0,13	0,176	0,06	0,148	0,13	0,176	0,10	0,168
2.1	0,45	0,404	-	-	0,42	0,396	0,31	0,348
2.2	0,30	0,296	-	-	0,29	0,296	0,23	0,276
2.3	0,25	0,292	-	-	0,24	0,288	0,22	0,276
2.4	0,26	0,284	-	-	0,25	0,28	0,20	0,272
2.5	0,26	0,236	-	-	0,25	0,232	0,18	0,22
2.6	0,22	0,232	-	-	0,21	0,228	0,16	0,216
2.7	0,20	0,188	-	-	0,19	0,184	0,14	0,172

## 6. Interpretacja otrzymanych wyników

Do analizy wyników obliczeń przyjęto następujące kryteria:

- przekroczone główne naprężenia ścinające  $\tau_{12}$ , decydują o możliwości powstania ukośnego zarysowania konstrukcji murewej,
- przekroczone poziome naprężenia ściskające  $\sigma_{xx}$  decydują o możliwości zwiększenia się rozwartości rysy występującej w konstrukcji muru, a powstałej na skutek naprężeń ścinających.

Wartości naprężeń ścinających w wielu miejscach przekraczają lokalną wytrzymałość muru na ścinanie podaną i zaznaczoną kolorem czerwonym w tablicach 1÷3. Ukośne zarysowania konstrukcji murewej mogą wystąpić głównie w miejscu przekroczenia wytrzymałości, w poziomie kondygnacji piwnicznej, gdyż wartości naprężeń wraz ze wzrostem wysokości ściany są niższe, a więc prawdopodobieństwo uszkodzenia wyższych kondygnacji jest mniejsze.

Wartości naprężeń ściskających  $\sigma_{xx}$  w konstrukcji murewej są najwyższe w narożach otworów drzwiowych kondygnacji piwnicznej i wynoszą do 6,18 MPa dla wariantu stanu rzeczywistego. Wytrzymałość muru na ściskanie wynosi około 2,2 MPa, a wartość ta jest przekroczona w jednym miejscu – narożu skrajnego otworu drzwiowego ściany wewnętrznej szeregu „a” (rys. 13). W związku z tym w miejscu o przekroczonej wytrzymałości, z dużym prawdopodobieństwem może dojść do zwiększenia rozwartości zarysowanego muru (ścięcia) w sąsiedztwie otworu. Biorąc pod uwagę pozostałe wartości wynoszące do 1,72 MPa, które nie przekraczają wytrzymałości na ściskanie, mało prawdopodobne jest zwiększenie się rozwartości ukośnych zarysowań konstrukcji murewej na skutek poziomych naprężeń ściskających. Dla innych wariantów wartości naprężeń ściskających są niższe, lecz ich charakter jest zbliżony do wariantu stanu rzeczywistego.

Wytrzymałość na ściskanie betonowych fundamentów można szacować na 8 MPa, a wartość ta została przekroczona we wszystkich wariantach dla naprężeń ściskających  $\sigma_{xx}$ , szczególnie w pobliżu środka spełzania. Można domniemywać, że w miejscach przekroczonej wytrzymałości dojdzie do spękania (zmiążdżenia) fundamentu, lecz z uwagi na ograniczone możliwości deformacyjne ław fundamentowych, uszkodzenia te nie będą miały znaczącego wpływu na pracę konstrukcji budynków. Otrzymane wyniki naprężeń w betonie można uznać za dopuszczalne.

## 7. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza obliczeniowa wykazała, iż żadne z zaproponowanych rozwiązań nie daje gwarancji uniknięcia powstania nowych bądź intensyfikacji istniejących uszkodzeń.

Zauważalna jest znaczna redukcja naprężeń w konstrukcji wraz z podjętymi działaniami wyburzania lub wzmocnienia. Najmniej efektywne jest wykonanie transzei kompensacyjnych, które z uwagi na znaczną długość ciągów, mają stosunkowo niewielki wpływ na stan naprężeń w konstrukcji analizowanych ścian.

Uzyskane wyniki obliczeń pozwalają na wybór racjonalnego rozwiązania, mającego na celu zredukowanie zagrożenia wystąpienia uszkodzeń wykluczających dalsze użytkowanie budynków.

## Literatura:

1. *M. Kawulok, L. Chomacki, B. Parkasiewicz, L. Słowik*: Wyburzenie 25 budynków mieszkalnych spowodowane intensywnymi wpływami eksploatacji górniczej. Materiały z XXVI Konferencji Naukowo-Technicznej: Awarie budowlane, Międzyzdroje 2013.
2. *M. Kawulok, L. Chomacki, B. Parkasiewicz, L. Słowik*: Obliczeniowa weryfikacja przyczyn awarii budynków w Bytomiu. Materiały IV konferencji naukowo – szkoleniowej pt. Bezpieczeństwo i ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Ryto, 2012.
3. *M. Kadela, L. Chomacki*: Wpływ rodzaju gruntu na stan naprężenia w konstrukcji budynku w obliczu eksploatacji górniczej. Przegląd górniczy 6/2014. Katowice, 2014.
4. Praca pt.: „Ocena możliwości i warunków prowadzenia eksploatacji górniczej przez KW S.A. Oddział KWK „Bobrek-Centrum” w ramach planu ruchu na lata 2015÷2016 w aspekcie ochrony powierzchni”. Załącznik nr 29. GIG – ITB, Katowice 2014r.
5. Norma PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Norma PN-B-03002:2007. Konstrukcje murewe. Projektowanie i obliczanie.
7. Norma PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
8. Norma PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
9. Norma PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
10. Instrukcja ITB nr 416/2006. Projektowanie budynków na terenach górniczych. Warszawa, ITB 2006.
11. *J. Kwiatek*: Obiekty budowlane na terenach górniczych. Wyd. GIG, Katowice 2007.