

# Ochrona budynków murowanych na terenie górniczym. Część 2 – porównanie analiz klasycznych i współczesnych

## Protection of masonry buildings in the mining area. Part 2 – comparison of modern and classical analysis



Dr hab. inż. Jan Fedorowicz,  
prof. Pol. Śl.\*)



Dr inż. Magdalena Mrozek\*)



Dr inż. Dawid Mrozek\*)

**Treść:** W 2 części pracy przedstawiono wyniki przeprowadzonych analiz numerycznych zachowania się budowli poddanych oddziaływaniom pochodzenia górniczego, w warunkach zmian geometrii budynku w wyniku podziału jego bryły przez wprowadzenie dylatacji. Analizowano budynek mieszkalny, trzykondygnacyjny, murowany, nieprzystosowany do przenoszenia wpływów górniczych. Obliczenia wykonano metodą elementów skończonych z wykorzystaniem sprężysto-plastycznego modelu materiału z degradacją. Jako tło analiz pracy statycznej podano wyniki sił wewnętrznych w budynku uzyskane klasyczną metodą inżynierską – metodą Budzianowskiego.

**Abstract:** The second part of the paper presents the results of numerical analysis of behaviour of buildings subjected to mining impacts under the conditions of building geometry changes deriving from the division of its structure by expansion joints. A three-storey masonry apartment building, which is not adapted to carry the impacts of mining exploitation, was analysed. The calculations were performed by the Finite Element Method with the use of the elastic-plastic material model with stiffness degradation. Results of static analysis were obtained by the classical engineering method – the method of Budzianowski.

### Słowa kluczowe:

tereny górnicze, ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych, analizy numeryczne, modele nieliniowe z degradacją

### Key words:

mining areas, protection of built features in mining areas, numerical analysis, models of non-linear material degradation

## 1. Wprowadzenie

Przedmiotem analizy jest konstrukcja nośna wolno stojącego trzyklatkowego budynku mieszkalnego wybudowanego w latach dwudziestych ubiegłego stulecia w technologii tradycyjnej o zróżnicowanej wysokości (trzy i cztery kondygnacje nadziemne). Obiekt jest posadowiony na jednym poziomie i całkowicie podpiwniczony. W rzucie poziomym ma kształt lekko rozwartej litery C – rys. 1. Budynek jest murowany z cegły pełnej o dominującym układzie nośnym podłużnym. Fundamenty budynku wykonano jako ceglane o szerokości 60-100 cm. Ściany nośne murowane z cegły pełnej pierwszych dwóch kondygnacji mają grubość 51 cm, na wyższych kondygnacjach – 38 cm. Strop nad kondygnacją piwniczną gęstożebrowy, pozostałe stropy drewniane. Nadproża okienne i drzwiowe wykonane jako żelbetowe prefabrykowane. Obiekt jest nieprzystosowany do przenoszenia wpływów eksploatacji górniczej.



Rys. 1. Widok analizowanego budynku z lotu ptaka

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 1. Aerial view of the analysed building

Own elaboration

\*) Politechnika Śląska, Gliwice

W opinii geologiczno-górnicyj stwierdzono, że podstawowe wskaźniki charakteryzujące deformację powierzchni terenu dla eksploatacji dokonanej w rejonie posadowienia analizowanego budynku wynoszą  $\epsilon_{\max}=2.9$  mm/m,  $T=2.6$  mm/m i  $R_{\min}=-27.0$  km  $w=260$  mm. Równocześnie podano, że dla eksploatacji projektowanej do 2030 roku najbardziej prawdopodobne sumaryczne wpływy eksploatacji charakteryzowane będą wskaźnikami wynoszącymi odpowiednio  $\epsilon_{\max}=1.4$  mm/m,  $T=3.3$  mm/m,  $w=933$  mm.



Rys. 2. Elewacja zachodnia

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 2. Western facade

Own elaboration



Rys. 3. Elewacja północno-zachodnia

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 3. North-western facade

Own elaboration

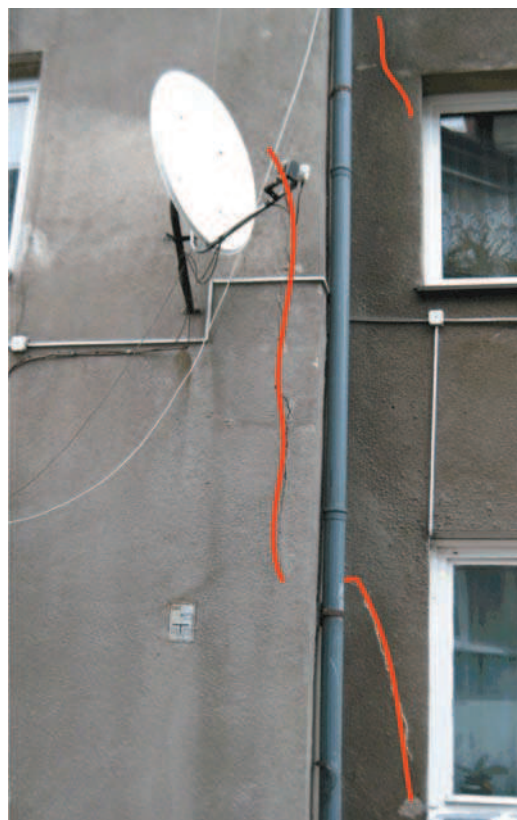


Rys. 4. Uszkodzenia zewnętrznej ściany zachodniej budynku w obrębie ścianek nad i podokiennych

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 4. Damages of western external wall of building within the area of walls under and above windows

Own elaboration

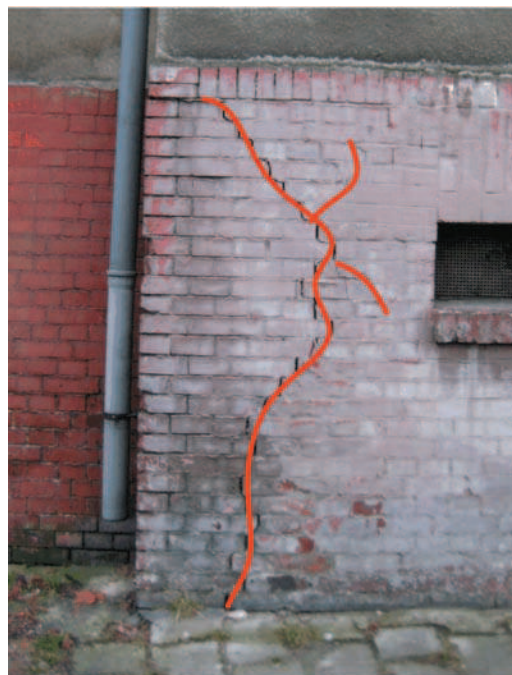


Rys. 5. Uszkodzenia zewnętrznej ściany zachodniej budynku w obrębie styku części budynku o różnej wysokości

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 5. Damages of western external wall of building within the area of contact of building parts of different heights

Own elaboration



Rys. 6. Uszkodzenia zewnętrznej ściany wschodniej budynku w obrębie styku części budynku o różnej wysokości

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 6. Damages of eastern external wall of building within the area of contact of building parts of different heights

Own elaboration

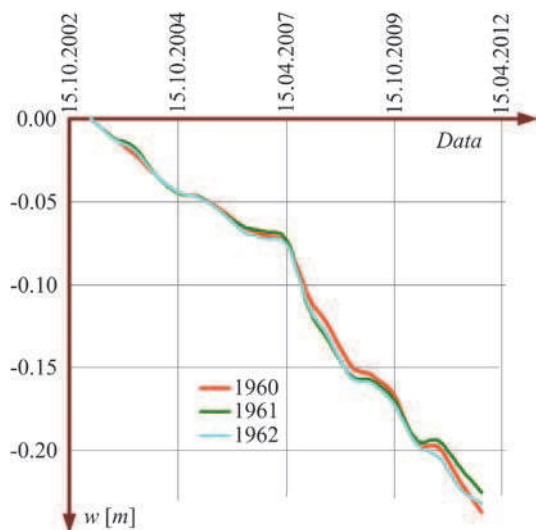




Rys. 7. Uszkodzenia zewnętrznej ściany wschodniej budynku w obrębie styku części budynku o różnej wysokości  
Źródło: Opracowanie własne

Fig. 7. Damages of eastern external wall of building within the area of contact of building parts of different heights  
Own elaboration

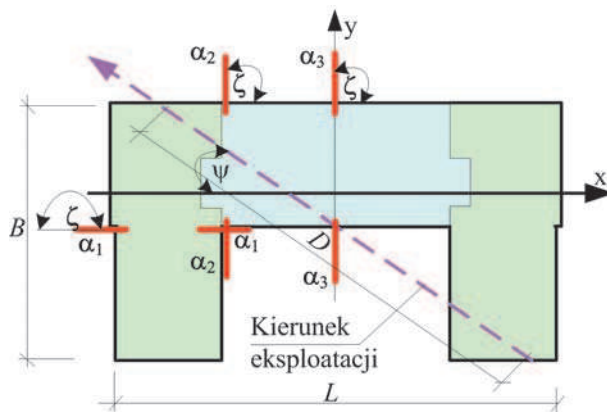
Dokonana eksploatacja górnicza spowodowała obniżenie się powierzchni terenu średnio o 260 mm oraz pojawienie się znacznych uszkodzeń ścian nośnych budynku. Na fotografiach – rys. 2 do rys. 7 pokazano dwie wybrane elewacje budynku i niektóre uszkodzenia ścian nośnych widoczne na zewnątrz i wewnątrz budynku, a przebieg obniżeń pomierzonych w okresie do 2012 roku na zastabilizowanych na budynku i pokazanych na rys. 1 punktach pomiarowych przedstawiono na rys. 8.



Rys. 8. Obniżenia punktów pomiarowych zastabilizowanych na budynku z rys. 1  
Źródło: Opracowanie własne

Fig. 8. Dip of measuring points on the building from fig. 1  
Own elaboration

Szczegółowe oględziny obiektu pozwoliły na oszacowanie jego stanu technicznego. Stwierdzono, że z uwagi na wiek budynku i jego dotychczasowe uszkodzenia spowodowane wpływami eksploatacji, stan techniczny budynku jest zły, ale dokonane oszacowanie wartości obiektu wskazuje na opłacalność remontu kapitalnego. W związku z tym przeprowadzono analizę numeryczną wytrzymałości konstrukcji budynku poddanej prognozowanym wpływom górnicznym pod kątem doboru odpowiedniej metody zabezpieczenia obiektu na wpływy górniczne. Uwzględniając wielkość i kształt bryły budynku (rys. 9) stwierdzono, że właściwym sposobem zabezpieczenia konstrukcji budynku jest podział bryły na części przy pomocy dylatacji.



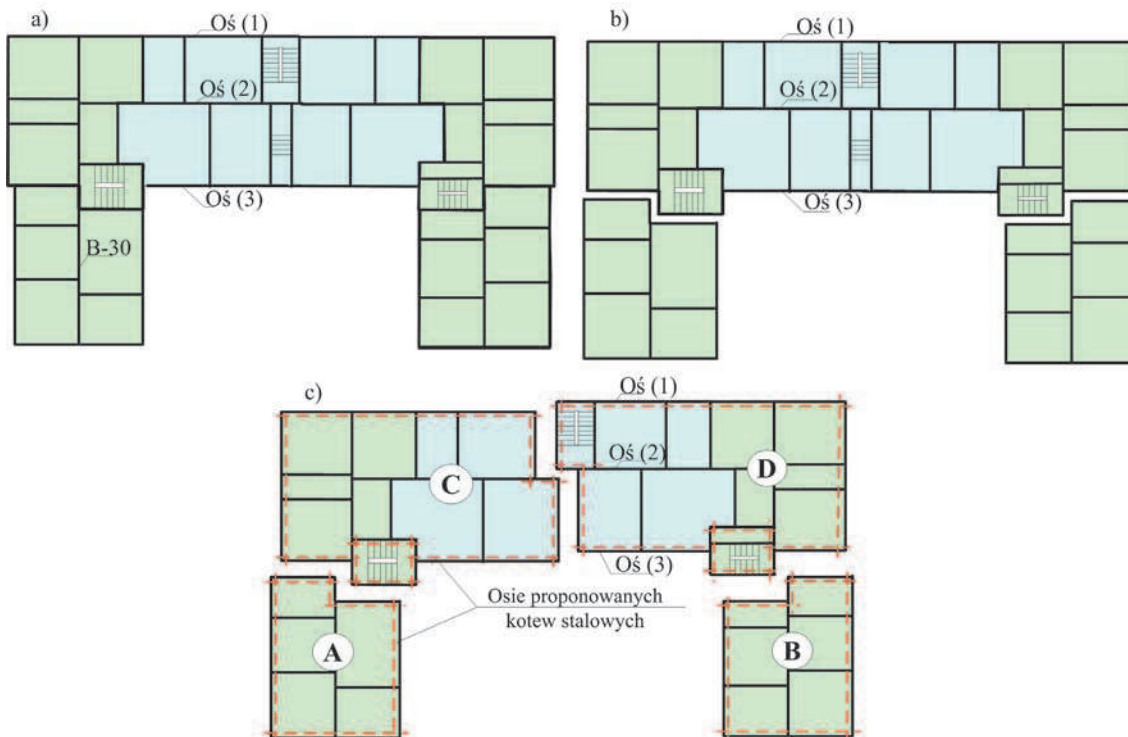
Rys. 9. Schemat rzutu poziomego budynku  
Źródło: Opracowanie własne

Fig. 9. Scheme of horizontal projection of the building  
Own elaboration

## 2. Analiza numeryczna statycznej pracy konstrukcji budynku

Analizę statyczną pracy konstrukcji budynku przeprowadzono dwoma metodami: (A) klasyczną – metodą Budzianowskiego z uwzględnieniem wpływów krzywizny podłoża i wg wytycznych [3] w odniesieniu do wpływów poziomego rozluźnienia podłoża oraz (B) numeryczną metodą MES wykonaną na modelu przestrzennym. Obliczenia metodą elementów skończonych przeprowadzono trzykrotnie. Analizowano konstrukcję w całości w stanie aktualnie istniejącym (schemat układu ścian uwzględnionych w analizie pokazano na rys. 10 a) oraz konstrukcję budynku podzieloną dylatacjami na trzy części (schemat układu ścian uwzględnionych w analizie pokazano na rys. 10 b) i przy pełnym zabezpieczeniu konstrukcji po wykonaniu podziału na cztery części (schemat układu ścian uwzględnionych w analizie pokazano na rys. 10 c). Każdorazowo analizowano trzy sytuacje obliczeniowe, przyjmując kierunek eksploatacji górnicznej j równy 0°, 45° i 90°. Jako uzupełnienie pełnego zabezpieczenia budynku przewidziano po podziale na cztery części jego wzmocnienie stalowymi kotwami założonymi na poziomie stropu pierwszej i ostatniej kondygnacji oraz założeniu obwodowych opasek żelbetonowych na poziomie posadowienia budynku. Położenie i przebieg tego zabezpieczenia schematycznie pokazano na rys. 10 c – czerwone linie przerywane.

Zbudowano trzy modele obliczeniowe MES pokazane na rys. 11a÷11c odpowiadające rzutom poziomym z rysunku rys. 10. Podział na czworokątne elementy skończone o wymiarze boku ok. 0.1m we wszystkich przypadkach jest jednakowy i pokazany na rys. 12.

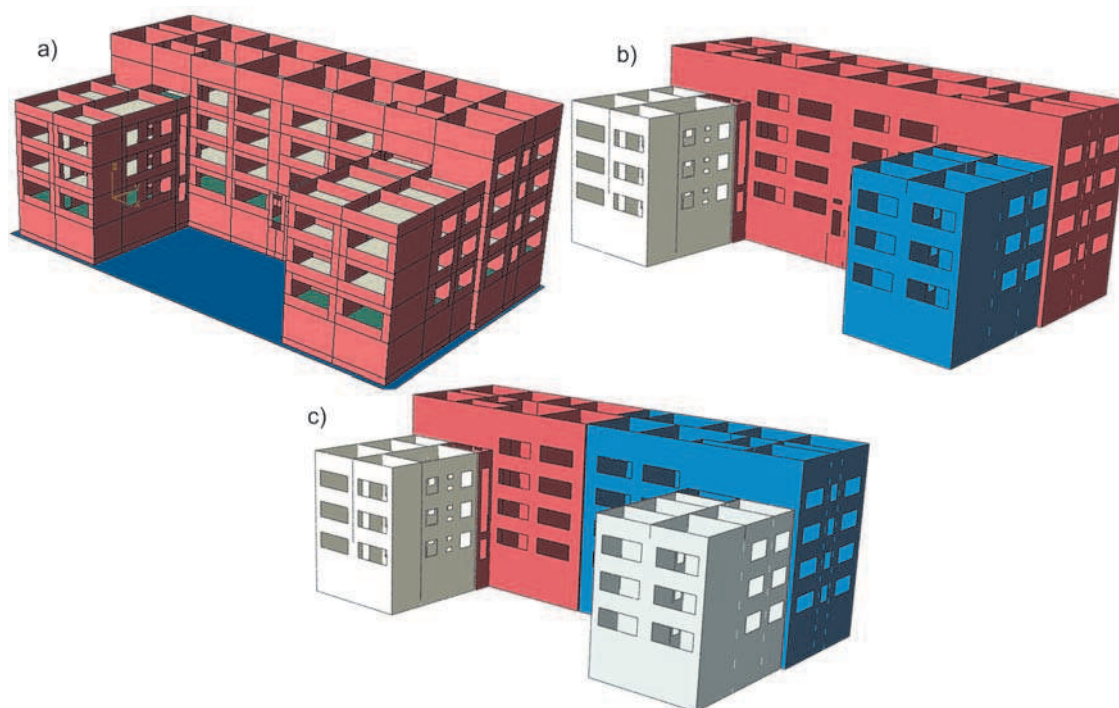


Rys. 10 Schematy układu ścian budynku przyjętych w obliczeniach: a) całego budynku, b) budynku po wprowadzeniu dwóch dylatacji, c) budynku po wprowadzeniu trzech dylatacji

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 10. Schemes of wall systems assumed for calculations: a) whole building, b) building after application of two expansion joints, c) building after application of three expansion joints

Own elaboration

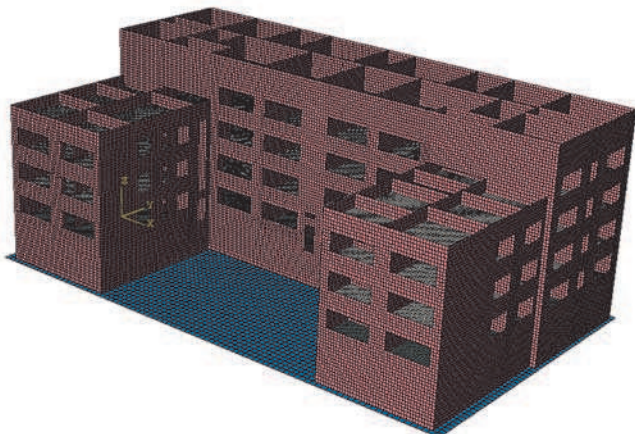


Rys. 11 Widok zbudowanych modeli obliczeniowych MES: a) model (I) całego budynku, b) model (II) budynku po wprowadzeniu dwóch dylatacji, c) model (III) budynku po wprowadzeniu trzech dylatacji

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 11. View of the FEM computational models: a) whole building model (I), b) building after application of two expansion joints model (II), c) building after application of three expansion joints application model (III)

Own elaboration



Rys. 12 Przyjęty podział modelu na elementy skończone  
 Źródło: Opracowanie własne  
 Fig. 12. FEM model mesh  
 Own elaboration

Do obliczeń numerycznych na podstawie dokumentacji budynku przyjęto:

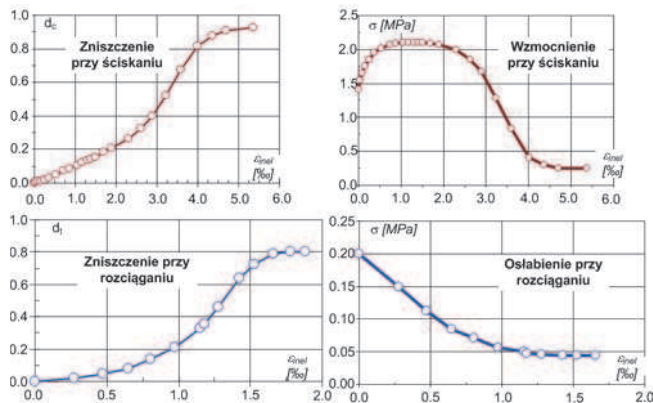
- wartość poziomego odkształcenia podłoża wynikającą z eksploatacji górniczej na poziomie  $\epsilon_{\max}=3.0$  mm/m,
  - współczynnik obciążenia  $\gamma_e=1.3$ ,
  - oszacowane na podstawie dokumentacji i literatury wartości parametrów wytrzymałościowych podłoża w miejscu lokalizacji budynku na poziomie  $c=20$  kPa,  $\phi=15^\circ$ ,  $E_0=25$  MPa,  $\nu=0.30$ ,
  - obciążenie użytkowe piwnic na poziomie  $q_n=1$  kPa,
  - ciężar objętościowy gruntu  $\rho=18$  kN/m<sup>3</sup>,
  - ciężar objętościowy materiału posadzki piwnic  $\rho_1=24$  kN/m<sup>3</sup>,
  - średni nacisk pionowy budynku na podłoże  $\sigma_n=100\div 200$  kPa,
  - szerokość ław fundamentowych w granicach 0.77÷1.04 m,
  - posadowienie fundamentów przyjęto na poziomie  $h=1.35$  m poniżej poziomu posadzki piwnic,
  - grubość posadzki piwnic oszacowano na  $h_1=0.15$  m.
- Określono na podstawie [3] obciążenia ciężarem własnym i użytkowym o wartości:
- obciążenie z dachu:  $q_{\text{dach}}=1.7$  kN/m<sup>2</sup>,
  - obciążenie z stropu drewnianego:  $q_{\text{str.d}}=2,8$  kN/m<sup>2</sup>,
  - obciążenie z stropu nad piwnicą:  $q_{\text{str.b}}=2,9$  kN/m<sup>2</sup>,
- co umożliwiło wyznaczenie wg [2] wartości współczynnika pionowej podatności podłoża  $C_0$  całego układu równą  $C_0=20$  kN/m<sup>3</sup>.

Parametry wytrzymałościowe materiału przyjęte do obliczeń zestawiono w tabelcy 1 oraz na rysunku 13.

Analizując otrzymane wartości odkształceń i naprężeń jako rozwiązanie bazowe przyjęto stan otrzymany w modelu (I), wyrażając wartości otrzymywane w pozostałych modelach jako ich procentowy udział. Wybrane rezultaty ekstremalnych wartości naprężenia poziomego  $\sigma_{11}$ , naprężenia stycznego  $\sigma_{12}$ , odkształcenia głównego  $\epsilon_1$  oraz odkształcenia postaciowego  $\epsilon_{12}$  zestawiono w tabeli 2.

Tablica 1. Zestawienie parametrów materiałowych przyjmowanych w obliczeniach  
 Table 1. Summary of material parameters assumed in the calculations

Material	$\rho$ , kg/m <sup>3</sup>	moduł sprężystości E, GPa	Wytrzymałość na ściskanie $\sigma_c$ , MPa	wytrzymałość na rozciąganie $\sigma_t$ , MPa	$\nu$
Mur ceglany	1900	2.1	2.1	0.4	0.20
Beton	2400	30.0	16.0	1.6	0.16
Drewno	1200	12.0	18.4	14.4	0.05



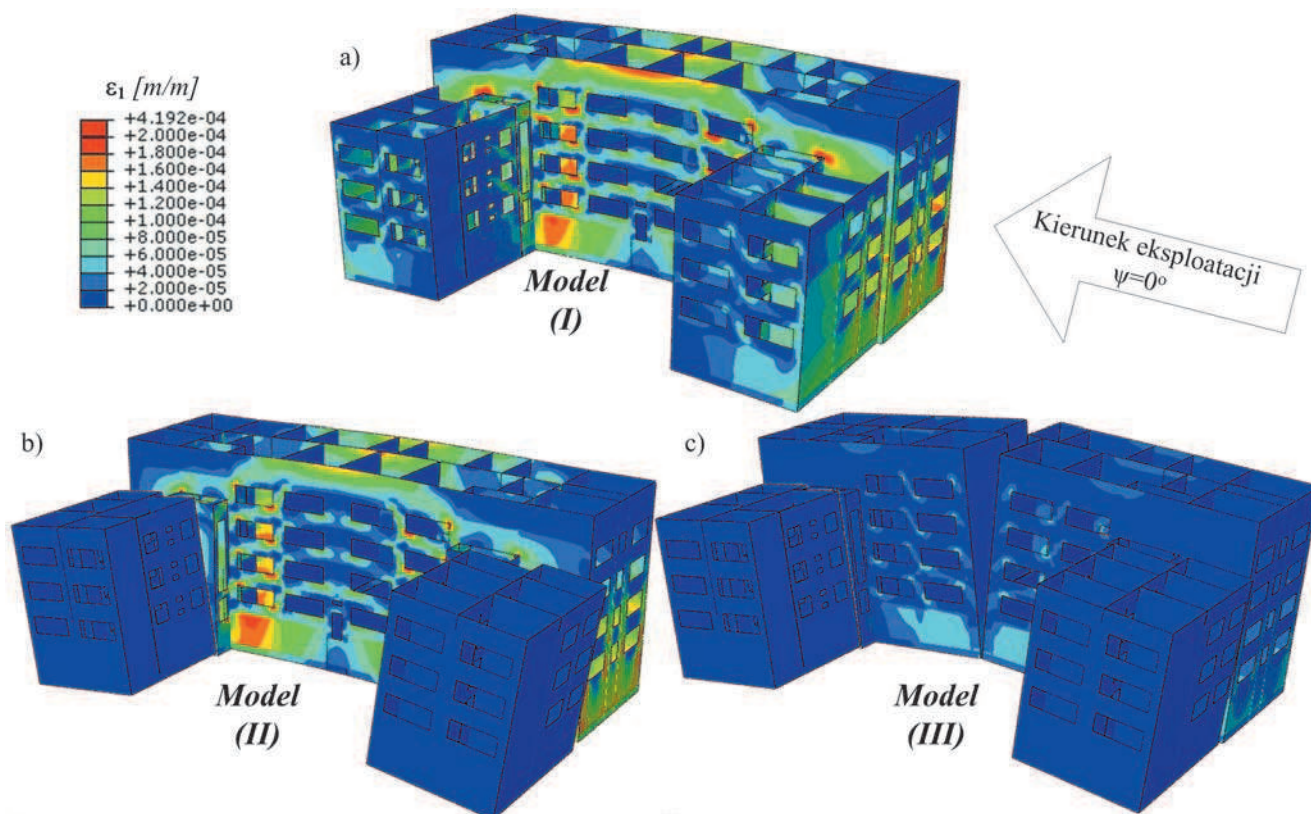
Rys. 13. Prawa wzmocnienia i funkcje zniszczenia muru zastosowane w obliczeniach numerycznych  
 Fig. 13. Principles of reinforcement and degradation functions for the masonry applied in the numerical calculations  
 Opracowanie własne  
 Own elaboration

Tablica 2. Zestawienie ekstremalnych wartości naprężenia i odkształcenia obliczonych numerycznie w budynku  
 Table 2. Summary of selected results from FEM calculations of the building

Zginanie podłużne, R=12km, $\psi=0^\circ$								
Model	$\sigma_{11}$ kPa	udział %	$\sigma_{12}$ kPa	udział %	$\epsilon_1$ o/∞	udział %	$\epsilon_{12}$ o/∞	udział %
(I)	685	100	486	100	0.419	100	0.555	100
(II)	622	91	412	85	0.390	93	0.471	85
(III)	163	24	128	26	0.101	24	0.147	26
Zginanie poprzeczne, R=12km, $\psi=90^\circ$								
(I)	255	100	126	100	0.16	100	0.144	100
(II)	37	30	43	34	0.053	33	0.049	34
(III)	33	27	40	32	0.050	31	0.046	32
Zginanie ukośne, R=12km, $\psi=45^\circ$								
(I)	851	100	546	100	0.666	100	0.624	100
(II)	593	70	379	69	0.313	47	0.434	70
(III)	155	18	106	19	0.104	16	0.121	19

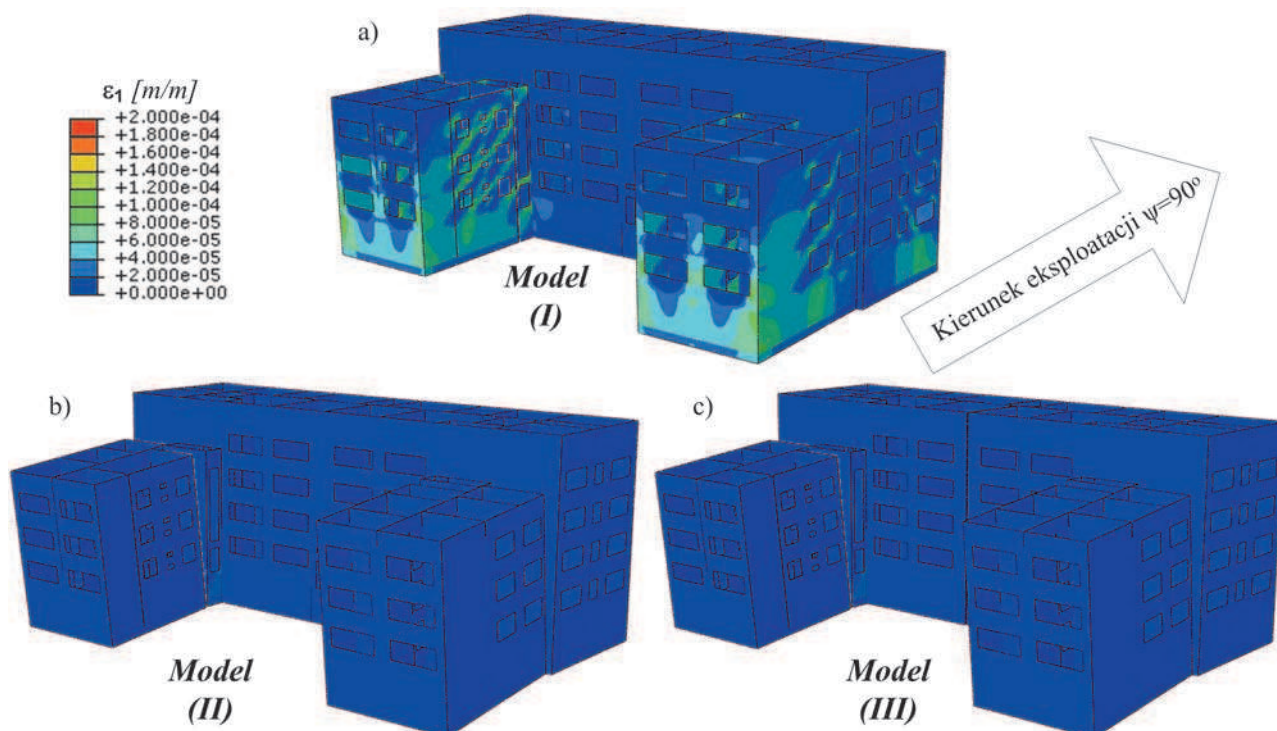
Obrazy uzyskanych rozkładów odkształcenia i naprężenia pokazano na rys. 14 - rys. 16, na których przedstawiono wybrane mapy analizowanych wielkości kolejno modelu (I) i (II) oraz modelu (III). Szczegółowa analiza uzyskanych wyników oraz wartości podane w tabelcy 2 i na rys. 14 - rys. 16 wskazują, że wprowadzenie zaproponowanych dwóch dylatacji w budynku obniża wyężenie budynku w porównaniu z wyężeniem całego budynku ok. czterokrotnie, a otrzymane odkształcenie postaciowe w modelu (III) jest znacznie mniejsze od odkształcenia granicznego wg [2] o wartości 0.0004 mm/m.





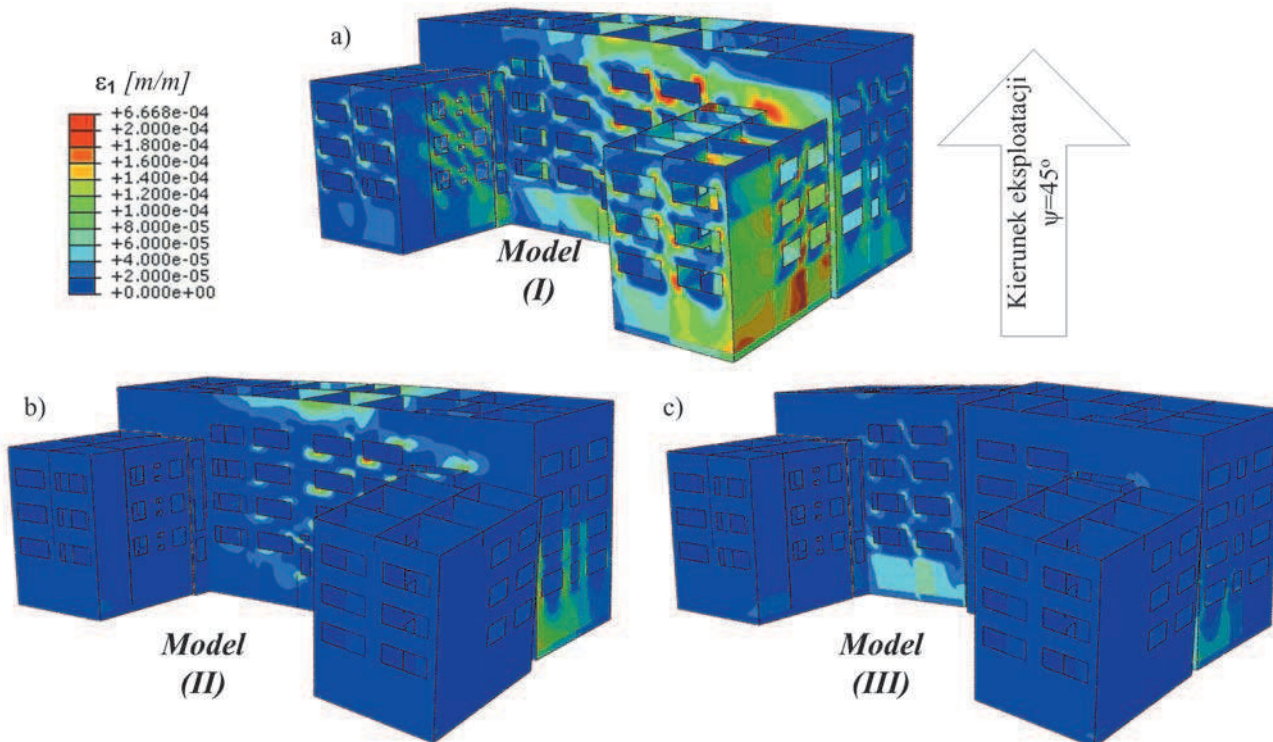
Rys. 14 Mapy odkształceń głównych  $\epsilon_1$  – zginanie podłużne (na rys. 9 –  $\psi=0^\circ$ ): a) model (I), b) model (II), c) model (III)  
 Źródło: Opracowanie własne

Fig. 14. Strain map  $\epsilon_1$  – longitudinal bending ( $\psi=0^\circ$  in fig. 9) a) model (I), b) model (II), c) model (III)  
 Own elaboration



Rys. 15 Mapy odkształceń głównych  $\epsilon_1$  – zginanie poprzeczne (na rys. 9 –  $\psi=90^\circ$ ): a) model (I), b) model (II), c) model (III)  
 Źródło: Opracowanie własne

Fig. 15. Strain map  $\epsilon_1$  – transverse bending ( $\psi=90^\circ$  in fig. 9) a) model (I), b) model (II), c) model (III)  
 Own elaboration



Rys. 16 Mapy odkształceń głównych  $\epsilon_1$  – zginanie ukośne (na rys. 9 –  $\psi=45^\circ$ ): a) model (I), b) model (II), c) model (III)

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 16. Strain map  $\epsilon_1$  – skew bending ( $\psi=45^\circ$  in fig. 9) a) model (I), b) model (II), c) model (III)

Own elaboration

### 3. Metoda Budzianowskiego - zginanie budynku

Jako tło przeprowadzonej analizy numerycznej wykonano obliczenia sił wewnętrznych w budynku bez dylatacji, stosując klasyczną inżynierską metodę Budzianowskiego w przypadku jego zginania oraz sposób podawany przez wytyczne [3] w przypadku wpływu poziomego odkształcenia budynku. W tym celu użyto podane w pkt. 1 dane oraz wyznaczony współczynnik pionowej podatności podłoża  $C_o$ . Następnie wykorzystano wzory metody Budzianowskiego [1,4] określające wartości sił wewnętrznych w przekrojach pokazanych na rys. 9 w odniesieniu do trzech kątów nachylenia kierunku eksploatacji  $\psi$ . Obliczono kolejno (rys. 17):

- zmiany pionowego naprężenia w podstawie fundamentu spowodowane deformującym się podłożem,
- wartość uogólnionej siły poprzecznej w konstrukcji sztywnej w przekroju  $\alpha$ - $\alpha$ ,

$$Q_1^* = \int_{F_1} \sigma_z(x, y) dF_1 \quad (1)$$

- wartość momentu zginającego w konstrukcji sztywnej w przekroju  $\alpha$ - $\alpha$

$$M_{zg,1}^* = \int_{F_1} r \cdot \sigma_z(x, y) dF_1 \quad (2)$$

- wartość momentu skręcającego w konstrukcji sztywnej w punkcie  $U(x_u, y_u)$  przekroju  $\alpha$ - $\alpha$

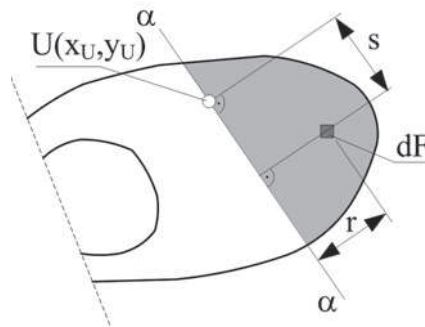
$$M_{s,1}^* = \int_{F_1} s \cdot \sigma_z(x, y) dF_1 \quad (3)$$

- wartości granicznego promienia krzywizny w dowolnym punkcie

$$R_{gr(A)} = \frac{-C_o}{2 \cdot \sigma_o(x, y) \Big|_{x=x_A, y=y_A}} \quad (4)$$

Na podstawie rozwiązania numerycznego MES określono dla analizowanych trzech kierunków eksploatacji  $\psi$  wartości strzałki ugięcia budynku. Wynoszą one odpowiednio:

- przy  $\psi = 0^\circ \rightarrow f_b = 0.0071m,$
- przy  $\psi = 90^\circ \rightarrow f_b = 0.0016m,$
- przy  $\psi = 45^\circ \rightarrow f_b = 0.0111m.$



Rys. 17. Wyznaczenie sił wewnętrznych w przekroju  $\alpha$ - $\alpha$

Źródło: Opracowanie własne

Fig. 17. Determination of internal forces in the section  $\alpha$ - $\alpha$

Own elaboration

Sposób określania tych wielkości w przypadku zginania ukośnego ilustruje rys. 17. Wyznaczając równocześnie strzałkę ugięcia terenu swobodnego na tych samych odcinkach mamy (rys. 9):

- przy  $\psi = 0^\circ \rightarrow f_t = \frac{(L/2)^2}{2R} = \frac{(22.15)^2}{2 \cdot 12000} = 0.020m,$
- przy  $\psi = 90^\circ \rightarrow f_t = \frac{(B/2)^2}{2R} = \frac{(10.75)^2}{2 \cdot 12000} = 0.005m,$



$$\text{– przy } \psi = 45^\circ \rightarrow f_t = \frac{(D/2)^2}{4R} = \frac{(58/2)^2}{4 \cdot 12000} = 0.0175m.$$

Współczynnik redukcyjny ze względu na odkształcalność konstrukcji wynosi odpowiednio:

– przy zginaniu podłużnym

$$\delta_{podl} = \frac{f_t}{f_b + f_t} = \frac{0.020}{0.0071 + 0.020} = 0.738$$

– przy zginaniu poprzecznym

$$\delta_{poprz} = \frac{f_t}{f_b + f_t} = \frac{0.005}{0.0016 + 0.005} = 0.758$$

– przy zginaniu pod kątem  $45^\circ$ .

$$\delta_{ukos} = \frac{f_t}{f_b + f_t} = \frac{0.0175}{0.0175 + 0.0111} = 0.612$$

Rzeczywiste siły wewnętrzne w konstrukcji  $W = (M_{zg}, M_{sk}, Q, R)$  z uwzględnieniem jej sztywności wynoszą:  $\bar{W} = \bar{W}^* \cdot \delta$ .

Wyznaczone wartości graniczne promienia krzywizny w odniesieniu do analizowanego budynku zestawiono w tabeli 3. Natomiast otrzymane wartości uogólnionych sił wewnętrznych przy  $R_{max} = 12$  km w wybranych trzech przekrojach pokazanych na rys. 18 zestawiono w tabeli 4.

#### 4. Wpływ poziomego odkształcenia – metoda wg wytycznych [9]

Wpływ poziomych odkształceń podłoża na analizowany budynek rozpatrywano w kontekście proponowanych zabezpieczeń budynku w postaci przerw dylatacyjnych. Rozpatrzono zatem przypadek wykonania tylko dwóch dylatacji (model (II)), zilustrowany na rys. 10 b oraz przypadek gdy zrealizowano trzy dylatacje – model (III) na rys. 10 c.

Obliczenia przeprowadzono zgodnie z [3] i przy założeniach pokazanych na rys. 19 i rys. 20, obliczając:

– siły styczne w podstawie podłużnych łąw fundamentowych

$$\theta = k \cdot (\sigma \cdot \phi + c) \quad (5)$$

– minimalne siły naporu gruntu na boczne ściany łąw poprzecznych przyjmowane jako  $H_i = \min(\bar{H}_i, V_i, D_i)$ , gdzie:  $H_i = 0.85 \cdot \sigma_o \cdot l_i$  – napór na boczne ściany łąw fundamentowych ( $\sigma_o$  – naprężenie pionowe w gruncie w polach międzyłąwowych na poziomie posadowienia,  $l_i$  – długość ścinanego pola międzyłąwowego),

$D_i$  – napór graniczny na boczne ściany łąw fundamentowych z uwagi na wypychanie klina odłamu

$V_i$  – napór na boczne ściany łąw z uwagi na wytrzymałość gruntu na ścinanie w polach międzyłąwowych na poziomie posadowienia.

**Tabela 3. Zestawienia obliczonych metodą Budzianowskiego wartości promienia granicznego R [km] w zależności od kierunku eksploatacji górniczej  $\psi$**

**Table 3. Summary of values of limiting radius R [km] calculated by the Budzianowski method depending on the mining direction  $\psi$**

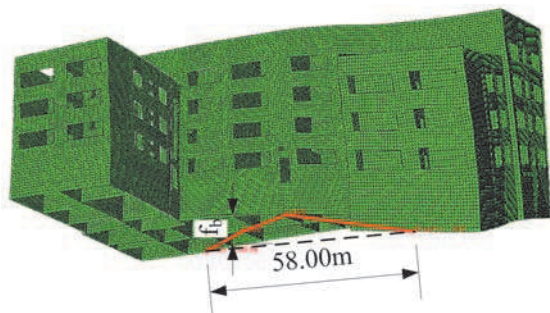
Promień graniczny R [km]	Wartość promienia granicznego R [km] przy kierunku eksploatacji $\psi$			
	Średni nacisk fundamentu na podłoże $\sigma_n$ , kPa	$\psi=0^\circ$	$\psi=90^\circ$	$\psi=45^\circ$
$R_{max}$	100	25.0	9.1	30.0
$R_{min}$		12.5	6.8	7.3
$R_{max}$	150	16.2	6.1	20.2
$R_{min}$		8.9	4.5	7.3
$R_{max}$	200	12.5	4.5	15.3
$R_{min}$		6.6	2.3	4.3

**Tabela 4. Wartości sił wewnętrznych w budynku odkształcalnym wyznaczone metodą Budzianowskiego w przekrojach pokazanych na rys. 9 w zależności od kierunku eksploatacji górniczej  $\psi$**

**Table 4. Values of internal forces in a deformable building calculated by the Budzianowski method in sections shown in fig. 9 depending on the mining direction  $\psi$**

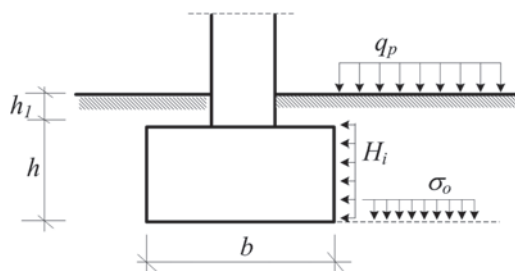
kąt $\psi$	siła wewnętrzna	przekrój - $\alpha_1$	przekrój - $\alpha_2$	przekrój - $\alpha_3$
$90^\circ$	Q, MN	0.36	0.08	0.00
	$M_{zg}$ , MN·m	26.63	47.71	93.61
	$M_{sk}$ , MN·m	29.17	13.96	77.66
$0^\circ$	Q, MN	2.05	4.69	0.00
	$M_{zg}$ , MN·m	61.12	472.03	659.12
	$M_{sk}$ , MN·m	132.72	1.89	44.68
$45^\circ$	Q, MN	4.24	2.26	0.29
	$M_{zg}$ , MN·m	91.92	232.01	354.31
	$M_{sk}$ , MN·m	103.12	98.84	185.35





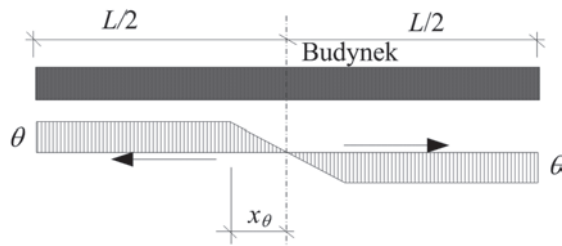
Rys. 18. Przyjęty sposób do określania strzałki wygięcia budynku przy skręcaniu (zginaniu ukośnym)  
 Źródło: Opracowanie własne

Fig. 18. Assumed method for determining the arrow bend of the building by torsion (diagonal bending)  
 Own elaboration



Rys. 19. Przyjęty do obliczeń sposób posadowienia  
 Źródło: Opracowanie własne

Fig. 19. Assumed method of foundation in the calculations  
 Own elaboration



Rys. 20. Przyjęty do obliczeń model pracy podłoża  
 Źródło: Opracowanie własne

Fig. 20. Assumed subsoil work model in calculations  
 Own elaboration

Otrzymano przebiegi zmian sił osiowych i momentów zginających w poszczególnych ławach fundamentowych przy różnych (przyjmowanych z zakresu 100-200 kPa) wartościach nacisku fundamentu na grunt. Przykładowo w części (C) z rys. 10 b w ławach podłużnych wartości wyznaczonych sił osiowych podano w tabeli 5.

Obliczono także siły np. w ławie w osi 1 w przypadku z rys. 10 c w części C, które wynoszą:

- przy nacisku fundamentu  $\sigma_n = 100 \text{ kPa} \rightarrow N_A = 0.390 \text{ MN}$ ,
- przy nacisku fundamentu  $\sigma_n = 200 \text{ kPa} \rightarrow N_A = 0.494 \text{ MN}$ .

Obliczone siły w ławie w osi 2 dla przypadku z rys. 10 c w części C wynoszą:

- przy nacisku fundamentu  $\sigma_n = 100 \text{ kPa} \rightarrow N_A = 0.657 \text{ MN}$ ,

- przy nacisku fundamentu  $\sigma_n = 200 \text{ kPa} \rightarrow N_A = 0.899 \text{ MN}$ .  
 Nośność tych ścian w części piwnicznej na rozciąganie oszacowano na poziomie:

$$N_{gr} = 0.4 \cdot (0.58 \cdot 3.1 + 1.04 \cdot 0.6) = 0.97 \text{ MN}$$

Oznacza to, że wprowadzenie dylatacji zgodnie z koncepcją z rys. 10 c jest w pełni zasadne i umożliwi przeniesienie sił rozciągających przez ściany budynku na poziomie II kategorii terenu górniczego.

### 5. Podsumowanie

Eksploatacja węgla kamiennego często jest prowadzona na obszarach, gdzie występują obiekty budowlane niezabezpieczone na dodatkowe wpływy pochodzenia górniczego bądź przystosowane do przeniesienia wpływów o niższej intensywności. Klasyczne metody oceny odporności budynku są czasochłonne, a uzyskane wyniki mogą być zaniżone. Rozwiązania wykorzystujące metody komputerowe w budownictwie powodują skrócenie czasu trwania obliczeń i umożliwiają analizę złożonych przypadków konstrukcyjnych. Problemem w tym przypadku staje się wierne odzwierciedlenie warunków geologiczno-górnich oraz właściwa interpretacja uzyskanych wyników.

Zamieszczone w pracy wyniki analiz budynku mieszkalnego były podstawą do podjęcia decyzji o sposobie zabezpieczenia obiektu na wpływy górnice. Przyjęto jako optymalne rozwiązanie zastosowanie podziału budynku na cztery części, który z założenia nie mógł naruszać własności mieszkańców. Każda z wydzielonych części zawierać powinna elementy zabezpieczające w postaci stalowych kotew założonych na poziomie stropu pierwszej i ostatniej kondygnacji oraz obwodowych opasek żelbetowych na poziomie posadowienia budynku. Ostatecznie przyjęto, że analizowany budynek po wprowadzeniu zabezpieczeń będzie w stanie bezpiecznie przenieść oddziaływania wynikające z II kategorii terenu górniczego.

*Obliczenia numeryczne wykonano w Akademickim Centrum Komputerowym AGH-Cyfronet na podstawie przyznanych grantów obliczeniowych nr MNiSW/Sun6800/PŚląska/083/2007, MNiSW/SGI3700/PŚląska/083/2007, a także MNiSW/Sun6800/PŚląska/084/2007, MNiSW/SGI3700/PŚląska/084/2007.*

### Literatura

1. Kawulok M., Słowik L., Konsek S., Piasecki W.: Ocena stateczności zabudowy mieszkalnej na obszarze oddziaływania eksploatacji górnich KWK „Jankowice”, „Przeгляд Górnichy” 2013, nr 8, s. 56-61.
2. Instrukcje, Wytyczne, Poradnik 416/2006. Projektowanie budynków na terenach górnich. Wydawnictwo ITB, Warszawa 2006.
3. Praca zbiorowa: Ochrona powierzchni przed szkodami górnichymi. Wyd. Śląsk, Katowice 1980.
4. Polskie normy budowlane: PN-82/B-02001 - Obciążenia budowli. Obciążenia stałe, PN-82/B-02003 - Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne, PN-B-03002 - Konstrukcje mrowe. Obliczenia i projektowanie. PKN lipiec 2007.

Tablica 5. Ekstremalne siły rozciągające ściany w segmencie C modelu (B) przy poziomym rozluźnieniu podłoża  
 Table 5. Extreme tensile forces of the wall in segment C of model (B) at horizontal loose of subsoil

Ława wg rys. 10 b	Siła $N_A$ w, MN przy $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$	Siła $N_A$ w, MN przy $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$
Oś 1	0.681	1.060
Oś 2	1.288	2.020
Oś 3	1.917	2.490