

Spis treści

Tadeusz CHYŻY, Monika MACKIEWICZ

Linieowe elementy skończone o zmiennej sztywności w modelowaniu podłoża gruntowego pod budynkiem
Linear finite elements with variable stiffness in modelling of subsoil under the building..... 7

Tomasz GODLEWSKI, Grzegorz KACPRZAK, Marcin WITOWSKI

Praktyczna ocena parametrów geotechnicznych podłoża do projektowania ścian szczelinowych posadowionych w ilach „plioceńskich” Warszawy
Practical estimation of geotechnical parameters for the diaphragm wall design founded on Warsaw "pliocene" clays..... 13

Barbara KLISZCZEWICZ

Współpraca wielkośrednicowych stalowych rurociągów z gruntem
Large-diameter steel pipelines – soil interaction..... 21

Eugeniusz KODA, Simon RABARIJOELY

Numeryczna ocena stateczności i warunków posadowienia kościoła na krawędzi skarpy warszawskiej
Numerical assessment of stability and foundation conditions of a church located on the edge of "skarpa warszawska"..... 27

Krystyna KUŹNIAR, Łukasz CHUDYBA

Interakcja dynamiczna podłoże-budynek w przypadku przekazywania prędkości oraz przyśpieszeń drgań od wstrząsów pochodzenia górniczego
Soil-structure interaction in case of the transmission of mine-induced velocities and accelerations of vibrations..... 37

Edyta MALINOWSKA, Wojciech SAS, Alojzy SZYMAŃSKI

Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego
The analysis of different loading impact on strain results in soft subsoil..... 47

Czesław MIEDZIAŁOWSKI, Damian SIWIK

Wznoszenie obiektu budowlanego jako zadanie interakcyjne i śledzące
Building erection as an interactive and tracking task..... 53

Damian SIWIK, Czesław MIEDZIAŁOWSKI

Wpływ głębokiego posadowienia budynku na zabudowę sąsiednią
Influence of deep building foundation on existing buildings..... 61

Marta SOKOŁOWSKA

Ustalanie modelu geotechnicznego podłoża w piaskach rzecznych
Geotechnical subsoil model in aluvial sands..... 69

Waldemar St. SZAJNA

Wpływ warunków kontaktu pomiędzy studnią startową do mikrotunelowania i gruntem na nośność graniczną podłoża
The influence of a type of contact between a microtunnelling starting shaft and subsoil on its ultimate bearing capacity..... 79

LINIOWE ELEMENTY SKOŃCZONE O ZMIENNEJ SZTYWNOŚCI W MODELOWANIU PODŁOŻA GRUNTOWEGO POD BUDYNKIEM

Tadeusz CHYŻY*, Monika MACKIEWICZ

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Jednym z najprostszych sposobów komputerowego modelowania podłoża gruntowego jest zastosowanie metody Winklera, gdzie podłoże gruntowe odwzorowuje się jednowymiarowymi sprężynami o odpowiednio dobranych parametrach sztywnościowych. W uzasadnionych przypadkach metodę Winklera można zastosować do modelowania gruntów uwarstwionych. W tym przypadku najprostszym odwzorowaniem jest zespół sprężyn połączonych szeregowo, gdzie każda z nich opisuje konkretną warstwę. W wyniku odpowiedniego sumowania sztywności składowych uzyskuje się ostatecznie sztywność zastępczą. W artykule autorzy proponują inny sposób wyznaczania sztywności zastępczej z bezpośrednim użyciem mechanizmów (algorytmów) Metody Elementów Skończonych. Pojedynczy liniowy element skończony (modelujący sprężynę w MES) dzieli się na podobszary, które mogą być oddzielnie całkowane, a zatem w każdym podobszarze można zadać inne parametry sztywnościowe (moduł) i geometryczne (miąższość) odpowiadające danej warstwie gruntu.

Słowa kluczowe: MES, łamane funkcje kształtu, podłoże gruntowe, model Winklera.

1. Wprowadzenie

Prawidłowe obliczeniowe odwzorowanie konstrukcji budowlanych na oddziaływania zewnętrzne w uzasadnionych przypadkach wymaga zamodelowania parametrów podłoża gruntowego, głównie jego podatności. Zmiany wyężenia jednego z podobszarów modelu (na przykład budynku) mają wpływ na odpowiedź drugiego podobszaru (na przykład gruntu), i na odwrót. Takie wzajemne oddziaływanie różnych podobszarów modelu obliczeniowego nazywane jest interakcją. Efekt interakcji jest tym bardziej zauważalny im bardziej złożone pod względem geometrycznym i materiałowym są podobszary współpracującego agregatu: budynek-podłoże gruntowe. Złożoność ośrodka gruntowego to głównie jego przewarstwienia, czy też zmiany właściwości mechanicznych gruntu w obszarze kontaktu z budowlą.

Istnieje wiele metod umożliwiających uwzględnienie wpływu podatności podłoża na pracę budynku. Obecnie coraz bardziej popularne są metody komputerowe wykorzystujące Metodę Elementów Skończonych (MES), czy też Metodę Elementów Brzegowych (MEB).

Szczególnie MES (Zienkiewicz i in., 2005) jest obecnie najbardziej użyteczną metodą ze względu na łatwość definiowania modelu, jak i dostępność kierunkowego oprogramowania (w tym również na licencji „open source”). Łatwość definiowania modelu

podłoża w MES umożliwiło opracowanie wielu metod – od najprostszych jednowymiarowych do złożonych modeli trójwymiarowych 3D.

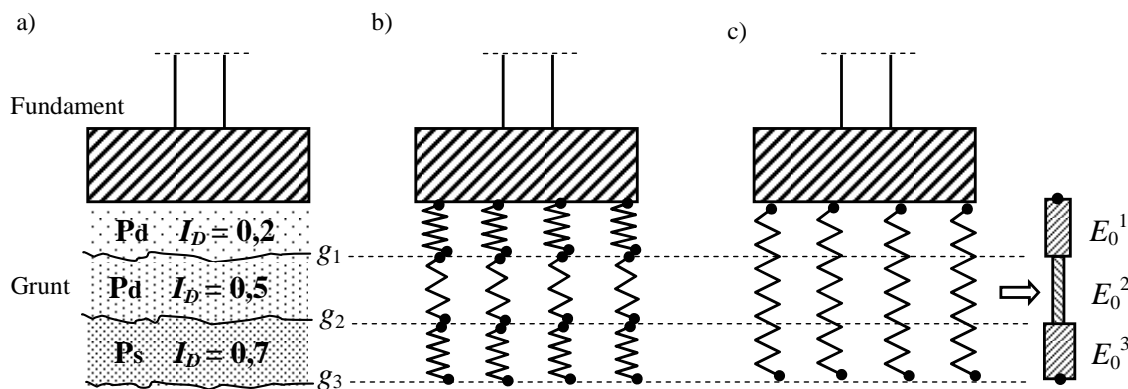
W artykule zaprezentowano koncepcję zastosowania modelu jednowymiarowego do modelowania w MES uwarstwionego podłoża gruntowego. Model może być łatwo implementowany w istniejących systemach obliczeniowych.

2. Koncepcja rozwiązania

Wykorzystano model interakcji pomiędzy budowlą a gruntem, polegający na zastosowaniu jednowymiarowych sprężyn (model gruntu) o charakterystyce odpowiadającej modelowi Winklera dla podłoża uwarstwionego. Istota proponowanego rozwiązania polega na zastosowaniu specjalnych elementów skończonych liniowych (sprężyny), które umożliwiają zamodelowanie pojedynczym elementem całego profilu uwarstwionego. Koncepcję zilustrowano na rysunku 1.

Przy modelowaniu pojedynczym elementem skończonym uwarstwionego podłoża gruntowego pojawia się problem odwzorowania poszczególnych warstw. Problem rozwiązano poprzez zastosowanie specjalnej

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: t_chyzy@interia.pl



Rys. 1. Koncepcja metody: a) podłoże uwarstwione, b) sprężyny modelujące podłoże warstwowe według hipotezy Winklera, c) pojedyncza sprężyna modelująca podłoże uwarstwione według proponowanej koncepcji

sprężyny o skokowo zmiennej sztywności w obszarze aproksymowanego pola odkształceń, z możliwością kontroli zmian sztywnościowych i geometrycznych. Budowa tak zdefiniowanego elementu skończonego wymaga całkowania w podprzestrzeniach.

Koncepcja elementów całkowanych w podprzestrzeniach polega na podziale elementu na n części – podobszarów (rys. 2) i sumowaniu częściowych macierzy sztywności z każdego podobszaru, co wyraża się wzorem:

$$\mathbf{K}_e = \mathbf{K}_1 + \mathbf{K}_2 + \mathbf{K}_3 + \dots = \int_0^{g_1} \mathbf{K}_e^1(\xi) + \int_{g_1}^{g_2} \mathbf{K}_e^2(\xi) + \int_{g_2}^{g_3} \mathbf{K}_e^3(\xi) + \dots = \sum_{k=1}^n \mathbf{K}_e^k \quad (1)$$

Macierz sztywności podobszaru k elementu liniowego e (sprężyny) jest wyznaczana z równania:

$$\mathbf{K}_e^k = \int_{V_k} \mathbf{B}_e^k \mathbf{D}_e^k \cdot \mathbf{D}_e^k \cdot \mathbf{B}_e^k \cdot dV_k \quad (2)$$

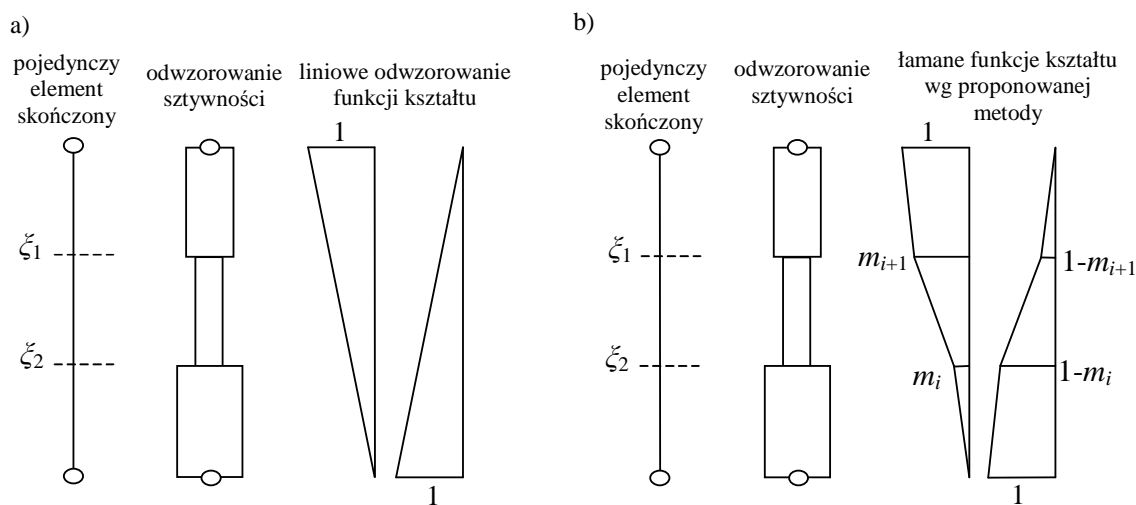
gdzie: \mathbf{B}_e^k jest macierzą odkształceń podobszaru k , \mathbf{D}_e^k jest macierzą materiałową podobszaru k , a g_k jest głębokością spodu warstwy k (rys 1).

Po wykonaniu podstawień otrzymano ostateczną postać macierzy sztywności podobszaru k :

$$\mathbf{K}_e^k = b^2 \cdot \frac{EA}{L} \cdot \int_{\xi_1}^{\xi_2} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} d\xi = \begin{bmatrix} b^2(\xi_2 - \xi_1) \cdot \frac{EA}{L} & -b^2(\xi_2 - \xi_1) \cdot \frac{EA}{L} \\ -b^2(\xi_2 - \xi_1) \cdot \frac{EA}{L} & b^2(\xi_2 - \xi_1) \cdot \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\text{gdzie } b = \frac{m_2 - m_1}{\xi_2 - \xi_1}$$

Zastosowanie powyżej zdefiniowanego elementu skończonego, jako sumy macierzy sztywności poszczególnych podobszarów, przy założeniu liniowego rozkładu pola odkształceń (rozwiązanie standardowe – rys. 2a) prowadzi do błędnych rozwiązań, co zostało zilustrowane na rysunku 3, przytoczonym z pracy (Mackiewicz, 2012). Jest to związane z efektem przeszywnienia elementu skończonego powodowanym niedopasowaniem zmian pola odkształceń do zmian rozkładu sztywności wewnątrz tego elementu. Aby wyeliminować efekt przeszywnienia zastosowano łamane funkcje kształtu (rys. 2b). W efekcie doprowadziło to do uzyskania prawidłowych wyników, co zostało zilustrowane na rysunku 3.



Rys. 2. Podział elementu skończonego na podprzestrzenie

Istotą tego rozwiązania są formuły umożliwiające wyznaczenie parametrów m_i , czyli rzędnych funkcji kształtu. Pełne rozwiązanie zagadnienia podano w pracy (Chyży i in., 1996). Adaptacja formuł do potrzeb analizy podłoża uwarstwowionego ma postać:

$$m_i = \frac{\bar{k}}{k_i}, \bar{k} = \frac{1}{\sum_{k=1}^n \frac{1}{k_k}}, \bar{k}_i = \frac{1}{\sum_{k=1}^i \frac{1}{k_k}}, \quad i = 1, 2, \dots, n-1 \quad (4)$$

gdzie: \bar{k} jest sztywnością wypadkową całego zespołu sprężyn, \bar{k}_i jest sztywnością wypadkową części układu sprężyn do punktu, w którym obliczana jest wartość m_i , k_k jest sztywnością k -tej warstwy gruntu (podobszaru), a n jest liczbą warstw.

Kolejnym zagadnieniem związanym z modelowaniem podłoża warstwowego poprzez sprężysty element liniowy jest odpowiednie ustalenie sztywności warstwy (jako sprężyny). Jednym z rozwiązań jest zastosowanie hipotezy Winklera, według której osiadanie podłoża sprężystego s jest proporcjonalne do działającego obciążenia q :

$$q = k_z \cdot s \quad (5)$$

Wartość współczynnika podatności k_z dla gruntu jednorodnego do głębokości można wyznaczyć według wzoru (Wiłun, 2005):

$$k_z = \frac{E_0}{\omega \cdot B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (6)$$

Natomiast w przypadku podłoża uwarstwowionego współczynnik k_z jest sumą współczynników podatności poszczególnych warstw gruntu k_z^i . Dla pojedynczej warstwy i współczynnik ten wyznacza się z wyrażenia:

$$k_z^i = \frac{E_0^i}{\Delta \omega_i \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}, \quad \Delta \omega_i = \omega_i - \omega_{i-1} \quad (7)$$

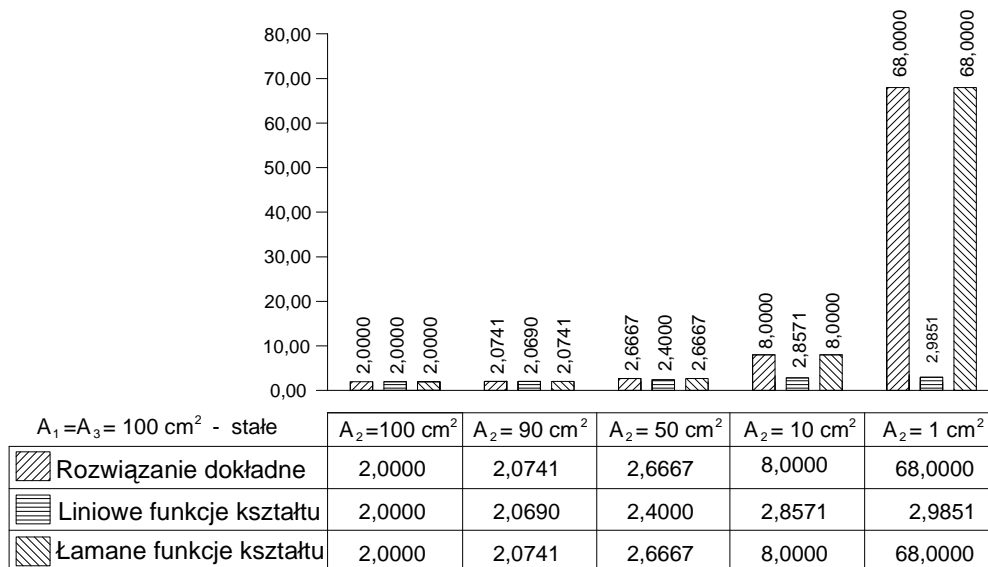
gdzie: q jest obciążeniem, E_0 jest modułem odkształcenia gruntu, B jest szerokością obciążonego obszaru, ν jest współczynnikiem bocznej rozszerzalności gruntu, a ω (ω_i) jest współczynnikiem wpływu, zależnym od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu) doboranym według odpowiednich tablic i nomogramów (Wiłun, 2005).

3. Przykład obliczeniowy.

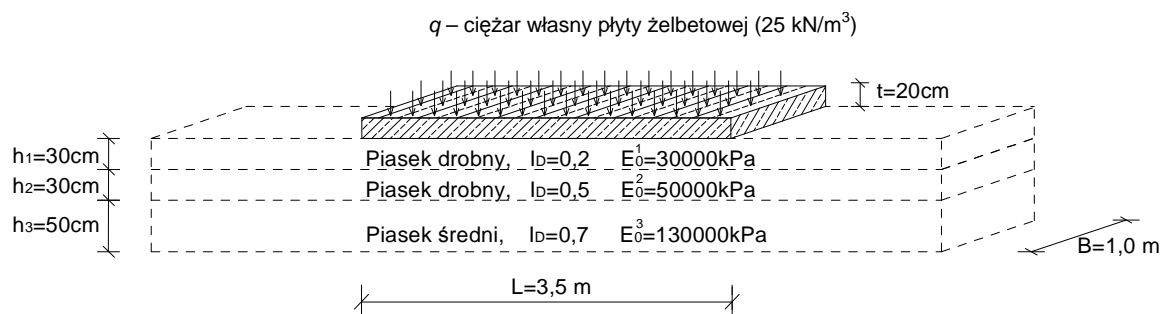
W przykładzie obliczeniowym porównano wartości osiadań w przypadku podłoża uwarstwowionego. Przyjęto płytę żelbetową o wymiarach 3,50 m × 1,0 m × 0,20 m, spoczywającą na sprężystym podłożu i obciążoną ciężarem własnym. Analizowany model oraz jego parametry obliczeniowe pokazano na rysunku 4.

Obliczenia wykonano w trzech wariantach:

- wariant I – według hipotezy Winklera i wzorów podanych przez Wiłuna (2005), przytoczonych formułami (5) (6) (7);



Rys. 3. Wyniki analizy porównawczej



$q = 25 \text{ kN/m}^3$ – ciężar własny żelbetu,
 $\nu = 0,3$ – współczynnik bocznej rozszerzalności gruntu,
 $\Delta\omega_1 = 0,15 - 0 = 0,15$ – współczynnik wpływu dla pierwszej warstwy,
 $\Delta\omega_2 = 0,305 - 0,15 = 0,155$ – współczynnik wpływu dla drugiej warstwy,
 $\Delta\omega_3 = 0,513 - 0,305 = 0,208$ – współczynnik wpływu dla trzeciej warstwy.
 Współczynniki wpływu według (Wiłun, 2005).

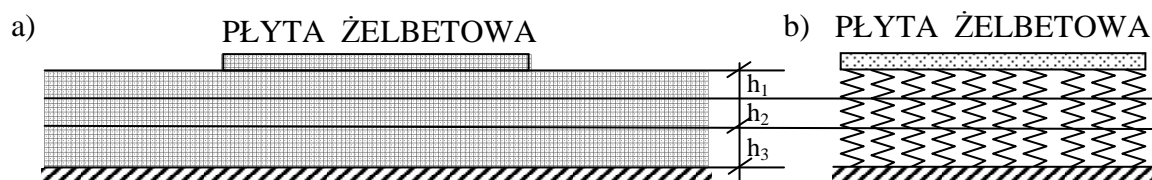
Rys. 4. Parametry modelu obliczeniowego

- wariant II – z zastosowaniem warstwowych sprężystych elementów skończonych całkowanych w podprzestrzeniach, czyli elementów skończonych prezentowanych w artykule i zaimplementowanych w autorskim systemie analizy konstrukcji „ORCAN” – <http://kmb.pb.edu.pl/dydaktyka/tchzyz/orcan.html> (rys. 5b);
 - wariant III – kontrolnie z zastosowaniem płaskiego (dwuwymiarowego) modelu MES, jak na rysunku 5a.
- Dla elementów płaskich modelujących podłoże gruntowe zastosowano transformację modułu celem odwzorowania podatności podłoża jak w hipotezie Winklera:

$$E^i = E_0^i \cdot \frac{h_i}{\Delta\omega_i} \quad (8)$$

gdzie: E_0^i jest modułem odkształcenia dla poszczególnych warstw gruntu, h_i jest grubością (miąższością) poszczególnych warstw, a ω_i jest współczynnikiem wpływu, zależnym od kształtu obciążonego obszaru (fundamentu) dobieranym według odpowiednich tablic i nomogramów (Wiłun, 2005).

W wyniku obliczeń otrzymano następujące wartości osiadania płyty żelbetowej (rys. 5):



Rys. 5. Model obliczeniowy: a) dwuwymiarowy model MES – dyskretyzacja, b) prezentowana koncepcja

- Wariant I – hipoteza Winklera

$$s_1 = \frac{q \cdot \Delta\omega_1 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E_0^1} = \frac{(25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 0,15 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot (1 - 0,3^2)}{30000 \text{ kPa}} = 2,275 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$s_2 = \frac{q \cdot \Delta\omega_2 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E_0^2} = \frac{(25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 0,155 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot (1 - 0,3^2)}{50000 \text{ kPa}} = 1,4105 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$s_3 = \frac{q \cdot \Delta\omega_3 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E_0^3} = \frac{(25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 0,208 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot (1 - 0,3^2)}{130000 \text{ kPa}} = 0,728 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Osiadanie: $s = s_1 + s_2 + s_3 = 4,4135 \cdot 10^{-5} \text{ m}$

- Wariant II – liniowe elementy sprężyste całkowane w podprzestrzeniach (prezentowana metoda)

$$k_s^1 = \frac{E_0^1}{\Delta\omega_1 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot A = \frac{30000 \text{ kPa}}{0,15 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1 - 0,3^2)} \cdot (1 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m}) = 219780,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m}^2 = 10989,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_s^2 = \frac{E_0^2}{\Delta\omega_2 \cdot B \cdot (1-\nu^2)} \cdot A = \frac{50000 \text{ kPa}}{0,155 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1-0,3^2)} \cdot (1 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m}) = 219780,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m}^2 = 17724,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_s^3 = \frac{E_0^3}{\Delta\omega_3 \cdot B \cdot (1-\nu^2)} \cdot A = \frac{130000 \text{ kPa}}{0,208 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1-0,3^2)} \cdot (1 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m}) = 219780,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,05 \text{ m}^2 = 34340,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sztywność wypadkowa:

$$\bar{k}_s = \frac{1}{\frac{1}{k_s^1} + \frac{1}{k_s^2} + \frac{1}{k_s^3}} = \frac{1}{\frac{1}{10989,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} + \frac{1}{17724,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} + \frac{1}{34340,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 5664,438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Osiadanie: $s = 4,352 \cdot 10^{-5} \text{ m}$

– Wariant III – model MES z zastosowanie elementów płaskich dwuwymiarowych

– pierwsza warstwa:

$$E^1 = E_0^1 \cdot \frac{h_1}{\Delta\omega_1} \quad E^1 = 30000 \text{ kPa} \cdot \frac{0,3 \text{ m}}{0,15} = 60000 \text{ kPa}$$

– druga warstwa:

$$E^2 = E_0^2 \cdot \frac{h_2}{\Delta\omega_2} \quad E^2 = 50000 \text{ kPa} \cdot \frac{0,3 \text{ m}}{0,155} = 96774,19 \text{ kPa}$$

– trzecia warstwa:

$$E^3 = E_0^3 \cdot \frac{h_3}{\Delta\omega_3} \quad E^3 = 130000 \text{ kPa} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{0,208} = 312500 \text{ kPa}$$

Osiadanie: $s = 4,387 \cdot 10^{-5} \text{ m}$

4. Podsumowanie

W wyniku zastosowania prezentowanej metody uzyskano wystarczająco dokładne wyniki obliczeń przy dużych zmianach sztywności poszczególnych warstw gruntu pod budynkiem. Jednocześnie zapewniono minimalną liczbę niewiadomych. Bez względu na uwarstwienie podłoża liczba niewiadomych jest ta sama (elementy sprężyste 3D mają dwa węzły a w nich 3 stopnie swobody).

Prezentowana metoda stanowi specyficzne zastosowanie znanych rozwiązań – hipotezy Winklera. Dodatkowym oczekiwany atutem prezentowanego rozwiązania jest wyeliminowanie kosztownych obliczeniowo algorytmów rearanżacji siatki podziału MES, które mogłyby zaistnieć w przypadku gwałtownych zmian parametrów podłoża. Wykorzystanie metody przewiduje się przede wszystkim w analizie pokrytycznej konstrukcji doznającej dużych zmian sztywności, rozwijanej w pracy Chyżego (2009). Prezentowana koncepcja może być jednak jak najbardziej stosowana w stacjonarnych rozwiązaniach skokowych zmian sztywności, co zaprezentowano w referacie.

Literatura

- Chyży T. (2009). Metoda Analizy Budynków Mieszkalnych Obciążonych Nadciśnieniem w Strefie Wewnętrznej Wybuchu Gazu. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Chyży T., Kazberuk A., Tribiło R. (1996). Zastosowanie samo adaptujących się funkcji kształtu w nieliniowej analizie obszarów płaskich i masywnych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, z.15, Białystok, 65-72.
- Mackiewicz M. (2012). Koncepcja liniowych elementów skończonych do analizy konstrukcji o dużych zmianach geometryczno-sztywnościowych. W: *Badania doświadczalne i teoretyczne w budownictwie: prace naukowe doktorantów*, J. Bzówka (red.), Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 173-180.
- Wiłun Z. (2005). Zarys Geotechniki. *Wydawnictwa Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Zhu J. Z. (2005). The Finite Element Method: its Basis and Fundamentals. *Elsevier*, Butterworth-Heinemann, Amsterdam.

**LINEAR FINITE ELEMENTS WITH VARIABLE
STIFFNESS IN MODELLING OF SUBSOIL
UNDER THE BUILDING**

Abstract: One of the methods of computational subsoil modelling is the Winkler model, where the subsoil is considered as one-dimensional springs with appropriate stiffness parameters. In justified cases, the Winkler method can be used in modelling of multilayered subsoil. In this case, subsoil is considered as a set of springs connected in series, where each

spring describes a particular layer. Eventually resultant stiffness is achieved as a result of the relevant summation of stiffness components. Different idea of the resultant stiffness determination with the direct use of Finite Element Method algorithms is proposed in the paper. Presented method is based on a conception where a single linear finite element, which describes spring in FEM, is divided into sub-areas. Each sub-area can be separately integrated and the same can have different stiffness and geometric parameters corresponding to the layer of subsoil.

PRAKTYCZNA OCENA PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH PODŁOŻA DO PROJEKTOWANIA ŚCIAN SZCZELINOWYCH POSADOWIONYCH W IŁACH „PLIOCEŃSKICH” WARSZAWY

Tomasz GODLEWSKI^{a*}, Grzegorz KACPRZAK^b, Marcin WITOWSKI^a

^a Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Instytut Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-610 Warszawa

^b Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Warszawska, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Streszczenie: Poruszana tematyka związana jest ze sposobem określania parametrów iłów podczas projektowania geotechnicznego ścian szczelinowych, na etapie wykonywania badań i interpretacji wyników z uwzględnieniem nowych wymagań (EC 7) i praktyki budowlanej. Wyznaczanie parametrów współpracy omówiono wykorzystując wyniki wieloletnich badań iłów „plioceńskich” w Warszawie oraz wybrane projekty i realizacje.

Słowa kluczowe: parametry geotechniczne, iły „plioceńskie”, ściana szczelinowa, Eurokod 7.

1. Wprowadzenie

Obecna sytuacja na rynku budowlanym z ciągle zmniejszającym się portfelem zamówień na wykonawstwo ścian szczelinowych przy dość dużej konkurencji firm wykonawczych powoduje, że o wygranej w przetargu decyduje optymalnie przyjęta głębokość ściany oraz ilość zbrojenia. O długości ściany decyduje równowaga działających na nią sił (oddziaływań) parcia i oporu gruntu oraz sił podporowych. Ilość zbrojenia zależy natomiast od wartości sił przekrojowych (sił poprzecznych oraz momentów zginających). Zarówno długość ściany, jak i ilość zbrojenia można obliczyć za pomocą procedur empirycznych, ale coraz częściej, między innymi w celu oszczędności czasu pracy, w środowisku projektowym stosuje się specjalistyczne oprogramowania komputerowe, wymagające od użytkownika wiedzy na temat parametrów gruntu, w jakim konstrukcja zostanie wykonana. Ogólnie można wyróżnić 3 metody obliczeń (Siemińska-Lewandowska, 2010):

- metoda tradycyjna równowagi sił, gdzie parcie i odpór liczone są według różnych (najczęściej lokalnych – krajowych) wytycznych;
- metoda elementów skończonych z najczęściej stosowanym modelem konstytutywnym ośrodka gruntowego z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra;
- metoda belki opartej na podłożu sprężystym Winklera-Zimmermana.

We wszystkich wymienionych metodach należy podać cechy mechaniczne gruntu – kąt tarcia wewnętrznego oraz spójność. W modelu MES dodatkowo należy podać moduł odkształcenia E_0 oraz współczynnik Poissona. W przypadku podłoża sprężystego, na podstawie wartości kąta tarcia wewnętrznego oraz spójności, na przykład na podstawie monogramów Chaidessona, program wyznacza moduł sztywności gruntu k_h [kN/m^3].

Rozpoczynając projektowanie za pomocą dostępnego programu (dostępnej metody), projektant staje przed dylematem, jakie wartości parametrów geotechnicznych należy przyjąć, żeby właściwie, to znaczy zarówno bezpiecznie, jak i optymalnie pod względem ekonomicznym, zaprojektować ścianę szczelinową. Coraz szersze w środowisku projektowym staje się zrozumienie roli parametrów gruntowych podawanych w PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie* dla fundamentów bezpośrednich i ich nieprzydatności w projektowaniu obudów wykopów, co skutkuje potrzebą wykonania odpowiednich sondowań *in situ* i/lub badań laboratoryjnych.

2. Opis współpracy konstrukcji z podłożem

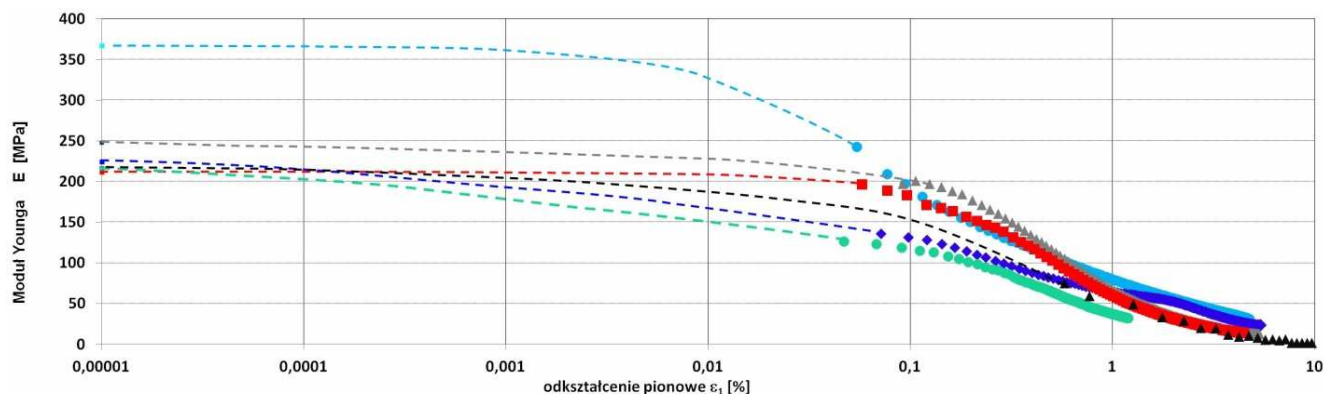
Określanie współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym wymaga podania odpowiednio dobranych do danego zagadnienia parametrów geotechnicznych wymaganych w danej metodzie obliczeniowej.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: t.godlewski@itb.pl

W przypadku określania wartości modułów odkształcenia podłoża bardzo ważne jest rozpatrywanie rzeczywistej pracy konstrukcji, to znaczy moduły powinny być wyznaczone w zakresie naprężeń i odkształceń, w którym mieści się współpraca danej konstrukcji z uwzględnieniem ewentualnych obciążeń dynamicznych. Przed przystąpieniem do wykonywania badań należy zastanowić się nad warunkami pracy gruntu w zależności od rozpatrywanego zadania geotechnicznego (Lambe i Whitman, 1969; Wiłun, 1987; Head, 1998). Parametry wytrzymałościowe mogą się znacznie różnić w zależności od metody badania (aparatus trójosiowy, aparat skrzynkowy) oraz w zależności od przyjętej procedury badawczej w obrębie danej metody (na przykład dla aparatus trójosiowego można zastosować różne procedury związane z warunkami badania – UU, CIU, CID). To samo dotyczy późniejszej interpretacji wyników badań (Godlewski, 2008). Należy pamiętać, że kąt tarcia wewnętrzznego i spójność nie są stałymi materiałowymi (Wysokiński, 2002). Wartości parametrów wytrzymałościowych mogą być przyjęte, jako stałe jedynie w przedziale naprężeń, dla których zostały określone. To samo dotyczy parametrów odkształceniowych, gdzie znając zakresy pracy danej konstrukcji, można zastosować odpowiednią metodę i dobrać wartość parametru wynikającą z ustalonej wartości odkształcenia, mając na uwadze silną nieliniowość sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń.

2.1. Parametry odkształceniowe

Dobór parametrów odkształceniowych zostanie omówiony na przykładzie zrealizowanej w technologii ścian



Rys. 1. Nieliniowość modułu odkształcenia w zależności od wielkości odkształcenia dla iltów mio-plioceńskich formacji poznańskiej z Warszawy, dla próbek z różnych głębokości (9-13m poniżej poziomu terenu)

Tab. 1. Wyniki ugięcia ścian w przekroju osi 4-5: obliczone i pomierzone (Godlewski, 2008)

Punkty/ położenie	Obliczenia				Pomiar (oś 4-5) ściana W	Pomiar (oś 4-5) ściana W
	OED	TRX	BET	CSWS		
A /3,0 m	-8,5 mm	-11,0 mm	3,0 mm	3,3 mm	1 mm	2 mm
B /7,0 m	8,3 mm	6,0 mm	2,2 mm	2,8 mm	3 mm	2 mm
C /12,0 m	47,0 mm	41,0 mm	1,3 mm	1,7 mm	2 mm	1 mm

szczelinowych stacji I linii metra A19 (Godlewski, 2008). W rozpatrywanym obiekcie znane były wartości odkształceń konstrukcji powstałe w procesie budowy, gdy włączały się do pracy kolejne partie gruntu. Na podstawie analizy wstecznej wyznaczono parametry, które powinny być przyjęte, by zaobserwowane wartości odkształceń były zgodne z obliczeniami. Na rysunku 1 podsumowano wyniki badań wykonanych dla iltów „plioceńskich” ze stacji A19 różnymi metodami, w celu wyznaczenia parametrów odkształceniowych.

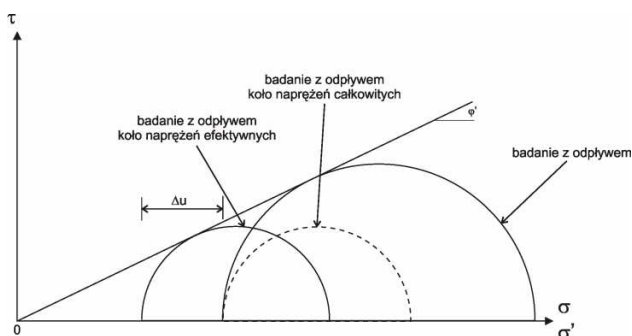
Uzyskane krzywe potwierdzają znany z literatury fakt silnej nieliniowości przebiegu modułów w strefie małych odkształceń (0,00001-0,001%). Dla wyznaczonych wartości modułów odkształcenia wykonano obliczenia MES (Plaxis), w celu sprawdzenia zgodności wartości przemieszczeń konstrukcji stacji w zależności od przyjętego parametru. Przykładowe wyniki obliczeń odkształceń konstrukcji stacji dla fazy docelowej wykonania stacji dla przekroju w części głowicowej przedstawia tabela 1.

Wyniki te zostały odniesione do rzeczywistych pomiarów uzyskanych z monitoringu. Wartości parametru E uzyskane z badań BET (*Bender Elements Test*) i CSWS (metoda sejsmiki powierzchniowej) wykazują najlepszą zbieżność z pomiarami (ten sam rząd wielkości). Wyniki obliczeń przy wartościach modułów określonych z badań edometrycznych (OED) i trójosiowego ściskania (TRX) są rozbieżne i dają około 4-krotnie większe wartości przemieszczeń w stosunku do maksymalnych pomierzonych na stacji. Stosowanie w praktyce projektowej tak wyznaczonych wartości (z użyciem metod sejsmicznych) pozwala na poprawną prognozę zachowania konstrukcji (wyznaczanie przemieszczeń

metodą elementów skończonych). Więcej na temat dostępnych metod oznaczania sztywności podłoża można znaleźć w pracy Godlewskiego i Szczepańskiego (2011). Potwierdzają to badania i analizy innych autorów (Siemińska-Lewandowska, 2010; Popielski, 2012). W pracy Popielskiego (2012) na podstawie podobnych analiz wstecznych dla zrealizowanych obiektów, wyznaczona została wartość współczynnika redukcyjnego dla oznaczeń sztywności gruntu metodami sejsmicznymi, która dla iltów „plioceńskich” wynosi 0,7. Wyznaczone na tej podstawie wartości modułów odkształcenia E_0 użyte w obliczeniach MES mają potwierdzenie w rzeczywistości. Tak wykalibrowane wartości E_0 przyjmowane do obliczeń dla iltów „plioceńskich” wahają się od 120 do 220 MPa (przy głębokościach wykopu do kilkunastu metrów).

2.2. Parametry wytrzymałościowe

Współpraca konstrukcji ściany szczelinowej z podłożem podczas realizacji obiektu jest procesem powolnym i długotrwałym (często ponad 1 rok). Odpowiada to pracy gruntu w warunkach z odplywem. W związku z tym, projektanci najczęściej postulują konieczność wykonania badań trójosiowego ściskania w warunkach z odplywem. Jest to często w sprzeczności z terminem realizacji samych badań, a jak przedstawiono poniżej w przypadku podłoża zbudowanego z iltów – nie do końca słuszne. Porównując parametry c' i ϕ' uzyskane z badania z konsolidacją izotropową bez odplywu (CIU) oraz parametry c_d i ϕ_d pochodzące z badania z konsolidacją izotropową z odplywem (CID) należy mieć na uwadze, że parametry te teoretycznie nie są identyczne z uwagi na różnice dzielące oba typy badań (Lambe i Whitman, 1969; Head, 1998). Jednakże różnice te mogą być uwzględniane tylko w gruntach silnie prekonsolidowanych; w pozostałych gruntach odmienności te mogą być pominięte. Dla wielu zastosowań parametry c' i ϕ' oraz c_d i ϕ_d mogą być stosowane zamiennie – rysunek 2.

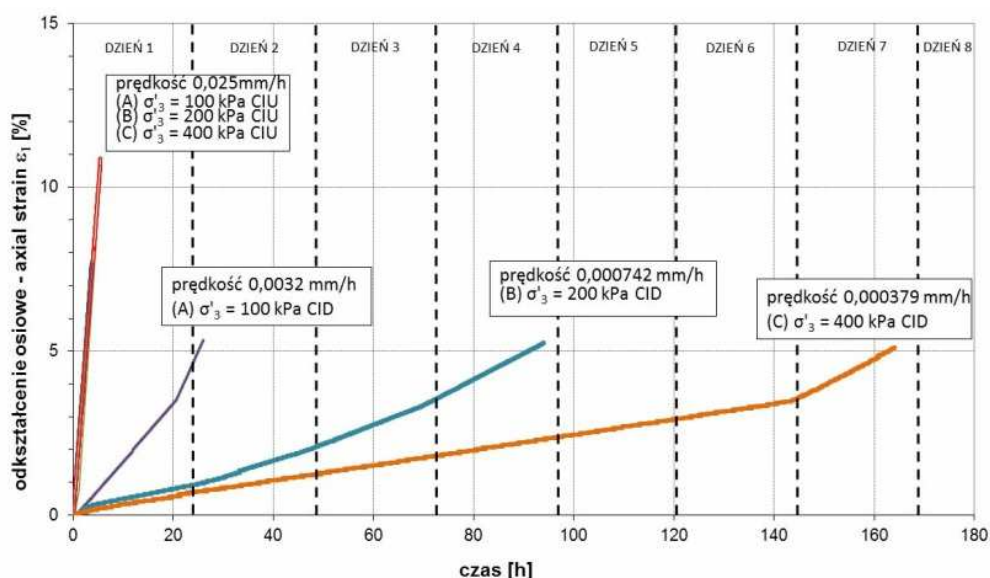


Rys. 2. Porównanie kół Mohra dla badań trójosiowych z odplywem i bez odplywu według Head (1998)

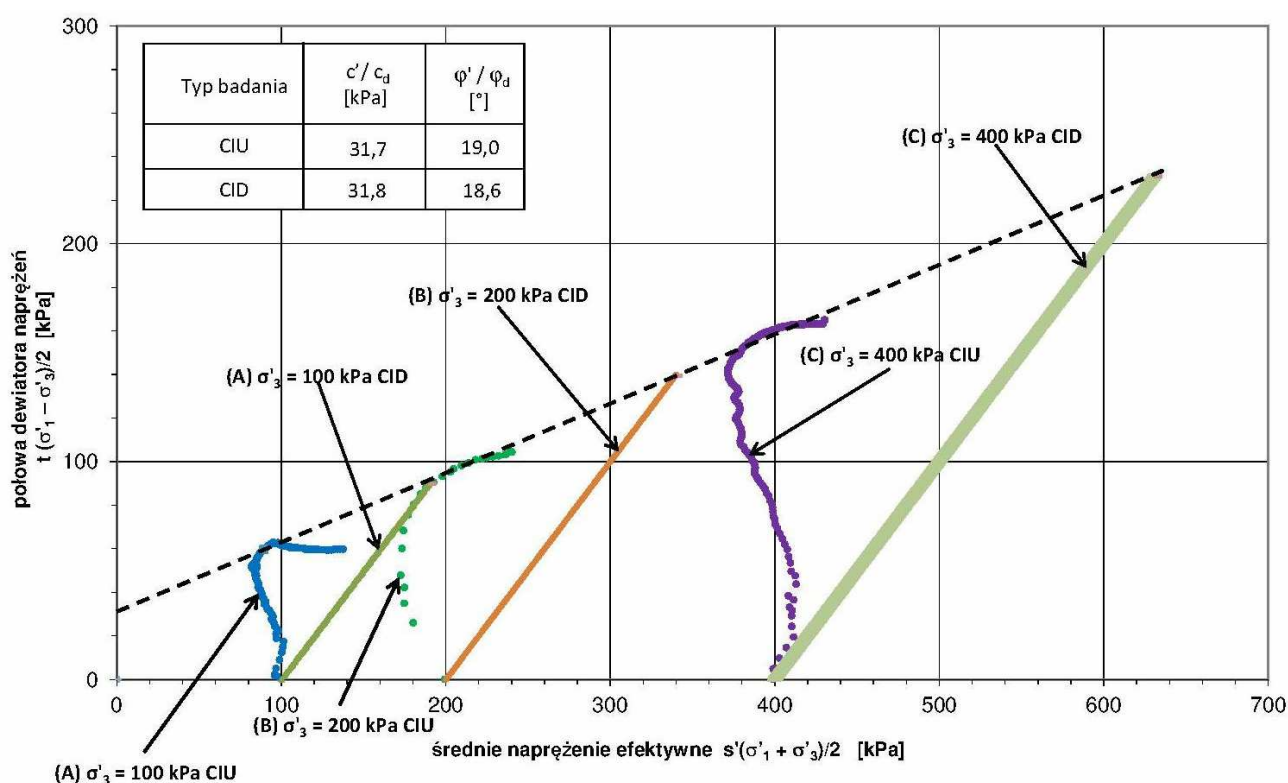
W celu porównania parametrów z obu typów badań wybrano próbki prekonsolidowanego iltu pochodzącego z Warszawy, pobrane z dwóch lokalizacji w Warszawie (skarpa i taras Wisły) z głębokości od 4 do 18 m poniżej poziomu terenu. Badane grunty to litologicznie w większości twar doplastyczne i półzwarne ilt pyłaste.

Otrzymanie reprezentatywnych parametrów wymagało przeprowadzenia badań w kontrolowanych warunkach brzegowych. Próbkę po zamontowaniu w aparacie trójosiowym były poddawane opisywanej w literaturze procedurze nasycania metodą ciśnienia wyrównawczego (Lipieński i Wdowska, 2004). Każdy stopień nasycania utrzymywano do chwili ustania przepływu wody do próbki, co wymagało około 6-8 godzin. Po każdym etapie „wtłaczania” wody sprawdzano stopień nasycenia próbki poprzez oznaczenie parametru Skemptona B oraz kontrolowano wysokość próbki. Ostateczna wartość parametru B wynosiła nie mniej niż 0,96. Uzyskane wartości parametru B są wyższe niż uzyskane przez innych badaczy (Lipieński i Wdowska, 2004), co może być wynikiem zastosowania większych wartości ciśnienia wyrównawczego. W dalszej kolejności próbki były konsolidowane izotropowo przy trzech różnych wartościach naprężeń efektywnych σ'_{3c} (100, 200 i 400 kPa). Proces konsolidacji uznawano za zakończony w momencie zaniku wypływu wody z próbki. W przypadku badania próbek z odplywem, na podstawie danych uzyskanych z etapu konsolidacji ustalono odpowiednią prędkość ścinania. Z uwagi na fakt, że na początku etapu ścinania w próbkach generowało się ciśnienie porowe wynikające z nadmiernej prędkości ścinania, wymagane było zmniejszenie prędkości o 50%, zgodnie z procedurą zaproponowaną przez Head (1998). W przypadku badań bez odplywu, prędkości ścinania były tak ustalone, aby umożliwić zbadanie próbek w czasie 8 godzin. Badania z odplywem z uwagi na przyjęte prędkości odkształceń wymagały od 24 do 165 godzin ciągłego ścinania próbek. Na wykresie (rys. 3) uwzględniono tylko czas ścinania próbki. Do całkowitego czasu badania należy doliczyć etap nasycania i konsolidacji, jednak z analizy wykresu wynika, że do przeprowadzenia serii badań CID na trzech próbkach potrzeba minimum około 4 tygodni. W przypadku badania CIU na przeprowadzenie jednej serii potrzebne jest około 7 dni, czyli czterokrotnie krócej niż badanie z odplywem. Ścieżki naprężeń otrzymane w wyniku badań przedstawia rysunek 4. Obwiednie dla przyjętego kryterium zniszczenia, które w tym przypadku zostało ustalone dla maksymalnych wartości stosunku efektywnych naprężeń głównych σ'_1/σ'_3 , wskazują na zbliżone wartości parametrów wytrzymałościowych.

Zestawienie otrzymanych wartości c'/c_d i ϕ'/ϕ_d wskazują na to, że w przypadku badanego gruntu uzyskane parametry spójności efektywnej i efektywnego kąta tarcia wewnętrznego mają podobne wartości, niezależnie od metody badania. W przypadku zbadanych serii próbek następuje początkowy wzrost wartości ciśnienia porowego, co implikuje odchylenie się w lewo ścieżki naprężeń efektywnych od ścieżki naprężeń całkowitych. Może być to związane z umiejscowieniem czujnika ciśnienia porowego, który według standardowej procedury (PKN-CEN ISO/TS 17892-9:2009) zlokalizowany jest na dole próbki. Taki pomiar ciśnienia porowego może być niewystarczający z uwagi na nierównomierny rozkład ciśnienia w próbce. Rozwiązaniem tego problemu może być ograniczenie



Rys. 3. Czas ścinania próbek w zależności od przyjętej metodyki



Rys. 4. Ścieżki naprężeń efektywnych badanych próbek

prędkości ścinania, co spowoduje równomierną generację ciśnienia w próbce lub zamontowanie czujnika ciśnienia ssania na próbce w połowie jej wysokości (Lipiński, 2012).

Przedstawiona zbieżność wyników (znana również autorom z wielu opracowań praktycznych) otrzymanych z różnych metod (w warunkach z odpływem i bez), wynika z mieszanego charakteru warunków panujących w próbce podczas badania, podobnie jak w skali naturalnej podczas budowy obiektu. Zachowanie to można tłumaczyć specyficznymi właściwościami ilów „plioceńskich”. Jak wskazują badania Wójcik (2003)

i Barańskiego (2004), w których zajmowano się charakterystyką przestrzeni porowej, w ilach występują przejściowe typy mikrostruktur typu matrycowego i matrycowo-turbulentnego. Największy udział w przestrzeni porowej mają ultrapory o średnicy poniżej 0,1 μm . Porównanie oznaczeń porowatości metodą SEM i porozymetru rtęciowego wykazały, że w ilach „plioceńskich” można mówić o porowatości efektywnej, która stanowi od 64 do 95% porowatości całkowitej. Zauważono też, że wartość porowatości efektywnej jest tym większa im większy jest udział frakcji pyłowej i piaskowej. Opisane właściwości decydują w głównej

mierze o tym, że ility tej formacji są często wykorzystywane jako naturalne bariery izolacyjne. Ograniczona wielkość porów oraz ilość porów zamkniętych przejawia się w bardzo małych wartościach współczynnika filtracji ($<10^{-8}$ m/s). Jak wskazują obserwacje z badań laboratoryjnych do wywołania zjawiska filtracji w iltach wymagane są ciśnienia powyżej 400 kPa.

Opisane badania i natura iltów „plioceńskich” oraz obserwacje na zrealizowanych obiektach skłaniają do postawienia wniosku o praktycznym wyznaczeniu parametrów wytrzymałościowych do projektowania ścian szczelinowych metodą CIU w aparacie trójosiowego ściskania – jako mniej czasochłonną, pod warunkiem zachowania pełnej procedury nasycania i konsolidacji.

3. Praktyka projektowania ścian szczelinowych

Obliczenia statyczne ścian szczelinowych wykonywane w celu doboru odpowiedniej długości ściany polegają na znalezieniu stanu równowagi pomiędzy parciem gruntu na ścianę a zmobilizowanym odporem gruntu „wspomagany” w razie konieczności siłami rozporowymi. Obliczenia wytrzymałościowe ścian opierają się na przyjęciu odpowiedniego zbrojenia, jako odpowiedzi na działające w przekroju ściany siły wewnętrzne (momenty, siły tnące)

Zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7, dla stanów granicznych nośności, należy obliczeniowo wykazać, że równowagę można utrzymać przy przyjęciu obliczeniowych oddziaływań lub obliczeniowych efektów oddziaływań i obliczeniowych wartości wytrzymałości lub oporu. Zgodnie z podejściem krajowym 2* za miarodajną uznana jest kombinacja A1+M1+R2, gdzie współczynnik A1 dotyczy oddziaływań lub skutków oddziaływań, to znaczy parć od ciężaru gruntu i obciążeń naziomu i przyjmuje wartość 1,35 lub 1,5 odpowiednio dla obciążeń niekorzystnych stałych i obciążeń zmiennych; współczynnik częściowy M1 dotyczy parametrów gruntu i przyjmuje wartość 1,0; współczynnik częściowy R2 dotyczy oporu i przyjmuje wartość 1,4. W Eurokodzie jednak dodano, że przy określaniu obliczeniowych wytrzymałości lub nośności należy uwzględnić zgodność odkształceń. Wielu projektantów interpretuje ten zapis bezpośrednio, to znaczy poprzez uwzględnianie relacji pomiędzy obciążeniem a odkształceniem do wyznaczenia parć i odporów, posługując się wartościami charakterystycznymi obciążenia naziomu oraz parametrów gruntu. Stąd, uwzględniając w obliczeniach statycznych przemieszczenia ściany projektanci mogą uzyskać zbliżone do rzeczywistości odwzorowanie warunków jej pracy na poszczególnych etapach robót. Stanowisko takie byłoby zbieżne z powszechnie stosowaną praktyką inżynierską do początku lat 80-tych ubiegłego wieku, kiedy przy ustalaniu geometrii konstrukcji (na przykład głębokości ściany) stosowano wartości parć i odporów odpowiadające dzisiejszym wartościom charakterystycznym. Ostateczne zaprojektowanie przekroju konstrukcji

wymagało zastosowania odpowiedniego współczynnika bezpieczeństwa. Obecnie, współczynnik bezpieczeństwa przy przejściu z wartości charakterystycznych sił przekrojowych do wartości obliczeniowych (współczynnik obciążeń) wynosi najczęściej 1,3, zgodnie z ogólnie przyjętymi zaleceniami (Jarominiak, 2000).

Jak widać, przy właściwym wyznaczeniu głębokości ściany projektant staje przed problemem doboru wielkości parć i odporów mobilizujących się w sposób zbliżony do rzeczywistości (bazując na bezpośredniej relacji obciążenie-odkształcenie) lub poprzez zastosowanie odpowiednich wartości współczynników cząstkowych przy odgórnym założeniu stanu odkształcenia. W pierwszym przypadku, przy projektowaniu wykorzystuje się metodę uwzględniającą współczynnik reakcji podłoża lub metodę elementów skończonych, pozostając w zgodzie z wymaganiami Eurokodu 7, który przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności dopuszcza stosowanie metod obliczeniowych zakładających redystrybucję parcia gruntu odpowiednio do względnych przemieszczeń oraz sztywności podłoża i elementów konstrukcji. W drugim przypadku, odpowiadającym podejściu DA2*, stosowanie cząstkowych współczynników bezpieczeństwa prowadzi zatem do zwiększenia głębokości ściany oraz wartości sił przekrojowych w porównaniu do przypadku pierwszego. Logicznym staje się więc wybór optymalnego podejścia projektowego.

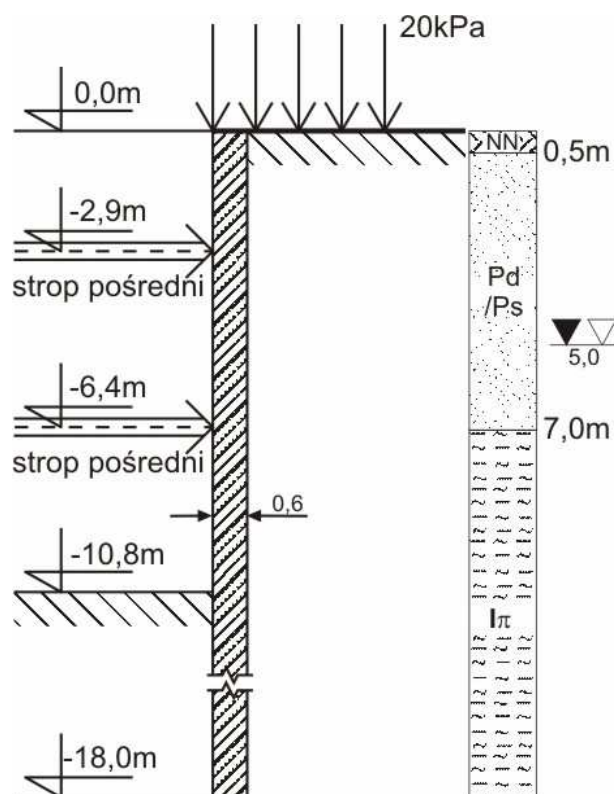
4. Przykład obliczeniowy

Poniżej dla trzech zestawów parametrów geotechnicznych przeprowadzono obliczenia dotyczące geotechnicznego zaprojektowania konstrukcji ścian szczelinowych w iltach. Obliczenia przeprowadzono jak dla belki opartej na półprzestrzeni sprężysto-plastycznej zbudowanej z niezależnych sprężyn, dla których zastosowanie ma teoria Winklera-Zimmermana. Każda z kolejnych faz budowy bierze pod uwagę jako stan początkowy stan odkształceń i naprężeń z fazy poprzedniej. Sztywność danej warstwy gruntu pomiędzy parciem aktywnym i parciem biernym jest opisana linią prostą nachyloną do poziomu pod kątem określającym sztywności sprężyny modelującej grunt. Przyjęto, że sztywność danej warstwy nie zmienia się z głębokością. Stąd parcie jakie mobilizuje się za/przed obudową jest ściśle zależne od stanu odkształcenia obudowy.

Obliczenia tą metodą są najczęściej wykonywane na etapie „przetargowym”, gdzie liczy się oszczędność wynikająca z głębokości ściany i ilości zbrojenia. Decydujące znaczenie ma tu więc wartość kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Analizy MES, które dużo lepiej sprawdzają się w prognozie oddziaływań głębokich wykopów (Siemińska-Lewandowska, 2010) dają realną wartość przemieszczeń wynikającą z odpowiednio dobranych parametrów sztywności podłoża (moduły E_0) i są stosowane raczej na etapie „poprzetargowym”, gdy pojawia się konieczność takiej analizy (wpływ na obiekty sąsiadujące).

Rysunek 5 przedstawia przyjęty schemat obliczeniowy wykopu realizowanego w łąkach „plioceńskich” w obudowie ze ścian szczelinowych. W tabeli 2 pokazano wartości obliczeń wyrażone przemieszczeniami oraz wartościami momentów w ścianie i sił w podporach uzyskane dla trzech zestawów parametrów wytrzymałościowych przyjętych z badań własnych oraz spotykanych w różnych dokumentacjach. Oprócz opisanego w punkcie 2.2 problemu doboru metody pojawia się tu problem interpretacji wyników. W przypadku łąków „plioceńskich” obwiednie kół Mohra w stadium zniszczenia będą zakrzywione (efekt prekonsolidacji). Dlatego należy pamiętać, że przy interpretacji wartości ϕ' i c' będą zależne od naprężenia prekonsolidacji oraz od zakresu naprężeń efektywnych, dla których są wyznaczane (Lambe i Whitman, 1969). Przy głębokich wykopach, jeśli mamy do czynienia z sytuacją, kiedy naprężenia efektywne stanowią istotną część naprężenia prekonsolidacji (zwłaszcza przy niewielkim wskaźniku prekonsolidacji) wartość kąta tarcia będzie relatywnie obniżona w stosunku do gruntu normalnie skonsolidowanego, a wartość spójności podwyższona i zależna od tegoż naprężenia prekonsolidacji, a co za tym idzie – wskaźnika porowatości (Lambe i Whitman, 1969). Autorzy stoją na stanowisku, że wartość spójności w łąkach jest powiązana z wartościami oddziaływań (sił) pomiędzy cząstkami ilastymi. Jest to również zgodne z poglądami Gibsona (1953 za Lambe i Whitmanem, 1969), który wykazał, że wartość kąta tarcia dla danego gruntu jest ściśle powiązana z ilością i rodzajem cząstek ilastych. Zatem bezkrytyczne stosowanie interpretacji w badaniach trójosiowych jak dla gruntów lekko prekonsolidowanych lub w nieodpowiednim zakresie naprężeń, przekłada się na duże wartości kąta tarcia wewnętrznego i małe lub wręcz zerowe wartości spójności. Jak wskazują wartości podane w przykładzie obliczeniowym (rys. 5) może to prowadzić do błędnych wniosków projektowych lub przewymiarowania konstrukcji.

Dodatkowy problem w wyznaczaniu parametrów wytrzymałościowych łąków „plioceńskich” to istnienie wewnętrznych osłabień w postaci spękań. Opis tego problemu można znaleźć w pracach Wysokińskiego (2002), Wysokińskiego i Godlewskiego (2004) czy Godlewskiego (2008). Wpływ spękań na wytrzymałość jest znaczny i przejawia się znacznym obniżeniem parametrów. Przykłady praktyczne to realizacja Europlexu, czy inne obiekty budowane na Skarpie (na przykład Ludna). W praktyce znając rozkład wyników obserwacji oraz wpływ dodatkowych czynników (na przykład spękania, jakość próbek, czy efekt skali), przy wyznaczaniu parametrów współpracy należy wykorzystywać ostrożne oszacowanie zgodnie z Eurokodem 7, a podawane wartości należy traktować jako wartości eksperckie, które stosowane do obliczeń projektowych uwzględniają zmienność ośrodka.



Rys. 5. Schemat obliczeniowy

Tab. 2. Założenia i uzyskane wartości przemieszczeń i sił dla trzech zestawów parametrów

Przemieszczenia i siły w ścianie i podporach	ϕ' [°] / c' [kPa]		
	Zestaw I	Zestaw II	Zestaw III
	17,5 / 32	12 / 22	22 / 0
Przemieszczenie [mm]:			
- góra ściany (dla wspornika)	6,4	6,3	6,4
- ostatnia faza (dla przęsła)	7,0	8,2	10,8
Moment (max) zginający [kNm/m ściany]:			
- wykop pośredni (faza z 1 podporą)	72	154	261
- wykop docelowy (faza z 2 podporami):			
a) od strony wykopu	284	334	413
b) od strony gruntu, poniżej dna wykopu	85	181	149
Maksymalna siła w podparciu [kN/m]:			
- podpora 1	139	182	230
- podpora 2	288	333	350

5. Podsumowanie

W określaniu parametrów geotechnicznych powinno się brać pod uwagę rodzaj konstrukcji oraz charakterystykę jej pracy, aby następnie w sposób odpowiedni do wartości odkształceń konstrukcji dobrać odpowiednią metodę badań, ustalić warunki brzegowe

badania (na przykład ciśnienie w komorze) oraz wybrać odpowiedni tok postępowania przy interpretacji otrzymanych pomiarów. W przypadku realizacji ścian szczelinowych (najczęściej jako obudowy głębokich wykopów) z konstrukcją współpracującą duże obszary podłoża gruntowego, w których odkształcenia są małe. Wydaje się więc słuszne stosowanie w programach komputerowych wartości modułów odpowiadających małym odkształceniom.

Parametry mechaniczne gruntu spełniają rolę wskaźników identyfikujących, niezbędnych do opisu modelu współpracy z konstrukcją. W zależności od zastosowanych interpretacji temu samemu gruntowi można przypisać różne modele matematyczne, stąd parametry te mogą być wyrażone przez bardzo różnorodne wielkości wymiarowe. Dobór modelu obliczeniowego określany jest rodzajem zadania (typem konstrukcji), natomiast typ modelu determinuje parametry niezbędne do obliczeń, co warunkuje metody badań w celu ich określenia. Rozwój zaawansowanych modeli podłoża do zastosowania w analizach numerycznych z założenia ma się przyczynić do coraz oszczędniejszego projektowania konstrukcji. Niestety, dążenie do lepszego modelowania zjawisk zachodzących w podłożu (cel naukowo-poznawczy) nie idzie w parze z zastosowaniem praktycznym, a tym samym różni się z zakładanym celem ekonomicznym.

Przyczynę do napisania powyższego artykułu stanowią spostrzeżenia autorów oparte na powszechnie stosowanej praktyce projektowej i geotechnicznej przedstawione na przykładzie współpracy konstrukcji ściany szczelinowej realizowanej w ilach „plioceńskich”. Opisane badania będą kontynuowane i rozwijane w celu potwierdzenia postawionych tez, a skomentowana w artykule praktyka projektowa i badawcza (odbiegająca niekiedy od założeń teoretycznych) może być wstępem do dalszych dyskusji.

Literatura

- Barański M. i inni (2004). Ocena zachowania się ilów plioceńskich ze Stegien w warunkach naprężeń efektywnych. Sprawozdanie z projektu badawczego KBN nr 5 T12B 041 22, *Uniwersytet Warszawski*, Warszawa.
- Godlewski T. (2008). Poznań formation clays as a construction subsoil on the example of A19 "Marymont" underground station in Warsaw (Poland). W: *Proc. of the 19th EYGEC, Széchenyi István Egyetem, Győr 2008*, 145-153.

- Godlewski T., Szczepański T. (2011). Nieliniowa charakterystyka sztywności gruntu (G_0) – metody oznaczania i przykłady zastosowań. *Górnictwo i geoinżynieria*, Vol. 35, zeszyt 2, 243-250.
- Head K. H. (1998). Manual of Soil Testing. Vol. 3 Effective stress test. *John Wiley & Sons*, New York.
- Jarominiak A. (2000). Lekkie Konstrukcje Oporowe. WKL, Warszawa.
- Lambe T.W., Whitman R. V. (1969). *Mechanika Gruntów*. tom 1 i 2, *Wyd. Arkady*, Warszawa.
- Lipiński M. J., Wdowska M. (2004). Kryteria nasączenia gruntów prekonsolidowanych metodą ciśnienia wyrównawczego. W: *Materiałach II Problemowej Konferencji Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”*, Białystok – Białowieża 2004, 71-80.
- Lipiński M. J. (2012). Wybrane kryteria określania parametrów gruntów naturalnych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/2012, 267-277.
- Popielski P. (2012). Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym. *Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska*, z. 61, Warszawa.
- Siemińska-Lewandowska A. (2010). Metody projektowania ścian szczelinowych. W: *Materiały Seminarium IBDiM i PZWFS „Ściany szczelinowe”*, Warszawa 2010, 31-56.
- Wiłun Z. (1987). *Zarys Geotechniki. Wyd. Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Wójcik E. (2003). Wpływ ciśnienia ssania na przepuszczalność wybranych gruntów spoistych Warszawy. Rozprawa doktorska, *Uniwersytet Warszawski*, Warszawa.
- Wysokiński L. (2002). Badania geotechniczne przed i w trakcie wykonywania głębokich wykopów budowlanych. W: *Materiały Seminarium „Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich”, IDiM PW, IBDiM*, Warszawa 2002, 5-19.
- Wysokiński L., Godlewski T. (2004). Parametry geotechniczne i ich wykorzystanie w projektowaniu. W: *Materiałach Seminarium ITB „Iły plioceńskie Warszawy”*; Warszawa 2004, 51-71.

PRACTICAL ESTIMATION OF GEOTECHNICAL PARAMETERS FOR THE DIAPHRAGM WALL DESIGN FOUNDED ON WARSAW "PLIOCENE" CLAYS

Abstract: The paper concerns the way of determining clay parameters for diaphragm walls geotechnical design during soil tests and their interpretation, taking into considerations new regulations (EC7) and good engineering practice. Determination of soil-structure interaction parameters is discussed relying on long-term experiences in examining "Pliocene" clays in Warsaw and data from chosen projects and implementations.

WSPÓŁPRACA WIELKOŚREDNICOWYCH STALOWYCH RUROCIĄGÓW Z GRUNTEM

Barbara KLISZCZEWICZ*

Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: Stalowe rurociągi wielkich średnic pełnią rolę rurociągów tranzytowych lub magistralnych, transportując medium (woda, ropa, gaz) pod znacznym ciśnieniem. Ekonomiczne i społeczne konsekwencje awarii tego typu rurociągów są duże, zatem ocena bezpieczeństwa ich funkcjonowania jest zagadnieniem istotnym. W artykule przedstawiono analizę numeryczną 3D współpracy wielkośrednicowego, stalowego rurociągu ułożonego w gruncie o złożonym układzie warstw geotechnicznych, poddanego działaniu obciążenia naziomu. Celem tej analizy jest określenie stanu deformacji i wyteżenia rurociągu oraz określenie rozkładów naprężeń i odkształceń w bryle gruntu. Analizę wykonano w programie Z_Soil, stosując model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra (bryła gruntu). Rurociąg modelowany jest w zakresie sprężystym.

Słowa kluczowe: podziemne rurociągi stalowe, analiza numeryczna, MES.

1. Wprowadzenie

Współczesne materiały konstrukcyjne stosowane do budowy podziemnej infrastruktury sieciowej miast są bardzo zróżnicowane (Madryas, 2007). Obecnie, w zależności od rodzaju sieci, stosuje się materiały ceramiczne (kamionka, cegła), betony (żelbet, beton sprężony), polimerobeton, tworzywa sztuczne i metale (stal, żeliwo). Z uwagi na wysokie parametry wytrzymałościowe do budowy przewodów ciśnieniowych stosowane są głównie rury stalowe. Transportowane nimi media to: gaz, ropa naftowa lub gorąca i zimna woda. Rury stalowe produkowane są w wersjach bez szwu i ze szwem, przy czym produkcja tych ostatnich stale wzrasta. Wynika to z niższych kosztów ich wytwarzania oraz możliwości stosowania bardziej zaawansowanych technologii. Wprowadzanie nowych wyrobów, w których zmodyfikowano parametry konstrukcyjne (podwyższona wytrzymałość stali, zwiększona grubość ścianki, podwyższona odporność na oddziaływanie wodoru) oraz stosowanie zewnętrznych i wewnętrznych powłok ochronnych (powłoki cementowe, epoksydowe lub poliuretanowe) znacznie podwyższających trwałość rur sprawia, iż rury stalowe należą do powszechnych stosowanych rozwiązań materiałowych w budowie podziemnych przewodów ciśnieniowych. Dodatkowym atutem tych wyrobów jest duży zakres średnic rur, dochodzących do 2020 mm w wypadku rur stalowych wzdłużnie spawanych.

Stalowe rury dużych średnic traktować można jako rury podatne. Ich odkształcalność silnie rzutuje na charakter zachowania się przewodu rurowego w przestrzeni gruntowej. Znajduje to odzwierciedlenie we współczesnych analitycznych metodach obliczeniowych. Trzeba jednak podkreślić, że metody te, posługują się idealizacją w zakresie obciążeń i nierealistycznie opisują przestrzeń gruntową. Najczęściej umożliwiają jedynie analizę pierścienia rurowego (płaski stan odkształcenia) obciążonego zestawem równomiernie rozłożonych obciążeń. W rzeczywistości odkształcalna (podatna) rura ułożona w przestrzeni gruntowej stanowi współpracujący układ, przy czym deformacja rury wywołana działającym obciążeniem zależy od relacji sztywności rury i gruntu. Analizę takiego przestrzennego układu rura – grunt przeprowadzić można metodami numerycznymi, które w sposób bardziej realistyczny opisują zachowanie się rurociągu w przestrzeni gruntowej.

2. Deformacja podatnych rur ułożonych w gruncie

Wielkośrednicowe stalowe rury zaliczane są do rur podatnych, tworzących wraz otaczającym je gruntem współpracujący układ. Kryterium podatności rur podawane jest najczęściej w postaci wzoru Kleina (Kuliczkowski, 2004):

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: barbara.kliszczewicz@polsl.pl

$$n = \frac{E_g \cdot r_m^3}{E \cdot e^3} \quad (1)$$

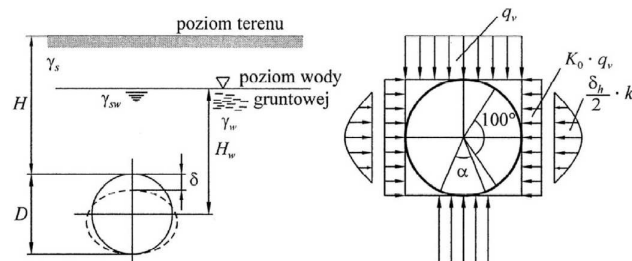
gdzie: E_g jest modułem odkształcenia gruntu w MPa, E jest modułem sprężystości materiału rury w MPa, r_m jest średnim promieniem rury w mm, zaś e jest grubością ścianki rury w mm.

W wypadku rur podatnych współczynnik n przyjmuje wartość większą od 1,0. Rurociągi stalowe dużych średnic, o stosunkowo cienkich ściankach (dla rur o średnicy 1200 mm grubość ścianki jest rzędu 8,0-17,5 mm) i jednocześnie wysokim module sprężystości (210 GPa), w ośrodku gruntowym zachowują się jak rury podatne. Przykładowo, w przypadku podanych wyżej wymiarów rury, przy module odkształcenia gruntu o wartości $E_g = 80$ MPa, współczynnik n przybiera wartości 15,4-161.

Działające na rurę obciążenia zewnętrzne – głównie ciężar warstwy gruntu przykrywający rurę, obciążenie naziomu, obciążenia komunikacyjne – deformują ją, powodując jej owalizację (rys. 1). Skutkiem tego aktywuje się boczne parcie gruntu, zachodzi więc zjawisko interakcji układu rura – grunt, charakterystyczne dla rur podatnych. W konsekwencji, oprócz obwodowych sił ściskających, w pierścieniu rurowym pojawiają się obwodowe momenty zginające, proporcjonalne do różnicy pionowego i poziomego parcia gruntu. Analityczne metody opisu deformacji rur podatnych ułożonych w gruncie opisane są między innymi przez Kuliczkowskiego (2004), Kliszczewicz (2010), Whiddena i in. (2009) oraz w ATV127 (2000). Uwzględniając obciążenia rurociągu ułożonego w gruncie (rys. 1), względną deformację rury wywołaną całkowitym obciążeniem pionowym q , pochodzącym od gruntu, naporu wody gruntowej i ruchu kołowego, określa się według tak zwanej metody skandynawskiej (Kuliczkowski, 2004) jako:

$$\left(\frac{\delta}{D}\right)_q = \frac{0,083 \cdot q}{16S_R + 0,122 \cdot E'_s} \quad (2)$$

gdzie: S_R jest sztywnością obwodową rury, a E'_s jest współczynnikiem poziomej reakcji gruntu.



Rys. 1. Rozkład obciążeń rurociągu i jego deformacja według metody skandynawskiej (Kuliczkowski, 2004).

Z uwagi na symetrię obciążenia względem pionowej osi przekroju rury, przewidywana jej deformacja jest również symetryczna. Wzór nie umożliwia oszacowania

deformacji przy innym położeniu obciążenia względem osi rury.

Nadmierna deformacja pierścienia rurowego, obok wybożenia lub złamania ścianki rury, zaliczana jest do czynników ograniczających stosowanie rur podatnych. Należy jednak podkreślić, że deformacja rury nie jest tożsama z jej uszkodzeniem. Stanowi jednak istotne utrudnienie w eksploatacji rurociągów, na przykład przy stosowaniu tłoków czyszczących. Może być także powodem ewentualnego uszkodzenia cementowej wykładziny wewnętrznej lub rozszczenia przewodu. Sformułowane przez Spanglera (Whidden i in., 2009) zalecenie ogranicza maksymalną deformację rury do 5%. Obecnie wartość ta odnoszona jest najczęściej do etapu budowania rurociągu, kiedy pusta rura obciążana jest gruntem. Właściwe zagęszczenie obsypki w bezpośrednim otoczeniu rury ogranicza występującą wówczas deformację. Deformacja rury zmniejsza się w normalnych warunkach użytkowania rury, gdyż wewnętrzne ciśnienie medium wypełniającego rurę powoduje częściowy powrót przekroju do kołowego kształtu jej przekroju poprzecznego.

W opisanych powyżej klasycznych metodach analizy podatnych rur ułożonych w gruncie rozpatrywany jest pierścień rurowy w płaskim stanie odkształcenia. Jest to uproszczenie możliwe do stosowania jedynie wówczas, gdy z uwagi na jednolite warunki obciążenia i podparcia rury można wyodrębnić reprezentatywny, charakterystyczny przekrój i dla niego przeprowadzić analizę obliczeniową. W rzeczywistości rurociąg jest ustrojem przestrzennym, często ułożonym w zróżnicowanych warunkach gruntowych. Obciążenia rurociągu związane z działaniem wewnętrznego ciśnienia, różnicy temperatur czy wpływami podziemnej eksploatacji (poziome odkształcenia o charakterze rozciągającym i ściskającym lub/i górnicza krzywizna terenu) powodują powstanie naprężeń w kierunku wzdłużnym. Również niewłaściwie wykonane ułożenie rurociągu (brak ciągłości podparcia), możliwość wystąpienia w strefie ułożenia rury pustek czy deformacji nieciągłych w postaci lejów czy zapadlisk sprawiają, iż w pewnych strefach rurociągu wystąpić mogą momenty zginające na kierunku wzdłużnym. Naprężenia wzdłużne wraz z naprężeniami obwodowymi tworzą dwukierunkowy stan wyężenia przewodu, który w klasycznych metodach obliczeniowych wymaga posłużenia się naprężeniami zredukowanym przy sprawdzaniu nośności przewodu. Natomiast przestrzenna deformacja rurociągu, która wystąpi w opisanych powyżej sytuacjach może być wyznaczona jedynie przy zastosowaniu metod numerycznych i budowie wirtualnych modeli 3D układu rura - grunt.

3. Analiza numeryczna

W analizie numerycznej rozpatrzono podatną, pustą stalową rurę ułożoną w gruncie, obciążoną równomiernie rozłożonym obciążeniem powierzchniowym (obciążenie naziomu) i ciężarem gruntu nad rurą. Numeryczny

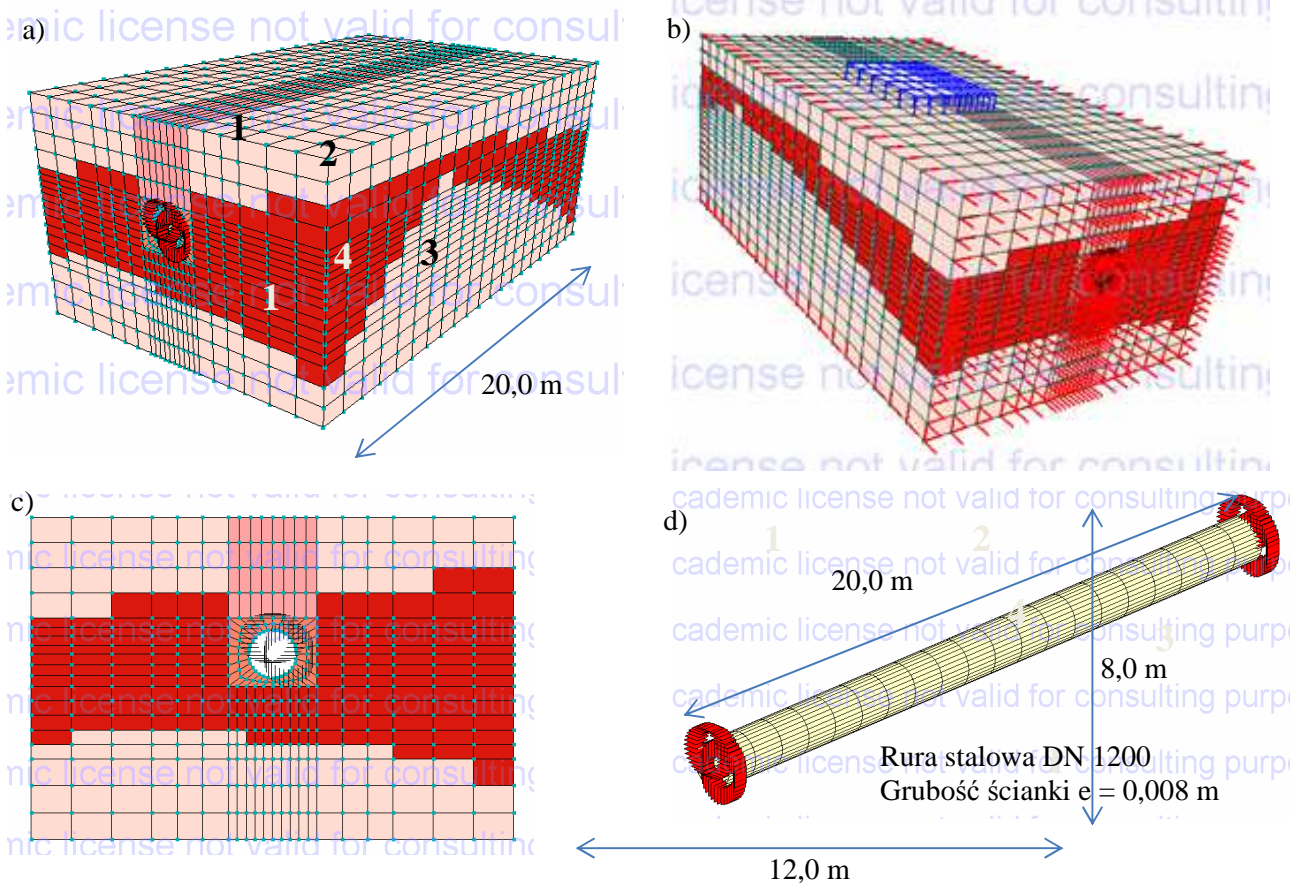
przestrzenny model układu rura – grunt (3D) zbudowano w programie Z_Soil – academic version 11.03. Z uwagi na nierównomierne uwarstwienie podłoża gruntowego oraz specyficzne usytuowanie powierzchniowego, równomiernie rozłożonego obciążenia model obejmuje całość tego układu.

Model układu obejmuje bryłę gruntu o wymiarach $12,0 \times 8,0 \times 20,0$ m, w której wyodrębniono strefę wykopu o szerokości 2,2 m i głębokości 4,20 m. W wykopie, na warstwie podsypki o grubości 0,2 m, ułożona jest stalowa rura o średnicy DN1200 mm i grubości ścianki 0,008 m. Miąższość warstwy gruntu przykrywającego rurę wynosi 3,0 m. W obszarze wykopu wprowadzono dwie strefy materiałowe. W bezpośrednim otoczeniu rury przewidziano obsypkę piaskową, przy czym grubość tej warstwy nad górnym punktem rury wynosi 0,3 m. Pozostała część wykopu wypełniona jest gruntem zasypanym. W modelu uwzględniono nierównomierne przewarstwienia gruntu otaczającego wykop, wprowadzając zróżnicowane parametry poszczególnych warstw przy użyciu opcji *Boreholes*.

Podstawowe obciążenie bryły gruntu, a pośrednio także rurociągu, stanowi obciążenie równomiernie rozłożone, o intensywności 140,0 kPa. Obciążenie przyłożone zostało na górnej powierzchni modelu, niesymetrycznie względem poprzecznego przekroju rury.

Model bryły gruntu zbudowano z prostopadłościennych, ośmiowęzłowych elementów typu *Continuum*, natomiast powłokę rury modelowano elementami typu *Shell*. Model składa się z 8720 elementów (w tym 8080 typu *Continuum* i 640 elementów typu *Shell*) i 9660 węzłów. Warunki brzegowe umożliwiają swobodny przesuw wzdłuż pionowych płaszczyzn modelu oraz podparcie i uniemożliwienie przesuwu w dwóch kierunkach w jego dolnej płaszczyźnie (2143 więzów typu *Boundary conditions*). Grunt modelowany jest z zastosowaniem konstytutywnego modelu sprężysto-idealnie plastycznego Coulomba-Mohra, natomiast rurociąg modelowany jest w zakresie sprężystym. Program analizy obejmuje symulowanie działania równomiernie rozłożonego obciążenia w dwudziestu krokach czasowych. Parametry materiałowe warstw gruntu zastosowane w poszczególnych strefach materiałowych oraz stalowej rury zestawiono w tablicy 1.

W celu przedstawienia zróżnicowanej miąższości działania obciążenia naziemu ogólny widok modelu układu rura – grunt pokazano w dwóch różnych ujęciach aksonometrycznych (rys. 2 a i b) oraz w widoku w płaszczyźnie x, y (rys. 2 c). Na rysunku 2d przedstawiono także widok modelu stalowego rurociągu.



Rys. 2. Ogólny widok modelu układu rura – grunt: a) aksonometryczny widok modelu rura – grunt z zaznaczeniem stref materiałowych, b) aksonometryczny widok modelu rura – grunt z więzami zewnętrznymi i obciążeniem naziemu, c) przekrój modelu w płaszczyźnie x, y dla $z = 0$, d) widok modelu stalowego rurociągu

Tab. 1. Zestawienie parametrów materiałowych gruntu i rur

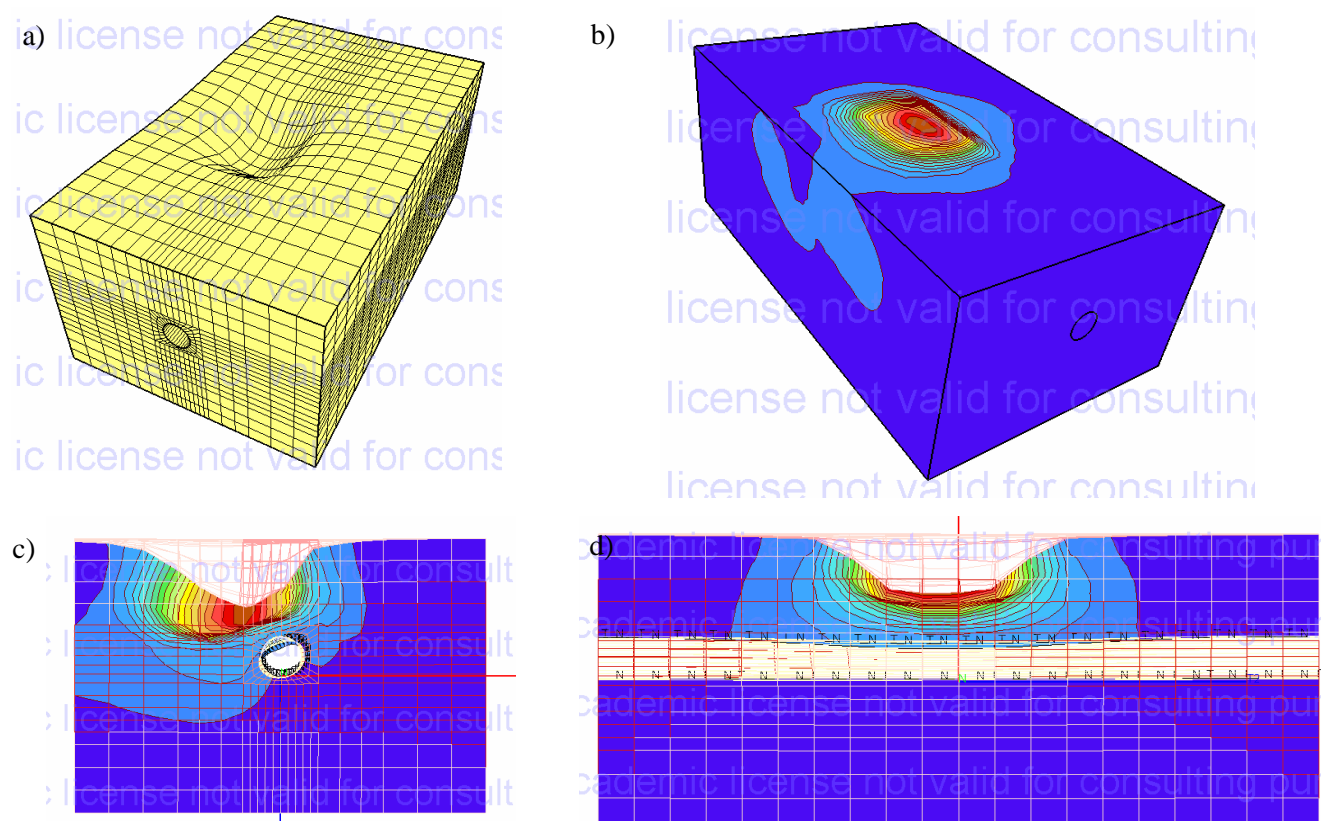
Materiał	Moduł odkształcenia (sprężystości) [MPa]	Współczynnik Poissona	Kąt tarcia wewnętrzznego ϕ [°]	Kohezja [kPa]	Ciężar objętościowy [kN/m ³]
Grunt rodzimy 1	21,0	0,30	15,0	16,0	20,0
Grunt rodzimy 2	15,0	0,30	12,0	12,0	20,0
Grunt rodzimy 3	8,5	0,30	8,5	6,5	20,0
Grunt obsypki 4	33,5	0,30	33,0	3,0	18,0
Stal	$2,07 \times 10^5$	0,30	-	-	78,0

Skutki działania obciążenia naziemu przedstawiono na rysunku 3, zawierającym wygenerowane w programie Z_Soil przestrzenne wizualizacje zdeformowanej siatki modelu układu rura – grunt oraz barwne mapy 3D rozkładu deformacji wraz z charakterystycznymi przekrojami modelu w dwóch płaszczyznach – prostopadłej i równoległej do osi rury.

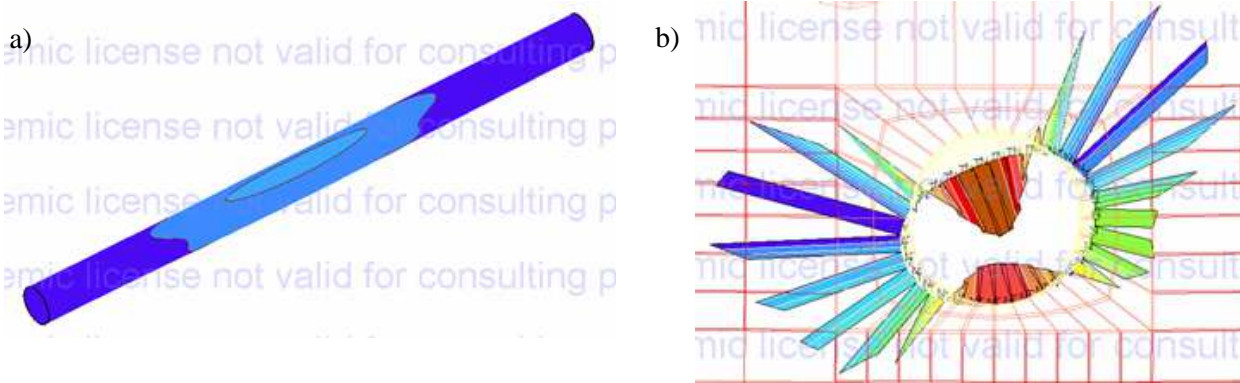
Zasięg wpływu obciążenia naziemu na model rurowości obejmuje środkową jej część (rys. 4a). Największe deformacje występują w strefie bezpośrednio pod obciążeniem. Wytyczenie nierównomiernie zdeformowanej rury obrazuje między innymi wykres obwodowego momentu zginającego (rys. 4b).

Nierównomierną deformację pierścienia rurowego występującą w strefie działania obciążenia (przekrój dla $z = 10$ m) analizowano w czterech głównych punktach przekroju rury (rys. 5a). Charakter deformacji pokazano na rysunku 5b, zaś wykresy przemieszczeń głównych punktów rury na kierunku poziomym i pionowym zestawiono na rysunkach 5c i 5d.

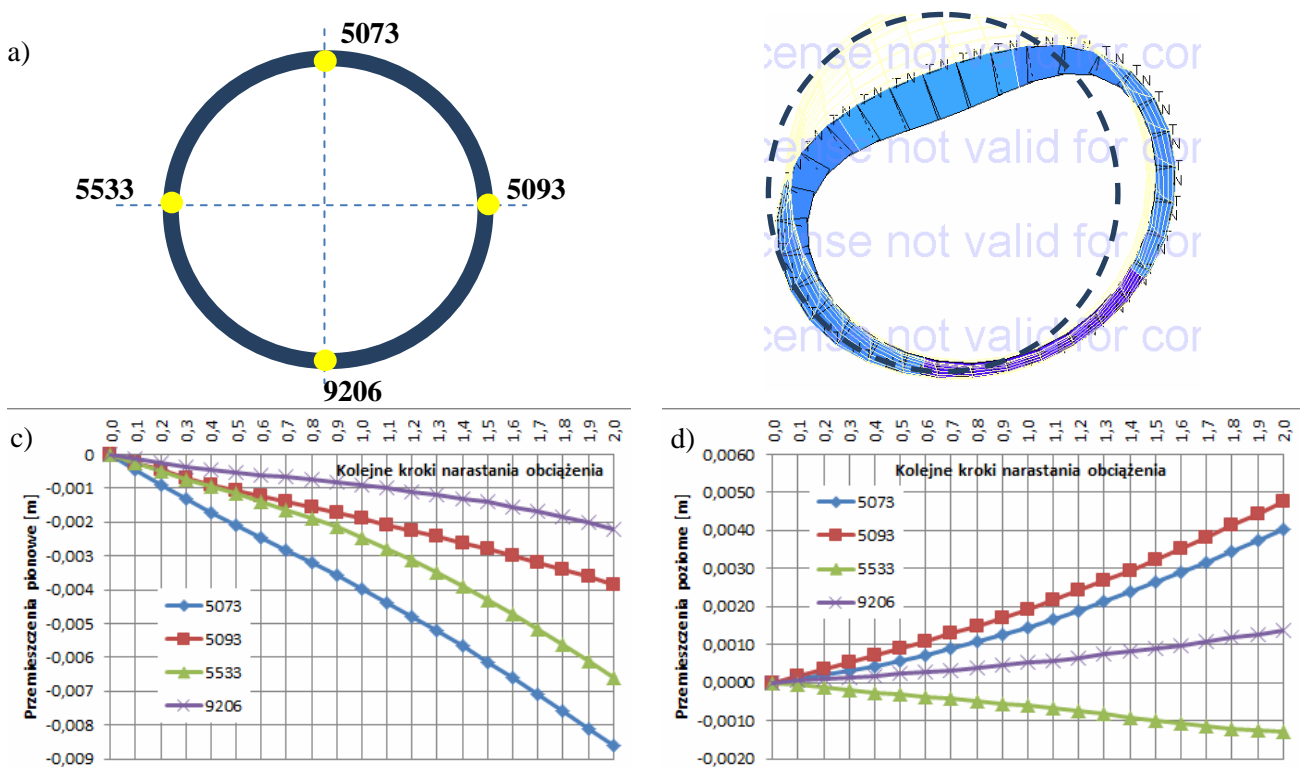
Maksymalne pionowe przemieszczenia punktu wierzchołkowego (punkt 5073) wynoszą około 9 mm, towarzyszą im poziome przesunięcia rzędu 4 mm. Maksymalne poziome przemieszczenia bocznego punktu rury (punkt 5093) wynoszą prawie 5 mm, zaś pionowe przemieszczenia tego punktu wynoszą 4 mm.



Rys. 3. Deformacja modelu układu rura – grunt: a) deformacja powierzchni modelu, b) mapa przemieszczeń ABS, c) mapa przemieszczeń ABS w przekroju (płaszczyzna x, y, dla $z = -10$ m) bezpośrednio w strefie działania obciążenia, d) mapa przemieszczeń ABS w przekroju (płaszczyzna y, z, dla $x = 0$,) bezpośrednio w strefie działania obciążenia.



Rys. 4. Wpływ obciążenia naziomu na model stalowej rury: a) mapa przemieszczeń ABS, b) rozkład obwodowych momentów zginających w płaszczyźnie x, y, dla $z = -10$ m, bezpośrednio w strefie działania obciążenia.



Rys. 5. Deformacja poprzecznego przekroju modelu stalowej rury: a) rozmieszczenie głównych punktów rury, b) obraz deformacji w płaszczyźnie x, y, dla $z = -10$ m, c) wykres pionowych przemieszczeń głównych punktów rury, d) wykres poziomych przemieszczeń głównych punktów rury.

4. Podsumowanie

Wykonana analiza numeryczna 3D pozwoliła na oszacowanie wyężenia i deformacji stalowego, wielkośrednicowego rurociągu ułożonego w gruncie i niesymetrycznie obciążonego (równomiernie rozłożone obciążenie naziomu). Deformacja rurociągu obejmuje środkową część przewodu rurowego i może stanowić utrudnienie w czynnościach eksploatacyjnych (użycie tłoków czyszczących). Jednocześnie w analizie wyznaczono rozkłady deformacji i naprężeń w bryle gruntu, stanowiącej wraz z rurociągiem wzajemnie współpracujący układ. W rozkładach tych widoczny jest wpływ słabej warstwy gruntowej o silnie zmiennej

miąższości oraz wpływ niesymetrycznego przyłożenia odciążenia naziomu.

Literatura

- ATV-DVWK – A127P (2000). Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych. *Wyd. Seidel-Przywecki*.
- Klischewicz B. (2010). Numeryczna analiza wpływu eksploatacji górniczej na podatne rurociągi podziemne. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5-6/2010, 323-325.
- Kuliczowski A. (2004). Rury kanalizacyjne, T. II. Projektowanie konstrukcji. *Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej*, Kielce.

Madryas C. (2007). Współczesne materiały konstrukcyjne w podziemnej infrastrukturze sieciowej miast. *Materiały Budowlane*, Nr 2/2007, 15-21.

Whidden P.E. i in. (2009). Buried Flexible Steel Pipe. Design and Structural Analysis. *ASCE*.

LARGE-DIAMETER STEEL PIPELINES – SOIL INTERACTION

Abstract: Large-size steel pipelines perform an important role as they are widely used in water, gas and petroleum transportation systems. Economic and social consequences of their damage are significant, so analysis of their safety is an important problem. This paper is focused on the behavior and safety of buried large-size steel pipelines which are modeled with a finite element model that makes use of full three-dimensional geometry and elasto-plastic soil behaviour. The results of the analysis (Z_Soil) show distributions of deformations and stresses of soil and pipes.

NUMERYCZNA OCENA STATECZNOŚCI I WARUNKÓW POSADOWIENIA KOŚCIOŁA NA KRAWĘDZI SKARPY WARSZAWSKIEJ

Eugeniusz KODA*, Simon RABARIJOELY

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: Przedmiotem pracy są obliczenia posadowienia projektowanych budynków sakralnych w strefie krawędziowej Skarpy Warszawskiej, stanowiącej zbocze wysoczyzny zbudowanej z glin zwałowych i piasków. Do obliczeń numerycznych wykorzystano wyniki badań geologicznych i geotechnicznych oraz opracowania projektowe. Obliczenia stateczności ogólnej Skarpy obciążonej projektowanymi obiektami przeprowadzono klasycznymi metodami opartymi na ocenie stanu równowagi granicznej (program GeoSlope), natomiast obliczenia odkształceń i rozkładu naprężeń w podłożu projektowanych budowli przeprowadzono z wykorzystaniem zmodyfikowanego modelu Cam-Clay (program SAGE-CRISP). Wyniki przeprowadzonych obliczeń pozwoliły na wprowadzenie zmian do projektu posadowienia i zabezpieczenia skarpy oraz projektu drenażu wokół budynków.

Słowa kluczowe: fundament na skarpie, stateczność, model Cam-Clay, odkształcenia podłoża.

1. Wprowadzenie

Projektowanie fundamentów posadowionych na krawędziach skarp może stwarzać duże problemy związane z zapewnieniem stateczności ustroju fundamentowego i samej skarpy oraz znaczącymi odkształceniami podłoża. Według Eurokodu 7 PN-EN 1997-1:2008 *Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne* tego typu obiekty powinny być zakwalifikowane do trzeciej kategorii geotechnicznej (Bond i Harris, 2008). W projektowaniu posadowienia należy w możliwie szerokim zakresie rozpoznać właściwości gruntu w podłożu i zastosować zaawansowane metody obliczenia (sprawdzania stanów granicznych). W ostatnich dwudziestu latach zostało opracowanych i udostępnionych wiele programów numerycznych do obliczania stateczności i posadowień budowli, na przykład: Z-Soil, GeoSlope, PLAXIS, GEO5 i SAGE-CRISP. W obliczeniach posadowienia kościoła i budynków parafialnych na krawędzi Skarpy Warszawskiej wykorzystano programy GeoSlope i SAGE-CRISP. GeoSlope (Kanada) jest pakietem programów do obliczeń geotechnicznych z wykorzystaniem metod klasycznych. SAGE-CRISP jest programem umożliwiającym modelowanie zachowania się gruntów spoistych oraz gruntów słabych sprzężonym modelem konsolidacyjno-naprężeniowym (*modified Cam-Clay*). Celem pracy były obliczenia wspomagające proces projektowania posadowienia kościoła i dwóch budynków parafialnych (plebanii) z uwzględnieniem lokalizacji

w sąsiedztwie krawędzi Skarpy Warszawskiej. Wzdłuż Skarpy Warszawskiej znajduje się wiele budynków sakralnych i zabytkowych, w rejonie których obserwowane są procesy zboczowe (Wysokiński, 1999; Kaczyński i inni, 2008). Podjęcie zagadnienia oceny zachowania się podłoża na etapie projektowania nowej budowli pozwoli na uniknięcie podobnych zjawisk w okresie eksploatacji obiektu.

2. Lokalizacja, konstrukcja i warunki geotechniczne

Przykładem posadowienia obiektów na Skarpie Warszawskiej jest analizowany kompleks budynków sakralnych (kościół, dwa budynki plebanii oraz podziemne garaże i przejścia łączące poszczególne budynki). Kompleks budynków zlokalizowany jest w południowej części Warszawy na granicy dzielnic Wilanów i Ursynów, w rejonie ulic Kokosowa i Orszady (rys. 1).

Realizowany kompleks budynków położony jest w strefie krawędziowej wysoczyzny o wysokości 12-15 m, przebiegającej w kierunku N-S (Skarpa Warszawska), zbudowanej z gliny zwałowej interglacjału mazowieckiego. Analizowany odcinek Skarpy nazywany jest „ostańcem”, z uwagi na wydzielenie go wcięciami erozyjnymi od strony północnej i południowej oraz wysunięcie na wschód w stosunku do linii odcinków przylegających.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: eugeniusz_koda@sggw.pl

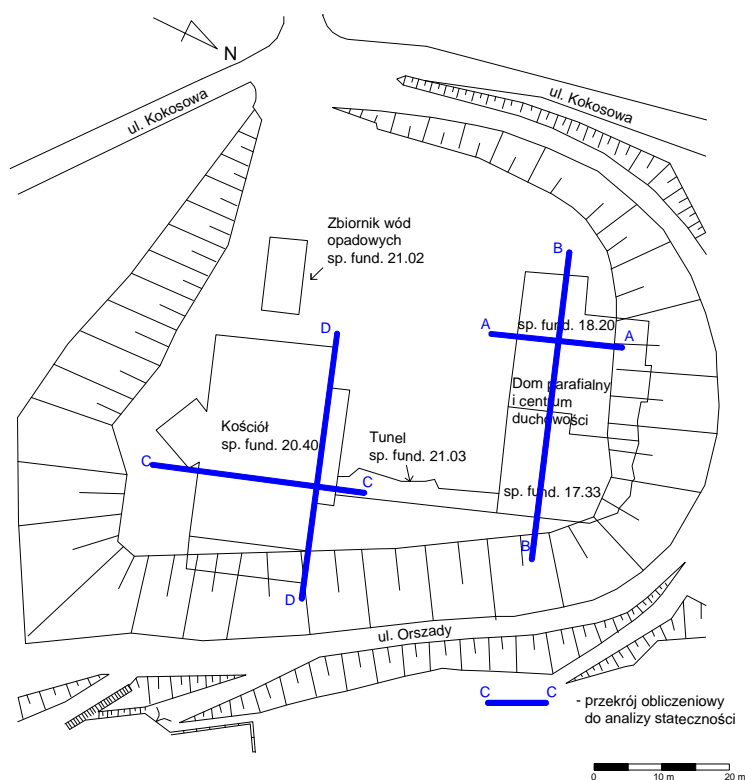
Ustrój konstrukcyjny kościoła i plebanii zaprojektowano w formie szkieletu żelbetowego wylewanego monolitycznie w układzie płytowo-słupowo-ściennym, z usztywnieniem konstrukcji trzonami klatek schodowych i ścian spełniających rolę tarcz. Założono oddzielenie łącznika podziemnego pomiędzy budynkami plebanii i kościoła. Fundamenty pod kościołem zaprojektowano w postaci płyty żelbetowej monolitycznie wylewanej o wysokości 0,4 m, natomiast pod słupami, ścianami nośnymi i trzonem schodowym przewidziano płytę o wysokości 0,8 m. Fundamenty pod budynkami plebanii zaprojektowano w postaci płyty żelbetowej monolitycznie wylewanej o wysokości 0,4 m, z przegłębieniami pod słupami i ścianami nośnymi do wysokości 0,6 m. Płyty żelbetowe wylewane z betonu B37 o stopniu wodoszczelności W8 i stali zbrojeniowej AIIIIN.

W strefie przypowierzchniowej podłoża gruntowego do głębokości około 1 m występują nasypy piaszczysto-gliniaste, a bezpośrednio na Skarpie stwierdzono gruz i zmineralizowane odpady komunalne o miąższości lokalnie przekraczającej 2 m. Pod nasypami, w zakresie głębokości 1,0-4,5 m występują gliny piaszczyste (szare) zlodowacenia Warty z wkładkami fluwioglacjalnych piasków drobnych i średnich. Poniżej, do głębokości około 13 m, zalegają gliny piaszczyste (brązowe) zlodowacenia Odry. Grunty gliniaste podścielają piaski drobne interglacjalne mazowieckiego, w obrębie których nawiercono swobodne zwierciadło wody podziemnej na głębokości 13,9-15,0 m. W glinach zwałowych nie nawiercono ustabilizowanego poziomu wody podziemnej, jednakże woda pojawia się w przewarstwiach i soczewkach piaszczystych, o czym świadczy

rudobrazowe przebarwienie gruntu, powstałe na skutek utleniania żelaza dwuwartościowego.

Na podstawie przeprowadzonych badań geotechnicznych stwierdzono, że gliny piaszczyste szare (lokalnie piaski gliniaste) są w stanie półzwałowym i twardoplastycznym (stopień plastyczności $I_L < 0,25$). Występujące w tej warstwie przewarstwienia piasków drobnych są w stanie luźnym i średnio zagęszczonym (stopień zagęszczenia $I_D = 0,2-0,4$). Zalegające poniżej głębokości 4,5 m gliny piaszczyste są w stanie półzwałowym i twardoplastycznym (stopień plastyczności $I_L < 0,25$). Podścielające je piaski interglacjalne mazowieckiego są w stanie zagęszczonym ($I_D = 0,6-0,8$).

Na podstawie przeprowadzonych badań polowych (w tym sondowania CPT i DMT) i laboratoryjnych, określono wielkości parametrów geotechnicznych dla podstawowych warstw podłoża: głębokość 1,0-4,5 m (Gp, Pg) – $\varphi_u = 33^\circ$ i $c_u = 20$ kPa, głębokość 4,5-14,0 m – $\varphi_u = 25^\circ$ i $c_u = 45$ kPa oraz na głębokości większej od 14,0 m – $\varphi_u = 33^\circ$ (Koda i in., 2005; Koda i in., 2007). Parametry wytrzymałościowe glin zwałowych w stanie naturalnym stwarzają dobre warunki posadowienia, natomiast po nawilżeniu wodą szybko zmieniają swój stan na plastyczny i warunki posadowienia mogą ulec gwałtownemu pogorszeniu, co zaobserwowano podczas realizacji prac fundamentowych. Grunty zawilgocone wodą pochodzącą z opadów atmosferycznych lub wypływającą ze śródglinowych przewarstwień piaszczystych powodowały zmianę stanu glin na plastyczny. Dlatego podczas prac realizacyjnych zdecydowano o zaprojektowaniu stałego drenażu opaskowego projektowanych budynków (Matusiewicz, 2009).



Rys. 1. Rozmieszczenie budynków na Skarpie i przekroje do analizy stateczności

Wysoczyzna morenowa, poprzez strefę przeobrażonej Skarpy, w dolnej jej części kontaktuje się z pradoliną Wisły. Przyległy do dolnej krawędzi Skarpy poziomy akumulacyjny stanowi taras nadzalewowy wyższy, którego powierzchnia zbudowana jest z utworów facji korytovej, wśród których dominują piaski. Lokalnie są one przykryte utworami pochodzącymi z wezbrań rzeki. W strefie tej stwierdzono również lokalne występowanie gruntów organicznych (torfy i namuły) o miąższości nieprzekraczającej 1 m.

3. Analiza stateczności ogólnej Skarpy z uwzględnieniem obciążenia od budynków

Obliczenia współczynnika stateczności ogólnej Skarpy przeprowadzono przy pomocy programu GeoSlope z wykorzystaniem metod równowagi granicznej. Wybrano dwa najczęściej stosowane przypadki obliczeniowe analizy stateczności metodami Bishopa i Morgensterna-Price'a. Obliczenia przeprowadzono dla Skarpy bez obciążenia zewnętrznego i z obciążeniem projektowanymi budynkami. Projektowane obiekty uwzględniono zakładając w obliczeniach obciążenia stałe równomiernie rozłożone na podłożu. Uwzględniono również obciążenia własne płyt fundamentowych i obciążenia powierzchniowe zmienne ($10 \text{ kN/m}^2 \times 1,2$). W przypadku budynków plebanii (Nr 1 i 2) przyjęto obciążenie obliczeniowe $q = 180 \text{ kPa}$, a dla kościoła obciążenie $q = 300 \text{ kPa}$.

Analizę stateczności przeprowadzono w czterech wytypowanych przekrojach obliczeniowych, których lokalizacje przedstawiono na rysunku 1. Dwa z nich (A-A i B-B) zostały wytypowane w podłożu pod projektowanymi dwoma budynkami plebanii (z łącznikiem i garażem podziemnym), a dwa pozostałe (C-C i D-D) w rejonie projektowanego kościoła.

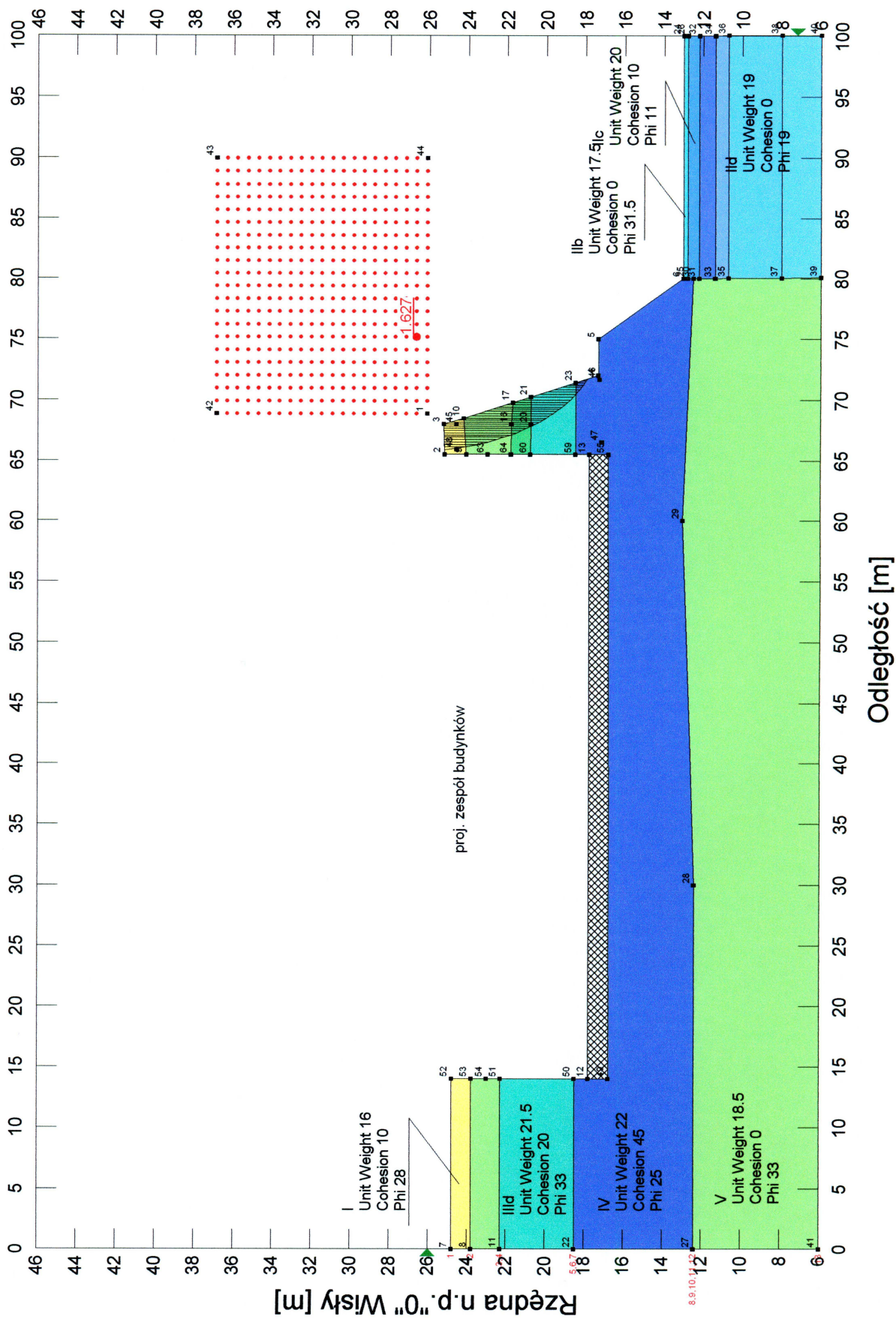
Obliczenia współczynników stateczności przeprowadzono dla dwóch schematów obliczeniowych:

- schemat I – stan naturalny Skarpy, to znaczy bez obciążeń od projektowanych obiektów,
- schemat II – Skarpa obciążona projektowanymi obiektami (rys. 2 i 3).

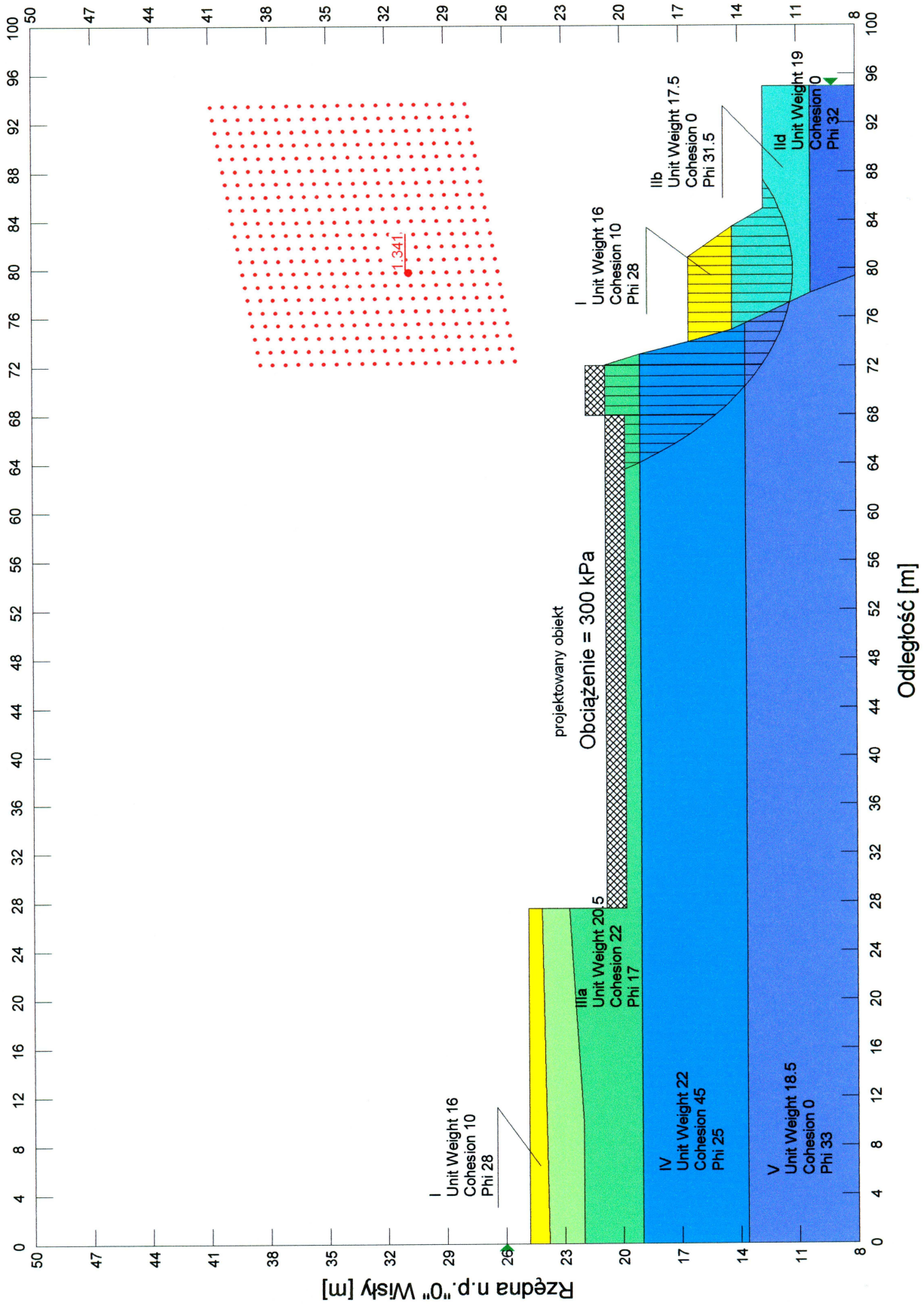
Uzyskane wielkości współczynników stateczności dla Skarpy naturalnej i obciążonej zestawiono w tabeli 1. Wszystkie uzyskane wielkości współczynników są większe od 1,3, dlatego przy przyjętych warunkach gruntowych i obciążeniach od projektowanych obiektów, planowaną inwestycję należy uznać za bezpieczną z uwagi na stateczność Skarpy, pod warunkiem utrzymania naturalnych stanów i parametrów geotechnicznych glin zwałowych. Z uwagi na projektowane obniżenie terenu w środkowej części działki między budynkami (tworzące nieckę) konieczne stało się zaprojektowanie drenażu, chroniącego gliny zwałowe przed zawodnieniem wodami z opadów atmosferycznych i roztopów. Najniższe wielkości współczynników stateczności uzyskano w przekroju D-D (tabela 1), gdzie wielkości współczynników nieznacznie przekroczyły 1,3. Różnice wielkości współczynników stateczności uzyskane dwiema metodami nie przekraczały 0,03, zwykle nieznacznie wyższe wielkości uzyskiwano metodą Morgensterna-Price'a. Przykładowe schematy warunków geotechnicznych i obliczeń stateczności Skarpy z obciążeniami w przekrojach B-B (plebanie) i D-D (kościół) przedstawiono na rysunkach 2 i 3. Wzrost współczynnika stateczności w przekroju B-B po obciążeniu wynika ze zmiany przebiegu krytycznej powierzchni poślizgu po wykonaniu budowli. Powierzchnia o minimalnym współczynniku stateczności przed obciążeniem przebiegała głębiej w korpusie skarpy, natomiast po wykonaniu sztywnej płyty, na której posadowiony jest kościół, powierzchnia o minimalnym współczynniku stateczności przebiega płycej w skarpie (rys. 2). Wielkość współczynnika F obciążonej skarpy jest wyższa o 0,12, w stosunku do wielkości przed obciążeniem.

Tab. 1. Wyniki obliczeń stateczności Skarpy w rejonie projektowanych budynków sakralnych

Przekrój	Wariant obliczeniowy	Współczynnik stateczności F	
		Metoda Bishopa	Metoda Morgensterna-Price'a
A-A	skarpa naturalna	2,18	2,16
	$q = 180 \text{ kPa}$	1,73	1,76
B-B	skarpa naturalna	1,51	1,53
	$q = 180 \text{ kPa}$	1,63	1,65
C-C	skarpa naturalna	2,34	2,36
	$q = 300 \text{ kPa}$	1,81	1,83
D-D	skarpa naturalna	1,61	1,62
	$q = 300 \text{ kPa}$	1,34	1,36



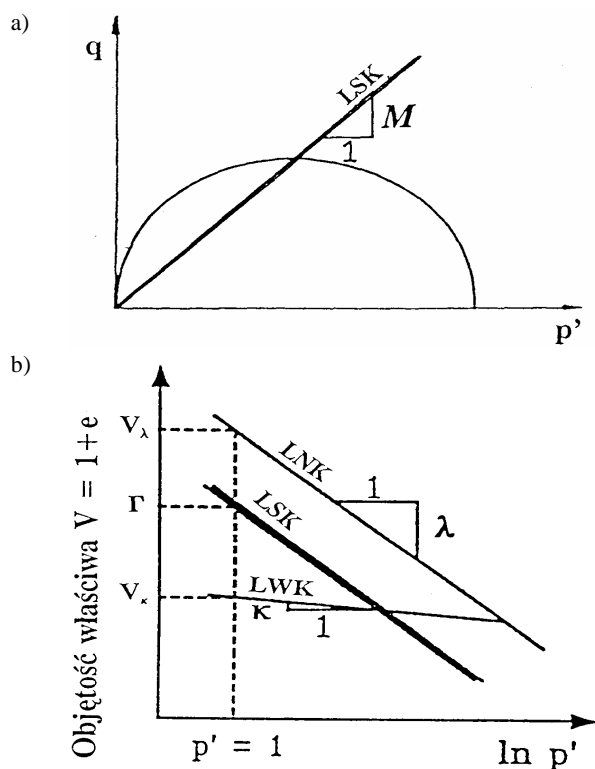
Rys. 2. Warunki geotechniczne podłoża i schemat analizy stateczności skarpy obciążonej budynkami plebani w przekroju B-B (metoda Bishopa)



Rys. 3. Warunki geotechniczne podłoża i schemat analizy stateczności Skarpy obciążonej budynkiem projektowanego kościoła w przekroju D-D

4. Numeryczna analiza stanu naprężenia i odkształcenia podłoża pod kościołem i budynkami plebanii

Istotne znaczenie dla bezpieczeństwa budowli posadowionej w strefie krawędziowej Skarpy mają odkształcenia podłoża, szczególnie przemieszczenia poziome w sąsiedztwie skarpy oraz rozkład naprężeń (Wysokiński, 1991). Obliczenia przemieszczeń podłoża i rozkładu naprężeń w podłożu pod obciążeniem projektowanymi budynkami przeprowadzono za pomocą metody elementów skończonych z zastosowaniem programu numerycznego SAGE-CRISP (Britto i Gunn, 1987), opartego na sprężysto-plastycznym modelu gruntu ze wzmocnieniem, typu zmodyfikowany model Cam-Clay. Przyjęta w zastosowanym modelu obwiednia plastyczności ma kształt elipsy, której oś wielka określana jest przez naprężenie prekonsolidacji σ'_p , natomiast połowa osi małej elipsy wyznaczona jest punktem przecięcia obwiedni plastyczności z linią stanu krytycznego (Duncan i Wright, 2005), co pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Charakterystyki modelu Cam-Clay na płaszczyźnie: a) q - p' , b) V - $\ln p'$

Parametrami modelu Cam-Clay, niezbędnymi do określenia kształtu obwiedni plastyczności, zmian objętości właściwej oraz sprężystego i plastycznego zachowania się gruntu, są: λ (nachylenie linii konsolidacji przy obciążeniu, na płaszczyźnie V - $\ln p'$), κ (nachylenie linii odprężenia na płaszczyźnie V - $\ln p'$), G (moduł odkształcenia postaciowego) lub ν (współczynnik Poissona), Γ (objętość właściwa na linii stanu krytycznego na płaszczyźnie V - $\ln p'$, gdy $p' = 1$), M (nachylenie linii stanu krytycznego na płaszczyźnie q - p'), σ'_p (naprężenie prekonsolidacji), gdzie:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (1)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (2)$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (3)$$

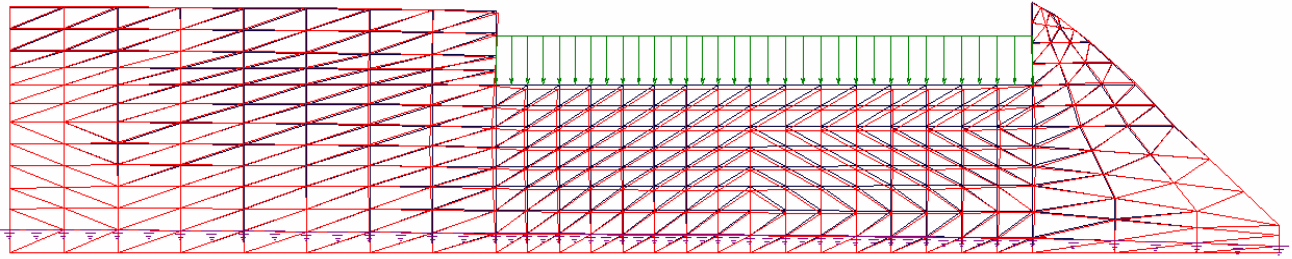
Do obliczeń numerycznych wykorzystano wartości parametrów wyznaczone dla warstw geotechnicznych z dokumentacji opracowanych przez Katedrę Geoinżynierii SGGW (Koda i in., 2005; Koda i in., 2007). Parametry geotechniczne wykorzystane w obliczeniach stanu naprężenia i odkształcenia opartego na sprężysto-plastycznym modelu gruntu ze wzmocnieniem typu zmodyfikowany Cam-Clay zamieszczono w tabeli 2.

Obliczenia przeprowadzono dla wycinka płaszczyzn o wymiarach: kościół (długość – 82,3 m i szerokość – 15,5 m), plebanie (długość z łącznikiem – 70,5 m i szerokość – 12,7 m).

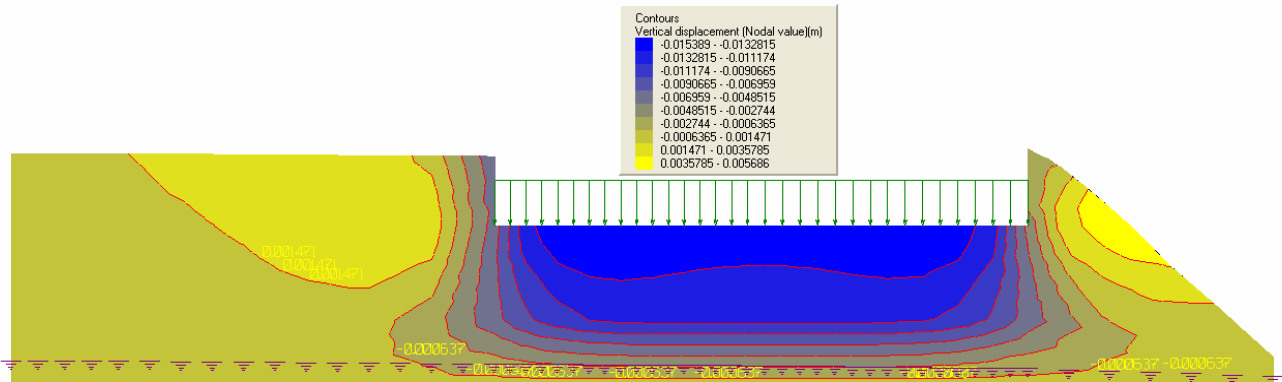
Obliczenia stanu naprężenia i odkształcenia wykonano poprzez przyłożenie obciążeń realizowanych w dniu wykopu, zarówno dla budowanego kościoła, jak i plebanii. Przyjęto obciążenia $q = 300$ kPa dla kościoła, oraz $q = 180$ kPa dla budynków plebanii. Schemat obliczeniowy wycinka Skarpy z podziałem na elementy skończone oraz z przyjętymi warunkami brzegowymi pokazano na rysunku 5 – podłożo kościoła i na rysunku 9 – podłożo budynków plebanii. Uzyskane z obliczeń odkształcenia elementów siatki oraz izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań), przemieszczeń poziomych i rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu kościoła przedstawiono odpowiednio na rysunkach 5, 6, 7 i 8, natomiast obliczone rozkłady tych wielkości (izolinie) w podłożu budynków plebanii odpowiednio na rysunkach 9, 10, 11 i 12. Maksymalne przemieszczenie pionowe (osiadanie) uzyskane z obliczeń wynosiło odpowiednio, $\Delta s = 20,0$ mm dla kościoła (rys. 6) oraz $\Delta s = 6,9$ mm dla budynku plebanii zlokalizowanego bliżej Skarpy (rys. 10).

Tab. 2. Parametry geotechniczne wykorzystane w obliczeniach stanu naprężenia i odkształcenia

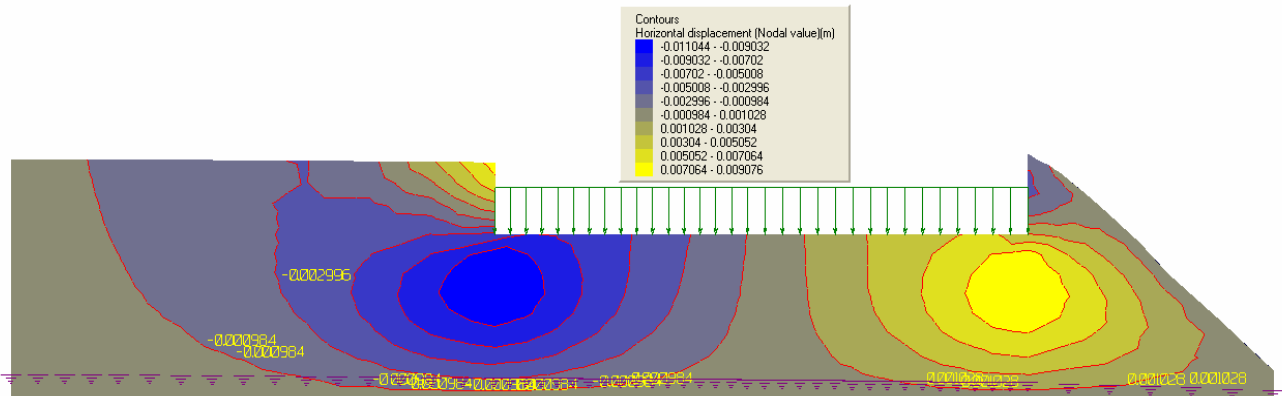
κ	λ	$\Gamma - 1$	M	ν	γ [kN/m ³]	$k_x = k_y$ [m/s]
0,005	0,009	0,38	1,20	0,25	22,0	10^{-8}



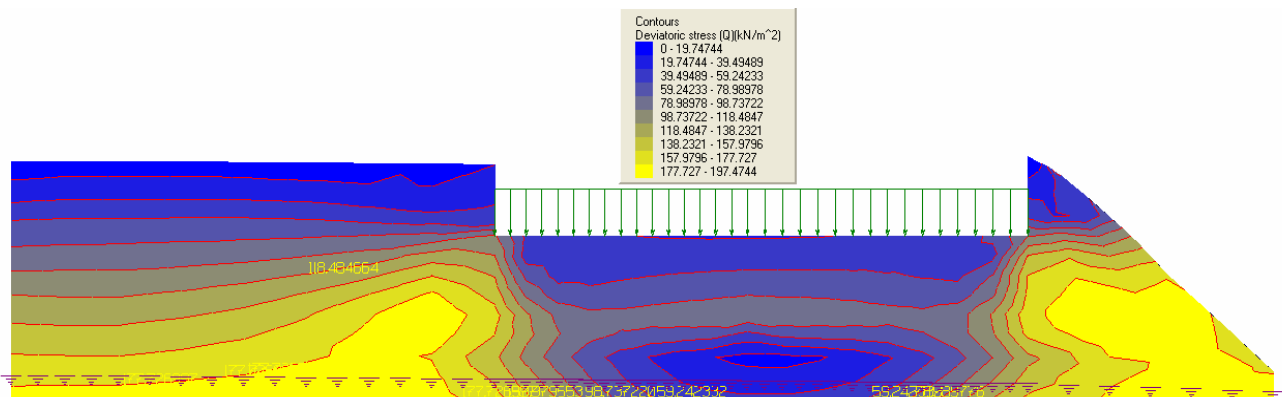
Rys. 5. Odształcenie elementów siatki w podłożu projektowanego kościoła



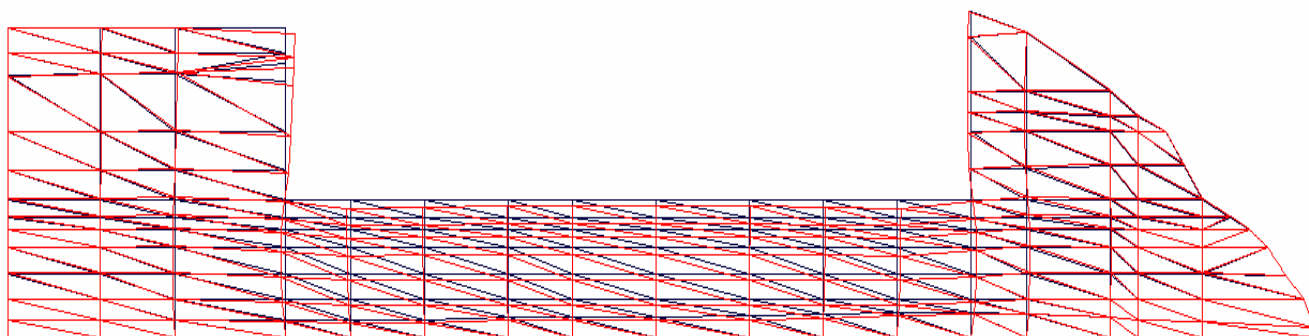
Rys. 6. Izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań) w podłożu kościoła



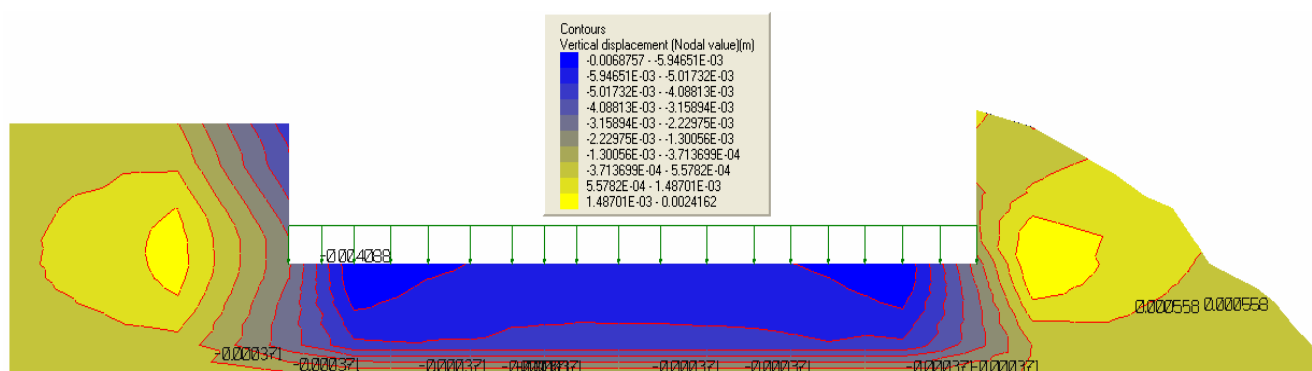
Rys. 7. Izolinie przemieszczeń poziomych w podłożu kościoła



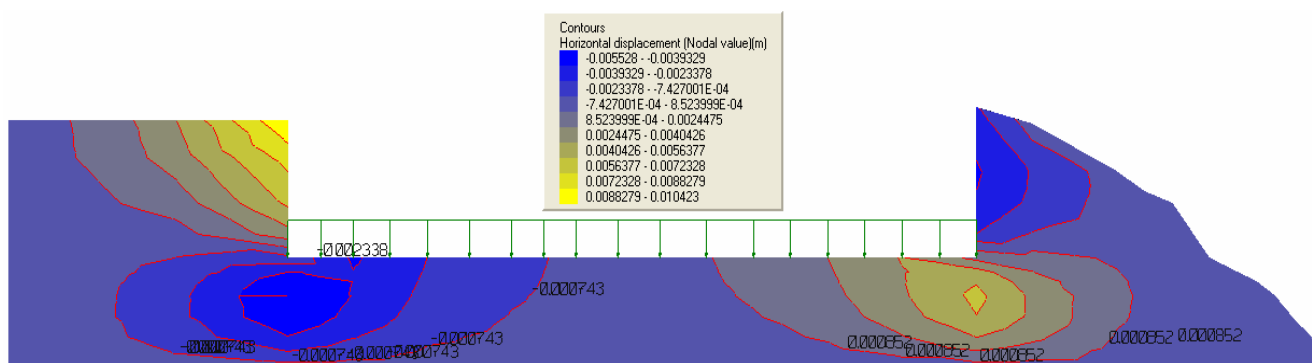
Rys. 8. Izolinie rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu kościoła



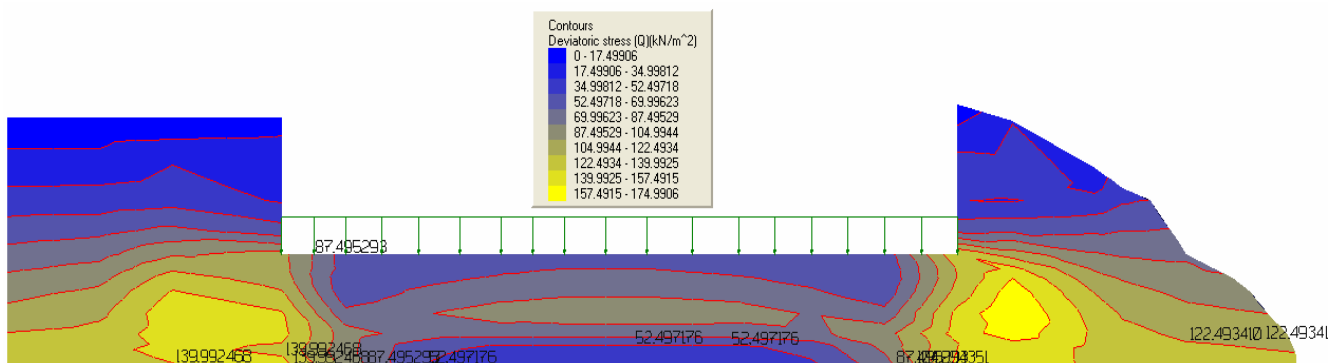
Rys. 9. Odształcenie elementów siatki w podłożu budynkami plebani



Rys. 10. Izolinie przemieszczeń pionowych (osiadań) w podłożu budynków plebani



Rys. 11. Izolinie przemieszczeń poziomych w podłożu budynków plebani



Rys. 12. Izolinie rozkładu dewiatora naprężeń w podłożu budynków plebani

Większe wielkości przemieszczeń poziomych odnotowano przy krawędziach fundamentów znajdujących się w sąsiedztwie Skarpy. Największe wartości naprężeń uzyskano w strefie krawędzi fundamentów (rys. 8 i 12). Uzyskane z obliczeń wyniki wykorzystano przy projektowaniu posadowienia obiektów oraz w projekcie zabezpieczenia Skarpy. Przy lokalizacji budynku w sąsiedztwie Skarpy, zabezpieczenia takie są konieczne dla bezpiecznej jego eksploatacji (Wysokiński, 2011; Koda i Osiński, 2011 i 2012). Zaprojektowano konstrukcje oporowe w środkowej części Skarpy oraz system drenażowy wokół poszczególnych obiektów.

5. Podsumowanie

Wszystkie uzyskane wartości współczynników stateczności są wyższe od 1,3, dlatego przy przyjętych warunkach gruntowych i obciążeniach od projektowanych obiektów, planowaną inwestycję należy uznać za bezpieczną z uwagi na stateczność Skarpy, pod warunkiem zachowania naturalnego stanu i wielkości parametrów geotechnicznych gruntów spoistych. Zabezpieczenie w tym zakresie ma stanowić drenaż opaskowy wokół projektowanych budynków.

Z obliczeń numerycznych stanu naprężenie-odkształcenie uzyskano maksymalne przemieszczenie pionowe (osiadania) $\Delta s = 20,0$ mm dla kościoła oraz $\Delta s = 6,9$ mm dla plebanii. Osiadania powyższe nie powinny powodować odkształceń szkodliwych w konstrukcji projektowanych budynków. Istotne znaczenie dla bezpieczeństwa konstrukcji mogą mieć przemieszczenia poziome, szczególnie w rejonie krawędzi fundamentu zlokalizowanej bliżej Skarpy. W środkowej części Skarpy zalecono wykonanie konstrukcji oporowych, stanowiących dodatkowo elementy przeciwozryjnego zabezpieczenia powierzchni Skarpy.

Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis. London.
- Britto A. M., Gunn M. J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Ltd., Chichester, England Brocks.
- Duncan M. J., Wright S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley and Sons. London.
- Kaczyński R., Bąkowska A., Kiełbasiński K. (2008). *Analiza stateczności zbocza w rejonie kościoła św. Katarzyny*

w Warszawie z uwzględnieniem obciążeń dynamicznych. *Acta Scientiarum Polonorum – Architektura*. Vol. 7, No. 1, 27-38.

- Koda E. i in. (2005). Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla planowanej budowy kościoła p.w. Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ul. Kokosowej/Roszady w Warszawie. *Katedra Geoinżynierii SGGW*. Warszawa.
- Koda E., Bąkowski J., Rabarijoely S. (2007). Dokumentacja geotechniczna dla oceny warunków posadowienia projektowanej plebanii i kościoła p.w. Bł. Edmunda Bojanowskiego przy ul. Kokosowej/Orszady w Warszawie. *Katedra Geoinżynierii SGGW*. Warszawa.
- Koda E., Osiński P. (2011). Slope erosion control with the use of fly-ash and sewage sludge. *Annals of Warsaw University of Life Sciences - Land Reclamation*. Vol. 43, No. 2, 101-111.
- Koda E., Osiński P. (2012). Improvement of slope stability as a result of combining diverse reinforcement methods. *Acta Scientiarum Polonorum – Architektura*. Vol. 11, No. 1, 3-14.
- Matusiewicz W. (2009). Odwodnienie budowli posadowionej na gruntach spoistych w rejonie skarpy wiślanej. *Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska*. Rocznik XVIII, Zeszyt 1 (43), 49-60.
- Wysokiński L. (1991). Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy. *Institut Techniki Budowlanej*. Instrukcja 304. Warszawa.
- Wysokiński L. (red.). (1999). *Warszawska Skarpa Śródmiejska*. *Institut Techniki Budowlanej*. Warszawa.
- Wysokiński L. (2011). Ocena stateczności skarp i zboczy. *Zasady wyboru zabezpieczeń*. Instrukcja. *Institut Techniki Budowlanej*. Instrukcja Nr 424/2011. Warszawa

NUMERICAL ASSESSMENT OF STABILITY AND FOUNDATION CONDITIONS OF A CHURCH LOCATED ON THE EDGE OF “SKARPA WARSZAWSKA”

Abstract: The paper presents computations of designed structures' foundation located within an edge zone of “Skarpa Warszawska”, the highland's slope consisting of varved clays and sands. The numerical analyses were based on geological and geotechnical investigation results, as well as archive documentation was analyzed. Methods employed during numerical computation of factor of safety consisted of classic procedures based on the limit equilibrium theory (GeoSlope software), however deformation calculations and stress distribution in the subsoil of designed structures, were conducted with a use of modified Cam-Clay model (SAGE-CRISP software). The computations results allowed introducing changes to a design of structure's foundation, reinforcement of slope and drainage system of structures.

INTERAKCJA DYNAMICZNA PODŁOŻE-BUDYNEK W PRZYPADKU PRZEKAZYWANIA PRĘDKOŚCI ORAZ PRZYŚPIESZEŃ DRGAŃ OD WSTRZĄSÓW POCHODZENIA GÓRNICZEGO

Krystyna KUŹNIAR^{a*}, Łukasz CHUDYBA^b

^a Instytut Techniki, Uniwersytet Pedagogiczny w Krakowie, ul. Podchorążych 2, 30-084 Kraków

^b Wydział Inżynierii Łądowej, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Streszczenie: W pracy dokonano porównania przekazywania poziomych składowych prędkości oraz przyśpieszeń drgań pochodzenia górniczego w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym z gruntu na fundament budynku mieszkalnego. W przypadku każdego ze wstrząsów oceniano wielkość redukcji maksymalnych wartości (amplitud) drgań fundamentu (zarejestrowanych w kierunkach równoległych odpowiednio do osi poprzecznej i podłużnej budynku) w stosunku do analogicznych amplitud jednocześnie zachodzących drgań gruntu. Wykorzystując wyniki badań doświadczalnych, do prognozowania przekazywania składowych prędkości oraz przyśpieszeń drgań z gruntu na fundament budynku zaproponowano zastosowanie sztucznych sieci neuronowych. Porównano dokładność aproksymacji neuronowej w przypadku sieci zaprojektowanych do użycia w odniesieniu do poziomych składowych prędkości oraz poziomych składowych przyśpieszeń drgań.

Słowa kluczowe: interakcja dynamiczna podłoże-budynek, przyśpieszenie drgań, prędkość drgań, sieci neuronowe.

1. Uwagi wstępne

Następstwem podziemnej eksploatacji górniczej są wstrząsy górotworu. W trakcie pękania skał wyzwala się bardzo duża ilość energii. Skutkiem wystąpienia takiego zjawiska dynamicznego w górotworze (gwałtownego odprężenia skał) jest emisja drgań, czyli sejsmiczny efekt wstrząsu. Do powierzchni propagują się fale wstrząsowe (sejsmiczne), które wzbudzają drgania budynków. Wstrząsy pochodzenia górniczego są trudne w badaniu, gdyż wzbudzone są niezależnie od woli człowieka i nie są przez niego kontrolowane – mają charakter losowy, tak jak trzęsienia ziemi. W jednym z najbardziej aktywnych sejsmicznie regionów górniczych w Polsce, Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (LGOM), intensywność najsilniejszych zjawisk sejsmicznych jest zbliżona do słabych trzęsień ziemi.

Podczas przekazywania drgań z gruntu na obiekt występuje zjawisko wzajemnego oddziaływania (współpracy) układu konstrukcja-podłoże, nazywane interakcją dynamiczną. Jest to zagadnienie bardzo ważne z praktycznego punktu widzenia. Jednocześnie występujące drgania gruntu obok budynku i drgania fundamentu budynku mogą się zasadniczo różnić zarówno w przypadku przyśpieszeń, jak i prędkości drgań

(Kuźniar, 2004; Kuźniar i in., 2006; Kuźniar i Maciąg, 2007). Dokładniejszej oceny szkodliwości drgań dla budynków dokonuje się na podstawie przebiegów drgań ich fundamentów (Maciąg, 2005). Szczególnie istotna jest tu zatem ocena sposobu przekazywania drgań na konstrukcję. W przypadku, gdy pomiarów drgań dokonuje się tylko na gruncie (co jest częstym przypadkiem w praktyce), potrzebne jest również prognozowanie drgań fundamentów budynków na podstawie drgań gruntu. Najprostszym i często stosowanym sposobem oceny przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku jest porównanie maksymalnych wartości jednocześnie zarejestrowanych przyśpieszeń, prędkości lub przemieszczeń drgań fundamentu budynku i gruntu obok budynku (Ciesielski i Maciąg, 1990; Stypuła, 2001; Tatar, 2002).

Celem pracy było porównanie przekazywania poziomych składowych prędkości oraz przyśpieszeń drgań od wstrząsów górniczych w LGOM z gruntu na fundamenty budynku mieszkalnego o średniej wysokości. Oceniano wielkość redukcji tych drgań. I tak w przypadku każdego ze wstrząsów porównywano maksymalne wartości (amplitudy) składowych poziomych (w kierunkach równoległych do osi poprzecznej i podłużnej obiektu) drgań gruntu i fundamentu budynku

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: kkuźniar@up.krakow.pl

tak w zakresie przyspieszeń, jak i prędkości drgań. Wartości te pochodzą z rejestrowanych w tym samym czasie przebiegów drgań gruntu i fundamentu. Przy szacowaniu różnic w odpowiednich maksymalnych wartościach drgań gruntu i fundamentu budynku, pod uwagę wzięto wpływ wybranych parametrów wstrząsów górniczych i parametrów drgań podłoża gruntowego: energii wstrząsu, odległości epicentralnej, kierunku propagacji drgań (a więc wzajemnego położenia budynku i źródła wstrząsu górniczego), kierunku drgań budynku (równoległego do osi poprzecznej albo podłużnej), maksymalnej amplitudy drgań gruntu (prędkości, przyspieszeń) obok budynku oraz dominującej częstotliwości drgań gruntu.

Do prognozowania przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku zaproponowano zastosowanie sztucznych sieci neuronowych. Porównano rezultaty uzyskane w przypadku sieci zaprojektowanych do użycia w odniesieniu do poziomych składowych prędkości oraz poziomych składowych przyspieszeń drgań. Wzorce uczące, walidujące oraz testujące sieci neuronowych utworzono wykorzystując wyniki badań doświadczalnych.

2. Analiza wyników badań doświadczalnych

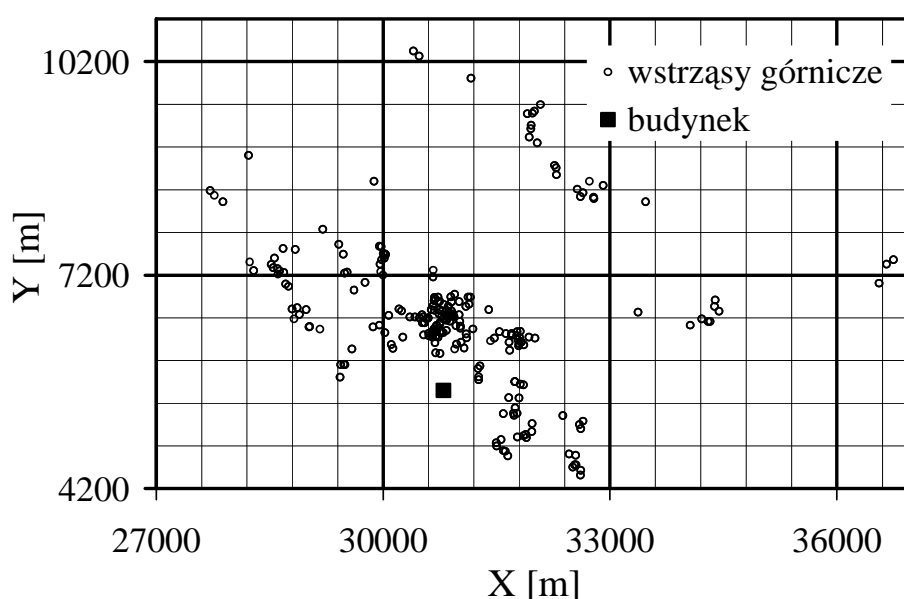
Analizy przekazywania drgań z podłoża na budynek dokonano wykorzystując wyniki badań doświadczalnych w skali naturalnej. Rozważono mieszkalny, ścianowy budynek o pięciu kondygnacjach i poprzeczno-podłużnym układzie ścian nośnych, w całości podpiwniczony, posadowiony na ławach fundamentowych. Może on być traktowany jako typowy obiekt, reprezentatywny dla szerokiej klasy budynków o średniej wysokości i zbliżonych właściwościach dynamicznych. Podłoże gruntowe stanowi warstwa gleby, poniżej glina piaszczysta, miejscami piasek średni i piasek drobny.

Z użyciem aparatury „czuwającej” rejestrowano drgania, których źródłem były wstrząsy górnicze w LGOM. Czujniki pomiarowe na gruncie umieszczone są w odległości kilku metrów od budynku. Czujniki w budynku ustawione są na fundamentach. Mierzono poziome składowe przyspieszenia drgań gruntu i budynku w kierunkach x i y , równoległych odpowiednio do osi poprzecznej i podłużnej budynku. Przebiegi prędkości drgań uzyskiwano poprzez całkowanie zarejestrowanych przebiegów przyspieszeń drgań.

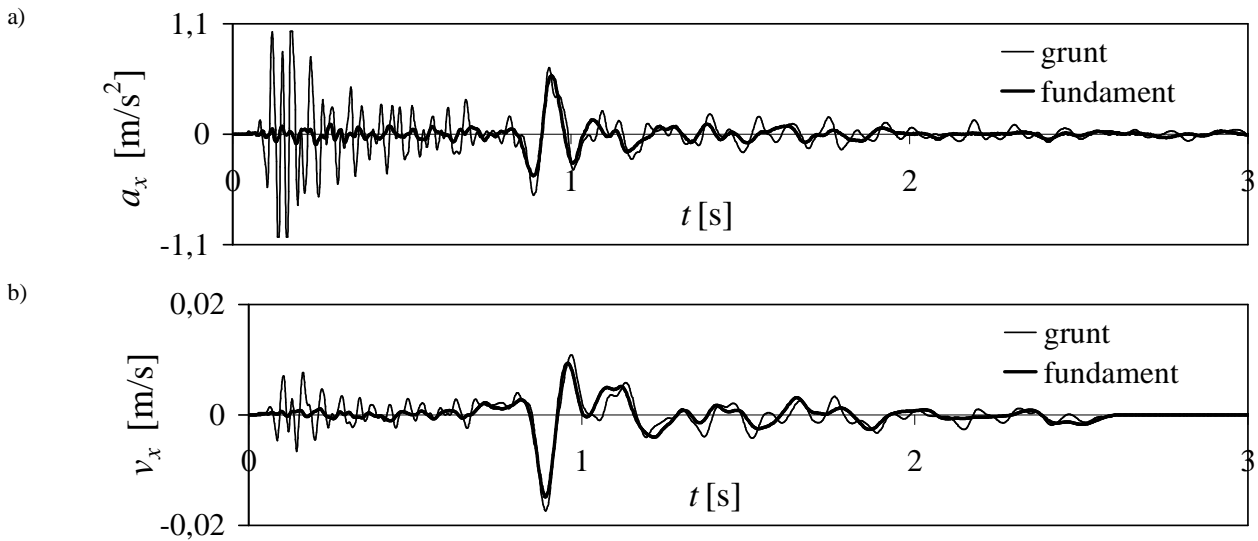
Pod uwagę wzięto przebiegi drgań zarejestrowane równocześnie na gruncie i w budynku, które były wynikiem wstrząsów górniczych o energiach z przedziału $E_n = 7,4E3-2E9$ J i odległościach epicentralnych z przedziału $r_e = 270-5815$ m. Zatem zakres energii i odległości epicentralnych tych wstrząsów jest bardzo szeroki. Z zamieszczonej na rysunku 1 schematycznej mapy lokalizacji analizowanych wstrząsów górniczych i rozważanego budynku, na której uwzględniono współrzędne sejsmologiczne (X , Y) w obowiązującym w LGOM lokalnym układzie odniesienia, widać że również zakres kierunków, z których do budynku docierają drgania jest bardzo szeroki.

Łącznie rozważono 928 składowych przebiegów przyspieszeń drgań (czyli 464 pary grunt-fundament) i taką samą liczbę składowych przebiegów prędkości drgań.

Stwierdzono, że różnice w drganiach gruntu i fundamentu odbywających się w tym samym czasie mogą być znaczące tak w zakresie składowych przyspieszeń, jak i składowych prędkości drgań. Na rysunku 2 pokazano przykładowe porównania przebiegów drgań gruntu i fundamentu rozważanego budynku odpowiednio w przypadku przyspieszeń a_x i prędkości drgań v_x w kierunku równoległym do osi poprzecznej budynku.



Rys. 1. Schematyczna mapa lokalizacji analizowanych wstrząsów górniczych i budynku



Rys. 2. Przebiegi drgań w kierunku x od wstrząsu górniczego o $En = 1,2E7$ J i $re = 698$ m: a) przyspieszenia; b) prędkości

Oceny przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku dokonano poprzez porównanie maksymalnych wartości jednocześnie występujących drgań fundamentu i gruntu obok budynku. Maksymalne amplitudy na gruncie i na fundamencie nie zawsze pojawiają się w tym samym czasie z uwagi na to, że na styku grunt-fundament na ogół następuje modyfikacja przebiegu drgań.

Wyliczano zatem odpowiednie ułamki (r) równe stosunkowi maksymalnej wartości drgań na fundamencie i maksymalnej wartości drgań na gruncie dla wszystkich analizowanych par grunt-fundament przebiegów przyspieszeń i prędkości drgań składowych. Przekazywanie drgań z gruntu na budynek rozważano osobno w kierunku x , osobno w kierunku y oraz łącznie w obu kierunkach x i y zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań.

I tak w przypadku analizy przekazywania przyspieszeń drgań składowych z gruntu na fundament budynku, obliczano ułamki:

– gdy rozważano tylko kierunek poprzeczny x :

$$r_{ax} = \frac{a_{xf \max}}{a_{xg \max}} \quad (1)$$

– gdy rozważano tylko kierunek podłużny y :

$$r_{ay} = \frac{a_{yf \max}}{a_{yg \max}} \quad (2)$$

gdzie: $a_{xf \max}$ i $a_{yf \max}$ są maksymalnymi przyspieszeniami drgań fundamentu odpowiednio w kierunku x oraz w kierunku y , $a_{xg \max}$ i $a_{yg \max}$ są maksymalnymi przyspieszeniami drgań gruntu odpowiednio w kierunku x oraz w kierunku y , a r_{axy} jest wartością tych ułamków podczas łącznej analizy w zbiorze par grunt-budynek w obu kierunkach.

Analogiczne oznaczenia zaproponowano w przypadku analizy przekazywania prędkości drgań składowych z gruntu na fundament budynku:

– gdy rozważano tylko kierunek poprzeczny x :

$$r_{vx} = \frac{v_{xf \max}}{v_{xg \max}} \quad (3)$$

– gdy rozważano tylko kierunek podłużny y :

$$r_{vy} = \frac{v_{yf \max}}{v_{yg \max}} \quad (4)$$

gdzie: $v_{xf \max}$ i $v_{yf \max}$ są maksymalnymi prędkościami drgań fundamentu odpowiednio w kierunku x oraz w kierunku y , $v_{xg \max}$ i $v_{yg \max}$ są maksymalnymi prędkościami drgań gruntu odpowiednio w kierunku x oraz w kierunku y , a r_{vxy} jest wartością tych ułamków podczas łącznej analizy w zbiorze par grunt-budynek w obu kierunkach.

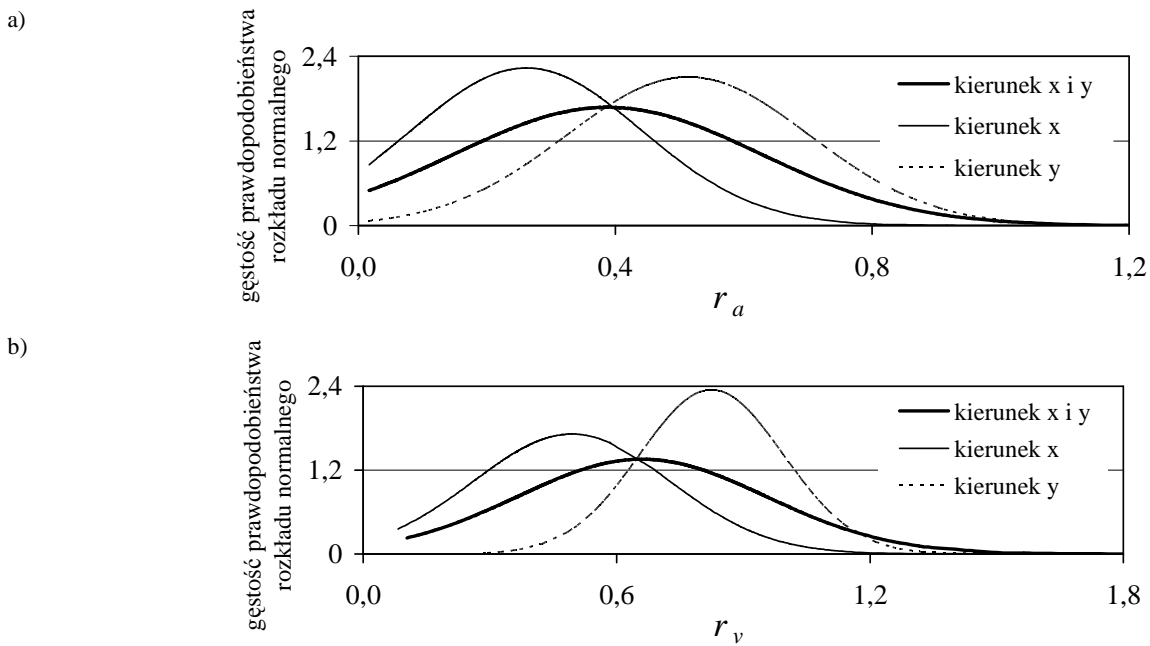
Na rysunku 3 pokazano gęstości prawdopodobieństwa rozkładu normalnego wartości ułamków r wyliczone osobno w kierunku x , osobno w kierunku y oraz łącznie w kierunku x i y , odpowiednio dla przyspieszeń (rys. 3a) i prędkości drgań (rys. 3b).

Z kolei na rysunku 4 porównano wartości ułamków r_a i r_v obliczone w przypadku wszystkich par grunt-budynek przebiegów drgań składowych od kolejnych analizowanych wstrząsów górniczych oraz odpowiednie linie trendu.

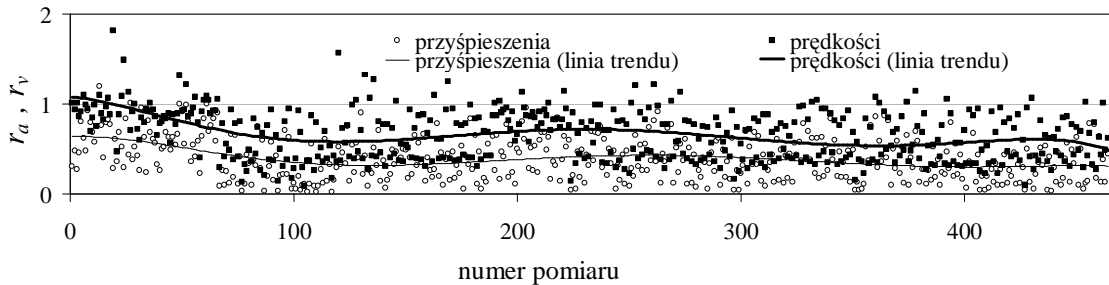
Widać, że przy przekazywaniu drgań z gruntu na budynek, redukcja maksymalnych wartości składowych prędkości drgań jest mniejsza niż redukcja maksymalnych wartości składowych przyspieszeń drgań dla tych samych wstrząsów górniczych.

W tabeli 1 porównano średnie wartości ułamków r_a i r_v wyliczone w przedziale energii wstrząsów do $5E7$ J i powyżej tej wartości oraz w trzech przedziałach odległości epicentralnych.

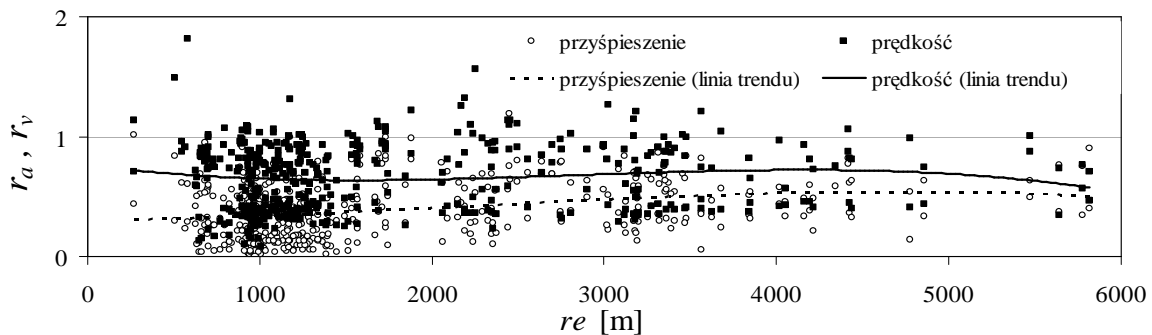
Dodatkowo, wyniki badań przekazywania składowych przyspieszeń i prędkości drgań z podłoża na fundament budynku (r_{axy} i r_{vxy}) w zależności od odległości epicentralnych re w przypadku wszystkich analizowanych wstrząsów górniczych, łącznie dla obu kierunków drgań, wraz z liniami trendu pokazano na rysunku 5.



Rys. 3. Gęstość prawdopodobieństwa rozkładu normalnego wartości ułamków r w przypadku: a) przyspieszeń drgań; b) prędkości drgań



Rys. 4. Porównanie wartości ułamków r_a i r_v obliczonych dla tych samych wstrząsów górniczych



Rys. 5. Porównanie przekazywania składowych przyspieszeń i prędkości drgań z podłoża na budynek w zależności od odległości epicentralnych r_e

Tab. 1. Zależność średnich wartości ułamków r_a i r_v od parametrów wstrząsów górniczych

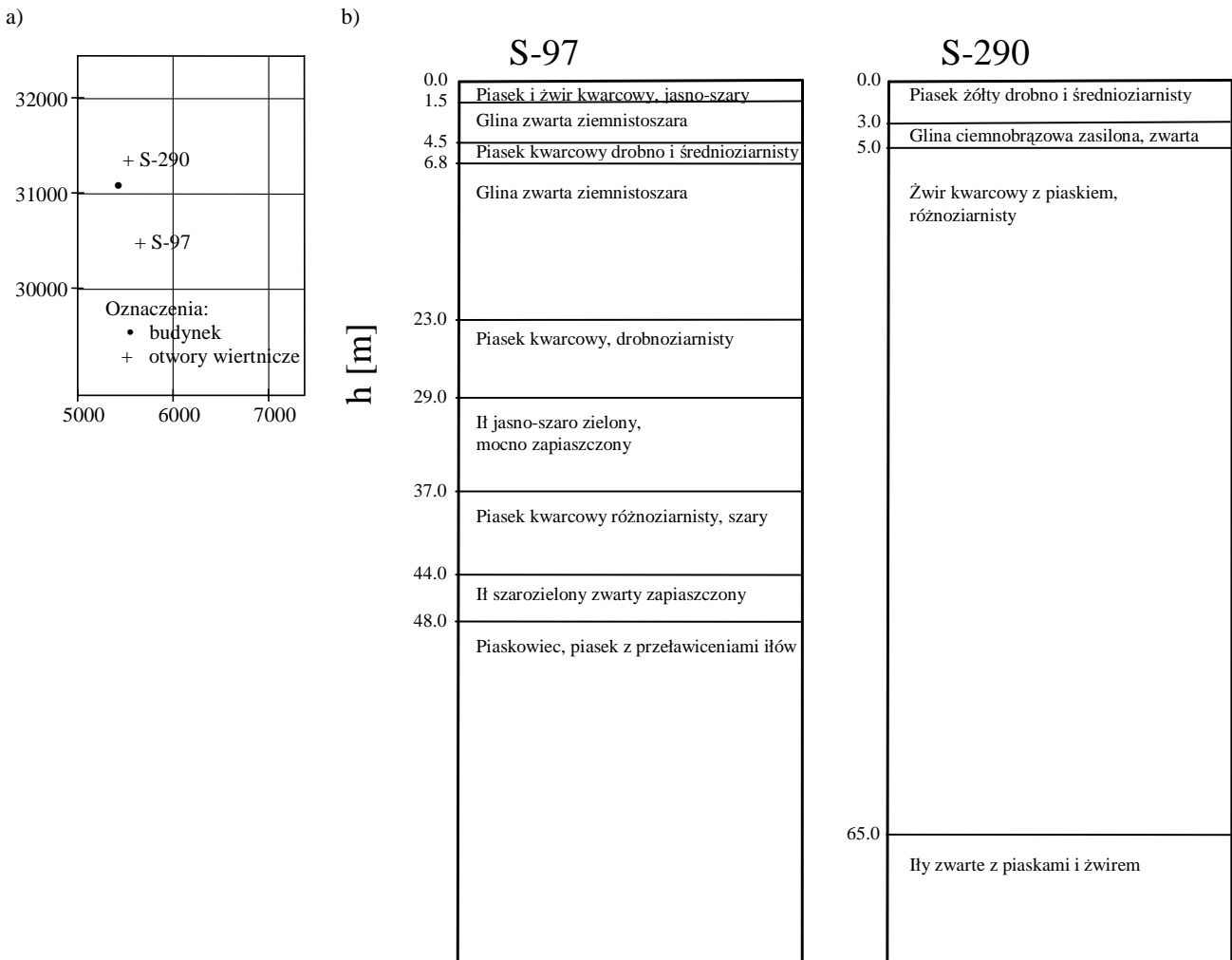
Parametry wstrząsów górniczych		Kierunek					
		x		y		x i y	
		r_{ax}	r_{vx}	r_{ay}	r_{vy}	r_{axy}	r_{vxy}
En [J]	$\leq 5E7$	0,22	0,46	0,49	0,80	0,36	0,64
	$> 5E7$	0,44	0,62	0,65	0,91	0,54	0,76
r_e [m]	$r_e \leq 800$	0,30	0,73	0,52	0,89	0,41	0,81
	$800 < r_e \leq 1500$	0,17	0,42	0,44	0,76	0,30	0,59
	$r_e > 1500$	0,37	0,54	0,61	0,88	0,49	0,71

Można zauważyć, że zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań w obu kierunkach drgań ich redukcja przy przekazywaniu z podłoża na budynek jest mniejsza w przypadku większych energii. Znacznie większa różnica w redukcji maksymalnych wartości składowych prędkości drgań i maksymalnych wartości składowych przyspieszeń drgań występuje jednak w przypadku małych energii wstrząsów – ułamki r_v są około dwa razy większe od odpowiednich ułamków r_a w kierunku x , w kierunku y , oraz przy łącznej analizie kierunków x i y .

Z wyników badań przedstawionych w tabeli 1 i na rysunku 5 widać, że przekazywanie składowych przyspieszenia i składowych prędkości drgań gruntu na fundament budynku jest stosunkowo dobre przy dużych odległościach epicentralnych wstrząsów. Natomiast w małych odległościach epicentralnych stwierdza się znacznie lepsze przekazywanie prędkości drgań z gruntu na fundament niż przekazywanie przyspieszeń drgań (linie trendu z rysunku 5 wyraźnie się „rozchodzą”).

Rozważając wpływ wzajemnego położenia epicentrum wstrząsu górniczego i budynku na przekazywanie drgań z podłoża na obiekt, pośrednio analizuje się wpływ rodzaju podłoża na propagację fali. Na terenie LGOM występuje znaczne zróżnicowanie budowy geologicznej, zwłaszcza warstwy przypowierzchniowej (Olszewska, 2008). Na rysunku 6 przykładowo pokazano położenie budynku i najbliższych otworów wiertniczych S-97 i S-290 oraz profile geologiczne tych otworów.

W zależności od lokalnych warunków geologicznych, drgania powierzchniowe wzbudzone wstrząsami górnicznymi mogą propagować się z różną intensywnością w poszczególnych kierunkach. Różny może być więc charakter drgań gruntu obok budynku i dalej różny sposób przekazywania tych drgań na budynek. Mimo takiej samej bezwzględnej odległości ogniska wstrząsu mogą wystąpić różnice w sposobie przekazywania drgań (Kuźniar i Chudyba, 2010).



Rys. 6. Analizowany budynek i otwory wiertnicze S-97 i S-290: a) wzajemne położenie budynku i otworów wiertniczych, b) profile geologiczne otworów wiertniczych

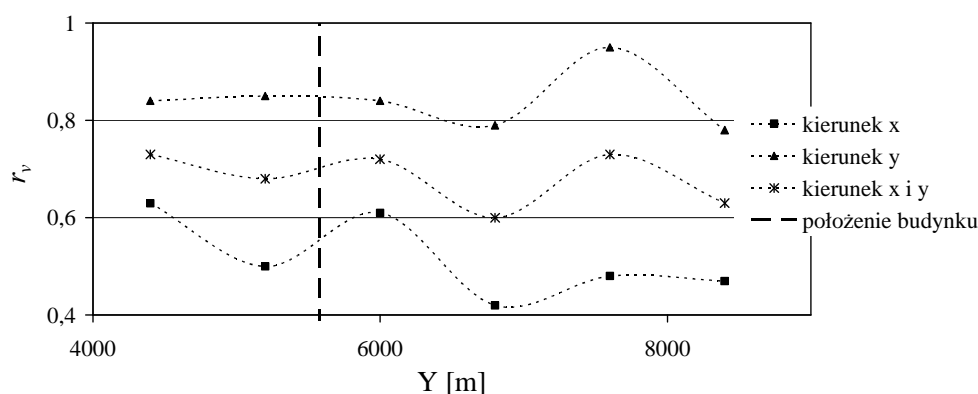
Istotny wpływ kierunku propagacji drgań (wzajemnego położenia budynku i miejsca wstrząsu górniczego) przykładowo pokazują wyniki analiz przedstawione w tabeli 2, w której zamieszczono średnie wartości wszystkich ułamków r wyliczane w odpowiednich „pasmach” współrzędnej sejsmologicznej X o takiej samej szerokości, przyjmowanych po „obu stronach” budynku. Podobne spostrzeżenia dotyczą rysunku 7, na którym pokazano przykładowo graficzną ilustrację zależności średnich wartości tych ułamków od współrzędnej Y w przypadku przekazywania prędkości drgań z gruntu na fundament budynku. Punkty odpowiadające wyliczonym średnim wartościom ułamków z każdej grupy

współrzędnych połączono w celu wyraźniejszego pokazania występujących relacji. Zatem kierunek propagacji fali od epicentrum wstrząsu do budynku ma wyraźny wpływ na sposób przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku zarówno w przypadku składowych przyspieszeń, jak i prędkości drgań.

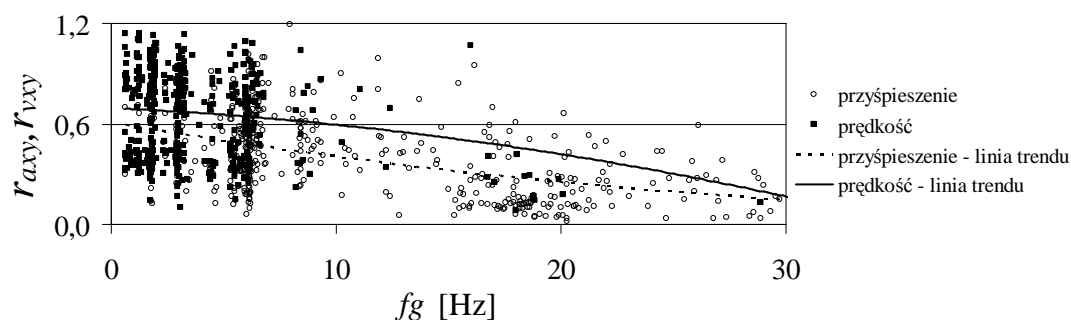
Z wyników badań doświadczalnych w skali naturalnej widać również wpływ dominujących częstotliwości drgań gruntu na przekazywanie drgań z podłoża na fundament budynku. Na rysunku 8 porównano zależności ułamków r_{axy} i r_{vxy} od dominujących częstotliwości f_g odpowiednio przyspieszeń i prędkości składowych drgań gruntu (łącznie w kierunku x i w kierunku y).

Tab. 2. Zależność średnich wartości ułamków r od współrzędnej sejsmologicznej X wstrząsów górniczych

X [m]	Drgania składowe					
	kierunek x		kierunek y		kierunek x i y	
	r_{ax}	r_{vx}	r_{ay}	r_{vy}	r_{axy}	r_{vxy}
do 28399	0,39	0,54	0,64	0,80	0,51	0,67
28400 - 29199	0,41	0,56	0,63	0,97	0,53	0,78
29200 - 29999	0,35	0,60	0,60	0,87	0,48	0,74
30000 - 30799	0,17	0,42	0,44	0,81	0,31	0,62
	Budynek					
30800 - 31599	0,21	0,51	0,43	0,79	0,32	0,64
31600 - 32399	0,25	0,49	0,52	0,81	0,39	0,65
32400 - 33199	0,41	0,57	0,62	0,79	0,51	0,67
powyżej 33200	0,41	0,46	0,69	0,85	0,55	0,65



Rys. 7. Zależność ułamków r od współrzędnej sejsmologicznej Y w przypadku składowych prędkości drgań



Rys. 8. Zależność ułamków r_{axy} i r_{vxy} od dominujących częstotliwości f_g drgań gruntu

Zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań składowych, na fundament budynku przekazyują się składowe drgań z bardzo niskimi dominującymi częstotliwościami. Natomiast składowe z wyższymi częstotliwościami ulegają wyraźnemu wy tłumieniu.

Na rysunku 9 przykładowo pokazano zależność ułamka r_a od maksymalnych wartości (amplitud) składowych przyspieszeń drgań gruntu $a_{g \max}$. Można stwierdzić, że trudno jest określić jednoznacznie wpływ wielkości amplitudy drgań gruntu (dotyczy to zarówno przyspieszeń, jak i prędkości drgań składowych) na stopień redukcji drgań przy ich przekazywaniu na fundament budynku. Linie trendu wskazują na lepsze przekazywanie drgań z większymi wartościami amplitud drgań gruntu.

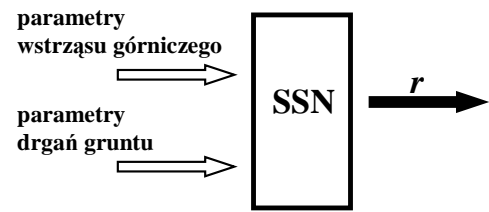
Analiza wyników badań eksperymentalnych prowadzi do wniosku, że występują znaczące różnice w przekazywaniu drgań gruntu na fundament budynku (przyspieszeń i prędkości) w kierunku poprzecznym x i podłużnym y . Mniejszą wartość ułamka r wyznaczano w kierunku poprzecznym x praktycznie w przypadku niemal wszystkich pomiarów, bez względu na wartości poszczególnych parametrów wstrząsów (En , re , X , Y) i drgań gruntu ($a_{g \max}$, $v_{g \max}$, fg).

Również praktycznie w przypadku wszystkich analizowanych wstrząsów górniczych, redukcja maksymalnych wartości prędkości drgań składowych jest mniejsza niż redukcja maksymalnych wartości przyspieszeń drgań przy przekazywaniu drgań z gruntu na budynek.

3. Wykorzystanie sieci neuronowych do analizy przekazywania drgań z podłoża na budynek

Wyniki badań doświadczalnych posłużyły jako wzorce do uczenia, walidacji i testowania sztucznych sieci neuronowych (SSN), które mogłyby posłużyć do prognozowania wartości ułamków r w przypadku przekazywania składowych przyspieszeń oraz prędkości drgań z gruntu na fundament budynku. Ogólną strukturę wszystkich proponowanych sieci pokazano na rysunku 10.

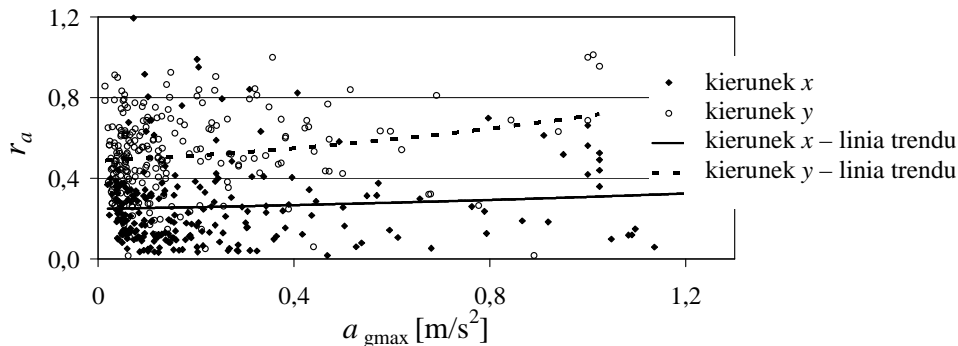
Konstruowano sieci neuronowe oddzielnie dla przypadku przekazywania składowych przyspieszeń drgań i oddzielnie w odniesieniu do prędkości drgań składowych



Rys. 10. Ogólna struktura sieci neuronowej do prognozowania wartości ułamka r

z analogicznymi wektorami wejścia i wyjścia sieci. Pod uwagę wzięto różne kombinacje parametrów wejściowych sieci i różną ich liczbę. Analizowano dokładność aproksymacji neuronowej przyjmując różne warianty wektorów wejścia i wektorów wyjścia sieci. Energię wstrząsu En , jako podstawowy parametr opisujący wstrząs górniczy, uwzględniano we wszystkich rozważanych wektorach wejścia. Pod uwagę wzięto również: odległość epicentralną re , $a_{g \max}$ albo $v_{g \max}$ – maksymalną wartość (amplitudę) składowych drgań gruntu w przypadku odpowiednio w przypadku sieci neuronowej dla przyspieszeń i prędkości drgań, k – parametr opisujący kierunek drgań (w celu zróżnicowania kierunków, arbitralnie przyjęto $k = 0,4$ i $k = 0,7$ odpowiednio dla kierunku poprzecznego x oraz kierunku podłużnego y), X i Y – współrzędne sejsmologiczne w lokalnym układzie odniesienia, fg – dominującą częstotliwość przyspieszeń albo prędkości drgań gruntu. Na wyjściu z sieci oczekiwano odpowiednio ułamka r_a gdy rozważano przekazywanie składowych przyspieszeń drgań z gruntu na budynek oraz ułamka r_v w przypadku przekazywania prędkości drgań. Dodatkowo proponowano też sieci do analizy tylko jednego kierunku drgań składowych (równoległego do osi poprzecznej albo podłużnej budynku). W sumie rozważono 36 kombinacji wektor wejścia – wektor wyjścia (17 dla przyspieszeń i 19 dla prędkości drgań).

Zastosowano sztuczne sieci neuronowe typu wstecznej propagacji błędów (WPB) z algorytmem uczenia Levenberga-Marquardta (LM) (Bishop, 2006; Haykin, 1999; Osowski, 2006) i sigmoidalną unipolarną (logistyczną) funkcją aktywacji. Użyto programu Matlab NN Toolbox (Demuth i in., 2005). Dokładność aproksymacji neuronowej oceniano za pomocą błędów średniokwadratowego MSE (*Mean Square Error*) oraz



Rys. 9. Zależność ułamka r_a od maksymalnych wartości (amplitud) składowych przyspieszeń drgań gruntu $a_{g \max}$

błędów względnych ep . Wykorzystywano również tak zwany procent sukcesu SR (*Success Ratio*) [%] w funkcji błędu względnego ep [%], który podaje jaki procent wzorców uzyskano z predykcji neuronowej z błędem nie większym niż ep .

Z danych doświadczalnych, zarówno w przypadku przyspieszeń, jak i prędkości drgań składowych, do analizy neuronowej wzięto po $P = 464$ wzorców dla każdego z wariantów par wektor wejścia-wektor wyjścia. Losowo wybrane 50% z tych wzorców przeznaczano do uczenia sieci. Zbiory walidujące i testujące utworzono z pozostałych wzorców: 25% – zbiór walidujący oraz 25% – zbiór testujący. Projektowano sieci neuronowe z jedną warstwą ukrytą, a kryterium doboru liczby neuronów w tej warstwie był możliwie najmniejszy błąd MSE uczenia, walidacji i testowania.

Jak można było się spodziewać, uwzględnienie w wektorze wejścia sieci tylko trzech podstawowych parametrów opisujących wstrząs górniczy i drgania gruntu, a więc energii wstrząsu En , odległości epicentralnej re i maksymalnej wartości (amplitudy) drgań gruntu (odpowiednio $a_{g\max}$ w przypadku przyspieszeń i $v_{g\max}$ w przypadku prędkości drgań) prowadzi do uzyskania najmniejszych wartości SR . Wzbogacenie informacji wejściowej sieci o parametr k opisujący kierunek drgań, ewentualnie o fg – dominującą częstotliwość drgań gruntu wyraźnie zwiększa dokładność obliczeń. Jednak nieco bliższe wartościom oczekiwany ułamek r są wyniki neuronowej prognozy z użyciem sieci z parametrem k w wektorze wejścia sieci. Natomiast podanie w wektorze wejścia sieci zarówno informacji o dominującej częstotliwości drgań gruntu jak i informacji o kierunku drgań, pozwala na zwiększenie wartości SR nawet o ponad 20%. Z kolei podanie w informacji wejściowej sieci neuronowej współrzędnych sejsmologicznych (X, Y) wstrząsu górniczego zamiast odległości epicentralnej re , może istotnie wpłynąć na zwiększenie dokładności neuronowej prognozy przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku. Różnice w wartościach SR obliczanych dla kolejnych błędów ep sięgają nawet kilkunastu procent. Jednak uwzględnienie w wektorze wejścia zarówno odległości epicentralnej, jak i współrzędnych sejsmologicznych nie zmienia znacząco uzyskanych rezultatów. Stwierdzono również, że nieco mniejsze błędy aproksymacji wykazują sieci do prognozowania redukcji maksymalnej prędkości drgań podczas przekazywania z gruntu na fundament. Zatem sposób przekazywania prędkości drgań składowych jest „lepiej przewidywalny” niż ma to miejsce w przypadku składowych przyspieszeń drgań.

4. Uwagi końcowe

Analizując wyniki pomiarów drgań wywołanych wstrząsami górniczymi w zakresie redukcji maksymalnych amplitud przyspieszeń oraz prędkości poziomych drgań składowych przy ich przekazywaniu z gruntu na fundament budynku o średniej wysokości, stwierdza się duży „rozrzut” wartości ułamków r oraz istotne różnice

w przekazywaniu składowych przyspieszeń i prędkości drgań. Można zauważyć, że wielkość tej redukcji jest funkcją wielu zmiennych: energii wstrząsu, odległości epicentralnej, kierunku propagacji fali, wielkości maksymalnej amplitudy drgań gruntu, kierunku drgań (równoległego do osi poprzecznej lub podłużnej budynku), czy dominującej częstotliwości drgań gruntu obok budynku. Niemniej jednak określenie jednoznacznych zależności ułamków r od tych parametrów nie jest możliwe. Trudno jest też precyzyjnie podać jak duży wpływ na przekazywanie drgań z podłoża na fundament budynku może mieć uwzględnienie każdego z tych parametrów, czyli określić jak istotny jest ich udział w wielkości redukcji maksymalnej amplitudy drgań fundamentu budynku w stosunku do maksymalnej amplitudy drgań gruntu wzbudzanych wstrząsami górniczymi. Wydaje się, że proponowane sieci neuronowe mogą być pomocne w analizie tego zagadnienia.

Literatura

- Bishop C. M. (2006). Pattern recognition and machine learning. Springer, New York.
- Ciesielski R., Maciąg E. (1990). Drgania drogowe i ich wpływ na budynki. WKŁ, Warszawa.
- Demuth H., Beale M., Hogan M. (2005). Neural Network Toolbox for use with Matlab 5, User's Guide.
- Haykin S. (1999). Neural networks – a Comprehensive Foundation, 2nd Edition. Prentice Hall Intern. Inc., Upper Saddle River, New York.
- Kuźniar K. (2004). Analiza Drgań Budynków Ścianowych o Średniej Wysokości Podlegających Wstrząsom Górniczym z Wykorzystaniem Sieci Neuronowych. Monografia 310, seria: Inżynieria Łądowa, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- Kuźniar K., Chudyba Ł. (2010). Analiza wpływu kierunku propagacji drgań od wstrząsów górniczych na ich przekazywanie z gruntu na budynek. W: *Materiały 56 Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”*, Krynica 2010, 185-192.
- Kuźniar K., Maciąg E. (2007). Wpływ parametrów wstrząsów górniczych na interakcję dynamiczną grunt-budynek. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, nr 243, z. 45, 113-123.
- Kuźniar K., Maciąg E., Tataro T. (2006). Acceleration response spectra from mining tremors. W: *Proc. of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (ECEES)*, Geneva 2006, Switzerland, Abstract Book, 466-467 (full paper on CD).
- Maciąg E. (2005). Ocena szkodliwości wstrząsów górniczych dla budynków na podstawie drgań ich fundamentów czy gruntu? *Inżynieria i Budownictwo*, 12/2005, 670-677.
- Olszewska D. (2008). Ocena efektów lokalnych i struktury częstotliwościowej sygnałów sejsmometrycznych dla poprawy dokładności prognozy rozprzestrzeniania drgań wzbudzanych wstrząsami górniczymi w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym. Rozprawa doktorska, Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, AGH, Kraków.
- Osowski S. (2006). Sieci neuronowe do przetwarzania informacji. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej*, Warszawa.

- Stypuła K. (2001). Drgania mechaniczne wywołane eksploatacją metra płytkiego i ich wpływ na budynki. *Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej*, seria Inż. Łąd., 72, Kraków.
- Tatara T. (2002). Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną. *Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej*, seria Inż. Łąd., 74, Kraków.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN CASE OF THE TRANSMISSION OF MINE-INDUCED VELOCITIES AND ACCELERATIONS OF VIBRATIONS

Abstract: Problem of the transmission of mine-induced in Legnica-Glogow Copperfield region ground vibrations to building foundation is analysed in the paper. The maximal values of horizontal vibration components of velocities as well

as accelerations are taken into account. The influence of some mining tremors and ground vibrations parameters on the vibrations reduction was discussed. Taking into account the difficulties in the soil-structure interaction analysis in the case of vibrations induced by mining tremors, the application of neural networks for the prediction of building foundation vibrations on the basis of ground vibrations taken from measurements is proposed in the paper. Experimental data obtained from the measurements of ground and actual structure vibrations were applied as the neural network training, validating and testing patterns. The obtained results lead to a conclusion that the neural technique gives results accurate enough for engineering practice in case of component velocities as well as component accelerations, but the neural prognosis of velocities transmission are a little better.

ANALIZA WPLYWU RODZAJU OBCIĄŻENIA NA ODKSZTAŁCALNOŚĆ PODŁOŻA SŁABONOŚNEGO

Edyta MALINOWSKA*, Wojciech SAS, Alojzy SZYMAŃSKI

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie,
ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: Odkształcalność podłoża słabonośnego jest trudna do prognozowania ze względu na znaczące, nieliniowe zmiany ośrodka gruntowego pod obciążeniem konstrukcją inżynierską. Szczególnie istotne jest dokładne określenie wartości i zakresu osiadań podłoża organicznego, ze względu na małe wartości edometrycznego modułu ścisłości i związaną z tym dużą początkową porowatość, znacząco malejącą po obciążeniu. Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego została oparta na porównaniu odkształcalności torfów poprzez zadanie różnych wielkości obciążenia, przy różnych rodzajach obciążenia: *free strain loading* i *equal strain loading*. Wynikiem nierównomiernego odkształcenia powierzchni słabonośnego podłoża organicznego przy nierównomiernym nacisku w stosunku do równomiernego obciążenia może być niejednorodność ośrodka porowatego i jego znacząca odkształcalność. Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego umożliwia wykonanie dokładniejszego modelu w celu określenia współpracy budowli z podłożem gruntowym.

Słowa kluczowe: podłoże słabonośne, nierównomierne i równomierne obciążenie, odkształcenie.

1. Wprowadzenie

W celu dokonania klasyfikacji gruntu, oceny jego przydatności jako podłoża budowli oraz oceny wielkości odkształceń podłoża i stateczności budowli konieczna jest znajomość podstawowych parametrów geotechnicznych. Charakterystyki geotechniczne gruntów organicznych nie są dostatecznie poznane ze względu na ich różnorodność i specyfikę zachowania się pod obciążeniem. Stosunkowo najlepiej znane są właściwości torfów, gdyż one najczęściej występują w podłożu obiektów budowlanych. Geotechnicy badający specyfikę gruntów organicznych są zgodni co do tego, że grunty te charakteryzują się: bardzo niskimi parametrami wytrzymałościowymi, wysoką ścisłością i wilgotnością oraz udziałem włókna roślinnego w strukturze (Larsson, 1986; Lechowicz i Szymański, 1984; Wolski, 1977). Stąd też, nie zawsze można w przypadku gruntów organicznych ściśle stosować metody badań określone normami geotechnicznymi, opracowane głównie z myślą o gruntach mineralnych, lecz trzeba je dostosowywać do specyfiki gruntów organicznych.

W gruncie obciążonym powstaje stan naprężenia powodujący jego odkształcanie, którego wartość zależy od parametrów ścisłości gruntu i wielkości obciążenia. Natomiast przebieg odkształcenia w czasie uzależniony

jest od przepuszczalności gruntu i warunków odpływu oraz od właściwości lepkich gruntu warunkujących proces pełzania szkieletu. Zasadniczą część osiadań podłoża stanowią odkształcenia konsolidacyjne. Przebieg procesu odkształcenia gruntu zależy głównie od przyrostu naprężenia efektywnego w podłożu, czyli od prędkości rozpraszania nadwyżki ciśnienia porowego.

Zastosowanie w analizie konsolidacji gruntów organicznych tak zwanych „dużych przemieszczeń” znacznie komplikuje numeryczną analizę procesu ze względu na nieliniowość zarówno związków geometrycznych, jak i równań konstytutywnych. Dlatego też dla podłoża o małej miąższości (< 4m) i równomiernym obciążeniu możliwe jest wykorzystanie do prognozy przebiegu odkształceń równań klasycznej teorii konsolidacji, przyjmującej tak zwane „małe przemieszczenia”, to jest stałą miąższość konsolidowanych gruntów, pod warunkiem uwzględnienia zmienności parametrów gruntowych w procesie odkształcenia. Można więc sądzić, że obliczenia przebiegu osiadań i rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach w podłożu pod osiłą nasypu mogą być przeprowadzone przy użyciu jednowymiarowej teorii konsolidacji. Natomiast w przypadku podłoża o większej miąższości i nierównomiernym obciążeniu należy dążyć do stosowania metod wykorzystujących współrzędne

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: edyta_malinowska@sggw.pl

konwekcyjne, pozwalające na uwzględnienie zarówno zmienności parametrów gruntowych, jak też zmianę geometrii podłoża w czasie.

2. Metodyka badania odkształcalności podłoża słabonośnego przy różnorodnym obciążeniu

W celu określenia wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego wykorzystano badania w komorze Rowe'a, która umożliwia rozszerzenie badań konsolidacji nie tylko o jej anizotropię, ale także o zmienność warunków obciążenia (Rowe i Barden, 1966). Laboratoryjne badania zostały przeprowadzone na próbkach torfu o nie naruszonej strukturze, pobranych z obiektu doświadczalnego „Kampus SGGW” (tab. 1).

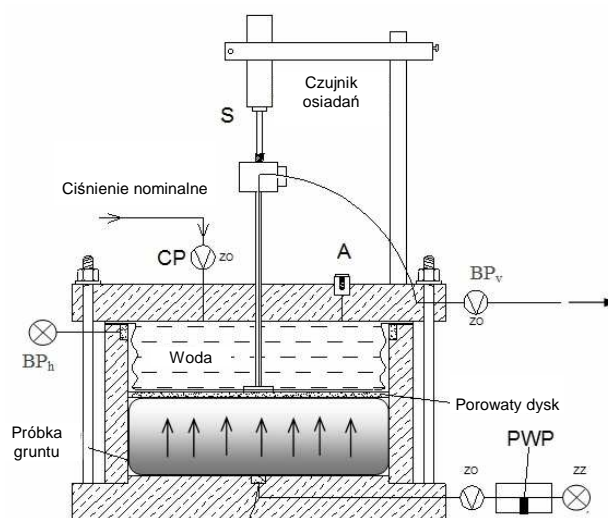
Dwie serie badań dla powtarzalnych próbek słabonośnego gruntu organicznego o początkowej wysokości 30,0 mm i średnicy 76,2 mm, wykonano dla dwóch różnych schematów obciążenia, to jest swobodnego nacisku (*free stain*) i równomiernego nacisku (*equal stain*).

Tab. 1. Właściwości fizyczne torfów pobranych z obiektu doświadczalnego „Kampus SGGW”

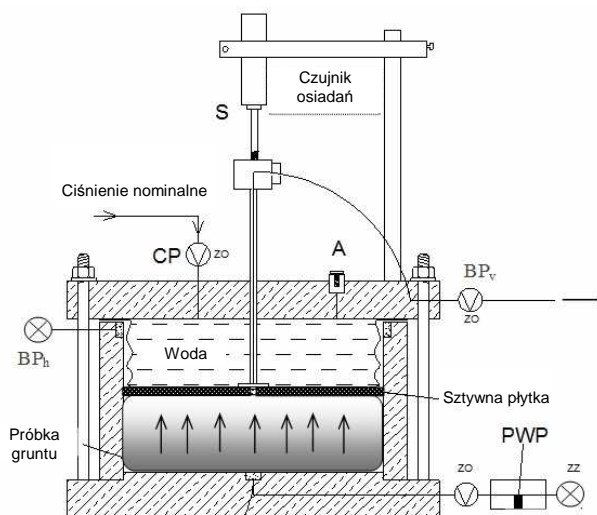
Właściwości fizyczne	„Kampus SGGW”
Wilgotność w_n [%]	385
Gęstość właściwa ρ_s [t/m^3]	15
Gęstość objętościowa ρ [t/m^3]	10–12
Gęstość objętościowa szkieletu ρ_d [t/m^3]	2,5
Zawartość części organicznych I_{om} [%]	78
Stopień rozkładu R [%]	65
Porowatość n [-]	0,8
Początkowy wskaźnik porowatości e_0 [-]	4,0

Przy swobodnym nacisku obciążenie zadawane jest na próbkę za pomocą gumowej membrany, a pomiędzy próbką i membraną umieszczony jest elastyczny porowaty dysk (rys. 1). W metodzie równomiernego nacisku obciążenie przenoszone jest poprzez sztywną płytkę, która utrzymuje równą powierzchnię próbki – rysunek 2 (Malinowska i in., 2013).

W celu wykonania analizy wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego wykonano badania konsolidacji z pojedynczym pionowym drenażem.



Rys. 1. Schemat do badania odkształcalności gruntów w komorze Rowe'a przy swobodnym obciążeniu i pionowym pojedynczym drenażu (Malinowska i in., 2013): zo – zawór otwarty, zz – zawór zamknięty, A – odpowietrzanie, PWP – pomiar ciśnienia wody w porach, BP – ciśnienie wyrównawcze, CP – ciśnienie „obciążające”, S – czujnik przemieszczeń

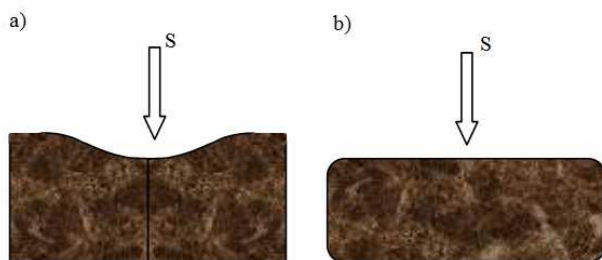


Rys. 2. Schemat do badania odkształcalności gruntów w komorze Rowe'a przy równomiernym obciążeniu i pionowym pojedynczym drenażu (Malinowska i in., 2013): zo – zawór otwarty, zz – zawór zamknięty, A – odpowietrzanie, PWP – pomiar ciśnienia wody w porach, BP – ciśnienie wyrównawcze, CP – ciśnienie „obciążające”, S – czujnik przemieszczeń

3. Wyniki badań odkształceniowych słabonośnego podłoża

Powierzchnia odkształcenia słabonośnego podłoża pod obciążeniem swobodnym naciskiem i nierównomiernym naciskiem różni się znacząco (rys. 3).

Badania zostały przeprowadzone przy obciążeniu: 80, 100, 220 i 380 kPa oraz ciśnieniu wyrównawczym równym 60 kPa, co daje następujące wartości naprężeń efektywnych: 20, 40, 80 i 160 kPa.



Rys. 3. Obraz powierzchni odkształcenia słabonośnego podłoża (S – pomiar osiadania): a) pod obciążeniem swobodnym naciskiem, b) pod obciążeniem nierównomiernym naciskiem

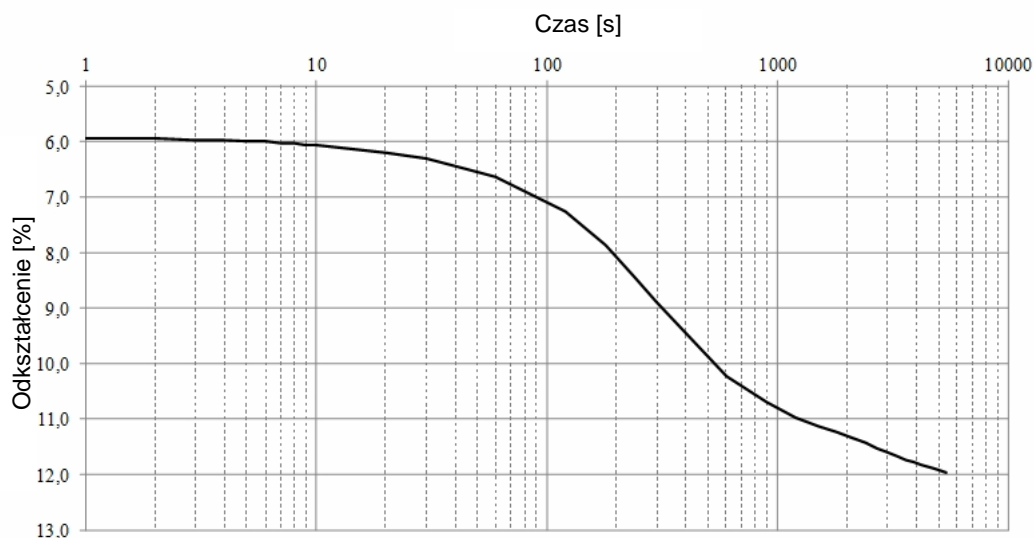
Wartości odkształceń nie różnią się znacząco dla różnych rodzajów obciążeń, co pokazano na rysunkach 4-7.

Wyniki badań odkształcalności podłoża słabonośnego pod swobodnym obciążeniem, które może być reprezentowane przez nasyp oraz pod równomiernym obciążeniem, które może być przekazywane przez fundament sztywny, zostały przedstawione w tabeli 2.

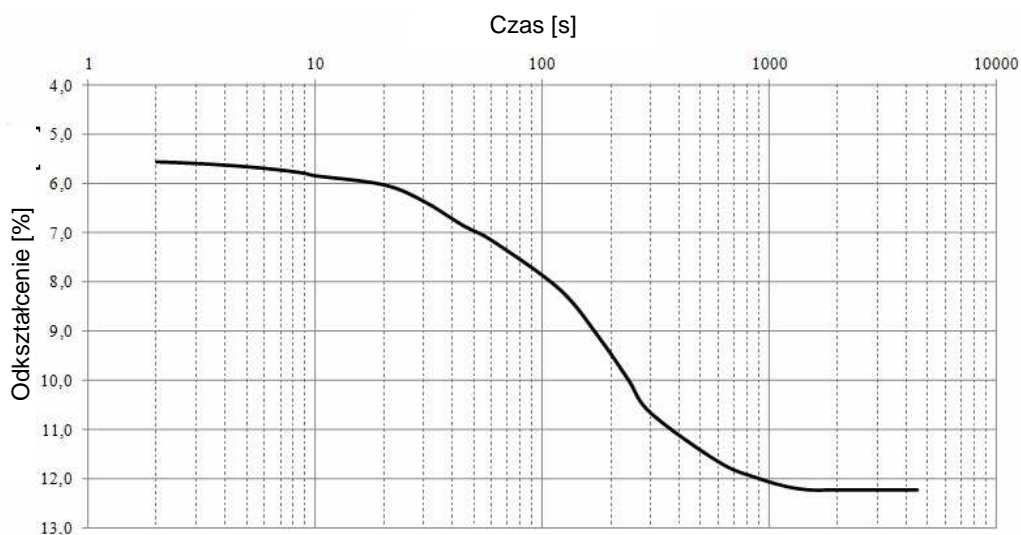
Wyniki pomiarów rozpraszania się nadwyżki ciśnienia wody w porach wskazują na przyśpieszony proces konsolidacji w przypadku zastosowania równomiernego obciążenia próbki, co pokazano na rysunkach 8-11.

Tab. 2. Wyniki badań odkształcalności podłoża słabonośnego

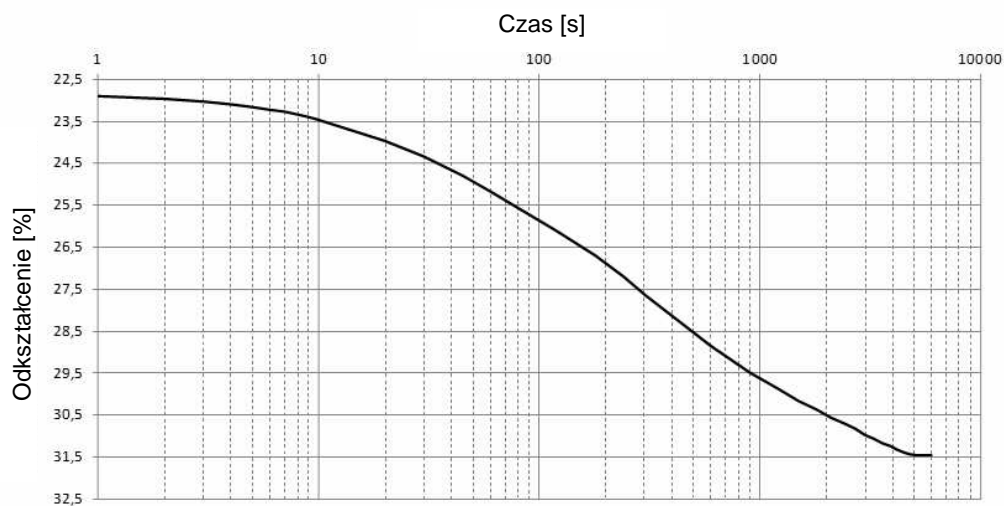
Obciążenie [kPa]	Naprężenie efektywne [kPa]	Wartość osiadania [mm]	Wartość odkształcenia [%]
<i>Badania odkształcalności przy swobodnym obciążeniu (Free strain loading)</i>			
80	20	1,64	5,5
100	40	3,59	11,9
140	80	6,29	20,9
220	160	9,44	31,4
380	320	12,64	42,1
<i>Badania odkształcalności przy równomiernym obciążeniu (Equal strain loading)</i>			
80	20	1,66	5,5
100	40	3,66	12,2
140	80	6,27	20,9
220	160	9,96	33,0
380	320	13,14	43,8



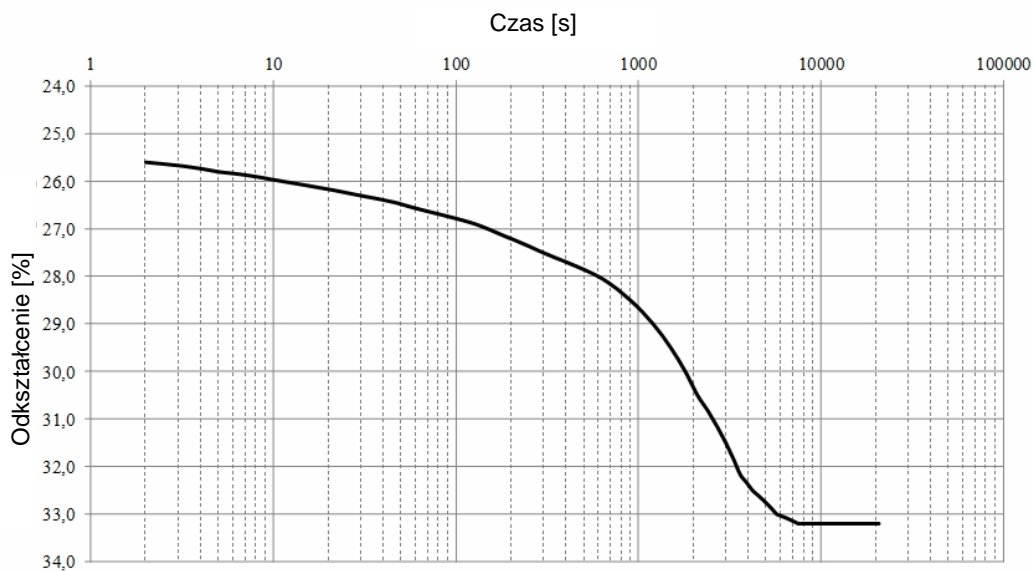
Rys. 4. Wartość odkształcenia dla badania przy swobodnym obciążeniu 100 kPa



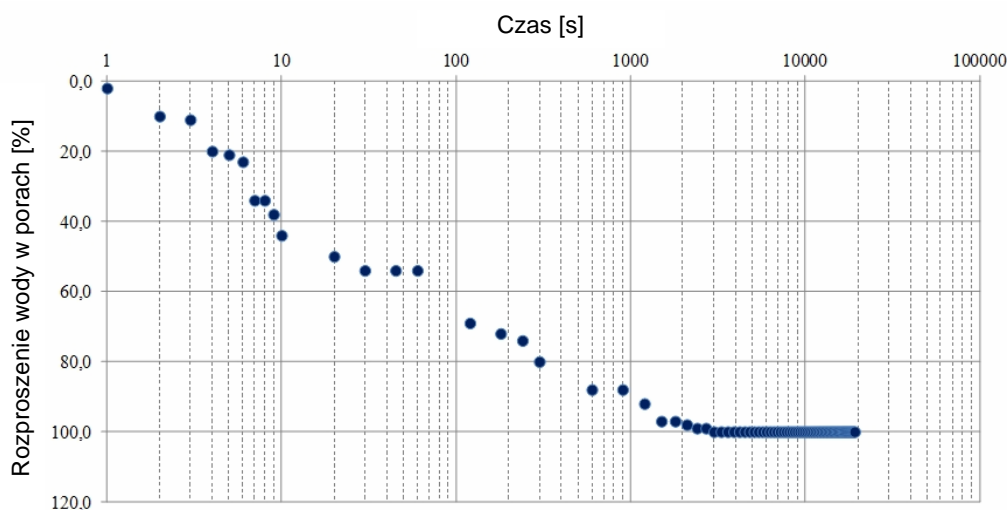
Rys. 5. Wartość odształcenia dla badania przy równomiernym obciążeniu 100 kPa



Rys. 6. Wartość odształcenia dla badania przy swobodnym obciążeniu 220 kPa



Rys. 7. Wartość odształcenia dla badania przy równomiernym obciążeniu 220 kPa



Rys. 11. Rozpraszanie nadwyżki ciśnienia wody w porach przy równomiernym obciążeniu 220 kPa

4. Podsumowanie i wnioski

Celem pracy było zbadanie wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego. Dla potrzeb przeprowadzenia analizy wybrano ośrodek gruntowy o dużych wartościach odkształceń – torf. Do badań zastosowano komorę Rowe'a, w której możliwy jest pomiar odkształceń w warunkach anizotropowego drenażu przy różnych rodzajach obciążeń. Zastosowano dwie metody badań – w tym celu zamodelowano przekazywanie obciążeń na podłoże w postaci swobodnego nacisku, który może być reprezentowany przez nasyp oraz w postaci równomiernego nacisku, charakteryzującego fundament sztywny.

Wyniki badań osiadań w czasie wykazały wartości zbliżone, co może być spowodowane osiowym pomiarem przemieszczeń, zlokalizowanym w centrum próbki. Zauważono natomiast znaczącą różnicę w czasie rozpraszania się nadwyżki ciśnienia wody w porach, szczególnie przy większych obciążeniach, a zatem w przypadkach próbek bardziej skonsolidowanych.

Zastosowanie dwóch rodzajów obciążeń, przy pomiarze osiadań w osi próbki, w badaniach odkształceniowych, nie wykazuje zasadności stosowania jednej bądź drugiej metody obciążeń. Niemniej jednak, badania obejmowały tylko pomiar odkształcalności ośrodka. W związku z tym, badania należałoby rozszerzyć o analizę wpływu zależności przepływu od rodzaju obciążenia podłoża słabonośnego.

Literatura

- Larsson R. (1986). Consolidation of soft soils. *Swedish Geotechnical Institute*, Report No. 29, Linköping.
- Lechowicz Z., Szymański A. (1984). Prediction of consolidation of organic soil. *Annals of Warsaw Agricultural University*, No. 20, 55-59.
- Malinowska E., Bursa B., Chmielnicki P., Dziuba W. (2012). Wyznaczanie współczynnika konsolidacji pionowej i poziomej w słabonośnych gruntach organicznych. *Acta Scientiarum Polonorum- Architectura*, Vol. 12, Issue 1, 63-74.
- Rowe P. W., Barden L. (1966). A new consolidation cell. *Geotechnique*, Vol. 16, Issue 2, 162-170.
- Wolski W. (1977). Budowa nasypów na gruntach organicznych. W: *Materiały Sympozjum naukowo-technicznego „Nasypy na gruntach organicznych”*. Poznań-Leszno 1977, 5-44.

THE ANALYSIS OF DIFFERENT LOADING IMPACT ON STRAIN RESULTS IN SOFT SUBSOIL

Abstract: The deformability of soft subsoil is quite difficult to predict, because of significant non-linear changes in porous soil under loading. It is particularly important to obtain the proper value of strain parameters regarding to small oedometer modulus and large initial porosity, decreasing significantly during and after loading. The influence of different type of loading on strain test results in soft subsoil was obtained using the Rowe cell by means of free strain loading and equal strain loading. The test results show that the value of deformability is quite the same, using free strain loading and equal strain loading, but the difference is in time of pore pressure dissipation. The analysis of strain test results under different type of loading in soft subsoil gives the opportunity to clarify the soil-engineering construction model.

WZNASZENIE OBIEKTU BUDOWLANEGO JAKO ZADANIE INTERAKCYJNE I ŚLEDZĄCE

Czesław MIEDZIAŁOWSKI, Damian SIWIK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

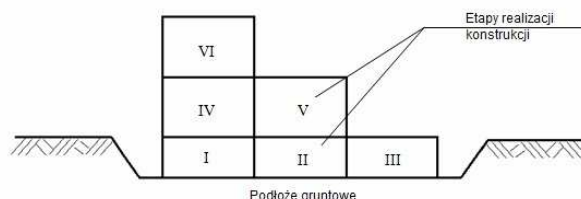
Streszczenie: Konstrukcje budowlane trwale związane z gruntem, współpracują z nim w zakresie statyki i dynamiki. Odształcalność gruntu powoduje, że stan naprężeniowo-deformacyjny w budowlu zależy od wzajemnej interakcji konstrukcji i podłoża gruntowego. Z drugiej strony, obiekty budowlane wznoszone są etapami, wynikającymi z technologii i organizacji robót. Pierwszym etapem jest wykonanie wykopu, następnie posadowienie i realizacja kolejnych elementów konstrukcji. Model obliczeniowy w zadaniach dotyczących statyki lub dynamiki powinien uwzględniać zarówno przestrzenność układu, jak i interakcje jego elementów składowych oraz fakt postępującej budowy, to jest „śledzenie” jego kolejnych etapów. W artykule zostanie zaprezentowany własny, blokowy model, zbudowany na bazie metody elementów skończonych, wraz z przykładem obliczeniowym uwzględniającym etapowanie konstrukcji modelowego budynku ścianowego.

Słowa kluczowe: model interakcyjny, model śledzący, współpraca budowli z podłożem gruntowym, metoda elementów skończonych.

1. Wprowadzenie

Konstrukcje budowlane, to konstrukcje w przeważającej ilości współpracujące z gruntem. Zatem, aby realnie określić stan naprężeniowo-przemieszczeniowy w obiekcie budowlanym, w zakresie obliczeń statycznych lub dynamicznych należy uwzględnić jego interakcję z podłożem gruntowym i sąsiednią zabudową. Jednocześnie konstrukcja budynku, ze względu na swoje gabaryty nie jest posadawiana od razu w całości, lecz pewnymi fazami w zależności od przyjętej technologii i organizacji prac na placu budowy (rys. 1). Zwykle pierwszym etapem, w całym procesie wznoszenia budowli jest wykonanie wykopu, a następnie kolejnych części konstrukcji, aż do fazy użytkowania budynku. W czasie wznoszenia budowli zmienia się nie tylko schemat statyczny konstrukcji, ale i geometria poszczególnych, już wykonanych jej elementów, a co za tym idzie, kolejne składowe konstrukcji montowane są na już odształconej i wyteżonej części budowli.

W przypadku etapowego wznoszenia konstrukcji budynku, podłoże gruntowe obciążane jest nierównomiernie w trakcie realizacji robót na placu budowy. Zatem nowo wznoszony obiekt narażony jest na nierównomierne osiadania. Ze względu na właściwości, większości materiałów budowlanych (kruchość, mała wytrzymałość na rozciąganie, na przykład beton – jako



Rys. 1. Podział konstrukcji na działki robocze

podstawowy materiał konstrukcyjny) w budynku obciążonym wymuszeniem kinematycznym, od nierównomiernych osiadań pojawić się mogą pęknięcia lub zarysowania poszczególnych, najbardziej wyteżonych elementów konstrukcyjnych. Dodatkowo proces osiadania budowli rozpoczyna się od momentu przyłożenia obciążenia i wraz z jego przyrostem trwa do pewnego czasu po zakończeniu budowy. W przypadku gruntów niespoistych osiadania kończą się bezpośrednio po przyłożeniu obciążenia. Natomiast jeżeli chodzi o grunty spoiste, ze względu na ich konsolidację przemieszczenia podłoża gruntowego pod fundamentem budynku mogą przyrastać jeszcze przez kilka lat po ukończeniu prac budowlanych (Steckiewicz, 1979).

Uwzględniając powyższe problemy, w zakresie analizy statycznej lub dynamicznej, aby realnie określić stan naprężeniowo-przemieszczeniowy konstrukcji należałoby „śledzić” zmiany zachodzące w czasie jego wznoszenia

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: d.siwik@pb.edu.pl

i użytkowania. W tym celu dokonano przeglądu stosowanych metod obliczeniowych oraz opracowano własny, przyrostowy model „śledzący” bazujący na metodzie elementów skończonych (Zienkiewicz i in., 2005). Model opracowano w formie blokowej, aby uniknąć przetwarzania quasi-zerowych macierzy sztywności, używanych między innymi przez Romerę i in. (2008).

2. Model interakcyjny grunt - zabudowa

W praktycznym podejściu projektowania konstrukcji budowlanych, przyjmuje się często swego rodzaju superpozycję poszczególnych układów (model uproszczony – rys. 2b), które analizowane są jako niezależne od siebie części jednego większego modelu. I tak, stan naprężeniowo-przemieszczeniowy analizowanych budynków określany jest przy założeniu, że obiekty te posadowione są na nieodkształcalnym podłożu lub podłożu sprężystym Winklera, pomijając istotny fakt, że jeżeli konstrukcje te znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie, to ze względu na odkształcalność podłoża gruntowego obiekty te wzajemnie na siebie oddziałują.

Zatem wydaje się zasadne, aby realnie określić wyężenie konstrukcji w układzie: grunt – sąsiednia zabudowa – budynek nowo wznoszony, a ze względu na wzajemną interakcję poszczególnych części analizowanego modelu obliczenia statyczne lub dynamiczne należy prowadzić, traktując składowe

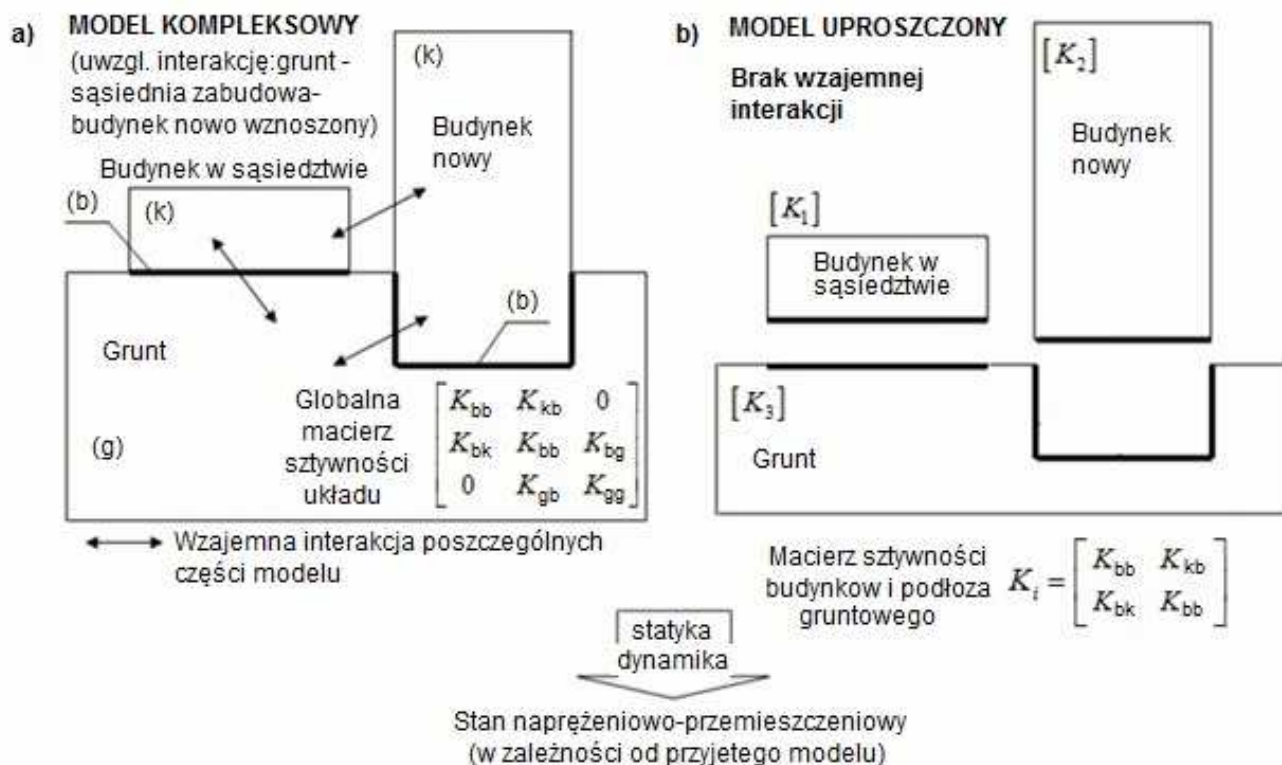
modelu jako jedną całość (model kompleksowy – rys. 2a).

Dodatkowo, aby wskazać na różnice między stosowanymi rozwiązaniami na rysunku 2a podano globalną macierz sztywności układu, natomiast na rysunku 2b przedstawiono macierz sztywności analizowanych budynków, gdzie: k , g są odpowiednio stopniami swobody konstrukcji i gruntu, natomiast b charakteryzuje stopnie swobody na styku konstrukcji i gruntu.

3. Stosowane rozwiązania

Najczęściej, aby uwzględnić etapowy charakter pracy konstrukcji oraz historię obciążenia stosowana jest następująca procedura (Romera i in., 2008):

- w I etapie następuje dyskretyzacja elementami skończonymi całego modelu,
- następnie programowany jest proces etapowania i obciążenia konstrukcji poprzez wybór działek roboczych, które będą aktywowane lub dezaktywowane w poszczególnych krokach obliczeniowych, odpowiadających harmonogramowi wznoszenia obiektu budowlanego,
- na każdym etapie obliczeniowym, włączone lub wyłączone z procesu numerycznego są poszczególne części globalnej macierzy sztywności modelu,
- części konstrukcji nieaktywowane na poszczególnych etapach obliczeniowych, modelowane są poprzez zastosowanie quasi-zerowych elementów zerowych.



Rys. 2. Stosowane modele analizy konstrukcji budowlanych: a) model interakcyjny: grunt – zabudowa, b) model uproszczony

Wartości na głównej przekątnej muszą być tak dobrane, aby uniknąć niestabilności numerycznej i na tyle małe, aby w istotny sposób nie wpłynąć na wyniki otrzymane w poszczególnych krokach obliczeniowych. Takie podejście wykorzystano między innymi w pracy Romery i in. (2008), przyjmując dla elementów nieaktywnych wartości na głównej przekątnej równe 1×10^{-6} .

Ze względu na nieliniowy charakter pracy konstrukcji (zmiana geometrii układu na wcześniejszych etapach wznoszenia obiektu), każdy etap obliczeniowy podzielić można na szereg mniejszych, zatem opisana procedurę, na etapie t wyrazić można równaniem:

$${}^t K_T^{i-1} \cdot \Delta d^i = {}^t P - {}^t R^{i-1} \quad (1)$$

gdzie: K_T jest styczną macierzą sztywności układu w fazie t , P i T są wektorami, odpowiednio sił zewnętrznych i wewnętrznych, natomiast Δd jest wektorem niewiadomych przemieszczeń.

Równanie (1) rozwiązuje się metodami iteracyjnymi, na przykład metodą Newtona-Raphsona. Macierz sztywności K_T oraz wektor sił wewnętrznych T określane są na podstawie stanu naprężeniowego z kroku obliczeniowego $i-1$. Jednocześnie należy zaznaczyć, że przedstawiona procedura, ze względu na *quasi*-zerowy charakter globalnej macierzy sztywności układu obciążona jest możliwą niestabilnością numeryczną, co w sposób istotny może wpływać na uzyskiwane wyniki.

Aktywacja i dezaktywacja poszczególnych obszarów globalnej macierzy sztywności modelu odbywa się przy uwzględnieniu wzajemnej interakcji między częściami włączanymi lub wyłączanymi z procedury numerycznej na wcześniejszym etapie obliczeniowym.

3.1. Dezaktywacja elementów skończonych

Dezaktywacja elementów skończonych odbywa się w dwóch etapach:

- wygaszenie obszarów modelu, poprzez zastosowanie *quasi*-zerowych macierzy sztywności;
- użycie w procedurze obliczeniowej tak zwanych równoważników sił zastępujących w procedurze iteracyjnej oddziaływanie wyłączonego elementu, w postaci:

$$P^{d,e} = \int_{\Omega_e} (B^e)^T \cdot \sigma^e d\Omega_e \quad (2)$$

gdzie: B^e jest macierzą deformacji elementu, natomiast σ^e jest wektorem określającym stan naprężeniowy w elemencie skończonym.

Wartości sił węzłowych (ekwiwalentów sił), po dezaktywacji poszczególnych części siatki związane są ze wzajemną interakcją między elementami modelu, a elementami wyłączonymi. Siła $P^{d,e}$ wraz z postępowaniem obliczeń, stopniowo jest zmniejszana, aż do wartości zerowej.

3.2. Aktywacja elementów skończonych

Przy zastosowaniu powyższej procedury, zaznaczyć należy, że jeżeli nawet element jest wyłączony z obliczeń jest on w pewien sposób aktywny w przenoszeniu obciążeń (*quasi*-zerowa macierz sztywności).

Wstępny stan naprężenia w aktywowanych na danym etapie elementach zapisać można równaniem:

$${}^t \sigma^e = D^e \cdot {}^t \varepsilon^e = D^e \cdot B^e \cdot ({}^t d - d_0) \quad (3)$$

gdzie: d_0 jest wektorem przemieszczeń wspólnych węzłów krawędziowych elementów aktywowanych na poszczególnych etapach obliczeniowych, ε^e jest wektorem określającym stan odkształceniowy w elemencie skończonym, natomiast D^e jest macierzą konstytutywną materiału elementu skończonego.

4. Przyrostowy model „śledzący”

Aby uniknąć problemu rozwiązywania układu równań z lokalnie *quasi*-zerową macierzą sztywności, opracowano przyrastający blokowo w sposób jawny, oparty na metodzie elementów skończonych model „śledzący”, pozwalający na uwzględnienie:

- etapowego charakteru wznoszenia konstrukcji obiektów budowlanych,
- wzajemnej interakcji grunt – sąsiednia zabudowa – nowa realizacja budynku.

Koncepcję blokowego modelu „śledzącego” podano w pracach (Miedziałowski, 1994; Krętowska i Miedziałowski, 2001).

Przyrostowy model „śledzący”, ze względu na blokowe powiększanie się struktury numerycznej (odpowiadającej poszczególnym działkom roboczym) na etapie t przedstawić można za pomocą równania:

$${}^t \begin{bmatrix} K_s & K_{sn} \\ K_{ns} & K_n \end{bmatrix} \cdot {}^t \begin{Bmatrix} d_s \\ d_n \end{Bmatrix} = {}^t \begin{Bmatrix} 0 \\ P_n \end{Bmatrix} + {}^t \begin{Bmatrix} R_s \\ R_n \end{Bmatrix} \quad (4)$$

gdzie: n odpowiada „nowej” działce roboczej, natomiast s dotyczy stanu konstrukcji z poprzedniego etapu, K_s i K_n są globalnymi macierzami sztywności formułowanymi na podstawie blokowego przyrostu modelu „śledzącego”, $\{d\}$ jest wektorem niewiadomych przemieszczeń, $\{P\}$ jest wektorem obciążeń zewnętrznych, $\{R\}$ jest wektorem sił wewnętrznych zbudowanym na podstawie aktualnej macierzy sztywności układu oraz wektora przemieszczeń z etapu $i-1$:

$${}^t \begin{Bmatrix} R_s \\ R_n \end{Bmatrix} = {}^t [K] \cdot {}^{t-1} \begin{Bmatrix} d_s \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Po podstawieniu równania (5) do wzoru (4) otrzymano:

$${}^t \begin{bmatrix} K_s & K_{sn} \\ K_{ns} & K_n \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} {}^t d_s - {}^{t-1} d_s \\ {}^t d_n \end{Bmatrix} = {}^t \begin{Bmatrix} 0 \\ P_n \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Przemieszczenia węzłów w „nowej” części konstrukcji wyznacza się ze wzoru:

$${}^t d_n = \left(K_n - K_{ns} \cdot K_s^{-1} \cdot K_{ns} \right)^{-1} \cdot {}^t P_n \quad (7)$$

Natomiast przemieszczenia odpowiadające poprzednim działkom roboczym wyznacza się z zależności:

$${}^t d_s = {}^{t-1} d_s \cdot \left(K_s^{-1} \cdot K_{ns} \right) {}^t d_n \quad (8)$$

Ze względu na nieliniowy charakter macierzy sztywności (zmian geometrii układu na poszczególnych etapach obliczeniowych), równanie (6), można zapisać w sposób zwięzły:

$${}^t (K) \cdot \left({}^t d \right)^{i-1} \cdot \Delta d^i = {}^t P - {}^t R \left({}^t d \right)^{i-1} \quad (9)$$

lub

$${}^t (K) \cdot \left({}^t d \right)^{i-1} \cdot \left({}^t d - {}^{t-1} d \right) = {}^t P - {}^t R \left({}^t d \right)^{i-1} \quad (10)$$

gdzie ${}^t K \left({}^t d \right)^{i-1}$ jest globalną macierzą sztywności układu w funkcji przemieszczeń, w kroku iteracyjnym $i-1$ na etapie t wznoszenia konstrukcji.

Niewątpliwie, uwzględnienie w procesie analizy konstrukcji etapowania robót związane jest z dość znacznym wydłużeniem czasu obliczeń. Jednak zastosowanie modelu przyrostowego do tego rodzaju zagadnień pozwala na wykorzystanie wyników otrzymanych w poprzednich krokach obliczeniowych ${}^{i-1} d$. W rezultacie, na kolejnych etapach analizy konstrukcji w celu określenia niewiadomych przemieszczeń węzłowych odwracane są znacznie mniejsze macierze sztywności niż to ma miejsce w punkcie 3.

4.1. Możliwe modyfikacje i inne zastosowania modelu

W czasie wznoszenia i użytkowania budowli mogą pojawić się zmiany właściwości materiałowych w poszczególnych elementach konstrukcyjnych związane ze zjawiskami reologicznymi materiałów konstrukcyjnych. Dodatkowo w trakcie użytkowania obiektu budowlanego, występują wszelakiego rodzaju uszkodzenia mechaniczne w postaci rys, pęknięć oraz innych uszkodzeń elementów konstrukcyjnych, co może zmienić w sposób wyraźny charakter pracy oraz spowodować dość wyraźną redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji budynku. Zatem, jeżeli na etapie t w analizowanym obiekcie, na poszczególnych działkach roboczych występują lokalne zmiany sztywności układu w postaci uszkodzeń lub wzmocnień to macierz sztywności odpowiadającą temu obszarowi konstrukcji zapisać można w postaci (Kleiber, 1985):

$${}^t K_s^{\text{mod}} = \begin{bmatrix} \ddots & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (11)$$

Równanie równowagi, dla takiego zagadnienia

przyjmuje postać:

$${}^t K_s^{\text{mod}} \cdot {}^t d_s^{\text{mod}} = {}^t P_s \quad (12)$$

gdzie ${}^t d_s^{\text{mod}} = {}^t d_s + d^{\text{mod}}$ jest aktualnym wektorem przemieszczeń, po uwzględnieniu przemieszczeń d^{mod} powstałych od lokalnej modyfikacji macierzy sztywności:

$$d^{\text{mod}} = - \left({}^t K_s \right)^{-1} \cdot A^T \cdot \left(I + K^{\text{mod}} \cdot A \cdot \left({}^t K_s \right)^{-1} \cdot A^T \right)^{-1} \cdot K^{\text{mod}} \cdot A \cdot {}^t d_s \quad (13)$$

gdzie A jest macierzą zawierającą informację, w których miejscach wystąpiły lokalne zmiany sztywności układu (macierz agregacyjna).

Przyjęta przyrostowa koncepcja modelu „śledzącego” wiąże się z szeregiem innych zalet, to jest z możliwością:

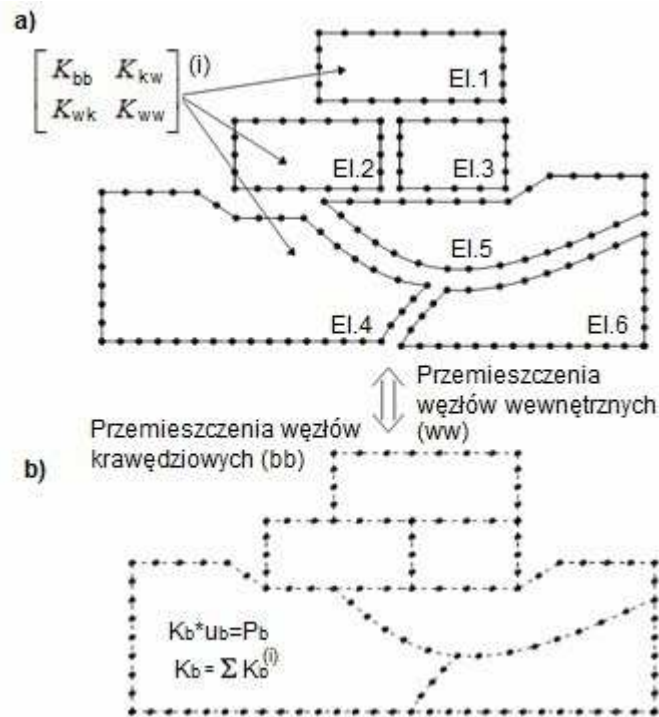
- analizy konstrukcji budynku przy rozbudowie lub modernizacji, poprzez dodanie kolejnego bloku, charakteryzującego nową działkę roboczą do globalnej macierzy sztywności układu;
- zastosowania w modelu superelementów (podział modelu na podstruktury, odpowiadające poszczególnym działkom roboczym): wyodrębnienie podobszarów (działek roboczych), odpowiadających poszczególnym fazom wznoszenia budowli (rys. 3a), agregacja superelementów, zgodnie z przyjętym harmonogramem robót (rys. 3b);
- zastosowania technik przetwarzania równoległego procesu obliczeniowego (niezależne obliczenia poszczególnych działek roboczych, reprezentowanych przez wydzielone podstruktury numeryczne).

Macierzowe równanie równowagi, dla i -tej podstruktury oraz macierz sztywności i -tego superelementu, odpowiednio zapisać można w postaci:

$$\begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bw} \\ K_{wb} & K_{ww} \end{bmatrix}^i \cdot \begin{Bmatrix} u_b \\ u_w \end{Bmatrix}^i = \begin{Bmatrix} P_b \\ P_w \end{Bmatrix}^i \quad (14)$$

$$K_b^i = K_{bb}^i - K_{bw}^i \cdot \left(K_{ww}^i \right)^{-1} \cdot K_{wb}^i \quad (15)$$

Niewątpliwie dużą zaletą wykorzystania koncepcji superelementów do budowy modelu „śledzącego” jest fakt, że w przypadku konstrukcji budowlanych, często wyodrębnić można powtarzające się podstruktury, co dodatkowo przyczynia się do skrócenia czasu obliczeń.



Rys. 3. Koncepcja wykorzystania superelementów w modelu „śledzącym”

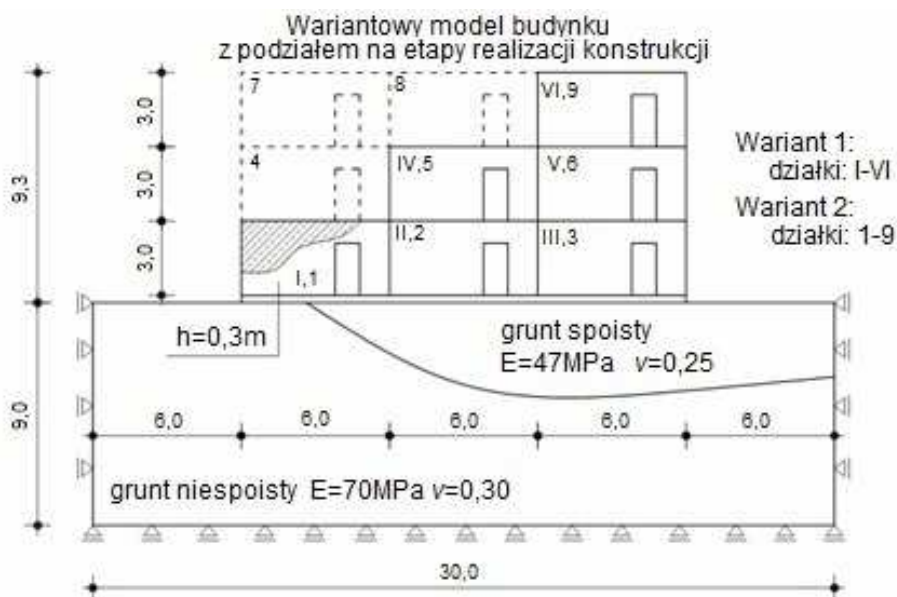
5. Przykład obliczeniowy

Dla zilustrowania wpływu etapowania konstrukcji na przemieszczenia oraz rozkład sił wewnętrznych w budynku i podłożu gruntowymi przeanalizowano wariantowy układ interakcyjny budynek – podłoże gruntowe. Obliczenia przeprowadzono w stanie sprężystym, dla dwóch przypadków – bez uwzględnienia oraz z uwzględnieniem współpracy budowlanej z podłożem, przyjmując schemat konstrukcji jak na rysunku 4.

Model budynku podzielono na działki robocze,

odpowiadające harmonogramowi wznoszenia budowli: wariant 1 (numeracja: I-VI), wariant 2 (numeracja: 1-9). Układ zdyskretyzowano trójkątnymi elementami skończonymi, przyjmując następujące właściwości materiałowe i geometryczne:

- modelowy budynek, przyjęto jako żelbetowy, wykonany z betonu B20 ($E_0 = 29 \text{ GPa}$),
- grubość ścian – 25cm,
- dane materiałowe dotyczące gruntu, przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Model interakcyjny modelowy budynek – podłoże gruntowe z podziałem na działki robocze zależne od harmonogramu robót

Przypadek bez uwzględnienia współpracy między podłożem gruntowym i budynkiem wykonano bez uwzględnienia etapowania konstrukcji w obu analizowanych wariantach.

Obliczenia przeprowadzono w programie Matlab z wykorzystaniem własnych algorytmów numerycznych, opartych o zaproponowany blokowy model „śledzący”.

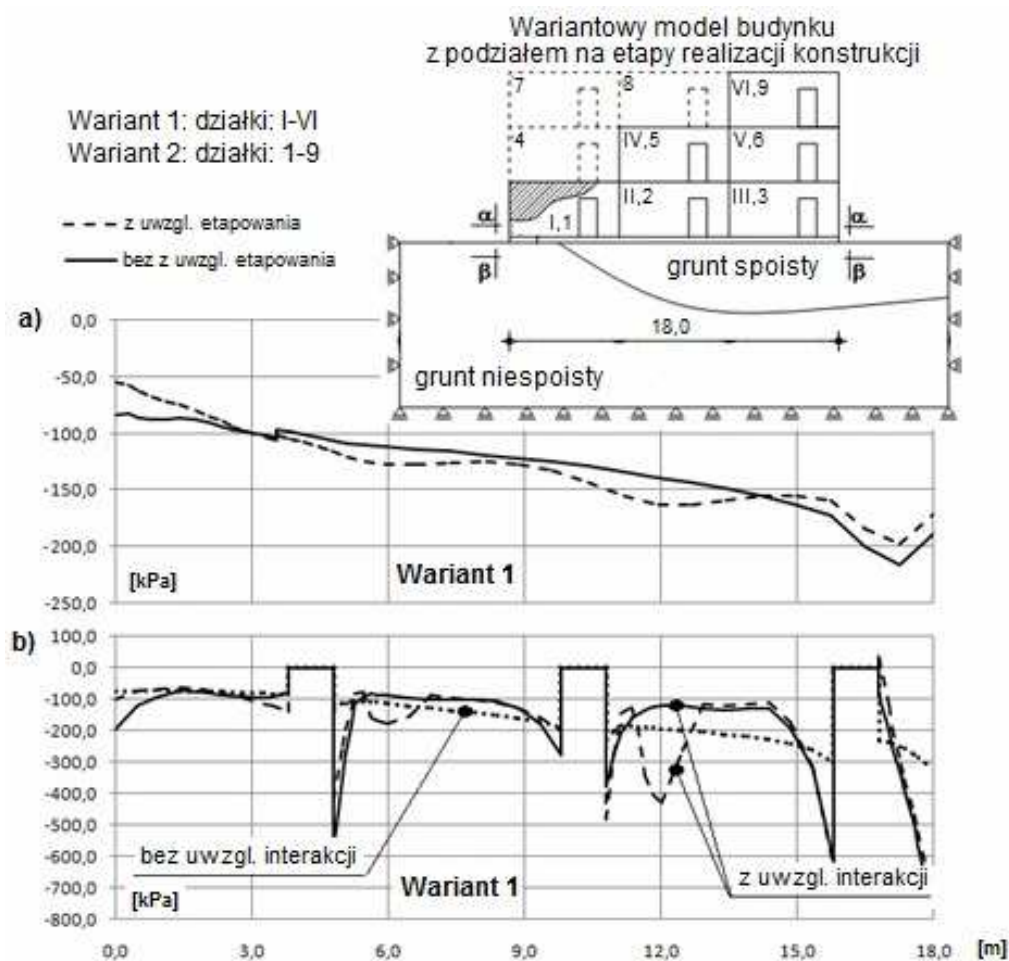
5.1. Wyniki i wnioski z przeprowadzonych analiz

Uzyskane wyniki przedstawiono na rysunkach 5 i 6. Z przeprowadzonych analiz wynika, że uwzględnienie w obliczeniach:

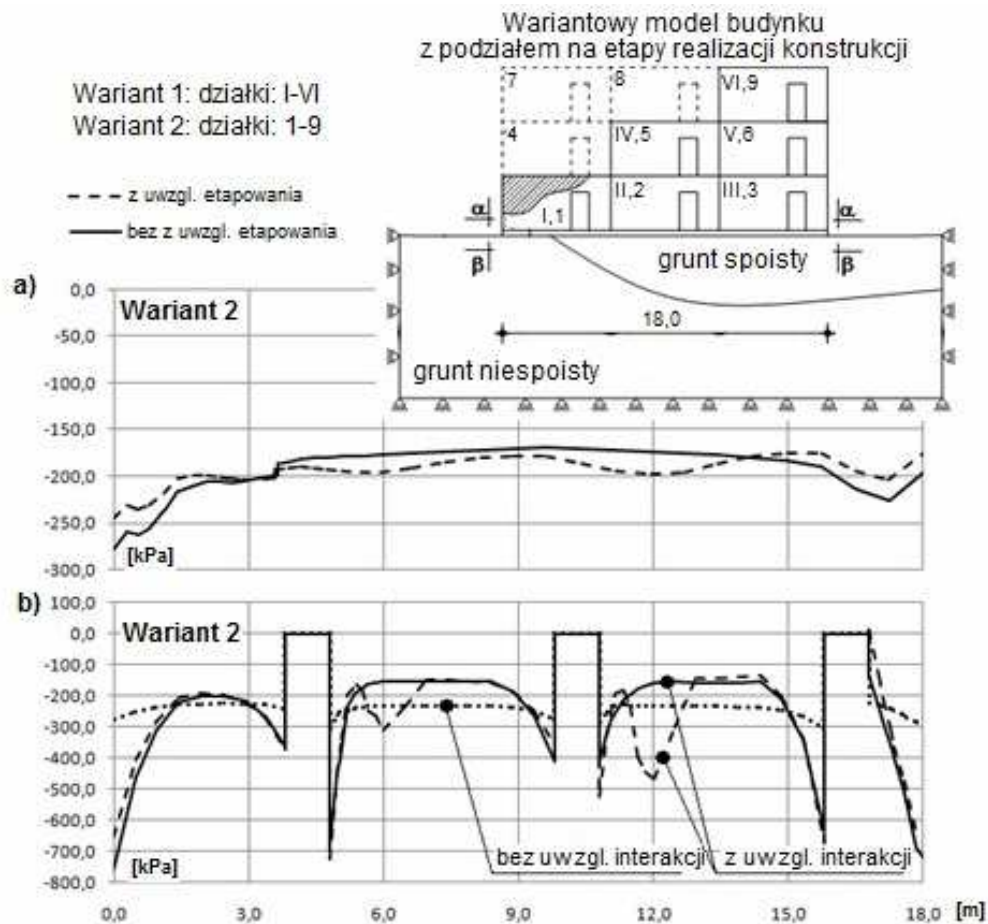
- wpływu etapowego narastania konstrukcji budynku daje wyraźne różnice pomiędzy rozkładami sił wewnętrznych w ścianie oraz poziomie posadowienia (rys. 5 i 6);

- współpracy budowli z podłożem gruntowym – znacząco wpływa na stan naprężenia w ścianie modelowego budynku (analiza z uwzględnieniem oraz bez uwzględnienia interakcji – rys. 5b i 6b).

Nieuwzględnienie tych zjawisk w analizach statycznych może być przyczyną późniejszych awarii spowodowanych nadmiernym wyężeniem konstrukcji, a w rezultacie pęknięć lub zarysowań poszczególnych części budynku.



Rys. 5. Rozkład naprężeń normalnych (wariant 1): a) w poziomie posadowienia – przekrój $\beta\text{-}\beta$, b) w ścianie – przekrój $\alpha\text{-}\alpha$



Rys. 6. Rozkład naprężeń normalnych (wariant 2): a) w poziomie posadowienia – przekrój β - β , b) w ścianie – przekrój α - α

6. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych analiz wydaje się zasadne, aby konstrukcje budowlane związane z gruntem (wzajemna interakcja na styku fundament podłoże gruntowe) obliczać z uwzględnieniem etapowego charakteru prac prowadzonych na placu budowy, zgodnie z przyjętą technologią i harmonogramem robót. Stan naprężeniowo-przemieszczeniowy w budowlu i gruncie zależy w dużej mierze od przyjętej technologii wznoszenia konstrukcji.

Ze względu na jawny i blokowy opis, zaproponowany model „śledzący” może być w dość łatwy sposób rozbudowywany i łączony z innymi modelami opartymi na metodzie elementów skończonych. Zaproponowana metoda, oprócz zastosowań do etapowego wznoszenia budowli przy uwzględnieniu pełnej interakcji konstrukcji z podłożem gruntowym daje między innymi możliwość:

- uwzględnienia w obliczeniach lokalnych zmian sztywności konstrukcji, na każdym etapie wznoszenia a następnie użytkowania budowli;
- zastosowania technik przetwarzania równoległego do rozwiązania rozbudowanych zagadnień „śledzących”, poprzez podział modelu na działki robocze, które następnie traktowane będą jako oddzielne, niezależne od siebie zadania;
- uwzględnienia zjawisk nieliniowych (materiału, zmiany geometrii konstrukcji).

Literatura

- Kleiber M. (1985). Metoda elementów skończonych w nieliniowej mechanice kontinuum. PWN, Warszawa-Poznań.
- Krętowska J., Miedziałowski Cz. (2001). Modele interakcyjne i modele śledzące konstrukcji budowlanych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo* Z.21/2001, 179-189.
- Miedziałowski Cz. (1994). Dyskretny model złożonych konstrukcji ścianowych budynków uwzględniający współpracę podłoża gruntowego. *Rozprawy naukowe Politechniki Białostockiej*, Nr 24, Białystok.
- Przemieniecki J. S. (1969). Theory of matrix structural analysis. *Dover publications inc.*, New York.
- Romera L. E., Hernandez S., Gutierrez R. (2008). Numerical characterization of the structure behavior of the Basilica of Pilar in Zaragoza (Spain). Constructive process effects. *Advances in Engineering Software*, Vol. 39, No. 4, 315-326.
- Steckiewicz R. (1979). Współpraca budowli z podłożem gruntowym w okresie jej wznoszenia i użytkowania. *Inżynieria i Budownictwo*, 12/1979, 456-459.
- Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Zhu J. Z. (2005). The finite element method: its basis and fundamentals. *Elsevier*, Butterworth-Heinemann, Amsterdam.

**BUILDING ERECTION AS AN INTERACTIVE
AND TRACKING TASK**

Abstract: The paper presents "tracking" model, taking into account the structures and subsoil interaction and stages of the building construction. The presented model, based on the finite element method, was built with the following problems: identification of the components of the model (structure, technology), mathematical model construction, realization of the calculations (calculation example), accuracy and convergence problems.

WPŁYW GŁĘBOKIEGO POSADOWIENIA BUDYNKU NA ZABUDOWĘ SĄSIEDNIĄ

Damian SIWIK*, Czesław MIEDZIAŁOWSKI

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono metody obliczeniowe, służące do określania przemieszczeń pionowych gruntu za ścianą obudowy głębokiego wykopu. Zaprezentowano przykład obliczeniowy zastosowania metody analitycznej w połączeniu z metodą elementów skończonych do szacowania sił wewnętrznych w modelowym budynku, w zabudowie sąsiedniej.

Słowa kluczowe: głębokie wykopy, głębokie posadowienia, metoda elementów skończonych, metody analityczne, krzywa deformacji terenu.

1. Wprowadzenie

Głębokie wykopy to realizacje powyżej 3m, o ścianach pionowych zabezpieczonych, najczęściej jedną z następujących technologii: ściana szczelinowa, obudowa berlińska, ściana z grodzic stalowych (tak zwana ścianka szczelna).

Ze względu na niewielką sztywność ściany obudowy wykopu na zginanie konieczne jest zastosowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych, w celu ograniczenia jej przemieszczeń poziomych. Do najbardziej rozpowszechnionych metod budowy głębokich wykopów (Siemińska-Lewandowska, 2010) zaliczyć można: wykop w obudowie wzmocnionej rozporami, wykop w obudowie kotwionej, metodę stropową (metoda stropowa klasyczna, metoda półstropowa, metoda „top&down”).

W zależności od faz realizacji głębokiego posadowienia budynku (Michalak, 2008) w podłożu gruntowym pojawić się mogą zarówno osiadania (spowodowane odkształceniem obudowy wykopu), jak i wypiętrzenia (powstałe w wyniku odprężenia gruntu w trakcie realizacji prac na budowie). Analiza przemieszczeń powstałych w trakcie realizacji inwestycji, według metodologii zaproponowanej w instrukcji ITB (Kotlicki i Wysokiński, 2002) jest podstawowym kryterium oceny stanu technicznego budynków w sąsiedztwie.

Celem pracy jest przedstawienie stosowanych modeli analitycznych do szacowania krzywej deformacji podłoża za ścianą wykopu. Przedstawiono własną metodologię

i przykład obliczeniowy wykorzystania metody analitycznej w połączeniu z metodą elementów skończonych do określania rozkładu sił wewnętrznych w ścianie modelowego budynku posadowionego w sąsiedztwie głębokiego wykopu.

2. Stosowane metody analizy statycznej

Jednym ze sposobów analizy wpływu odkształceń podłoża gruntowego na stan techniczny zabudowy jest podejście empiryczne, w którym to na podstawie krzywej deformacji podłoża za ścianą obudowy wykopu określa się przechylenie budynku i porównuje się je z wytycznymi podanymi w literaturze (Kotlicki i Wysokiński 2002; Michalak i Szulborski, 2009). Wśród stosowanych metod do szacowania takiej właśnie krzywej wyróżnić można metody opracowane przez: Jena (1998), Ilcheva (2006) oraz Michalak (2008, 2009).

2.1. Metoda Jen

Metoda Jen (1998) opracowana została na podstawie danych pomiarowych oraz analiz numerycznych. Dane numeryczne otrzymano przy wykorzystaniu systemu ABAQUS opartego na metodzie elementów skończonych w PSO (Płaski Stan Odkształcenia).

W przypadku wykopów głębszych niż 7,5 m procedura do opisu deformacji terenu za ścianą wykopu sformułowana jest w sposób następujący:

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: d.siwik@pb.edu.pl

- przemieszczenia pionowe warstw podłoża gruntowego δ_v w cm opisuje wzór:

$$\delta_v = \mu\lambda\omega\delta_{v\max}^* \frac{\left(e^{ax^2+bx}\right)\left(1+x^2\right)^c}{\left(e^{ax_{\max}^2+bx_{\max}}\right)\left(1+x_{\max}^2\right)^c} \quad (1)$$

gdzie: x_{\max} jest odległością od ściany wykopu, przy której występują maksymalne osiadania w m, $\delta_{v\max}^*$ jest maksymalną wartością osiadań gruntu za ścianą wykopu w zależności od współczynnika prekonsolidacji gruntu w cm, μ oraz λ są współczynnikami zależnymi od głębokości zalegania, odpowiednio podłoża skalnego (d_b) i warstw niespoistych podłoża, a ω jest współczynnikiem zależnym od sztywności zastosowanych rozpór:

$$\omega = (1 - \pi) \left[\frac{\log\left(\frac{k_s EJ}{300}\right)}{\log(1442)} \right] + \pi \quad (2)$$

gdzie: k_s jest sztywnością rozpory na ściskanie/rozciganie w MNm/m, EJ jest sztywnością ściany wykopu na zginanie w MNm²/m, a π jest współczynnikiem korekcyjnym.

Wartości a , b , c mogą być odczytane bezpośrednio z wykresów, natomiast $\delta_{v\max}^*$, jak również współczynniki μ , λ , π wyznacza się z odpowiednich procedur (Jen, 1998).

2.2. Metoda Ilicheva

Metoda Ilicheva (Ilichev i in., 2006) bazuje na modelu belki sprężystej na podłożu gruntowym Winklera oraz zależnościach wyprowadzonych na podstawie badań doświadczalnych. Jako jedna z niewielu daje możliwość uwzględnienia w analizie głębokich wykopów zabudowy sąsiedniej.

Funkcję opisującą osiadanie budynku za ścianą wykopu wyraża krzywa spełniająca równanie:

$$EJ \frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} + ky(x) = q + kf_1 H_k e^{-\frac{\alpha}{H_k}(x+L)} \quad (3)$$

gdzie: H_k jest głębokością wykopu w m, α oraz f_1 są współczynnikami, odpowiednio: $\alpha = 0,7552$, $f_1 = (0,1-10,1)\%H_k$, EJ jest sztywnością zastępczą budynku na zginanie w kNm²/m, $w(x)$ jest ugięciem belki, o sztywności EJ na podłożu Winklera, spowodowanym równomiernie rozłożonym obciążeniem zastępczym q w m, k jest współczynnikiem sprężystego osiadania belki, charakteryzującym grunt w kN/m³, q jest obciążeniem zastępczym od budynku w kN/m.

Model ilustrujący omawianą metodę wraz z przykładowymi wynikami przemieszczeń podłoża za ścianą obudowy wykopu, otrzymanymi na podstawie metody elementów skończonych i opisywanej metody oraz pomiarów geodezyjnych, przedstawiono na rysunku 1.

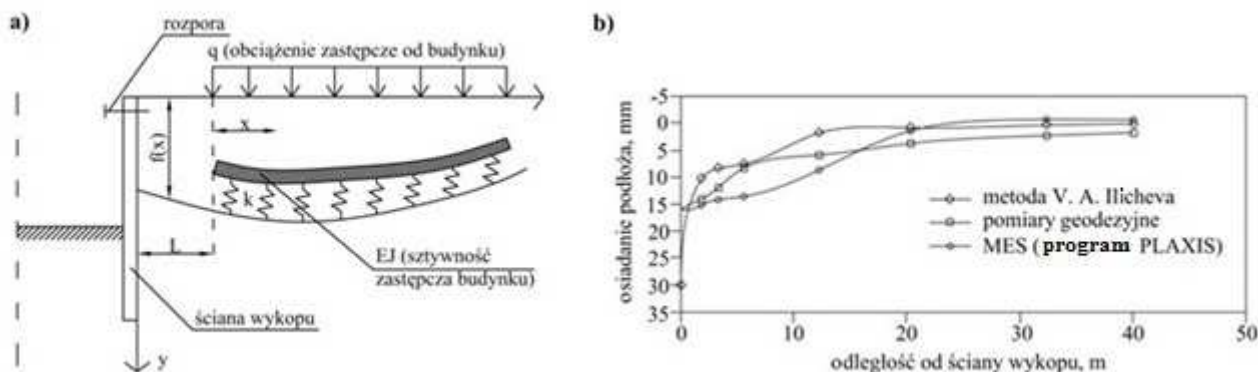
2.3. Metoda Michalak

Metoda Michalak (2008, 2009) opracowana została na podstawie analiz, uwzględniających wyniki pomiarów geodezyjnych deformacji terenu, które prowadzone były do około roku po rozpoczęciu użytkowania nowo wzniesionego budynku.

Krzywe opisujące deformację podłoża za ścianą obudowy wykopu, otrzymano przy wsparciu programów GEO4 i Excel:

- wykorzystując rzeczywiste wyniki przemieszczeń pionowych powierzchni terenu na krawędzi wykopu;
- opisując zasięg strefy oddziaływania wykopu w funkcji jego głębokości;
- uzależniając zasięg oddziaływania nowo wzniesionego obiektu na przemieszczenia pionowe terenu za ścianą wykopu od rodzaju gruntu zalegającego poniżej płyty dennej budynku oraz jego ciężaru;
- dla określenia całkowitego oddziaływania nowej realizacji budynku, funkcja deformacji terenu zapisana jest wzorami:
gdy pod fundamentem budynku zalegają grunty piaszczyste:

$$V(x) = \left(-0,00883 \frac{x^2}{h^2} + 0,0482 \frac{x}{h} - 0,0655 \right) V_o \quad (4)$$



Rys. 1. Przykład obliczeń według metody Ilicheva (Ilichev i in., 2006): a) model obliczeniowy, b) przykładowe wyniki przemieszczeń podłoża za ścianą wykopu

gdym pod fundamentem budynku zalęgają grunty ilaste:

$$V(x) = \left(-0,00614 \frac{x^2}{h^2} + 0,0454 \frac{x}{h} - 0,0652 \right) V_0 \quad (5)$$

w których:

$$V_0 = \sum_{i=1}^n \frac{q^* \Delta \omega_i B (1 - \nu_i^2)}{E_{0i}} \quad (6)$$

gdzie: V_0 jest przemieszczeniem powierzchni terenu bezpośrednio za krawędzią obudowy wykopu w m, x jest odległością od ściany wykopu w m, h jest głębokością wykopu w m, q^* jest ciężarem budynku w kN/m^2 , zmniejszonym o wartość obciążenia od części podziemnej, ω jest współczynnikiem zależnym od kształtu i sztywności fundamentu, B jest szerokością fundamentu nowo wznoszonego budynku w m, E_0 jest modułem odkształcenia pierwotnego gruntu w MPa, ν jest współczynnikiem Poissona gruntu.

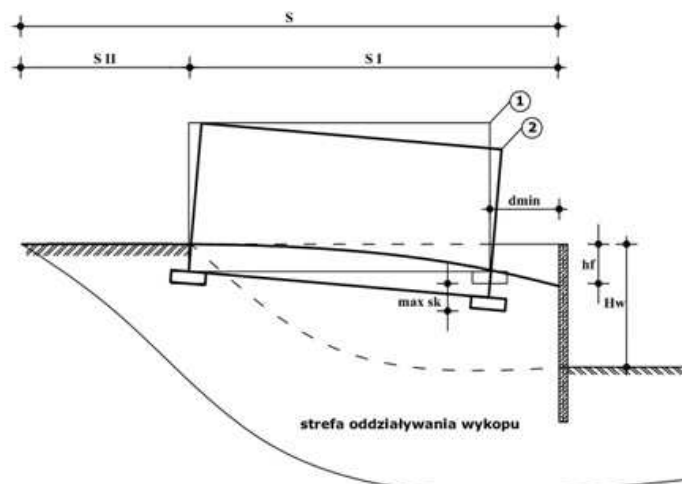
Przy zastosowaniu powyższych równań do opisu krzywej deformacji terenu w analizowanym budynku pojawić się mogą zarówno osiadania, jak i wypiętrzenia. Znak przemieszczenia w głównej mierze zależy tu od wartości V_0 oraz głębokości wykopu h .

Opracowana metoda może być stosowana do szacowania wpływu głębokich posadowień na sąsiednią zabudowę w przypadku wykopów wykonanych metodą stropową bądź z zastosowaniem ścian szczelinowych rozpartych.

3. Ocena wpływu przemieszczeń na stan techniczny budynków

Uproszczoną metodę oceny wpływu wykopu na stan techniczny budynku w sąsiedztwie podaje instrukcja ITB (Kotlicki i Wysokiński, 2002). Metoda polega na sprawdzeniu warunku na maksymalne wartości przemieszczeń konstrukcji:

$$\max s_k \leq s_k^u \quad (7)$$



Rys. 2. Maksymalne przemieszczenia konstrukcji (Kotlicki i Wysokiński, 2002): 1 – stan przed rozpoczęciem budowy, 2 – stan w czasie budowy, S – strefa oddziaływania wykopu (SI – zasięg strefy bezpośredniego oddziaływania wykopu, SII – zasięg wpływu wtórnego

oraz

$$\max s_k \leq s_k^n \quad (8)$$

gdzie: s_k^u jest graniczną wartością przemieszczenia konstrukcji budynku w stanie granicznym użyteczności (sygnalizuje możliwe powstanie nadmiernego zarysowania i deformacji konstrukcji) w mm, $s_k^n = s_k^u / \gamma_f$ jest graniczną wartością przemieszczenia konstrukcji budynku w stanie granicznym nośności (sygnalizuje możliwe utraty nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych budowli) w mm. Wartości graniczne s_k^u i s_k^n w zależności od rodzaju konstrukcji podano w Instrukcji ITB (Kotlicki i Wysokiński, 2002).

Wartość maksymalnych przemieszczeń konstrukcji (rys. 2) wyznacza się według podanej procedury:

– gdy budynek posadowiony jest na głębokości $h_f \leq 2,2$ m poniżej terenu:

$$\max s_k \leq v_0 \quad (9)$$

– gdy budynek posadowiony jest na głębokości $h_f > 2,5$ m poniżej terenu:

$$\max s_k \leq v_0 \frac{H_w - h_f}{H_w} \quad (10)$$

gdzie: v_0 jest przemieszczeniem terenu w odległości d_{min} od obudowy w mm, H_w jest głębokością wykopu w m. Wartość v_0 może być określona na podstawie jednej z przedstawionych w artykule metod.

Jak podają Kotlicki i Wysokiński (2002) w przypadku budynków posadowionych w strefie bezpośredniego oddziaływania wykopu S_1 i budynków wrażliwych na nierównomierne osiadania, należy przeprowadzić szczegółowe badania oceny przemieszczeń na stan techniczny zabudowy.

Metodą pozwalającą na kompleksową analizę budowli jest metoda elementów skończonych umożliwiająca, między innymi, określenie rozkładu sił wewnętrznych w poszczególnych elementach konstrukcji.

4. Zastosowanie MES w analizach głębokich wykopów i sąsiedniej zabudowy

Metoda elementów skończonych (Zienkiewicz i in., 2005) jest jedną z najczęściej wykorzystywanych metod numerycznych do analizy wszelkiego rodzaju zagadnień inżynierskich. MES ze względu na swoją powszechność stosowana jest również do zagadnień geotechnicznych.

Główne zalety metody do zastosowań geotechnicznych to:

- określenie stanu naprężeniowo-przemieszczeniowego w dowolnym punkcie zamodelowanego obszaru,
- analizowanie zadań płaskich i przestrzennych, z uwzględnieniem pracy w zakresie sprężystym i nieliniowym,
- uwzględnienie w obliczeniach odprężenia dna wykopu.

Ze względu na złożony charakter pracy ośrodka gruntowego i niedogodności, które temu towarzyszą (dobór parametrów gruntowych w zależności od przyjętego modelu opisującego zachowanie się gruntu) zastosowanie MES niesie ze sobą pewne niedogodności. Problemy z tym związane są często omijane poprzez zastosowanie tak zwane analizy wstecz, podczas których parametry ośrodka są skalowane w taki sposób, aby wyniki otrzymywane z analiz numerycznych były porównywalne z danymi otrzymanymi z pomiarów geodezyjnych.

Dodatkowo ze względu na bardzo dużą liczbę niewiadomych oraz nieliniowy charakter zjawisk zachodzących podczas realizacji głębokich posadowień (nieliniowość geometryczna i fizyczna, fazowanie robót budowlanych), możliwość modelowania 3D MES jest praktycznie niewykorzystywana przez badaczy i projektantów. Przykłady zastosowania 3D MES do symulacji głębokich wykopów przedstawiono w pracach (Świeca, 2011; Truty, 2009), pomijając w zamodelowanym obszarze budynek nowo posadowiony oraz istniejącą zabudowę.

Innym problemem przy szacowaniu wpływu głębokiego posadowienia na istniejącą zabudowę jest uwzględnienie w modelu MES stanu naprężeniowo-przemieszczeniowego w zabudowie istniejącej, który ze względu na różnego rodzaju zjawiska reologiczne oraz zarysowanie poszczególnych elementów konstrukcyjnych może być zdecydowanie różny od przyjętego na etapie projektowania budowli (Starosolski, 2009; Szulc, 2002). Nieumiejętne uwzględnienie w obliczeniach

MES rzeczywistego stanu, w którym znajduje się konstrukcja może w znaczący sposób wpłynąć na otrzymane w ten sposób wyniki.

5. Przykład obliczeniowy

5.1. Obliczenie krzywej deformacji terenu wg metody Michalak

Aby ominąć problem doboru parametrów materiałowych, do oszacowania wpływu wykopu na sąsiednią zabudowę przyjęto metodologię połączenia metody analitycznej (Michalak, 2008 i 2009) i metody elementów skończonych.

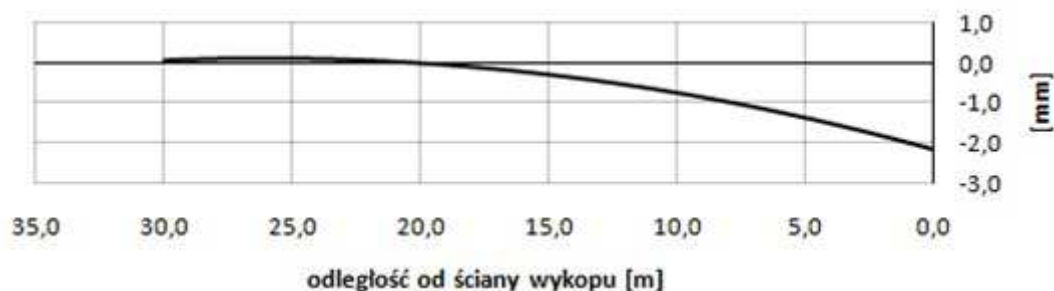
Do opisu krzywej deformacji terenu założono, że pod fundamentem nowo posadowionego budynku występują grunty piaszczyste, zatem korzystając ze wzoru (4), podanego przez Michalak (2008, 2009) otrzymano funkcję opisującą osiadania podłoża za ścianą obudowy wykopu, w postaci przedstawionej na rysunku 3.

Dane potrzebne do obliczenia przemieszczeń podano w tabeli 1.

Tab. 1. Zestawienie danych obliczeniowych do równania opisującego krzywą deformacji terenu

(<i>i</i> - dla podłoża uwarstwionego)	<i>i</i> = 1	<i>i</i> = 2
<i>h</i> [m]	9,00	
<i>q</i> * [kPa]	138,80	
$\Delta\omega$ [-]	0,40	0,82
<i>B</i> [m]	16,00	
<i>v</i> [-]	0,30	0,25
<i>E</i> ₀ [kPa]	70000	80000
<i>V</i> _{0i} [m]	0,0115	0,0213
<i>V</i> ₀ [m]	0,0329	

W dalszej kolejności krzywą (rys. 3) wykorzystano do oszacowania wpływu nowej realizacji budynku na sąsiednią zabudowę. W tym celu przeprowadzono szereg wariantowych symulacji numerycznych z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Wyniki analiz przedstawiono w punktach 5.2 i 5.3.



Rys. 3. Krzywa deformacji terenu za ścianą obudowy wykopu otrzymana metodą Michalak

5.2. Uwzględnienie krzywej deformacji terenu do obliczenia sił wewnętrznych w ścianie modelowego budynku w sąsiedztwie

Aby przeanalizować wpływ wykopu na budynek w sąsiedztwie przyjęto metodologię połączenia metody analitycznej (Michalak, 2008 i 2009) z metodą elementów skończonych (rys. 4), obciążając budynek w sąsiedztwie wymuszeniem kinematycznym, na podstawie krzywej z rysunku 3 (rys. 4b).

Analizy przeprowadzono, przyjmując budynek w sąsiedztwie jako żelbetowy, zamodelowany jako ściana w układzie podłużnym ze współpracującymi stropami, posadowiony w pobliżu wykopu wykonanego metodą stropową:

- beton B20 ($E_0 = 29 \text{ GPa}$),
- grubość ściany 25 cm,
- grubość stropów 25 cm, przyjęta szerokość współpracująca stropów 100 cm,
- pozostałe dane geometryczne podano na rysunku 5 (Siwik i Miedziałowski, 2012).

Przy dyskretyzacji obszaru obliczeniowego zastosowano elementy czterokątne i trójkątne. Modelowy budynek w sąsiedztwie przeanalizowano w PSN (Płaskim Stanie Naprężenia), natomiast ośrodek gruntowy w stanie pierwotnym (rys. 4a) w PSO (Płaskim Stanie Odkształcenia) przyjmując jako kryterium plastyczności

warunek Coulomba-Mohra. Do obliczeń zastosowano program Z-Soil Student.

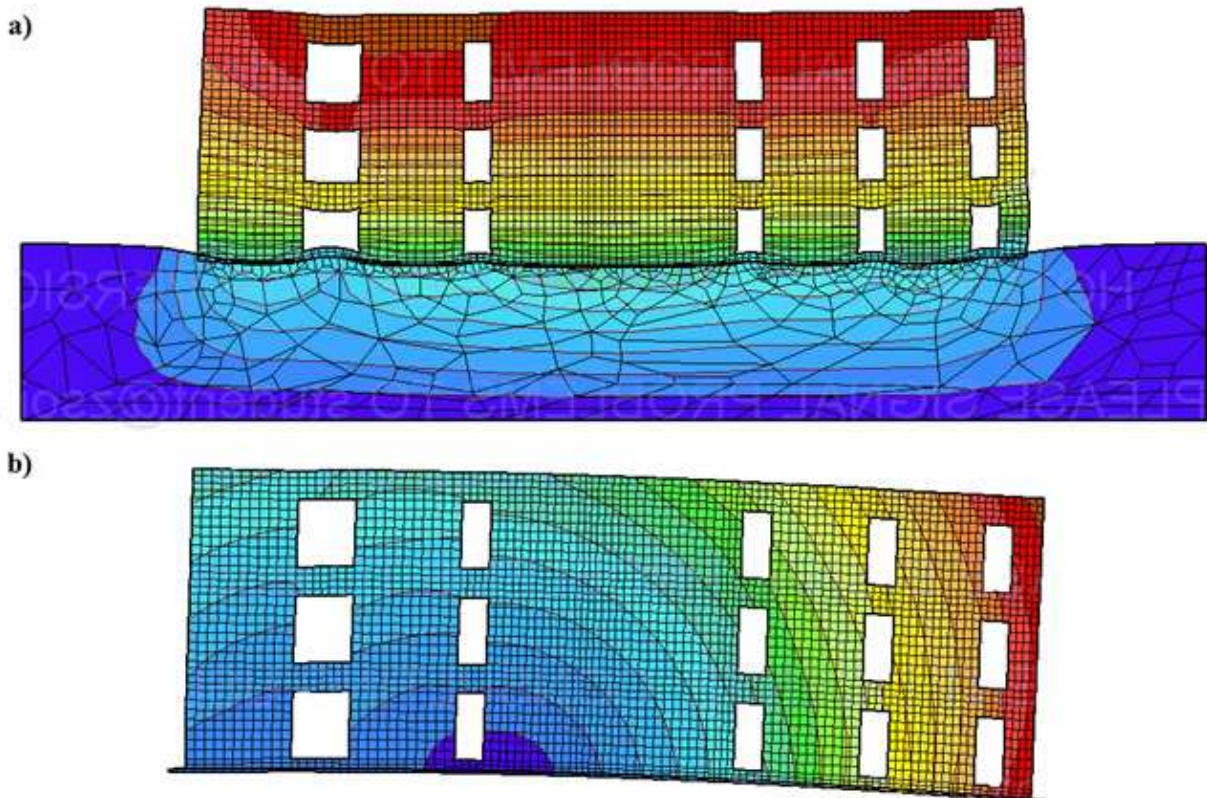
Aby przeanalizować wpływ wykopu i nowo wzniesionego obiektu na sąsiednią zabudowę obliczenia MES przeprowadzono w dwóch etapach:

- etap 1: budynek w sąsiedztwie został zamodelowany, a następnie obliczony wraz z podłożem gruntowym, z uwzględnieniem obciążenia użytkowego i ciężaru własnego ściany oraz współpracujących stropów (rys. 4a),
- etap 2: wpływ wykopu na zabudowę został uwzględniony przez zastosowanie krzywych deformacji terenu (wymuszenie kinematyczne), opracowanych przez Michalak (rys. 4b) bez oraz z uwzględnieniem 50-procentowej redukcji modułu sprężystości betonu.

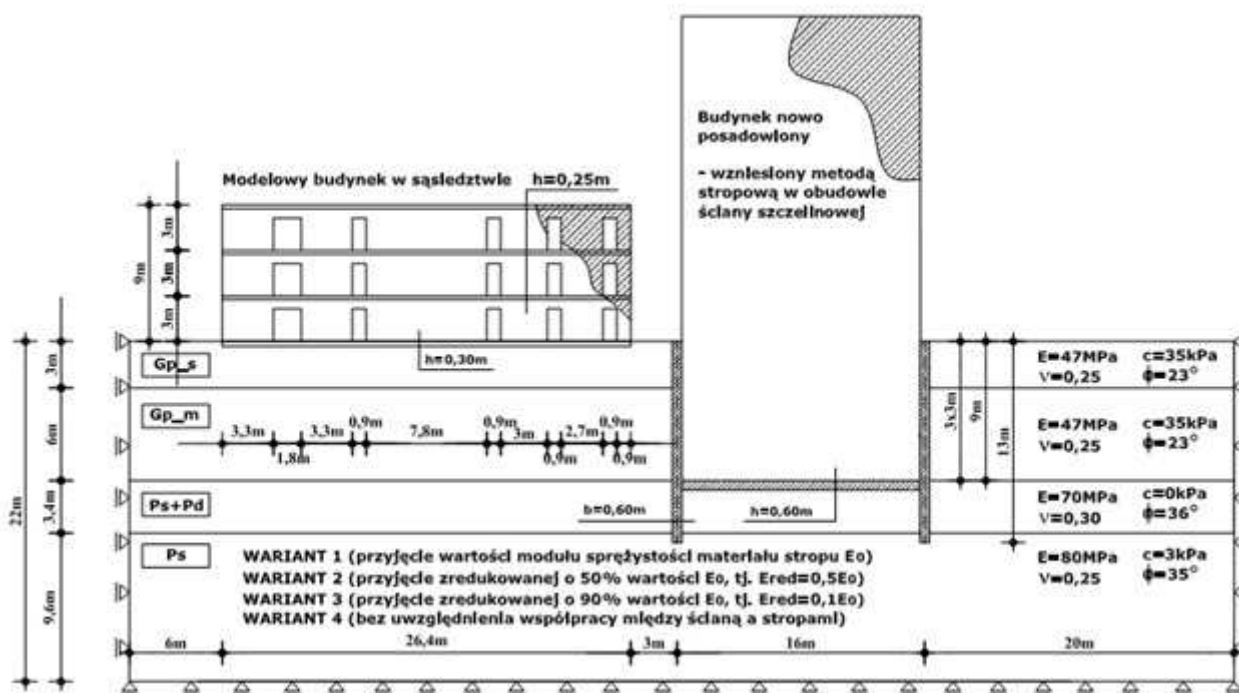
Redukcji modułu Younga dokonano ze względu na możliwe zjawiska reologiczne, długotrwałość obciążeń oraz możliwość zarysowania elementów konstrukcyjnych, a co za tym idzie redystrybucję sił wewnętrznych (Kosicyn, 1963 i 1977).

Analizy stanu wyężenia przekroju ściany wykonano w zależności od sztywności współpracujących stropów, dla czterech wariantów:

- wariant 1: przyjmując wartości modułu sprężystości materiału stropu E_0 ,
- wariant 2: dla zredukowanej o 50% wartości E_0 , to jest $E_{red} = 0,5E_0$,



Rys. 4. Trajektorie przemieszczeń wraz z deformacją siatki modelowego budynku w sąsiedniej zabudowie, wywołane: a) obciążeniem użytkowym i ciężarem własnym ściany i stropów, b) wymuszeniem kinematycznym od krzywej deformacji według metody Michalak



Rys. 5. Wariantowy model obliczeniowy MES do analizy głęboko posadowionego budynku wraz z sąsiednią zabudową (Siwik i Miedziatowski, 2012)

- wariant 3: dla zredukowanej o 90% wartości E_0 , to jest. $E_{red} = 0,1E_0$,
- wariant 4: bez uwzględnienia współpracy ściany i stropów (sama ściana).

Aby urzeczywistnić zachowanie się budynku posadowionego w pobliżu wykopu (to jest uwzględnić współpracę obiektu z podłożem gruntowym) zamodelowano pod fundamentem cienką warstwę podłoża gruntowego. Na styku dwóch materiałów wprowadzone tak zwane interfejsy, pozwalające budynkowi na nieswobodny poślizg po gruncie (Starosolski, 2009).

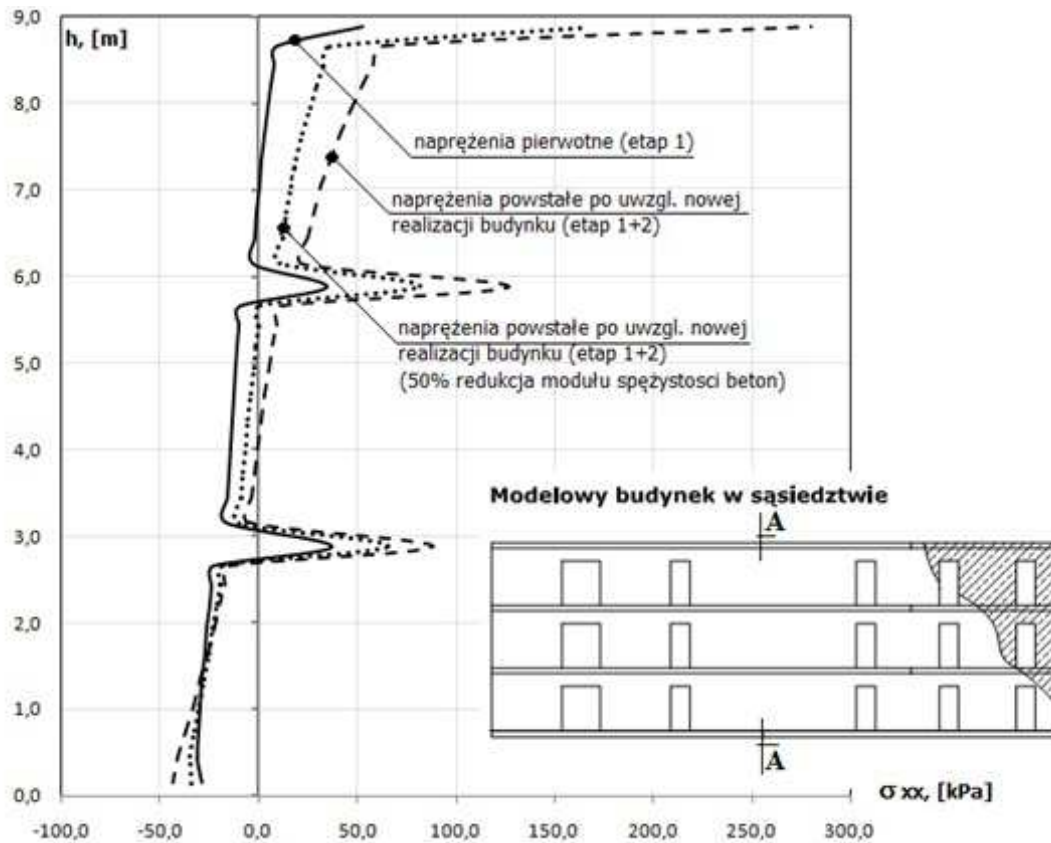
5.3. Analiza uzyskanych wyników

Uzyskane wyniki analiz przedstawiono na rysunkach 6 i 7. Z przeprowadzonych analiz wynika, że:

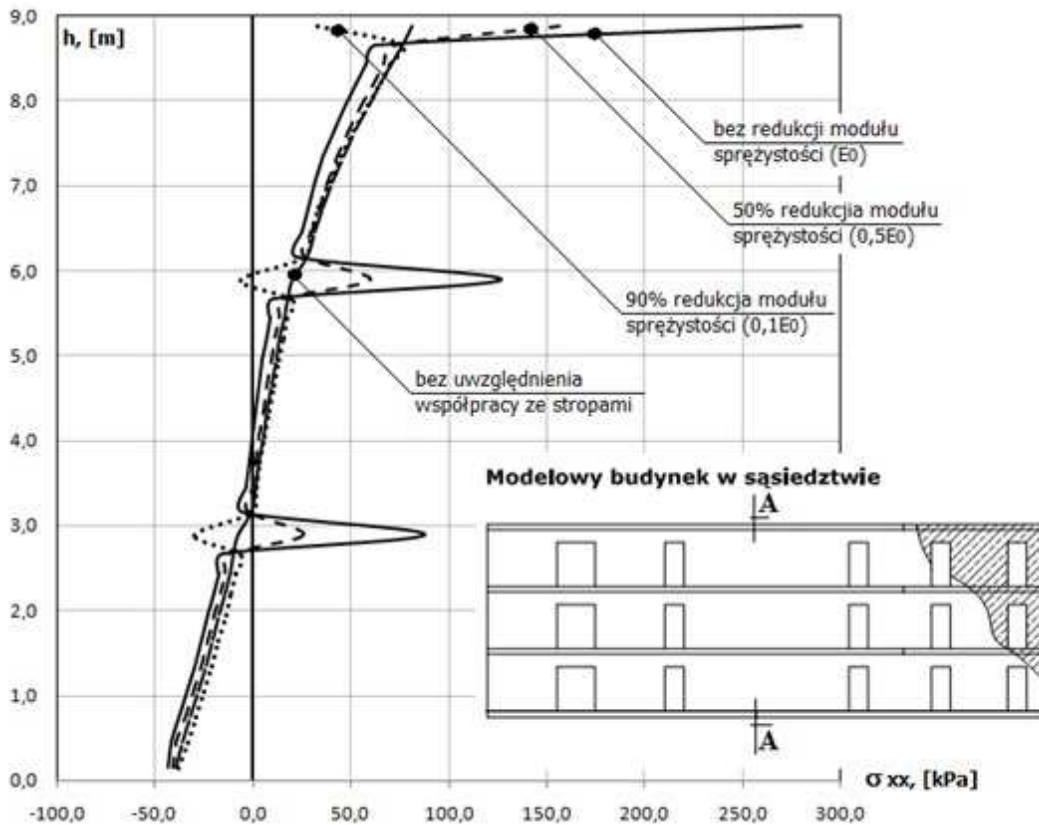
- nawet niewielka krzywizna terenu powstała pod wpływem wykopu, w znaczący sposób wpływa na rozkład sił wewnętrznych w ścianie modelowego budynku;

- najbardziej narażone na niekorzystny wpływ wykopu są najwyższe kondygnacje, gdzie naprężenia σ_{xx} osiągają wartości maksymalne (rys. 6);
- na podstawie szeregu testów numerycznych stwierdzono, że istotny wpływ na rozkład sił wewnętrznych w ścianie (szczególnie na styku ściany nośnej i stropu) ma przyjęta do obliczeń sztywność stropów (rys. 7).

Jednakże w przypadku analizy zagadnienia płaskiego rzeczywiste uwzględnienie podatności pasm stropowych jest dość trudne i możliwe wyłącznie przez modyfikację cech sprężystych materiału. Aby zbliżyć się do sytuacji rzeczywistej należałoby raczej, zabudowę w sąsiedztwie nowej realizacji budynku zamodelować w układzie przestrzennym. Jak podaje Szulc (2002) nieodpowiednie zamodelowanie współpracy stropu i ściany nośnej może doprowadzić do niedoszacowania sił wewnętrznych, a w rezultacie do poważnych zarysowań konstrukcji budynku.



Rys. 6. Rozkład naprężeń normalnych σ_{xx} w ścianie modelowego budynku w sąsiedztwie: linia przerywana – bez redukcji modułu sprężystości betonu, linia kropkowana – z uwzględnieniem 50% redukcji modułu sprężystości betonu



Rys. 7. Rozkład naprężeń normalnych σ_{xx} w ścianie modelowego budynku w sąsiedztwie bez i przy uwzględnieniu współpracy ściany i stropów

6. Podsumowanie

Zastosowana metodologia połączenia krzywych podanych (Michalak, 2008 i 2009) do opisu stanu deformacji podłoża za ścianą obudowy wykopu z metodą elementów skończonych wpływa znacząco na skrócenie czasu przeprowadzonych obliczeń (niewielka ilość niewiadomych). Dodatkowo, przy wykorzystaniu krzywych otrzymanych na podstawie pomiarów geodezyjnych, pomijany jest etap doboru parametrów materiałowych do przyjętego modelu gruntowego, tak jak jest to czynione przy wykorzystaniu klasycznego podejścia MES do zagadnień geotechnicznych. Jednakże istotny wpływ na kształt krzywej opisującej oddziaływanie wykopu na sąsiednią zabudowę ma geometria i sztywność samego budynku w sąsiedztwie (Michalak, 2008; Siwik i Miedziałowski, 2012). Dlatego, też aby potwierdzić otrzymane w pracy wyniki należałoby przeprowadzić symulacje numeryczne z wykorzystaniem klasycznego podejścia, uwzględniając podłoże gruntowe, „nowy” budynek oraz zabudowę istniejącą w sąsiedztwie w jednym modelu MES.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że wpływ nowej realizacji budynku na zabudowę sąsiednią jest dość znaczący. Maksymalne wartości sił wewnętrznych występują na styku stropu i ściany, a więc na otrzymane wyniki, znaczący wpływ może mieć sposób modelowania samej konstrukcji budynku. Jednakże, aby rzeczywiście uwzględnić podatność tarcz stropowych oraz ich współpracę ze ścianami, należałoby zamodelować obiekt w układzie przestrzennym, co będzie przedmiotem dalszych prac. Dodatkowo takie podejście zapewni możliwość analizy układu przy nierównomiernych w planie osiadaniach, przy których występuje skręcanie budynku oraz inne efekty.

Literatura

- Ilichev V. A., Nikiforova N. S., Koreneva E. B. (2006). Method for calculating bed deformations of buildings near deep excavations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 43, No. 6, 189-196.
- Jen L.C. (1998). The design and performance of deep excavations in clay. PhD thesis, *Massachusetts Institute of Technology*.
- Kosicyn B. A., Wolfson B. P. (1963). Deformativnost i prochnost panelnych konstrukcji pri pierkosach i ich pri rastiazhenii. *Staticzeskije rasczety krupnopanelnyh zdanih*, Gossstroizdat, Moskwa.

- Kosicyn B. A. (1977). Staticzeskij rasczet krupnopanelnyh i karkasnyh zdanih. *Izdanielstwo Literatury po Stroitelstwu*, Moskwa.
- Kotlicki W., Wysokiński L. (2002). Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów. *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa.
- Michalak H. (2008). Budynki głęboko posadowione a przemieszczenia podłoża i zabudowy w sąsiedztwie. *Geoinżynieria : drogi, mosty, tunele*, 04/2008, 66-76.
- Michalak H. (2009). Wybrane zagadnienia kształtowania konstrukcyjno-przestrzennego wielokondygnacyjnych garaży podziemnych w strefach śródmiejskich. *Górnictwo i Geoinżynieria*, Vol. 33, No. 3/1, 257-266.
- Michalak A., Szulborski K., Woźniak M. (2009). Zabezpieczenia i obserwacja obiektów w sąsiedztwie głębokich wykopów. W: *Materiały Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła 2009, 229-264.
- Siemińska-Lewandowska A. (2010). Głębokie wykopy. Projektowanie i wykonawstwo. *Wydawnictwo Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Siwik D., Miedziałowski Cz. (2012). Głębokie posadowienia budynków i metody ich analizy statycznej, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Vol. 3, No. 4, 201-209.
- Starosolski W. (2009). Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich. *Wydawnictwo Politechniki Śląskiej*, Gliwice.
- Szulc J. (2002). Wpływ przemieszczeń statycznych podłoża na budynki wielokondygnacyjne. Analiza teoretyczna i weryfikacja doświadczalna. Rozprawa doktorska, *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa.
- Świeca M. (2011). Zasady projektowania geotechnicznego w nawiązaniu do Eurokodu 7 z zastosowaniem programów numerycznych. *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa.
- Truty A. (2009). Modelowanie komputerowe w zagadnieniach geotechniczno-budowlanych. W: *Materiały Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta*, Wisła 2009, 915-956.
- Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Zhu J. Z. (2005). The finite element method: its basis and fundamentals. *Elsevier*, Butterworth-Heinemann, Amsterdam.

INFLUENCE OF DEEP BUILDING FOUNDATION ON EXSISTING BUILDINGS

Abstract: The paper presents the calculation methods used for the analysis of the vertical displacement of the ground behind the wall of a deep excavation. The calculation example of estimation the internal forces in the model building in the direct neighborhood of a deep excavation using the analytical method and finite element method is presented.

USTALANIE MODELU GEOTECHNICZNEGO PODŁOŻA W PIASKACH RZECZNYCH

Marta SOKOŁOWSKA*

Zakład Geotechniki i Fundamentowania Instytutu Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa
Laboratorium Analiz Geologiczno-Inżynierskich Państwowego Instytutu Geologicznego-Państwowego Instytutu Badawczego,
ul. Rakowiecka 4, 00-957 Warszawa

Streszczenie: Piaski zazwyczaj mają zadowalającą nośność i przeważnie niewielką odkształcalność, ale realizacja obiektów budowlanych w dolinach rzecznych nie zawsze jest prosta i wymaga szczegółowego rozpoznania podłoża. Występujące w strefie przypowierzchniowej młode aluwia charakteryzują się zmiennym zagęszczeniem, a w praktyce nie istnieją ściśle kryteria wydzielenia warstw geotechnicznych. Do niedawna stosowano podział na warstwy w oparciu o litologię, a głównym sposobem pozyskiwania danych były wiercenia i pobór próbek do badań laboratoryjnych. Obecnie przy powszechnym stosowaniu sondowań do charakterystyki podłoża, otrzymuje się duże zbiory pomiarów, często rejestrowanych automatycznie, co powoduje konieczność ich pogrupowania. Przyjęte kryterium grupowania uzyskanych wyników wpływa na otrzymany model geotechniczny. W artykule zaproponowano trzy zasadnicze kryteria podziału na warstwy podłoża zbudowanego z piasków rzecznych, których istotność zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji i sposobu posadowienia: kryterium uziarnienia, zagęszczenia i sztywności.

Słowa kluczowe: piaski aluwialne, model geotechniczny, zmienność parametrów geotechnicznych.

1. Wprowadzenie

Realizacja obiektów w dolinach rzecznych wymaga szczegółowego rozpoznania podłoża. Poszczególne formy rzeczne nie zawsze tworzą poziomo zalegające warstwy. Najczęściej są to ząbujące się struktury powstałe w odmiennych warunkach hydrodynamicznych, stąd na niewielkich odległościach można spodziewać się różnie uziarnionych gruntów o zmiennej miąższości. Młode piaski rzeczne w strefie przypowierzchniowej charakteryzują się zmiennym zagęszczeniem zarówno w profilu pionowym, jak i w planie, co jest odzwierciedleniem dynamiki środowiska w jakim powstają. Ich cechą charakterystyczną są warstwowania i laminacje, ściśle związane z prędkością przepływu. Laminacje są charakterystyczne w przypadku braku przepływu lub przepływu o niewielkiej prędkości z sedymentacją głównie z zawiesiny (Falkowski i Górka, 2009). Dominuje tu mechanizm pionowego przyrost osadu. Warstwowanie zaś jest charakterystyczne dla warunków dynamicznego przepływu i rytmicznego transportu – jest nachylone względem powierzchni, na której deponowany jest osad. Dominuje przyrost boczny osadu, w tym mechanizm lawinowego osypywania się ziaren (Allen, 1977).

W artykule pokazano wybrane efekty pracy doktorskiej autorki (Sokołowska, 2011), gdzie przedstawiono charakterystykę piasków rzecznych pod kątem właściwości geotechnicznych, ocenę ich zmienności oraz próbę obiektywizacji wydzielenia warstw geotechnicznych.

2. Charakterystyka gruntów aluwialnych

Litologia, skład granulometryczny oraz zagęszczenie są to najistotniejsze cechy piasków rzecznych, mające wpływ na nośność podłoża i ściśliwość. Piaski rzeczne są na ogół równomiernie uziarnione (jednofrakcyjne). W analizowanym zbiorze danych (10 lokalizacji) dla 98% badanych próbek uzyskano niski wskaźnik jednorodności uziarnienia ($C_U \leq 5$) z czego 83% stanowiły piaski o $C_U \leq 3$. Pod względem budowlanym są to grunty źle uziarnione.

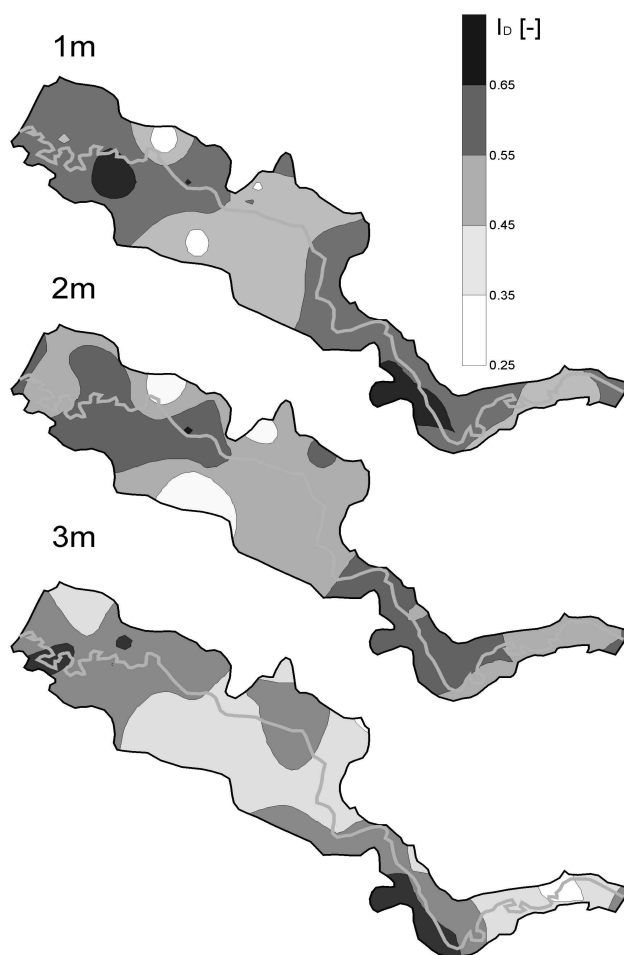
Zmienna dynamika środowiska, w jakim powstają grunty aluwialne ma znaczący wpływ na zróżnicowanie zagęszczenia, a tym samym parametrów geotechnicznych, zarówno w profilu pionowym, jak i w planie (rys. 1). Charakterystyczną cechą profili sondowań w aluwiałach są nagłe spadki rejestrowanych wartości oporu

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: marta.sokolowska@pgi.gov.pl

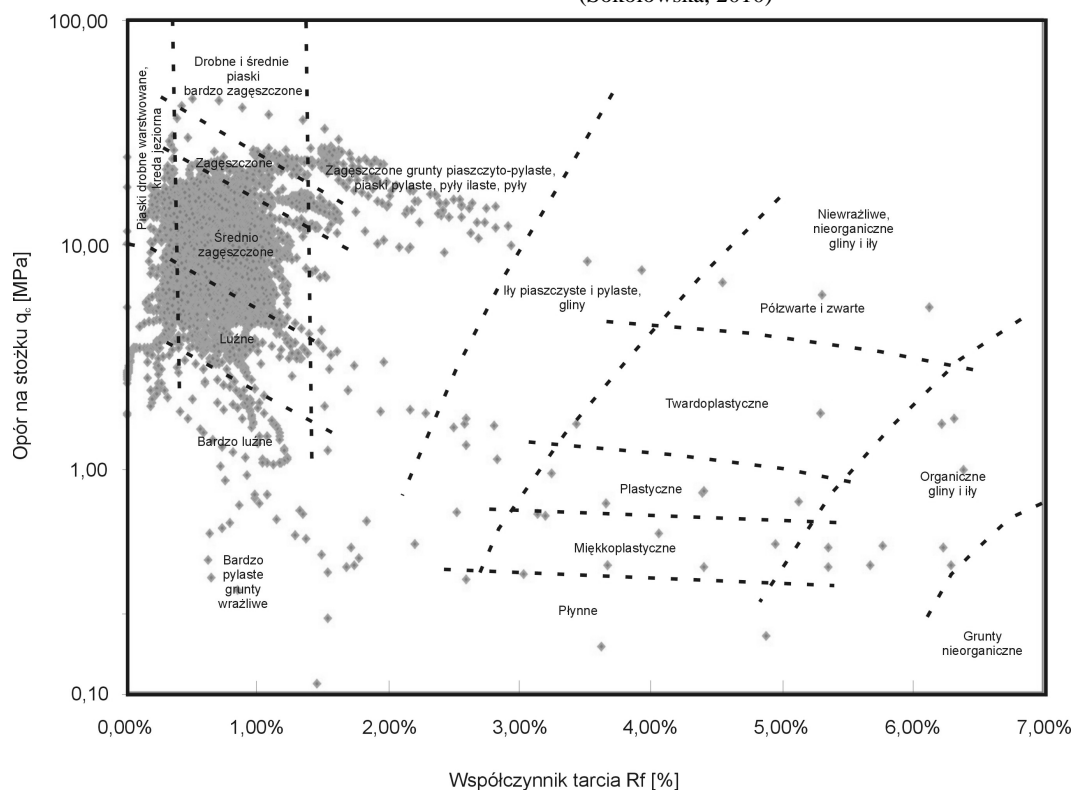
na różnych, nawet dużych głębokościach. Jest to związane nie tylko z typem gruntu, lecz także z dodatkowymi procesami, którym podlegały aluwia po zdeponowaniu. Środowisko rzeczne jest dynamiczne i zdeponowane osady podlegają wielokrotnym przemieszczeniom zanim zostaną trwale osadzone. Częste i duże wahania wód gruntowych w dolinach rzecznych powodują zagęszczanie zdeponowanych już osadów piaszczystych. Inny profil zagęszczenia uzyskuje się dla osadu zdeponowanego pionowo, a inny w strukturach powstałych w wyniku przyrostu bocznego (na przykład w odsypach). Czynnikiem powodującym różnice zagęszczenia w aluviach jest występowanie struktur sedimentacyjnych powstałych w odmienny sposób oraz równoziarnistość w obrębie poszczególnych warstw osadu (Bażyński i Frankowski, 1985).

2.1. Charakterystyka uziarnienia i zagęszczenia

Pomimo dostępności zaawansowanych metod penetracji gruntu przy użyciu różnego rodzaju sondowań geotechnicznych należy podkreślić, że wiercenie wraz z poborem próbek do analiz uziarnienia w dalszym ciągu powinno stanowić podstawę identyfikacji gruntu, a sondowania należy wykorzystywać do oceny jego właściwości. Sondowanie statyczne doskonale identyfikuje piaski w podłożu (ilość wyników odstających w analizowanym zbiorze wyniosła jedynie 0,5%) jednak nie pozwala na określenie uziarnienia, co w przypadku piasków ma decydujące znaczenie dla nośności (rys. 2).

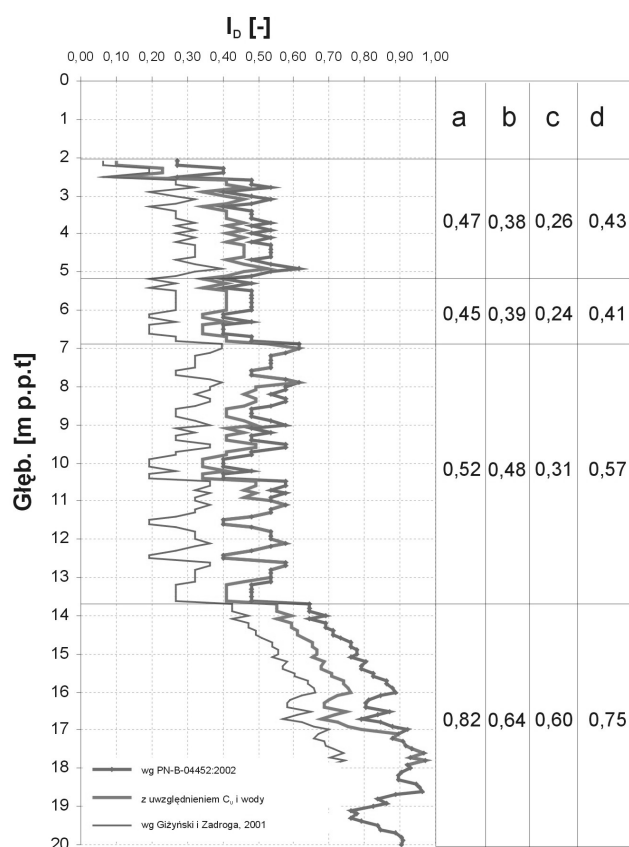


Rys. 1. Zmienność stopnia zagęszczenia w dolinie rzecznej na głębokościach, 1, 2 i 3 m poniżej poziomu terenu (Sokołowska, 2010)



Rys. 2. Wyniki badań CPTU z badanego zbioru przedstawione na nomogramie klasyfikacyjnym Schmertmanna (Schmertmann, 1978)

Zróznicowanie zagęszczenia w piaskach rzecznych potwierdzają w zasadzie wszystkie obecnie wykorzystywane metody badawcze. Jednak w zależności od stosowanej metody badawczej oraz metody interpretacji uzyskuje się różne wartości parametru zagęszczenia (rys. 3). Istnieje duża rozbieżność pomiędzy zależnościami uzyskanymi na podstawie korelacji wyników badań polowych, laboratoryjnych i korelacjami uzyskanymi w komorach kalibracyjnych, co rzutuje na ocenę wartości stopnia zagęszczenia, kąta tarcia i modułu ścisłości piasków. Duże różnice uzyskuje się także pomiędzy różnymi rodzajami sond. Zależności opracowane w oparciu o badania w komorach kalibracyjnych są z reguły dużo niższe niż te, które korelowano z badaniami laboratoryjnymi lub na podstawie praktyki w oparciu o pomiary przemieszczeń (analiza wstecz).



Rys. 3. Profil zagęszczenia (na podstawie I_D) w zależności od metody badawczej i korelacji: a – DPH według normy PN-B-04452:2002, b – DPH według normy PN-1997-2, c – DPH według Giżyńskiego i Zadrogi (2001), d – CPTU według normy PN-B-04452:2002

2.2. Charakterystyka parametrów wytrzymałościowych

W przypadku szacowania kąta tarcia wewnętrznego korzysta się z podawanych w literaturze zależności kąta tarcia od uziarnienia i wartości stopnia zagęszczenia. Niektóre zależności korelują wartość φ' bezpośrednio z pomiarami q_c/q_t z uwzględnieniem naprężeń pionowych (Robertson i Campanella, 1983). Pozostałe zależności, stanowią proste przybliżenia w funkcji logarytmicznej zależności pomiędzy oporem pod stożkiem

q_c a efektywnym kątem tarcia wewnętrznego φ' , bez uwzględnienia naprężeń i rodzaju gruntu, a przede wszystkim ścisłości gruntu, od której zależy wartość q_c (Meyerhoff, 1976; Stenzel i Melzer, 1978). Granicą stosowalności tych zależności jest $q_c > 3$, gdyż dla niższych wartości q_c zależność ta daje nieprawdziwe wyniki, nawet ujemne wartości przy $q_c < 1$.

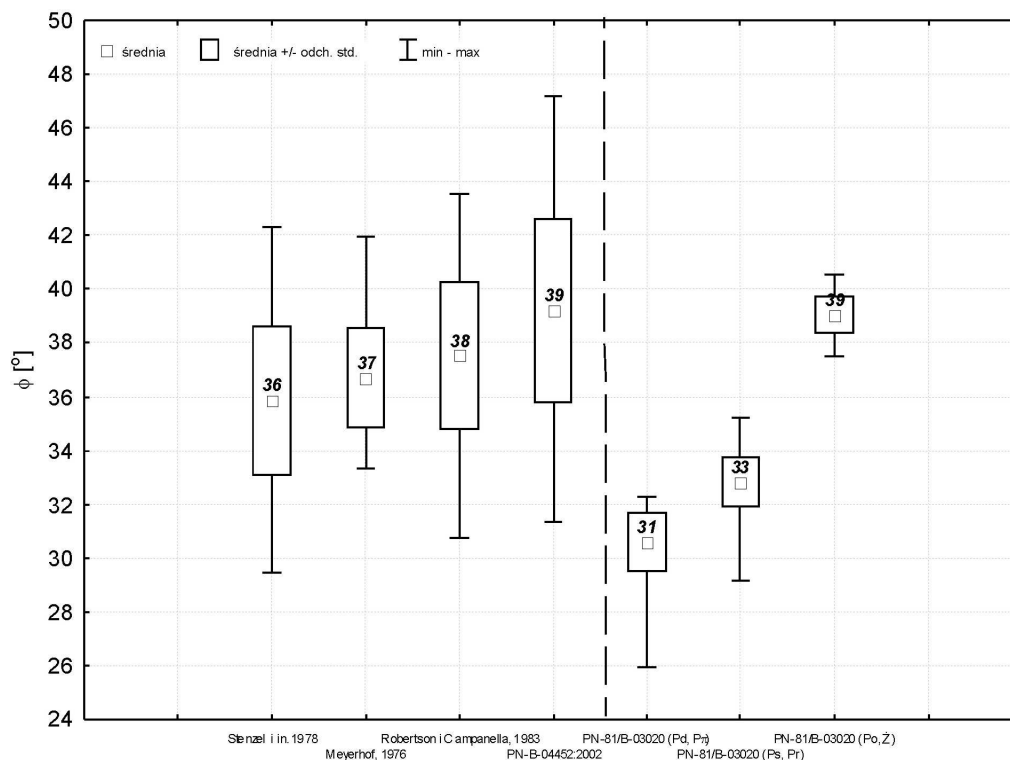
Zastosowane wybrane korelacje pomiędzy wartością q_c z badań CPTU, a wartością kąta tarcia (dla warunku $q_c > 3$) dały dość zróżnicowane wyniki (rys. 4). Wyniki zestawiono z wynikami uzyskanymi metodą pośrednią (przez stopień zagęszczenia – I_D). Najbardziej różnicują się po uwzględnieniu frakcji metodą pośrednią – przez parametr zagęszczenia – I_D . Stopień zagęszczenia uzyskano z zależności q_c/I_D (Borowczyk i Frankowski, 1981). Bez względu jednak na zastosowaną interpretację, współczynniki zmienności (stosunek odchylenia standardowego do wartości średniej arytmetycznej) tego parametru (φ') wynoszą od 0,05 dla zależności według (Meyerhoff, 1976) do 0,11 dla zależności z polskiej normy PN-B-04452:2002 *Grunty budowlane. Badania polowe*. Według danych z literatury światowej współczynnik zmienności dla efektywnego kąta tarcia wewnętrznego piasków (w ogólności, bez rozdzielenia ze względu na genezę) wynosi od 0,05 do 0,15 (Lee i in., 1983). Z analizowanego zbioru danych wynika, że parametr ten w piaskach rzecznych jest parametrem o niewielkiej zmienności z najczęściej występującymi wartościami od 36° do 38° i rozkładzie normalnym niezależnie od uziarnienia.

2.3. Ocena parametrów odkształceniowych

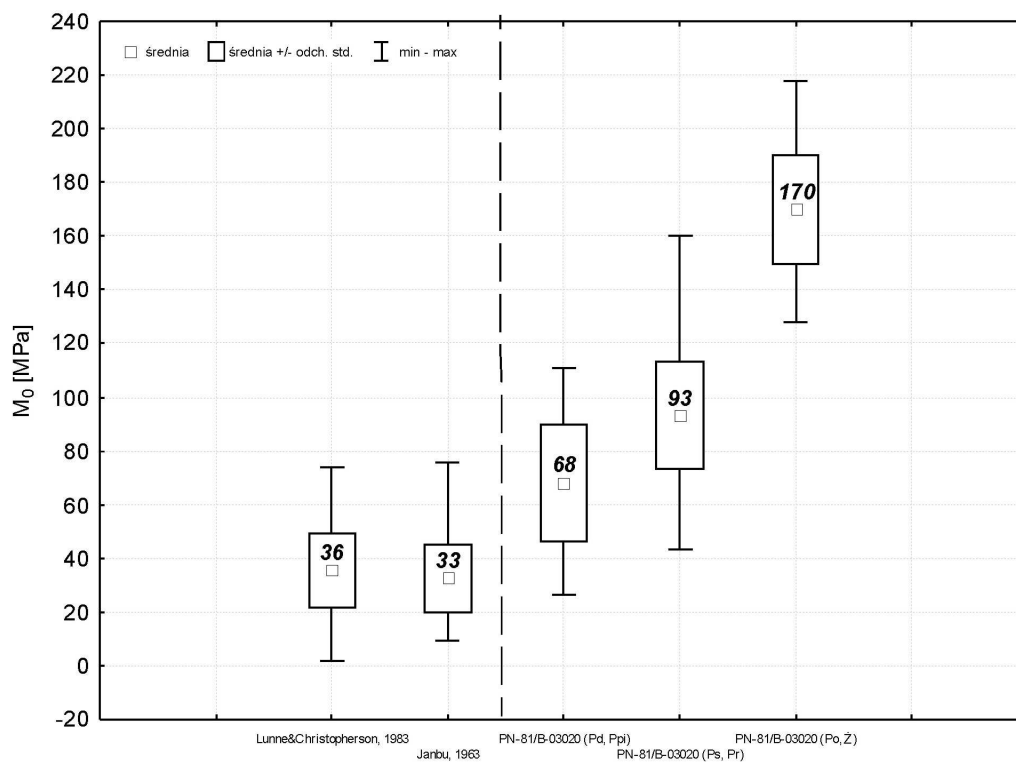
W praktyce geotechnicznej określenie parametrów odkształceniowych z zastosowaniem badań polowych ma dla gruntów niespoistych niewątpliwie ogromne znaczenie ze względu na trudności z poborem próbek o nienaruszonej strukturze do badań laboratoryjnych (edometrycznych). Oszacowanie wartości modułów przy użyciu dostępnych polowych metod badania gruntu jest trudne ze względu na fakt, iż zależą one od naprężeń efektywnych oraz historii naprężeń, ponadto w badaniach polowych nie ma możliwości kontrolowania naprężenia, warunków drenażu i kierunku obciążenia (Lunne i in., 1997), a moduły określa się dla danych warunków drenażu, dla danego zakresu obciążeń i odkształceń. Większość opisanych w literaturze korelacji wyników badań CPT/CPTU z wartościami modułu ścisłości pierwotnej M_0 odnosi się do modułu siecznego (edometrycznego). Najpowszechniej stosowaną korelacją jest ta opracowana dla piasków kwarcowych nieskonsolidowanych (NC) i przekonsolidowanych (OC) na podstawie badań przeprowadzonych w komorze kalibracyjnej (Lunne i Christophersen, 1983). Podobne wartości uzyskuje się wykorzystując zależność Janbu dla piasków (Senneset i Janbu, 1985). Po zastosowaniu wybranych zależności dla piasków do uzyskanych wyników na poligonach badawczych i porównaniu ich z wartościami modułów uzyskanych metodą tradycyjną (metodą parametru wodącego I_D) uzyskano dla zależności

z literatury q_c/M_0 bardzo niskie wartości modułów (rys. 5). Zależności te nie uwzględniają frakcji, a liczne prace (Giżyński, 1999; Giżyński i Zadroga 2001; Priebe-

Piechowska, 1993; Sawicki, 2003) potwierdzają zależność modułu ściśliwości od uziarnienia.



Rys. 4. Wartości kąta tarcia dla analizowanego zbioru wyników ($N = 7476$) według wybranych zależności dla warunku $q_c > 3$ porównane z wartościami odczytanymi z nomogramów na podstawie parametru wodącego (I_D) – prawa strona wykresu



Rys. 5. Wartości modułów ściśliwości dla wyników uzyskanych z poligonów badawczych ($N = 7476$) według wybranych zależności porównane z wartościami odczytanymi z nomogramów na podstawie parametru wodącego (I_D) – prawa strona wykresu

2.4. Zmienność parametrów geotechnicznych piasków rzecznych

Wartości współczynników zmienności dwóch najistotniejszych parametrów geotechnicznych: kąta tarcia wewnętrznego i modułu ściśliwości określono wyłącznie na podstawie badań polowych z uwzględnieniem wybranych korelacji. Do uzyskania wartości wyprowadzonych wykorzystano badanie sondą dynamiczną, sondą statyczną CPTU oraz badanie dylatometrem płaskim (DMT) typu Marchetti'ego. W analizie zmienności parametrów geotechnicznych zaobserwowano następujące zależności:

- w aluwiach zmienność pozioma, wyrażona współczynnikiem zmienności wartości modułu ściśliwości, jest często niemal dwukrotnie większa niż pionowa;
- wartości współczynników zmienności parametrów mierzonych bezpośrednio są wyższe od współczynników zmienności parametrów wyprowadzonych;
- współczynniki zmienności parametrów geotechnicznych, jako wartości bezwymiarowe wykazują zbliżone wartości dla danej metody badawczej, bez względu na metodę interpretacji, jednak charakteryzując podłoże przy użyciu kilku metod badawczych jednocześnie, wartości współczynników zmienności zmieniają się.

Na podstawie wyników badań polowych wykonanych w ramach niniejszej pracy ustalono dla niespoistych gruntów aluwialnych następujące wartości współczynników zmienności (w zależności od metody interpretacji) wybranych parametrów geotechnicznych:

- kąt tarcia wewnętrznego od 0,05 do 0,08 przy $N = 6278$;
- moduł ściśliwości od 0,31 do 0,39 przy $N = 6388$.

Gdy potraktuje się wszystkie wartości wyprowadzone z zastosowaniem różnych (wybranych) korelacji, jako jeden zbiór, wartości współczynników zmienności wzrastają:

- kąta tarcia wewnętrznego do 0,11 przy $N = 31390$, 5 metod interpretacji,
- modułu ściśliwości do 0,64 przy $N = 25552$, 4 metody interpretacji.

Z danych z literatury wynika, że uzyskane wartości współczynników zmienności mieszczą się w granicach podawanych przez innych autorów. Ze zbiorczych prac podsumowujących wyniki różnych autorów (Przewłócki, 1998; Lee i in., 1983; Baecher i Christian, 2003) wartości współczynnika zmienności dla kąta tarcia wewnętrznego wynoszą dla piasków od 0,05 do 0,15 (0,16 dla danych z badań laboratoryjnych) natomiast dla modułu ściśliwości od 0,20 do 0,73, lecz w literaturze nie podaje się wartości osobno dla piasków. Zmienność parametrów wytrzymałościowych w piaskach jest niewielka w porównaniu ze zmiennością parametrów odkształceniowych.

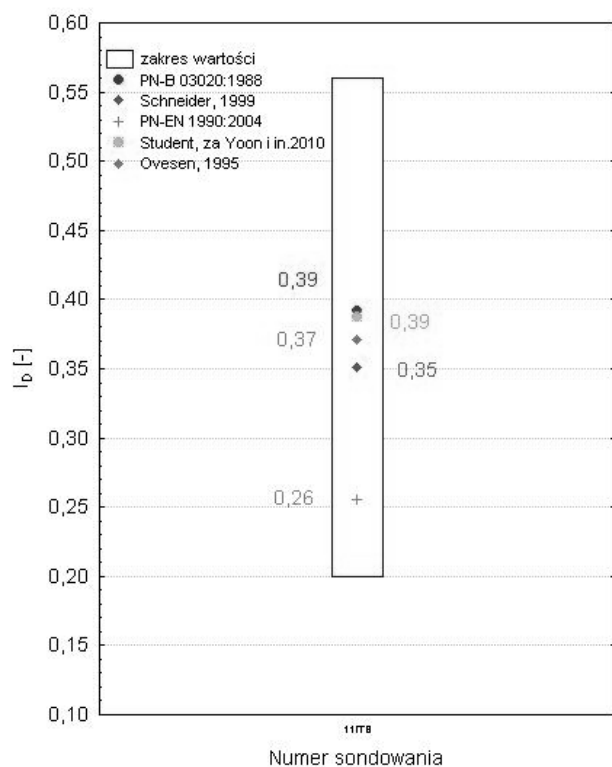
3. Ustalanie modelu geotechnicznego podłoża w gruntach aluwialnych

Ustalenie modelu geotechnicznego podłoża polega na wydzieleniu warstw, które można opisać jedną wartością danego parametru geotechnicznego. Innymi słowy jest to wydzielenie jednostki przestrzennej w podłożu o jednakowych właściwościach (Wysokiński, 2007). Obecnie przy powszechnym stosowaniu sondowań otrzymuje się duże zbiory pomiarów, często rejestrowanych automatycznie. Obecnie dzięki powszechnemu stosowaniu sondowań do oceny podłoża gruntowego uzyskuje się duże zbiory danych, których analiza wymaga stosowania bardziej zaawansowanych metod. W zależności od zastosowanej metody pomiary wykonywane są co 30, 20, 10, a nawet 1-2 cm (krok pomiaru). Obok prostych metod statystyki opisowej o oceny zmienności podłoża coraz szerzej stosowane są metody statystyki matematycznej (Biernatowski, 1984; Jaks a i in., 2004; Huber i in., 2009; Uzielli, 2008), opartej o rachunek prawdopodobieństwa oraz inne metody, na przykład sieci neuronowe (Sulewska, 2009; Samui i Sitharam, 2010; Shahin i in., 2001). Są one jednak trudne do stosowania w praktyce.

3.1. Problematyka określania parametrów geotechnicznych

Zanim metody polowe zyskały na popularności schemat określania parametrów geotechnicznych podłoża wyglądał następująco: z wierceń pobierano próbki i oznaczano parametry geotechniczne bezpośrednio w laboratorium, a wartość charakterystyczną parametru określało się z zależności podanej w normie PN-B-03020:1981 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. W praktyce wartość charakterystyczna była wartością średniej arytmetycznej. W świetle nowej normy PN-EN 1997-1:2008 *Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne* w projektowaniu geotechnicznym mówi się o 4 rodzajach wartości parametru: wartości mierzonej – rozumianej jako wartość, która ustalana jest bezpośrednio podczas badania; wartości wyprowadzonej, czyli wartości parametru geotechnicznego uzyskiwanej z wyników badań, na podstawie teorii, korelacji albo doświadczenia – stanowiącej podstawę wyboru wartości charakterystycznych; wartości charakterystycznej – rozumiane jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego oraz wartości obliczeniowej, które wyprowadza się z wartości charakterystycznej z zastosowaniem współczynników częściowych. Ostrożne oszacowanie wartości charakterystycznej parametru geotechnicznego powinno uwzględniać liczbę badań i próbek, doświadczenia porównywalne (dane z sąsiedniego terenu czy w podobnych warunkach), naturalną zmienność podłoża oraz zmienność wynikającą z zastosowania różnych metod badawczych, a także wszelkie możliwe pogorszenie się właściwości gruntów na dowolnym etapie budowy i eksploatacji. W przypadku stosowania metod statystycznych Eurokod 7

(PN-EN 1997-1:2008, PN-EN 1997-2:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 2: Badania podłoża gruntowego) zaleca ustalać wartość charakterystyczną parametru geotechnicznego na podstawie ograniczonego zbioru wartości wyprowadzonych jako wartość najbardziej prawdopodobną (z założeniem 95% poziomu ufności). Oznacza to, że prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej od oszacowanej wartości nie może być większe niż 5%. Proponowane w normie PN-EN 1990:2004 Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji określenie statystyczne wartości charakterystycznej jako 5% kwantyl przy założeniu rozkładu normalnego, stosowane do materiałów takich jak stal czy beton, nie ma zastosowania dla gruntów gdyż daje bardzo niskie, a nawet ujemne wartości. W literaturze (za Yoon i in., 2010; Ovesen, 1995; Schneider, 1997; PN-EN 1990:2004) można znaleźć kilka możliwości określania wartości charakterystycznej parametru geotechnicznego. Powyższe propozycje wykorzystano do określenia charakterystycznej wartości stopnia zagęszczenia (rys. 6) w wybranym profilu sondowania. W przypadku I_D uzyskano niewielkie różnice, przy czym najniższe wartości bliskie minimalnej uzyskano przy wykorzystaniu wzoru z normy PN-EN 1990:2004.



Rys. 6. Charakterystyczna wartość stopnia zagęszczenia I_D według różnych propozycji określania wartości charakterystycznej. Ramką oznaczono zakres uzyskanych wyników parametru I_D w danym profilu

Wszystkie powyższe propozycje wykorzystują podstawowe miary statystyczne (odchylenie standardowe, ewentualnie współczynnik zmienności). W praktyce określenie obliczeniowej wartości parametru geotechnicznego (czyli tego wykorzystywanego

w obliczeniach projektowych) wymaga właściwego określenia wartości wyprowadzonej (co w świetle wielu metod interpretacji nie jest zadaniem prostym), doboru odpowiedniej metody oceny parametru charakterystycznego oraz zastosowania odpowiednich współczynników częściowych.

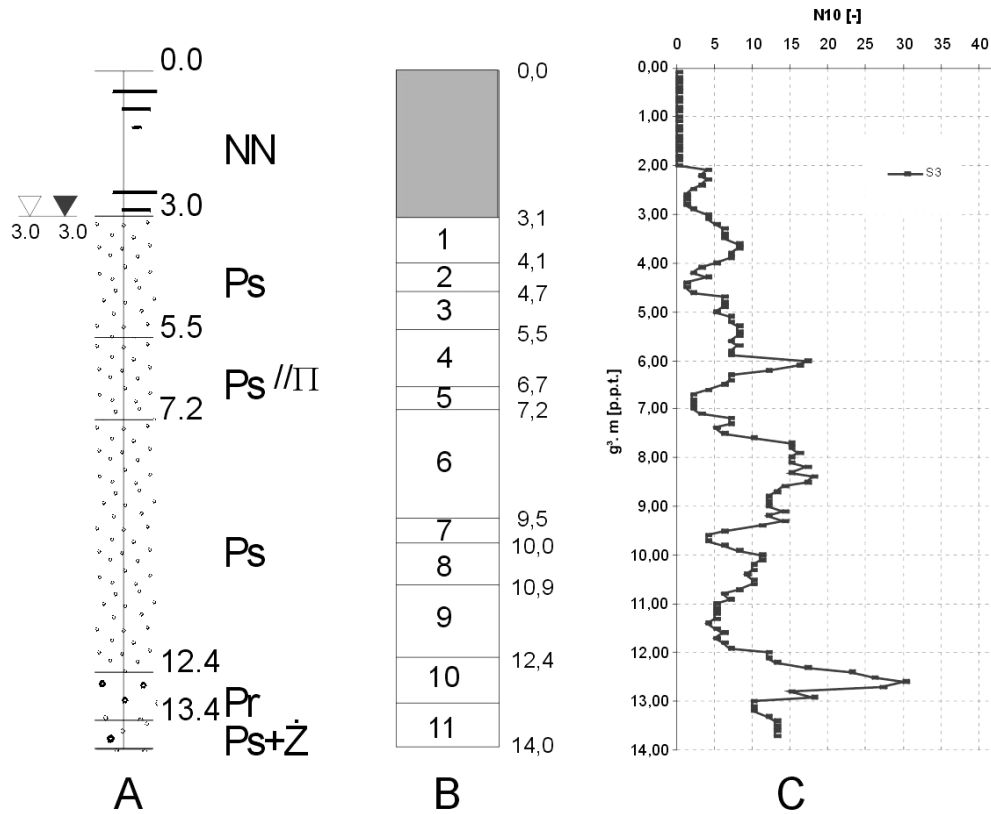
3.2. Statystyczne metody wydzielenia warstw geotechnicznych

Określenie sposobu grupowania w warstwy geotechniczne wyników pomierzonych bezpośrednio w terenie jest istotne, wpływa bowiem na uzyskiwany model geotechniczny. Istotnym zagadnieniem przy określaniu warstw geotechnicznych w podłożu jest rozdzielczość ich wydzielenia, która powinna być uzależniona od rodzaju projektowanej konstrukcji. Dla wielu prostych budowli może wystarczyć uśredniona wartość dla całej warstwy piasków występującej w podłożu, dla budowli złożonych lub pewnych sposobów posadowienia może być konieczne uwzględnianie warstw nawet o niewielkiej miąższości. Podanie jednej metody grupowania danych bez uwzględnienia typu projektowanej konstrukcji nie jest poprawne. Rozdzielczość wydzielenia warstw musi uwzględniać typ projektowanej konstrukcji, a podstawą ich wydzielenia powinna być geneza. W przypadku gruntu o jednakowej granulacji i genezie można dokonać prób opracowania takiej metody.

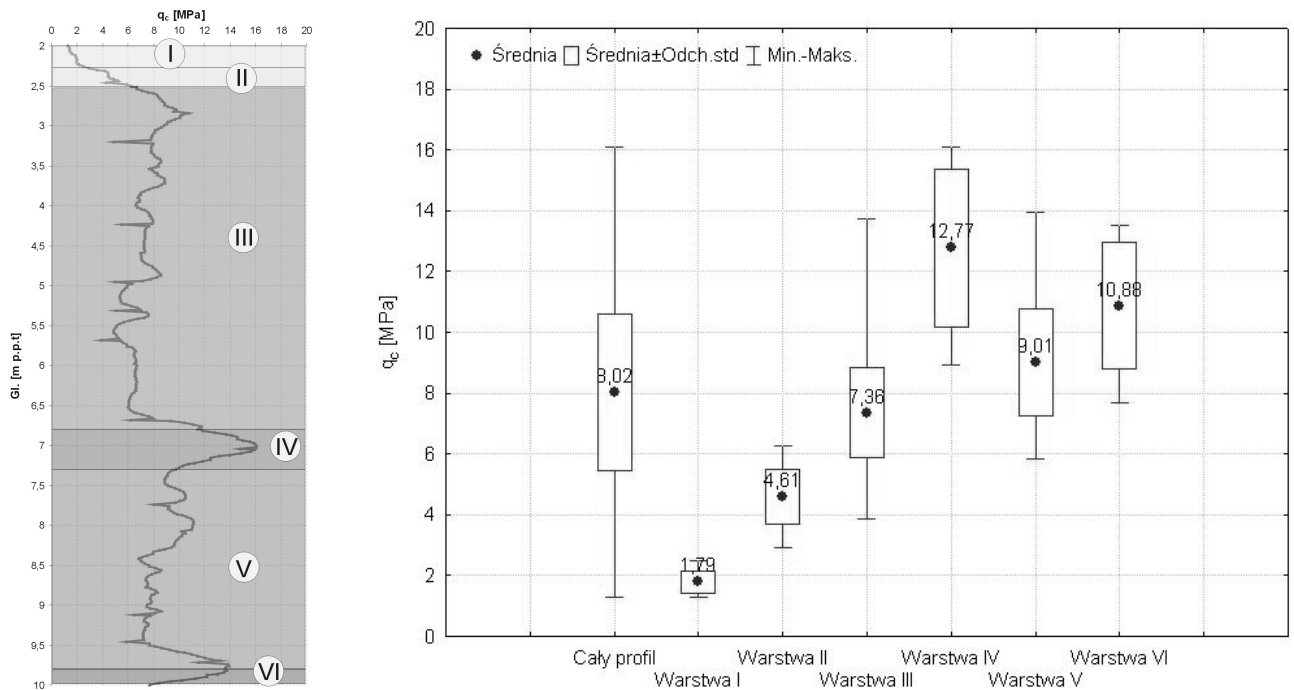
Najczęściej w praktyce stosowaną metodą grupowania danych uzyskanych z sondowań jest metoda „optyczna”, z podaniem wartości średniej arytmetycznej dla wydzielonej warstwy. Średnia arytmetyczna jest jednak „wrażliwa” na wartości odstające lub ekstremalne, które w pierwszym etapie analizy należy wyeliminować, zwłaszcza w przypadku małych zbiorów danych. W przypadku pakietu piaszczystego notuje się dwie tendencje: ujmowanie piasków w jedną warstwę lub – częściej wydzielenie warstw geotechnicznych ściśle według wyników sondowania (rys. 7). Podwyższone wartości N_{10} , związane z przewarstwieniami grubszej frakcji powodują powszechne wydzielenie dużej liczby warstw geotechnicznych. W przykładowej dokumentacji źródłowej 14 metrowy profil został podzielony na 11 (!) warstw geotechnicznych o I_D od 0,42 do 0,82.

Znane są poglądy, że wyjściowy model podłoża składa się z tylu warstw ile jest różnych od siebie pomiarów i odzwierciedla on najdokładniej rzeczywistość (Młynarek i in., 2005). Wyniki wymagają jednak przefiltrowania i pogrupowania uzyskanych danych. Grupowanie wyników może być (i często jest) przeprowadzone makroskopowo metodą „na oko”, polegającą na grupowaniu podobnych wyników. Metoda ta jest obciążona subiektywizmem osoby wykonującej badanie i wymaga dużego doświadczenia. Narzędziem wspomagającym są więc metody statystyczne, czy też sieci neuronowe.

Wydzielenie warstw geotechnicznych z zastosowaniem metod statystycznych (rys. 8) zapewnia powtarzalność ich wydzielenia. Metoda „na oko” nie jest powtarzalna, gdyż nawet ta sama osoba może



Rys. 7. Rzeczywisty przykład wydzielenia warstw geotechnicznych w oparciu o wyniki sondowania dynamicznego w piaskach: A – profil litologiczny z wiercenia, B – podział na warstwy według dokumentacji źródłowej, C – profil sondowania dynamicznego



Rys. 8. Przykład podziału profilu sondowania CPTU na warstwy w oparciu o metody statystyczne (tu z uwzględnieniem wartości odchylenia standardowego) wraz z porównaniem statystyk opisowych dla całego profilu sondowania oraz wydzielonych warstw

zinterpretować profil za każdym razem w inny sposób. Zwłaszcza w przypadku sondowania CPTU, które daje niemalże ciągły profil, postawienie granicy jest bardzo trudne. Niewątpliwie zasadniczym krokiem dla każdej z metod jest eliminacja wartości ekstremalnych i odstających oraz cienkich warstw, z określeniem minimalnej miąższości wydzielen w zależności od sztywności projektowanego układu lub łączenie w większe zespoły w oparciu o wybrane kryteria (na przykład zmienność parametru geotechnicznego) z uwzględnieniem konstrukcji obiektu czy sposobu posadowienia. Z punktu widzenia przydatności, zasadnicze wydaje się zastosowanie tylko tych metod które są możliwe do stosowania w praktyce. W przedstawionym poniżej przykładzie przyjęto dopuszczalną wartość odchylenia standardowego w granicach 20% wartości średniej arytmetycznej zbioru danych.

3.3. Kryteria tworzenia modelu geotechnicznego

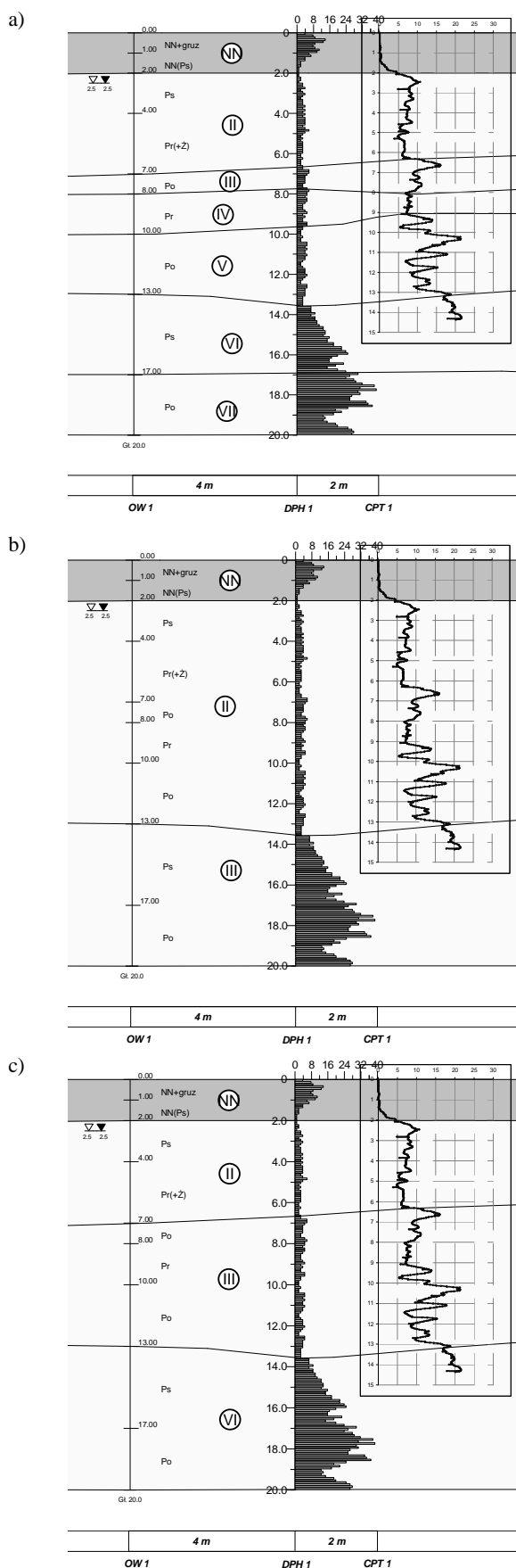
Metody statystyczne i matematyczne nie uwzględniają warunków współpracy obiektu z podłożem. Metody te pozwalają stworzyć powtarzalny model wyjściowy do dalszej generalizacji w oparciu o założone kryterium, które należy dobierać w zależności od rodzaju projektowanego obiektu, rodzaju obciążeń, sposobu posadowienia, itp. W przypadku podłoża zbudowanego z piasków, podziału na warstwy proponuje się dokonywać w oparciu o trzy zasadnicze kryteria, których istotność zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji:

- kryterium uziarnienia, istotne w przypadku obiektów o dużych obciążeniach, zwłaszcza dynamicznych oraz w przypadku fundamentów palowych, ze względu na istotność parametrów nośności (rys. 9a);
- kryterium zagęszczenia, istotne w każdym przypadku posadowienia bezpośredniego (rys. 9b);
- kryterium sztywności, istotne w przypadku obiektów wrażliwych na nierównomierne osiadania, ścian szczelinowych oraz w sąsiedztwie innych obiektów (rys. 9c).

Stosując powyższe kryteria opracowano trzy przekroje geotechniczne (rys. 9), uzyskując od 2 (przy zastosowaniu kryterium zagęszczenia) do 6 (przy zastosowaniu kryterium uziarnienia) warstw geotechnicznych.

Dobór odpowiedniego kryterium musi uwzględniać rodzaj projektowanej konstrukcji i sposób posadowienia, a w ustalaniu modelu należy zawsze określić, jakie kryterium przyjęto i uzasadnić wybór.

Modelem geotechnicznym jest jednak schemat zawierający charakterystykę podłoża (układ warstw opisanych jedną wartością parametru geotechnicznego, uwzględniającą takie czynniki jak: zmienność charakteryzowanego ośrodka, niepewności pomiarów, dokładność rozpoznania) oraz geometrycznie zdeterminowany układ oddziaływań na podłożu od obiektu. Wyniki niektórych obliczeń inżynierskich (na przykład nośności) zależą od ustalonych wydzielen, a jeszcze większą rolę podział na warstwy spełnia przy



Rys. 9. Przekroje geotechniczne opracowane w oparciu o trzy kryteria: a) kryterium uziarnienia, b) kryterium zagęszczenia, c) kryterium sztywności

rozwiązywaniu na przykład problemów wzmocnienia podłoża. Podział sugeruje głębokość wzmocnień, przyjęcie długości pali czy innych metod zabezpieczeń. Ponieważ jest to sfera zagadnień subiektywnych uzyskiwane są różne rozwiązania. Dążenie do minimalizacji ryzyka i obiektywizacji rozwiązań geotechnicznych powoduje, że w przyszłości można spodziewać się opracowania algorytmów, które prowadzić będą do bardziej jednoznacznych rozwiązań inżynierskich.

Tymczasem w celu optymalizacji posadowienia, przy możliwie jak największym wykorzystaniu właściwości podłoża, niezbędny jest dobór metody badawczej dostosowanej do zakresu odkształceń projektowanej konstrukcji. Lepsze, dokładniejsze badania dostosowane do zakresu obciążeń i zachowania obiektu pozwalają na wybór właściwszego, tańszego rozwiązania posadowienia. Dziś różnice w rozwiązaniach są znaczne, co potwierdził eksperyment grupy zaangażowanej w tworzenie Eurokodu 7, kiedy opracowano zestaw zadań geotechnicznych do rozwiązania przez zespoły poszczególnych krajów Unii Europejskiej. W żadnym z zadań nie uzyskano identycznego rozwiązania.

4. Podsumowanie

W artykule zaprezentowano możliwości obiektywizacji wydzielenia warstw geotechnicznych w piaskach rzecznych z zastosowaniem metod statystycznych – w pewnym stopniu zautomatyzowanych oraz metod subiektywnych, opartych o wybrane kryteria. Na podstawie analizy możliwości ich praktycznego zastosowania stwierdzono, że metody oparte na zautomatyzowanych algorytmach (na przykład sieci neuronowe) są zbyt złożone do stosowania w praktyce. Zaproponowano trzy kryteria podziału na warstwy geotechniczne: kryterium uziarnienia, zagęszczenia i sztywności.

Zadawające rozwiązania projektowe wymagają pełnej współpracy geologa inżynierskiego, geotechnika i projektanta na każdym etapie projektowania geotechnicznego. Pozwala to zminimalizować ilość błędów na etapie programowania badań (znajomość stopnia złożoności warunków gruntowych), wyboru korelacji (zależności regionalne) oraz ustalenia wartości charakterystycznej z uwzględnieniem zmienności ośrodka.

Literatura

- Allen J. R. L. (1977). Fizyczne procesy sedymentacji. PWN, Warszawa.
- Baecher G. B., Christian J. T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. Wiley, Chichester.
- Bażyński J., Frankowski Z. (1985). Natural compaction of sands as a function of their genesis. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No. 32, 3-10.
- Biernatowski K. (1984). Kryteria statystyczne charakterystyki geotechnicznej podłoża gruntowego. W: *materiały Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Poznań, 139-144.
- Borowczyk M., Frankowski Z. (1981). An improvement in dynamic and static sounding results interpretation. W: *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 2.
- Falkowski T., Górka M. (2009). Struktury sedymentacyjne współczesnych osadów rzecznych i ich przydatność w projektach zagospodarowania dolin na Niżu Polskim. *Nauka Przyroda Technologie*, t. 3, z. 3, 1-8.
- Giżyński T. (1999). Określanie parametrów geotechnicznych gruntów niespoistych na podstawie sondowań sondą dynamiczną ciężką SD-50. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1/1999, 21-27.
- Giżyński T., Zadroga B. (2001). Zastosowanie sondowań dynamicznych do oceny nośności niespoistego podłoża gruntowego obciążonego fundamentem bezpośrednim lub na palach. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 2/2001, 76-82.
- Huber M., Moellmann A., Bardossy A., Vermeer P. A. (2009). Contributions to probabilistic soil modelling. W: *Proc. of the 7th International Probabilistic Workshop*, Delft, 1-12. Science Society of America Journal, Vol. 69, s: 1-14.
- Jaksa M. B., Yeong K., S., Wong K. T., Lee S. L. (2004). Horizontal spatial variability of elastic modulus in sand from the dilatometer. W: *Proc. of 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland, 289-294.
- Lee I. K., White W., Ingles O. G. (1983). Geotechnical Engineering. Pitman, Boston-London-Melbourne-Toronto.
- Lunne T., Christophersen H. P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. W: *Proc. of the Offshore Technology Conference*, Richardson, Paper No. 4464.
- Lunne T., Robertson P. K., Powell J. J. M. (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice. *Blackie Academic & Professional*.
- Meyerhoff G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. W: *Proc. of the 11th Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102 (GT3), 197-228.
- Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., Wołyński W. (2005). Wykorzystanie statystycznej analizy danych do wydzielenia geotechnicznych warstw podłoża budowlanego. *Geoinżynieria i Tunelowanie*, Vol. 2., No. 5, 14-17.
- Ovesen N. K. (1995). Eurocode 7 for geotechnical design. W: *Proceedings of Bengt V. Broms Symposium on Geotechnical Engineering*, Singapore, 1.
- Priebe-Piechowska M. (1993). Rozkład uziarnienia a ściśliwość piasków. W: *Mat. Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Warszawa 1993, Tom II, 177-181.
- Przewłócki J. (1998). Losowość w wybranych zagadnieniach mechaniki gruntów. Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 25, *Instytut Budownictwa Wodnego PAN*.
- Robertson P. K., Campanella R. G. (1983). Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 718-733.
- Samui P., Sitharam T. G. (2010). Site Characterization Model Using Artificial Neural Network and Kriging. *International Journal Of Geomechanics*, 9/10, 171-180.
- Sawicki A. (2003). O modelowaniu ośrodków rozdrobnionych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3-4/2003, 184-190
- Schmertmann J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test, performance and design. *US Federal Highway Administration*, Report FHWA-TS-78-209, 145.

- Schneider H. R. (1997). Definition and determination of characteristic soil properties. W: *Proc. of 14th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. IV, 2271-2274.
- Senneset K., Janbu N. (1985). Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. *Strength Testing of Marine Sediments; Laboratory and In Situ Measurements*. Symposium, San Diego, 1984, *ASTM Special technical publication*, STP 883, 41-54.
- Shahin M. A., Jaksa M. B., Maier H. R. (2001). Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Australian Geomechanics*, 1, 49:62
- Stenzel G., Melzer K. J. (1978). Bodenuntersuchungen durch Sondierungen nach DIN 4094. *Tiefbau-Ingenieurbau-Strassenbau*, 3-4 (20), 155-160, 240-244.
- Sokołowska M. (2010). Zmienność stopnia zagęszczenia w profilach aluwii na przykładzie doliny Sierpicy. *Prace Instytutu Techniki Budowlanej – Kwartalnik*, nr 4 (156), 3-13.
- Sokołowska M. (2011). Ocena właściwości geotechnicznych gruntów aluwialnych jako podłoża budowlanego. Praca doktorska, *Archiwum ITB*.
- Sulewska M. J. (2009). Sztuczne sieci neuronowe do interpretacji wyników kontroli zagęszczenia gruntów. *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2009, 166-168.
- Uzielli M. (2008). Statistical analysis of geotechnical data. W: Huang A., Mayne P. W. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, 173-193.
- Wysokiński L. (2007). Dokładność dokumentowania geotechnicznego. *Geologos*, 11, 311-320.
- Yoon G. L., Yoon Y. W., Kim H. Y. (2010). Determination of geotechnical characteristic values of marine clay. *Georisk*, Vol. 4, No 1, 51-61.

GEOTECHNICAL SUBSOIL MODEL IN ALUVIAL SANDS

Abstract: Sands are considered as a good material for foundation purposes but construction sites located in river valleys require detailed site recognition. Young deposits of Holocene age are characterised by wide spatial variability of compaction. In practice, there are no strict criteria of geotechnical layers determination. Recently, the geotechnical layers has been distinguished on the basis of lithology recorded in drillings and laboratory tests of particle size distribution. Now due to common usage of different penetrometers for site characterization the large number of data is obtained. The records are often automatic and the frequency is very high (1-2 cm). This is why the data obtained from the penetrometer should be analysed and put into groups. The chosen system of data clustering has a significant influence on geotechnical model. In the article three criteria of geotechnical layer determination are given. Their significance depends on the type of the construction and foundation design: graining, compaction and stiffness.

Artykuł powstał w oparciu o wyniki badań własnych w ramach pracy doktorskiej „Ocena właściwości geotechnicznych gruntów aluwialnych jako podłoża budowlanego”, opracowanej w Instytucie Techniki Budowlanej pod kierunkiem naukowym prof. dr. hab. inż. Lecha Wysokińskiego.

WPLYW WARUNKÓW KONTAKTU POMIĘDZY STUDNIĄ STARTOWĄ DO MIKROTUNELOWANIA I GRUNTEM NA NOŚNOŚĆ GRANICZNĄ PODŁOŻA

Waldemar St. SZAJNA*

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Uniwersytet Zielonogórski, ul. Prof. Z. Szafrana 1, 65-516 Zielona Góra

Streszczenie: W pracy analizuje się nośność graniczną podłoża gruntowego, w którym osadzona jest cylindryczna, żelbetowa studnia startowa, obciążona poziomą siłą wywołaną mikrotunelowaniem. Zadanie sformułowane w kategoriach metody elementów skończonych. Omówiono poszczególne składowe modelu numerycznego: model konstrukcji studni, model podłoża gruntowego oraz model warunków kontaktu studni i podłoża. Przyjęto sprężysto-plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Treski. Rozważano jedynie przypadek obciążenia bez drenażu. Skoncentrowano się na analizie wpływu modelu kontaktu na uzyskane wyniki nośności granicznej. Wzięto pod uwagę dwa modele kontaktu: pełen kontakt oraz kontakt z tarciami (przy różnych wartościach współczynnika tarcia) i więzach jednostronnych pomiędzy konstrukcją a podłożem. Przyjęcie najprostszego modelu – pełnego kontaktu – powoduje znaczne zawyżenie nośności granicznej układu i zaniżenie wartości przemieszczeń studni w stosunku do rozwiązań dla modelu z więzami jednostronnymi.

Słowa kluczowe: nośność graniczna, mikrotunelowanie, studnia startowa, MES, warunki kontaktu.

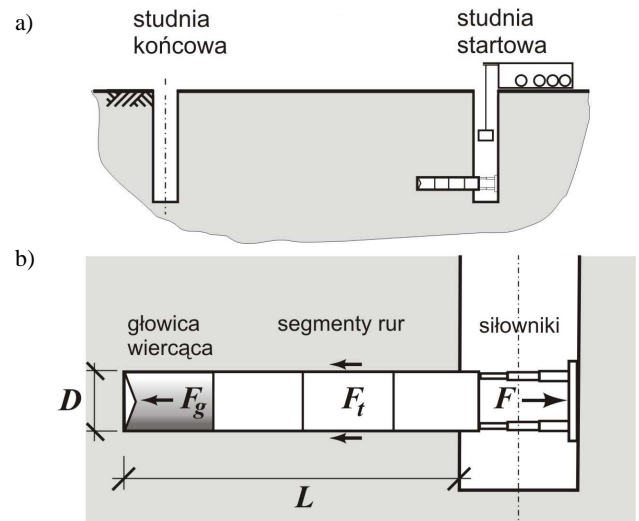
1. Wprowadzenie

Realizacja sieci gazowych, wodociągowych lub kanalizacyjnych metodami bezwykopowymi, staje się powszechna w centrach miast, gdzie stosowanie tradycyjnych metod budowy wiąże się z niszczeniem istniejącej infrastruktury i dużymi utrudnieniami komunikacyjnymi. Podział i charakterystykę poszczególnych metod bezwykopowych można znaleźć w pracy Madryasa i in. (2006). Jedną z technologii bezwykopowych jest metoda mikrotunelowania, w której głowica wiercąca przeciskana jest od wykopu startowego do wykopu końcowego (rys. 1a). W przypadku rurociągów kanalizacyjnych, wykop startowy może być wykonywany w formie studni żelbetowej, którą na koniec budowy łatwo jest przekształcić w studnię rewizyjną. Podczas mikrotunelowania studnia startowa poddawana jest dużym obciążeniom poziomym – reakcjom siłowników przeciskających rurociąg wraz z głowicą (rys. 1b).

Reakcję siłowników F stanowiącą obciążenie studni startowej można wyrazić wzorem

$$F = F_g + F_t = F_g + \pi D \int_0^L \tau dx \quad (1)$$

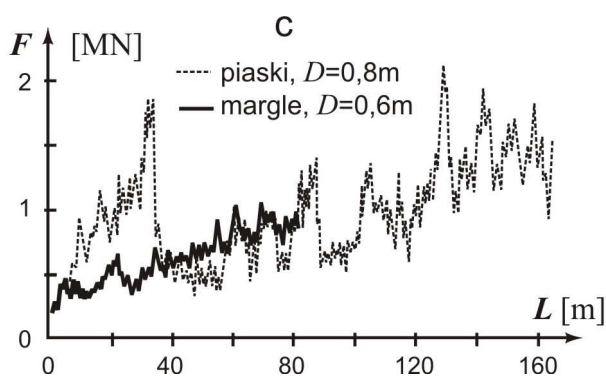
gdzie: F_g jest siłą równoważącą opory wiercenia głowicy, F_t jest siłą równoważącą opory tarcia τ na poboczniczy rurociągu, D jest średnicą rur, a L jest aktualną długością odcinka rurociągu.



Rys. 1. Schemat mikrotunelowania: a) studnia startowa i końcowa, b) głowica wiercąca i fragment studni startowej w powiększeniu oraz siły działające na elementy układu

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: W.Szajna@ib.uz.zgora.pl

Aby przedstawić charakter obciążeń działających na studnię, na rysunku 2 pokazano wartości reakcji siłowników zarejestrowane podczas drążenia dwóch rurociągów kanalizacyjnych: pierwszego o średnicy $D = 0,6$ m, na głębokości około 5,5 m, w marglach pylastych oraz drugiego o średnicy $D = 0,8$ m, na głębokości około 5,8 m, w piaskach drobnych. Wykresy naszkicowano na podstawie pomiarów zamieszczonych w pracy Pellet-Beaucour i Kastnera (2002). Ze względu na naturalną zmienność cech gruntu, krzywe mają charakter oscylujący. Średnie wartości siły wzrastają wraz z przyrostem długości wykonanego rurociągu, co wiąże się ze wzrostu drugiego składnika we wzorze (1). W gruntach drobnoziarnistych o małych zdolnościach filtracyjnych, obciążenie takie będzie miało charakter oddziaływania bez drenażu.



Rys. 2. Poglądowe wykresy reakcji siłowników – wykonano na podstawie pracy Pellet-Beaucour i Kastnera (2002)

Technologie mikrotunelowania są złożone a ich efektywne stosowanie zależy jest od wiarygodności przewidywań projektowych, w tym rzetelności danych projektowych. Głównym czynnikiem ryzyka jest niewłaściwe rozpoznanie geotechniczne zarówno na trasie rurociągu, jak i w sąsiedztwie studni. Zdaniem Wilkinsona (1999) warunki gruntowe decydują o doborze głowicy wierzącej, maksymalnych długościach poszczególnych odcinków rurociągu, doborze siłowników, o wielkości obciążeń działających na studnie startowe i stateczności tych studni pod obciążeniem. Błędy w rozpoznaniu podłoża mogą skutkować bardzo kosztownymi zmianami projektu w trakcie wykonywania robót, takimi jak: konieczność wymiany głowicy, konieczność wykonania nieplanowanej wcześniej studni pośredniej, czy też konieczność wzmocnienia przeciążonej studni startowej lub wzmocnienia naruszonego gruntu w jej sąsiedztwie.

Studnie startowe są konstrukcjami, w których obciążenia na etapie projektowania określone są jedynie w sposób bardzo przybliżony. W tym kontekście ważne jest, aby w sposób możliwie realny oszacować nośność elementów układu studnia – podłoża. Aby to uczynić konieczne jest przygotowanie poprawnych modeli obliczeniowych zadania.

Studnia poddana obciążeniom siłowników hydraulicznych stanowi zagadnienie współdziałania budowli i podłoża. Model obliczeniowy takiego układu składa się z modelu konstrukcji, modelu podłoża gruntowego i modelu warunków kontaktu pomiędzy tymi

podukładami, przy czym model konstytutywny gruntu i warunki na styku studni i podłoża odgrywają rolę pierwszoplanową.

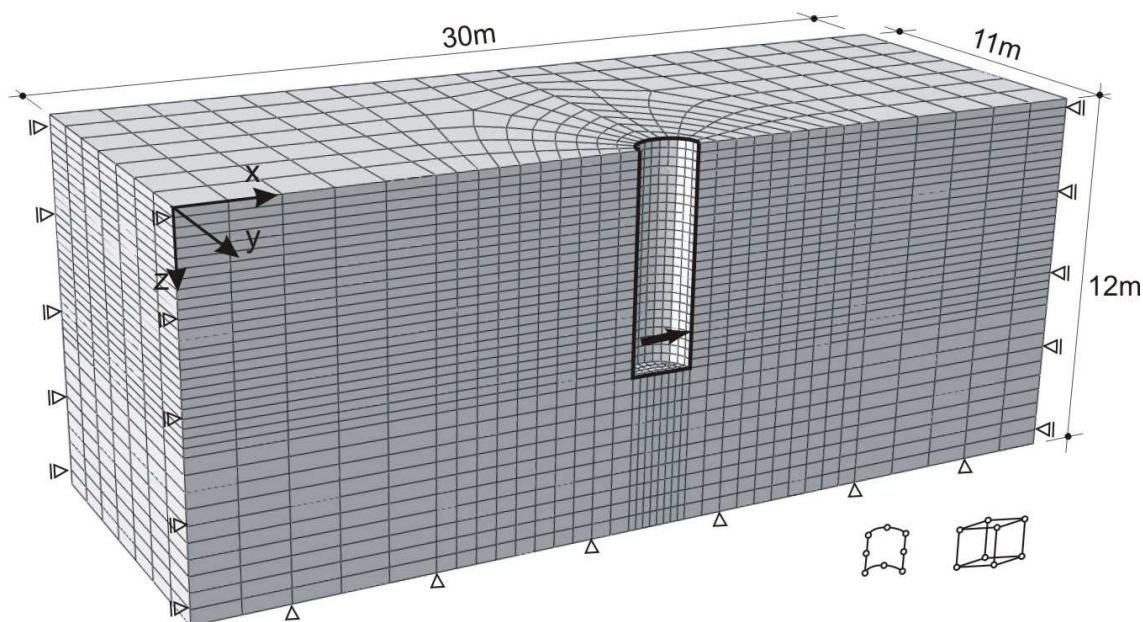
Stateczność wykopu startowego do mikrotunelowania analizowano w kilku pracach. Choobbasti i in. (2008) badali współdziałanie z gruntem stalowej obudowy prostokątnego w rzucie poziomym wykopu startowego, poddanego horyzontalnym reakcjom siłownika. Przyjęto założenie płaskiego stanu odkształcenia redukujące znacznie wymiar zadania. Ze względu na duże deformacje obudowy, w obszarze oddziaływań siłownika analizowano wpływ (na przemieszczenia układu) dodatkowego bloku oporowego za ścianą obudowy.

Szajna i Malinowski (2012) przedstawili przestrzenny model MES współdziałania cylindrycznej, żelbetowej studni startowej z podłożem sprężystym. Na styku konstrukcji i podłoża przyjęto kontakt bez tarcia. Model pozwala na wyznaczanie sił wewnętrznych w konstrukcji studni i projektowanie jej zbrojenia. W pracy przedstawiono także prętowy model studni w podłożu Winklera, redukujący o kilka rzędów wymiar zadania. Parametry sztywności podłoża w obu modelach wyznaczono na podstawie badań dylatometrycznych. Otrzymano dużą zgodność przemieszczeń konstrukcji przestrzennej i prętowej.

W niniejszej pracy poszukuje się odpowiedzi na pytania: przy jakich obciążeniach poziomych siłownika układ utraci stateczność ze względu na wyczerpanie nośności podłoża i jaki jest wpływ warunków kontaktu na uzyskane wartości nośności granicznej. Na tym etapie badań model konstrukcji studni traktuje się w sposób bardzo przybliżony, przyjmując liniowo-sprężyste związki fizyczne dla materiału, z którego wykonana jest studnia.

2. Opis modelu numerycznego

Zadanie współdziałania cylindrycznej studni startowej z podłożem gruntowym sformułowano w kategoriach metody elementów skończonych, a obliczenia wykonano w systemie Abaqus. Analizowana jest studnia o średnicy 2,0 m, głębokości 7,0 m i o grubości ścianek bocznych oraz dna 0,15 m. Zakłada się, że poszczególne kręgi studni połączone są ze sobą w sposób monolityczny. Z podłoża, w którym osadzona jest studnia, wyodrębniono bryłę gruntu o długości 30 m w kierunku x , szerokości 22 m w kierunku y i miąższości 12 m w kierunku z . Studnia obciążona jest siłą poziomą w płaszczyźnie xz , działającą na głębokości 5,6 m od powierzchni terenu. Siła ta przekazywana jest w formie obciążenia rozłożonego działającego na powierzchnię 1 m^2 , środek tej powierzchni usytuowany jest na wymienionej wyżej głębokości. Przyjęto, że siła działa w sposób *quasi* statyczny. Ze względu na symetrię podłużną zadania, analizowana jest połowa bryły podłoża i połowa studni, pokazane na rysunku 3.



Rys. 3. Dyskretyzacja podłoża i studni startowej, zastosowane elementy skończone, warunki brzegowe i obciążenie studni

Do modelowania studni użyto 330 ośmiowzłowych elementów powłokowych całkowanych w sposób zredukowany, zaś do dyskretyzacji podłoża zastosowano około 8000 ośmiowzłowych elementów przestrzennych o trzech stopniach swobody w węzle. Wprawdzie bardzo dobrym elementem do modelowania sprężysto-plastycznego podłoża jest dwudziestowzłowy przestrzenny element skończony, jednakże nie nadaje się on do rozwiązywania zagadnień kontaktowych (siły statycznie równoważne równomiernemu ścisnaniu mają w sąsiednich węzłach płaszczyzny obciążenia wzajemnie różne znaki – w węzłach pośrednich ściskanie, a w węzłach narożnych rozciąganie).

Łącznie liczba stopni swobody zadania przekracza 24000. Na rysunku 3 pokazano dyskretyzację zadania, obydwa rodzaje zastosowanych elementów skończonych, obciążenie oraz w sposób schematyczny przedstawiono warunki brzegowe na zewnętrznych powierzchniach bryły podłoża. Dodatkowo, w płaszczyźnie symetrii xz ograniczono przemieszczenia węzłów w kierunku osi y oraz obroty węzłów elementów powłokowych względem osi x i z .

Zakłada się, że podłoże jest jednorodne i ma na tyle małe zdolności filtracyjne, że horyzontalna reakcja siłownika stanowi obciążenie bez drenażu. W tej sytuacji, do wyznaczenia nośności granicznej podłoża, przyjęto sprężysto-plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Treski:

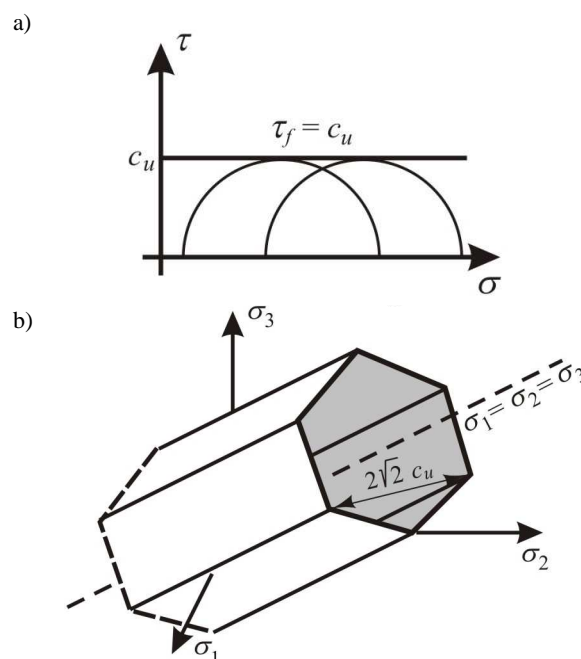
$$|\sigma_i - \sigma_j| = 2c_u \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (2)$$

gdzie c_u jest wytrzymałością na ścinanie w warunkach obciążenia bez drenażu.

Ze względu na anizotropię wytrzymałości gruntu, wartości c_u wyznaczone dla tego samego gruntu przy różnych ścieżkach naprężenia mogą się różnić o ponad 100% (Jamiołkowski i in., 1985). Wartość powyższego parametru powinna być zatem wyznaczona przy ścieżce

odpowiadającej oddziaływaniu studni na podłoże. W badaniu trójosiowym bez drenażu, test powinien być wykonany przy wzroście składowej horyzontalnej naprężenia.

Rysunek 4 przedstawia hipotezę Treski w badaniach trójosiowych w układzie σ - τ oraz w przestrzeni naprężeń głównych. Na każdym rysunku zaznaczono parametr c_u . Wewnątrz powierzchni plastyczności utworzonej przez pobocznice graniastosłupa o podstawie sześcioboku foremnego, zakłada się liniowo-sprężyste zachowanie gruntu określone parametrami: E_u – moduł Younga bez drenażu, ν_u – współczynnik Poissona w warunkach bez drenażu.

Rys. 4. Hipoteza Treski: a) w układzie σ - τ , b) w przestrzeni naprężeń głównych

W zakresie sprężystym przyjęto następujące wartości parametrów modelu konstytutywnego gruntu: $E_u = 30$ MPa, $\nu_u = 0,49999$, $c_u = 50$ kPa. Dla betonu, z którego wykonana jest studnia, przyjęto model liniowo-sprężysty o parametrach: $E = 30$ GPa, $\nu = 0,2$ w całym zakresie obciążeń.

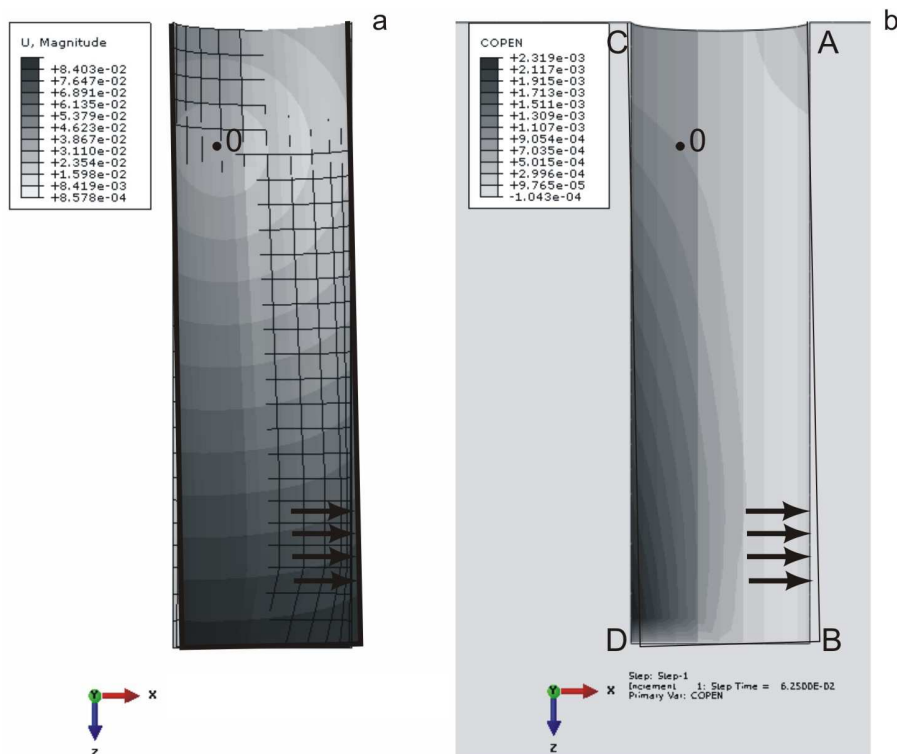
Drugim ważnym elementem modelu zadania są warunki kontaktu studni z otaczającym podłożem. Przyjęto dwa modele kontaktu: prostszy, dostępny we wszystkich programach MES, zapewniający pełną zgodność przemieszczeń translacyjnych w węzłach na styku powłoki i gruntu oraz bardziej realistyczny, uwzględniający kontakt z tarciem Coulomba dla kierunków stycznych i więzy jednostronne dla kierunków normalnych do powierzchni styku. W modelu tarcia Coulomba zakłada się, że wzajemny poślizg powierzchni nie nastąpi, gdy wypadkowa naprężeń stycznych $\tau < \tau_{slip} = \mu \cdot p$, gdzie μ jest współczynnikiem tarcia, zaś p normalnym naprężeniem kontaktowym. Analizy wykonano przy dwóch znacznie różniących się od siebie wartościach współczynnika: $\mu = 0,1$ oraz $\mu = 0,5$.

Więzy jednostronne dla kontaktu normalnego realizowane są z wykorzystaniem podejścia *master-slave* oraz procedury przyrostowo-iteracyjnej. Na danym przyroście obciążenia, w procedurze iteracyjnej badane są naprężenia kontaktowe p oraz penetracja (zagłębienie) h powierzchni *master* w powierzchnię *slave*. Gdy naprężenie $p < 0$ więzy na powierzchniach styku są zwalniane i może nastąpić ich separacja, gdy zaś $h > 0$ więzy są uaktywniane w celu usunięcia nachodzenia się materiału.

Ze względu na nieliniowość problemu wywołaną warunkami kontaktu stycznego oraz dużymi przemieszczeniami (duże gradienty przemieszczeń, małe odkształcenia), globalna macierz sztywności układu jest niesymetryczna. Wymaga to zastosowania odpowiedniej procedury rozwiązującej układ równań równowagi zadania. Iteracyjna procedura ustalania powierzchni kontaktu studni i podłoża, nieliniowość geometryczna oraz sprężysto-plastyczne związki konstytutywne dla gruntu powodują, że rozwiązanie zadania na komputerze osobistym, przy umiarkowanej jego wielkości (ponad 24 tysięcy stopni swobody) jest bardzo czasochłonne.

3. Analizy

Zaprezentowane poniżej przykłady różnią się pomiędzy sobą warunkami kontaktu pomiędzy studnią i podłożem. W pierwszym przykładzie przyjęto kontakt z więzami jednostronnymi i współczynnikiem tarcia wynoszącym $\mu = 0,1$. Ze względu na dużą sztywność studni w stosunku do sztywności podłoża, wzrost obciążenia wywołany reakcją siłowników powoduje jej obrót niemal jak bryły sztywnej (rys. 5a). Oś obrotu jest równoległa do osi y układu współrzędnych i usytuowana jest w górnej części studni. Orientacyjny ślad tej osi oznaczono nad punktem 0. Warstwice przemieszczeń rozchodzą się koncentrycznie wokół punktu, a maksymalne przemieszczenia poziome podstawy studni tuż przed utratą nośności ($F_{ult} = 2857$ kN) wynoszą niespełna 8,5 cm.



Rys. 5. Deformacje studni – model $\mu = 0,1$: a) warstwice przemieszczeń nałożone na konfigurację początkową układu przy obciążeniu granicznym $F_{ult} = 2857$ kN, b) warstwice szerokości szczeliny przy obciążeniu $F = 625$ kN

W wyniku takiego charakteru deformacji, już przy niewielkich obciążeniach, następuje utrata kontaktu w dolnej części studni, na krawędzi C-D przekroju oznaczonego na rysunku 5b. Największa szczelina powstaje w sąsiedztwie punktu D i przy obciążeniu $F = 625$ kN wynosi 2,3 mm. Na przeciwległej krawędzi przekroju A-B, w pobliżu punktu A, także powstaje szczelina w wyniku przemieszczania się górnej krawędzi studni w kierunku przeciwnym do kierunku obciążenia. W rozpatrywanym przekroju, studnia traci kontakt z podłożem na odcinku A-B powyżej punktu 0 i na odcinku C-D poniżej tego punktu.

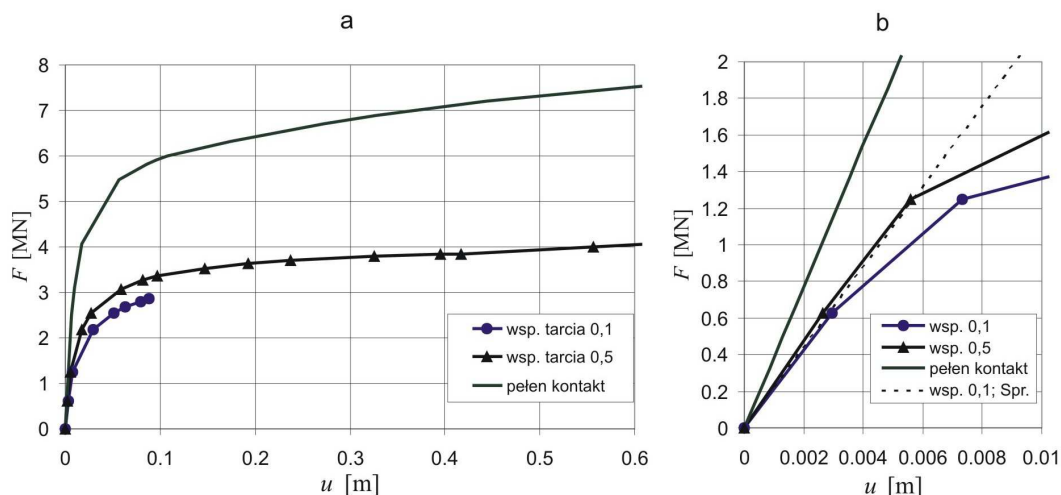
Na powierzchniach utraty kontaktu naprężenia są zerowe i koncentrują się na powierzchniach, gdzie występuje kontakt pomiędzy konstrukcją i gruntem. Oznacza to, że taki charakter oddziaływania studni na podłoże, diametralnie różni się od wyników uzyskiwanych dla modeli, w których zakłada się pełen kontakt na całej pobocznicy i podstawie studni.

W celu porównania jaki jest wpływ warunków kontaktu na deformacje studni pod obciążeniem, na rysunku 6 pokazano przemieszczenia poziome punktu B (rys. 5b), znajdującego się przy podstawie studni, w funkcji obciążenia F . Rysunek 6a przedstawia pełen zakres zmian obciążenia, rysunek 6b przeskalowano tak, aby pokazać przemieszczenia studni w zakresie małych wartości obciążeń.

Na rysunku 6a zamieszczono wyniki trzech analiz, w każdej z nich przyjęto model Treski dla podłoża. Krzywą ze znacznikiem kołowym oznaczono wyniki uzyskane dla studni, dla której na powierzchni kontaktu przyjęto więzy jednostronne i współczynnik tarcia $\mu = 0,1$. Uzyskana wartość nośności granicznej gruntu wynosi $F_{ult} = 2,857$ MN, odpowiadają jej przemieszczenia poziome punktu B wynoszące $u = 8,41$ cm. Kolejna krzywa, oznaczona znacznikiem trójkątnym, odnosi się do przypadku, w którym zwiększono jedynie współczynnik tarcia do wartości $\mu = 0,5$. W tym rozwiązaniu początkowy fragment krzywej (w zakresie $u < 0,1$ m) ma podobny kształt jak w rozwiązaniu pierwszym, jednakże poszczególnym przyrostom obciążenia

odpowiadają znacznie mniejsze wartości przemieszczeń. Model wykazuje większą sztywność i nośność. Dalsze przyrosty obciążenia powodują przyrosty przemieszczeń, ale zachowanie się układu wydaje się odmienne w stosunku do przykładu pierwszego. Na krzywej występuje długa „półka plastyczna”. Uzyskana w obliczeniach nośność graniczna wyniosła 4,3 MN, jednakże wartość ta nie jest wiarygodna i wymaga dodatkowych wyjaśnień, do których powrócimy w dalszej części pracy. Górna krzywa na rysunku 6a (bez dodatkowych znaczników) opisuje zachowanie się konstrukcji, w której przyjęto pełen kontakt (warunki zgodności przemieszczeń) pomiędzy studnią i podłożem. Układ ma znaczną sztywność, przemieszczenia odpowiadające przyrostom obciążenia są mniejsze niż w obu poprzednich przypadkach, a załamanie krzywej występuje przy obciążeniu przekraczającym 4 MN. Wzrosty obciążenia nawet powyżej 7 MN powodują kolejne przyrosty przemieszczeń i nośność nie jest wyczerpana.

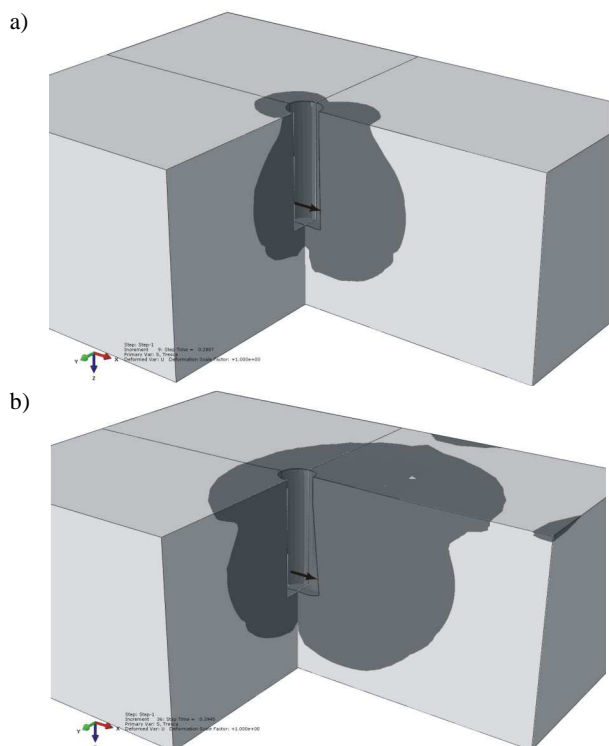
Ponieważ na rysunku 6a, w zakresie małych przemieszczeń wszystkie trzy krzywe niemal się pokrywają, rysunek 6b przeskalowano tak, aby pokazać różnice pomiędzy wynikami. Zachowano oznaczenia linii jak na poprzednim rysunku, dodając rozwiązanie uzyskane dla liniowo-sprężystego modelu podłoża, więzów jednostronnych i współczynnika tarcia $\mu = 0,1$, które oznaczono linią przerywaną. Porównanie linii ze znacznikami kołowymi i linii przerywanej pokazuje wpływ modelu podłoża gruntowego na przemieszczenia. Linie znacznie się rozchodzą przy obciążeniach przekraczających 0,6 MN. Porównanie linii ze znacznikami kołowymi z linią oznaczoną trójkątami, przedstawia wpływ wartości współczynnika tarcia na uzyskane przemieszczenia. Także i w tym przypadku różnice wyników są wyraźne po przekroczeniu obciążeń 0,6 MN. Rozwiązanie uzyskane przy więzach dwustronnych (linia ciągła bez znaczników) znacznie odstaje od pozostałych krzywych i zaniżenie wartości przemieszczeń widoczne są nawet przy bardzo małych obciążeniach.



Rys. 6. Przemieszczenia poziome dolnej krawędzi studni w funkcji obciążenia, przy różnych warunkach kontaktu: a) w całym zakresie obciążeń, b) w zakresie małych obciążeń (linią przerywaną oznaczono rozwiązanie dla podłoża sprężystego)

W celu wyjaśnienia różnic w zachowaniu się modeli pokazanych na rysunku 6a – modelu ze współczynnikiem tarcia $\mu = 0,1$ oraz modelu ze współczynnikiem $\mu = 0,5$, który charakteryzuje się długą półką plastyczną – konieczne jest przeanalizowanie stanów naprężenia w bryle podłoża. Na rysunku 7a przedstawiono strefę uplastycznienia gruntu w chwili wyczerpania nośności modelu o współczynniku $\mu = 0,1$. Strefa ta rozwinęła się intensywnie w podłożu w rejonie dolnej części studni, przed ścianką, na którą działa siła. Niewielka strefa uplastycznienia powstaje także w rejonie górnej krawędzi studni, za tylną ścianką, gdzie obracająca się studnia napiera na podłoże. Cała strefa uplastycznienia oddalona jest od płaszczyzn zewnętrznych bryły podłoża, gdzie narzucono przemieszczeniowe warunki brzegowe.

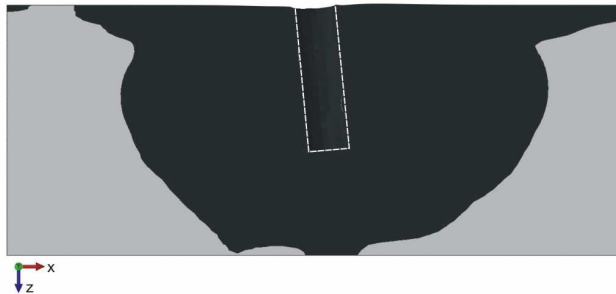
W przypadku modelu o współczynniku tarcia $\mu = 0,5$, większa sztywność układu umożliwia przenoszenie większych obciążeń, te zaś powodują większą propagację strefy uplastycznienia w kierunku płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Na rysunku 7b widać jak strefa uplastycznienia rozwija się na krawędziach bryły podłoża i w następnym przyroście obciążenia połączy się ze strefą główną. W takiej sytuacji więzy zewnętrzne uczestniczą w przenoszeniu naprężeń uplastyczniających, a wyznaczona nośność graniczna jest zawyżona. Bryła podłoża jest zbyt mała, aby przy tej wartości współczynnika tarcia w sposób właściwy opisać zagadnienie współdziałania studni z otaczającym gruntem i poprawnie wyznaczyć wartość nośności granicznej.



Rys. 7. Strefy uplastycznienia gruntu w otoczeniu studni: a) model $\mu = 0,1$, $F_{ult} = 2,86$ MN; b) model $\mu = 0,5$, $F = 3,94$ MN

W przypadku modelu z więzami dwustronnymi – krzywa bez dodatkowych znaczników na rysunku 6a –

zachodzi podobne zjawisko jak w modelu z tarcie $\mu = 0,5$. Strefa uplastycznienia sięga do wszystkich płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Rysunek 8 przedstawia widok w płaszczyźnie $x-z$ omawianego przypadku. Ze względu na przyjęty model kontaktu (więzy dwustronne), strefa uplastycznienia wykazuje pewną symetrię względem osi pionowej studni.



Rys. 8. Uplastycznienie gruntu w otoczeniu studni w modelu z pełnymi więzami

4. Podsumowanie i wnioski

W pracy przedstawiono numeryczny model współdziałania cylindrycznej studni startowej do mikrotunelowania z podłożem gruntowym. W trakcie drążenia tunelu reakcje siłowników generują na podłożu, za pośrednictwem dolnej części studni, duże i trudne do określenia *a priori* wartości obciążeń poziomych. Istotne w takiej sytuacji stają się pytania: przy jakich obciążeniach układ może ulec zniszczeniu w wyniku wyczerpania nośności podłoża oraz jaki jest wpływ warunków kontaktu pomiędzy konstrukcją i gruntem na wartość nośności granicznej.

Do określenia nośności podłoża przygotowano model numeryczny, w którym użyto sprężysto-plastycznych związków konstytutywnych dla gruntu, z warunkiem plastyczności Treski i rozważano jedynie przypadek obciążenia bez drenażu. Właściwe wyznaczenie parametru tego modelu (c_u) przy ścieżce naprężenia zbliżonej do warunków, którym poddany jest grunt w sąsiedztwie studni, jest bardzo ważnym elementem poprawności modelowania. Dla przejrzystości wyników przyjęto stałą wartość wytrzymałości gruntu $c_u = 50$ kPa.

Sposób obciążenia i podparcia studni, a także przyjęty liniowy model betonu powodują, że pod obciążeniem studnia obraca się w podłożu, niemal jak bryła sztywna. Swobodę tego obrotu ograniczają więzy na styku konstrukcji z gruntem. Wyniki przeprowadzonych analiz wskazują, że istotnym elementem modelu są warunki kontaktu pomiędzy studnią i podłożem.

Rozważano następujące modele kontaktu: prostszy model, w którym narzuca się pełen kontakt studni i podłoża (więzy dwustronne) oraz bardziej realistyczny model z więzami jednostronnymi i prawem tarcia Coulomba dla kierunków stycznych. W celu sprawdzenia wrażliwości rozwiązań na wartości współczynnika tarcia, w analizach przyjęto dwie skrajnie różne wartości współczynnika: $\mu = 0,1$ i $\mu = 0,5$.

Przedstawiony model zadania jest nieliniowy. Występuje tu nieliniowość fizyczna podłoża, duże deformacje i nieznaną powierzchnię kontaktu podkładów w przypadku więzów jednostronnych. Rozwiązanie tak sformułowanego zadania, pomimo wykorzystanej symetrii, jest bardzo czasochłonne.

Z przeprowadzonych analiz wynika kilka podstawowych wniosków dotyczących nośności granicznej sprężysto-plastycznego podłoża obciążonego poziomym oddziaływaniem studni:

1. Poprawne modelowanie zagadnienia wymaga zastosowania realistycznego modelu kontaktu studni i podłoża, gdyż już przy niewielkich wartościach obciążeń eksploatacyjnych następuje obrót studni, powodujący utratę kontaktu z częścią gruntu i odmienny charakter oddziaływań konstrukcji na podłoże.
2. Zmienny obszar kontaktu, zależny od wzajemnej sztywności studni i podłoża może utrudnić opracowanie przybliżonych analitycznych formuł pozwalających na szacowanie nośności podłoża, jak ma to miejsce w przypadku fundamentów bezpośrednich.
3. Wartość nośności granicznej podłoża w bardzo istotny sposób zależy od przyjętego modelu kontaktu i od wartości współczynnika tarcia. Dla modelu z więzami jednostronnymi przy współczynniku $\mu = 0,1$ otrzymano wartość nośności $F_{ult} = 2,857$ MN. Obliczona nośność podłoża jest duża biorąc pod uwagę przyjęte wymiary studni (średnica = 2,0 m, głębokość = 7,0 m) i wytrzymałość gruntu ($c_u = 50$ kPa).
4. Wzrost wartości współczynnika tarcia zwiększa nośność podłoża i powoduje ekspansję strefy uplastycznionego gruntu w kierunku zewnętrznych płaszczyzn ograniczających bryłę podłoża. Poprawne oszacowanie nośności granicznej w tym przypadku wymagałoby zwiększenia bryły podłoża w stosunku do bryły użytej w powyższych analizach.
5. Przyjęcie więzów dwustronnych pomiędzy studnią i podłożem zawyża wartość nośności granicznej w wyniku nierealistycznego oddziaływania studni na podłoże. Także i w tym przypadku właściwe oszacowanie nośności granicznej wymagałoby zwiększenia bryły podłoża.
6. Pomimo niskiej wytrzymałości gruntu, uzyskane wartości nośności granicznej podłoża są duże. Oznacza to, że wyczerpanie nośności układu studnia – podłoże może wcześniej nastąpić w wyniku zniszczenia konstrukcji studni i w dalszych badaniach należałoby przyjąć bardziej realistyczny model tej konstrukcji. W zakresie małych wartości obciążeń, dla których wielkość analizowanej bryły podłoża jest wystarczająca, można także sformułować wnioski dotyczące przemieszczeń analizowanej studni:
 - przy obciążeniach mniejszych od 0,6 MN (około 20% nośności), wartość współczynnika tarcia w nieznacznym sposób wpływa na wielkości przemieszczeń studni;

- zasadniczym czynnikiem rzutującym na wartości przemieszczeń są warunki kontaktu normalnego;
- w przypadku więzów dwustronnych otrzymuje się prawie dwukrotnie niższe wartości przemieszczeń poziomych obracającej się studni w stosunku do rozwiązań z więzami jednostronnymi.

Właściwe określenie przemieszczeń studni startowej jest bardzo istotne i wymagałoby oddzielnych analiz. Przykładowo, nadmierne deformacje konstrukcji, stanowiącej bazę systemu mikrotunelowania mogą powodować trudności w utrzymaniu poprawnego kierunku wiercenia. W zastosowanym modelu, wewnątrz powierzchni plastyczności przyjęto związki liniowej sprężystości, co jest wadą zaprezentowanego podejścia. Zachowanie gruntu w tym zakresie naprężeń będzie nieliniowe. Ostatecznie, w celu weryfikacji zaprezentowanych wyników celowe byłoby wykonanie badań eksperymentalnych, weryfikujących ich poprawność oraz pozwalających na kalibrację modelu.

Literatura

- Choobasti A. J., Nikfard R., Vahdatirad M. J., Hesami S. (2008). Control of jack thrust wall displacement in microtunnelling method. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, 1-10.
- Jamiołkowski M., Ladd C. C., Germaine J. T., Lancellotta R. (1985). New development in field and laboratory testing of soils. W: *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 57-153.
- Madryas C., Kolonko A., Szot A., Wysocki L. (2006). Mikrotunelowanie. *Dolnośląskie Wyd. Edukacyjne*, Wrocław.
- Pellet-Beaucour A.-L., Kastner R. (2002). Experimental and analytical study of friction forces during microtunnelling operations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 1, 83-97.
- Szajna W. St., P. Malinowski P. (2012). Analysis of cylindrical microtunnelling working shaft, subjected to horizontal load. W: *Underground Infrastructure of Urban Areas 2*. Madryas C., Nienartowicz B., Szot A. (Eds). *Taylor & Francis*, London.
- Wilkinson D. (1999). Successful microtunnelling: matters which must be considered. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 14, Suppl. 2, 47-61.

THE INFLUENCE OF A TYPE OF CONTACT BETWEEN A MICROTUNNELLING STARTING SHAFT AND SUBSOIL ON ITS ULTIMATE BEARING CAPACITY

Abstract: The paper contains the analysis of the ultimate bearing capacity of subsoil, where a cylindrical starting shaft is imbedded. The reinforced-concrete shaft is loaded with a horizontal force induced by microtunnelling. The problem has been considered in terms of the finite element method. The following components of the numerical model have been discussed: the model of the shaft structure, the model of the subsoil as well as the model of the shaft-subsoil contact conditions. Elastic-plastic model of subsoil has been assumed with the Tresca plasticity condition and an undrained load case was exclusively discussed. The paper focuses on the analysis

of the influence of the contact model on the obtained results of the load bearing capacity. Two contact models have been considered: full contact and contact with friction (with various values of friction coefficient) and unilateral constraints between the structure and the subsoil. The adoption of the simplest model – the full contact – results in a considerable overestimation of the ultimate load bearing capacity and an underestimation of the shaft displacements in relation to the unilateral constraints model.

Abstracts Vol. 4 No. 1

Tadeusz CHYŻY, Monika MACKIEWICZ

Liniowe elementy skończone o zmiennej sztywności w modelowaniu podłoża gruntowego pod budynkiem

Linear finite elements with variable stiffness in modelling of subsoil under the building

Jednym z najprostszycch sposobów komputerowego modelowania podłoża gruntowego jest zastosowanie metody Winklera, gdzie podłożo gruntowe odwzorowuje się jednowymiarowymi sprężynami o odpowiednio dobranych parametrach sztywnościowych. W uzasadnionych przypadkach metodę Winklera można zastosować do modelowania gruntów uwarstwionych. W tym przypadku najprostszym odwzorowaniem jest zespół sprężyn połączonych szeregowo, gdzie każda z nich opisuje konkretną warstwę. W wyniku odpowiedniego sumowania sztywności składowych uzyskuje się ostatecznie sztywność zastępczą. W artykule autorzy proponują inny sposób wyznaczania sztywności zastępczej z bezpośrednim użyciem mechanizmów (algorytmów) Metody Elementów Skończonych. Pojedynczy liniowy element skończony (modelujący sprężynę w MES) dzieli się na podobszary, które mogą być oddzielnie całkowane, a zatem w każdym podobszarze można zadać inne parametry sztywnościowe (moduł) i geometryczne (miąższość) odpowiadające danej warstwie gruntu.

One of the methods of computational subsoil modelling is the Winkler model, where the subsoil is considered as one-dimensional springs with appropriate stiffness parameters. In justified cases, the Winkler method can be used in modelling of multilayered subsoil. In this case, subsoil is considered as a set of springs connected in series, where each spring describes a particular layer. Eventually resultant stiffness is achieved as a result of the relevant summation of stiffness components. Different idea of the resultant stiffness determination with the direct use of Finite Element Method algorithms is proposed in the paper. Presented method is based on a conception where a single linear finite element, which describes spring in FEM, is divided into sub-areas. Each sub-area can be separately integrated and the same can have different stiffness and geometric parameters corresponding to the layer of subsoil.

Tomasz GODLEWSKI, Grzegorz KACPRZAK, Marcin WITOWSKI

Praktyczna ocena parametrów geotechnicznych podłoża do projektowania ścian szczelinowych posadowionych w ilach „plioceńskich” Warszawy

Practical estimation of geotechnical parameters for the diaphragm wall design founded on Warsaw "pliocene" clays

Poruszana tematyka związana jest ze sposobem określania parametrów ilów podczas projektowania geotechnicznego ścian szczelinowych, na etapie wykonywania badań i interpretacji wyników z uwzględnieniem nowych wymagań (EC 7) i praktyki budowlanej. Wyznaczanie parametrów współpracy omówiono wykorzystując wyniki wieloletnich badań ilów „plioceńskich” w Warszawie oraz wybrane projekty i realizacje.

The paper concerns the way of determining clay parameters for diaphragm walls geotechnical design during soil tests and their interpretation, taking into considerations new regulations (EC7) and good engineering practice. Determination of soil-structure interaction parameters is discussed relying on long-term experiences in examining "Pliocene" clays in Warsaw and data from chosen projects and implementations.

Barbara KLISZCZEWICZ

Współpraca wielkośrednicowych stalowych rurociągów z gruntem

Large-diameter steel pipelines – soil interaction

Stalowe rurociągi wielkich średnic pełnią rolę rurociągów tranzytowych lub magistralnych, transportując medium (woda, ropa, gaz) pod znacznym ciśnieniem. Ekonomiczne i społeczne konsekwencje awarii tego typu rurociągów są duże, zatem ocena bezpieczeństwa ich funkcjonowania jest zagadnieniem istotnym. W artykule przedstawiono analizę numeryczną 3D współpracy wielkośrednicowego, stalowego rurociągu ułożonego w gruncie o złożonym układzie warstw geotechnicznych, poddanego działaniu obciążenia naziomu. Celem tej analizy jest określenie stanu deformacji i wytyżenia rurociągu oraz określenie rozkładów naprężeń i odkształceń w bryle gruntu. Analizę wykonano w programie Z_Soil, stosując model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra (bryła gruntu). Rurociąg modelowany jest w zakresie sprężystym.

Large-size steel pipelines perform an important role as they are widely used in water, gas and petroleum transportation systems. Economic and social consequences of their damage are significant, so analysis of their safety is an important problem. This paper is focused on the behavior and safety of buried large-size steel pipelines which are modeled with a finite element model that makes use of full three-dimensional geometry and elasto-plastic soil behaviour. The results of the analysis (Z_Soil) show distributions of deformations and stresses of soil and pipes.

Eugeniusz KODA, Simon RABARIJOELY

Numeryczna ocena stateczności i warunków posadowienia kościoła na krawędzi skarpy warszawskiej

Numerical assessment of stability and foundation conditions of a church located on the edge of “skarpa warszawska”

Streszczenie: Przedmiotem pracy są obliczenia posadowienia projektowanych budynków sakralnych w strefie krawędziowej Skarpy Warszawskiej, stanowiącej zbocze wysoczyzny zbudowanej z glin zwałowych i piasków. Do obliczeń numerycznych wykorzystano wyniki badań geologicznych i geotechnicznych oraz opracowania projektowe. Obliczenia stateczności ogólnej Skarpy obciążonej projektowanymi obiektami przeprowadzono klasycznymi metodami opartymi na ocenie stanu równowagi granicznej (program GeoSlope), natomiast obliczenia odkształceń i rozkładu naprężeń w podłożu projektowanych budowli przeprowadzono z wykorzystaniem zmodyfikowanego modelu Cam-Clay (program SAGE-CRISP). Wyniki przeprowadzonych obliczeń pozwoliły na wprowadzenie zmian do projektu posadowienia i zabezpieczenia skarpy oraz projektu drenażu wokół budynków.

Abstract: The paper presents computations of designed structures' foundation located within an edge zone of “Skarpa Warszawska”, the highland's slope consisting of varved clays and sands. The numerical analyses were based on geological and geotechnical investigation results, as well as archive documentation was analyzed. Methods employed during numerical computation of factor of safety consisted of classic procedures based on the limit equilibrium theory (GeoSlope software), however deformation calculations and stress distribution in the subsoil of designed structures, were conducted with a use of modified Cam-Clay model (SAGE-CRISP software). The computations results allowed introducing changes to a design of structure's foundation, reinforcement of slope and drainage system of structures.

Krystyna KUŹNIAR, Łukasz CHUDYBA

Interakcja dynamiczna podłoże-budynek w przypadku przekazywania prędkości oraz przyspieszeń drgań od wstrząsów pochodzenia górniczego

Soil-structure interaction in case of the transmission of mine-induced velocities and accelerations of vibrations

W pracy dokonano porównania przekazywania poziomych składowych prędkości oraz przyspieszeń drgań pochodzenia górniczego w Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym z gruntu na fundament budynku mieszkalnego. W przypadku każdego ze wstrząsów oceniano wielkość redukcji maksymalnych wartości (amplitud) drgań fundamentu (zarejestrowanych w kierunkach równoległych

odpowiednio do osi poprzecznej i podłużnej budynku) w stosunku do analogicznych amplitud jednocześnie zachodzących drgań gruntu. Wykorzystując wyniki badań doświadczalnych, do prognozowania przekazywania składowych prędkości oraz przyspieszeń drgań z gruntu na fundament budynku zaproponowano zastosowanie sztucznych sieci neuronowych. Porównano dokładność aproksymacji neuronowej w przypadku sieci zaprojektowanych do użycia w odniesieniu do poziomych składowych prędkości oraz poziomych składowych przyspieszeń drgań.

Problem of the transmission of mine-induced in Legnica-Glogow Copperfield region ground vibrations to building foundation is analysed in the paper. The maximal values of horizontal vibration components of velocities as well as accelerations are taken into account. The influence of some mining tremors and ground vibrations parameters on the vibrations reduction was discussed. Taking into account the difficulties in the soil-structure interaction analysis in the case of vibrations induced by mining tremors, the application of neural networks for the prediction of building foundation vibrations on the basis of ground vibrations taken from measurements is proposed in the paper. Experimental data obtained from the measurements of ground and actual structure vibrations were applied as the neural network training, validating and testing patterns. The obtained results lead to a conclusion that the neural technique gives results accurate enough for engineering practice in case of component velocities as well as component accelerations, but the neural prognosis of velocities transmission are a little better.

Edyta MALINOWSKA, Wojciech SAS, Alojzy SZYMAŃSKI

Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego

The analysis of different loading impact on strain results in soft subsoil

Odkształcalność podłoża słabonośnego jest trudna do prognozowania ze względu na znaczące, nieliniowe zmiany ośrodka gruntowego pod obciążeniem konstrukcją inżynierską. Szczególnie istotne jest dokładne określenie wartości i zakresu osiadań podłoża organicznego, ze względu na małe wartości edometrycznego modułu ściśliwości i związaną z tym dużą początkową porowatość, znacząco malejącą po obciążeniu. Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego została oparta na porównaniu odkształcalności torfów poprzez zadanie różnych wielkości obciążenia, przy różnych rodzajach obciążenia: *free strain loading* i *equal strain loading*. Wynikiem nierównomiernego odkształcenia powierzchni słabonośnego podłoża organicznego przy nierównomiernym nacisku w stosunku do równomiernego obciążenia może być niejednorodność ośrodka porowatego i jego znacząca odkształcalność. Analiza wpływu rodzaju obciążenia na odkształcalność podłoża słabonośnego umożliwia wykonanie dokładniejszego modelu w celu określenia współpracy budowli z podłożem gruntowym.

The deformability of soft subsoil is quite difficult to predict, because of significant non-linear changes in porous soil under loading. It is particularly important to obtain the proper value of strain parameters regarding to small oedometer modulus and large initial porosity, decreasing significantly during and after loading. The influence of different type of loading on strain test results in soft subsoil was obtained using the Rowe cell by means of free strain loading and equal strain loading. The test results show that the value of deformability is quite the same, using free strain loading and equal strain loading, but the difference is in time of pore pressure dissipation. The analysis of strain test results under different type of loading in soft subsoil gives the opportunity to clarify the soil-engineering construction model.

Czesław MIEDZIAŁOWSKI, Damian SIWIK

Wznoszenie obiektu budowlanego jako zadanie interakcyjne i śledzące

Building erection as an interactive and tracking task

Konstrukcje budowlane trwale związane z gruntem, współpracują z nim w zakresie statyki i dynamiki. Odkształcalność gruntu powoduje, że stan naprężeniowo-deformacyjny w budowlach zależy od wzajemnej interakcji konstrukcji i podłoża gruntowego. Z drugiej strony, obiekty budowlane wznoszone są etapami, wynikającymi z technologii i organizacji robót. Pierwszym etapem jest wykonanie wykopu, następnie posadowienie i realizacja kolejnych elementów konstrukcji. Model

obliczeniowy w zadaniach dotyczących statyki lub dynamiki powinien uwzględniać zarówno przestrzenność układu, jak i interakcje jego elementów składowych oraz fakt postępującej budowy, to jest „śledzenie” jego kolejnych etapów. W artykule zostanie zaprezentowany własny, blokowy model, zbudowany na bazie metody elementów skończonych, wraz z przykładem obliczeniowym uwzględniającym etapowanie konstrukcji modelowego budynku ścianowego.

The paper presents "tracking" model, taking into account the structures and subsoil interaction and stages of the building construction. The presented model, based on the finite element method, was built with the following problems: identification of the components of the model (structure, technology), mathematical model construction, realization of the calculations (calculation example), accuracy and convergence problems.

Damian SIWIK, Czesław MIEDZIAŁOWSKI

Wpływ głębokiego posadowienia budynku na zabudowę sąsiednią

Influence of deep building foundation on existing buildings

W pracy przedstawiono metody obliczeniowe, służące do określania przemieszczeń pionowych gruntu za ścianą obudowy głębokiego wykopu. Zaprezentowano przykład obliczeniowy zastosowania metody analitycznej w połączeniu z metodą elementów skończonych do szacowania sił wewnętrznych w modelowym budynku, w zabudowie sąsiedniej.

Abstract: The paper presents the calculation methods used for the analysis of the vertical displacement of the ground behind the wall of a deep excavation. The calculation example of estimation the internal forces in the model building in the direct neighborhood of a deep excavation using the analytical method and finite element method is presented.

Marta SOKOŁOWSKA

Ustalanie modelu geotechnicznego podłoża w piaskach rzecznych

Geotechnical subsoil model in aluvial sands

Streszczenie: Piaski zazwyczaj mają zadowalającą nośność i przeważnie niewielką odkształcalność, ale realizacja obiektów budowlanych w dolinach rzecznych nie zawsze jest prosta i wymaga szczegółowego rozpoznania podłoża. Występujące w strefie przypowierzchniowej młode aluwia charakteryzują się zmiennym zagęszczeniem, a w praktyce nie istnieją ścisłe kryteria wydzielenia warstw geotechnicznych. Do niedawna stosowano podział na warstwy w oparciu o litologię, a głównym sposobem pozyskiwania danych były wiercenia i pobór próbek do badań laboratoryjnych. Obecnie przy powszechnym stosowaniu sondowań do charakterystyki podłoża, otrzymuje się duże zbiory pomiarów, często rejestrowanych automatycznie, co powoduje konieczność ich pogrupowania. Przyjęte kryterium grupowania uzyskanych wyników wpływa na otrzymany model geotechniczny. W artykule zaproponowano trzy zasadnicze kryteria podziału na warstwy podłoża zbudowanego z piasków rzecznych, których istotność zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji i sposobu posadowienia: kryterium uziarnienia, zagęszczenia i sztywności.

Abstract: Sands are considered as a good material for foundation purposes but construction sites located in river valleys require detailed site recognition. Young deposits of Holocene age are characterised by wide spatial variability of compaction. In practice, there are no strict criteria of geotechnical layers determination. Recently, the geotechnical layers has been distinguished on the basis of lithology recorded in drillings and laboratory tests of particle size distribution. Now due to common usage of different penetrometers for site characterization the large number of data is obtained. The records are often automatic and the frequency is very high (1-2 cm). This is why the data obtained from the penetrometer should be analysed and put into groups. The chosen system of data clustering has a significant influence on geotechnical model. In the article three criteria of geotechnical layer determination are given. Their significance depends on the type of the construction and foundation design: graining, compaction and stiffness.

Waldemar St. SZAJNA

Wpływ warunków kontaktu pomiędzy studnią startową do mikrotunelowania i gruntem na nośność graniczną podłoża

The influence of a type of contact between a microtunnelling starting shaft and subsoil on its ultimate bearing capacity

Streszczenie: W pracy analizuje się nośność graniczną podłoża gruntowego, w którym osadzona jest cylindryczna, żelbetowa studnia startowa, obciążona poziomą siłą wywołaną mikrotunelowaniem. Zadanie sformułowano w kategoriach metody elementów skończonych. Omówiono poszczególne składowe modelu numerycznego: model konstrukcji studni, model podłoża gruntowego oraz model warunków kontaktu studni i podłoża. Przyjęto sprężysto-plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Treski. Rozważano jedynie przypadek obciążenia bez drenażu. Skoncentrowano się na analizie wpływu modelu kontaktu na uzyskane wyniki nośności granicznej. Wzięto pod uwagę dwa modele kontaktu: pełen kontakt oraz kontakt z tarciem (przy różnych wartościach współczynnika tarcia) i więzach jednostronnych pomiędzy konstrukcją a podłożem. Przyjęcie najprostszego modelu – pełnego kontaktu – powoduje znaczne zawyżenie nośności granicznej układu i zaniżenie wartości przemieszczeń studni w stosunku do rozwiązań dla modelu z więzami jednostronnymi.

The paper contains the analysis of the ultimate bearing capacity of subsoil, where a cylindrical starting shaft is imbedded. The reinforced-concrete shaft is loaded with a horizontal force induced by microtunneling. The problem has been considered in terms of the finite element method. The following components of the numerical model have been discussed: the model of the shaft structure, the model of the subsoil as well as the model of the shaft-subsoil contact conditions. Elastic-plastic model of subsoil has been assumed with the Tresca plasticity condition and an undrained load case was exclusively discussed. The paper focuses on the analysis of the influence of the contact model on the obtained results of the load bearing capacity. Two contact models have been considered: full contact and contact with friction (with various values of friction coefficient) and unilateral constraints between the structure and the subsoil. The adoption of the simplest model – the full contact – results in a considerable overestimation of the ultimate load bearing capacity and an underestimation of the shaft displacements in relation to the unilateral constraints model.