

Budowle ścianowe na terenach górniczych o deformacjach nieciągłych. Część 2 – Analizy numeryczne

Wall buildings in mining areas of discontinuous deformation Part 2 – Numerical analyses



Dr inż. Andrzej Cińcio^{*)}



Dr hab. inż. Jan Fedorowicz prof. WST^{**)}

Treść: W drugiej części pracy przedstawiono wyniki analiz numerycznych zagadnień omawianych w części pierwszej. Dotyczą one problemu zachowania się budynku w sytuacji, gdy w obrębie rzutu poziomego budynku pojawia się liniowa deformacja nieciągła powierzchni terenu w postaci progu. Utrzymano przy tym założenie przyjęte w części 1 pracy, że zasięg uskoku w obszarze rzutu poziomego budynku nie przekracza tak zwanej odległości krytycznej. Analizę przeprowadzono metodą MES. Dla stworzenia modelu obliczeniowego podłoża górniczego wykorzystano oprócz modelu sprężystego i modelu Winklera również modele sprężysto-plastyczne z powierzchnią plastyczności w postaci warunku Coulomba-Mohra i Druckera-Pragera, a także model mechaniki stanu krytycznego – Modified Cam-Clay.

Abstract: Part 2 of the work presents the results of numerical analyses of the issues discussed Part 1. These problems concern the behavior of the building, in which case a linear area discontinuity may appear in the form of a threshold within the horizontal projection of the building. The assumption adopted in Part 1 of the work that the extent of the fault in the area of the horizontal projection of the building does not exceed the so-called critical distance has been maintained. The analysis was carried out by FEM. To create a computational model of the mining surface, in addition to the elastic model and Winkler model, the elastic-plastic models with surface plasticity as a condition of Mohr-Coulomb and Drucker-Prager, as well as the model of critical state mechanics – Modified Cam-Clay have been applied.

Słowa kluczowe:

tereny górnicze, deformacje nieciągłe, szkody górnicze, analiza numeryczna, modele konstytutywne

Key words:

mining areas, discontinuous deformations, mining damage, numerical analysis, constitutive models

1. Wstęp

W pierwszej części pracy sformułowano i rozwiązano zagadnienie wpływu pojawiającej się w obrębie rzutu poziomego budynku liniowej deformacji nieciągłej w postaci progu na budowle o konstrukcji ścianowej, otrzymując rozwiązanie typu analitycznego. W tej części pracy rozwiązania te poddano weryfikacji za pomocą serii analiz o charakterze numerycznym. W modelach utrzymano przyjęte w pierwszej części artykułu założenie, że zasięg uskoku jest nie większy niż zdefiniowana w części pierwszej artykułu tzw. odległość krytyczna. Oznacza to, że zasięg uskoku jest na tyle mały, że budowla „zawisnie” nad uskokiem bez wystąpienia jej obrotu. Analizie poddano budowle o konstrukcji sztywnej, skonstruowanej zgodnie z zasadami podanymi w (Instrukcje

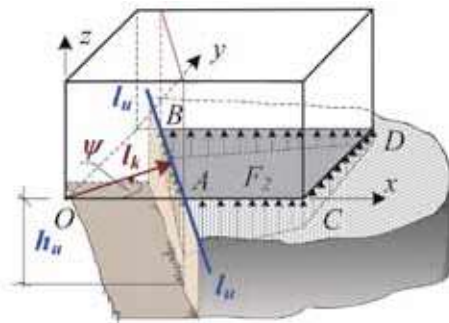
... 2006, Instrukcja ... 2007, Fedorowicz i in. 2014, Jamrozik i in. 2014). Analizę przeprowadzono metodą MES przy pomocy programu Abaqus (Dokumentacja ...). Modele numeryczne układu budowla-podłoże gruntowe budowano wykorzystując dla gruntu następujące modele konstytutywne: liniowo-sprężysty (e), sprężysto-plastyczny z powierzchnią plastyczności w postaci warunku Coulomba-Mohra (C-M) oraz warunku Druckera-Pragera (D-P), a także sprężysto-plastyczny model mechaniki stanu krytycznego Modified-Cam-Clay (MCC). Dodatkowo rozwiązano zadanie na najprostszym modelu w postaci budowli na podłożu odwzorowanym pionowymi więzami sprężystymi o cechach podłoża winklerowskiego. Budowla reprezentowana w postaci zastępczego fundamentu opisana jest modelem liniowo-sprężystym. W każdym przypadku obliczenia przeprowadzono wielokrotnie, dla różnych zestawów parametrów, odpowiadających różnym rodzajom podłoża. Wyniki analizy dla nieliniowych modeli podłoża porównano z wynikami dla rozwiązania liniowo-sprężystego.

^{*)} Politechnika Śląska, Gliwice ^{**)} Wyższa Szkoła Techniczna, Katowice

2. Założenia analizy

Analizę numeryczną w pracy przeprowadzono metodą MES, budując model obliczeniowy pokazany na rys. 2. Obliczenia prowadzono przyjmując założenia:

- długość krawędzi uskoku l_u (rys. 1) jest wystarczająco duża, aby zachowanie się podłoża można analizować jak w zadaniu płaskiego stanu odkształcenia (PSO),
- zasięg uskoku l_k nie przekracza wartości krytycznej, a wysokość uskoku h_u jest wystarczająca, aby przy określonej wartości l_k budynek „zawisł” nad uskokiem,
- konstrukcja modelowana jest jako zastępcza bryła pełna wykonana z materiału liniowo-sprężystego (e) w płaskim stanie naprężenia (PSN) lub płaskim stanie odkształcenia (PSO) o określonej sztywności definiowanej parametrem materiału sprężystego E_b ,
- w konstrukcji analizowane są ekstremalne uogólnione siły przekrojowe (momenty zginające - Mzg) wyznaczone na podstawie rozkładu poziomej składowej stanu naprężenia s11 (również ich zmiana na długości konstrukcji) oraz deformacja konstrukcji,
- obciążenie konstrukcji stanowi ciężar własny i obciążenie użytkowe (pokazane na rys. 2) i we wszystkich analizowanych przypadkach jest przyjęte jako niezmiennie,
- pojawienie się uskoku modelowane jest poprzez usuwanie w trakcie analizy poszczególnych elementów skończonych (lub grup elementów skończonych) w modelu obliczeniowym,
- w celu wyeliminowania wpływu niewielkich sił naporu gruntu w trakcie odkształcania się konstrukcji na wartości jej sił wewnętrznych, we wstępnej fazie analizy numerycznej usuwane są elementy skończone wzdłuż pionowych boków zagłębionej konstrukcji.



Rys. 1. Schemat widoku budowli nad uskokiem
Fig. 1. Schematic view of the stepped structure

3. Opis modelu numerycznego

Geometrię modelu obliczeniowego pokazano na rys. 2. Model obliczeniowy zbudowano przez nałożenie siatki dyskretnej MES utworzonej z elementów czworokątnych oraz trójkątnych, zagęszczonej w obszarach o spodziewanych zwiększonych gradientach składowych stanu naprężenia. Charakter siatki dyskretnej pokazano na rys. 3. Tamże, na kolejnych fragmentach modelu s-1, s-2, s-3, s-4 przedstawiono również schematycznie przebieg symulacji procesu powstawania progę pod konstrukcją w modelu obliczeniowym. Budowlę wymodelowano jako jednolity blok o wysokości $H=2.4\text{ m}$ o materiale sprężystym: $E_b=3.4\cdot 10^7\text{ kPa}$ i $\nu=0.167$, odpowiadający dolnej kondygnacji hali produkcyjnej. Obciążenie modelu konstrukcji przyjęto na podstawie projektu w wysokości (rys. 2): $q_0=158\text{ kN/m}^2$, $q_1=140.1\text{ kN/m}^2$, $q_2=62.3\text{ kN/m}^2$ oraz ciężar objętościowy materiału konstrukcji $\gamma=25\text{ kN/m}^3$.

Jak już wspomniano, podłoże gruntowe modelowano wykorzystując różne modele obliczeniowe. Przyjmując oznaczenia:

- dla przyrostu tensora odkształcenia:

$$\delta\boldsymbol{\varepsilon} = \{\delta\varepsilon_{11} \quad \delta\varepsilon_{22} \quad \delta\varepsilon_{33} \quad \delta\gamma_{12} \quad \delta\gamma_{23} \quad \delta\gamma_{31}\}^T$$
- dla przyrostu tensora naprężenia

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \{\delta\sigma_{11} \quad \delta\sigma_{22} \quad \delta\sigma_{33} \quad \delta\sigma_{12} \quad \delta\sigma_{23} \quad \delta\sigma_{31}\}^T$$

możemy zapisać równania konstytutywne wykorzystanych modeli materiałowych w postaci:

- dla modelu liniowo-sprężystego (Fedorowicz i in. 2014, Jamrozik i in. 2014, Fedorowicz 2006, 2008):

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^e \cdot \delta\boldsymbol{\varepsilon} \quad (1)$$

- dla modelu sprężysto-plastycznego:

$$\delta\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^{ep} \cdot \delta\boldsymbol{\varepsilon} = (\mathbf{D}^e - \mathbf{D}^p) \cdot \delta\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2)$$

gdzie:

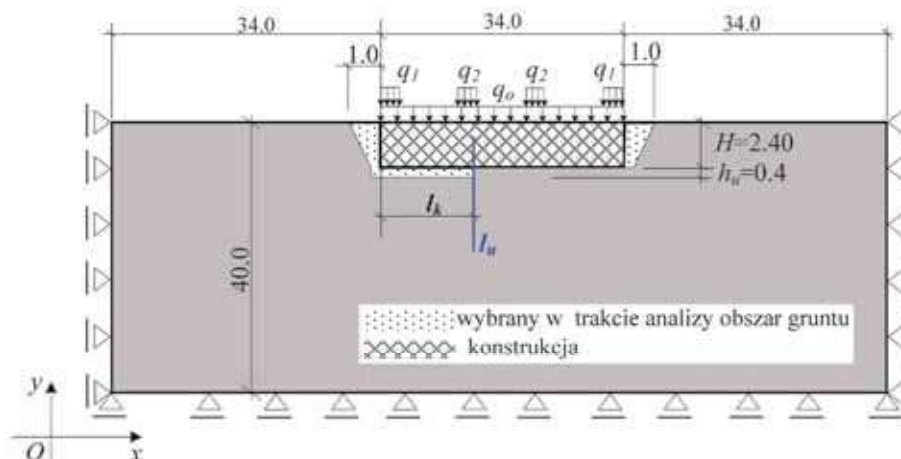
\mathbf{D}^e – jest macierzą sprężystą zależną jedynie od stałych materiałowych,

\mathbf{D}^p – częścią plastyczną macierzy sprężysto-plastycznej zależną od aktualnego stanu naprężenia i stałych materiałowych.

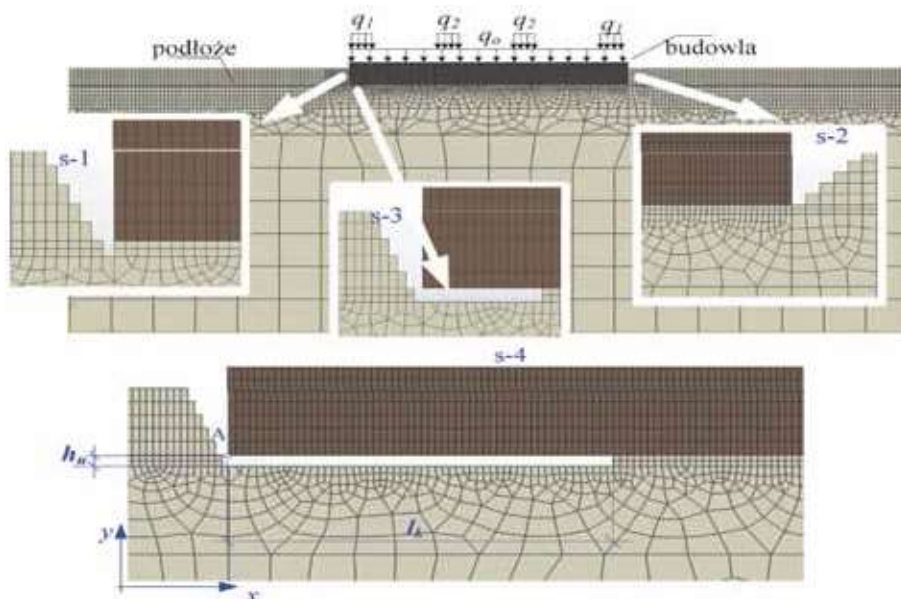
Szczegóły opisu tych macierzy można znaleźć w (Fedorowicz 2006, 2008).

W obliczeniach numerycznych w analizach z wykorzystaniem modelu D-P przy niestowarzyszonym prawie płynięcia ($\phi \neq \psi$) i zadaniu PSO parametry modelu określono na podstawie (Cińcio 2004) ze wzorów:

$$\tan(\beta) = \sin\phi \cdot \sqrt{3}, \quad \frac{d}{c} = \cos\phi \cdot \sqrt{3}. \quad (3)$$



Rys. 2. Geometria modelu obliczeniowego
Fig. 2. Geometry of the numerical model



Rys. 3. Siatka modelu obliczeniowego oraz kolejność wybierania gruntu w symulacji powstawania progu

Fig. 3. Computational model mesh and the order of exploitation of the subsoil in simulation of the threshold formation

Natomiast przyjmując w modelu stowarzyszone prawo płynięcia ($\phi = \psi$), parametry określono wg wzorów:

$$\operatorname{tg}(\beta) = \frac{\sin \phi \cdot \sqrt{3}}{\sqrt{1 + \frac{1}{3} \cdot \sin^2(\phi)}}, \quad d = \frac{c \cdot \cos \phi \cdot \sqrt{3}}{\sqrt{1 + \frac{1}{3} \cdot \sin^2(\phi)}} \quad (4)$$

W analizach numerycznych z wykorzystaniem modelu MCC potrzebne dodatkowe parametry gruntu podawane w tabeli 1 wyznaczano wg (Fedorowicz i in. 2001, Fedorowicz, Fedorowicz 2014) ze wzorów:

$$M = \frac{6 \cdot \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}, \quad K_o^{(NC)} = 1 - \sin(\phi), \quad (5)$$

$$K_o = \operatorname{OCR} \cdot K_o^{(OC)} - \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot (\operatorname{OCR} - 1). \quad (6)$$

gdzie: OCR – współczynnik prekonsolidacji podłoża.

Przyjęte oznaczenia wykresów na rysunkach z prezentacją wyników analiz (rys. 4 – rys. 24) wraz z odpowiadającymi danymi materiałowymi zestawiono w tabeli 1, przy czym we wszystkich obliczanych przypadkach przyjęto stałą Poissona równą $\nu=0.30$.

Tabela 1. Wykaz oznaczeń zadań przedstawionych na rys. 4–24
Table 1. List of reference tasks shown in Fig. 4-24

Oznaczenie na rysunku	Model gruntu	ϕ [°]	c [kPa]	l_k [m]	E_{bud} [kPa]	E_{gr} [MPa]
(e)-a	(e)	rozwiązanie wspornika o wysięgu $l_k=8.60$ m lub $l_k=11.20$ m obciążonego ciężarem własnym i obciążeniem q_o , q_1 i q_2 z rys. 2.				
(e)-b	(e)	rozwiązanie pręta sztywnego obciążonego odporem wg wzoru (11) z cz. 1 pracy dla uskoku w odległości $l_k=8.60$ m lub $l_k=11.20$ m oraz ciężarem własnym i obciążeniem q_o , q_1 i q_2 z rys. 2.				
(e)-1	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	20
(e)-2	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	50
(e)-3	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	100
(e)-4	(e)	-	-	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(e)-5	(e)	-	-	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	50
(e)-6	(e)	-	-	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	100
(e)-7	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^8$	50
(e)-8	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^9$	50
(e)-9	(e)	-	-	11.20	$3.24 \cdot 10^6$	50
(e)-10	(e)	-	-	11.2	$3.24 \cdot 10^5$	50
(e)-11	(e)	-	-	8.60	$3.24 \cdot 10^5$	5
(e)-12	(e)	-	-	8.60	$3.24 \cdot 10^5$	1000
(D-P)-1	(D-P)	30	5	11.2	$3.24 \cdot 10^7$	50

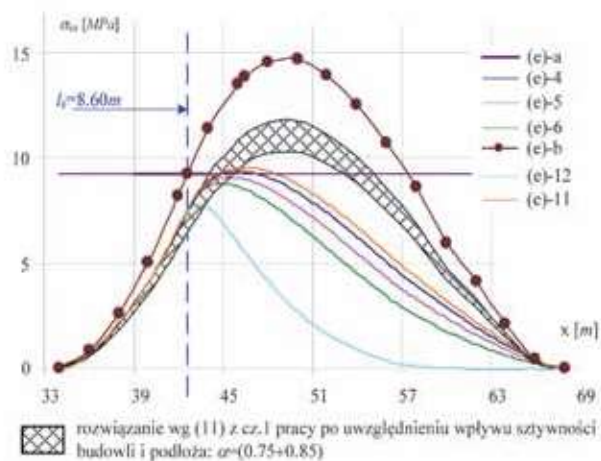
(D-P)-2	(D-P)	40	5	11.2	$3.24 \cdot 10^7$	50
(D-P)-3	(D-P)	30	5	11.2	$3.24 \cdot 10^7$	100
(D-P)-4	(D-P)	40	5	11.2	$3.24 \cdot 10^7$	100
(D-P)-5	(D-P)	5	150	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-6	(D-P)	6	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-7	(D-P)	10	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-8	(D-P)	20	20	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-9	(D-P)	20	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-10	(D-P)	15	20	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(D-P)-11	(D-P)	6	20-80	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(D-P)-12	(D-P)	10	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(D-P)-13	(D-P)	6	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	600
(C-M)-1	(C-M)	5	20-90	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-2	(C-M)	5	70-90	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-3	(C-M)	10	$50/K_o=0.45$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-4	(C-M)	10	$50/K_o=0.826$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-5	(C-M)	20	50	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-6	(C-M)	5	90	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-7	(C-M)	5	100	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-8	(C-M)	20	$100/K_o=0.45$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-9	(C-M)	20	$100/K_o=0.658$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-10	(C-M)	40	5	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	50
(C-M)-11	(C-M)	6	20-90	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-12	(C-M)	20-	$50/K_o=0.45$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-13	(C-M)	20	$50/K_o=0.658$	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-14	(C-M)	5	90	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-15	(C-M)	5	100	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-16	(C-M)	40	5	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	100
(C-M)-17	(C-M)	30	5	8.60	$3.24 \cdot 10^7$	100
(C-M)-18	(C-M)	20	50	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-19	(C-M)	20	100	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	20
(C-M)-20	(C-M)	40	5	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	50
(C-M)-21	(C-M)	20	50	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-22	(C-M)	20	100	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	60
(C-M)-23	(C-M)	40	5	11.20	$3.24 \cdot 10^7$	100
(MCC)-1	(MCC)	30	$e_{cs}=1.788, \kappa=0.0074, \lambda=0.066, M=1.2, K_o^{(NC)}=0.5$	8.60	$q^*=50 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-2	(MCC)	30	$e_{cs}=0.45, \kappa=0.0004, \lambda=0.008, M=1.2, K_o^{(NC)}=0.5$	8.60	$q^*=50 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-3	(MCC)	27	$e_{cs}=0.65, \kappa=0.0014, \lambda=0.012, M=1.0699, K_o^{(NC)}=0.546$	8.60	$q^*=50 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-4	(MCC)	27	$e_{cs}=0.75, \kappa=0.0015, \lambda=0.012, M=1.0699, 0.546,$	8.60	$q^*=50 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-5	(MCC)	30	$e_{cs}=1.788, \kappa=0.0074, \lambda=0.066, M=1.2, K_o^{(NC)}=0.5,$	11.20	$q^*=50 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-6	(MCC)	30	$e_{cs}=0.45, \kappa=0.0004, \lambda=0.008, M=1.2, K_o^{(NC)}=0.5,$	8.60	$q^*=100 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*
(MCC)-7	(MCC)	30	$e_{cs}=0.45, \kappa=0.0004, \lambda=0.008, M=1.2, K_o^{(NC)}=0.5,,$	8.60	$q^*=200 \text{ kPa}, K_o^{(OC)}$ $\gamma=20 \text{ kN/m}^3,$	*

*(Cincio 2004, Fedorowicz i in. 2001, Fedorowicz 2014)

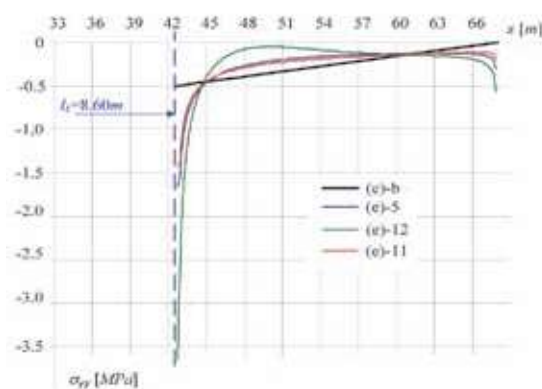
4. Wyniki analiz numerycznych

Wybrane wyniki przeprowadzonych analiz przedstawiono na kolejnych rysunkach zamieszczonych poniżej (rys. 4 –

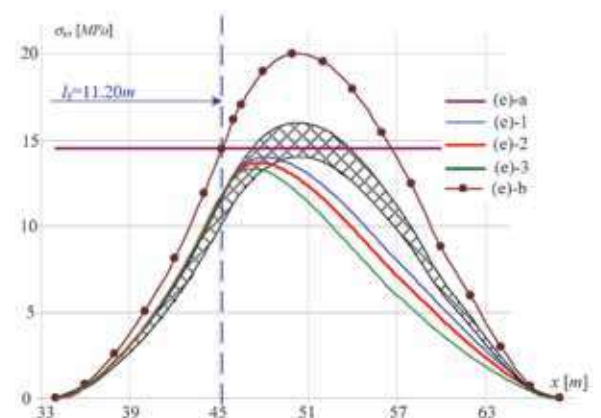
rys. 24), oznaczenia identyfikujące poszczególne wykresy zestawiono w tab. 1.



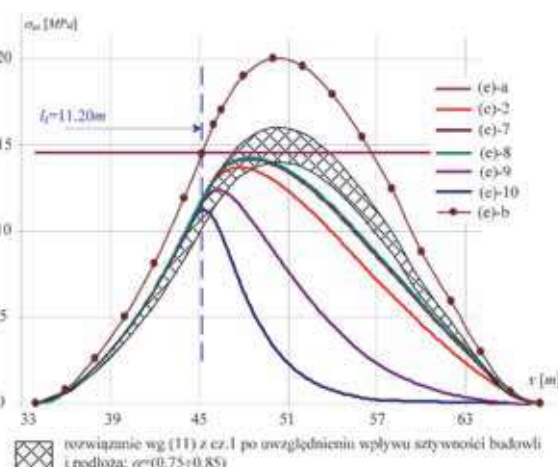
Rys. 4. Model podłoża (e), $l_k=8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli
 Fig. 4. Model of the subsoil (e), $l_k=8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



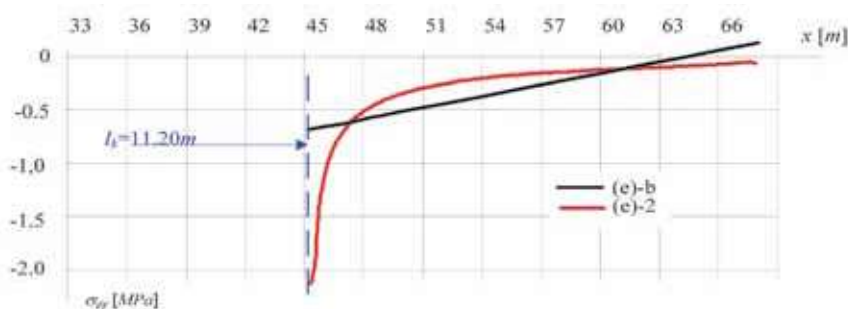
Rys. 5. Model podłoża (e) – zmiana odporu gruntu dla $l_k=8.6\text{ m}$
 Fig. 5. Model of the subsoil (e) – change of the passive earth pressure for $l_k=8.6\text{ m}$



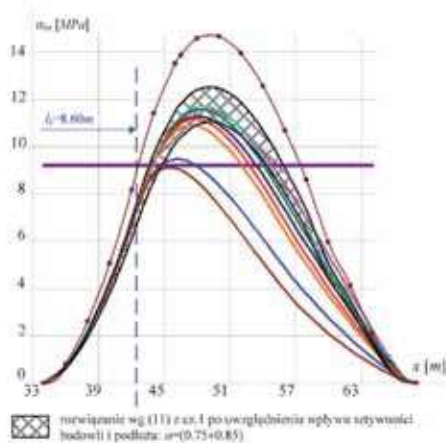
Rys. 6. Model podłoża (e), $l_k=11.2\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli
 Fig. 6. Model of the subsoil (e), $l_k=11.2\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



Rys. 7. Model podłoża (e), $l_k=11.2\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli przy zmianie E_b
 Fig. 7. Model of the subsoil (e), $l_k=11.2\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure by changing E_b

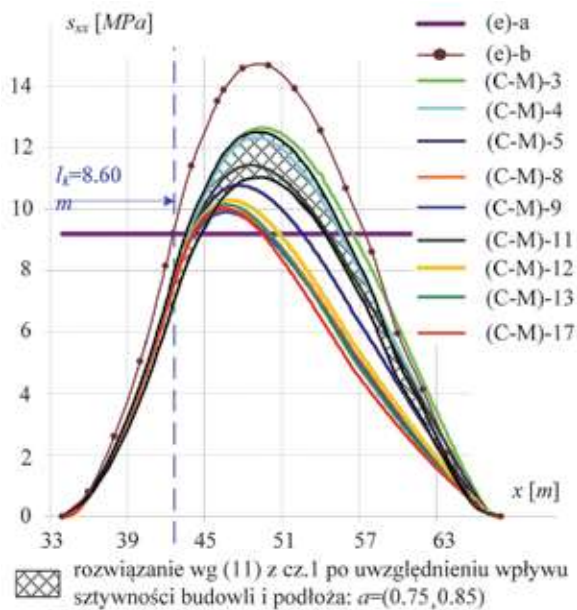


Rys. 8. Model podłoża (e) – zmiana odporu gruntu dla $l_k=11.2\text{ m}$
 Fig. 8. Model of the subsoil (e) – change of the passive earth pressure for $l_k=11.2\text{ m}$



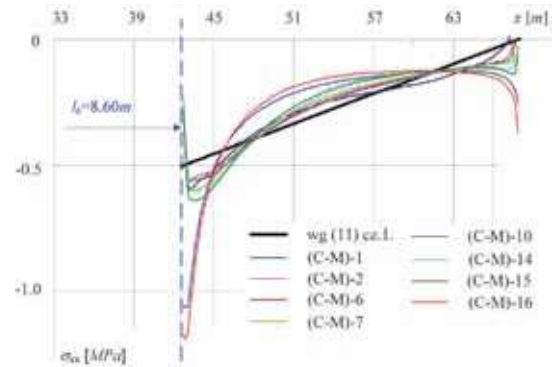
Rys. 9. Model podłoża (C-M), $l_k=8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 9. Model of the subsoil (C-M), $l_k = 8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



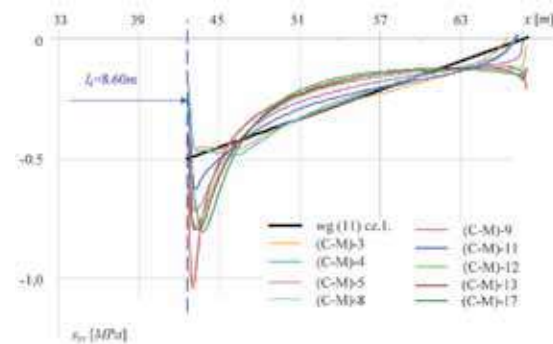
Rys. 11. Model podłoża (C-M), $l_k=8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 11. Model of the subsoil (C-M), $l_k = 8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



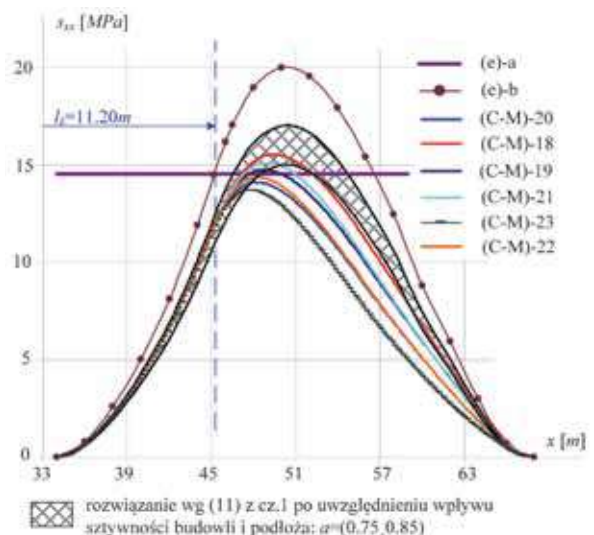
Rys. 10. Model podłoża (C-M) – zmiana odporu gruntu dla $l_k = 8.6\text{ m}$

Fig. 10. Model of the subsoil (C-M) – change of the passive earth pressure for $l_k = 8.6\text{ m}$



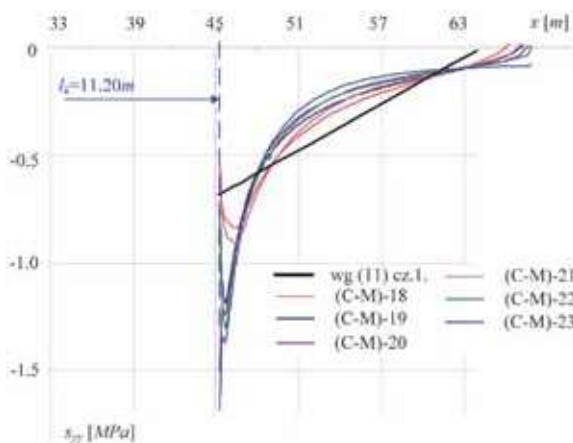
Rys. 12. Model podłoża (C-M) – zmiana odporu gruntu dla $l_k = 8.6\text{ m}$

Fig. 12. Model of the subsoil (C-M) – change of the passive earth pressure for $l_k = 8.6\text{ m}$



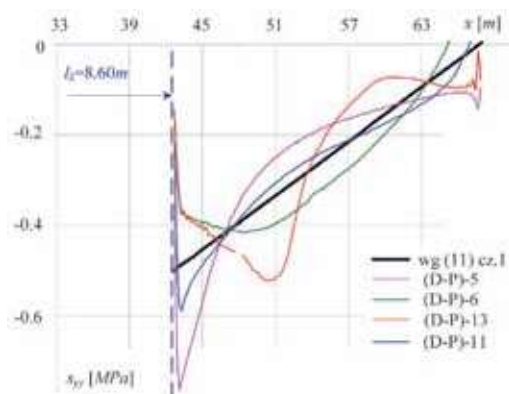
Rys. 13. Model podłoża (C-M), $l_k=11.2\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 13. Model of the subsoil (C-M), $l_k = 11.2\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



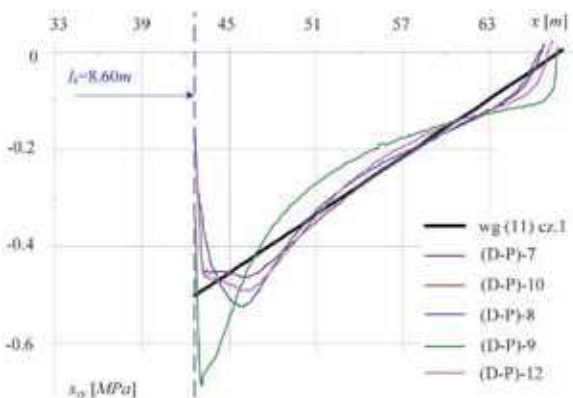
Rys. 14. Model podłoża (C-M) – zmiana odporu gruntu dla $l_k = 11.20\text{ m}$

Fig. 14. Model of the subsoil (C-M) – change of the passive earth pressure for $l_k = 11.2\text{ m}$



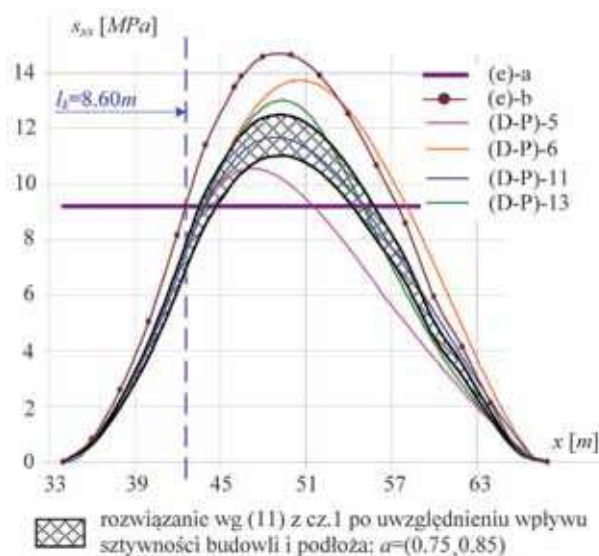
Rys. 16. Model podłoża (D-P) – zmiana odporu gruntu w zależności dla $l_k = 8.6\text{ m}$

Fig. 16. Model of the subsoil (D-P) – change of the passive earth pressure for $l_k = 8.6\text{ m}$



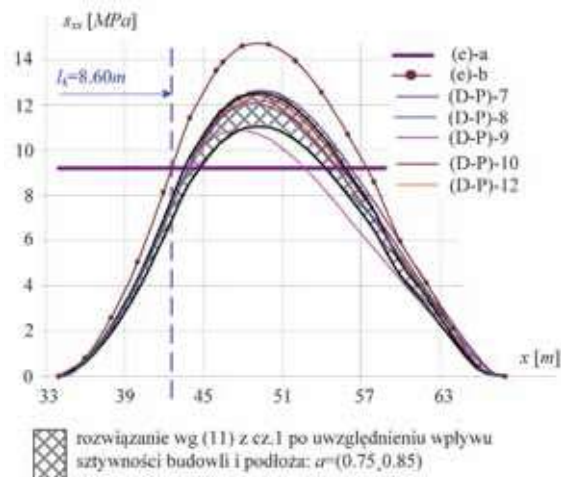
Rys. 18. Model podłoża (D-P) – zmiana odporu gruntu w zależności dla $l_k = 8.6\text{ m}$

Fig. 18. Model of the subsoil (D-P) – change of the passive earth pressure for $l_k = 8.6\text{ m}$



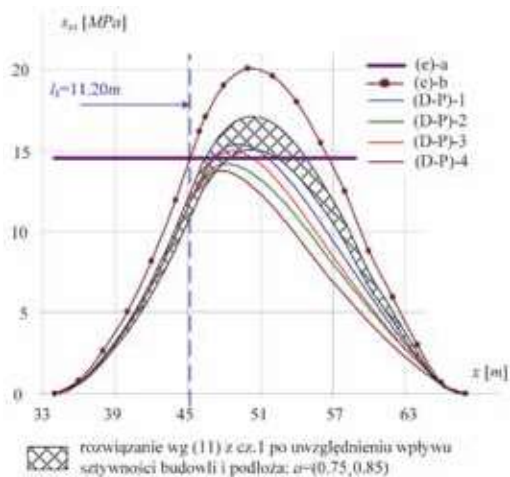
Rys. 15. Model podłoża (D-P), $l_k = 8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 15. Model of the subsoil (D-P), $l_k = 8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



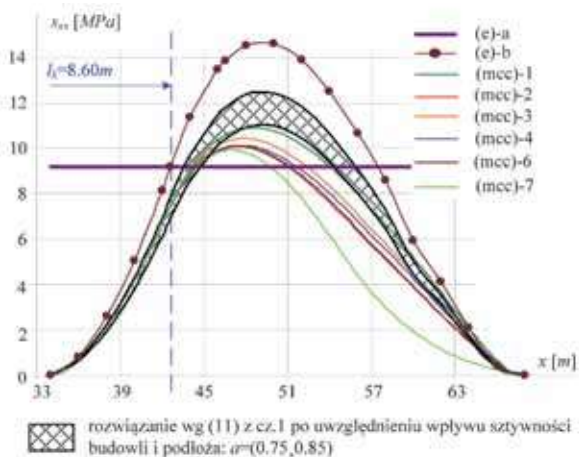
Rys. 17. Model podłoża (D-P), $l_k = 8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 17. Model of the subsoil (D-P), $l_k = 8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



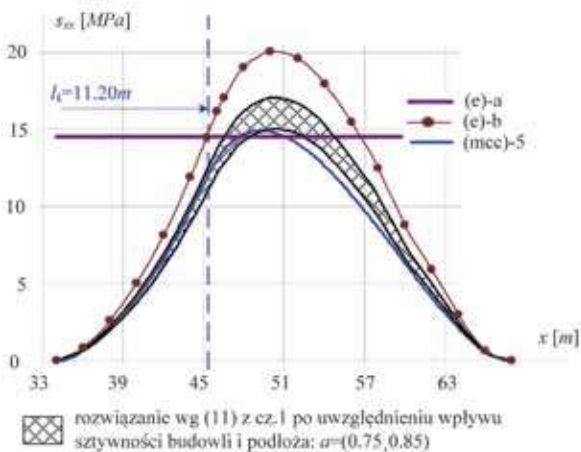
Rys. 19. Model podłoża (D-P), $l_k=11.2\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 19. Model of the subsoil (D-P), $l_k = 11.2\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



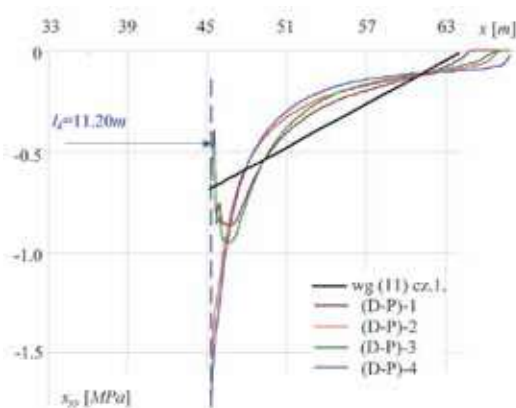
Rys. 21. Model podłoża (MCC), $l_k=8.6\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 21. Model of the subsoil (MCC), $l_k = 8.6\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



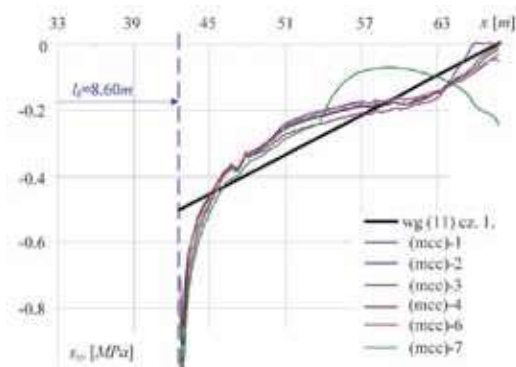
Rys. 23. Model podłoża (MCC), $l_k=11.2\text{ m}$ – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym włóknie budowli

Fig. 23. Model of the subsoil (MCC), $l_k = 11.2\text{ m}$ – change of the horizontal normal stress in the uppermost fiber structure



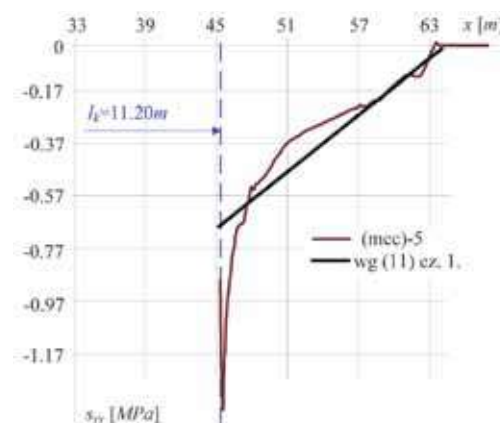
Rys. 20. Model podłoża (D-P) – zmiana odporu gruntu w zależności dla $l_k=11.2\text{ m}$

Fig. 20. Model of the subsoil (D-P) – change of the passive earth pressure for $l_k = 11.2\text{ m}$



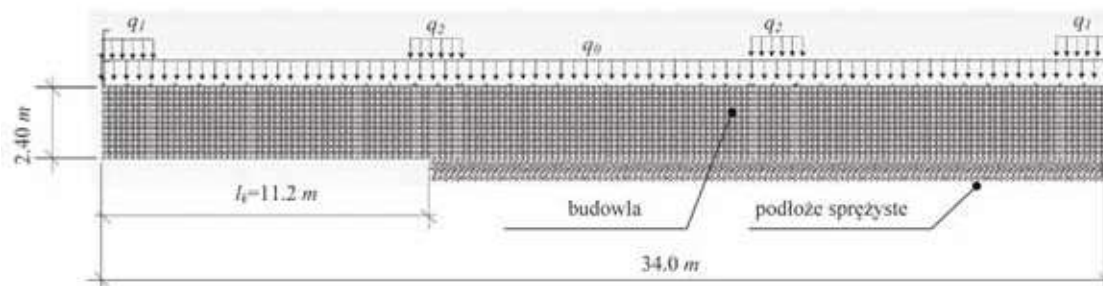
Rys. 22. Model podłoża (MCC) – zmiana odporu gruntu w zależności dla $l_k=8.6\text{ m}$

Fig. 22. Model of the subsoil (MCC) – change of the passive earth pressure for $l_k = 8.6\text{ m}$



Rys. 24. Model podłoża (MCC) – zmiana odporu gruntu w zależności dla $l_k=11.2\text{ m}$

Fig. 24. Model of the subsoil (MCC) – change of the passive earth pressure for $l_k = 11.2\text{ m}$

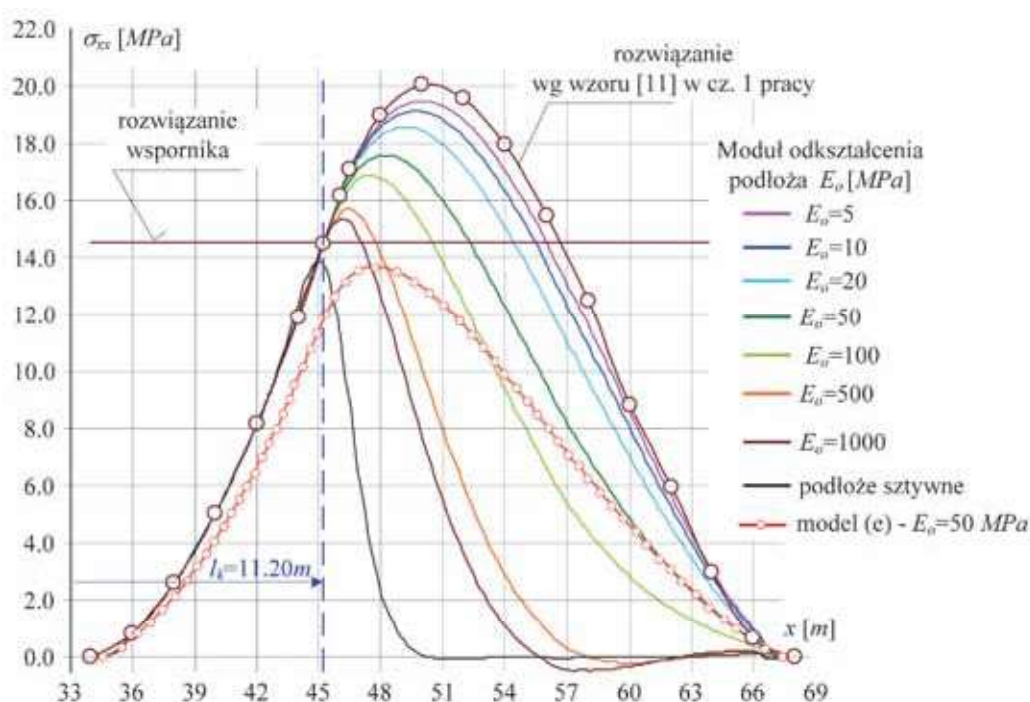


Rys. 25. Schemat uproszczonego modelu MES w programie ROBOT
Fig. 25. Scheme of a simplified FEM model in the ROBOT program

Dodatkowo rozwiązano zadanie w oparciu o uproszczony model inżynierski ściany modelowanej w płaskim stanie naprężenia posadowionej na parametrycznym liniowo-sprężystym, winklerowskim modelu podłoża o kilku różnych parametrach. Sztywności elementów podłoża obliczano wg wytycznych (Jamrozik i in. 2014, Dokumentacja), natomiast zbudowany model rozwiązywano za pomocą programu Autodesk Robot Structural Analysis, przy założeniu, że materiał budowli pracuje w zakresie liniowo-sprężystym.

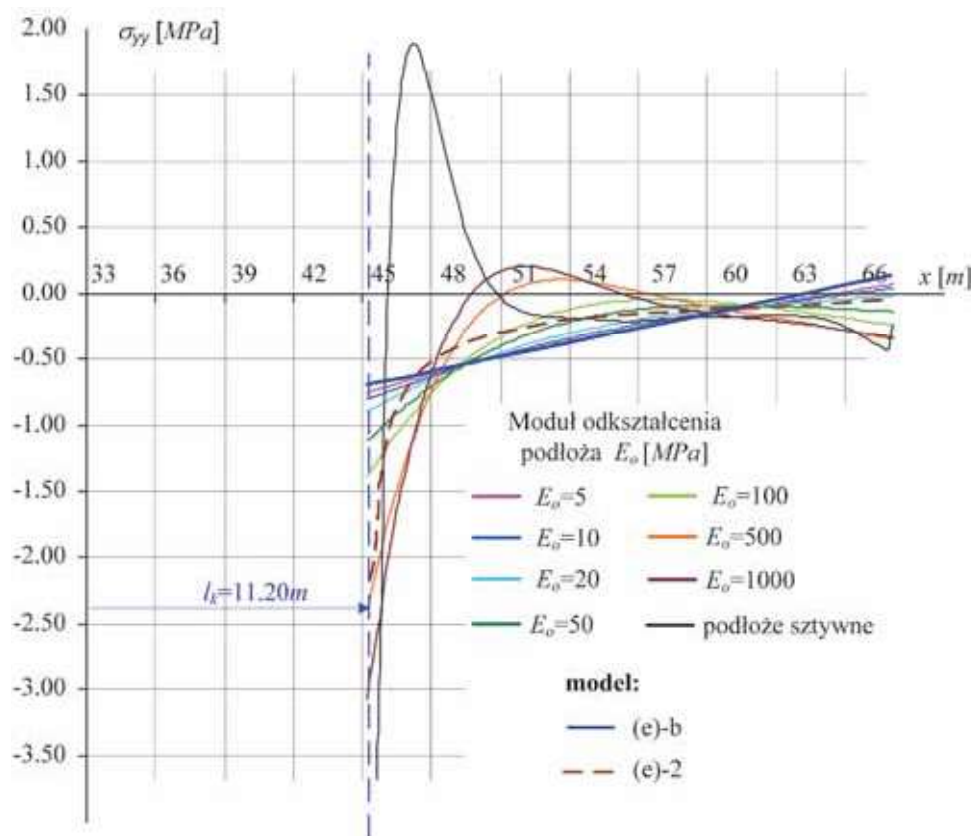
Schematyczny widok wymienionego modelu pokazano na rys. 25, natomiast wybrane wyniki w postaci mapki poziomego naprężenia normalnego na rys. 26 i rys. 27.

Na rysunku 26 przedstawiono uzyskany w obliczeniach numerycznych rozkład naprężeń poziomych σ_{xx} w górnych włóknach analizowanej ściany dla długości uskoku $l_k = 11,2$ m i dla różnych parametrów sztywności podłoża. Jako tło wyników podano rozwiązanie numeryczne przy podłożu odwzorowanym na rys. 6 modelem sprężystym (e) – (na rys. 26 kolor czerwony ze znacznikiem).



Rys. 26. Model podłoża Winklera – zmiana poziomego naprężenia normalnego w górnym skrajnym poziomym przekroju przez budowlę dla $l_k = 11,2$ m na tle rozwiązania analitycznego i rozwiązania numerycznego na modelu (e)

Fig. 26. Winkler subsoil model – change of the horizontal normal stress in the uppermost horizontal section through the structure for $l_k = 11,2$ m against the analytical solution and numerical solution for the model (e)



Rys. 27. Model podłoża Winklera – zmiana odporu podłoża dla $l_k = 11.2$ m na tle rozwiązania analitycznego (e)-b oraz rozwiązania numerycznego na modelu (e)-2 dla $E_o = 50$ MPa
 Fig. 27. Winkler subsoil model – change of the passive earth pressure for $l_k = 11.2$ m against the analytical solution (e)-b and numerical solution for the model (e)-2 for $E_o = 50$ MPa

5. Wnioski końcowe

Z analizy otrzymanych rezultatów wynika, że wartości poziomych naprężeń normalnych otrzymywane na podstawie rozwiązania budowli traktowanej jako bryła sztywna (rozwiązanie omówione w cz. 1 pracy) są większe niż wartości uzyskane na podstawie rozwiązań numerycznych ok. 10-25%. Natomiast wartości poziomych naprężeń normalnych wyznaczone na podstawie momentów zginających obliczonych w schemacie wspornikowym są znacznie mniejsze od odpowiednich wartości wynikających z obliczeń numerycznych. Na podstawie analizy wartości sił wewnętrznych dla rozwiązania sprężystego wynika, że przyjmowana w obliczeniach sztywność elementu odwzorowującego budowlę, w porównaniu ze sztywnością gruntu jest na tyle duża, że dalsze jej zwiększanie nie zmienia w sposób istotny rozwiązania (rys. 6). Z obliczeń numerycznych wynika również, że wyteżenie budowli zmienia się dla przyjętego modelu podłoża w zależności od wartości jego parametrów materiałowych jedynie w określonym, niewielkim zakresie. Na podstawie uzyskanych wyników analiz numerycznych można więc przyjąć, że wyteżenie budowli może być szacowane na podstawie zaproponowanej metody rozwiązania problemu, podanej w cz. 1 pracy, jeżeli uzyskane rezultaty zredukujemy o ok. 15-25%, co odpowiada przemnożeniu otrzymanych rezultatów przez współczynnik redukcyjny $a = (0.75-0.85)$. Na kolejnych rysunkach (od rys. 4 do rys. 24) pokazano przez zakreślenie obszary, w których znajdują się wymienione zredukowane wartości poziomych naprężeń w skrajnym włóknie modelu budowli.

Mniejsze wartości naprężeń normalnych otrzymywane w analizach numerycznych można interpretować jako skutek

dokładniejszego modelu zarówno konstrukcji, jak również modelu gruntu, uwzględniającego dodatkowo w tym drugim wymienionym przypadku pozasprężyste właściwości ośrodka. Dalsze uszczegółowienie modelu wymaga specyfikacji w modelu kontaktu na styku budowli z podłożem gruntowym.

Obliczenia numeryczne wykonano w ACK CYFRONET Kraków, w ramach grantów MNiSW/SGI3700/PŚląska/054/2010 and MNiSW/SGI3700/PŚląska/056/2010.

Literatura

- CINICIO A. 2004 - Numeryczna analiza dynamicznej odporności niskiej zabudowy na wstrząsy parasejsmiczne z zastosowaniem przestrzennych modeli wybranych obiektów. Praca doktorska, Pol. Śl., Gliwice.
- Dokumentacja programu SIMULIA Abaqus FEA.
- FEDOROWICZ J. 2008 - Zagadnienie kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Część II. Kryteria tworzenia i oceny modeli obliczeniowych układów konstrukcja budowlana – podłoże górnicze. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1805, z. 114.
- FEDOROWICZ J., MROZEK M., MROZEK D. 2014 - Ochrona budynków murowanych na terenie górniczym. Cz.2 – porównanie analiz klasycznych i współczesnych. „Przeгляд Górnicy” nr 8, s. 93-101.
- FEDOROWICZ L. 2006 - Zagadnienie kontaktowe budowla – podłoże gruntowe. Część I. Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, nr 1729, z. 107.
- FEDOROWICZ L., FEDOROWICZ J. 2014 - Rola współczynnika parcia geostatycznego K_o w analizach geotechnicznych i sposoby jego oceny.

Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach, nr 6 s.35-54 z.

FEDOROWICZ L., FEDOROWICZ J., CIŃCIO A. 2001 - Problemy oceny wyężenia konstrukcji budynków jednorodzinnych na terenach górniczych. „Inżynieria i Budownictwo” nr 3.

Instrukcja, Wytyczne, Poradniki, 364/2007. Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2007.

Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, 416/2006. Projektowanie budynków na terenach górniczych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2006.

JAMROZIK J., FEDOROWICZ L., FEDOROWICZ J. 2014 - Sposoby przewidywania i odtwarzania zachowań konstrukcji budowlanych poddanych wpływom górniczym. „Przegląd Górniczy” nr 8, s. 71-77.

Artykuł wpłynął do redakcji – luty 2017

Artykuł akceptowano do druku 5.04.2017 r.

Szanowni Czytelnicy!
Przypominamy o wznowieniu
prenumeraty „Przeglądu Górniczego”

Informujemy też, że od ²⁰⁰⁹ roku w grudniowym zeszycie P.G. zamieszczamy listę naszych prenumeratorów.