

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

BUDOWNICTWO

Zeszyt 28

Tom 2



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2006

Redaktor naukowy:
dr inż. Katarzyna Zabielska-Adamska

Recenzenci:
prof. dr hab. inż. Grzegorz Bąk — 16, 26
prof. zw. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki — 4, 21, 22, 27
dr hab. inż. Paweł Dobak, prof. nadzw. UW — 6, 44
prof. dr hab. inż. Maciej Gryczmański — 3, 7, 8, 36
prof. dr hab. inż. Ryszard Izbicki — 2, 5, 12, 24
prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz — 10, 17, 23
prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek — 14, 41
prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk — 25, 39
prof. dr hab. inż. Krystyna Skarżyńska — 13, 34
prof. dr hab. inż. Alojzy Szymański — 1, 15
dr hab. inż. Zenon Szypcio — 30, 32, 33, 38, 40, 42
prof. zw. dr hab. inż. Wojciech Wolski — 11, 19, 15
prof. dr hab. inż. Lech Wysokiński — 9, 20, 29, 35
prof. dr hab. inż. Bohdan Zadroga — 18, 28, 31, 43

Opracowanie redakcyjne:
Urszula Klimczuk

© Copyright by Politechnika Białostocka 2006

ISSN 1730-6752

Publikacja nie może być powielana i rozpowszechniana, w jakikolwiek sposób,
bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Druk:
Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

Nakład:
265 egz.

SPIS TREŚCI

Modelowanie i analiza zagadnień geotechnicznych

Roman Bednarek

Empiryczny model konsolidacji gruntu organicznego w funkcji osiadania.....	9
---	----------

Adam Bolt, Arkadiusz Kryczalło

Symulacje numeryczne procesów degradacji podłoża pod nawierzchniami płytowymi	23
--	-----------

Włodzimierz Brząkała, Aleksandra Korzec

Współpraca stalowego przepustu z zasypką	35
---	-----------

Joanna Bzówka, Giang Nguyen

The differences in determination of soil deformation characteristics between European Document, Polish and Slovak Standards	45
--	-----------

Katarzyna Dołżyk, Zenon Szypcio

Osiadanie i obrót ław i stóp fundamentowych posadowionych na piaskach	59
--	-----------

Tomasz Falkowski

Wpływ podłoża aluwiiów na przebieg głównego nurtu i trwałość budowli hydrotechnicznych w wybranych odcinkach Wisły środkowej	73
---	-----------

Paweł Fedczuk

Przyrostowe równanie konstytutywne dla sprężysto-plastycznego modelu gruntu nienawodnionego	83
--	-----------

Jan Gaszyński, Monika Gwóźdź-Lasoń

Model numeryczny ośrodka gruntowego z palisadą kolumn	93
--	-----------

Piotr Gąska

Prognozowanie stateczności stoku przeciętego drogą oraz kształtu zbocza po osunięciu	103
---	------------

<i>Ryszard Izbicki, Jarosław Krążelewski</i> Wpływ czasu na właściwości geosyntetyków	113
<i>Małgorzata Jastrzębska, Marian Łupieżowiec</i> Wpływ prędkości na cykliczne odkształcenia dla gruntów spoistych – testy teoretyczne i badania laboratoryjne	127
<i>Krystyna Kazimierowicz-Frankowska</i> Analiza wpływu warstwy geosyntetycznego zbrojenia na nośność graniczną i deformacje podłoża	141
<i>Eugeniusz Koda, Edward Wienclaw</i> Prognoza wpływu odwodnienia w rejonie projektowanego wykopu stacji II linii metra w Warszawie	151
<i>Magdalena Kowalska, Maciej Gryczmański</i> Miejsce metody ścieżek naprężenia we współczesnym rozpoznaniu geotechnicznym dla potrzeb budownictwa	163
<i>Marek Kulczykowski</i> Wpływ podłoża na nośność mocno zbrojonej ściany oporowej z gruntu zbrojonego	173
<i>Krystyna Kuźniar, Edward Maciąg</i> Zastosowanie SSN w wyznaczaniu wpływu parametrów wstrząsów górniczych na interakcję dynamiczną grunt-budynec	187
<i>Jacek Pieczyrak</i> Nośność graniczna podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 i EUROKODU 7	197
<i>Adam Pinkowski, Kazimierz Gwizdała</i> Analiza wpływu iniekcji pod podstawami pali wierconych	213
<i>Wojciech Sas, Alojzy Szymański, Anna Drożdż</i> Modelowanie wtórnych odkształceń gruntów organicznych	223

Piotr E. Srokosz

Wykorzystanie elementarnego algorytmu genetycznego do oceny stateczności zboczy	233
--	------------

Maria Jolanta Sulewska

Neuronowa predykcja wskaźnika zagęszczenia na podstawie badań lekką sondą dynamiczną	243
---	------------

Chi Tran

Metoda obserwacyjna i rozwiązanie odwrotne w geomechanice	255
--	------------

Problemy praktyczne w geotechnice

Grzegorz Bartnik, Mirosław Bukowski, Adam Łowkis

Osiadania powierzchni terenu w wyniku odwodnienia gruntów organicznych	269
---	------------

Andrzej Batog, Maciej Hawrysz, Marek Krużyński

Prognozowanie stateczności konstrukcji estakady kolejowej we Wrocławiu	277
---	------------

Adam Bolt, Witold Sterpejkowicz-Wersocki

Awaria ujęcia drenażowego wód podziemnych	287
--	------------

Tadeusz Chyży

Analiza odtworzeniowa oddziaływania drgań propagowanych przez podłoże gruntowe na budynek mieszkalny	297
---	------------

Jolanta Dubaj-Nawrot, Zbigniew Frankowski, Jerzy Goldsztejn

Zastosowanie cyfrowych atlasów geologiczno-inżynierskich w planowaniu przestrzennym	305
--	------------

Ireneusz Dyka, Piotr E. Srokosz

Obliczenia statyczne fundamentów płytowo-palowych	315
--	------------

<i>Zbigniew Frankowski, Piotr Gałkowski</i> Problem oceny stateczności skarpy zbudowanej z ilów poznańskich.....	325
<i>Tomasz Godlewski, Jakub Saloni</i> Wzmocnienie podłoża gruntowego kolumnami DR na przykładzie odcinka trasy Siekierkowskiej w Warszawie.....	337
<i>Jan Jaremski</i> O możliwościach zastosowania pali rzeszowskich w gruntach spoistych i skalach miękkich	349
<i>Bolesław Kłosiński, Beata Gajewska</i> Wzmacnianie słabych podłoży gruntowych w europejskich normach geotechnicznych	357
<i>Eugeniusz Koda, Piotr Paprocki</i> Monitoring rekultywowanych składowisk odpadów komunalnych	367
<i>Halina Konderla, Hanna Suchnicka</i> Czy grunty słabe?.....	379
<i>Miroslava Matejčková</i> Some remarks on stability analysis of soil nailed walls.....	391
<i>Tomasz Michalski</i> Najnowsze osiągnięcia w zakresie iniekcji strumieniowej. Kolumny o średnicach od 2,5 do 5,0m	401
<i>Giang Nguyen</i> Influence of the values of coefficient of consolidation on the cost of speeding up of soft soil consolidation	411
<i>Sabina Prušinskiene, Danute Sližyte</i> Analiza osiadań budowli elektrowni ciepłej w Kłajpedzie	421
<i>Jerzy Sękowski</i> Nasypy niebudowlane – problemy i wyzwania	429

<i>Tomasz Szczygielski, Agnieszka Myszkowska</i> Konsolidacja gruntów słabych mieszaniną popiołowo-żużlową.....	439
<i>Wiktor S. Szokarew, Iwan W. Stepura, Nina S. Klepikowa, Anatolij W. Pawłow, Władimir P. Pawlenko</i> Wzmacnianie podłoża gruntowego za pomocą technologii mieszania wgłębnego gruntu	449
<i>Michał Topolnicki, Grzegorz Sołtys, Waldemar Kwiatkowski</i> Wgłębne zagęszczenie podłoża oraz przestrzenna analiza MES posadowienia wieżowca <i>Sea Towers</i> w Gdyni	457
<i>Krzysztof Trojnar</i> Ocena współpracy z podłożem przyczółków mostowych posadowionych na palach, zagłębionych w nasypie.....	467
<i>Hanna Złotoszewska-Niedziałek</i> Zagrożenie wód podziemnych jako kryterium oceny lokalizacji składowisk odpadów komunalnych	477

Roman Bednarek¹

Empiryczny model konsolidacji gruntu organicznego w funkcji osiadania

Streszczenie: Rozwój modeli opisujących jednowymiarową konsolidację rozpoczął się w dekadzie, gdy Terzaghi opublikował swoją teorię konsolidacji, która opisała dyssypację ciśnienia wody w porach. W pracy przedstawiono jednowymiarowy, nieliniowy model konsolidacji gruntu organicznego. Model uwzględnia zmianę parametrów gruntu, spowodowaną procesem konsolidacji. Wartości parametrów empirycznego modelu konsolidacji zależą od wielkości osiadania, a matematyczny opis konsolidacji został oparty na osiadczeniu kolumny gruntu organicznego.

Wstęp

Zadania i funkcje, jakie w przyszłości ma pełnić projektowana konstrukcja, wymagają od zespołu projektantów postawienia odpowiednich założeń i rozwiązań. Właściwe i dokładne rozpoznanie podłoża gruntowego umożliwia łatwiejsze podejmowanie decyzji o rozwiązaniach w planowanej inwestycji, związanych nie tylko z fundamentowaniem i posadowieniem obiektu. Harmonogram budowy, wstępne zagospodarowanie terenu oraz właściwa realizacja zamierzeń inwestycyjnych, wymaga obecnie posiadania niezwykle dokładnych informacji związanych z rozpoznaniem podłoża gruntowego.

Im lepsze rozpoznanie terenu i bardziej precyzyjne odpowiedzi na temat wielkości osiadania posadowionego obiektu, tym chętniej wykorzystywane będą tereny zlokalizowane w rejonach, gdzie znajdują się grunty organiczne. Wiele regionów posiada bardzo atrakcyjne tereny, na przykład znajdujące się

¹ dr inż.; Politechnika Szczecińska

w sąsiedztwie często uczęszczanych tras, jednak, z uwagi na występujące tam grunty pochodzenia organicznego, skazane są one na brak zainteresowania ze strony potencjalnych inwestorów. Spoglądając na miasto Szczecin, właściwie w układzie warstw całego Międzyodrza pojawia się warstwa gruntu pochodzenia organicznego – torfy i namuły. Wiedza o zachowaniu podłoża pod obciążeniem, pozwala inżynierom na precyzyjne projektowanie posadowienia obiektów, a możliwość określenia osiadania w każdej fazie budowy, już podczas projektowania, umożliwia planowanie poszczególnych etapów danej inwestycji. Celowe jest więc określenie, jak będzie się zachowywać podłoże gruntowe oraz posadowiona na nim konstrukcja obciążająca je.

Niniejsza praca ma charakter poznawczy i dotyczy analizy zachowania się gruntu organicznego pod obciążeniem. Jest ona kontynuacją prowadzonych przez autora badań nad gruntem organicznym w celu rozpoznania mechanizmów oraz praw rządzących jego osiadaniem w wyniku działania obciążenia. Należy przy tym zaznaczyć, że ze względu na szereg procesów zachodzących w podłożu gruntowym podczas jego osiadania analiza wymaga zastosowania wieloparametrowego opisu oraz uzmiennienia parametrów w czasie.

Dotychczasowa analiza zjawiska pozwoliła stworzyć model gruntu uwzględniający szereg czynników, które są odpowiedzialne za osiadanie.

1. Analiza zjawiska

Zjawisko osiadania obciążonych gruntów nawodnionych, związane jest z odpływem wody wyciskanej w wyniku nadciśnienia spowodowanego zmniejszeniem porów, gdy kolumna gruntu jest obciążana. Zmiana objętości wolnych przestrzeni między szkieletem gruntowym następuje tym wolniej, im mniejsza jest przepuszczalność gruntu. W ośrodkach słabo przepuszczalnych, czas potrzebny na odpłynięcie wody z porów jest bardzo długi, stąd procesy osiadania są długotrwałe.

Zmiana wysokości kolumny gruntu w czasie, w wyniku przyłożonego obciążenia, jest możliwa wyłącznie kosztem zmniejszenia wolnych przestrzeni. Zmiana objętości wolnych przestrzeni wypełnionych wodą, która ma ograniczone możliwości szybkiego odpływu, powoduje zwiększenie ciśnienia porowego oraz ogranicza zmianę wysokości danej kolumny gruntu. Zmiany ciśnienia porowego: w czasie i wraz z głębokością, przedstawia równanie różniczkowe konsolidacji, opisane zgodnie z teorią Terazghiego:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k \cdot (1 + e_0)}{\gamma_w \cdot a} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad (1)$$

gdzie: u – ciśnienie porowe;
 k – współczynnik filtracji;
 e_0 – współczynnik porowatości początkowej;
 a – współczynnik ściśliwości;
 γ_w – gęstość wody.

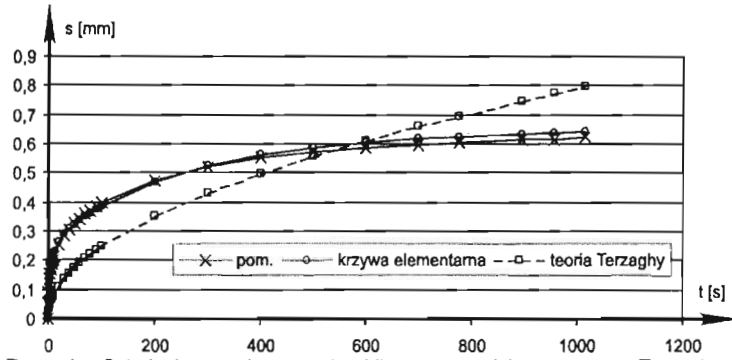
W gruntach słabo przepuszczalnych, powolne zmiany ciśnienia porowego wpływają na wielkość osiadania oraz zmiany osiadania w czasie. Posługując się zależnością (2), możemy obliczyć osiadanie nawodnionej próbki gruntu obciążonej obciążeniem σ . Zgodnie z założeniami teorii Terzagiego, parametry opisu osiadania, są stałe w czasie. Moduł ściśliwości i współczynnik filtracji nie zmieniają się w miarę zmniejszania się objętości wolnych przestrzeni wypełnionych wodą znajdujących się pod obciążeniem.

$$s = \int_0^z \frac{\sigma - u(z, t)}{E} dz. \quad (2)$$

Dla podłoża organicznego, rozwiązanie Terzagiego nie uwzględnia wszystkich zachodzących wewnątrz gruntu zjawisk, przez co jego osiadanie pomierzone, znacznie różni się od obliczonego zgodnie z równaniem (1, 2).

W Katedrze Geotechniki Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Szczecińskiej kontynuowane są prace nad empirycznym modelem osiadania gruntów organicznych, który został opracowany na bazie równania krzywej nazywanej krzywą elementarną, opisaną w postaci (3), dla której niezbędne jest określenie trzech parametrów: D , p oraz α . Parametr s_∞ jest docelowym osiadaniami uzyskanym dla czasu $t = \infty$. Osiadanie, opisane zgodnie z równaniem (3), zostało zweryfikowane w pracach wcześniejszych [2, 3, 5, 6], uzyskując daleko idącą zbieżność z wynikami otrzymanymi z pomiarów i obliczeń.

Na rysunku 1. przedstawiono wyniki obliczeń dla przykładowej próbki gruntu obciążonej obciążeniem 12,5 kPa. Z uwagi na ilość wykorzystanych parametrów, model Terzagiego mniej dokładnie odwzorowuje przebieg osiadania próbki gruntu w porównaniu do wyników obliczeń uzyskanych na podstawie krzywej elementarnej.



Rys. 1. Osiadanie pomierzone i obliczone zgodnie z teorią Terzagiego i krzywą elementarną

Empiryczny model został oparty na krzywej osiadania [4] w postaci:

$$s(t) = s_{\infty} \left[1 - \exp(-Dt^p - \alpha t) \right], \quad (3)$$

gdzie: D, p, α – są parametrami równania;
 s_{∞} – określa osiadanie docelowe;
 t – czas.

Równanie (3) wymaga określenia parametrów w warunkach laboratoryjnych lub terenowych. W tym celu można się posłużyć różnymi metodami statystycznymi pozwalającymi wyznaczyć poszukiwane parametry D, p, α . W prowadzonych analizach przyjęto, że do obliczeń wyznacza się te wielkości, które pozwalają na najwierniejsze zobrazowanie przebiegu osiadania zaobserwowanego w wyniku pomiarów laboratoryjnych. Spełnienie tego warunku jest możliwe, gdy porówna się osiadanie mierzone w laboratorium z osiadaniem obliczonym według równania (3), opisanego takimi parametrami, które spełnią kryterium minimum funkcji opisanej w postaci:

$$f(s_{\infty}, D, p, \alpha) = \sum \left[s(t)^{pom} - s(t)^{obl} \right]^2, \quad (4)$$

gdzie: $s(t)^{pom}$ – wartość osiadania mierzonego w laboratorium;
 $s(t)^{obl}$ – wartość osiadania obliczonego na podstawie równania (3).

Najwierniejsze obrazy uzyskuje się dla przebiegu osiadania, gdy funkcja (4) spełnia minimum. Analiza zachowania funkcji (4) we wcześniejszych pracach [1, 2] potwierdziła słuszność takiego założenia. Wprowadzenie warunku (5) pozwoliło na wyeliminowanie podczas poszukiwań jednego z parametrów, jakim jest s_∞ – osiadanie docelowe.

$$s(t) = s_k \cdot \frac{[1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)]}{[1 - \exp(-Dt_k^p - \alpha t_k)]}, \quad (5)$$

gdzie: s_k – osiadanie odpowiadające czasowi t_k ;
 t_k – czas zakończenia badania.

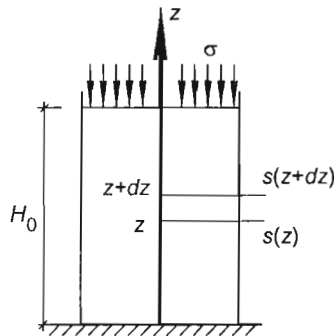
2. Badania własne

Badania prowadzone w Laboratorium Mechaniki Gruntów i Fundamentowania Politechniki Szczecińskiej wykonywane są w edometrach na próbkach gruntu o kształcie walca o średnicy 65 mm i wysokości 20 mm. Pomiar osiadania jest mierzony za pomocą indukcyjnych czujników przemieszczeń. Informacja w postaci pary danych $\{t, s\}$ jest zapisywana na nośniku danych i może być dalej wykorzystywana do obliczeń i analiz numerycznych.

3. Opis osiadania próbki gruntu

Przyczyną pojawiania się wody pod ciśnieniem w porach wypełnionych nią jest obciążenie wywołujące odkształcenie kolumny gruntu. Równanie (6) umożliwia uzależnić odkształcenie próbki gruntu od zmian ciśnienia porowego.

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (6)$$



Rys. 2. Schemat obciążonej kolumny próbki gruntu

W sytuacji, gdy obciążona kolumna gruntu zmienia wymiar w kierunku działania obciążenia (wysokość próbki gruntu), związek taki na podstawie rys. 2, zapisany w postaci (7), opisuje liniowe wydłużenie lub skrócenie.

$$\varepsilon = \frac{\partial}{\partial z} [s(z, t)], \quad (7)$$

gdzie, osiadanie $s(z, t)$ może być obliczone z zależności (2).

Zależność między naprężeniem a odkształceniem w ogólnym zapisie można przedstawić w postaci związku liniowego (8):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon. \quad (8)$$

W przypadku występowania ciśnienia porowego można go zapisać w postaci (9):

$$\sigma - u = E \cdot \varepsilon \quad (9)$$

Dla równomiernego rozkładu naprężeń w podłożu gruntowym $\sigma = \text{const}$, ciśnienie porowe zależy od czasu t i głębokości z oraz modułu ścisłości E , który można wyrazić w funkcji osiadania próbki gruntu. Postępowanie takie pozwala na opisanie zależności odkształcenie-obciążenie w postaci związku nieliniowego:

$$E = E(s). \quad (10)$$

Zmiana modułu ściśliwości wywołana osiadaniem i zmianą porowatości ma postać (11) [5]:

$$E(s) = E_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right]^k \quad (11)$$

Po podstawieniu (11) do związku (9) otrzymamy:

$$\sigma - u = E_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right]^k \frac{\partial s}{\partial z}, \quad (12)$$

stąd:

$$u = \sigma - E_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right]^k \frac{\partial s}{\partial z}. \quad (13)$$

Korzystając z równania bilansu w postaci:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (14)$$

oraz opisując odkształcenia w postaci (7), podstawiając je do zależności (14), otrzymamy zależność:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial t \partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right). \quad (15)$$

Całkując zależność (15) po dz otrzymamy:

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[\sigma - E_0 \cdot \left(1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right)^k \frac{\partial s}{\partial z} \right] + f(t) \quad (16)$$

Dla założenia, że z dołu kolumny mamy warstwę nieprzepuszczalną

i nieodkształcalną dla $z = 0$ mamy $s = 0$ oraz $\frac{\partial s}{\partial z} = 0$ i $\frac{\partial s}{\partial t} = 0$, stąd $f(t) = 0$, zatem:

$$\frac{\partial s}{\partial t} = -\frac{k \cdot E_0}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right)^\kappa \frac{\partial s}{\partial z} \right]. \quad (17)$$

Przy założeniu zmiennego współczynnika filtracji k [1], zgodnie z równaniem (18):

$$k(s) = k_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right]^{\kappa_1}, \quad (18)$$

otrzymamy związek (19):

$$\frac{\partial s}{\partial t} = -\frac{k_0 \cdot E_0}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right)^{\kappa + \kappa_1} \frac{\partial s}{\partial z} \right]. \quad (19)$$

Dla:

$$t \rightarrow \infty \Rightarrow \frac{\partial s}{\partial t} = 0 \quad (18)$$

otrzymamy:

$$\frac{\partial s}{\partial z} = \frac{s(H)}{H}. \quad (19)$$

Cisnienie porowe dla $t \rightarrow \infty$ jest równe zero:

$$u = \sigma - E_0 \cdot \left[1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z} \right]^\kappa \frac{\partial s}{\partial z} = 0. \quad (20)$$

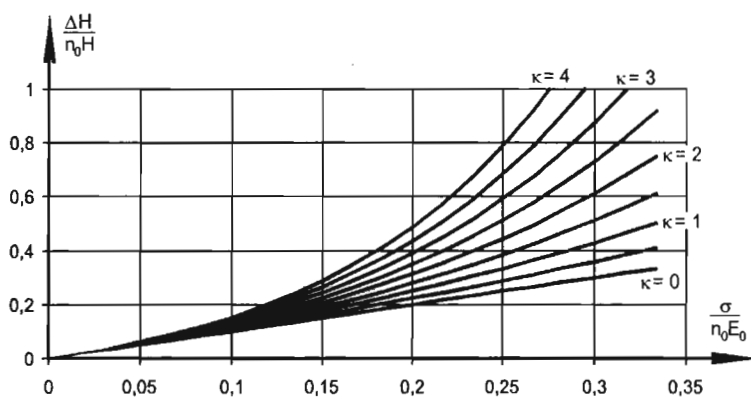
Stąd:

$$\left(1 - \frac{1}{n_0} \frac{\Delta H}{H}\right)^\kappa \cdot \frac{\Delta H}{H} = \frac{\sigma}{E_0} \quad (21)$$

Wprowadzając n_0 otrzymamy:

$$\left(1 - \frac{\Delta H}{n_0 \cdot H}\right)^\kappa \cdot \left(\frac{\Delta H}{n_0 \cdot H}\right) = \frac{\sigma}{n_0 \cdot E_0} \quad (22)$$

Rozwiązanie związku (22) można przedstawić w postaci nomogramu:



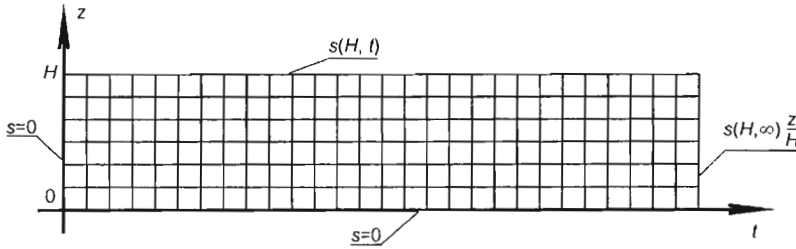
Rys. 3. Nomogram, który jest rozwiązaniem zależności (22)

Zmiany osiadania próbki gruntu pod obciążeniem opisuje następująca zależność:

$$\frac{\partial s}{\partial t} = -\frac{k_0 \cdot E_0}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(1 - \frac{1}{n_0} \cdot \frac{\partial s}{\partial z}\right)^{\kappa + \kappa_1} \frac{\partial s}{\partial z} \right] \quad (23)$$

Opis przebiegu konsolidacji obciążonej kolumny gruntu słabego (torfu) został przedstawiony w postaci zmian wysokości kolumny gruntu. Uwzględnia on zmienny w czasie moduł ściśliwości, zależny od osiadania oraz zmienny w czasie współczynnik filtracji, opisany również w zależności od osiadania. Równanie (23) rozwiązać można numerycznie, a rozwiązanie oprzeć na siatce pokazanej na rys. 4.

Wracając do związku (13), wartość ciśnienia porowego można obliczyć w każdej wydzielonej warstewce i w dowolnym czasie.



Rys. 4. Siatka dla rozwiązania numerycznego

Dla takiego rozwiązania, ustalono następujące warunki brzegowe i początkowe:

- warunki początkowe:

$$s(z, t = 0) = 0 \quad (24)$$

- warunki brzegowe:

$$s(0, t) = 0, \quad (25)$$

$$s(H, t) = s_{\infty} \cdot [1 - \exp(-D \cdot t^p - \alpha \cdot t)] \quad (26)$$

W celu uzyskania opisu osiadania powierzchni kolumny gruntu jedną krzywą, wiernie obrazującą przebieg osiadania mierzonego na początku i na końcu badania, zdecydowano się na rozbudowanie opisu poszczególnych parametrów D , p , α zgodnie z zależnościami (27) i (28):

$$D = \bar{D} + (a_1 - \bar{D}) \cdot \exp(-a_2 \cdot t); \quad (27)$$

$$p = \bar{p} + \exp(-b_1 \cdot t^{b_2}), \quad (28)$$

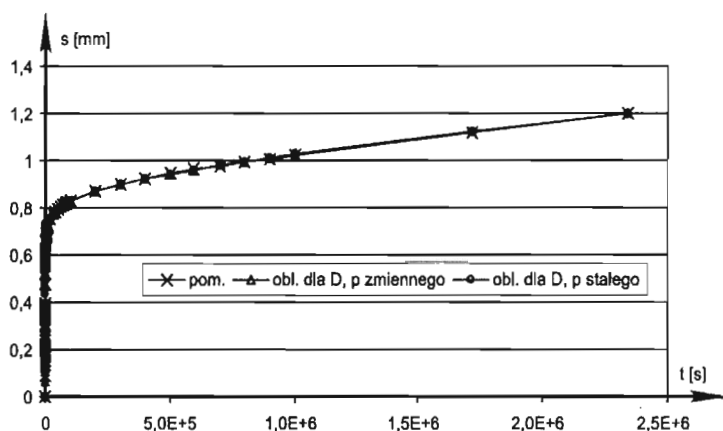
gdzie: $\bar{D}, \bar{p}$ – parametry wyznaczone dla końcowego przebiegu osiadania;

a_1, a_2, b_1, b_2 – parametry pozwalające uzmiennić w czasie D i p .

Związek (26) został zweryfikowany na podstawie osiadania próbek gruntu w laboratorium. Parametry równania (26) zostały wyznaczone poprzez poszukiwanie minimum funkcji.

4. Analiza otrzymanych wyników

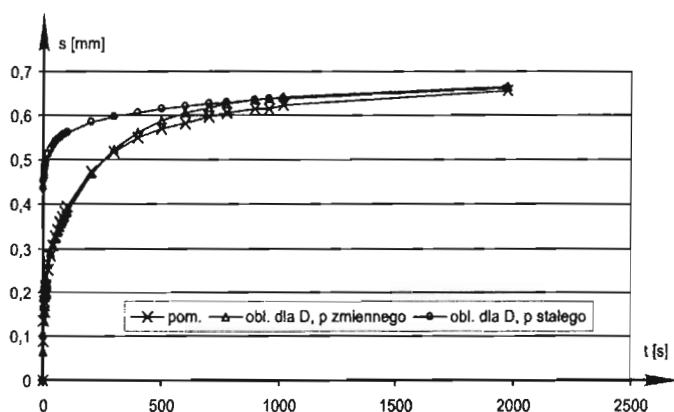
Wyniki kolejnych analiz potwierdzają, że równanie krzywej elementarnej bardzo dobrze opisuje przebieg osiadania próbki gruntu znajdującego się pod obciążeniem. Na rys. 5 przedstawiono osiadania: obliczone i mierzone w czasie 28 dni. Ustalone parametry w czasie, dla bardzo długich procesów osiadania, uniemożliwiają precyzyjne dobranie parametrów równania, które dobrze opisałyby przebieg osiadania na początku i na końcu. Analiza całego przebiegu osiadania – od momentu przyłożenia obciążenia, aż do punktu określonego jako koniec badania – wymaga uzmiennienia parametrów krzywej elementarnej w czasie.



Rys. 5. Przebieg osiadania pomierzonego i obliczonego dla stałych i zmiennych parametrów krzywej elementarnej

W pracy, na podstawie otrzymanych wyników badań 28 dniowych, podjęto próbę uzmiennienia parametrów D i p od czasu, by dokładnie odwzorować przebieg osiadania mierzonego w całym okresie trwania badania. Biorąc pod uwagę tylko okres pierwszych 30 minut badania (rys. 6.) widać, że opis – zgodnie z krzywą elementarną ze stałymi parametrami D i p – odbiega od wartości mierzonych w części początkowej.

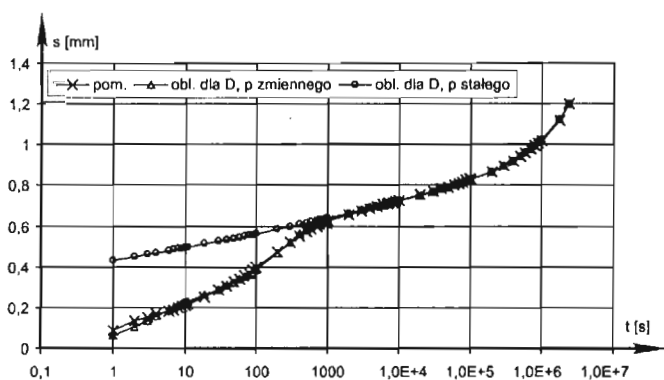
Na rys. 6. przedstawiono przebieg osiadania, wprowadzając na osi czasu skalę logarytmiczną.



Rys. 6. Osiadanie próbki gruntu w zakresie pierwszych 30 minut

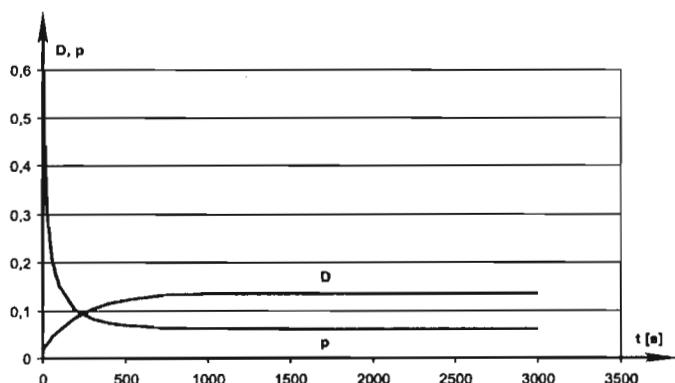
Wyraźnie widać różnicę w początkowym przebiegu osiadania między wartościami mierzonymi, a obliczonymi na podstawie stałych parametrów D , p – wyznaczonych dla drugiej części przebiegu osiadania. Uzmiennienie parametrów D i p pozwoliło na opisanie osiadania próbki gruntu w całym zakresie czasu jej obciążenia.

Zmienne w czasie parametry D i p , dla próbek gruntu organicznego poddanych obciążeniu w warunkach laboratoryjnych, przyjęto w zakresie 30 początkowych minut badania (rys.7). W tej części zaobserwowano najmniej dokładne odwzorowanie przebiegu osiadania.



Rys. 7. Osiadanie próbki gruntu opisane w układzie współrzędnych półlogarytmicznych

Przyjęte rozwiązanie zmiennych w czasie D i p pozwoliło stworzyć wierny opis osiadania pomierzonego (rys. 6. i rys. 7.) i umożliwiło uzmiennienie w czasie parametrów D i p , których przebieg zmian w czasie pokazano na rys. 8.



Rys. 8. Przebieg zmian parametrów równania krzywej elementarnej w czasie

Wnioski

1. W pracy przedstawiono opis przebiegu osiadania próbki gruntu pod obciążeniem dla zmiennych w czasie parametrów krzywej elementarnej.
2. Opis osiadania dla całego procesu osiadania: od momentu przyłożenia obciążenia do momentu zakończenia badania, wymaga uzmiennienia parametrów równania w czasie.
3. Do opisu zmiennych w czasie parametrów krzywej elementarnej przyjęto takie równania, które najlepiej dopasowały przebieg osiadania mierzonego do obliczonego.
4. Z uwagi na metodę wyznaczania poszczególnych parametrów, największe zmiany parametrów D i p , obserwuje się w początkowym okresie osiadania próbki gruntu.
5. Uwzględniając opis przebiegu osiadania, zgodnie z krzywą elementarną jako jednego z warunków brzegowych, możliwe jest rozwiązanie numeryczne opisu osiadania próbki gruntu, pozwalające na przedstawienie osiadania w każdej warstwie kolumny gruntowej zbudowanej z gruntu organicznego.

Literatura

- [1] Dereczenik M., Seul C.: *Wpływ konsolidacji na zmianę współczynnika filtracji dla gruntów organicznych*. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/1992.
- [2] Meyer Z., Bednarek R.: *Wpływ czasu zakończenia badania osiadania na wartość parametrów empirycznego modelu gruntu słabego* XI Seminarium naukowe Regionalne problemy ochrony środowiska. Międzyzdroje, 2003.
- [3] Meyer Z., Bednarek R.: *Skala czasu w empirycznym modelu gruntu organicznego*. Regionalne problemy ochrony środowiska w ujściu Odry. X Seminarium naukowe Regionalne problemy ochrony środowiska. Szczecin, 2002.
- [4] Meyer Z.: *Advances in Modelling of Peat Consolidation* vol. 3, Szczecin, 2000.
- [5] Meyer Z.: *Empirical model of peat consolidation*. International Workshop Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, Delft, 1993.
- [6] Meyer Z., Brodawczuk W.: *Analiza czasu konsolidacji z uwzględnieniem zmian parametrów gruntowych*, Inżynieria Morska i Geotechnika nr 3/1992.
- [7] Meyer Z.: *Empiryczny model konsolidacji torfów*. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej. Szczecin, 1988.

EMPIRICAL MODEL OF CONSOLIDATION OF ORGANIC SOIL DESCRIBED WITH FUNCTION OF SETTLEMENT

Summary: Despite recent advances in our understanding of settlement and creep effects on one dimensional consolidation behavior, most geotechnical engineers use conventional methods of analysis that do not include the effects of strain rate, duration of loading, or creep on consolidation behavior. Paper presents one-dimensional, non-linear consolidation model of organic soil. Model includes change of soil parameters caused by this process. The value of parameters of empirical consolidation model depends from settlement. Mathematical description of consolidation has been based on settlement of organic soil.

Adam Bolt¹, Arkadiusz Kryczko²

Symulacje numeryczne procesów degradacji podłoża pod nawierzchniami płytowymi

Streszczenie: W artykule przedstawiono metodykę poszukiwania przyczyn uszkodzeń eksploatacyjnych nawierzchni terminala kontenerowego. Prezentowane symulacje numeryczne weryfikowano pomiarem ugięć prowadzonym na konstrukcji obciążanej obciążeniem użytkowym. Podsumowaniem analiz jest przedstawienie możliwości optymalizacji projektu naprawy analizowanych nawierzchni.

Wstęp

Procesy degradacyjne zachodzące w nawodnionym podłożu budowli poddanych długotrwałej intensywnej eksploatacji, powodują znaczne uszkodzenia nawierzchni utrudniające ich normalną eksploatację. Drobne uszkodzenia, ujawniane w trakcie bieżących kontroli stanu nawierzchni, są sygnałem do przeprowadzenia kompleksowej oceny współdziałania nawierzchni z podłożem. Ocena taka pozwala odpowiednio wcześniej podjąć działania zabezpieczające przed postępującą degradacją podłoża i lawinowo narastającymi uszkodzeniami nawierzchni, wymagającymi następnie kosztownych prac renowacyjnych.

Badanie ugięć nawierzchni przeprowadzone na wytypowanych wcześniej stanowiskach, pozwoliły na uszczegółowienie przyczyn powstawania uszkodzeń oraz zakresu ich niezbędnych wzmocnień. Analiza zachowania się płyt oraz ocena makroskopowa ich stanu, pozwoliła na podjęcie decyzji, co do sposobu

¹ dr hab. inż., prof. PG, Politechnika Gdańska

² dr inż., Politechnika Gdańska

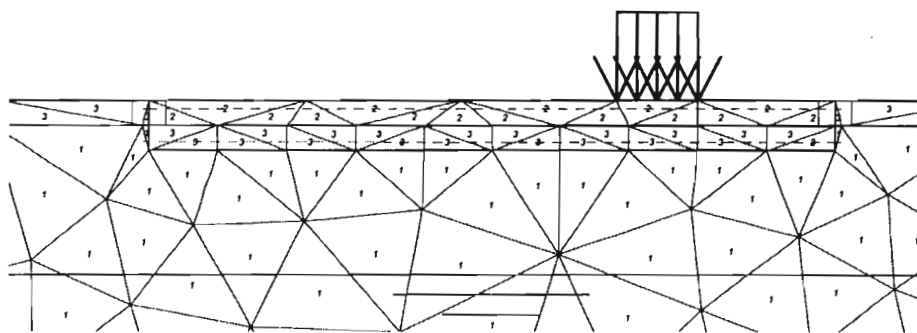
przewodzenia dalszych prac remontowych na badanym obiekcie. Uszkodzenia te w większości przypadków dotyczyły spękań płyt ścieżek jezdnych na podłożu o niedostatecznej podatności oraz wybranych płyt w drodze głównej, na których wykonane wcześniej naprawy powierzchniowe nie przyniosły pożądanych rezultatów, a pomierzone ugięcia potwierdziły zbyt dużą podatność podłoża. Na podstawie badań terenowych wykalibrowano również model obliczeniowy badanego obiektu. Pozwolił on na określenie zakresu wpływu poszczególnych parametrów modelu (cech wytrzymałościowych konstrukcji i podłoża oraz położenia zwierciadła wody gruntowej) na zachowanie się badanego obiektu i uzasadnienie celowości przeprowadzenia proponowanych napraw.

1. Dyskretyzacja obszaru obliczeniowego oraz symulacje w podstawowym schemacie obliczeniowym

Do analizy wybrano ścieżkę bramowniczą o szerokości 5,4 m i następującym przekroju poprzecznym:

- płyta górna o grubości 22 cm wykonana z betonu B35 (zbrojona),
- warstwa piasku bitumicznego o grubości 2 cm,
- płyta dolna o grubości 20 cm wykonana z betonu B35 (niezbrojona),
- podsypka z pospółki o grubości 15 cm,
- podłoże gruntowe – zagęszczone piaski średnie, w warstwie tej na zmiennej głębokości występuje zwierciadło wody gruntowej.

Przeprowadzone obliczenia w kolejnych etapach analizy pozwoliły określić sposób i zakres niezbędnego wzmocnienia ścieżek jezdnych bramownic oraz dróg technologicznych diagnozowanego obiektu.



Rys. 1. Dyskretyzacja obszaru obliczeniowego

Odwzorowanie układu rzeczywistego obejmowało jego uproszczenie i dostosowanie do możliwości zastosowanego do obliczeń programu.

W obliczeniach przyjęto układ konstrukcyjny (rys.1) odpowiadający przekrojowi poprzecznemu konstrukcji. Warstwę pośrednią (2 cm piasku bitumicznego) zastąpiono elementem kontaktowym (*interface elements*) redukującym parametry współpracy.

Płytę obciążano siłą odpowiadającą obciążeniu ścieżki bramownicy rozłożoną na powierzchni docisku pojedynczego koła bramownicy $q = 712 \text{ kPa}$. Dla tak przyjętego schematu, następnie przeprowadzono obliczenia sprawdzające, w których określono odkształcenia, jakim powinna podlegać konstrukcja przy projektowych wartościach parametrów wytrzymałościowych gruntu oraz ścieżek jezdnych. Do dalszych analiz związanych z poszukiwaniem przyczyn i metod naprawy ścieżki, wykorzystano punkt położony w odległości 0,3 m od krawędzi płyty (zlokalizowany w miejscu, gdzie w badaniach terenowych ustawiono jeden z punktów pomiarowych). Analiza wyników obliczeń dla, tak przyjętych danych wyjściowych, pozwoliła na określenie dopuszczalnych ugięć konstrukcji na poziomie $U_{y_{max}} = 5,0 \text{ mm}$.

2. Numeryczne poszukiwanie przyczyn powstawania utrudnień w eksploatacji obiektu

Poszukiwania przyczyn powstawania utrudnień w eksploatacji prowadzono w oparciu o uzyskane we wstępnych analizach wartości odkształceń płyty. Obliczenia prowadzono w trzech podstawowych kierunkach:

- 1) określenia wpływu degradacji parametrów wytrzymałościowych lub niezgodnego z projektem technicznym wykonania warstw nawierzchni i podbudowy płyty;
- 2) określenia wpływu, jaki ma degradacja ośrodka gruntowego zarówno w podbudowie konstrukcji, jak i w głębszym podłożu (np. w rejonie kolektorów deszczowych);
- 3) określenia wpływu, jaki na stan (przemieszczenia) konstrukcji mają zmiany zwierciadła wody gruntowej.

2.1. Wpływ zmian parametrów wytrzymałościowych betonu

W obliczeniach określono, jak degradacja parametrów wytrzymałościowych betonu wpływa na ugięcie belki pod obciążeniem użytkowym. W kolejnych obliczeniach zmieniano współczynnik sprężystości E betonu płyty podbudowy oraz płyty górnej. Analiza wyników obliczeń pozwoliła na stwierdzenie, że nawet znaczna degradacja parametrów wytrzymałościowych nie powoduje zauważalnych zmian w ugięciu płyt ścieżek jezdnych. Jak należało się spodziewać, największy przyrost osiadań osiągnięto przy degradacji betonu w obu warstwach nawierzchni z B35 do B15. Przyrost ten wyniósł $a = 0,19$ mm.

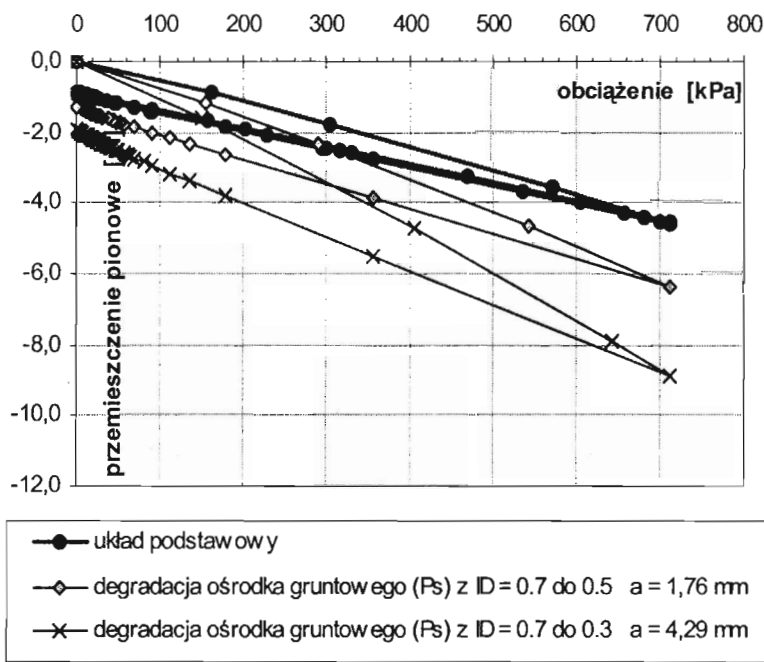
Przeprowadzone obliczenia miały duże znaczenie ze względu na sposób planowania dalszych napraw ścieżek jezdnych bramownic. W dotychczasowej praktyce Gospodarza obiektu, całkowitą wymianę ścieżki (tzn. jej wyburzenie i usunięcie do warstw gruntu rodzimego oraz odtworzenie zgodnie z pierwotnym projektem technicznym) często motywowano utratą jej pierwotnych parametrów wytrzymałościowych. W świetle obliczeń, całkowitą wymianę należy więc dodatkowo uzasadnić innymi powodami natury technicznej lub eksploatacyjnej.

2.2. Wpływ zmian parametrów wytrzymałościowych ośrodka gruntowego

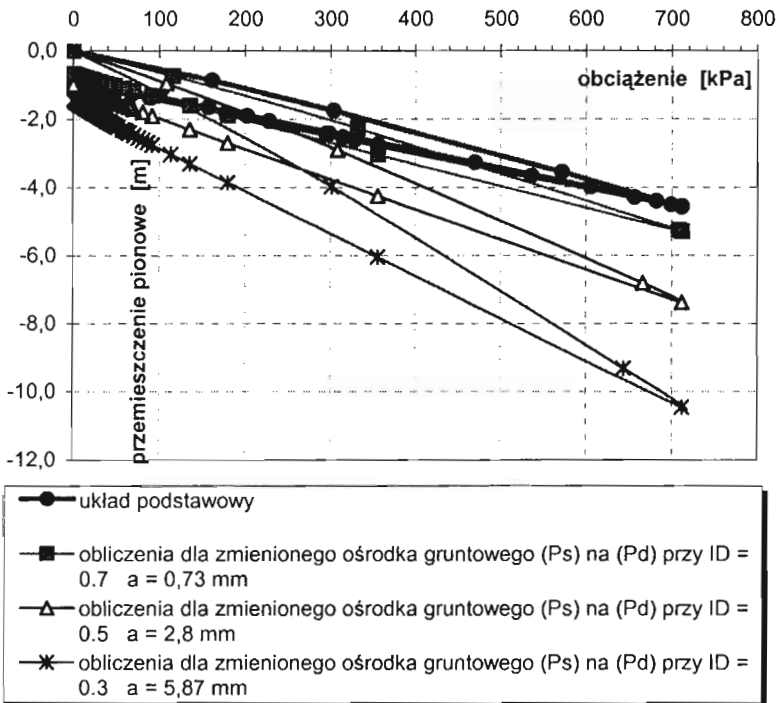
W przeprowadzonej analizie wykazano też wpływ, jaki ma zmiana parametrów podbudowy płyty na zachowanie się ścieżki jezdnej bramownicy. W kolejnych obliczeniach zmieniano stopień zagęszczenia, a wraz z nim wszystkie parametry fizyczne i mechaniczne ośrodka gruntowego. Zmiany parametrów ośrodka gruntowego mogą występować na przykład w wyniku błędów wykonawczych – niedostatecznego zagęszczenia podłoża lub niewykonania pełnej wymiany gruntów słabonośnych. Osobnym zagadnieniem jest uwzględnienie w obliczeniach „historii eksploatacji” związanej z naprawami wykonywanymi w bezpośrednim sąsiedztwie ścieżki jezdnej oraz zjawisk takich jak powstawanie kawern i rozluźnień w rejonie kolektorów deszczowych. Wielokrotny przejazd bardzo ciężkich bramownic obciążonych kontenerami powoduje wyginanie się płyt ścieżki jezdnej. W efekcie tego, przy źle wykonanych dylatacjach i zwierciadle wody gruntowej podniesionym do poziomu nawierzchni ścieżek, dochodzi do wypłukiwania drobnych części gruntu spod płyt i powstawania kawern w ich podbudowie.

Rozluźnienie ośrodka gruntowego

W pierwszym etapie obliczenia wykonano jak dla gruntu zgodnego z projektem (tj. P_s o $I_D = 0,7$) natomiast w kolejnych obliczeniach redukowano stopień zagęszczenia gruntu (do $I_D = 0,5$ oraz $I_D = 0,3$). Uzyskane na tej podstawie wyniki przedstawiono w postaci wykresu (rys.2) zależności obciążenia równomiernie rozłożonego na górnej krawędzi ścieżki jezdnej na powierzchni odpowiadającej powierzchni docisku koła bramownicy. W rezultacie stwierdzono, że redukcja stopnia zagęszczenia z $I_D = 0,7$ do $I_D = 0,5$ powoduje wzrost ugięć krawędzi płyty ścieżki jezdnej o niecałe 2 mm. Natomiast redukcja stopnia zagęszczenia do $I_D = 0,3$ wywołuje już niemal podwojenie tej wartości.



Rys. 2. Zmiana wielkości ugięcia krawędzi ścieżki wywołana redukcją stopnia zagęszczenia podłoża

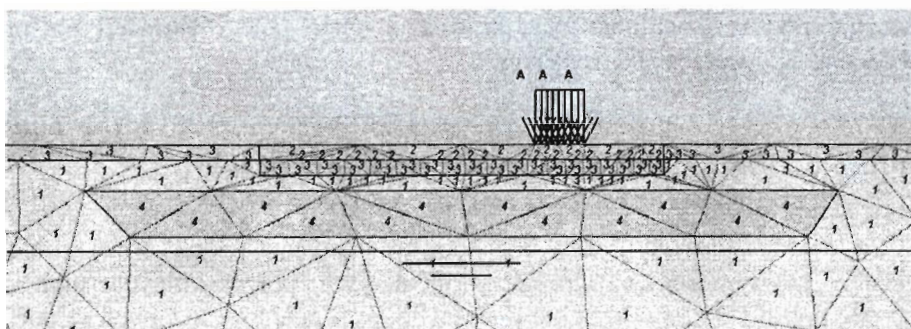


Rys. 3. Zmiana wielkości ugięcia krawędzi ścieżki wywołana zmianą ośrodka gruntowego oraz redukcją jego zagęszczenia

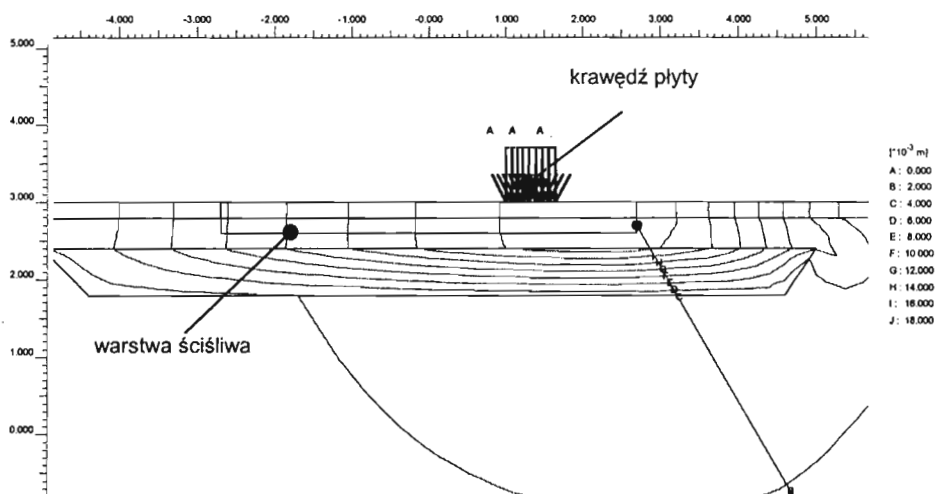
Wpływ występowania w podłożu gruntów słabszych od przyjętych w projekcie

Na analizowanym terenie zaobserwowano głównie niedotrzymanie przez Wykonawcę granulacji gruntów budujących podłoże ścieżek jezdnych bramownicy. Zmianę taką starano się odtworzyć poprzez zmianę rodzaju gruntu występującego w podłożu ścieżki (z Ps na Pd i $P\pi$). Symulowano również zmiany stopnia zagęszczenia w zmienionym ośrodku gruntowym. Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 3, gdzie można zauważyć dużo wyraźniejszy wpływ stanu zagęszczenia podłoża na zachowanie się ścieżki bramownicy. W najmniej korzystnym przypadku (dla $ID = 0,3$) przyrost sprężystego przemieszczenia pionowego, dla rozpatrywanego punktu na powierzchni płyty, przekroczył ugięcie dopuszczalne i wyniósł $a \sim 5,9$ mm.

Osobnym zagadnieniem analizowanym w ramach tych obliczeń było symulowanie występowania w podłożu warstwy gruntu ściśliwego. „Oczka” takie pozostawiono w trakcie realizacji obiektu i po kilku latach eksploatacji ich obecność „objawiała się” głównie poprzez uszkodzenia występujące na nawierzchniach. Przykładem wystąpienia takiego „oczka” jest jedna ze ścieżek, na której wykonano badania ugięć (ugięcie maksymalne osiągnęło wartość $d = 39,1$ mm). Po badaniach, w ramach planowego remontu, rozebrano tę ścieżkę, wymieniając jej podbudowę, aż do gruntu rodzimego. W jej podłożu stwierdzono występowanie warstwy torfu o miąższości około 0,5 m przekrytego od góry warstwą piasku o miąższości 0,2 m (rys. 4).



Rys. 4. Dyskretyzacja układu obliczeniowego w przypadku występowania w podłożu warstwy ściśliwej

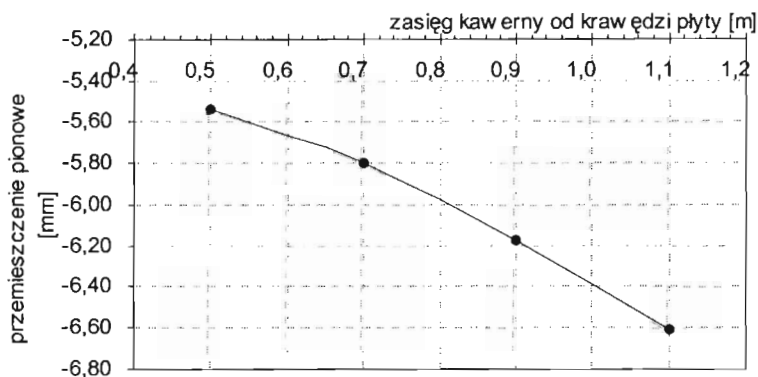


Rys. 5. Pole odkształceń całkowitych w przypadku, gdy w podłożu płyty występuje warstwa ściśliwa

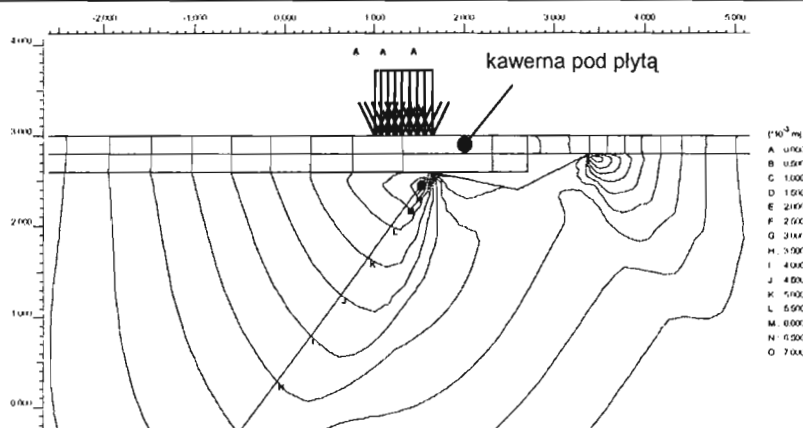
Podobnie jak w poprzednim przypadku, obliczone przemieszczenia znacznie przekraczają dopuszczalne ugięcia płyty ścieżki jezdnej bramownicy. W obliczeniach nie udało się osiągnąć pomierzonego przemieszczenia płyty (~39 mm) – grunt uplastyczniał się i program przerywał dalsze obliczenia. W dalszych obliczeniach poprawiono więc parametry (jak dla torfów w stanie średnio rozłożonym) i dla tak przyjętego układu wartości przemieszczeń pionowych zaledwie przekroczyły 17 mm. Pozwoliło to jednak na wielokrotne, statyczne przykładanie obciążeń użytkowych. Zaznaczyć tu należy zupełnie inny charakter pól odkształceń pod płytą. Zauważono bowiem, że w przeciwieństwie do obliczeń wyjściowych i obliczeń dla jednorodnie rozluźnionego ośrodka gruntowego, następuje tu znaczna koncentracja przemieszczeń. Koncentracja ta występuje pod bardziej obciążoną krawędzią, choć pole deformacji obejmuje praktycznie całą warstwę ściśliwą (rys. 5).

Zmiany w podłożu wywołane eksploatacją obiektu

Do najważniejszych zmian wywołanych intensywną eksploatacją obiektu zaliczono powstawanie kawern przy dylatacjach poszczególnych płyt. Ich obecność pod płytami stwierdzono podczas iniekcji przeprowadzonych w ramach jednego z remontów. W symulacjach wykazano, że obecność kawerny w strefie przy dylatacji powoduje zwiększenie przemieszczeń sprężystych proporcjonalne do jej zasięgu (rys. 6).



Rys. 6. Określenie wpływu zasięgu kawerny na przyrost wartości przemieszczeń pionowych punktu charakterystycznego



Rys. 7. Pole odkształceń całkowitych w przypadku, gdy pod jedną z dylatacji występuje kawerna o zasięgu 1,1 m

Przyrost przemieszczeń pionowych w stosunku do układu projektowego, wywołany powstaniem kawerny, oszacowano jako nie większy niż 2,0 mm, co odpowiada powstaniu kawerny o zasięgu około 1 metra. Opisane powyżej zjawisko generuje występowanie wysokich sił wewnętrznych w płytach, powodując ich pękanie i „samoistne” dylatowanie się połączone z „klawiszowaniem” płyt. Wyniki jednej z symulacji numerycznych opisywanego powyżej przypadku przedstawiono na rysunku 7.

2.2. Wpływ zmian położenia zwierciadła wody gruntowej

Położenie zwierciadła wody na analizowanym terenie determinują: spływ (jego wielkość) wód z terenów przyległych oraz stan wody w kanale portowym. Na stan nawodnienia oddziałują opady atmosferyczne, których wpływ jest szczególnie zauważalny w miejscach przerwania ciągłości powierzchni placów. W przeprowadzonych symulacjach, podnoszono zwierciadło wody gruntowej do poziomu dolnej płyty, a następnie je obniżano. Pomiędzy zmianami położenia zwierciadła wody, do płyty przykładano obciążenie równe obciążeniu eksploatacyjnemu. Z przeprowadzonych analiz wynika, że zmiana położenia zwierciadła wody wywołuje zmiany w sprężystych odkształceniach płyty. Zmiany te są tym większe im niższy jest stopień zagęszczenia ośrodka gruntowego. Dla podłoża projektowego (zagęszczony piasek średni) zmiany te nie przekraczały

0,5 mm, zaś dla podłoża zbudowanego z luźnych piasków drobnych i pylastych, zmiany nieco przekroczyły 1,2 mm.

2.4. Podsumowanie wyników obliczeń

Przeprowadzone obliczenia, w połączeniu z wynikami terenowych badań sprawdzających, pozwoliły na sformułowanie wniosków dotyczących przyczyn powstawania utrudnień w eksploatacji obiektu. Najważniejsze z nich to występowanie rozluźnień występujących w podłożu konstrukcji. Ich występowanie powoduje wzrost odkształceń płyt, co z kolei pociąga za sobą szybsze starzenie się konstrukcji płyty. Następuje wówczas zarysowanie powierzchni płyt oraz „samoistne” dylatowanie się płyt, prowadzące do niszczenia warstw powierzchniowych. W końcowej fazie destrukcji następuje rozkruszanie krawędzi płyt przy dylatacjach, a w przypadku występowania pustek w rejonach dylatacji, wyłamywanie się naroży płyt. Istotną przyczyną awarii jest również tworzenie się pustek pod płytami. Obecność wody gruntowej bezpośrednio pod płytą powoduje nasilenie opisywanych wcześniej zjawisk. O ile obliczeniowo wartości dodatkowych przemieszczeń wynikających z jej występowania w podłożu są pomijalne, praktycznie „wspiera” ona procesy degradacyjne występujące w podłożu. Ponadto jest głównym motorem mechanizmu wypompowywania drobnych cząstek gruntu spod dylatacji płyt oraz sufozji występującej w rejonie kolektorów sieci deszczowej.

3. Propozycje działań zmierzających do zlikwidowania przyczyn utrudnień w eksploatacji obiektu

Spostrzeżenia poczynione w czasie prowadzenia badań, wizji lokalnych oraz wnioski z analiz numerycznych, pozwoliły na określenie przyczyn powstawania utrudnień w eksploatacji obiektu. Przy określaniu sposobu poprawy stanu obiektu, niezbędne było również uwzględnienie zaleceń jego Właściciela. Wskazywały one, że proponowany sposób naprawy obiektu w minimalny sposób zakłócałby jego eksploatację i powinien to być sposób możliwie tani oraz szybki w realizacji. Powyższe uwagi stały się punktem wyjścia dla poszukiwania metod naprawy ścieżek jezdnych bramownic oraz dróg technologicznych. Do ich napraw wybrano dwie technologie:

- 1) wzmacnianie podłoża płyt metodą podbijania oraz dogęszczania podłoża za pomocą kolumn piaskowo-żwirowych;
- 2) zeskalanie podbudowy płyt oraz głębszego podłoża metodą iniekcji niskociśnieniowych.

W miejscach, gdzie stan płyt nawierzchni nie nadawał się do napraw powierzchniowych, zalecono odtwarzanie płyt na podłożu, wzmocnionym krótkimi (około 2,5 m) kolumnami piaskowo-żwirowymi. Ponadto, dla większości badanych płyt, zalecono naprawy dylatacji oraz naprawy powierzchniowe.

Literatura

- [1] Bolt A., Dembicki E., Byczkowski M., Kryczalło A., Kuzora A.: *Grouting in renovation of the harbour structures-case histories*. Proc. V ISRIEQS, Gdańsk, 2001, s. 57-66.
- [2] Bolt A., Dembicki E., Kryczalło A.: *Uszkodzenia nawierzchni w terminalu kontenerowym*, XII Konferencja MgiF, Szczecin, 2000, s. 41-52.
- [3] Kryczalło A.: *Analiza współpracy wybranych konstrukcji z podłożem na podstawie badań stanu ich odkształcenia*. Rozprawa doktorska w WBWiŚ PG, 2003.

Włodzimierz Brząkała¹, Aleksandra Korzec²

Współpraca stalowego przepustu z zasypką

Streszczenie: W referacie przedstawiono numeryczną analizę współpracy cienkościennego przepustu stalowego z zasypką gruntową i podłożem. Za pomocą programu metody elementów skończonych, dokonano numerycznej symulacji kolejnych etapów budowy przepustu typu SuperCor, w tym jego zasypywania, zgodnie z zaleceniami technologicznymi. Ewolucję przemieszczeń i sił wewnętrznych w procesie budowy pokazano na wykresach, także dla niesymetrycznej realizacji obiektu. Wyniki obliczeń MES porównano z obliczeniami według kanadyjskiej normy CHDBC, stwierdzając dobrą zgodność dla maksymalnych sił wewnętrznych. Globalny współczynnik bezpieczeństwa w wykonanych obliczeniach MES z zastosowaniem wartości charakterystycznych parametrów, odpowiadający zapasom bezpieczeństwa dla normowych cząstkowych współczynników CHDBC, kształtuje się średnio na poziomie 2,0-2,5 (średnio: $F^*=2,2$ dla sił osiowych, $F=2,4$ dla momentów zginających).

Wstęp

Technologia budowy stalowych przepustów cienkościennych została opatentowana w 1886 roku w Stanach Zjednoczonych, a w Polsce stosowana jest z powodzeniem od kilkunastu lat i to na dość dużą skalę. Przykładowo, Grupa ViaCon Polska, oferuje cztery typy przepustów: Pecore, Helcore, Multiplate oraz SuperCor [6]. Przepusty te wykonywane są z polietylenu o dużej gęstości oraz z ocynkowanej blachy stalowej. Dzięki uniwersalności, szybkości wykonania oraz

¹ dr hab. inż., Politechnika Wrocławska

² mgr inż., Politechnika Wrocławska

elastyczności rozwiązań w dostosowywaniu do warunków, konstrukcje stalowo-gruntowe zyskują coraz większą popularność [2,3,5,6]. Stosowane są konstrukcje o przekrojach zamkniętych i otwartych, kołowych, łukowych oraz skrzynkowych.

Stalowe przepusty cienkościenne są alternatywą dla tradycyjnych metod budowy z zastosowaniem betonu, kamienia czy gruntów zbrojonych. Wiele czynników przemawia za wyborem tej właśnie technologii, a są nimi: redukcja kosztów, krótki czas wznoszenia, możliwość lokalizacji na słabych gruntach, stosunkowo proste wzmacnianie istniejących obiektów oraz ich zastępowanie. Głównymi przykładami zastosowania stalowych przepustów cienkościennych są: przeprowadzanie cieków wodnych pod nasypami, przejść dla pieszych i zwierząt, budowa małych mostów, wiaduktów i tuneli.

Celem pracy jest numeryczna symulacja kolejnych etapów warstwowego zasypywania przepustu oraz ocena zmienności sił wewnętrznych i przemieszczeń konstrukcji w trakcie tego procesu. Badane było również zagadnienie ewentualnej utraty stateczności ścianek przepustu i zastosowania technicznych środków zaradczych – wykorzystania dodatkowych elementów usztywniających. Praktycznym aspektem przedstawionej analizy numerycznej jest porównanie wyników obliczeń MES z wynikami obliczeń według normy kanadyjskiej CHDBC, która stosuje bardziej uproszczone modele obliczeniowe.

Ograniczona objętość pracy spowodowała skupienie się wyłącznie na wybranym stalowym przepuscie cienkościennym typu SuperCor o stosunkowo dużej rozpiętości (ponad 11m), co przedstawia rysunek 1.

1. Obliczanie przepustów stalowo-gruntowych

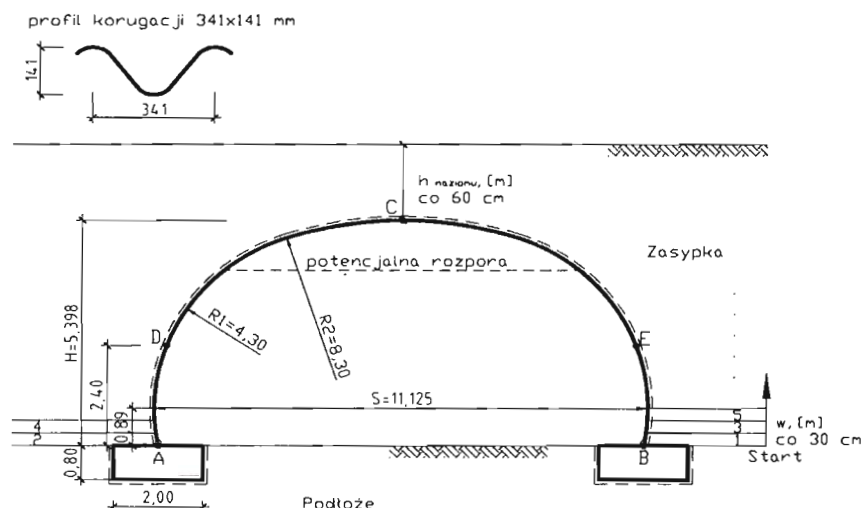
Schemat statyczny zasypywanej konstrukcji, doznającej przemieszczeń w kierunku do i od gruntu, jest wielokrotnie statycznie niewyznaczalny. Konstrukcja podatna, samoczynnie dostosowuje się do działających obciążeń i wpływa na ich redystrybucję. Dlatego ważne są nie tylko parametry samego przepustu (kształt, sztywność przekroju, wytrzymałość), ale też parametry zasypki (uziarnienie, stan zagęszczenia, odkształcalność i in.).

Zasadnicze obciążenie przepustu stanowi ciężar zasypki znajdującej się ponad przepustem, jej napór boczny oraz obciążenia użytkowe na naziomiu. Trudność obliczeniową stanowi złożona kinematyka deformacji przepustu, w związku z czym nie udaje się przewidzieć rozłożenia stref parcia i odporu w gruncie zasypki w otoczeniu przepustu. Lokalizacja tych stref ulega ponadto zmianom, głównie w trakcie budowy obiektu. Na etapie projektowania cienkościennego przepustu rozpatruje się kilka możliwych schematów zniszczenia konstrukcji:

powstania przegubów plastycznych, wyboczenia ścianek przepustu, zniszczenia połączeń śrubowych konstrukcji, utraty nośności gruntu zasypowego czy podłoża gruntowego. Odrębnymi problemami technologicznymi są: ochrona przeciwkorozyjna, ochrona przed podmyciem fundamentów, przemarzaniem podłoża oraz ochrona skarp na wlocie i wylocie przepustu.

W związku z tym, projektowanie konstrukcji zasypywanej, to przede wszystkim określenie obciążenia działającego na ściankę przepustu, wytrzymałościowa analiza przekroju, dobór gruntu zasypowego oraz zabezpieczenia antykorozyjnego. Powstało kilka norm i wytycznych projektowania przepustów, w tym *American Iron and Steel Institute Method, Standard Specification for Highway Bridges* oraz *The Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) [1]. Wymienione metody projektowania mają podobny zakres, a ich celem jest dobór odpowiedniego profilu korugacji (rys. 1), grubości ścianki oraz śrub łączących poszczególne blachy. Jednak każda z nich podaje inny sposób obliczania obciążenia elementu na skutek pracy konstrukcji, ciężaru zasypki i obciążeń użytkowych, a także przyjmuje inne współczynniki obliczeniowe i ich wartości.

Kanadyjska norma *The Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) została wprowadzona w 2001 roku. Zawiera ona osobny rozdział poświęcony projektowaniu konstrukcji zasypywanych, w tym konstrukcji stalowo-gruntowych. Norma CHBDC nie ma ograniczeń w stosowaniu do różnych kształtów i rozpiętości przepustów. Opiera się ona na metodzie granicznych stanów naprężeń, wprowadza kontrolę powstawania przegubów plastycznych w fazach realizacji obiektu i dla niskiego naziomu oraz uplastycznienia na skutek sił osiowych dla konstrukcji z wysokim naziomem. CHBDC korzysta z obliczeń wytrzymałościowych według Duncana i Byrne'a (por. np. [1,5]), dla kombinacji momentu zginającego i siły osiowej w fazie montażu. Obok współczynników dla obciążeń stałych oraz zmiennych, pojawiają się współczynniki uwzględniające różnorodność gruntu, stateczność konstrukcji i rolę zasypki w przenoszeniu obciążeń, kształt konstrukcji, a nawet liczbę pasów ruchu na naziomie i ewentualne bliskie sąsiedztwo innego przepustu. Wprowadza się także obliczenia sejsmiczne i współczynnik zmęczenia.



Rys.1. Charakterystyczne wymiary przepustu SC16A i etapowanie zasyпки.

2. Praca konstrukcji zasypywanej

Numeryczne rozwiązanie zagadnienia uzyskano za pomocą programu Plaxis [4] opartego na metodzie elementów skończonych. MES pozwala na szczegółową analizę przemieszczeń, zarówno konstrukcji, jak i gruntu, tj. również sił wewnętrznych w przepuscie i rozkładu naprężeń w gruncie.

Przemieszczenia gruntu na styku z konstrukcją modelowano wprowadzając element kontaktowy typu *interface* pomiędzy płaszczem przepustu a zasypką.

Na rysunkach przedstawiono ewolucję przemieszczeń oraz sił przekrojowych podczas procesu budowy i eksploatacji dla konstrukcji typu SuperCor SC16A (rozpiętość $S=11,125\text{m}$, wysokość w kluczu $H=5,398\text{m}$).

Wyniki, pod względem jakościowym, są charakterystyczne również dla wielu innych przeanalizowanych konstrukcji (SuperCor SC12A÷SC32A).

2.1 Założenia do obliczeń

Obliczenia MES wykonano w zakresie statycznym, w płaskim stanie przemieszczenia, dla sprężysto-plastycznego modelu gruntu i sprężystego modelu materiału przepustu. Dla gruntu przyjęto niestowarzyszony model sprężysto-

plastyczny z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra o parametrach podanych w tabeli 1. Konstrukcję stalową zamodelowano jako jednolitą – przyjęto parametry w miejscach połączeń śrubowych takie same, jak przekrój ścianki przepustu. „Zasypywanie” kolejnymi warstwami o grubości 30cm odbywa się naprzemiennie, raz z prawej strony (warstwy 1,3,5 itd.), raz z lewej strony (warstwy 2,4 itd.), co powoduje niesymetryczne obciążenie bocznych ścian przepustu (rys.1). W badaniu pominięto modelowanie zagęszczania warstw oraz ewentualne obciążenie naziomu. Do obserwacji przemieszczeń wyróżniono pięć „wirtualnych reperów” $A \div E$.

Tabela 1. Charakterystyczne wartości parametrów zasypki i podłoża

Parametr	γ	E	ν	c	φ	ψ	R
	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[-]
zasypka	18,64	143000	0,20	0,2	36	6	0,7
podłoże	18,15	88400	0,25	0,2	33	3	1,0

Oznaczenia: γ – ciężar objętościowy gruntu, E – moduł Younga dla gruntu, ν – współczynnik Poissona, c – spójność gruntu, φ – kąt tarcia wewnętrznego, $\psi = \varphi - 30^\circ$ – kąt dylatacji [4], R – współczynnik redukcji parametrów wytrzymałościowych dla elementu kontaktowego.

2.2. Trudności obliczeniowe

W początkowych fazach obliczeń zaobserwowano duże przemieszczenia ścian przepustu w kierunku do jego środka, czemu towarzyszy rozległe uplastycznienie przyległego gruntu zasypki. Potencjalnie, może to powodować powstanie przegubów plastycznych w ścianach przepustu. Ten fakt niekorzystnie wpływa też na zbieżność iteracji i dokładność w obliczeniach MES. Sytuację poprawia możliwie wierna symulacja rzeczywistego wykonywania obiektu, tj. zasypywanie warstwami o grubości 30cm (zgodnie z zaleceniami technologicznymi). W pracach montażowych stosuje się także obciążenie tymczasowe klucza konstrukcji stalowej, np. za pomocą kilku worków piasku na każdy metr bieżący konstrukcji. Celowość tego zabiegu znalazła pełne potwierdzenie w obliczeniach numerycznych. Przeprowadzone obliczenia z zastosowaniem takiego dociążenia (obciążenie odpowiadające warstwie 20cm piasku zamodelowane pięcioma siłami $P=2,4$ kN/m) pozwoliły osiągnąć zbieżność rozwiązania zadania i stateczność w warunkach zbliżonych do rzeczywistego wznoszenia obiektu. Okazuje się, że

przyłożenie tego obciążenia montażowego nie może nastąpić w dowolnym etapie zasypywania konstrukcji. Możliwe jest wyznaczenie najkorzystniejszego etapu zasypywania dla przyłożenia obciążenia na klucz konstrukcji, w zależności od jej kształtu i rozmiarów. Dla SC16A jest to poziom zasypki $w=2,4\text{m}$, tj. ok. 45% wysokości H przepustu.

Jak wykazały obliczenia, zabieg ten może nie być wystarczająco skuteczny dla rozpiętości przepustu $S > 12,160\text{m}$ oraz wysokości $H > 7,06\text{m}$ (SC29A).

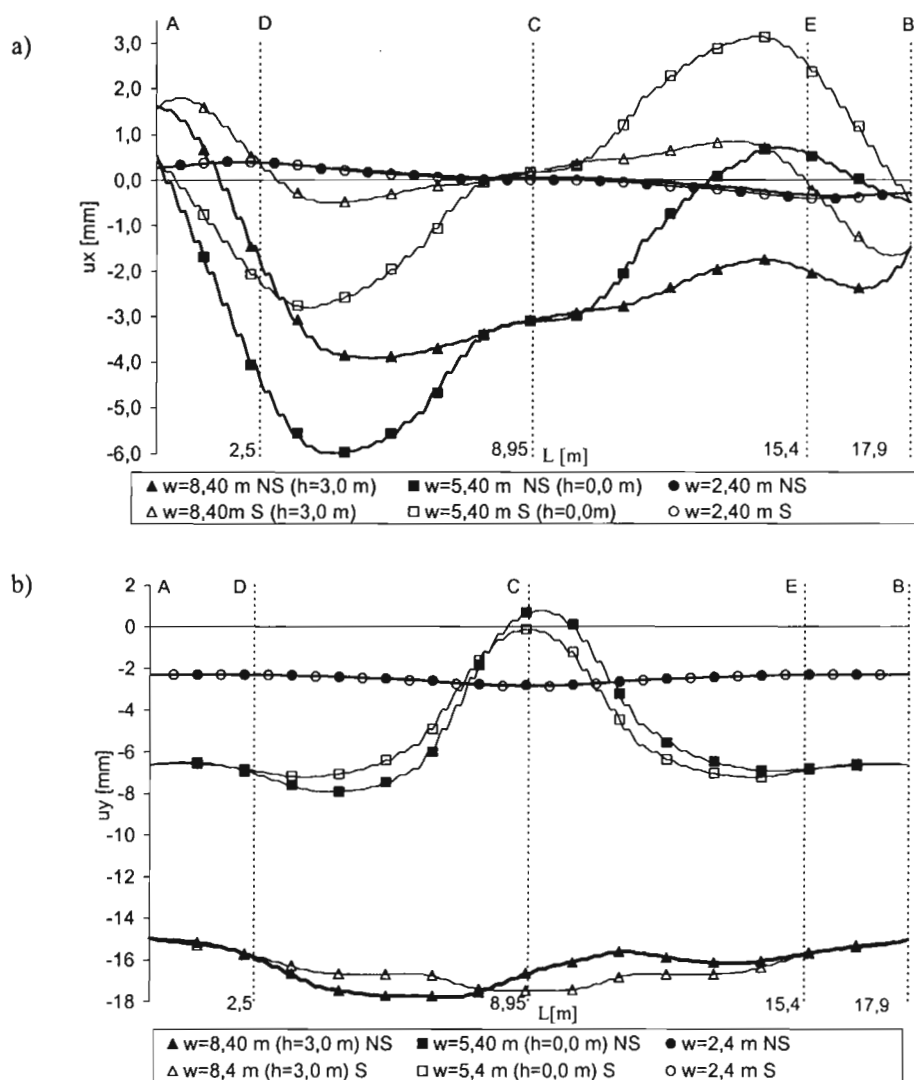
2.3. Analiza niesymetrycznego zasypywania przepustu

Niesymetryczne wykonywanie zasypki powoduje niesymetryczne deformacje przekroju przepustu. Rysunek 2 przedstawia wykresy przemieszczeń poziomych u_x i pionowych u_y wyznaczonych wzdłuż długości poprzecznego przekroju przepustu $0 < L < 17,9\text{m}$. Widoczne są skutki niesymetrycznego (NS) i symetrycznego (S) zasypywania przepustu.

Maksymalne przemieszczenia poziome przepustu następują dla wysokości zasypki $w = 5,4\text{m}$. Przemieszczenie u_x klucza – punktu C na rysunku 1 – wynosi wówczas $3,1\text{mm}$ (w lewo), natomiast punktów D i E odpowiednio $4,4\text{mm}$ (w lewo) i $0,6\text{mm}$ (w prawo). Jednak – dla porównania – maksymalne przemieszczenie to ok. 6mm (w lewo) dla pewnego punktu na wysokości $3,7\text{m}$ powyżej fundamentu ($L = 4,0\text{m}$). Maksymalna różnica wartości poziomych przemieszczeń dla wariantów S i NS wynosi $3,3\text{mm}$. Niesymetryczność zasypywania przepustu nie wpływa istotnie na jego przemieszczenia pionowe. Punkt C w kluczu przemieszcza się w górę i w dół: dla $w = 5,4\text{m}$ jest to $u_y = 0,7\text{mm}$ w górę, natomiast dla $w = 8,40\text{m}$ otrzymano $u_y = 16,6\text{ mm}$ w dół. Maksymalne przemieszczenie wynosi $u_y = 17,8\text{mm}$ na wysokości $5,20\text{m}$ powyżej fundamentu ($L = 7,4\text{m}$).

2.4. Ewolucja sił wewnętrznych

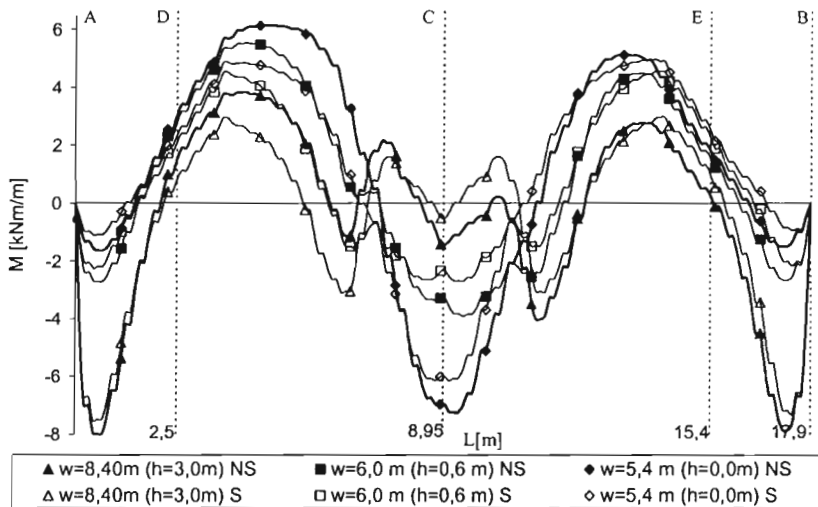
Rozkład sił osiowych wzdłuż obrysu przepustu (rys.1), nie jest równomierny: w przeanalizowanym przykładzie wartość siły w kluczu stanowi ok. 60% siły w pobliżu fundamentu. Zaburzenia symetrii sił osiowych przy niesymetrycznym zasypywaniu nie są znaczne, w granicach błędu numerycznego.



Rys. 2. Przesunięcia wzdłuż poprzecznego przekroju przepustu w trakcie jego symetrycznego (S) i niesymetrycznego (NS) zasypywania: a) przesunięcia poziome, b) przesunięcia pionowe (w – grubość zasypki ponad wierzchem fundamentu, h – grubość zasypki ponad kluczem, $h = w - H = w - 5,4 \text{ m} \geq 0$)

Rysunek 3 pokazuje natomiast ewolucję momentów zginających. Największe zmiany momentów zginających występują dla zasypki na wysokości

$w = 3,6 \div 4,8$ m ponad fundamentem. Momenty zginające są zawsze większe po stronie zasypki niższej (o 30cm).



Rys. 3. Momenty zginające ściankę przepustu w trakcie jego symetrycznego (S) i niesymetrycznego (NS) zasypywania

3. Dodatkowe wzmocnienia

W trakcie przeprowadzania doświadczenia modelowano kilka zabiegów inżynierskich, których celem było ograniczenie przemieszczeń i parcia gruntu na konstrukcję. Za korzystne rozwiązanie można uznać zastosowanie przegubowo zamontowanej poziomej rozpory montażowej (rys. 1). Ważne znaczenie ma nie tylko wysokość montażu rozpory, ale również wybór odpowiedniego czasu montażu i demontażu – w stosunku do etapów zasypywania. Dla przepustu SC16A, montaż rozpory jest najkorzystniejszy na wysokości 4,2m, dla zasypki doprowadzonej do poziomu $w = 2,4$ m, a demontaż dla $w = 5,4$ m. Zastosowanie rozpory zmniejsza wartość maksymalnego momentu zginającego oraz wyrównuje jego rozkład w przekroju. Balastowanie klucza przepustu nie jest wówczas konieczne. Numeryczne modelowanie zbrojenia gruntu zasypowego i kotwienia przepustu geosiatkami lub płytami kotwionymi w masywie zasypki nie dało jednoznacznie korzystnych rezultatów, jeśli chodzi o ich wpływ na siły wewnętrzne w konstrukcji. Takie rozwiązania mogą być jednak korzystne dla poprawy warunków pracy lub trwałości drogi ponad przepustem.

4. Porównanie istniejących metod projektowania z obliczeniami MES

Obliczenia numeryczne wykonano dla wartości charakterystycznych (średnich) wszystkich parametrów. Do kalibracji wyników MES wybrano kanadyjską metodę projektowania, w której wymiarowania konstrukcji dokonuje się na wartościach obliczeniowych siły osiowej (oznaczenie CHDBC*), natomiast sprawdzenia fazy montażu – na wartościach charakterystycznych (oznaczenie CHBDC). W metodzie kanadyjskiej, nie tylko wartości obliczeniowe, ale również wartości charakterystyczne sił wewnętrznych w konstrukcji są ustalane z uwzględnieniem pewnych współczynników, a zatem otrzymywane oszacowania sił wewnętrznych według CHBDC są z reguły większe od wartości z obliczeń MES. W tabeli 2, dla przypadku niesymetrycznego zasypywania, porównywano wartości sił w punkcie C (rys. 1), obliczając ich iloraz F i odpowiednio F^* .

Tabela 2. Oszacowania sił wewnętrznych wg CHDBC oraz MES

h[m]	T [kN/m]			F*	F	M [kNm/m]		F
	MES	CHDBC*	CHDBC			MES	CHDBC	
0,0	46	112	90	2,5	2,0	7,0	16,3	2,3
0,6	101	208	166	2,1	1,6	5,1	13,2	2,6
1,2	132	293	235	2,2	1,8	3,5	10,1	2,9
2,4	213	463	371	2,2	1,7	1,9	3,8	2,0
3,6	286	633	506	2,2	1,8	1,1	2,5	2,3

Wnioski

1. W numerycznej symulacji pracy zasypywanego przepustu stwierdzono potencjalne możliwości wystąpienie niestateczności ścianek przepustu, którym jednak można zaradzić prostymi środkami technicznymi.
2. Można ustalić globalne współczynniki bezpieczeństwa w MES: dla wymiarowania przepustu $F^* = 2,2$, dla sprawdzenia faz montażu $F = 1,8$ (siły osiowe) oraz $F = 2,4$ (momenty), które zapewniają zgodność z CHDBC.
3. Dla wysokich naziomów ($h \geq 2,4\text{m}$) maksymalne momenty według MES zaczynają się bardziej różnić od wyników CHBDC, np. wartości maksymalne występują poniżej klucza. Maleje też F , nawet poniżej wartości 1,0. Występuje

to jednak przy maksymalnych wartościach momentów mniejszych od podanych w tabeli 2, a zatem nie ma dużego znaczenia w projektowaniu.

Literatura

- [1] American Iron and Steel Institute: Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products. Fifth Edition, 2002.
- [2] Janusz L.: *Zastosowanie konstrukcji stalowych i rur podatnych ze stali i polietylenu do budowy przepustów, mostów i tuneli*. Arot ViaPolska sp.z o.o. I Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Nowo-czesne technologie w budownictwie drogowym”, Poznań, 10-11 września 1998.
- [3] Janusz L.: *Małe mosty z blach falistych jako szybka i tania alternatywa dla tradycyjnych metod budowy mostów małych*. IV Krajowa Konferencja naukowo-techniczna. Problemy projektowania, budowy i utrzymania mostów małych, Wrocław, 2-3 grudnia 1999.
- [4] PLAXIS. *Finite Code for Soil and Rock Analyses*. Version 7, R.B.J. Brinkgreve, P.A. Vermeer, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1998.
- [5] Webb.M.C.: *Improved Design and Construction of Large-Span Culverts*. 1999.
- [6] www.viacon.pl

SOIL-STRUCTURE INTERACTION PROBLEM OF A STEEL CULVERT AND BACKFILL

Summary: The paper deals with interaction problems of a selected SuperCor-type culvert, which is made of corrugated, thin-walled steel panels, and a soil backfill. The FEM calculations based on the Plaxis software (2D, elasto-plastic) are calibrated in a context of The Canadian Code (CHDBC) design method. A special attention is paid to computer simulations of consecutive construction phases, i.e. on monitoring of internal forces and displacements during covering with the backfill.

Both symmetrically and unsymmetrical loaded (buried) structures are analyzed. The results yielding from FEM calculations confirm the CHDBC design method, though with a certain comment: the former uses characteristic (mean) values of parameters and the latter belongs to standard limit equilibrium approach that uses partial safety coefficients as well as technological ones. Thus the equivalence takes place in sense of global safety factors: $F = 1.8-2.2$ for axial forces and $F = 2.4$ for the bending moments.

Joanna Bzówka¹, Giang Nguyen²

The differences in determination of soil deformation characteristics between European Document, Polish and Slovak Standards

Summary: The paper deals with the differences in determination of soil deformation characteristics between European Document ETC5-D1.97 [1], Polish Standard PN-88/B-04481 [3] and Slovak Standard STN 72 1027 [4].

Introduction

In geotechnical engineering, the knowledge of deformation characteristics of soils is necessary in many cases. It is used, e.g., for calculation of structures settlement which should not be exceeded the certain limit values. In the case of structures, founded on soft soil such as embankment of transport constructions, there is also very important settlement speed, which often has to be speeded up. To obtain the values of deformation characteristics of soils, exception of other methods, oedometer test is still often used. This paper deals with differences in determination of soils deformation characteristics using oedometer test by various documents.

¹ PhD., CEng., Silesian University of Technology, Poland

² PhD., CEng., University of Žilina, Slovakia

1. Differences between European Document [1], Polish [3] and Slovak Standard [4]

After European document [1] (part 2.1), the main parameters, which can be derived from the oedometer test carried out on undisturbed samples are following:

- 1) The compressibility parameters (m_v – coefficient of volume compressibility, E_{oed} – oedometer modulus, S_c – compression stiffness index, C_c – compressibility index)
- 2) The coefficient of consolidation (c_v)
- 3) The apparent preconsolidation pressure or yield stress (σ'_p)
- 4) The coefficient of secondary compression (C_α)
- 5) The swelling parameters (S_s – swelling stiffness index, C_s – swelling index, σ'_s – swelling pressure).

After Polish Standard [3] (part 6), from the oedometer test, the following parameters will be evaluated:

- 1) The primary compressibility modulus (M_o)
- 2) The secondary compressibility modulus (M)
- 3) The swelling pressure (P_c)
- 4) The collapse index (i_{mp})

After Slovak Standard [4], from the oedometer test, the following parameters will be evaluated:

- 1) The oedometer modulus of flowed soil sample (E_f)
- 2) The oedometer modulus of unflowed soil sample (E_u)
- 3) The coefficient of consolidation (c_v).

As we can see, the differences between discussed documents are not only in the symbols of parameters but also in the number of parameters.

All three documents mention compressibility parameters as the first. Compressibility parameters are evaluated by all three documents from the figures of changing normal stress and normal strain. There are certain differences in calculation of oedometer modulus from test records, which will be more analyzed in this paper.

After the compressibility parameters, European Document [1] and Slovak Standard [4] mention about coefficient of consolidation, which is not introduced in Polish Standard [3]. The differences concerning coefficient of consolidation are more described in this paper (chapter 2.2).

1.1. Calculation of oedometer modulus

After European Document [1], item A.3.2: oedometer modulus E_{oed} (kPa) for each load increment is calculated by formulae:

$$E_{oed} = \frac{\delta\sigma'_v}{\delta\varepsilon_v} \quad (1)$$

Using symbols introduced in this document, the following equation is obtained:

$$E_{oed} = \frac{\frac{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}{H_i - H_f}}{H_i} \quad (2)$$

where:

σ'_{v1} (kPa) – the pressure applied to the specimen in the previous load increment,

σ'_{v2} (kPa) – the pressure applied to the specimen in the load increment that is considered,

H_i (mm) – the initial height, i.e. height of the specimen at the start of an increment,

H_f (mm) – the height of the specimen at the end of an increment.

Using Polish Standard [3], item 6.1.1: the compression primary (M_o)

or secondary (M) modulus in (kPa) or (MPa) is calculated by formulae:

$$M_o, M = \frac{\Delta\sigma_i}{\varepsilon} = \frac{\Delta\sigma_i \cdot h_{i-1}}{\Delta h_i} \quad (3)$$

where:

$\Delta\sigma_i$ – the pressure increase = $\sigma_i - \sigma_{i-1}$, (kPa), (MPa),

h_{i-1} – the specimen height in oedometer before pressure increasing from the value σ_{i-1} to the value σ_i , (mm),

Δh_i – the decrease of the sample height in oedometer ring after pressure increasing by $\Delta\sigma_i$; $\Delta h_i = h_{i-1} - h_i$, (mm).

After arranging equation (2) in the meaning of signs by Polish Standard [3], oedometer modulus by European Document [1] is calculated using the following formulae:

$$E_{oed} = \frac{\frac{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}{H_i - H_f}}{H_i} = \frac{\frac{\Delta\sigma_i}{h_{i-1} - h_i}}{h_{i-1}} = \frac{\frac{\Delta\sigma_i \cdot h_{i-1}}{h_{i-1} - h_i}}{\Delta h_i}$$

It is worth noticed that between formulae (3) and (2) is no difference. The calculation method of oedometer modulus between European Document [1] and Polish Standard [3] is the same.

Using Slovak Standard [4], item. 46: oedometer modulus for stress interval σ_{i-1}, σ_i is calculated from deformations $s_{i-1,c}, s_{i,c}$ at the end of correspondent loading (unloading) stages by formulae:

$$E_u \text{ or } E_f = \frac{h_{or}(\sigma_i - \sigma_{i-1})}{s_{i,c} - s_{i-1,c}} \quad (4)$$

For reconsolidated testing samples the original sample height h_{or} is replaced by the sample height after reconsolidation h_r .

After arranging equation (2) in the meaning of Slovak Standard [4], oedometer modulus by European Document [1] is calculated by formulae:

$$E_{oed} = \frac{\frac{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}{H_i - H_f}}{H_i} = \frac{\frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{(h_{or} - s_{i-1,c}) - (h_{or} - s_{i,c})}}{(h_{or} - s_{i-1,c})} = \frac{(h_{or} - s_{i-1,c})(\sigma_i - \sigma_{i-1})}{s_{i,c} - s_{i-1,c}} \quad (5)$$

To compare formulae (4) and (2) it is noticed that there is difference in parts $(h_{or} - s_{i-1,c})$ and (h_{or}) . It means that oedometer modulus, calculated by Slovak Standard [4] will be large than oedometer modulus, calculated by European Document [1] and Polish Standard [3]. It means that the settlement, calculated by Slovak Standard [4] will be smaller than this one, calculated using [1] and [3].

1.2. The difference in determination of coefficient of consolidation c_v and manner of taking into account the temperature influence on its value

1.2.1. Difference in determination of coefficient of consolidation c_v

There is no difference in determination of coefficient of consolidation c_v between European Document [1] and Slovak Standard [4]. These documents introduce two methods of determination of c_v . They are following:

- 1) Log time curve fitting method (LTCFM),
- 2) Square root time curve fitting method (SRTCFCM).

Both two methods use the consolidation curves, on which the relation between time and sample deformations is drawn. In the LTCFM, at the horizontal axis, the logarithm of time (in minutes) is drawn, while in the SRTCFCM, at the horizontal axis, the square root of time (in minutes) is drawn.

Concerning the frequency of recording changes of sample height during the time, European Document [1] mentions that it should enable the time-compression curve to be plotted with sufficient accuracy. In the case of absence of engineering instructions, the following intervals are suggested: 0; 10; 20; 30; 40; 50 seconds, 1; 2; 4; 8; 15; 30 minutes, 1; 2; 4; 8; 24 hours.

Slovak Standard [4] does not describe the intervals but mention that time intervals should be such shot to enable the time-compression curve to be plotted.

Polish Standard [3] does not consider with coefficient of consolidation c_v , however, the consolidation curves are drawn for every loading stage and they enable to calculate settlement not only for the time after finishing structures but also during building the structures. The frequency of recording changes of sample

height by time is 0; 1; 2; 5; 15; 30 minutes, 1; 2; 4; 19; 24; 48; 72 hours. Sometimes, such intervals are not sufficient for determination of coefficient of consolidation of soils that consolidate rapidly.

1.2.2. Difference in taking into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation c_v

European Document [1] takes into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation c_v by correction factor.

Even though Polish Standard [3] does not consider with coefficient of consolidation c_v , the temperature influence on consolidation speed is taken into account by the note in document that the most suitable range of temperature for realisation of oedometer test is $10 \div 15^\circ\text{C}$. Mentioned temperature value approximately fits the temperature, recommended by European Document [1].

Slovak Standard [4] does not take into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation c_v . Concerning temperature, there is listed only, that during the oedometer test the temperature oscillation should be smaller than 4°C .

European document [1] in part A.5.2 "Temperature correction" describes that if the laboratory temperature is significantly different from 20°C , it is necessary to use the temperature correction factor given in Fig. 1. This factor enables to correct the results to 20°C . In this document ([1], part A.5.2.2) is mentioned that if conversion to another temperature is required, the correction factor may be obtained by the following formulae:

$$f_T = \frac{f_{T;20}}{f_{T;ref}} \quad (6)$$

where:

$f_{T;20}$ – the temperature correction factor to convert from laboratory temperature to 20°C ,

$f_{T;ref}$ – the temperature correction factor to convert from the required temperature to 20°C .

The result values of coefficient of consolidation will be obtained by multiplying values of c_v by correction factor f_T .

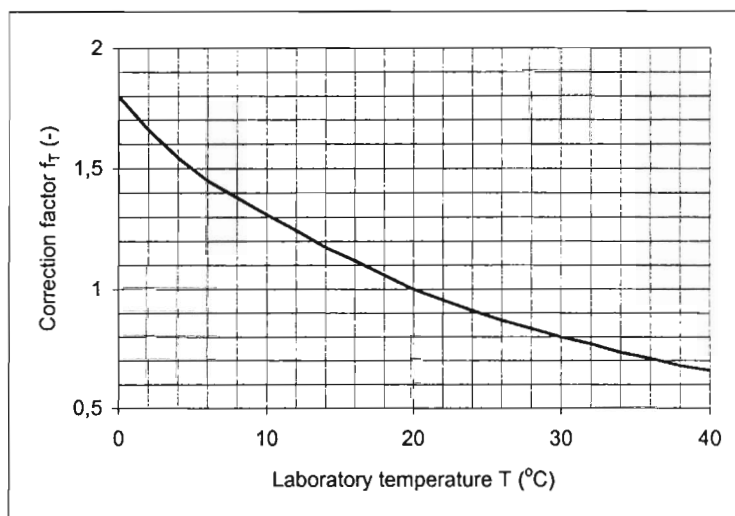


Fig. 1. Temperature correction curve for coefficient of consolidation (after [1], [2])

In the European Document ([1], note A9) there is listed that the temperature correction is necessary because of the dependence upon temperature of the viscosity of water. Ground temperatures at some depth below ground surface are often more or less constant year-round, and it is then useful to take an accepted value of field temperature for large regions. This varies from 7°C in Nordic countries, through 10°C in moderate climates, to 20°C in Mediterranean climates.

2. Example

To illustrate the mentioned differences, the example of evaluation of oedometer test by all three documents is presented. The soil sample was taken from Žilina (Slovakia) and oedometer test was carried out at the Laboratory of Department of Geotechnics at the Silesian University of Technology, Faculty of Civil Engineering (Gliwice, Poland).

Soil is classified by USCS (Unified Soil Classification System) as CI and soil consistency is firm.

2.1. The difference in calculation of oedometer modulus

In Fig. 2, the change of effective normal stress and sample height is drawn (after [3]). In Fig. 3, the change of effective normal stress and normal strain is shown (after [4]).

In Table 1, the values of primary M_0 and secondary M compressibility oedometer modulus calculated using European Document [1], Polish [3] and Slovak Standard [4] are introduced.

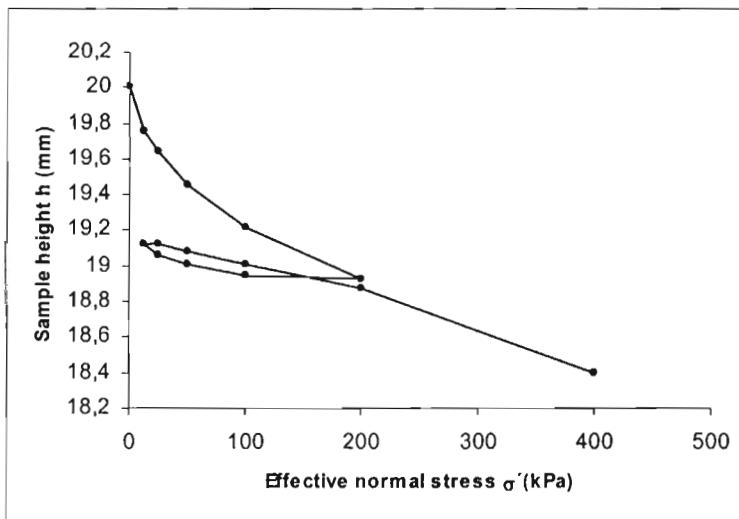


Fig. 2. Change of effective normal stress and sample height (Žilina, soil Cl), (after [3])

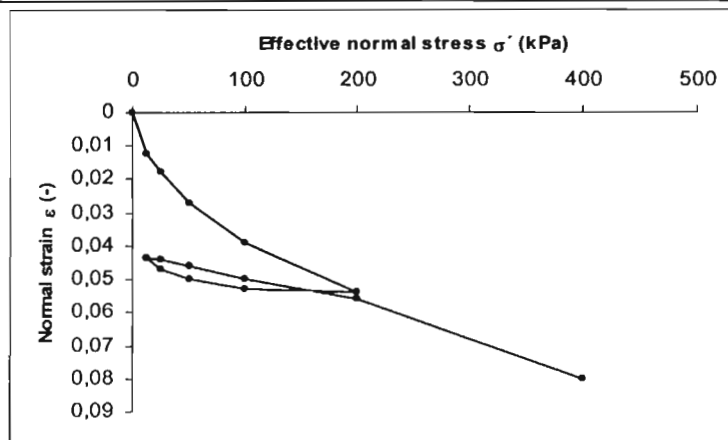


Fig. 3. Relation „effective normal stress – normal strain“ for tested soil (Žilina, soil Cl), (after [4])

Table 1. The values of primary M_0 and secondary M compressibility oedometer modulus for tested soil, calculated using following documents: European document [1], Polish [3] and Slovak Standard [4]

Soil	Test stage	Loading unloading (kPa)	Oedometer modulus M_0, M (MPa)			
			After [1] and [3]	After [4]	Differences	
					(MPa)	(%)
Žilina soil, depth 2,1 m	Loading (M_0)	0÷12,5	1,031	1,031	0,000	0,00
		12,5÷25	2,120	2,146	0,026	1,21
		25÷50	2,691	2,740	0,049	1,80
		50÷100	4,054	4,167	0,113	2,71
		100÷200	6,537	6,803	0,266	3,91
	Unloading	200÷100	94,623	100,000	5,378	5,38
		100÷50	15,657	16,529	0,872	5,28
		50÷25	8,122	8,547	0,425	4,97
		25÷12,5	3,875	4,065	0,190	4,68
	Loading (M)	12,5 ÷25	68,304	71,429	3,125	4,38
		25÷50	10,742	11,236	0,494	4,39
		50÷100	12,978	13,605	0,628	4,61
		100÷200	15,203	16,000	0,797	4,98
		200÷400	7,833	8,299	0,465	5,61

2.2. The difference in determination of coefficient of consolidation and taking into account the temperature influence on its value

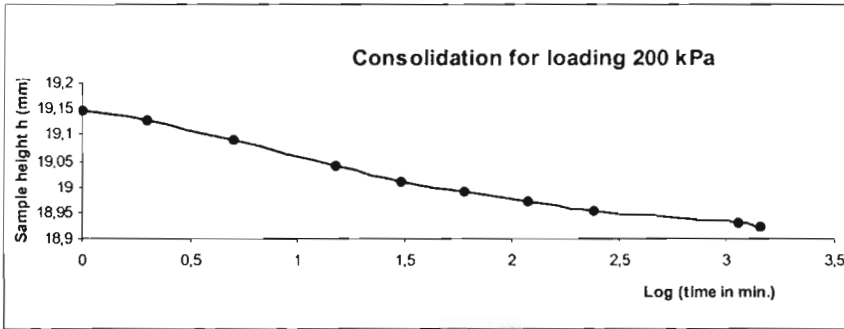


Fig. 4. Relation between sample height and time (log scale) for the loading 200 kPa for tested soil (after [3])

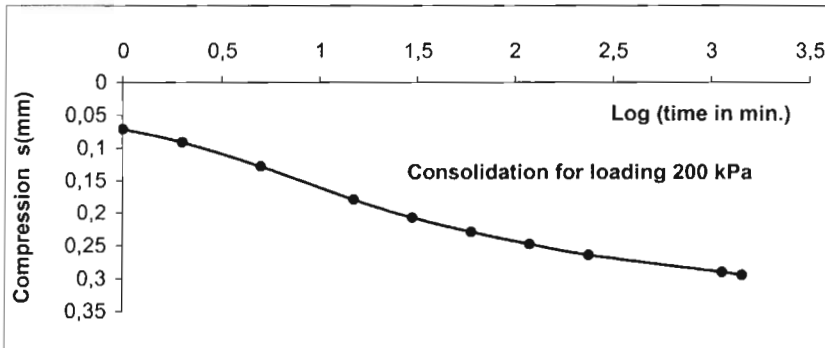


Fig. 5. Relation between compression and time (log scale) for the loading 200 kPa for tested soil, (after [1], [4])

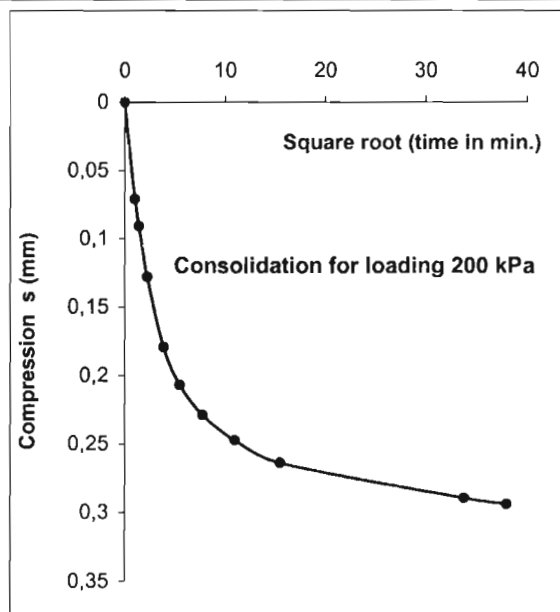


Fig. 6. Change of compression and square root of time for the loading 200 kPa for the tested soil, (after [1], [4])

Table 2. The values of coefficient of consolidation c_v calculated using LTCFM and SRTCFCM and temperature influence on its values

Labo: $t = 22,5^{\circ}\text{C}$ $f_{T,20} = 0,930$ In-situ: $t = 10^{\circ}\text{C}$ $f_{T,ref} = 1,310$ $f_T = 0,709$	Value of c_v (m^2/year)		
	Log time curve fitting method LTCFM	Square root time curve fitting method SRTCFCM	Difference between LTCFM and SRTCFCM
After European document [1]	1,329	2,356	77,3% 1,027
After Slovak Standard [4]	1,872	3,319	77,3% 1,447
Difference between [1] and [4]	40,9% 0,543	40,9% 0,963	

Conclusions

- There is no difference in calculation of oedometer modulus by European Document [1] and Polish Standard [3], while it is difference in calculation of oedometer modulus by Slovak Standard [4] in comparison with mentioned documents.
- The oedometer modulus calculated by Slovak Standard [4] is larger, so settlement calculated with these value will be smaller. Since the difference of oedometer modulus obtained by Slovak Standard [4] will be larger when soil is more compressible, so attention should be paid for very soft soil.
- Calculating oedometer modulus is recommended by formulae (5), it means by [1] and [3].
- There is no difference in determination of coefficient of consolidation c_v between European Document [1] and Slovak Standard [4]; Polish Standard [3] does not consider with c_v .
- Values of c_v obtained from laboratory tests by LTCFM and SRTCFCM are different. For more exact determination of these values, it is recommended to record as more as possible sample compressions by time.
- European document [1] takes into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation c_v . After [1], temperature correction is necessary, because the viscosity of water is dependent on temperature. Slovak Standard does not mention about this problem.
- Polish Standard [3] does not consider with coefficient of consolidation c_v but mentions about the most suitable range of temperature for oedometer test between 10÷15°C (close to in-situ soil water temperature).

Literature

- [1] Atkinson J.H., Clayton C.R.I., Head K.R., Anagnostopoulos A.G., Bonnechère F.: *Incremental loading oedometer test*. Document ETC5-D1.97.
- [2] BS 1377:1990: *Methods of test for soils for civil engineering purposes Compressibility, permeability and durability tests*. British Standards Institution, London, UK, 1990

- [3] PN-88/B-04481: *Grunty budowlane – Badania próbek gruntu*. Wydawnictwa normalizacyjne „Alfa”, 1988
- [4] STN 72 1027: *Laboratorné stanovenie stlačiteľnosti zemin v oedometri*. Vydavateľstvo ÚNM, Praha, 1984

RÓŻNICE W OKREŚLANIU CHARAKTERYSTYK ŚCISLIWOŚCI GRUNTU POMIĘDZY DOKUMENTEM EUROPEJSKIM, POLSKĄ I SŁOWACKĄ NORMĄ

Streszczenie: W artykule przedstawiono różnice, jakie występują przy określaniu charakterystyk ścisłości gruntu pomiędzy zasadami podanymi w dokumencie europejskim ETC5-D1.97 [1] i w normach polskiej PN-88/B-04481 [3] i słowackiej STN 72 1027 [4].

This work was done within the project REPROCITY (contract no. MTKD-CT-2004-509775).

Katarzyna Dołyk¹, Zenon Szypcio²

Osiadanie i obrót ław i stóp fundamentowych posadowionych na piaskach

Streszczenie: W pracy przedstawiono metodykę doboru parametrów modelu sprężysto-idealnie plastycznego Coulomba-Mohra dla piasków, przy obliczeniach nośności, osiadań i obrotów stóp i ław fundamentowych posadowionych na piaskach. Wykazano, że współczynniki podatności pionowej i obrotowej ław i stóp znacznie różnią się od wartości współczynników podawanych w literaturze. Dla piasków odkształcenia plastyczne są znaczące, co wskazuje na to, że model Winklera-Zimmermana nie powinien być stosowany.

Wprowadzenie

Wiadukty stanowią znaczną część tras szybkiego ruchu. Doświadczenie wielu krajów (Briand i inni [3]) wskazuje, że podpory tych wiaduktów mogą być posadowione na fundamentach bezpośrednich. Ponieważ konstrukcje wiaduktów zwykle są statycznie niewyznaczalnymi belkami (płytami) wieloprzęsłowymi, konieczna jest znajomość zależności osiadania fundamentu od wielkości obciążenia pionowego oraz kąta obrotu fundamentu od wielkości momentu przekazywanego przez podporę na fundament.

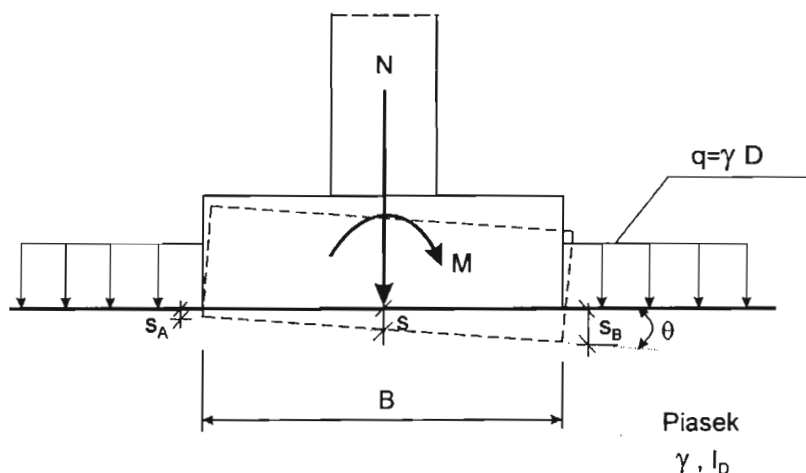
W pracy przedstawiono metodykę doboru parametrów modelu sprężysto-idealnie plastycznego piasku jako funkcji nie tylko stopnia zagęszczenia, ale również szerokości fundamentu. Obliczenie osiadań i obrotów wykonano przy pomocy programu PLAXIS 2D Version 8 [6].

¹ mgr inż., Politechnika Białostocka

² dr hab. inż., Politechnika Białostocka

1. Geometria problemu

Schematycznie geometrię rozpatrywanego problemu przedstawiono na rysunku 1.



Rys.1. Schemat geometrii problemu

Ława (stopa) fundamentowa o bardzo dużej sztywności, posadowiona na jednorodnym fizycznie piasku obciążona jest podporą przekazującą na fundament siłę pionową N i moment obrotowy M . Zwykle, dla wygody, moment M przedstawia się jako iloczyn siły pionowej N i mimośrod e ($M = N e$).

Zakładając liniowy rozkład naprężeń pod podstawą fundamentu (rys. 1) nie następuje odrywanie fundamentu od podłoża, jeżeli $e/B \leq 1/6$. Odpowiednio minimalne i maksymalne osiadania krawędzi fundamentu oznaczono jako s_A i s_B , zaś osiadanie środka sztywnego fundamentu jako $s = 0,5(s_A + s_B)$. Tangens kąta obrotu fundamentu obliczyć można z równania

$$\tan \theta = \frac{s_B - s_A}{B}. \quad (1)$$

Rzeczywiste kąty obrotu fundamentu są małe i możemy traktować, że $\tan \theta = \theta$ (rad).

Znając s i θ możemy policzyć współczynnik podatności pionowej (Wiłun, [10]):

$$k_s = \frac{N}{s} \quad (2)$$

i współczynnik podatności obrotowej fundamentu:

$$k_\theta = \frac{M}{\theta} . \quad (3)$$

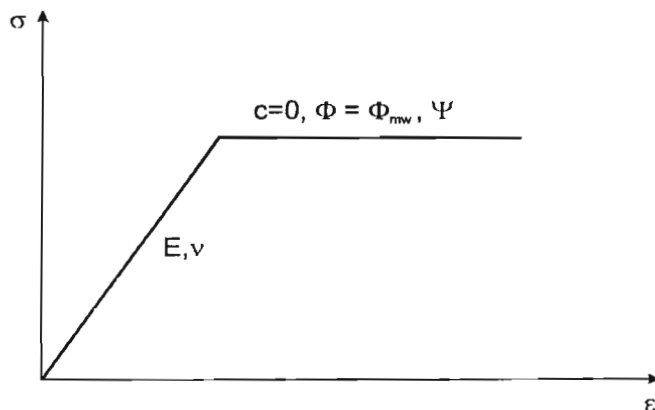
Wartości tych współczynników mogą być bezpośrednio użyte do obliczeń sił wewnętrznych w podporach i konstrukcji wiaduktu.

W pracy, tradycyjnie, zagłębienie fundamentu traktuje się jako równomierne obciążenie gruntu otaczającego fundament o intensywności $q = \gamma D$, gdzie γ jest ciężarem objętościowym gruntu, a D głębokością posadowienia. Założono, że poziom wód gruntowych jest niski i nie ma wpływu na nośność oraz osiadanie fundamentu. W obliczeniach przyjęto fundament żelbetowy o wysokości $h = 1,5 \text{ m}$ ($EA = 200\,000 \text{ kN/m}$, $EJ = 37\,500 \text{ kNm}^2/\text{m}$).

2. Model ośrodka

W pracy przyjęto, że właściwości odkształceniowe i wytrzymałościowe piasku wystarczająco dokładnie można opisać za pomocą modelu sprężysto-idealnie plastycznego Coulomba-Mohra (rys. 2). Model ten opisany jest pięcioma parametrami: modułem sprężystości – E , współczynnikiem Poissona – ν , kohezją – c , kątem tarcia wewnętrznego – Φ i kątem dylatacji – Ψ .

Podstawowym zagadnieniem jest prawidłowe dobranie wartości parametrów modelu.

Rys. 2. Zależność $\sigma - \varepsilon$ dla modelu sprężysto-idealnie plastycznego

Opierając się na wynikach prac Boltona [1], Szypcio i Dembicki [9], Szypcio [8], autorzy proponują przyjmować wartości tarcia wewnętrznego (Szypcio i Dembicki [9]) obliczone z równania:

$$\Phi = \Phi_{mw} = \Phi_{cv} + 0,82 + 7,65I_D + 0,39I_D(34^\circ - \Phi_{cv}) + 1,73I_D^2\left(\frac{1}{B}\right), (4)$$

gdzie:

Φ_{cv} – jest wartością kąta tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym (dla piasków kwarcowych $32^\circ < \Phi_{cv} < 36^\circ$, $\Phi_{cv} = 34^\circ$ dla piasku Toyoura); I_D – jest początkowym stopniem zagęszczenia piasku, zaś B – szerokością fundamentu wyrażoną w metrach. Teoretycznie piasek jest bezkohezyjny $c = 0$, lecz autorzy programu PLAXIS zalecają, by w obliczeniach przyjmować małe wartości kohezji $c > 0,1 \text{ kPa}$. W pracy przyjęto $c = 1 \text{ kPa}$.

Kąt dylatacji (Szypcio [8]) określa się z równania:

$$\sin \Psi = \frac{0,3 I_R}{2 + 0,3 I_R}, (5)$$

gdzie wskaźnik dylatacji (Bolton [1]) dla piasków kwarcowych jest równy:

$$I_R = I_D \left(5 - \ln \frac{p}{150} \right) - 1. \quad (6)$$

W równaniu (6) wartość średniego ciśnienia hydrostatycznego wyrażonego w paskalach oblicza się z równań

$$\text{dla ław: } p = \frac{q_u}{1 + \sin \Phi_{mw}} \quad (7.a)$$

$$\text{dla stóp: } p = \frac{q_u}{3} \frac{3 - \sin \Phi_{mw}}{1 + \sin \Phi_{mw}} \quad (7.b)$$

gdzie q_u – jest średnią wartością nacisku fundamentu na podłoże w stanie granicznym (Eurocode 7, [4]) i wynika ze wzoru:

$$q_u = \gamma D N_q s_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma. \quad (8)$$

Współczynniki nośności, kształtu i zagłębienia określają równania:

$$N_q = \exp(\pi \operatorname{tg} \Phi_{mw}) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_{mw}}{2} \right), \quad (9.a)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi_{mw}, \quad (9.b)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \Phi_{mw}, \quad (9.c)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L}, \quad (9.d)$$

$$d_q = d_\gamma = 1,0, \quad (9.e)$$

zaś γ jest ciężarem objętościowym ośrodka.

Moduł sprężystości (Richart i inni, [7]) oblicza się ze wzoru:

$$E = 2(1 + \nu)G, \quad (10)$$

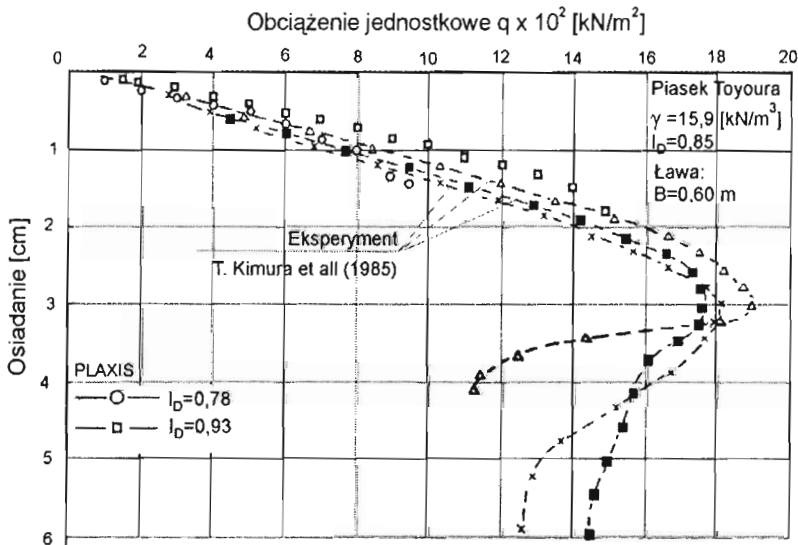
gdzie:

$$G = G_o p_a \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0,5} \quad (11)$$

i przyjmuje się, że $G_o = 35$, $p_a = 100 \text{ kPa}$. Wartość p obliczona jest z równania (7) i wyrażona w kPa (Szypcio [8]), zaś wskaźnik porowatości z równania:

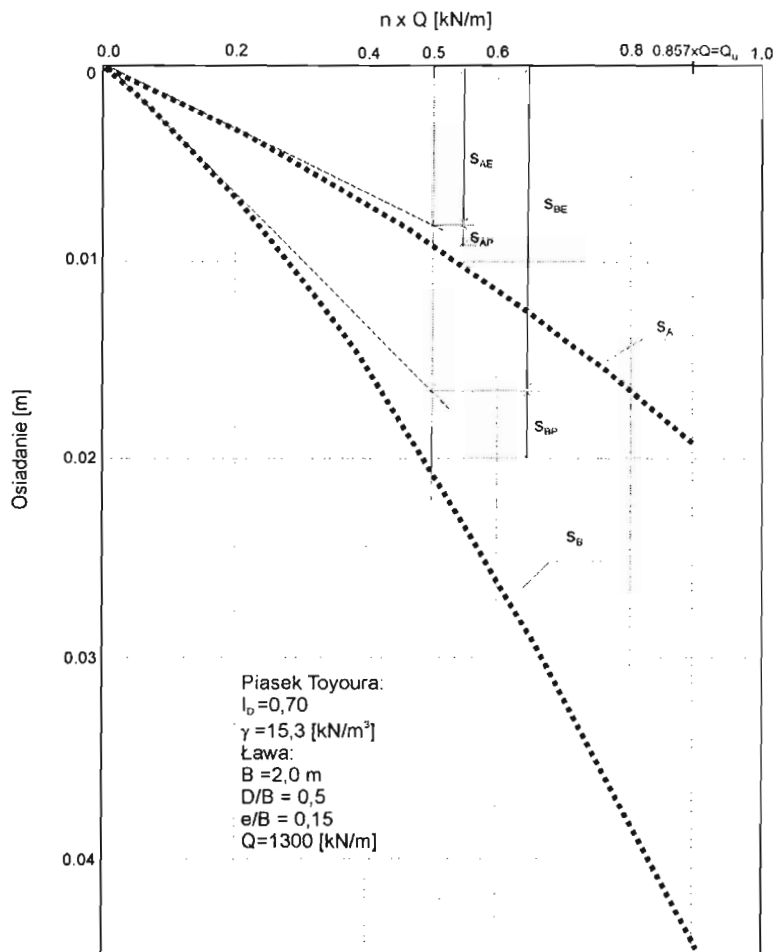
$$e = e_{\max} - I_D(e_{\max} - e_{\min}). \quad (12)$$

W pracy przyjęto $\nu = 0,3$. Na rysunku 3 pokazano zależności osiadań ławy fundamentowej obciążonej osiowo od obciążeń otrzymanych z badań w wirówce (Kimura et al. [5]) oraz otrzymanych z obliczeń za pomocą programu PLAXIS dla wartości parametrów obliczonych według przedstawionej powyżej procedury.



Rys. 3. Osiadanie ławy fundamentowej obciążonej osiowo

Widocznym jest, że otrzymane z obliczeń wartości nośności są nieco niższe od wartości otrzymanych z badań, ale zależności osiadań od obciążeń są bardzo zbliżone do siebie. W pracy wartości współczynników podatności pionowej i współczynników podatności kątowej będą określone dla obciążeń $q = 0,5 q_u$, jako reprezentatywnych dla rzeczywistych obciążeń ław i stóp fundamentowych.



Rys. 4. Zależność osiadań krawędzi ławy od obciążeń

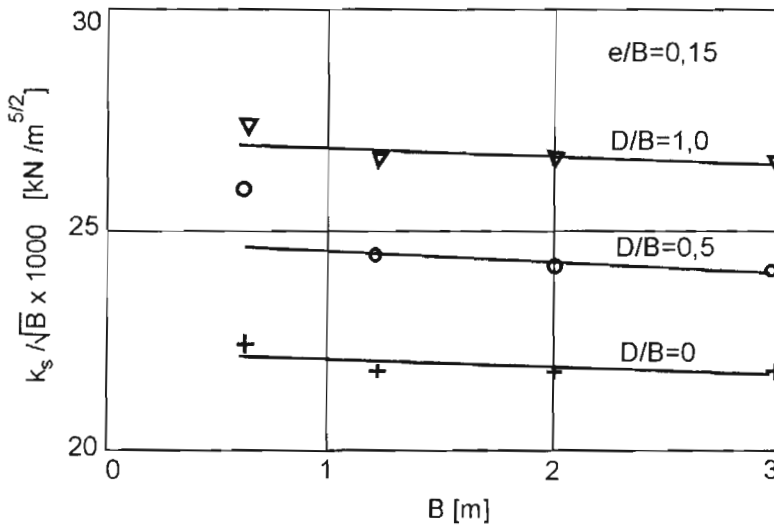
Na rysunku 4 pokazano otrzymane z obliczeń – za pomocą programu PLAXIS – osiadania krawędzi ławy fundamentowej o szerokości 2 m o zagłębieniu $D/B = 0,5$ i mimośrodzie $e/B = 0,15$.

Widocznym jest, że dla obciążeń nie przekraczających połowy obciążeń granicznych, w przybliżeniu można przyjmować, iż zależności osiadań od obciążeń są liniowe. Na rysunku 4 oznaczono jako s_{AE} i s_{BE} części sprężyste osiadań, zaś jako s_{AP} , s_{BP} części plastyczne osiadań.

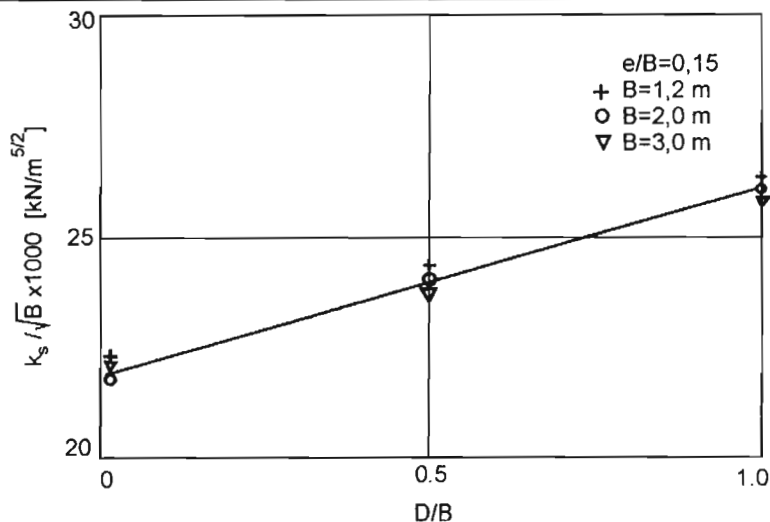
3. Osiadania i przechyły ław

W trakcie badań wykonano obliczenie osiadań i obrotów ław fundamentowych o szerokości $B = 0,6; 1,2; 2,0; 3,0$ m, głębokości posadowienia $D/B = 0,0; 0,5; 1,0$ oraz mimośrodzie $e/B = 0,0; 0,05; 0,10; 0,15$.

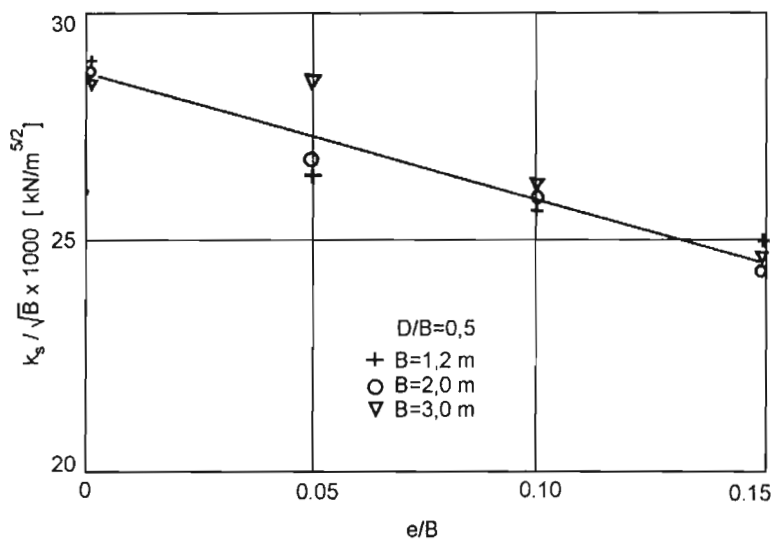
Dla $e/B > 0,15$ następuje odrywanie mniej obciążonej krawędzi od podłoża i należy odpowiednio korygować szerokość fundamentu. Zależności $k_s/\sqrt{B}$ od szerokości ławy, jej zagłębienia i mimośrodu pokazano odpowiednio na rysunkach 5, 6 i 7.



Rys. 5. Zależność $k_s/\sqrt{B}$ od szerokości ławy



Rys. 6. Zależność $k_s / \sqrt{B}$ od zagłębienia ławy



Rys. 7. Zależność $k_s / \sqrt{B}$ od mimośrodru

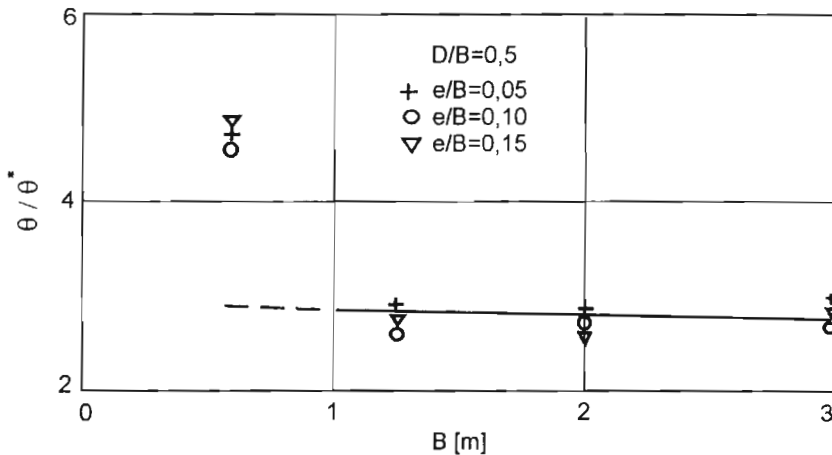
Dla ław o szerokości $B = 0,6 \text{ m}$, wartości $k_s / \sqrt{B}$ są tylko nieznacznie większe od wartości otrzymanych dla szerszych ław fundamentowych. Świadczy to o tym, że współczynnik podatności pionowej k_s jest odwrotnie proporcjonalny do $\sqrt{B}$, a nie do szerokości ławy B , jak to się zwykle przyjmuje w obliczeniach

wartości współczynnika sprężystości dla podłoża Winklera-Zimmermana (Wiłun, [10]).

Zauważono, że wartość $k_s/\sqrt{B}$ nieco wzrasta wraz z głębokością posadowienia ławy (rys. 6) i maleje wraz ze wzrostem mimośrod. Jest to zrozumiałe, gdyż dla większych zagłębień (D/B) i mniejszych mimośródów (e/B) wartości naprężeń pod fundamentem są większe, a zatem większe są wartości modułów sprężystości (7). Oznaczając kąt:

$$\theta^* = 5,06 \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{M}{B^2} \quad (13)$$

obliczony przez Taylora (Bowles [2]) dla ław sztywnych posadowionych na podłożu sprężystym, policzono wartości θ/θ^* dla ław fundamentowych i dla $D/B = 0,5$ pokazano zależność tej wartości od szerokości fundamentu (rys. 8).

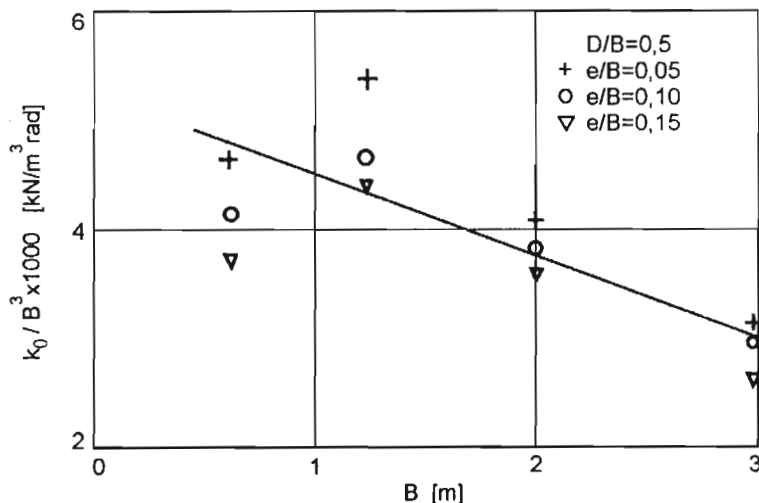


Rys. 8. Zależność θ/θ^* od szerokości ławy

Wartości θ/θ^* dla rozpatrywanych ław fundamentowych o szerokości $B = 1,2; 2,0$ i $3,0$ m i mimośródów $e/B = 0,05; 0,10$ i $0,15$ wahały się w granicach około $2,10 \div 2,90$, a dla fundamentów $B = 0,6$ m wahały się w granicach $4,60 \div 4,90$. Możemy zatem stwierdzić, że wartości θ otrzymane z obliczeń za pomocą programu PLAXIS, są ponad 2,5-krotnie większe od wartości podawanych w literaturze. Świadczyć to może o tym, że dla piasków uplastycznienie podłoża

następuje już przy małych obciążeniach oraz, że dla obciążeń zbliżonych do połowy obciążeń granicznych, udział odkształceń plastycznych jest znaczący.

Na rysunku 9 pokazano zależność k_θ / B^3 od szerokości ławy fundamentowej przy zagłębieniu $D/B = 0,5$. Można przyjąć, że dla tych ław wartość k_θ / B^3 jest odwrotnie proporcjonalna do szerokości fundamentu.

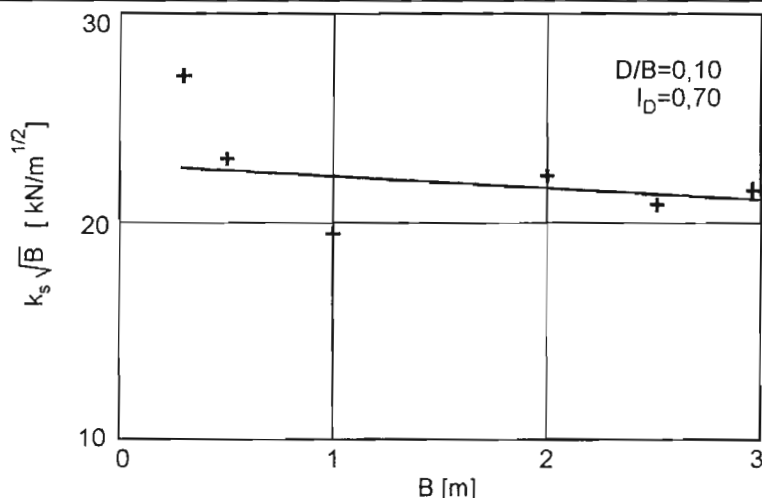


Rys. 9. Zależność k_θ / B^3 od szerokości ławy

Analizując wyniki obliczeń (rys. 9) należy jednak stwierdzić, że dla modelu sprężysto-idealnie plastycznego wartość współczynnika k_θ jest odwrotnie proporcjonalna do trzeciej (B^3), a nie do drugiej (B^2) potęgi szerokości ławy.

4. Osiadania i obroty stóp

Posiadana przez autorów wersja 2D programu PLAXIS umożliwia obliczenia stóp fundamentowych o podstawie kwadratowej ($B = L$) obciążonych osiowo. Obliczenia wykonano jedynie dla stóp o zagłębieniu $D/B = 0,1$ dla piasku Toyoura o $I_D = 0,70$.



Rys. 10. Zależność $k_s \sqrt{B}$ od szerokości stopy kwadratowej

Zależność $k_s \sqrt{B}$ od szerokości stopy pokazano na rysunku 10. Można powiedzieć, że dla stóp kwadratowych o szerokościach $B > 0,5 \text{ m}$ $k_s \sqrt{B} \approx 19 \div 22$ i nie zależy znacząco od szerokości. Świadczy to o tym, że dla stóp kwadratowych, wartość współczynnika podatności k_s jest proporcjonalna do $\sqrt{B}$. Dla stóp fundamentowych, obciążonych mimośrodowo, niemożliwe jest obliczenie kąta obrotu θ przy pomocy posiadanej przez autorów wersji programu PLAXIS. Taylor (Bowles [2]) podaje, że dla sztywnych stóp wartość kąta obrotu wynosi:

$$\theta^* = 16 / [\pi (1 + 0,22 B/L)] \quad (14)$$

Opierając się na wynikach obliczeń obrotów ław fundamentowych możemy powiedzieć, że wartość θ/θ^* będzie większa od wartości otrzymanych dla odpowiednich ław fundamentowych ze względu na większe niejednorodności rozkładu naprężeń pod stopą niż pod ławą.

Podsumowanie

Model sprężysto-idealnie plastyczny Coulomba-Mohra, uwzględniający wpływ wielkości naprężeń (wielkości fundamentu, głębokości posadowienia

i kształtu) na wartość modułu sprężystości i kąta tarcia wewnętrznego piasku, z powodzeniem może być stosowany do obliczeń nośności, osiadań i obrotów ław i stóp fundamentowych.

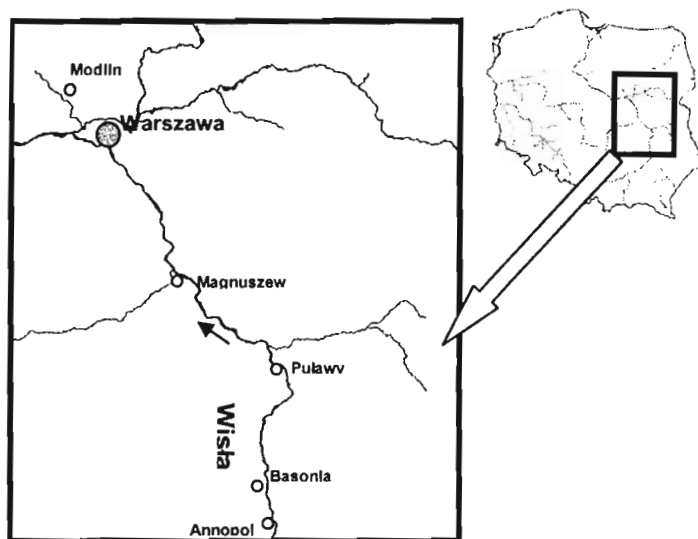
Współczynniki podatności pionowej i obrotowej fundamentów, określone w pracy istotnie różnią się od współczynników podanych w literaturze, co może świadczyć o znaczącej wartości odkształceń plastycznych piasków.

Na bazie obliczeń wykonanych w pracy można powiedzieć, że nie ma prostej zależności pomiędzy współczynnikiem podatności pionowej i obrotowej, zatem stosowanie modelu podłoża Winklera-Zimmermana nie jest rozwiązaniem prawidłowym dla piasków.

Literatura

- [1] Bolton M.D.: *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, Vol. 36, No. 1, p. 65-78.
- [2] Bowles J.E.: *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill Publishing Company, New York: 1986
- [3] Briand J.L., Gibbens R.M.: *Behaviour of five large spread footings in sand*. Journal of Geotechnical and Geoinvironmental Engineering, Vol.125, No. 9, 1999
- [4] Eurocode 7. Part 1: *Geotechnical Design. General rules*. CEN European Committee of Standardization, Delft, 1993
- [5] Kimura T., Kusakabe O. and Saitoh K.: *Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge*. Geotechnical 35, No. 1, p. 33- 45, 1985
- [6] PLAXIS 2D Version 8, A.A. Balkema, 2002
- [7] Richart F.E., Hall J.R. and Woods R.D.: *Vibration of soils and foundations*, Pricton- Hall, Inc., New Jersey, 1970
- [8] Szypcio Z.: *Stany efektywne plastycznego płynięcia ośrodków rozdrobnionych*. Rozprawy Naukowe Nr. 88, Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, 2002
- [9] Szypcio Z., Dembicki E.: *The concept of weighted mean friction angle in the bearing capacity of footings on sands*. Archives of Civil Engineering, Vol. 48, No. 4, 2002
- [10] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2000

kenozoiku są często zaburzone glacytektonicznie. Powierzchnie kulminacji powszechnie przykryte są rezydualnymi brukami, zbudowanymi ze żwirów i otoczków.



Rys. 1. Lokalizacja badanego odcinka Wisły

Kulminacje trudnorozmywalnego podłoża aluwiiw pełnią rolę lokalnych baz erozyjnych, stabilizujących profil podłużny koryta. Ich obecność wpływa także na stabilność morfologii odcinków koryta, a często także na jego przebieg. Występowanie w zasięgu wezbraniowej przeróbki aluwiiw skał odpornych na rozmywanie, wpływa na morfologię koryta wielkich wód, warunkując koncentrację procesów erozyjnych i depozycyjnych.

W pracy przedstawiono niektóre wyniki badań prowadzonych na odcinku Wisły Środkowej w ramach grantu KBN nr 8T07G 020 21 (Związek dynamiki wybranych procesów korytowych, ze zróżnicowaniem rzeźby i litologii podłoża aluwiiw na przykładzie doliny Wisły Środkowej od Annapola do Modlina).

1. Cel badań

Celem badań prowadzonych w wybranych odcinkach Wisły Środkowej było:

- ustalenie związku pomiędzy morfologią podłoża współczesnych aluwiiw a przebiegiem głównego nurtu w korycie w czasie trwania stanów średnich

i wysokich, a także kierunkami strumieni wód wezbraniowych z okresu przed regulacją i budową wałów przeciwpowodziowych;

- w strefach występowania kulminacji podłoża aluwiiów rozpoznanie morfologicznych cech powierzchni tarasowej, a także określenie strukturalnych i teksturalnych cech współczesnych osadów, które mogą ułatwiać charakterystykę geologiczno-inżynierską środowiska dna doliny oraz formułowanie prognoz dotyczących stabilności budowli hydrotechnicznych.

W hydrotechnice głównym celem podczas projektowania przebiegu regulowanego koryta, jest dobranie takich jego parametrów: szerokości, głębokości, czy promieni i charakteru krzywizn, aby zapewnić stabilność procesów erozji i akumulacji oraz odpowiednią przepustowość koryta dla wód i rumowiska. Niektóre stosowane obecnie procedury opierają się na powiązaniu geometrii koryt i średnich przepływów w rzece. Przegląd stosowanych zasad projektowania przebiegu koryta podają między innymi: K. Dębski [1], B. Przedwojski, R. Błażejowski i K.W. Pilarczyk [9]. Powszechnie akceptowana zasada zrównoważonego rozwoju narzuca konieczność uwzględniania w projektach regulacji rzek, czy też zagospodarowywania dna ich dolin naturalnych elementów stabilizujących morfologię koryta lub warunkujących koncentrację przepływu (szczególnie wielkich wód). Takie działanie zapewni większą skuteczność prac regulacyjnych, a także trwałość budowli hydrotechnicznych. Pozwoli ono także na ograniczenie ingerencji człowieka w środowisko naturalne.

Poszukiwanie stref, których obecność – ze względu na budowę geologiczną – jest istotna dla stabilności koryta, może być prowadzone w oparciu o analizę geomorfologiczną powierzchni tarasowej [3]. Znaczenie badań geomorfologicznych środowiska fluwialnego dla inżynierii rzecznej podkreślają między innymi: D.J. Gilvear [6], J.L. Florsheim, J.F. Mount [5] i B.C. Eaton i R.G. Millar [2].

2. Metodyka prac

Przedstawione w artykule badania prowadzono na ponad 250 kilometrowym odcinku Wisły Środkowej od Annapola do Modlina (rys. 1). W ramach badań wykonano:

1. Analizę geomorfologiczną powierzchni tarasowej;
2. Wiercenia i sondowania w korycie rzeki;
3. Analizę struktur sedymentacyjnych współczesnych osadów;

4. W wytypowanych 18 odcinkach przeprowadzono echosondaż koryta przy różnych stanach wody (z zastosowaniem zestawu echosonda i odbiornika GPS (DGPS));
5. Analizowano także materiały archiwalne służby hydrologicznej RZGW – administratora badanego odcinka, dotyczące awarii budowli regulacyjnych i występowania stref o intensywnych procesach erozji w korycie;
6. Wyniki prac zestawiane były w bazie danych GIS.

3. Wyniki

W wyznaczonych, na podstawie wstępnych badań, odcinkach stwierdzono występowanie kulminacji podłoża aluwiiów zbudowanego z gruntów trudnorozmywalnych. Formy te występują na głębokości od 5 do 10 metrów poniżej średniej wody (przeciętnie 7 metrów). Poza strefami kulminacji, strop podłoża aluwiiów stwierdzano na głębokościach ponad 15 metrów poniżej średniej wody. Niezależnie od litologii kulminacji, ich powierzchnia przykryta jest rezydującym brukiem. Powyżej bruku osady facji korytowej są słabo zagęszczone. Zjawisko to świadczy o odsłanianiu powierzchni progów w czasie wysokich stanów.

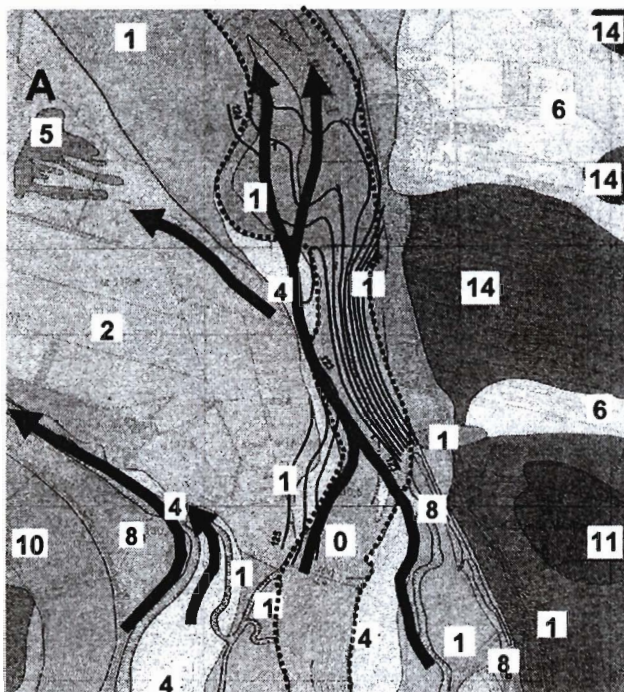
Typy kulminacji

Powierzchnie stwierdzonych kulminacji podłoża aluwiiów często posiadają skomplikowaną morfologię. W ich obrębie wydzielić można dwa zasadnicze typy – rynny koncentrujące strumień wód wezbraniowych oraz rygle powodujące jego odchylenie. Poniżej przedstawiono dwa przykłady morfologii i litologii kulminacji podłoża aluwiiów. Zarysowane tu zagadnienie wpływu podłoża aluwiiów na procesy korytowe ma istotne znaczenie dla możliwości konstruowania wiarygodnych prognoz geologiczno-inżynierskich środowiska fluwialnego. Przykłady pochodzą z dwóch odcinków doliny Wisły, w obrębie których podłoża aluwiiów budują grunty skaliste oraz nieskaliste.

Odcinek w rejonie wsi Basonia

W rejonie Basonii (rys. 2) skaliste podłoża współczesnych aluwiiów tworzy rynną koncentrującą strumień wielkich wód. Dolina Wisły ma tu około 2 kilometry szerokości. Wysoczyzna wznoszącą się około 50 metrów ponad dno doliny

zbudowana jest ze skał litych – margli, opok i geiz górnego kampanu, lokalnie przykrytych utworami glacialnymi lub eolicznymi.



Rys. 2. Izolinie stropu podłoża aluwialnego i litologia utworów powierzchniowych fragmentu odcinka doliny Wisły w okolicach Basenii (na podstawie bazy danych GIS)

Legenda:

0 – koryto rzeki, 1 – mady pylasto-piaszczyste współczesnej rzeki, 2 – mady pylasto-piaszczyste (współczesne) na madach gliniastych rzeki meandrującej, 3 – mady gliniaste rzeki meandrującej, 4 – piaski facji korytowej (odsypy), 5 – piaski humusowe, namuły i torfy facji starorzecznej, 6 – piaski eoliczne, 7 – mady „brunatne” pylasto-piaszczyste rzeki roztokowej, 8 – inne grunty próchnicze, 10 – osady zboczowe, 11 – utwory glacialne, 14 – opoki, gezy i margle górnej kredy; strzałki pokazują położenie głównego nurtu i kierunek przepływu wód wezbraniowych;

A – stożek napływowych wód wezbraniowych; strzałki oznaczają kierunki przepływu wód wezbraniowych; linią przerywaną zaznaczono koryto średniej wody.

W obrębie dna doliny wyróżnić można trzy elementy strukturalne (rys. 2): (a) strefę korytową współczesnej Wisły wraz z rynnami przepływów wód wezbraniowych u podnóża wysoczyzny; (b) taras rzeki meandrującej, przeobrażony przez wody współczesnych wezbrań; (c) strefę stożka napływowego (wydzielenie 10, rys. 2).

W podłożu aluwiiów na omawianym odcinku występują utwory górnego kampanu – głównie opoki i gezy, przykryte gliną zwietrzelinową. Na jej powierzchni stwierdzano obecność rezydualnego bruku.

Powierzchnia podłoża aluwiiów tworzy tu rynnę, wypływającą się z biegiem rzeki. Układ głównego nurtu jest zgodny z przebiegiem jej osi morfologicznej. Potwierdzają to wyniki badań echosondażowych, które wykonywane były przy różnych stanach wody [8]. Kierunki przepływu głównych strumieni wód wezbraniowych po powierzchni tarasu zalewowego wynikają z blokowania ich przepływu w strefie wąskiej rynny w powierzchni stropowej podłoża aluwiiów. Wody te omijały stożek napływowy (wydzielenie 10, rys. 2), biegnąc dalej pomiędzy wysoczyzną a fragmentem tarasu uformowanego przez roztokową Wisłę (wydzielenie 2, rys. 2). Śladem takich przepływów są liczne ryny erozyjne. Widać też, że część wód oddzielała się od głównego nurtu w obrębie rynny i formowały one stożek napływowy (wydzielenie A, rys. 2) w północno-zachodniej części terenu.

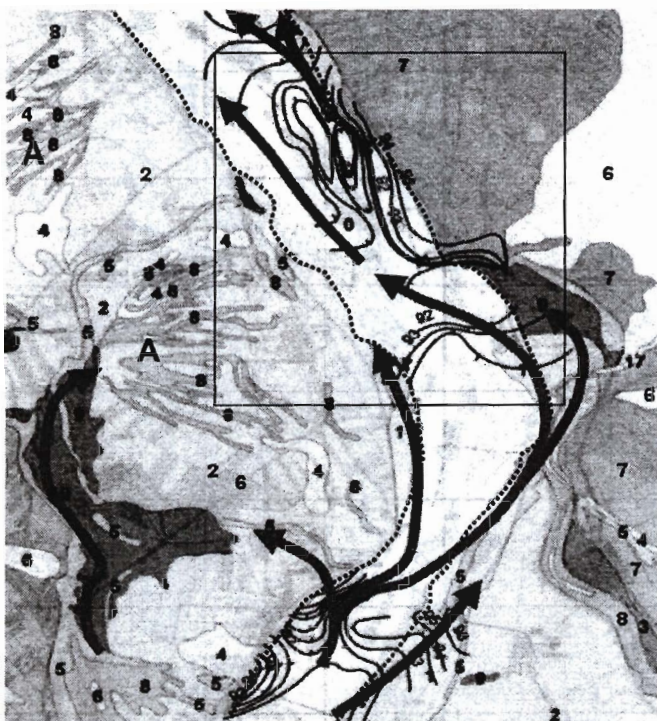
Odcinek w rejonie Magnuszewa

W okolicach Magnuszewa (rys. 3) w podłożu holocénskich aluwiiów występują gruboziarniste, rzeczne osady preplejstocénskie – piaski, żwiry i pospółki z wkładkami glin pylastych i pyłów. Jest to osad silnie zagęszczony. Na jego powierzchni powszechnie występują rezydualne bruki zbudowane z otoczków skał skandynawskich, a także żwirów i otoczków preglacjalnych. Morfologia tej kulminacji podłoża aluwiiów powoduje blokowanie przepływu wielkich wód i kierowanie ich na powierzchnię tarasu zalewowego na zachód od koryta. Oprócz śladów erozji różnych generacji przepływów wezbraniowych, na powierzchni tarasu zalewowego znajduje się także rozległa strefa związanych z nimi stożków napływowych (wydzielenie A, rys. 3). Omawiany odcinek koryta Wisły to także strefa zatorogenna [4].

Struktury sedymentacyjne osadów

Wpływ morfologii podłoża na przebieg głównego nurtu zaznacza się także w strukturalnych i teksturalnych cechach współczesnych osadów rzecznych. W rejonie Magnuszewa (rys. 4, B2), w strefie koncentracji strumienia wielkich

wód, deponowane są osady tworzące struktury sedimentacyjne charakterystyczne dla środowiska koryta – piaski i piaski ze żwirem warstwowane przekątnie (litofacje Sp, SGp St i SGt [7]).

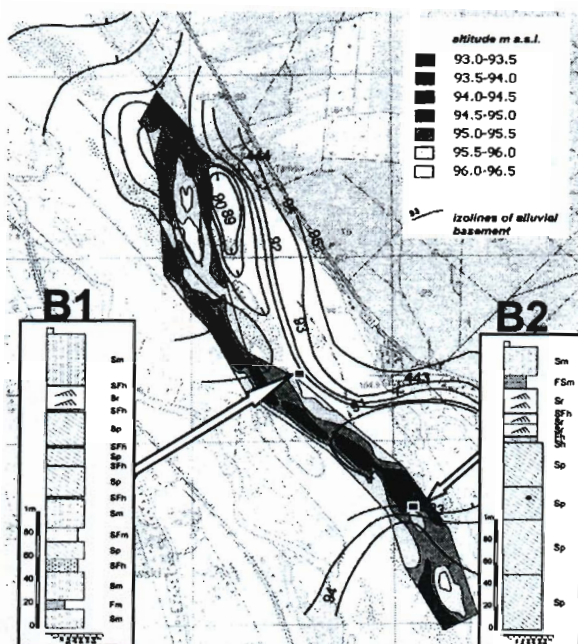


Rys. 3. Izolinie stropu podłoża aluwiiów i litologia utworów powierzchniowych fragmentu odcinka doliny Wisły w okolicach Magnuszewa (lokalizacja rys. 1); na podstawie bazy danych GIS; objaśnienia takie jak na rys. 2; prostokątem zaznaczono fragment przedstawiony na rys. 4.

W strefach kulminacji podłoża aluwiiów, tam, gdzie opory przepływu wód wezbraniowych są większe (rys.4, B1) deponowane są osady charakterystyczne dla środowiska równi zalewowej – piaski, mulki i ły (S, F) tworzące struktury masywne, smużyste i faliste (m, f, w).

Zróźnicowanie struktur sedimentacyjnych może być wykorzystywane w prognozowaniu stabilności budowli hydrotechnicznych. Stwierdzono, że w strefach, gdzie budowle regulacyjne znajdują się poza strefą koncentracji wód wezbraniowych, osady, których depozycja wywołana jest oddziaływaniem budowli, posiadają struktury charakterystyczne dla środowiska równi zalewowej.

W strefach koncentracji wód wezbraniowych i powtarzających się awarii budowli regulacyjnych w czasie wysokich stanów, deponowane osady tworzą struktury charakterystycznych dla środowiska koryta.



Rys. 4. Struktury sedymentacyjne współczesnych osadów Wisły (odslonięcia B1 i B2) na tle morfologii podłoża aluwii w rejonie Magnuszewa.

Analiza morfologii koryta, prowadzona w oparciu o zdjęcia lotnicze z lat 1990 i 1999, a także porównanie morfologii koryta przedstawianej w licznych edycjach map topograficznych wykazały, że w strefach kulminacji trudnorozmywalnego podłoża aluwii występują trwałe formy depozycyjne, które tylko w niewielkim stopniu ulegają przeobrażeniu przez wody wezbrań.

Stabilność profilu podłużnego koryta

Kulminacje trudnorozmywalnego podłoża aluwii pełnią rolę lokalnych baz erozyjnych, stabilizujących profil podłużny dna odcinka koryta. Sztuczne obniżenie poziomu progu, na przykład w wyniku prac regulacyjnych, wywołać

może erozję wsteczną i korektę położenia dna koryta (wielkich wód) do nowego poziomu lokalnej bazy erozyjnej.

Na profilach podłużnych dna koryta, zestawionych z wielu serii pomiarów echosondażowych strefy występowania kulminacji podłoża aluwiiów zaznaczają się stałym położeniem jego powierzchni.

Wnioski

1. Morfologia powierzchni kulminacji trudnorozmywalnego podłoża aluwiiów wpływa na przebieg głównego nurtu, a także na kierunki przepływu wód wezbraniowych po powierzchni tarasu zalewowego.
2. Zjawisko dostosowywania się linii głównego nurtu do morfologii podłoża w zasadzie związane jest z działalnością rzeki roztokowej, charakteryzującej się dużą różnicą pomiędzy stanami maksymalnymi i minimalnymi.
3. Koncentrowanie przepływów wielkich wód zgodnie z morfologią kulminacji podłoża aluwiiów wpływa na trwałość i bezpieczeństwo budowli regulacyjnych. Możliwość występowania takich struktur powinna być uwzględniana w trakcie dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich środowiska stref korytowych dolin na Niżu Polskim. Umożliwi to formułowanie bardziej wiarygodnych prognoz geologiczno-inżynierskich.

Literatura

- [1] Dębski K.: *Regulacja rzek*, PWN, Warszawa, 1978
- [2] Eaton B.C., Millar R.G.: *Optimal alluvial channel width under a bank stability constrain*; *Geomorphology* 62, ELSEVIER, p. 35-45, 2004
- [3] Falkowski E.: *Morphogenetic classification of river valleys developing in formerly glaciated areas for needs of mathematical and physical modeling in hydrotechnical projects*. *Geographia Polonica* vol. 58, p. 55-67, 1990
- [4] Falkowski T., Popek Z.: *Zones of ice-jams formation on the Middle Vistula River reach in relation to variable of river valley morphology*; *Annals of WAU, Land Reclamation* No 30, p. 77-90, 2000
- [5] Florsheim J.L., Mount J.F.: *Changes in lowland floodplain sedimentation processes: pre-disturbance to post-rehabilitation*, *Cosumnes River CA*, *Geomorphology* 56, ELSEVIER, p. 305-323, 2003

- [6] Gilvear D. J.: *Fluvial geomorphology and river engineering: future roles utilizing a fluvial hydrosystems framework*; Geomorphology 31, ELSEVIER, p. 229-245, 1999
- [7] Miall A.D.: *The geology of fluvial deposits, sedimentary facies, basin analysis and petroleum geology*; Springer (Berlin, Heidelberg, New York), p. 1-582, 1996
- [8] Ostrowski P.: Wykorzystanie GIS i GPS w badaniach hydrograficznych prowadzonych dla celów dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich (na przykładzie koryta dużej rzeki nizinnej i sztucznego zbiornika) 2005, (w tym tomie)
- [9] Przedwojski B., Błażejowski R., Pilarczyk K.W.: *River training techniques, fundamentals, design and applications*; A.A. Balkema, pp 625, 1995

ALLUVIA SUBSTRATUM INFLUENCE ON THE MAIN STREAM (THALWEG) ORIENTATION AND ON THE REGULATION STRUCTURES STABILITY BASED ON THE MIDDLE VISTULA RIVER REACHES

Summary: Investigations carried out in the Middle Vistula River Valley reveal the occurrence of erosion-resistant culminations in the channel zone. The surface of the alluvia substratum is covered by residual lags, composed of gravels and boulders.

Echo-soundings carried out at different stages of the channel water show a constant trend of the main stream concentration as well as directions of flood flow streams, forced by culminations of the alluvia substratum morphology. This phenomenon is the reason of periodical break down of the regulation structures (bank protection).

Paweł Fedczuk¹

Przyrostowe równanie konstytutywne dla sprężysto-plastycznego modelu gruntu nienawodnionego

Streszczenie: W pracy prezentuje się wyprowadzenie przyrostowego związku konstytutywnego dla sprężysto-plastycznego modelu gruntu częściowo nawodnionego w postaci zależności „naprężenie netto – odkształcenie i ssanie” [3]. Sprężyste własności ośrodka gruntowego opisuje rozszerzone prawo sprężystości [4], obejmujące zjawisko ssania. Zachowanie gruntu (modelowanego jako ośrodka sprężysto-plastycznego) definiuje rozszerzona teoria stanu krytycznego [9, 5], uwzględniająca jego częściowe nawodnienie. Związek konstytutywny dla tak zdefiniowanego modelu ośrodka gruntowego otrzymuje się w sposób analogiczny do klasycznego, podanego między innymi w pracach [8, 6, 2].

Wprowadzenie

Konieczność coraz dokładniejszego opisu złożonego zachowania gruntu wymusza tworzenie i stosowanie coraz bardziej złożonych modeli ośrodka gruntowego. Podjęte w ostatnich czasach próby matematycznego ujęcia efektów zjawiska częściowego nawodnienia gruntu (występującego dość powszechnie np. w gruntach zalegających powyżej zwierciadła wody gruntowej), zaowocowały propozycjami sprężysto-plastycznych modeli takich ośrodków [1, 7, 10]. Modele tego typu uwzględniają wpływ trzech faz w medium gruntowym na stan naprężenia, operując naprężeniem netto, stanowiącym różnicę pomiędzy naprężeniem efektywnym a ssaniem (zdefiniowanym jako różnica pomiędzy

¹ dr. inż., Politechnika Opolska

ciśnieniem porowym wody i gazu zawartego w porach). W zakresie teoretycznym, bazują one na rozwinięciu teorii stanu krytycznego [9, 5], gdzie do trzech czynników definiujących powierzchnię stanu (efektywnych wielkości naprężenia ścinającego i średniego oraz wskaźnika porowatości lub objętości właściwej) dołączone jest ssanie, traktowane zwykle jako parametr niezależny. Operują one zwykle jedną powierzchnią plastyczności i plastyczną częścią wskaźnika porowatości lub objętości właściwej, jako parametrem wzmocnienia.

Specyfika takich modeli wymaga powtórnego sformułowania właściwej dla nich przyrostowej zależności konstytutywnej (w postaci relacji „naprężenie netto – odkształcenie i ssanie”), stanowiącego istotę niniejszej pracy. Wyprowadzenie takiego związku konstytutywnego dla gruntu nienawodnionego w sposób analogiczny do klasycznego, podanego na przykład w publikacjach [8, 6, 2], poprzedzają podstawy teoretyczne, definiujące naprężenia efektywne i netto oraz ssanie, równanie sprężystości i uogólnione elementy plastyczności (równanie powierzchni plastyczności i parametru wzmocnienia). Ich sprecyzowanie pozwala na wprowadzenie założeń upraszczających, zależności wyjściowych i samego sformułowania poszukiwanej zależności.

1. Podstawy teoretyczne

1.1. Naprężenie efektywne i netto, ssanie

Zgodnie z [3] w dowolnym punkcie materialnym nienawodnionego izotropowego ośrodka gruntowego, składową σ'_{ij} wektora naprężenia efektywnego σ' definiuje zależność:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - \delta_{ij} u_a) + \delta_{ij} \chi (u_a - u_w) = \sigma''_{ij} + \delta_{ij} \chi s \quad (i, j = 1, 2, 3), \quad (1)$$

gdzie: σ_{ij} – składowa wektora naprężenia całkowitego σ ;

u_a – ciśnienie gazu zawartego w porach gruntu;

u_w – ciśnienie wody zawartej w porach gruntu;

χ – parametr zależny od poziomu nawodnienia gruntu (stopnia wilgotności);

δ_{ij} – delta Kroneckera.

Różnica ujęta w pierwszą parę nawiasów to składowa wektora naprężenia netto σ'' , natomiast w drugą – to ssanie s .

Dla wartości głównych naprężenia, powyższe zależności przyjmują postać:

$$\sigma'_i = (\sigma_i - u_a) + \chi(u_a - u_w) = \sigma''_i + \chi s \quad (i = 1, 2, 3). \quad (2)$$

Przyjmuje się, że ssanie s stanowi zmienną niezależną. Jest to w istocie uproszczenie, gdyż zarówno ciśnienie gazu u_a , jak i wody u_w , zawartych w porach gruntu ulegają zmianie w procesie obciążenia ośrodka gruntowego. Wymagają one, w obliczeniowej analizie zagadnień geotechnicznych, odpowiedniej specyfikacji, tj. dodatkowych relacji konstytutywnych, definiujących wpływ zachowania obu ośrodków na zmiany ciśnień u_a i u_w .

Stosownie do zdefiniowanych zależności (2) wielkości naprężenia, odpowiedniki netto standardowych niezmienniczych wielkości efektywnych – naprężenia średniego p' i ścinającego q' – specyfikują wzory:

$$p'' = \frac{\sigma''_1 + 2\sigma''_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a \quad (3)$$
$$q'' = \sigma''_1 - 2\sigma''_3 = \sigma_1 - 2\sigma_3 = q'$$

W praktyce używany jest jedynie pierwszy z wzorów, ponieważ drugi jest równy efektywnemu naprężeniu ścinającemu q' .

1.2. Prawo sprężystości

Zgodnie z [4] zachowanie sprężyste nienawodnionego izotropowego ośrodka gruntowego w dowolnym punkcie materialnym, opisuje zależność (ujęta w formie przyrostowej):

$$d\sigma'' = d\sigma - du_a = \mathbf{D} (d\epsilon^e - \mathbf{m}_H ds), \quad (4)$$

gdzie: $d\sigma''$, $d\sigma$ – wektory przyrostów naprężenia netto i całkowitego;

du_a , $d\epsilon^e$ – wektory przyrostów ciśnienia gazu zawartego w porach gruntu i części sprężystej odkształcenia;

$\mathbf{D}$ – macierz konstytutywna sprężystości (w warunkach drenażu);

$\mathbf{m}_H$ – wektor uwzględniający efekt nienawodnienia gruntu;

ds – przyrost ssania.

W warunkach trójwymiarowego stanu naprężenia, macierzowa relacja (4) ma postać:

$$\begin{aligned}
 & \begin{Bmatrix} d\sigma_{11}^n \\ d\sigma_{22}^n \\ d\sigma_{33}^n \\ d\sigma_{12}^n \\ d\sigma_{23}^n \\ d\sigma_{31}^n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{12} \\ d\sigma_{23} \\ d\sigma_{31} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} du_a \\ du_a \\ du_a \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \\
 & = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \\ d\varepsilon_{12} \\ d\varepsilon_{23} \\ d\varepsilon_{31} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 1/H \\ 1/H \\ 1/H \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} ds \\
 & D_{11} = D_{22} = D_{33} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad D_{44} = D_{55} = D_{66} = \frac{E}{2(1+\nu)} \\
 & D_{12} = D_{13} = D_{21} = D_{23} = D_{31} = D_{32} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad (5)
 \end{aligned}$$

gdzie: E , ν – moduł sprężystości i współczynnik Poissona dla ośrodka gruntowego;
 H – moduł nienawodnionego gruntu, uwzględniający zjawisko ssania.

1.3. Uogólnione elementy plastyczności

Analiza dostępnych prac z zakresu modelowania zachowania sprężysto-plastycznego nienawodnionego ośrodka gruntowego [1, 7, 10], pozwala sprecyzować następujące uwagi dotyczące własności plastycznych takich ośrodków.

Wszystkie modele w zakresie teoretycznym uwzględniają zasady teorii stanu krytycznego [9, 5] w formie rozwiniętej, zależnej od efektu częściowego nawodnienia gruntu. Powierzchnię stanu definiują cztery wielkości: efektywne naprężenie ścinające q' i naprężenie średnie netto p^n , wskaźnik porowatości e (lub

objętość właściwa v) oraz ssanie s (traktowane jako odrębny parametr niezależny). Efekt ssania przejawia się w zmianie nachylenia linii stanu krytycznego i kształtu powierzchni stanu (a co za tym idzie – powierzchni plastyczności F). Ssanie wpływa na ostateczną wartość wskaźnika porowatości e , korygując jego część plastyczną e^p . Jego zmiana, z jednej strony powoduje przesunięcie i zmianę nachylenia linii konsolidacji (przedstawionych w układzie objętość właściwa v – logarytm z efektywnego naprężenia średniego p') w stosunku do charakterystyk dla gruntu nawodnionego, a z drugiej – wywołuje nierównoległość i zbieżność (wraz ze spadkiem naprężenia p') linii konsolidacji NCL i CLS oraz pośrednich [10].

Uogólnienie dotychczasowych propozycji sprężysto-plastycznych modeli pozwala sprowadzić je do grupy modeli o jednej powierzchni plastyczności określonej równaniem:

$$F(p'', q', s, \kappa) = 0, \quad (6)$$

wykorzystujących izotropowe prawo wzmocnienia wyrażone formułą:

$$\kappa = \kappa(\boldsymbol{\epsilon}^p, s) \equiv \kappa(e^p, s) \equiv \kappa(v^p, s), \quad (7)$$

gdzie: κ – oznacza parametr wzmocnienia;

$\boldsymbol{\epsilon}^p, e^p, v^p$ – części plastyczne wektora odkształcenia, wskaźnika porowatości i objętości właściwej.

2. Przyrostowe równanie konstytutywne

2.1. Założenia upraszczające i zależności wyjściowe

U podstaw sformułowania zależności konstytutywnej dla ośrodka gruntowego, częściowo nawodnionego, leżą następujące założenia:

- 1) ośrodek gruntowy traktowany jest jako izotropowy;
- 2) pory gruntu są częściowo wypełnione wodą i gazem (traktowanym jako powietrze w postaci pęcherzyków w wodzie);
- 3) ssanie, będące efektem nienawodnienia gruntu, traktuje się jako zmienną niezależną;

- 4) zachowanie sprężyste gruntu częściowo nawodnionego definiuje zależność (4) [4];
- 5) zachowanie plastyczne materiału precyzuje teoria stanu krytycznego [5, 8], uwzględniająca efekt nienawodnienia ośrodka w postaci wpływu ssania na stan naprężenia;
- 6) sprężysto-plastyczny model takiego gruntu określa równanie powierzchni plastyczności (6) i izotropowe prawo wzmocnienia (7).

Dla tak sformułowanych założeń, stan naprężenia i odkształcenia w dowolnym punkcie materialnym gruntu nienawodnionego wiąże komplet podstawowych zależności:

a) prawo addytywności:

$$d\boldsymbol{\epsilon} = d\boldsymbol{\epsilon}^e + d\boldsymbol{\epsilon}^p; \quad (8)$$

b) prawo sprężystości (4):

$$d\boldsymbol{\sigma}^n = \mathbf{D} (d\boldsymbol{\epsilon}^e - \mathbf{m}_H ds); \quad (9)$$

c) prawo plastycznego płynięcia:

$$d\boldsymbol{\epsilon}^p = d\lambda \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}^n} \right\} = d\lambda \mathbf{a}_F; \quad (10)$$

d) równanie powierzchni plastyczności (6):

$$F(p^n, q', s, \kappa) = 0; \quad (11)$$

e) warunek zgodności:

$$dF = \mathbf{a}_F^T d\boldsymbol{\sigma}^n + \frac{\partial F}{\partial s} ds + \frac{\partial F}{\partial \kappa} d\kappa = 0; \quad (12)$$

f) prawo wzmocnienia (7):

$$\kappa = \kappa(\boldsymbol{\epsilon}^p, s), \quad (13)$$

w których:

$d\epsilon^e, d\epsilon^p$ – wektory przyrostów części sprężystej i plastycznej przyrostu odkształcenia $d\epsilon$;

$d\sigma^n$ – wektor przyrostu naprężenia netto;

$\mathbf{D}$ – macierz konstytutywna sprężystości gruntu (w warunkach drenażu);

$\mathbf{m}_H$ – wektor uwzględniający efekt nienawodnienia gruntu;

ds – przyrost ssania;

$d\lambda$ – skalarowy mnożnik;

$\mathbf{a}_F = \{\partial F / \partial \sigma^n\}$ – gradient funkcji plastyczności F (określonej dla wartości naprężenia średniego netto p^n i intensywności naprężenia q' , oraz ssania s i skalarowego parametru wzmocnienia κ);

$\partial F / \partial s, \partial F / \partial \kappa$ – pochodne funkcji plastyczności F po ssaniu s i parametrze wzmocnienia κ .

2.2. Wyprowadzenie zależności konstytutywnej

Standardowe postępowanie [8, 6, 2] przy wyprowadzeniu przyrostowego związku konstytutywnego dla gruntu nienawodnionego w sposób analogiczny do klasycznego, obejmuje:

- 1) wyznaczenie z prawa addytywności (8) części sprężystej przyrostu odkształcenia $d\epsilon^e$ i wstawienie do prawa sprężystości (9):

$$d\sigma^n = \mathbf{D} (d\epsilon - d\epsilon^p) - \mathbf{D} \mathbf{m}_H ds; \quad (14)$$

- 2) wyrażenie w zależności (14) części plastycznej odkształcenia $d\epsilon^p$ przez prawo plastycznego płynięcia (10):

$$d\sigma^n = \mathbf{D} (d\epsilon - d\lambda \mathbf{a}_F) - \mathbf{D} \mathbf{m}_H ds; \quad (15)$$

- 3) wprowadzenie do warunku zgodności (12) otrzymanej relacji (15) na przyrost naprężenia netto $d\sigma^n$:

$$\mathbf{a}_F^T [\mathbf{D} (d\epsilon - d\lambda \mathbf{a}_F) - \mathbf{D} \mathbf{m}_H ds] + \frac{\partial F}{\partial s} ds + \frac{\partial F}{\partial \kappa} d\kappa = 0; \quad (16)$$

- 4) specyfikację przyrostu parametru wzmocnienia $d\kappa$ poprzez zróżniczkowanie prawa wzmocnienia (7) i uwzględnienie prawa plastycznego płynięcia (10):

$$d\kappa = \left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right\}^T d\boldsymbol{\epsilon}^p + \frac{\partial \kappa}{\partial s} ds = \left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right\}^T d\lambda \mathbf{a}_F + \frac{\partial \kappa}{\partial s} ds ; \quad (17)$$

- 5) wstawienie relacji (17) na przyrost parametru wzmocnienia $d\kappa$ do zmodyfikowanego warunku zgodności (16):

$$\begin{aligned} \mathbf{a}_F^T [\mathbf{D} (d\boldsymbol{\epsilon} - d\lambda \mathbf{a}_F) - \mathbf{D} \mathbf{m}_H ds] + \frac{\partial F}{\partial s} ds + \\ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \left(\left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right\}^T d\lambda \mathbf{a}_F + \frac{\partial \kappa}{\partial s} ds \right) = 0 \end{aligned} ; \quad (18)$$

- 6) wyznaczenie z otrzymanego wyrażenia (18) skalarowego mnożnika $d\lambda$:

$$d\lambda = \frac{\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} d\boldsymbol{\epsilon} - \left[\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{m}_H - \left(\frac{\partial F}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial s} \right) \right] ds}{\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{a}_F - \frac{\partial F}{\partial \kappa} \left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right\}^T \mathbf{a}_F} ; \quad (19)$$

- 7) wprowadzenie uzyskanej zależności (19) do związku (15) i uporządkowanie go:

$$\begin{aligned} d\boldsymbol{\sigma}^n = & \left[\mathbf{D} - \frac{(\mathbf{D} \mathbf{a}_F) (\mathbf{a}_F^T \mathbf{D})}{\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{a}_F + K_F} \right] d\boldsymbol{\epsilon} - \\ & - \left[\mathbf{D} \mathbf{m}_H + \frac{(\mathbf{D} \mathbf{a}_F) (\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{m}_H)}{\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{a}_F + K_F} - \frac{(\mathbf{D} \mathbf{a}_F) \left(\frac{\partial F}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial s} \right)}{\mathbf{a}_F^T \mathbf{D} \mathbf{a}_F + K_F} \right] ds ; \quad (20) \\ & K_F = - \frac{\partial F}{\partial \kappa} \left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right\}^T \mathbf{a}_F . \end{aligned}$$

Otrzymane wyrażenie jest poszukiwanym przyrostowym równaniem konstytutywnym sprężysto-plastycznego ośrodka gruntowego częściowo nawodnionego. K_F oznacza moduł wzmocnienia plastycznego. Zależność (20) składa się z dwóch części, z których pierwsza jest identyczna z klasyczną relacją dla sprężysto-plastycznego ośrodka gruntowego nawodnionego. Druga uwzględnia wpływ ssania na stan naprężenia w szkieletcie gruntowym.

Literatura

- [1] Alonso E.E., Gens A., Josa A.: *A constitutive model for partially saturated soils*. Geotechnique 40, 1990, p.405-440.
- [2] Fedczuk P.: *Numeryczne modelowanie badania trójosiowego z wykorzystaniem techniki „constant arc length”*. II Problemowa Konferencja Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”, Białystok-Białowieża, 17-18.6.2004, Białystok, 2004, s. 19-28.
- [3] Fredlund D.G., Morgenstern N.R.: *Stress state variables for unsaturated soils*. Geotechnique 5, 1977, p. 447-466.
- [4] Fredlund D.G., Rahardjo H.: *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc., 1993
- [5] Gryczmański M.: *Sprężysto-plastyczne modele ośrodków*. Program seminarium (niepublikowane).
- [6] Gryczmański M.: *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów*. PAN, KILiW, IPPT, Studia z zakresu inżynierii nr 40, Warszawa, 1995
- [7] Maâtouk A., Leroueil S., La Rochelle P.: *Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil*. Geotechnique 45, 1993, p. 465-477.
- [8] Nayak G.C., Zienkiewicz O.C.: *Elasto-plastic stress analysis*. A generalized for various constitutive relations including strain softening. International Journal for Numerical Method in Engineering 5, 1972, p. 113-135.
- [9] Roscoe K.H., Burland J.B.: *On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay*. In “Engineering Plasticity”, Eds J. Heyman, F.A. Leckie, Cambridge University Press, Cambridge, 1968, p. 535-608.
- [10] Wheeler S.J., Sivakumar V.: *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. Geotechnique 45, (1995), p. 35-53.

INCREMENTAL CONSTITUTIVE RELATION FOR ELASTO-PLASTIC MODEL OF UNSATURATED SOIL

Summary: The paper presents the derivation a formula on incremental constitutive relation for elasto-plastic model of partially saturated of soil (in form of “net stress – strain and suction” [3] relationship). Elastic properties of soil medium has described by the extension elastic rule [4], taking into consideration the suction effect. The behavior of soil (as elasto-plastic medium) has defined by extended critical state theory [9, 5], taking into account partially watering. A constitutive relation for this model of soil medium has obtained in analogical method as classical procedure, which was described for example in papers [8,6,2].

Jan Gaszyński¹, Monika Gwóźdź-Lasoń²

Model numeryczny ośrodka gruntowego z palisadą kolumn

Streszczenie: W pracy rozważa się problematykę modelowania podłoża gruntowego z elementem wzmacniającym. Przedstawiono w niej schemat numerycznej procedury modelowania ośrodka gruntowego z palami wielkośrednicowymi, żelbetowymi i betonowymi, wchodzącymi w skład palisady – muru oporowego, pełniącego funkcję zabezpieczenia terenu osuwiskowego w celu zrealizowania projektowanego odcinka drogi będącej wschodnią obwodnicą Bielska-Białej. Niniejsze rozważania są kontynuacją wcześniejszych prac [2], [3], [4], [5], [6], które również wykorzystywały procedury symulacji numerycznych przy użyciu MES i programu Z_Soil oraz zakładały wykorzystanie sprężysto-plastycznego modelu Druckera-Pragera, dla opisu materiałów wchodzących w skład modelowanego ośrodka gruntowego.

Wprowadzenie

Problematyka modelowania numerycznego podłoża gruntowego z różnego rodzaju elementami wzmacniającymi, stanowi przedmiot wykonywanego obecnie projektu badawczego pt. „Modele obliczeniowe podłoża gruntowego w aspekcie różnych metod i technologii wzmocnienia”. Tematyką prezentowanej pracy są wyniki symulacji numerycznych, przeprowadzonych dla ośrodka gruntowego wraz z konstrukcją palisady wykonanej z kolumn betonowych i żelbetowych. Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie modelu, czyli pewnego uproszczonego reprezentatywnego układu pozwalającego przewidzieć zachowanie

¹ dr hab. prof. PK, Politechnika Krakowska

² mgr inż., Politechnika Krakowska

się obiektu rzeczywistego z określonego punktu widzenia. Zakłada się bowiem, że związek pomiędzy rzeczywistością i modelem jest odzwierciedleniem indywidualnej koncepcji osoby modelującej dane zjawisko. Podstawowym celem modelowania jest poznanie właściwości modelu *{analiza}* oraz dobór parametrów modeli *{symulacja}*.

Modelowanie fizyczne układu rzeczywistego polega na identyfikacji istotnych parametrów, istotnych z punktu widzenia celu modelowania zjawisk fizycznych zachodzących w modelu, natomiast modelowanie matematyczne ma za zadanie opisać te parametry za pomocą równań różniczkowych cząstkowych, rzadziej całkowych lub różniczkowo-całkowych. Kolejnym krokiem jest dyskretyzacja ciągłego modelu matematycznego, polegająca na zastosowaniu jednej z metod numerycznych prowadzących do układów równań algebraicznych *{dyskretyzacja pełna}* lub równań różniczkowych zwyczajnych najczęściej z pochodnymi względem czasu *{dyskretyzacja częściowa}*. W końcu, dochodząc do modelowania numerycznego modelu dyskretnego, staje się przed wyborem algorytmu numerycznego służącego do rozwiązywania równań modelu dyskretnego. Rozwiązanie, ocena otrzymanych wyników i ich interpretacja oraz ewentualna weryfikacja – to finałowe czynności całego procesu modelowania numerycznego. Powyżej opisaną ścieżkę czynności wykonano podczas tworzenia modelu numerycznego podłoża gruntowego wraz z elementem konstrukcyjnym palisady wykonanej z kolumn betonowych i żelbetowych.

1. Lokalizacja i charakterystyka rzeczywistego obiektu

Teren, na którym przebiega projektowany odcinek obwodnicy zachodniej miasta Bielsko-Biała znajduje się w dzielnicy Aleksandrowice, w rejonie wiaduktu kolejowego nad ulicą Sobieskiego. Rzędne wysokościowe dla tego rejonu wynoszą od 327,7 do 336,7m n.p.m. Od strony południowej teren ten graniczy ze skarpą, na której usytuowany jest budynek wraz z placem, parkingiem i ogrodzeniem. Na podstawie rozpoznanych parametrów geotechnicznych i warunków gruntowo-wodnych, przedmiotowa skarpa nie spełniała wymogów stateczności. Uzyskane z obliczeń współczynniki pewności (F) były mniejsze od minimalnej wartości wymaganej $F_{\min} = 1,5$. W wersji pierwotnej, zaprojektowano rozwiązanie zabezpieczenia przedmiotowej skarpy za pomocą muru oporowego, gdzie wymagane było odsłonięcie skarpy o wysokości ok. 10m. Jednakże wykonanie takiego wykopu spowodowałoby, że w strefie zasięgu jego oddziaływania znajdowałyby się zarówno parking, jak i obiekt użyteczności publicznej. W związku z powyższym, zaproponowano inne – alternatywne –

rozwiązanie, które uwzględniało skomplikowane warunki gruntowo-wodne związane z sąsiedztwem przepływającego nieopodal potoku.

1.1 Geotechniczne warunki podłoża

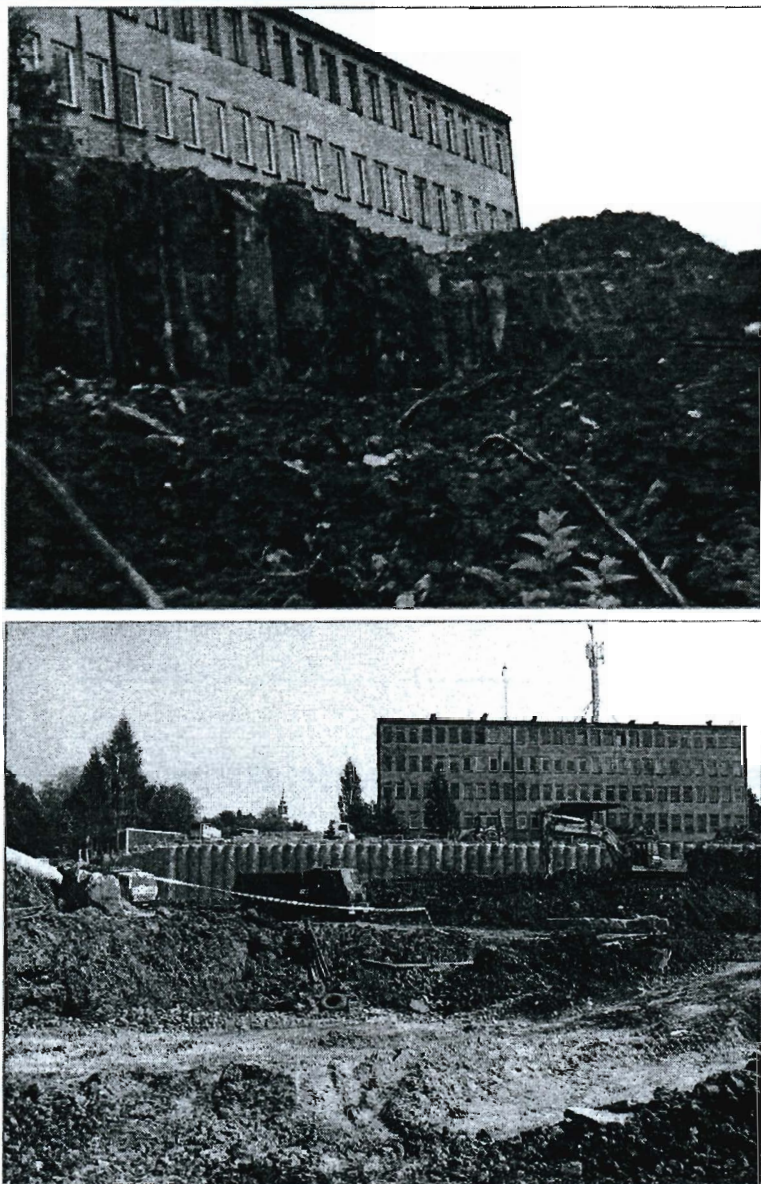
Rozpoznano warunki geotechniczne podłoża gruntowego do głębokości 15,00m p.p.t. Wyodrębniono trzy pakiety geologiczne gruntu: *pakiet I* – obejmujący współczesne grunty nasypowe, sklasyfikowane jako nasyp niekontrolowany (warstwa od 0,0 do 4,8m), *pakiet II* – obejmujący grunty mineralne plejstocenijskiej akumulacji wodnolodowcowej (od 4,8 do 11,0m) i *pakiet III* – grunty pochodzenia kredowego (poniżej 11,0m).

Tabela 1. Wyprowadzone parametry fizyczne i wytrzymałościowe.

	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	ν [-]	E [kPa]
Podłoże (pakiet I) M1	21	11	12	0.30	15.000
Podłoże (pakiet I) M2	19	9	10	0.30	14.000
Podłoże (pakiet I) M3	20	-	35	0.32	130.000

1.2 Opis konstrukcji zabezpieczającej skarpe

Alternatywnym rozwiązaniem okazało się wykonanie palisady żelbetowej składającej się z pali o dużej średnicy $D = 1,20\text{m}$, przy czym co drugi pał był betonowy, a co drugi zbrojony. Rozstaw pali przyjęto co 1,02m. Długość pali wynosiła $L_1 = 11,50\text{m}$ oraz $L_2 = 10,00\text{m}$. Przedmiotowe pale były wykonywane z poziomu istniejącego terenu. Palisada krzyżujących się pali zwieńczona została oczepem żelbetowym. Stateczność skarpy, wraz z murem skonstruowanym z pali, zabezpieczona została poprzez stalowe kotwy gruntowe o długości 12,50m z pręta $\Phi 32$ iniektowanych zaczynem cementowym. Kotwy zaprojektowano w dwóch rzędach w co drugim pału, czyli w każdym pału zbrojonym (rys. 1a, 1b, 2a i 2b). Jako wyrównanie lica palisady, zaprojektowano ścianę osłonową o grubości 0,15m, opartą na fundamencie żelbetowym o wymiarach 0,30 x 0,30m z betonu B30.



Rys. 1a i 1b. Kolejne etapy realizacji palisady



Rys. 2a i 2b. Pale wielkośrednicowe, żelbetowe i betonowe wchodzące w skład palisady — muru oporowego, pełniącego funkcję zabezpieczenia terenu osuwiskowego w celu zrealizowania projektowanej obwodnicy

2. Założenia i algorytm rozwiązania

Problem podjęty w niniejszej pracy rozwiązano na gruncie mechaniki continuum przyjmując sprężysto-plastyczne właściwości materiałów. Do rozwiązania zagadnień brzegowych wykorzystano program Z_SOIL, oparty na MES. Geometria obszaru przyjętego do obliczeń wynikała z wymiarów rzeczywistych obiektu, gdyż dane projektowe dla elementu konstrukcyjnego oraz dane z badań geotechnicznych posłużyły jako informacje porównawcze na wejściu i wyjściu dla przeprowadzonych symulacji numerycznych.

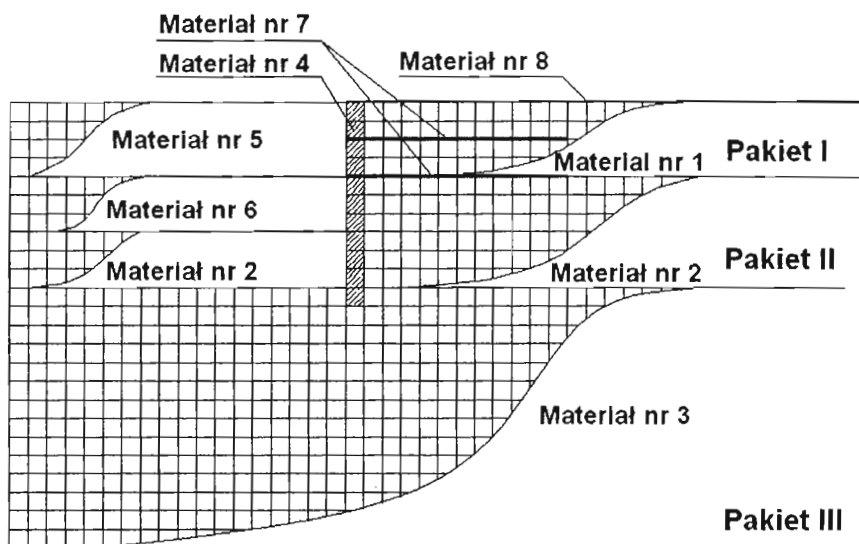
Do rozważań obliczeniowych przyjęto układ płaski 2D, gdyż był to obiekt liniowy. Otoczenie współpracujące z konstrukcją palisady przyjęto tak jak w klasycznym modelu MES – ograniczono wymiary masywu gruntowego, poprzez wycięcie z rzeczywistej półprzestrzeni dostatecznie rozległego obszaru, tak, aby założona idealizacja warunków brzegowych na powierzchni nie zaburzyła rozkładu naprężeń i przemieszczeń w sąsiedztwie kolumny.

Jedną z podstawowych cech zaproponowanego modelu jest opis mechanicznego zachowania się materiałów poszczególnych elementów. Zakłada się ogólnie, że są to ośrodki sprężysto-plastyczne, z zastosowaniem kryterium Druckera-Pragera, które to kryterium skutecznie jest wykorzystywane do opisu deformacji betonu, skał i gruntu. Stanowi ono modyfikację kryterium płynięcia Hubera-Misesa, gdzie uwzględniono wpływ składnika naprężenia hydrostatycznego na płynięcie, poprzez włączenie dodatkowego członu do warunku Hubera-Misesa. Ze względu na złożony charakter ośrodka gruntowego, modelowanie interakcji grunt–konstrukcja w większości opiera się na *modelach funkcjonalnych*, gdyż modele tego typu reprezentują zachowanie systemu z punktu widzenia relacji wejście-wyjście. W rezultacie, model „ignoruje” wewnętrzną strukturę oryginalnego obiektu lub zjawiska, a celem jego budowy jest jedynie przedstawienie związków funkcjonalnych; jednakże w tym konkretnym przypadku wybór parametrów opisujących ośrodek gruntowy jest sprawą niezmiernie istotną i wpływającą na rozwiązanie końcowe.

3. Model numeryczny dla przedmiotowego obiektu rzeczywistego

Generalnie struktura przyjętego do obliczeń modelu uwzględnia wyprowadzone parametry geotechniczne dla trzech wydzielonych pakietów, opisujących charakterystykę podłoża gruntowego. Czwarty wyodrębniony

w modelu materiał opisuje konstrukcje wsporczą – palisadę, której parametry wytrzymałościowe odpowiadają projektowej klasie betonu i żelbetu. Kotwy gruntowe zamodelowano jako elementy prostopadłe do lica palisady, pomimo, iż w oryginalnym obiekcie były one mocowane pod kątem 30° . Materiał numer 7 opisuje parametry wytrzymałościowe zakotwień na głębokości 2,4m i 4,8m. Ponadto zamodelowano strefę kontaktową (*sliding line*) na granicy ośrodka gruntowego i palisady, a także wokół elementów kotwiących.



Rys. 3. Model numeryczny ośrodka gruntowego z elementem wzmacniającym – palisadą kolumn żelbetowych zabezpieczających przedmiotową skarpy.

Obciążenie palisady jest wywołane parciem gruntu oraz obciążeniem naziomu o wartości $3,0\text{kN/m}^3$, co charakteryzuje obciążenie pojazdem samochodowym (osobowym). Na rysunku 3 przedstawiono przyjęty do obliczeń model numeryczny. W modelu tym uwzględniono etapowość wykonywanej inwestycji, najpierw zamodelowano sam ośrodek gruntowy, następnie ośrodek wraz z palisadą kolumn i w trzecim etapie – elementy kotwiące z uwzględnieniem usunięcia gruntu na projektowaną wysokość skarpy. Materiały 5 i 6 były zamodelowane jako funkcje czasu. Dla materiału 5, przypisano parametry materiału 1 w przedziale czasowym od t_0 do t_2 , natomiast od chwili t_2 funkcja ta przyjmuje wartość 0, co odzwierciedla wykonanie wykopu. Ponadto w chwili t_2 wprowadza się równocześnie materiał 7 – czyli kotwy gruntowe. Podobnie jest z materiałem 6,

który od chwili t_0 do t_3 ma przypisane parametry materiału 2, natomiast po chwili t_3 przyjmuje wartość 0.

Wnioski końcowe

Uzyskane w pracy wyniki wskazują na możliwość rozwiązania zadania inżynierskiego polegającego na wyznaczeniu, stateczności skarpy oraz nośności i deformacji podłoża z elementem wzmacniającym w postaci palisady kolumn żelbetowych, z wykorzystaniem modelu materiałowego podłoże-element konstrukcyjny oraz MESu.

Przeprowadzane symulacje numeryczne bazowały na danych uzyskanych z projektu powykonawczego dla opisywanego rzeczywistego obiektu oraz na podstawie informacji uzyskanych z badań geotechnicznych – dane na wejściu, natomiast dane na wyjściu stanowiła informacja o tym, iż konstrukcja ta jest zrealizowana i funkcjonuje, spełniając założenia projektowe. Obecnie nie prowadzi się dla tego obiektu żadnego monitoringu, jednakże istnieje możliwość wykonania takich badań w najbliższej przyszłości. Dane pozyskane z takich obserwacji byłyby cennym źródłem informacji do tworzenia kolejnych symulacji komputerowych, które oddawałyby obraz pracy, wykonanej konstrukcji wzmacniającej, w czasie.

Uogólnienie zastosowanej tutaj metody modelowania numerycznego będzie możliwe wówczas, kiedy otrzymane wyniki zostaną potwierdzone w kolejnych testach przeprowadzanych dla innych obiektów. Prace nad tym zagadnieniem trwają. Problematyka modelowania podłoża gruntowego z różnego rodzaju elementami wzmacniającymi stanowi przedmiot wykonywanego obecnie projektu badawczego, który jest finansowana ze środków na naukę w latach 2005/2007 jako projekt badawczy nr 4 T07E 022 29.

Literatura

- [1] Boulon, M. and Nova, R.: *Modelling of soil – structure interface behaviour: a comparison between elastoplastic and rate type laws*, Computers and Geotechnics, 1990, Vol. 9, p. 21-46.
- [2] Gaszyński J., Gwóźdz-Lasoń M.: *The Numerical Models of Reinforced Soil*, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ICSMGE), Osaka, Japan, 2005, 709-802.

- [3] Gaszyński J., Gwóźdź-Lasoń M.: *Numerical Model of The Subsoil Reinforced by Gravel Columns in Geosynthetic Sleeves*, Proceedings of the 7th Slovak Geotechnical Conference with international participation - Geotechnics In Urban Areas, Bratislava, 2005
- [4] Gaszyński J., Gwóźdź-Lasoń M.: *Modelowanie wzmocnionego podłoża gruntowego*, V Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Gliwice-Wisła,, Zeszyt Naukowy Politechniki Śląskiej – Budownictwo z.102, 2004, s. 161-170.
- [5] Gaszyński J., Gwóźdź-Lasoń M.: *The Numerical Models of Reinforced Soil*, Proceedings of the 9th International Conference Geotechnics, Slovakia, 2004 51-56.
- [6] Gaszyński J., Gwóźdź-Lasoń M.: *Modele numeryczne podłoża gruntowego wzmocnionego kolumnami kamiennymi*, L Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB Warszawa-Krynica, 2004, Tom III, s. 199-206.
- [7] Griffiths, D.V.: *Numerical modelling of interfaces using conventional finite elements*, Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Balkema /Rotterdam/Boston, 1985, Vol. 2, p. 837-844
- [8] Lewis R.W., Schrefler B.A.: *A finite element method in the deformation and consolidation of porous media*. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons Ltd, 1998
- [9] Morrison F.: *The Art of Modeling Dynamic Systems Forecasting for Chaos, Randomness, and Determinism*, WNT, Warszawa, 1996
- [10] Ottosen N. and Petersson H., *Introduction to finite element method*, Prentice Hall, New York, (1992).
- [11] Potts D.M., Zdravković, L.: *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Vol. 1, Vol. 2, London: Thomas Telford Ltd, 1999
- [12] Z_Soil.PC, Theoretical Manual: *Soil and rock mechanics on microcomputers using plasticity theory*. Zace Services Ltd, Lozanna, Switzerland, 1998
- [13] WBP w Zabrze, Projekt wykonawczy włączenia ulicy Sobieskiego od strony wschodniej do ulicy Klubowej w Bielsku-Białej, 2004

THE SUBSOIL WITH STOKADE BEHAVIOR IN NUMERICAL STUDY

Summary: The paper considers the issue of ground-medium with stokade construction. Based on generally accepted principles the author presents numerical modelling patterns and compares the outcome of the numerical simulations with the measured settlement and load capacity of these subsoil with palisade located along the hidhroad in Bielsko-Biała, Poland. The paper constitutes an attempt to summarise and generalise earlier research which involved FEM numeric procedures and the Z_Soil package and utilised an elastic-plastic model of a ground medium with the Drucker-Prager criterion which is very convenient from the point of view of numerical efficiency.

Piotr Gąska¹

Prognozowanie stateczności stoku przeciętego drogą oraz kształtu zbocza po osunięciu

Streszczenie: Na terenie województwa podkarpackiego występuje ponad sto osuwisk drogowych. Z prowadzonych przez autora obserwacji wynika, że osuwiska te występują w charakterystycznych miejscach, co jest związane z morfologią terenu. Ponadto przyczynami występowania osuwisk są błędy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne dróg. Poznanie miejsc na drodze szczególnie zagrożonych osuwiskowo, cech wytrzymałościowych gruntów i ich zależności od czynników zewnętrznych oraz wykorzystanie nowoczesnych technik analiz numerycznych, umożliwia prognozowanie wystąpienia stanu granicznego stateczności ogólnej. Co więcej na tej podstawie można nawet przewidzieć wpływ przemieszczających się mas ziemnych na budowle inżynierskie, znajdujące się na drodze osuwiska.

Wstęp

Na terenie województwa podkarpackiego występuje ponad sto osuwisk drogowych. Z prowadzonych przez autora obserwacji wynika, że osuwiska występują w charakterystycznych miejscach, co związane jest z morfologią terenu. Ponadto innymi przyczynami występowania osuwisk są błędy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne dróg.

Dysponując wiedzą dotyczącą wpływu morfologii, cech gruntów oraz tym podobnych, można prognozować wystąpienia ruchu mas ziemnych

¹ dr inż., Politechnika Rzeszowska

w charakterystycznych miejscach drogi, a nawet przewidywać kształt mas ziemnych po zakończeniu procesu osuwania.

Prognozy wystąpienia ruchu mas ziemnych na stoku oraz kształtu mas ziemnych po zakończeniu procesu osuwania, wykonano dla osuwiska w miejscowości Niedźwiada na podstawie modelu numerycznego MES.

1. Prognozowanie wystąpienia stanu granicznego stateczności ogólnej mas ziemnych

1.1 Budowa geologiczna i morfologia stoku

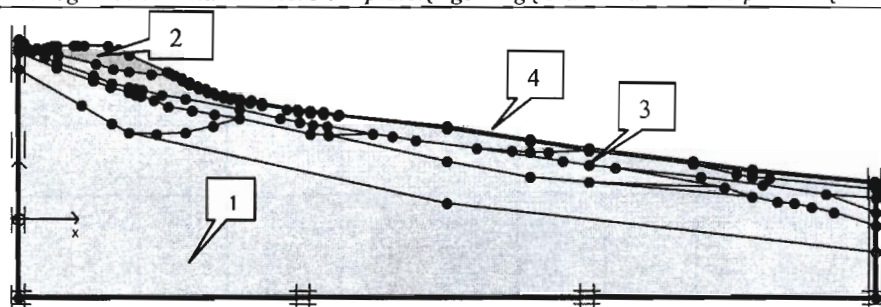
Budowę geologiczną oraz geometrię stoku i nasypu drogowego określono na podstawie archiwalnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [1] i pokazano na rysunku (Rys. 1.) modelu numerycznego. W materiałach archiwalnych [9] grunty zalegające na stokach w okolicy osuwiska określane są jako pyły lessopodobne.

Analizowane osuwisko drogowe znajduje się w miejscu niewielkiej lokalnej doliny bocznej. Nasyp drogowy przecina dolinę boczną blokując odpływ wód z części stoku powyżej drogi. Najbardziej prawdopodobną przyczyną powstania osuwiska (sformułowaną na podstawie obserwacji dużej ilości podobnych osuwisk drogowych) wydaje się być nawadnianie podłoża nasypu, spowodowane zablokowaniem naturalnego odpływu wód z części stoku powyżej drogi oraz wodą odprowadzaną z nawierzchni drogowej wprost na skarpe nasypu.

1.2 Prognoza wystąpienia stanu granicznego stateczności ogólnej mas ziemnych

W celu przeprowadzenia badania w programie PLAXIS [6] zbudowano numeryczny model stoku i nasypu drogowego. Geometrię stoku i nasypu określono na podstawie mapy sytuacyjno-wysokościowej osuwiska z archiwalnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [1], odtwarzając prawdopodobny przebieg warstw przed powstaniem osuwiska.

W modelu numerycznym MES wykorzystano konstytutywne prawo Coulomba-Mohra (CM) zachowania się ośrodka gruntowego pod obciążeniem.



Rys. 1. Model stoku i nasypu drogowego: 1 – flisz karpacki, 2 – nasyp drogowy, 3 – pyl lessopodobny, 4 – humus

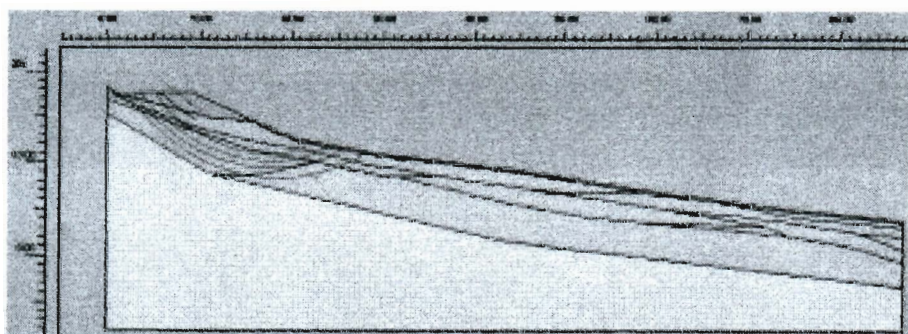
W celu wyznaczenia parametrów ϕ i c pyłu lessopodobnego, przeprowadzono wstępne badania gruntu z osuwiska. Wykonano je w aparacie bezpośredniego ścinania na próbkach homogenizowanych o zmiennej wilgotności. W oparciu o wyniki badań gruntu na ścinanie, wyprowadzono krzywą zależności parametrów wytrzymałościowych ϕ i c od zmiennego stopnia plastyczności badanego gruntu [2]. Ze względu na brak doświadczalnie wyznaczonych parametrów współczynnika Poissona ν i modułu Younga E , przyjęto je na podstawie literatury [8].

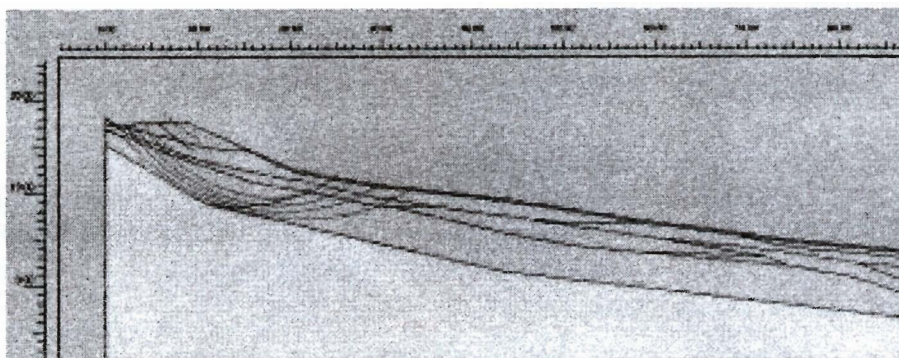
W modelu numerycznym symulowano zmienne warunki geotechniczne (parametry zwietrzliny stokowej i nasypu drogowego). Zakładano, że są one jednorodne na całej wysokości zwietrzliny stokowej i nasypu. Określono także współczynnik stateczności nasypu z podłożem wzdłuż otrzymanej potencjalnej powierzchni poślizgu metodą redukcji kąta tarcia wewnętrznego i spójności gruntu [1]. Przykładowe położenie potencjalnej powierzchni poślizgu modelu MES dla współczynnika stateczności $F = 1,21$ i $F = 0,86$ przedstawiono na rysunkach (rys. 2., rys. 3). Wartości parametrów wytrzymałościowych ośrodka gruntowego modelu MES zestawiono w tabeli (Tabela 1.).

Tabela. 1. Charakterystyki materiałowe zwierzeliny stokowej i nasypu modelu MES

Parametr	Nazwa	Flisz	Pył lessopodobny	Nasyp	Humus	Jednostka
Model materiału		Lin.- spręż.	CM	CM	CM	-
Ciężar obj.	γ	20,0	22,34 (1)* 21,0 (2)* 20,30 (3)*	22,0 21,0 20,30	19,0	kN/m ³
Moduł Younga	E	2 E+07	1 E+04 (1) 1,35 E+4 (2) 1,5 E+4 (3)	1 E+04 1,35 E+4 1,5 E+4	1 E+04	kN/m ²
Współcz. Poissona	ν	0,2	0,25 (1) 0,30 (2) 0,35 (3)	0,25 0,30 0,35	0,4	-
Spójność	c	-	6,47 (1) 11,40 (2) 18,8 (3)	2,47 11,40 18,8	15,0	kN/m ²
Kąt tarcia wewn.	ϕ	-	7,2 (1) 12,1 (2) 15,4 (3)	2,2 12,1 15,4	8,0	Stopień kątowy
Stopień plastyczności	I_L	-	0,74 (1) 0,37 (2) 0,16 (3)	0,82 0,37 0,16	-	

* (1), (2), (3) – kolejne, symulowane w modelu MES, warunki geotechniczne

**Rys. 2.** Położenie potencjalnej powierzchni poślizgu o współczynniku stateczności $F=1,21$ (2')



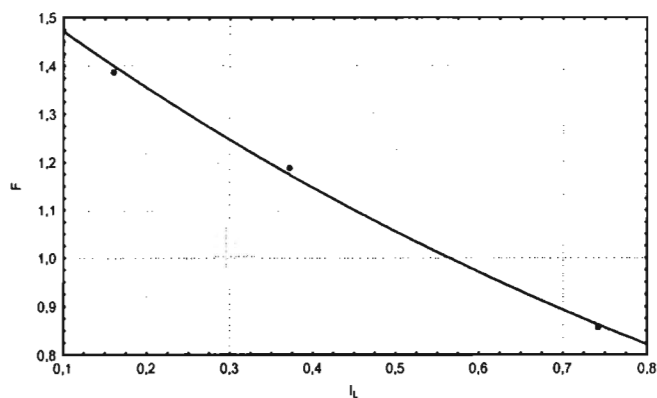
Rys. 3. Położenie potencjalnej powierzchni poślizgu o współczynniku stateczności $F=0,86$ (1')

Wartości współczynnika stateczności stoku z nasypem drogowym przedstawiono w tabeli (Tabela 2.).

Tabela. 2. Wartości współczynnika stateczności F

Model	Wartość współczynnika stateczności F
1*	0,86
2*	1,21
3*	1,36

W programie „Statistica” [7], metodą najmniejszych kwadratów wyprowadzono krzywą zależności współczynnika stateczności F od stopnia plastyczności I_L ośrodka gruntowego modelu MES (rys. 4).



Rys. 4. Zależność współczynnika stateczności stoku z nasypem od stopnia plastyczności podłoża nasypu modelu MES

Otrzymano zależność w postaci:

$$F = 1,6005 + e^{(-0,8335 I_L)} \quad (1)$$

o współczynniku dopasowania $R = 0,99983$.

Miarą wystąpienia stanu granicznego stateczności ogólnej budowli ziemnej wzdłuż pewnej powierzchni poślizgu, jest współczynnik stateczności o wartości $F=1,0$, który w przypadku stosowanej metody określania stateczności, definiowany jest jako [3]:

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_r + \sigma \tan \phi_r}, \quad (2)$$

gdzie: c – zadana w modelu numerycznym wartość spójności gruntu,
 σ – wartość naprężenia normalnego do powierzchni poślizgu,
 ϕ – zadana w modelu numerycznym wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu,
 c_r – zredukowana wartość spójności gruntu (dla danej powierzchni poślizgu),
 ϕ_r – zredukowana wartość kąta tarcia wewnętrznego gruntu (dla danej powierzchni poślizgu).

Na podstawie zależności (1), używając dodatku „Solver” w programie MS EXCEL [5], metodą quasi-Newtona określono, że w stanie granicznym stateczności ogólnej ($F=1,0$) stopień plastyczności gruntu $I_L=0,56$. Postępując tak, jak poprzednio, na podstawie krzywych zależności kąta tarcia wewnętrznego ϕ i spójności c od stopnia plastyczności I_L badanego gruntu [2] otrzymano wartości parametrów w stanie granicznym stateczności ogólnej modelu MES o wartości: $\phi=9,9^\circ$, $c=8,84$ kPa.

2. Prognozowanie kształtu mas ziemnych po zakończeniu procesu osuwania

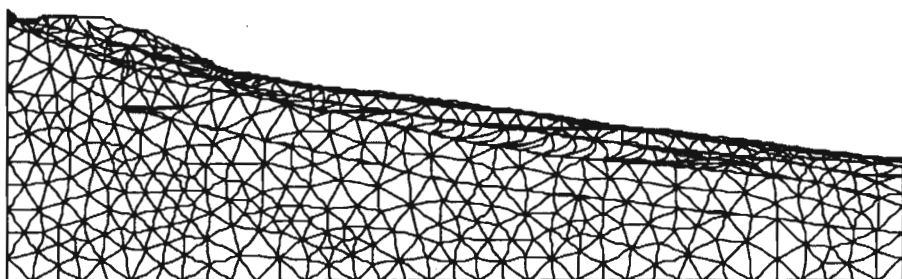
Otrzymane w modelu numerycznym deformacje mas ziemnych w stanie granicznym stateczności ogólnej znacząco odbiegają od deformacji rzeczywistego osuwiska.

Wykorzystując zbudowany w programie PLAXIS numeryczny model MES stoku z nasypem drogowym, symulowano zmienne warunki geotechniczne w celu otrzymania deformacji mas ziemnych modelu zbliżonych do rzeczywistych, obserwowanych w naturze.

Dla uzyskania lepszej zgodności deformacji siatki modelu MES z deformacjami mas ziemnych rzeczywistego osuwiska, na wysokości nisz i górnej części jęzora osuwiska w potencjalnej powierzchni poślizgu wprowadzono powierzchnię kontaktową (powierzchnię nieciągłości) [10] o wartości współczynnika redukcyjnego $R_{inter} = 0,1$.

Parametry wytrzymałościowe gruntu modelu MES, dla którego otrzymano kształt osuwiska zbliżony do kształtu obserwowanego w naturze, przedstawiono w formie tabelarycznej (Tabela 2.). Na rysunku przedstawiono kształt osuwiska w modelu MES (rys. 5.) oraz położenie i kształt otrzymanej potencjalnej, powierzchni poślizgu osuwiska (rys. 6).

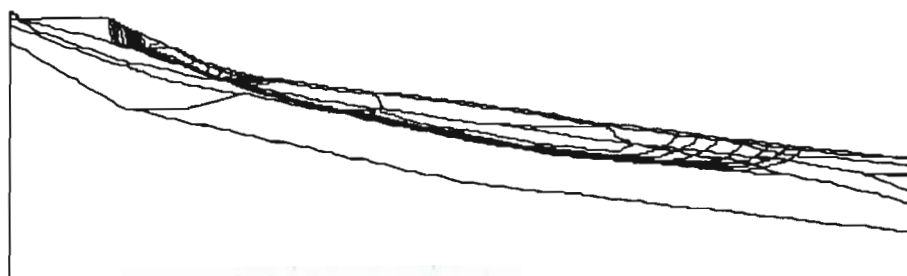
Przybliżenie kształtu osuwiska w modelu MES do kształtu osuwiska rzeczywistego otrzymano dla niskich wartości, zadanych w modelu MES, parametrów wytrzymałościowych gruntów. Parametry te są bliskie stanowi płynnemu badanych na ścinanie próbek preparowanych. Współczynnik stateczności wzdłuż otrzymanej w modelu MES potencjalnej powierzchni poślizgu o deformacjach zbliżonych do deformacji rzeczywistego osuwiska, wynosi $F = 0,38$.



Rys. 5. Deformacje siatki modelu MES

Tabela. 2. Charakterystyki materiałowe gruntu i nasypu modelu MES

Parametr	Nazwa	Flisz	Pył lessopodobny	Nasyp	Humus	Jedn.
Model materiału.		Lin.-spręż.	CM	CM	CM	-
Ciężar obj.	γ	20,0	22,54	22,0	19,0	kN/m ³
Moduł Younga	E	2 E+07	0,8 E+04	1 E+04	1 E+04	kN/m ²
Współcz. Poissona	ν	0,2	0,23	0,25	0,4	-
Spójność	c	-	2,47	2,47	15,0	kN/m ²
Kąt tarcia wewn.	ϕ	-	2,2	2,2	8,0	Stopień katowy
Stopień plastyczności	I_L	-	0,92	0,92	-	
Współcz. redukcji	R_{inter}	1,0	0,1	0,1	1,0	-



Rys. 6. Kształt potencjalnej powierzchni poślizgu w modelu numerycznym MES osuwiska

Wnioski

Otrzymany w modelu MES kształt mas ziemnych o parametrach nieznacznie gorszych niż w stanie granicznym stateczności ogólnej ($F = 1,0$), znacząco odbiega od stanu obserwowanego w rzeczywistości. Przyjęcie parametrów ośrodka modelu MES o wartościach bardzo niskich, pozwala otrzymać kształt deformacji ośrodka modelu zbliżony do rzeczywistego. Parametry te są bliskie tych w stanie płynnym badanego na ścinanie bezpośrednie gruntu preparowanego. W przypadku rzeczywistego osuwiska należy zauważyć, że nie tylko zachodzi upłynnienie przemieszczających się mas ziemnych, wynikające z ich nawodnienia, ale przede

wszystkim obserwuje się duży spadek wytrzymałości materiału, wynikający ze wzrostu ciśnienia porowego gruntu, który jest nasycony wodą.

Poznanie miejsc na drodze, szczególnie zagrożonych osuwiskami oraz ustalenie cech wytrzymałościowych gruntów i ich zależności od czynników zewnętrznych, a także wykorzystanie nowoczesnych technik analiz numerycznych, umożliwia prognozowanie wystąpienia stanu granicznego stateczności ogólnej. Pozwala także na prognozowanie wpływu przemieszczających się mas ziemnych na budowie inżynierskie znajdujące się na drodze osuwiska.

Literatura

- [1] Brinkgreve R.B.J., Bakker H.L.: *Non-linear finite element analysis of safety factors*. Proc. 7th Int. Conf. On Comp. Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, Australia 1991.
- [2] Gąska P.: *Laboratoryjne badania parametrów geotechnicznych gruntów rejonu Podkarpacia*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2002.
- [3] *PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses Manual*, A.A. Balkema, Rotterdam-Brookfield 1998.
- [4] Praca zbiorowa: *Mapa rejestracyjna osuwisk 1:25 000*. Powiat Ropczyce. Arkusz 3. PIG Oddział Karpacki w Krakowie.
- [5] Program MS Excel.
- [6] Program PLAXIS.
- [7] Program Statistica.
- [8] Z-Soil Version 5 User Manual, 2000.
- [9] Zakład Specjalistycznych robót wiertniczych mgr inż. Jacek Bosak, Gdynia ul. Sucharskiego 17C/2: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska osuwiska w miejscowości Niedźwiada woj. rzeszowskie w ciągu drogi wojewódzkiej Nr 35-508 na odcinku km 5 + 500 – 5 + 600*, Gdynia 1997.
- [10] Vanlangen H., Vermeer P.A., *Interface elements for singular plasticity points*. Int. J. Num. Analyt. Meth. In Geomech. 15, 1991.

PREDICTION OF THE GENERAL STABILITY LIMIT STATE OF SLOPE WITH ROAD AND SOIL MASSES SHAPE AFTER FINISH OF SLIDING

Summary: Over hundred road landslides have been registered in area of the Podkarpackie province. These landslides occur in characteristic places and their occurrence is connected with land morphology. Moreover, mistakes of road design, contractor and exploitation are the reasons of landslide appearance. Coming to know the road places especially threatened with slides, strength parameters of soils and their dependence on external factors, as well as using of modern methods of numerical analysis make possible prediction of occurrence of general stability limit state and even prediction of influence of moving ground masses on constructions occurring in slide way.

Ryszard Izbicki¹, Jarosław Krążelewski²

Wpływ czasu na właściwości geosyntetyków

Streszczenie: W pracy przedstawione zostały dane literaturowe na temat wpływu czasu na zachowanie się geosyntetyków oraz omówiono testy numeryczne opisywanych zjawisk. Zauważono, że zjawiska takie jak pełzanie i starzenie się geosyntetyków bardzo znacząco zmieniają parametry wytrzymałościowe materiału polimerowego. Modele materiału zapisane w programie FLAC pozwolą na dokładniejszy opis zjawisk zachodzących w czasie. Pozwoli to w przyszłości na określenie naprężeń i odkształceń geosyntetyków.

Wstęp

W Polsce grunt zbrojony z zastosowaniem geosyntetyków stosowany jest już w praktyce inżynierskiej od ponad 30 lat. Na prawidłowe określenie wytrzymałości geosyntetyków, zarówno wytrzymałości doraźnej na zerwanie UTS (*Ultimate Tensile Strength*), jak i wytrzymałości długoterminowej, duży wpływ mają różne czynniki, które zostały omówione w skrócie w pracy [14]. Przy projektowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego, jak i wzmacnianiu podłoża gruntowego, korzysta się jednak z wytrzymałości długoterminowej. W zależności od rodzaju konstrukcji, zagrożenia bezpieczeństwa, właściwości reologicznych, a także czasu, na jaki jest projektowana konstrukcja, oblicza się wytrzymałość długoterminową na rozciąganie [1, 5]. Zgodnie z normą [5] konstrukcje z gruntu zbrojonego projektować można na okres 120 lat (ściany oporowe na autostradach, konstrukcje nawierzchni autostrad lub konstrukcje przyczółków mostowych). Deformacje tych konstrukcji mają znaczący wpływ na bezpieczną pracę samej konstrukcji, a także

¹ prof. dr hab. inż., Politechnika Wrocławska

² mgr inż., Politechnika Wrocławska

obiektów posadowionych na niej. Zjawiska takie jak pełzanie, relaksacja naprężeń oraz starzenie się materiału, zachodzące we wzmacnianej konstrukcji, a nierozważane na etapie projektowania, mogą prowadzić do nieoczekiwanych zachowań wzmacnianej konstrukcji, tj.: lokalnej lub całkowitej utraty stateczności skarpy, nadmiernego przemieszczania się obiektu, nierównomiernego osiadanie budowli itd. [23].

Obecnie na świecie zbudowano już setki konstrukcji z gruntu zbrojonego, których wymiary dochodzą do kilkudziesięciu metrowej wysokości i kilkusetmetrowej długości. Brak racjonalnych metod projektowania uwzględniających zmienne właściwości geosyntetyków w czasie, może przyczynić się do nieekonomicznego projektowania, a w niektórych przypadkach spowodować nawet zagrożenie katastrofą budowlaną.

1. Wpływ właściwości reologicznych geosyntetyku na jego wytrzymałość

Wpływ właściwości reologicznych przy projektowaniu konstrukcji z gruntu zbrojonego jest bardzo ważnym czynnikiem, powodującym głównie zmniejszenie wytrzymałości geosyntetyków na rozciąganie. Jego znaczenie jest jeszcze większe w przypadku, gdy producent geosyntetyku nie przedstawi projektantowi odpowiedniego protokołu z badań reologicznych, wykonanych przyspieszoną metodą badania pełzania SIM (*Stepped Isothermal Method* - metodą skoków izotermicznych) lub długoterminową metodą badania pełzania (minimalny czas badania 10.000h) [1].

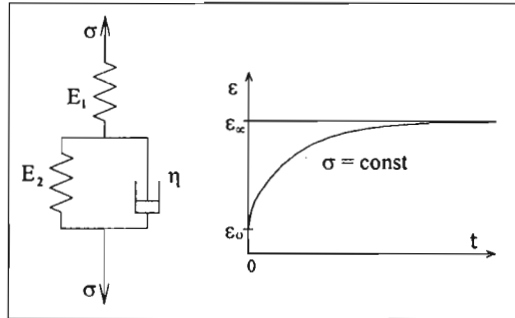
Szczegółowy opis zasad obliczania konstrukcji z gruntów zbrojonych geosyntetykami oraz najczęściej popełnianych błędów podczas projektowania, przedstawiony został przez Ajdukiewicza [1]. Z tego też względu, aby uniknąć popełniania błędów podczas projektowania, projektując przy tym konstrukcje ekonomiczne, uwzględniając współczynniki bezpieczeństwa, należy dobrze poznać zasadę działania konstrukcji podczas całego okresu jej pracy.

Sawicki i Kazimierowicz-Frankowska [22] przeprowadzili badania reologiczne na geosyntetykach polskiej produkcji. Na podstawie tych badań opracowali model reologiczny materiału, opisujący właściwości reologiczne geosyntetyków. Model ten składa się z dwóch elementów sprężystych (E_1 , E_2) i jednego elementu lepkiego (η) co przedstawia rysunek 1.

Wyróżnić w nim można dwa podstawowe elementy, połączone ze sobą szeregowo: sprężysty i charakteryzujący ciało Kelvina (równoległe połączenia

elementów sprężystego i lepkiego). Równanie konstytutywne, opisujące powyższy model dla jednowymiarowego przypadku przedstawiono poniżej:

$$\frac{1}{E_1} \left[\frac{d}{dt} + \frac{E_1 + E_2}{\eta} \right] \sigma = \left[\frac{d}{dt} + \frac{E_2}{\eta} \right] \varepsilon. \quad (1)$$



Rys. 1. Trójpłomowy model reologiczny [23]

1.1. Numeryczna symulacja modelu

Powyższy model został wykorzystany do opisu materiału geosyntetyku w programie FLAC. Do przeprowadzenia testu symulacji numerycznej modelu wybrano płaskie zagadnienie taśmy, rozciąganej osiowo obciążeniem rozłożonym o intensywności 1000Pa (rys. 2a). Długość elementu – 1m, szerokość – 0,20m.

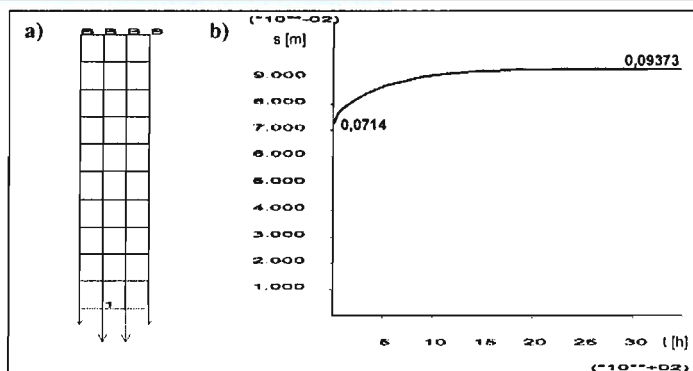
Parametry modelu zostały przyjęte jak dla geowłókniny Watina [23]:

$$E_1 = 0,014 \times 10^6 \text{ [N/m];}$$

$$E_2 = 0,028 \times 10^6 \text{ [N/m];}$$

$$\eta = 1,667 \times 10^6 \text{ [Nh/m];}$$

Występujące zjawisko pełzania dla geosyntetyku (czyli zmiana odkształceń w czasie przy stałym obciążeniu) przedstawiono na rysunku 2b.



Rys. 2. a) schemat statyczny taśmy osiowo rozciąganej w programie FLAC; b) wykres przemieszczeń w czasie w punkcie 1 dla trójparymetrowego modelu reologicznego geosyntetyku

Wartości liczbowe występujące na rysunku 2 określają przemieszczenia w czasie w dniach:

$$t_{0+} = 0,0714 \text{ [m];}$$

$$t_{3000} = 0,09373 \text{ [m].}$$

Wyniki numeryczne porównano z wynikami analitycznymi i uzyskano dokładnie takie same wartości. Oznacza to, że model materiału napisany w języku programowania C++ działa poprawnie. Pozwoli to na dokładniejszy opis zachowania się geosyntetyku, wzięwszy pod uwagę jego właściwości reologiczne. Dzięki temu w przyszłości będzie można dokładniej określić odkształcenia i naprężenia geosyntetyku zmieniające się w czasie.

2. Wpływ starzenia się geosyntetyków na ich wytrzymałość

Kolejnym bardzo ważnym czynnikiem, wpływającym na zachowanie się geosyntetyku w czasie, jest wpływ jego starzenia się. Badania wpływu starzenia się materiałów polimerowych na ich wytrzymałość na rozciąganie, przeprowadzane są przez wielu naukowców na świecie. Z badań tych wynika, że na proces starzenia się geosyntetyków wpływają równocześnie procesy starzenia: fizyczne i chemiczne [9, 10].

Procesy fizyczne starzenia się zachodzą w przypadku, gdy materiał dąży do osiągnięcia stanu równowagi, jeżeli nie został on osiągnięty w procesie produkcyjnym. Konsekwencją tego są nierozbite główne wiązania kowalencyjne

i dla polimerów pokrystalicznych, takich jak HDPE, następuje wzrost „krystaliczności” materiału [18].

Procesy chemiczne starzenia się, zachodzące w materiale, prowadzą do rozczepienia wiązań w podstawie makrocząsteczek, wiązań poprzecznych międzycząsteczkowych i/lub wywołują reakcje chemiczne w łańcuchach bocznych, co może doprowadzić do zmniejszenia właściwości mechanicznych polimeru i ewentualnego zniszczenia go.

Dlatego też z punktu widzenia zastosowania geosyntetyków, procesy chemiczne starzenia są najważniejszym mechanizmem degradacji i z tego względu zasługują na szczególną uwagę.

Możemy wyróżnić następujące mechanizmy degradacji geosyntetyków: pęcznienie, degradacje UV, degradacje przez ekstrakcję, degradacje biologiczne i najbardziej szkodliwe – degradacje utlenienia. Szczegółowy opis poszczególnych degradacji przedstawili Rowe i Sangam [20]. W niniejszej pracy skupiono się wyłącznie na degradacji geosyntetyków ze względu na utlenienie.

2.1. Degradacja utlenienia

W degradacji utlenienia łańcuch polimerów zachodzi w reakcję z tlenem, zmieniając jego strukturę molekularną (cząsteczkową) i morfologię polimeru [7]. W konsekwencji doprowadzić to może do zmian właściwości mechanicznych geosyntetyku. Ogólnie przyjmuje się, że główną przyczyną utlenienia materiałów polimerowych jest tworzenie się wolnych łańcuchów rodników. Szczegółowy opis zachodzącego zjawiska chemicznego przedstawiono w pracy [20]. Aby wydłużyć czas zachodzącej reakcji utlenienia w polimerach, a tym samym opóźnić proces degradacji materiału, stabilizuje się go w procesie produkcyjnym pakietem (zestawem) antyutleniaczy. Dokładny skład związków chemicznych znajdujących się w zestawie antyutleniaczy chroniony jest patentami poszczególnych firm. Z tego względu skuteczność antyutleniaczy zależy od różnych czynników wliczając w to całkowitą ilość antyutleniaczy w zestawie oraz typy i kombinacje poszczególnych składników, a także temperaturę otoczenia, w której będzie pracował geosyntetyk.

Ilość antyutleniaczy w polimerze jest bardzo ważnym czynnikiem gwarantującym niezmienną właściwości mechanicznych w czasie, ze względu na proces utlenienia. Oznacza to, że po wyczerpaniu pakietu antyutleniaczy następuje utlenienie (degradacja) materiału, a co się z tym wiąże – zmiana właściwości mechanicznych materiału.

Podstawowym parametrem, określającym ilość antyutleniaczy w materiale, jest „czas wywołania utlenienia” (*OIT* – *Oxidation Induction Time*). Badania wartości *OIT*, w zależności od temperatury topnienia antyutleniaczy przeprowadza się dwiema metodami: standardowego badania wartości *OIT* (*the standard-OIT*, ASTM D3895) [2] i określenia wartości *OIT* przy zadanym wysokim ciśnieniu (*the high-pressure OIT*, ASTM D5885) [3]. Szczegółowa dyskusja na temat tych dwóch metod została przedstawiona przez Hsuan i Koerner [9].

Zadaniem antyutleniaczy jest przekształcanie aktywnych substancji, takich jak wolne rodniki i aktywne nadttlenki alkinu, na stabilne cząsteczki i zapobieganie w ten sposób występowania reakcji w polimerze. Zakłada się, że prędkość utlenienia wolnych rodników równa się prędkości utlenienia antyutleniaczy, które cały czas są kontrolowane podczas wykonywania badania. Dopóki jednak antyutleniacze występują w materiale, właściwości mechaniczne materiału nie ulegają zmianie. Z tego też względu, ażeby oszacować „czas życia” geosyntetyków, musimy najpierw określić czas zubożenia antyutleniaczy.

2.2. Badania doświadczalne określające czas zubożenia antyutleniaczy

Badania doświadczalne, określające czas zubożenia antyutleniaczy, przeprowadzane były na różnych geosyntetykach:

- Brady [4] przetestował zachowanie się geomembran HDPE w różnych środowiskach przez okres 30 lat. Wyniki przeprowadzanych testów po takim czasie nie wykazały zmian zarówno w gęstości ani też we właściwościach mechanicznych geomembrany. Zmienił się tylko wpływ odporności na utlenienie (po 15,5 latach – o 50%).
- Hsuan [8] przeprowadziła badania na geomembranach HDPE, których próbki pobrane były z osadnika ścieków po 7 latach pracy. Próbki pobrano z 4 różnych miejsc. Z części górnej (dwie) – wystawionej na działanie czynników zewnętrznych i dolnej (dwie) pracującej cały czas w środowisku wodnym. W próbkach tych nie zauważono znacznych zmian zarówno w strukturze makroskopowej, strukturze zewnętrznej jak i właściwościach hydraulicznych materiału.
- Jessberger i Heinbrock [13] wykazali, że, przy temperaturze 20°C i przy stałym dostarczaniu tlenu „serwis życia” HDPE geomembran może przekroczyć 300 lat. Jeżeli jednak temperatura wzrośnie do 40°C, przy takich samych warunkach tlenowych, „serwis życia” wyniesie wtedy ponad 45 lat.

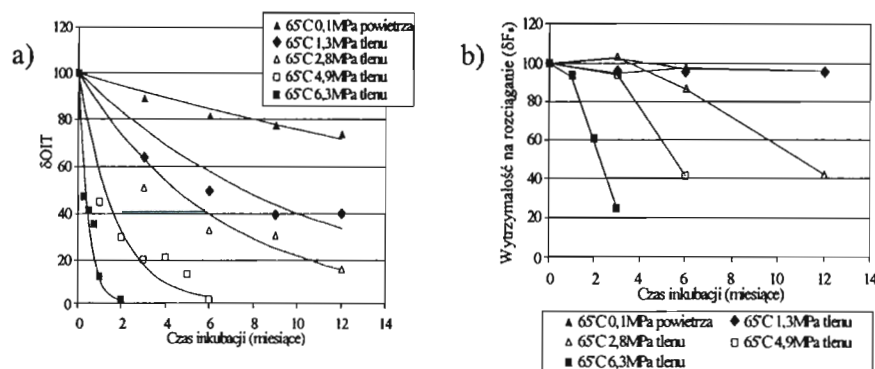
- Mueller [16,17] przeprowadził badania określające odporność geomembran HDPE oraz geowłóknin PP i PE. Określił on „czas życia” konstrukcji wykonanej z geowłóknin na 30 do 83 lat. Zauważył, że czas życia antyutleniaczy w geowłókninach jest mniejszy niż w geomembranach. Różnica taka wynika przede wszystkim z różnicy w podstawie polimeru, a także różnicy w morfologii i ilości antyutleniaczy w materiale. W geomembranie występuje co najmniej dwukrotnie więcej antyutleniaczy niż w geowłókninie. W badaniach przeprowadzanych przez Muellera jedynym współczynnikiem przyspieszającym proces utlenienia był wzrost temperatury. Jednak zbyt wysoka temperatura doprowadzić może do zmian w mikrostrukturze.
- Salman i inni [21] przeprowadzili badania na geotkaninach w różnych temperaturach: 60, 70, 80, 90°C i zauważyli, że struktura na powierzchni geotkanin zmienia się w zależności od temperatury. Ding i inni [6] stwierdzili dodatkowo, że badania przeprowadzane w wysokich temperaturach prowadzić mogą do błędów przy ekstrapolowaniu energii aktywacji do niższych temperatur, ze względu na dużą nieliniowość w wysokich temperaturach. Z tego też względu, zaleca się przeprowadzanie badań starzenia w niższych temperaturach. Jednakże oznaczałoby to zmniejszenie prędkości reakcji utlenienia, a w rezultacie dłuższy czas przeprowadzanego badania. Morrisom i Boyd [15] określili czynniki wpływające na szybkość reakcji zachodzącej w materiale. Szybkość reakcji zależy od ciśnienia i temperatury co przedstawia poniższe zależności:

Szybkość reakcji = częstości zdarzeń (zależy od ciśnienia) x współ. energii (zależny od temp.) x współ. prawdopodobieństwa

Co oznacza, że dodatkowym współczynnikiem wpływającym na szybkość reakcji jest ciśnienie.

2.3. Dane do opracowanego modelu

Hsuan [11] określiła czas zubożenia antyutleniaczy dla taśmy polipropylenowej przy zmiennej temperaturze i zmiennym ciśnieniu. Badania przeprowadzano w temperaturze 35, 45, 55, 65°C oraz przy zmiennym ciśnieniu powietrza i tlenu. Ciśnienie atmosferyczne powietrza (0,1MPa) również zostało uwzględnione w badaniach dla 4 różnych temperatur. Podczas badań mierzone były następujące parametry polimeru HP-OIT, MIT (*melt index test*) oraz wytrzymałość na rozciąganie.



Rys. 3. a) czas zubożenia antyutleniaczy przy stałej temperaturze 65°C i zmiennym ciśnieniu; b) zmiana wytrzymałości na rozciąganie w temperaturze 65°C przy różnych ciśnieniach [11]

Hsuan [11], na podstawie uzyskanych wyników badań HP-OIT (rys. 3a), określiła zubożenie antyutleniaczy w materiale zgodnie z reakcją pierwszego rzędu

$$\ln(OIT\%) = -kt, \quad (2)$$

gdzie:

- OIT% – jest procentową względną wartością HP-OIT w czasie inkubacji;
- k – stała szybkość reakcji (zależna od temperatury i ciśnienia);
- t – czas inkubacji;

Szybkość reakcji (k) rośnie wraz z temperaturą zgodnie z prawem (równaniem) Arrheniusa:

$$k = A \exp (-E / RT) \quad (3)$$

gdzie:

- k – jest stałą szybkością reakcji [$\text{mol}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$];
- E – energia aktywacji [kJ/mol];
- R – stała gazowa [J/mol K];
- T – temperatura inkubacji [K];
- A – stała materiałowa.

Na podstawie powyższych wzorów możemy wyznaczyć czas potrzebny na zubożenie antyutleniaczy w materiale [11], co wyraża się wzorem:

$$t = \frac{\ln(10\%)}{-C * \exp\left[-\frac{E_{ao} + \alpha * P_{O_2}}{R * T} + \beta * P_{O_2}\right]} \quad (4)$$

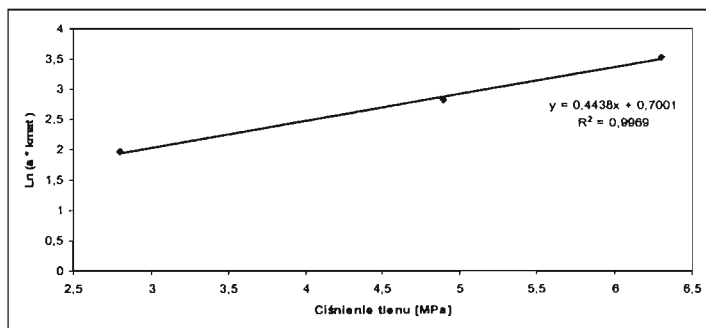
gdzie:

$\ln(10\%)$ – jest to wartość 10% HP-OIT, ponieważ przy takiej wartości HP-OIT zauważono zmianę parametrów mechanicznych i fizycznych w polimerze.

Z tego też powodu, czas zubożenia antyutleniaczy dla tego szczególnego przypadku mierzony jest do momentu gdy wartość HP-OIT osiągnie wartość 10%OIT np.: dla siatki polietylenowej wysokiej gęstości czas zubożenia antyutleniaczy liczony jest do momentu, gdy wartość OIT osiągnie 5%OIT [12].

Znając zatem czas rozpoczęcia degradacji w materiale, czyli czas od momentu którego następuje zmniejszenie parametrów mechanicznych geowłókniny, możemy oszacować czas „życia konstrukcji”.

Na rys. 3b przedstawiono wykres wartości względnej wytrzymałości materiału na rozciąganie w zależności od czasu. Aby opisać degradację właściwości mechanicznych zachodzącą w materiale, jak pokazano na rysunku 3b, możemy założyć, że proces degradacji wytrzymałości na rozciąganie zmienia się liniowo. Nachylenie krzywej zależy od stałej szybkości reakcji i od stałej materiałowej. Stała szybkości reakcji po wyczerpaniu antyutleniaczy (k_{mat}) ma wyższą wartość niż stała szybkości reakcji przed ich wyczerpaniem (k) [19].



Rys. 4. Zmienna wartość stałej szybkości k_{mat} w temp. 65°C przy zmiennym ciśnieniu

Nową wartość stałej szybkości reakcji materiału k_{mat} po wyczerpaniu antyutleniaczy określono na podstawie wykresu, rysunku 4. Oznacza to, że zmiana wytrzymałości geosyntetyku na rozciąganie w czasie zachodzi już przy innej stałej szybkości reakcji.

Zmianę wytrzymałości na rozciąganie w czasie można określić na podstawie wzoru:

$$F(t) = \frac{a * k_{mat} * t + 100}{100} * F(0); \quad (5)$$

gdzie:

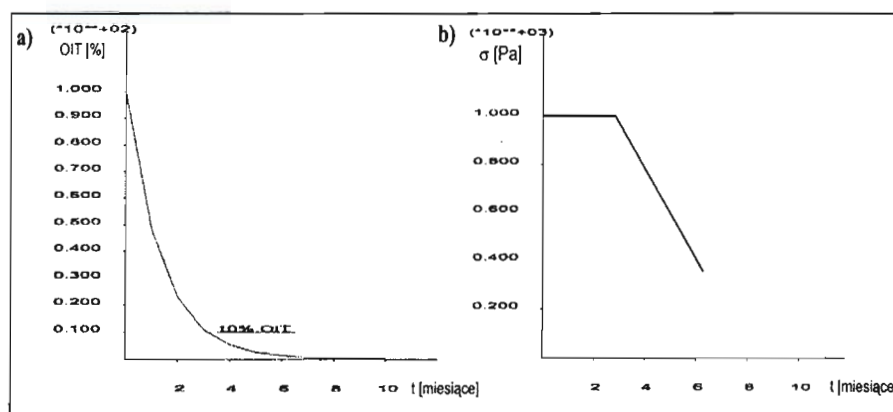
k_{mat} – stała szybkość reakcji dla materiału po wyczerpaniu antyutleniaczy;

a – stała materiałowa.

Wyniki te porównać można z wynikami doświadczalnymi [11].

2.4. Numeryczna symulacja modelu

Powyższy model został wykorzystany do opisu materiału, którego właściwości mechaniczne zmieniają się w czasie od momentu wyczerpania antyutleniaczy, ze względu na efekt starzenia. Model ten wprowadzono do programu FLAC i przeprowadzono testy symulacji numerycznej. Zadanie, jak poprzednio, rozwiązano w płaskim stanie odkształcenia (rys. 2a), dla taśmy rozciąganej osiowo obciążeniem rozłożonym o intensywności 1000Pa. Długość elementu 1m, szerokość 0,20m.



Rys. 5. Wyniki symulacji numerycznej a) zubożenie wartość OIT w czasie; b) zmiana wytrzymałości na rozciąganie w czasie

Dla ułatwienia sprawdzenia poprawności obliczeń przyjęto sprężysty model materiału przed zużyciem antyutleniaczy. Parametry modelu były następujące:

$$E_l = 0,014 \times 10^6 [\text{N/m}];$$

$$k = 0,0755 [\text{mol}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}];$$

$$a \cdot k_{mat} = 32,98 [\text{mol}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}];$$

Wyniki symulacji zostały przedstawione na rysunku 5. Można zauważyć, że wytrzymałość materiału zmniejsza się po wyczerpaniu antyutleniaczy po okresie 3 miesięcy w temperaturze 65°C i ciśnieniu 2,8MPa, zaś wytrzymałość materiału spada do 50% wytrzymałości początkowej po 5 miesiącach.

Wnioski

Na podstawie danych literaturowych można stwierdzić, że nie tylko właściwości reologiczne geosyntetyków zmieniają ich wytrzymałość w czasie, ale także efekt starzenia się geosyntetyków. Wpływ ten jest bardzo ważny w przypadku geosyntetyków projektowanych na okres 120 lat. Szczególnie dotyczy to geosyntetyków które stabilizowane są małą ilością antyutleniaczy lub ich jakość i typ nie są najwyższej jakości.

Przeprowadzone testy numeryczne zgadzają się z wynikami doświadczalnymi. Oznacza to, że przy zastosowaniu powyższych modeli geosyntetyku, będzie można dokładniej określić zmiany właściwości mechanicznych w czasie. Zjawiska takie jak pęcznienie i starzenie się materiału będą już rozważane na etapie symulacji numerycznych. Pozwoli to na pełniejszy opis zachowania się konstrukcji w czasie.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz J.: *Projektowanie z geosyntetykami – możliwe zagrożenia dla projektantów*. XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu – Geotechnika i budownictwo specjalne, Zakopane, 2004, s. 1036-1051
- [2] ASTM D3895: *Test Method for Oxidative-Induction Time of Polyolefines by Differential Scanning Calorimetry*, vol. 08.02, 2003
- [3] ASTM D5885; *Standard Test Method for Oxidative-Induction Time of Polyolefin Geosynthetics by High-Pressure Differential Scanning Calorimetry*, vol 04.09, 1997
- [4] Brady K.C i inni.: *Thirty-year ageing of plastics*. Project Report 11, Transport Research Lab. E472/BG, ISSN 0968-4083, 1994

- [5] BS 8006:1995, *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, British Standards Institution, 1995
- [6] Ding S. i inni: *Activation Energies of Polymer Degradation*. In: Moalli J. (Ed.), *Plastics Failure-Analysis and Prevention*, p. 219-225, 2001
- [7] Hawkins W.L.: *Environmental deterioration of polymers*. In: Hawkins W.L. (Ed.) *Polymer Stabilization*, New York, 1972
- [8] Hsuan Y.G. i inni: *Effects of outdoor exposure on high density polyethylene geomembrane*, Conf. Proc. Atlanta, USA, 1991, s. 287-302
- [9] Hsuan Y.G., Koerner R.M.: *Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes*. JGGE ASCE, 1998, p. 532-541
- [10] Hsuan Y.G.: *Database of field incidents used to establish HDPE geomembrane stress crack resistance specification*. Geotextiles and Geomembrane, vol. 18, 1999, p. 1-22
- [11] Hsuan Y.G., Li M.: *Temperature and pressure effects on the degradation of polypropylene tape yarns-depletion of antioxidants*. Geotextiles and Geomembrane, vol. 22, 2004, p. 511-530
- [12] Hsuan Y.G., Li M.: *Temperature and pressure effects on the oxidation of high-density polyethylene geogrids*. Geotextiles and Geomembrane, vol. 23, 2005, p. 55-75.
- [13] Jessberger H.L., Heibrock G.: *Development of a safety concept for landfill liner systems*. In: August H., i inni (Ed.), *Advanced Landfill Liner Systems*. Thomas Telford, London, UK, 1997, p. 101-109
- [14] Izbicki R.J. Krążelewski J.: *Wybrane właściwości reologiczne geosyntetyków*, XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu – Geotechnika i budownictwo specjalne, Zakopane 2004, s. 105-114
- [15] Morrisom R.T., Boyd R.N.: *Organic Chemistry*. 6th ed. Allan and Bacon, Inc., Boston, 1992
- [16] Mueller W., Jakob I.: *Oxidation resistance of high-density polyethylene geomembranes*. Polymer Degradation and Stability 79, 2003a, p. 161-172
- [17] Mueller W. i inni: *Comparison of the oxidative resistance of various polyolefin geotextiles*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 21, 2003, p. 289-315
- [18] Peterman J., i inni: *Growth of polymer crystals during annealing*. Journal of Macromolecular Science – Physics B 12 (3), 1976, s. 393-404
- [19] Pigoń K., Ruziewicz Z.: *Chemia fizyczna*. PWN, 1993
- [20] Rowe R.K., Sangam H.P.: *Durability og HDPE geomembranes*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 20, 2002, p. 77-95
- [21] Salman A., i inni: *The effect of oxygen pressure, temperature and manufacturing process on laboratory degradation of polypropylene*

geosynthetics. 6th Inter. Conf. of Geosynth. Proc., Atlanta, 1998, USA, p. 683-690

[22] Sawicki A., Kazimierowicz-Frankowska K.: *Creep Behaviour of Geosynthetics*, Geotextiles and Geomembranes, Vol.16, 1998, p. 365-382

[23] Sawicki A.: *Rheology of reinforced soil*, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, 1999

THE INFLUENCE OF TIME ON THE GEOSYNTHETICS PROPERTIES

Summary: This paper presents the basic concepts and mechanisms related to the influence of time on geosynthetics behavior. It discusses the numerical test of the above mentioned phenomena. It has been observed that such phenomena as creeping and aging of geosynthetics, significantly change mechanical properties of the polymer materials. Material models saved in FLAC program allow to describe, in more detailed way, the phenomena which occur in time. It will allow to estimate the stresses and strains of geosynthetics at the future.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2005/2007 jako projekt badawczy.

Przedstawiany w pracy model konstytutywny jest uogólnieniem modelu NAHOS [8], który dotyczy gruntów spoistych. Model NAHOS opisuje silną zmienność modułu ścinania w zakresie małych odkształceń (10^{-2} do 10^{-1} %) po każdym ostrym zwrocie ścieżki naprężenia. Wrażliwość na prędkość procesu jest uwzględniona poprzez rozszerzenie równania powierzchni ograniczającej oraz prawa wzmocnienia [10]. Uwzględniając powyższe założenia, możliwe jest stworzenie równań modelu podobnego do wykorzystywanych modeli sprężysto-plastycznych, przez co możliwa jest jego implementacja do schematów całkowania używanych w pakietach MES.

Jednocześnie przeprowadzono laboratoryjne badania trójosiowe cyklicznych procesów obciążanie – odciażanie. Testy te zostały przeprowadzone na izotropowo skonsolidowanych próbkach kaolinu z Fabryki Porcelitu w Tułowicach. Wyniki badań laboratoryjnych użyte zostały do porównania z charakterystykami uzyskanymi z symulacji numerycznych.

1. Opis modelu konstytutywnego

Tworząc model założono dekompozycję całkowitych odkształceń ε na część sprężystą ε^e i niesprężystą ε^{vp} , podobnie prawo sprężystości – identycznie jak w modelach sprężysto-plastycznych. Następnie zdefiniowano powierzchnię ograniczającą, która oddziela stany normalnej konsolidacji (punkty na powierzchni) oraz stany prekonsolidacji (punkty wewnątrz powierzchni).

$$F\left(\sigma', p_c, \dot{p}_c\right) = q'^2 + M^2 p'^1 \left(p_c - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right) = 0, \quad (1)$$

Przedstawione wyżej równanie powierzchni zależy od stanu naprężenia efektywnego, parametru wzmocnienia oraz jego prędkości. Użyta funkcja powierzchni ograniczającej jest uogólnieniem równania występującego w modelu MCC. Taka postać równania umożliwia modelowanie wpływu prędkości na przebieg procesu [4]. Prędkość odkształceń niesprężystych oblicza się z prawa płynięcia, które zakłada kierunek odkształceń jako normalny do powierzchni ograniczającej (stowarzyszone prawo płynięcia):

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \dot{\Lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma'}, \quad (2)$$

gdzie dodatni mnożnik $\dot{\Lambda}$ jest parametrem konsystentnym.

Następnym tworzoną równaniem jest prawo wzmocnienia, które opisuje zależność między parametrem wzmocnienia a wartością odkształcenia niesprężystego:

$$\dot{p}_c = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p_c \left(\dot{\varepsilon}_v^{vp} + \xi \exp(-\xi_1 \varepsilon_s^{vp}) \dot{\varepsilon}_s^{vp} \right) - B \exp\left(\frac{q}{q_0}\right) p_c. \quad (3)$$

Pokazana wcześniej forma równania, dzięki wolnemu wyrazowi po jego prawej stronie, umożliwia symulowanie zjawisk pełzania i relaksacji, które są charakterystyczne dla opisu lepkoplastycznego zachowania się materiału. Taki kształt równania (3) został zaproponowany w [3]. Założono, że prawo wzmocnienia zawiera zależność od odkształceń objętościowych (co uwzględnione jest w modelu MCC), a także od odkształceń postaciowych [11]. Występujące w równaniach (1) i (3) wielkości A i B są parametrami modelu wprowadzonymi przez drugiego z autorów [9].

Poprzednio wspomniany układ równań, przy założeniu warunku konsystentności:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right)^T \dot{\sigma}' + \frac{\partial F}{\partial p_c} \dot{p}_c + \frac{\partial F}{\partial \dot{p}_c} \ddot{p}_c = 0, \quad (4)$$

proceedzi do równań konstytutywnych:

$$\dot{\sigma}' = D \left(\dot{\varepsilon} - \dot{\Lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right), \quad (5a)$$

$$s \ddot{\Lambda} + h \dot{\Lambda} + c = 0, \quad (5b)$$

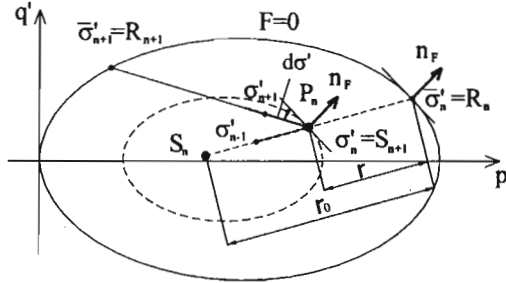
gdzie występujące w powyższych wyrażeniach współczynniki zdefiniowane są poniżej:

$$s = -M^4 p' A p_c \frac{(1+e)}{\lambda-\kappa} \left[2p' - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right] - M^2 \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p' A p_c \cdot 2q' \xi \exp(-\xi_1 \varepsilon_s^{vp});$$

$$\begin{aligned}
 h = & -M^4 \left[2p' - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right]^2 K - 12Gq'^2 - M^4 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} \left[2p' - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right] p' \left(p_c + A \dot{p}_c \right) + \\
 & - M^2 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} p' \cdot 2q \xi \exp \left(-\xi_1 \varepsilon_s^{vp} \right) \left(p_c + A \dot{p}_c + A p_c \dot{\varepsilon}_s^{vp} \right) + \\
 & - M^4 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} p' A p_c \left(2 \dot{p} - \dot{p}_c - A \ddot{p}_c \right) - M^2 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} A \cdot 2q' p_c \xi \exp \left(-\xi_1 \varepsilon_s^{vp} \right); \\
 c = & KM^2 \left[2p' - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right] \dot{\varepsilon}_v + 6q' G \varepsilon_s - M^2 p' B \left(p_c + A \dot{p}_c \right).
 \end{aligned}$$

Powyżej zaprezentowane równania mają skomplikowaną formę, dlatego też użyto metod numerycznych do ich rozwiązywania bez wyznaczenia zamkniętych formuł relacji σ - ε .

Dla stanu prekonsolidacji założono, że powierzchnia plastyczności zredukowana została do punktu zwanego biegunem sprężystości S . Następnie dla każdego procesu obciążenia zachodzi zasada odwzorowania radialnego (rys. 1), które rządzi zachowaniem bieżącego punktu P .



Rys. 1. Zasada odwzorowania radialnego.

Moduł wzmocnienia w punkcie P definiuje się następująco:

$$K_P = K_R + H \left(\sigma', \varepsilon_v^{vp}, \varepsilon_s^{vp} \right) \cdot \frac{r}{r_0 - r}, \quad (6)$$

gdzie: $K_R = \frac{\partial F}{\partial p_c} \left(\frac{\partial p_c}{\partial \epsilon^{vp}} \right)^T \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right)$ – jest modułem wzmocnienia w punkcie

refleksyjnym R_n , a $H = C \left(\frac{r}{r_0 - r} \right)^{\mu-1}$ – jest funkcją wzmocnienia. Taka forma funkcji

H umożliwia symulację silnej nieliniowości w zakresie małych odkształceń. Uwzględniając powyższe założenia, podany w równaniu (4b) współczynnik h przyjmie poniższą postać:

$$\begin{aligned} h = & -M^4 \left[2p - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right]^2 K - 12Gq^2 - M^4 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} \left[2p - \left(p_c + A \dot{p}_c \right) \right] p \left(p_c + A \dot{p}_c \right) + \\ & - M^2 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} p \cdot 2q\xi \exp(-\xi_1 \epsilon_s^{vp}) \left(p_c + A \dot{p}_c + A p_c \dot{\epsilon}_s^{vp} \right) + \\ & - M^4 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} p A p_c \left(2 \dot{p} - \dot{p}_c - A \ddot{p}_c \right) - M^2 \frac{(1+e)}{\lambda - \kappa} A \cdot 2q p_c \xi \exp(-\xi_1 \epsilon_s^{vp}) + C \left(\frac{r}{r_0 - r} \right)^\mu. \end{aligned}$$

Inaczej niż ma to miejsce w [2], biegun sprężysty S nie jest stały, ale zmienia swoje położenie po każdym ostrym zwrocie ścieżki naprężenia (rys. 1), który może być zapisany warunkiem:

$$\mathbf{n}^T \cdot d\sigma' < 0, \quad (7)$$

gdzie $\mathbf{n}$ – jest jednostkowym gradientem powierzchni ograniczającej, a $d\sigma'$ – przyrostem naprężenia.

Gdy bieżący punkt osiągnie powierzchnię ograniczającą, dalsze zachowanie się materiału podlega równaniom wyprowadzonym dla stanu normalnej konsolidacji.

2. Przeprowadzone badania laboratoryjne

2.1 Aparatura i materiał do badań

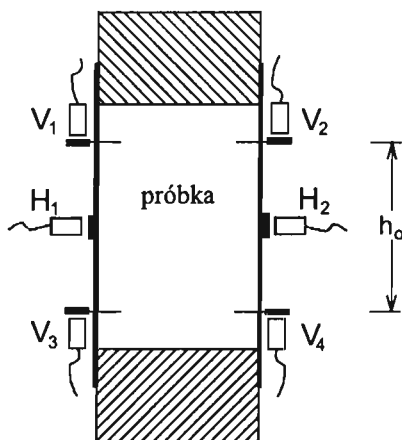
Badania laboratoryjne przeprowadzono na próbkach kaolinowych w konwencjonalnym aparacie trójosiowego ściskania. Zmodyfikowana komora aparatu zawiera wewnętrzne pręty łączące, umożliwiające dostęp do próbki na każdym etapie jej przygotowania oraz sztywne połączenie kopułki z tłoczyskiem, pozwalające na jednoznaczne określenie powierzchni ich wzajemnego styku. W celu umożliwienia drenażu, podczas badania użyto pasków z papieru

filtracyjnego ułożonych wzdłuż próbki oraz kamienie porowate wbudowane w podstawę i kopułkę aparatu trójosiowego. Komora ciśnieniowa została wypełniona odpowietrzoną wodą. Pomiar małych odkształceń próbki gruntu zrealizowano przy użyciu bezkontaktowych czujników mikroprzemieszczeń o zakresie i rozdzielczości pomiarowej wynoszącej odpowiednio 2,0mm oraz 0,01%. Zasada pomiaru opiera się na zmianie natężenia pola prądów wirowych powodowanego przez przemieszczenie się elementu aluminiowego w tym polu. Sztywny element aluminiowy jest przymocowany do próbki, co pozwala na rejestrację nawet najmniejszych zmian jej położenia.

W trakcie badania wykorzystano dwa różne systemy pomiarów osiowej deformacji ε_1 :

- Wewnętrzny – na powierzchni bocznej próbki przy użyciu dwóch par wysokiej rozdzielczości czujników zbliżeniowych. W tym przypadku tarczki aluminiowe wbijane są w próbkę (w 1/3 i 2/3 wysokości próbki) za pomocą ostrych szpilek. Miejsce przebicia membrany zabezpieczone jest warstwą silikonu odpornego na działanie wysokich ciśnień (rys. 2).
- zewnętrzny wykorzystujący pomiar przemieszczenia czujnika umieszczonego na tłoku obciążającym.

W celu pomiaru odkształceń radialnych ε_r wykorzystuje się jedną parę czujników zbliżeniowych, a tarczki aluminiowe są po prostu przyklejane do membrany na warstwie silikonu w połowie wysokości próbki (rys. 2). Zmiana obwodu próbki rejestrowana jest przez zmianę jej średnicy. Odczytywanie danych następuje w wybranym interwale czasowym, nawet co 1 sekundę.



Rys. 2. Konfiguracja podstawowa układu sześciu czujników zbliżeniowych do pomiaru mikroprzemieszczeń

2.2 Procedura badań

Badania zostały przeprowadzone na materiale pochodzącym z Fabryki Porcelitu w Tułowicach, a jego parametry zestawiono w tabeli 1. Wybór materiału został podyktowany jego dużą jednorodnością. Wszystkie badania przeprowadzono na próbkach o średnicy 50mm oraz stosunku H/D równym 2. W celu pełnego nawodnienia próbek gruntu, zastosowano nasączenie grawitacyjne, a następnie metodę ciśnienia wyrównawczego (tzw. *back pressure*), uzyskując dzięki temu wysoką wartość parametru Skemptona $B = 0,98$ [1].

Tabela 1. Wartości własności fizycznych i klasyfikacyjnych kaolinu z Tułowic [6]

Gęstość właściwa	G_s	g/cm^3	2,637
Naturalna wilgotność	w_n	%	33,4-37,7
Granica płynności	w_L	%	42,2
Granica plastyczności	w_p	%	20,0
Wskaźnik plastyczności	I_p	%	22,2
Stopień plastyczności	I_L	-	0,30-0,35
Współczynnik Skemptona	A	-	0,52-0,60
Wskaźnik porowatości	e	-	0,956-1,098
Zawartość frakcji ilowej	CF	%	37,0-37,9
Zawartość frakcji pyłowej	SF	%	53,7-56,3
Efektywna wartość spójności	c'	kPa	10,7
Efektywna wartość kąta tarcia wewnętrznego	ϕ'	°	25
Współczynnik Poissona	ν	-	0,085

W dalszym etapie próbki, konsolidowano izotropowo przy następujących wartościach p'_c :

- 308 kPa w przypadku cyklicznego badania bez drenażu nr 12-2,
- 309 kPa w przypadku cyklicznego badania bez drenażu nr 12-3,
- 408 kPa w przypadku monotonicznego badania bez drenażu nr 12-8,
- 307 kPa w przypadku cyklicznego badania bez drenażu nr 13-3,
- 309 kPa w przypadku cyklicznego badania bez drenażu nr 13-4,
- 408 kPa w przypadku monotonicznego badania bez drenażu nr 13-4c.

Następnie, dwie z próbek odciażono do wartości ciśnienia efektywnego równego $p'_0 = 109$ kPa (badania nr 12-3 i 13-4) oraz dwie kolejne do wartości $p'_0 = 28$ kPa (badania 12-8 i 13-4c). Wartości te odpowiadają odpowiednio

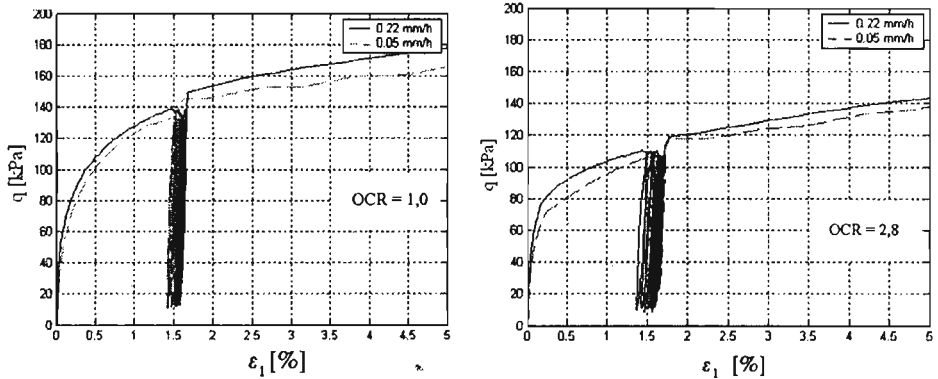
wskaźnikowi prekonsolidacji $OCR = p'_c/p'_0 = 2,8$ dla badań 12-3 i 13-4 oraz $OCR = 14,5$ dla badań 12-8 i 13-4c. Poszczególne doświadczenia były prowadzone dla różnych prędkości: 0,22mm/h dla badań 12-2, 12-3 i 12-8 oraz 0,05mm/h dla badań 13-3, 13-4 i 13-4c.

Po zakończonej izotropowej konsolidacji, przeprowadzono badania trójosiowego ściskania bez drenażu. Monotoniczne obciążanie przykładano aż do osiągnięcia odkształcenia osiowego próbki $\varepsilon_{odc,1} \approx 1\%$ (badania 12-2, 12-3, 13-3 i 13-4). Następnie zrealizowano 10 cykli odciążenia i obciążenia wtórnego, zachowując stałą wartość amplitudy naprężenia $q = \sigma_1 - \sigma_3$. W dalszym etapie, wszystkie badania kontynuowano aż do 15% odkształcenia osiowego, z wyjątkiem badania 13-4c, które, ze względów technicznych, zakończono dla $\varepsilon_1 = 7\%$. Szczegóły dotyczące warunków poszczególnych badań zestawiono w tabeli 2.

Wyniki otrzymane z doświadczeń zostały pokazane na rysunku 3a (badania nr 12-2 i 13-3), rysunku 3b (badania nr 12-3 i 13-4) oraz rysunku 4 (badania nr 12-8 i 13-4c).

Tabela 2. Warunki w jakich zostały przeprowadzone zostały badania trójosiowe na próbkach kaolinu z Tułowic.

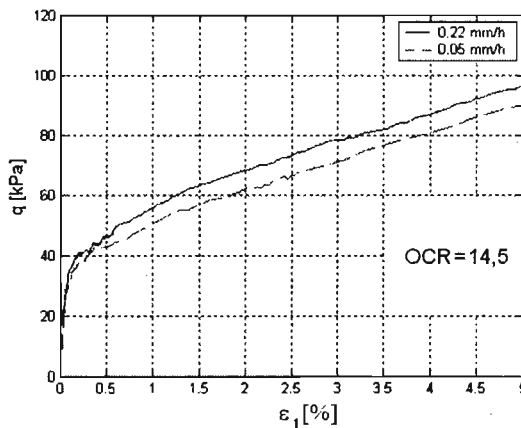
Nr testu	Typ testu	OCR	Prędkość odkształc. ε_1 (mm/h)	u_b [kPa]	σ'_c [kPa]	B	e_0	$\varepsilon_{odc,1}$ [%]
12-2	CIU	1,0	0,22	442	308	0,98	1,098	1,58
12-3	CIU	2,8	0,22	441	309	0,98	1,041	1,62
12-8	CIU	14,5	0,22	342	408	0,99	0,955	-
13-3	CIU	1,0	0,05	443	307	0,98	0,986	1,50
13-4	CIU	2,8	0,05	441	309	0,98	0,956	1,38
13-4c	CIU	14,5	0,05	342	408	0,98	0,955	-



a)

b)

Rys. 3. Wyniki badań laboratoryjnych próbek – charakterystyki q - ε_1 , a) testy nr 12-2 i 13-3 (OCR=1), b) testy nr 12-3 i 13-4 (OCR=2,8)



Rys. 4. Wyniki badań laboratoryjnych próbek silnie prekonsolidowanych: charakterystyki q - ε_1 – testy nr 12-8 i 13-4c (OCR=14,5)

3. Symulacje numeryczne

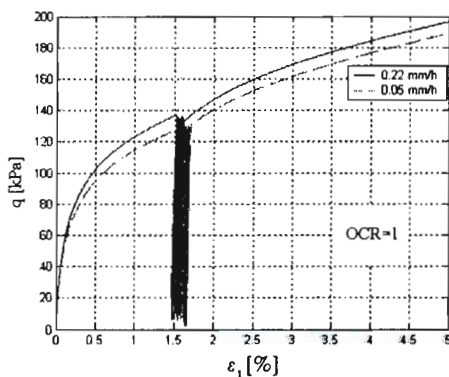
Numeryczne symulacje cyklicznych procesów obciążenia w aparacie trójosiowym zostały przeprowadzone przy użyciu programu Matlab, który w łatwy sposób umożliwia obliczanie skomplikowanych formuł oraz czytelną prezentację

otrzymanych wyników. W obliczeniach do rozwiązania równań konstytutywnych (5) zastosowano niejawny algorytm predictor-corrector (por. [4], [10]).

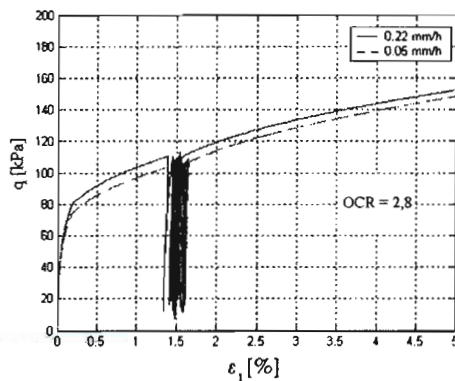
Rozważany problem zachowania się normalnie skonsolidowanych próbek (oraz próbek odprężonych w celu uzyskania stanu prekonsolidacji), został rozwiązany w ten sposób, że zostały one obciążone „bez drenażu” w aparacie trójosiowym do osiągnięcia $\varepsilon \approx 1,5\%$, następnie poddane 10-krotnemu procesowi odciążenia/obciążenia wtórnego oraz obciążone do uzyskania wartości odkształcenia 15%. Ze względu na jednorodny stan naprężenia i odkształcenia, który występuje w próbce, analiza numeryczna dotyczy tylko jednego, izolowanego punktu. Owo założenie zdecydowanie upraszcza analizę, przez co nie jest konieczne rozwiązywanie kompletnego problemu brzegowego. Rozwiązany problem początkowy spełnia warunki, jakie panują podczas przedstawionych w poprzednim rozdziale badań laboratoryjnych.

Obliczenia numeryczne przeprowadzono przy następujących wartościach parametrów modelu:

$$\begin{array}{llll} G = 40,0 \text{ MPa}, & M = 0,95, & \lambda = 0,30, & \kappa = 0,02, \\ e_0 = 0,75, & \xi = 2,0, & \xi_1 = 1,0, & A = 0,0005 \text{ h}, \\ B = 1 \cdot 10^{-7} \text{ 1/h}, & q_0 = 1,0 \text{ kPa}, & C = 5 \text{ MPa}, & \mu = 1,0. \end{array}$$

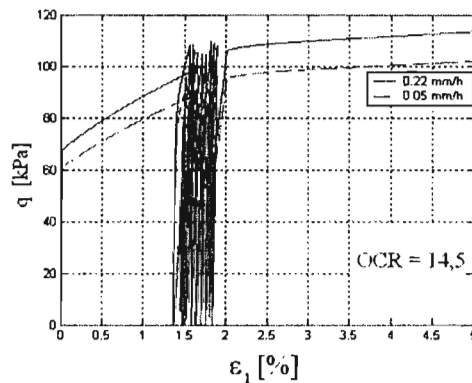


a)



b)

Rys. 5. Wyniki symulacji numerycznych: charakterystyki $q-\varepsilon_1$ dla: a) stanu normalnej konsolidacji ($OCR=1$), b) słabej prekonsolidacji ($OCR=2,8$)



Rys. 6. Wyniki symulacji numerycznych: charakterystyki q - ε_1 dla stanu słabej prekonsolidacji (OCR=2.8)

Otrzymane z symulacji numerycznych wyniki, zaprezentowano na rysunkach 5a, 5b i 6, gdzie porównane zostały charakterystyki q - ε_s dla różnych prędkości obciążania. Rysunek 5a dotyczy przypadku normalnej konsolidacji (odnosi się do wyników pokazanych na rys. 3), rysunek 5b odpowiada stanowi prekonsolidacji OCR= 2,8 (dotyczy wyników z rys. 4), natomiast rysunek 6 odpowiada stanowi silnej prekonsolidacji OCR=14,5 i odpowiada badaniu, którego wyniki przedstawiono na rys. 5.

Wnioski

Zaproponowany w publikacji model wykazuje dobrą zgodność zarówno ilościową, jak i jakościową z wynikami badań laboratoryjnych. Zaobserwować można wpływ prędkości na przebieg procesu. Im wyższa wartość prędkości, tym większą otrzymuje się odpowiedź materiału wyrażoną poprzez wartość intensywności naprężenia q , chociaż prędkość nie wpływa znacznie na przebieg procesu w stanie prekonsolidacji (por. rys. 3÷6). Można wprawdzie zauważyć silniejszy efekt „*ratchetingu*” w przypadku wyższej prekonsolidacji, jednak do postawienia takiej tezy brakuje wyników doświadczeń dla stanu silnej prekonsolidacji (rys. 4). Konieczne jest również zwrócenie uwagi na różnicę w wartości modułu ścinania w stanie normalnej konsolidacji oraz w stanie prekonsolidacji (wyrażonym przez nachylenie charakterystyki q - ε_1).

Zaprezentowany model jest w stanie symulować zachowanie się materiału poddanego skomplikowanej ścieżce obciążania. Zastosowane anizotropowe prawo wzmocnienia dla stanu prekonsolidacji umożliwia symulację silnej zmienności charakterystyk w zakresie małych odkształceń. Ponadto zastosowane równanie powierzchni ograniczającej, które zależy od prędkości parametru wzmocnienia, pozwala opisywać wpływ prędkości na procesy obciążania.

Następnym etapem tworzenia modelu winno być jego sprawdzenie w analizach rzeczywistych problemów współpracy grunt-konstrukcja. W tym celu konieczna jest implementacja równań opisujących model wewnątrz istniejącego pakietu MES oraz przeprowadzenie przykładowych analiz, których wyniki należy porównać z otrzymanymi z monitoringu rzeczywistych inwestycji. Dopiero takie sprawdzenie, wykaże celowość stosowania modelu w zastosowaniach praktycznych.

Literatura

- [1] Atkinson J.H. and Bransby P.L.: *The mechanics of soils*. An introduction to critical state soil mechanics, McGraw-Hill, 1978.
- [2] Dafalias, Y.F. and Herrmann L.R.: *A bounding surface soil plasticity model*. In G. N. Pande & O. C. Zienkiewicz (eds), *Soils under Cyclic and Transient Loading*; Proc. Int. Symp., Swansea, 7-10 January 1980, Rotterdam:Balkema, p. 335-345.
- [3] Dragon A. and Mroz Z.: *A model for plastic creep of rock-like materials accounting for the kinetics of fracture*, Int. J. Rock Mech Sci. & Geomech., Vol. 16 (1979), p. 253-259.
- [4] Heeres O. and de Borst R.: *A novel rate-dependent subloading model and its implicit integration*. European Conference on Computational Mechanics, Cracow, 2001.
- [5] Jastrzębska M.: *Calibrage d'un modèle d'argile à une surface au renforcement anisotrope non linéaire*, XII Colloque Franco-Polonais de Mécanique de Sols et des Roches Appliquée. Paris, Vol.1, 2000.
- [6] Jastrzębska, M.: *Kalibrowanie i weryfikacja jednopowierzchniowego sprężysto-plastycznego modelu gruntu o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym*, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice, 2002.
- [7] Jastrzębska M.: *Identification paramétrique et validation d'un modèle d'argile preconsolidée elasto-plastique anisotrope non linéaire*, XIII Colloque Polono-Français de Mécanique de Sols et des Roches Appliquée au

- Génie Civil et Génie de l'Environnement, Wrocław, *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXVII, No. 1-2, p. 79-90, 2005.
- [8] Jastrzębska M., Sternik K.: *Application of elasto-plastic model with anisotropic hardening to analysis of cyclic loading of cohesive soil*, International Conference on „Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena”, Bochum- Germany, 31 March – 02 April, p. 41-46, 2004.
- [9] Łupieżowiec M.: *Consistent viscoplastic model – conception and experimental verification, II YGEC*, Mamaia-Constanza, 13-14, 2003.
- [10] Łupieżowiec M.: *Konsystentny jednopowierzchniowy sprężysto-lepkoplastyczny model o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym dla gruntów spoistych*, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice, 2004
- [11] Wilde P.: *Two invariants dependent model of granular media*, *Arch. of Mechanics*, Vol. 29 (1977), p. 799-809.

THE EFFECT OF THE RATE ON THE CYCLIC STRAINS IN CLAYS – THEORETICAL AND LABORATORY TESTS

Summary: In this paper, influence of the rate on cyclic strains in cohesive soils is analysed. The authors' aim is a comparison of two different approaches: theoretical and experimental. A new model which is a viscoplastic generalization of the NAHOS (the model capable to describe strong nonlinear behavior of soils in the preconsolidation state) is presented. Simultaneously, triaxial tests on kaolin samples were realized with a local measurement of deformation by means of contact free micro displacements sensors. A satisfactory agreement between the theoretical analysis and the experimental results in the preconsolidation state was achieved.

Wyniki przedstawione w pracy są częścią projektu nr 5 T07E 038 24 pt. „Nieliniowość charakterystyk naprężenie-odkształcenie w stanach przedniszczeniowych – doświadczalne podstawy opisu teoretycznego”, finansowanego przez Komitet Badań Naukowych.

Krystyna Kazimierowicz-Frankowska¹

Analiza wpływu warstwy geosyntetycznego zbrojenia na nośność graniczną i deformacje podłoża

Streszczenie: W referacie przedstawiono badania wpływu warstwy geosyntetycznego zbrojenia umieszczonego na styku słabonośnego podłoża i warstwy zagęszczonego kruszywa na nośność graniczną i deformacje takiego układu. Przedstawiono także najważniejsze wnioski wynikające z dotychczas opublikowanych wyników badań doświadczalnych na ten temat. Następnie sprawdzono, z jaką dokładnością, stosując do opisu pracy zbrojenia model rozciąganej membrany umieszczonej na słabonośnym podłożu, można przewidzieć deformacje takiego układu. Omówiono również wpływ niektórych przyjmowanych założeń wstępnych (sposób rozkładu obciążeń w warstwie kruszywa, parametry zbrojenia) na uzyskiwane rezultaty.

Wstęp

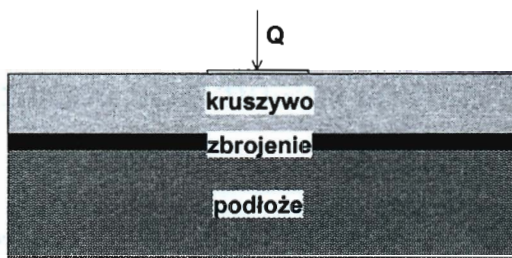
Pierwsze udokumentowane próby wykorzystania geosyntetyków do wzmacniania podłoża, sięgają lat siedemdziesiątych ubiegłego stulecia [4, 6]. Na podstawie wyników badań doświadczalnych stwierdzono [6], że umieszczenie geosyntetycznego zbrojenia na granicy między podłożem a konstrukcją (np. nawierzchni drogowej lub parkingu) ogranicza deformacje podłoża powstające pod wpływem przyłożonego obciążenia. Do tej pory nie opracowano jednak standardowych metod projektowania tego typu wzmocnień, a obowiązujące wytyczne [12] zalecają indywidualne podejście do problemu.

W pracy podjęto próbę przeanalizowania wpływu warstwy geosyntetycznego zbrojenia umieszczonego na granicy pomiędzy słabonośnym podłożem a warstwą

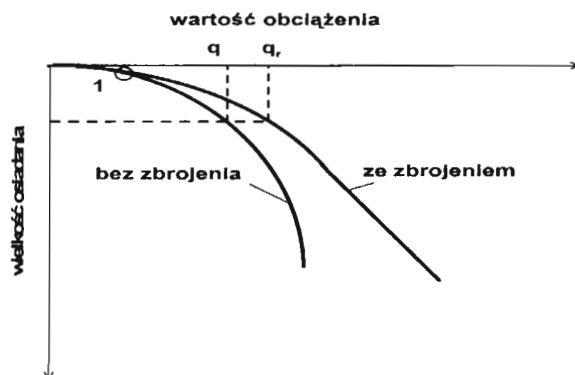
¹ dr inż., Instytut Budownictwa Wodnego PAN

zagęszczonego kruszywa (rys. 1a) na nośność graniczną i deformacje podłoża poddanego działaniu monotonicznego obciążenia. Wyniki badań doświadczalnych, dotychczas opublikowanych na ten temat (np. [1], [2], [9], [11]) wskazują, że przebieg krzywej obciążenie-osiadanie zmienia się po wprowadzeniu zbrojenia z geosyntetyku, w sposób przedstawiony schematycznie na rysunku 1b.

a)



b)



Rys. 1. a) analizowany układ, b) przebieg krzywych: obciążenie-osiadanie dla układów wzmocnionych i nie wzmocnionych zbrojeniem

Wpływ wprowadzonego zbrojenia na pracę układu: warstwa zagęszczonego kruszywa-geosyntetyk-podłoże, uwzględnia się najczęściej poprzez podwyższenie wartości współczynnika N_c używanego przy obliczaniu obciążenia granicznego podłoża (tabela 1). Takie podejście umożliwia oszacowanie wzrostu nośności granicznej podłoża po wprowadzeniu wkładki z geosyntetyku. Nie daje natomiast możliwości przewidzenia jak duże korzyści (mierzone redukcją osiadań pod wpływem przyłożonego obciążenia) zostaną osiągnięte przed wyczerpaniem nośności układu, co często interesuje badaczy w praktyce (gdy chce się zbadać jakie maksymalne obciążenie można przyłożyć, nie przekraczając założonej

wielkości osiadań). Informacje na ten temat można uzyskać na podstawie analizy wyników badań doświadczalnych.

Tabela 1. Wartości współczynników N_c używanych przy obliczaniu obciążenia granicznego podłoża

Źródło	Podłoże nie zbrojone	Podłoże z warstwą geosyntetyku	Wskaźnik wzmocnienia
Giroud i Noiray [4]	3,14	5,14	1,64
Milligan i inni [10]	2,57	5,14	2,00
Houlsby i Jewell [5]	3,07	5,69	1,85

1. Wnioski z badań doświadczalnych

Wielkość deformacji układu stanowi podstawowe kryterium decydujące o „korzyściach” związanych z użyciem zbrojenia. Wyniki badań doświadczalnych (tabela 2) wskazują, że w przebiegu krzywych: obciążenie-osiadanie, uzyskanych dla dwuwarstwowych układów nie wzmocnionych i wzmocnionych geosyntetykiem, można wyróżnić:

- 1) etap początkowy – wspólny dla przebiegu tych krzywych (punkt 1 na rys. 1b), który w przybliżeniu odpowiada wielkości deformacji pionowej (Δ) spełniającej warunek: $\Delta / 2B \leq 0,1$ lub $\Delta / D \leq 0,1$, gdzie $2B$ oznacza szerokość przyłożenia obciążenia (płyta prostokątna), a D średnicę obciążenia (płyta kołowa).
- 2) etap drugi, gdy w układach zbrojonych występują mniejsze deformacje pionowe. Korzyści związane z zastosowaniem zbrojenia, określa wartość tzw. współczynnika wzmocnienia – LCR:

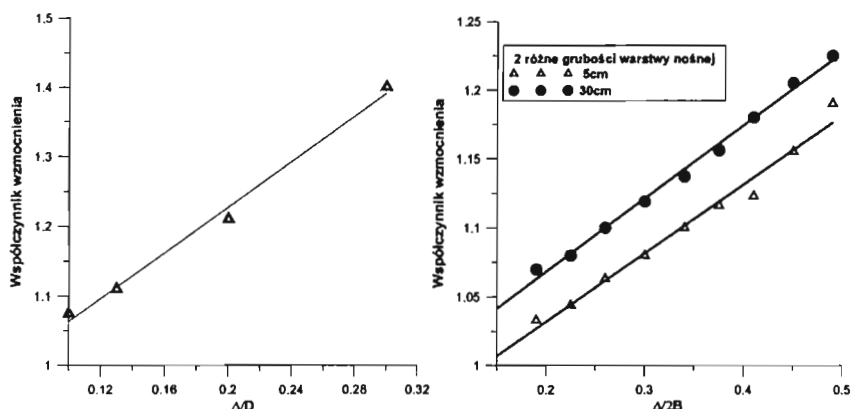
$$LCR = \frac{q_r}{q} \quad (1)$$

gdzie: q_r – wartość obciążenia, którą należy przyłożyć do układu ze zbrojeniem, by wywołać określoną wielkość deformacji pionowej;
 q – wartość obciążenia, którą należy przyłożyć do układu bez zbrojenia, by wywołać tę samą wielkość deformacji pionowej.

Tabela 2. Najważniejsze dane dotyczące analizowanych wyników doświadczeń.

Źródło	Warstwa nośna	Podłoże (C_u -spójność)	Zbrojenie: rodzaj; wytrzymał na rozcz. w 2 kierunkach	Obciążenie
Alenowicz [1]; Alenowicz i Dembicki [2]	piasek drobny, grub. 50-300 mm	$C_u=7,4$ kPa	geowłóknina (10,6x17,7 kN/m)	dwie płyty prostokątne ($b=200$ mm) zagłębiane ze stałą $v=7,5$ mm/min do głęb.100mm
Som i Sahu [10]	żużel, grub. 40-150 mm	$C_u=12$ kPa	dwa rodzaje geowłóknin: 1) 31 x13,4 kN/m 2) 41 x 22 kN/m	płyta kołowa ($d=150$ mm)
Love i inni [9]	kruszywo grub. 50-100 mm	$C_u=6; 9; 15$ kPa	geosiatka: 2,7x2,7 kN/m	płyta prostokątna ($b=75$ mm) zagłębiania z $v=100$ mm/min do 50mm

W przybliżeniu istnieje liniowa zależność pomiędzy wartością LCR, a wartością $\Delta/2B$ (dla płyty prostokątnej) lub Δ/D (dla płyty kołowej). Przykładowy charakter tej zależności przedstawiono na rysunku 2a (średnie dla 4 różnych grubości warstwy nośnej, obliczone dla danych Som i Sahu [11]) i na rysunku 2b (średnie dla dwóch skrajnych grubości warstwy nośnej obliczone dla danych doświadczalnych Alenowicza [1]).



Rys. 2. Zmiana wartości współczynnika wzmocnienia wraz z wielkością deformacji. Obliczone na podstawie danych: a) Som i Sahu [11] oraz b) Alenowicza [1]

2. Model pracy podłoża wzmocnionego warstwą geosyntetyku

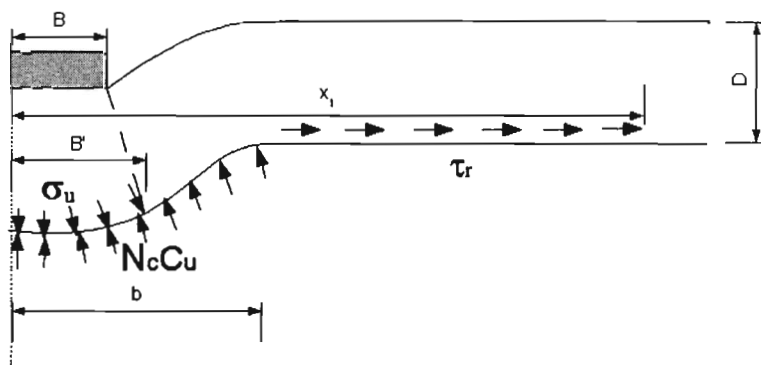
W literaturze związanej z analizowanym tematem można znaleźć kilka różnych propozycji dotyczących opisu sposobu pracy zbrojenia [7]. Jedną z nich jest założenie, że geosyntezyk pracuje jako rozciągana membrana. Sprawdzono przydatność modelu zaproponowanego przez Burda [3]. Przyjęto, że zbrojenie o długości $2L_r$ umieszczone jest symetrycznie pod obciążoną stopą (o szer. $2B$). Pod wpływem obciążenia, zbrojenie deformuje się. Działają na nie naprężenia według schematu pokazanego na rysunku 3:

- od góry naprężenia normalne σ_u , będące efektem przyłożenia obciążenia do stopy (rozłożone równomiernie na odcinku o szerokości $B' = B + D \cdot \operatorname{tg} \beta'$, gdzie β' oznacza kąt rozkładu obciążenia w warstwie kruszywa). Zależność między siłą P (przyłożoną do stopy), a σ_u jest następująca:

$$P = 2 \int \sigma_u \cdot \cos \varphi \cdot ds \approx 2B' \cdot \sigma_u, \quad (2)$$

ds i φ (pokazane na rysunku 4) oznaczają odpowiednio: długość elementu zbrojenia i kąt jego nachylenia do poziomu ($\cos \varphi \cdot ds \approx dx$);

- od dołu naprężenia normalne (reakcja podłoża – przyjmuje się, że jest ona równa jego granicznemu obciążeniu): $N_c c_u$ (N_c – współczynnik, c_u – spójność gruntu podłoża) rozłożone równomiernie na odcinku $0 < x < b$.



Rys. 3. Założony sposób deformacji i naprężenia działające na geosyntetyk

Siłę P , przyłożoną do stopy, można wyrazić poprzez:

$$P = 2 \int N_c c_u \cdot \cos \varphi \cdot ds \approx 2 \cdot b \cdot N_c \cdot c_u \quad (3)$$

- naprężenia styczne τ_r (rozłożone równomiernie na odcinku $a=x_1-b$), wyrażone wzorem:

$$\tau_r = \alpha \cdot c_u + \gamma \cdot D \cdot \tan \phi_r \quad (4)$$

gdzie: $\alpha \cdot c_u$ – określa adhezję na granicy geosyntetyk-podłoże,

γ i D – oznaczają odpowiednio: ciężar objętościowy i grubość warstwy kruszywa;

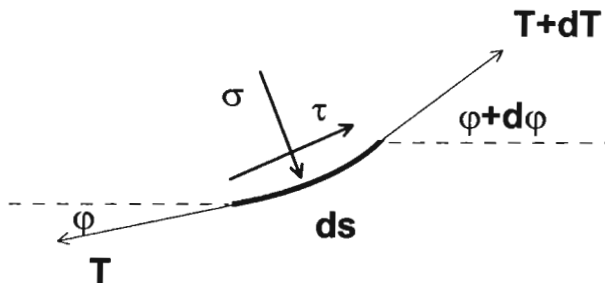
ϕ_r – określa kąt tarcia między zbrojeniem i kruszywem.

Zakłada się, że na element membrany działa układ sił przedstawiony na rysunku 4. Warunek równowagi sił równoległych ma postać:

$$\tau = -\frac{dT}{ds} \quad (5)$$

Warunek równowagi sił prostopadłych można zapisać jako:

$$\sigma = T \frac{d\varphi}{ds} \quad (6)$$



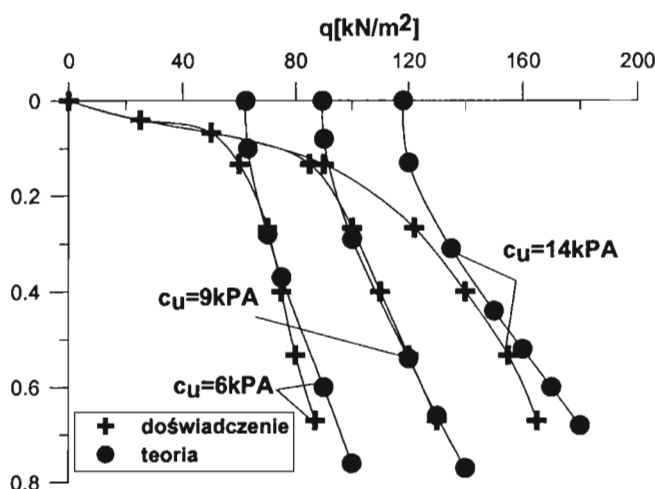
Rys. 4. Układ sił działających na element zbrojenia o długości ds

Wykorzystując zależności (2) – (6) oraz wzory dotyczące wyznaczenia długości włókny, Burd [3] wyprowadza równanie umożliwiające obliczenie wielkości osiadań ($\Delta_{stopy} = \Delta_{zbrojenia}$) pod wpływem obciążenia siłą o wartości P . Ma ono postać:

$$\left(\frac{\Delta}{b}\right)^4 - \frac{3(P - P_0)}{8J}\left(\frac{\Delta}{b}\right) - \frac{3N_c c_u (P - P_0)^2}{32JP\tau_r} = 0 \quad (7)$$

gdzie J – oznacza sztywność zbrojenia.

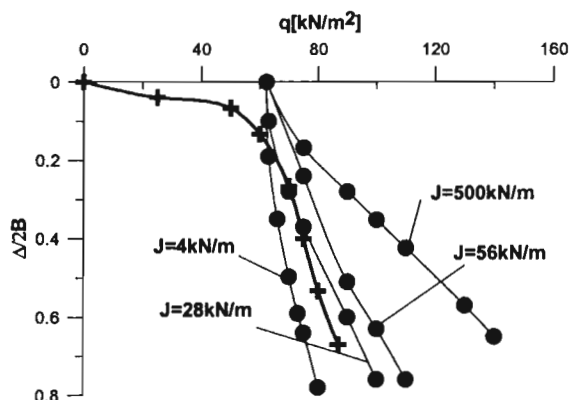
Na przykładzie danych doświadczalnych, które publikują Love i inni [9] (por. tabela 2) sprawdzono możliwość prognozowania przy użyciu wzoru (7) wyników rzeczywistych badań. Obliczenia wykonano dla przypadku, gdy $D = 75\text{mm}$ (D – grubość warstwy kruszywa), dla podłoża o trzech różnych wartościach c_u . Zbrojenie miało sztywność $J = 28\text{kN/m}$. Przyjęto, że wielkości występujące we wzorze (4) wynoszą: $\alpha = 0,5$ i $\phi_r = 21^\circ$. Wartości kątów rozkładu obciążenia w warstwie kruszywa dobrano (na podstawie wyników badań doświadczalnych Milligana i in. [10]) jako: $\beta_1 = 27^\circ$ (dla podłoża o $c_1 = 6\text{kPa}$); $\beta_2 = 25^\circ$ (dla $c_2 = 9\text{kPa}$) $\beta_3 = 17,5^\circ$ (dla $c_3 = 14\text{kPa}$).



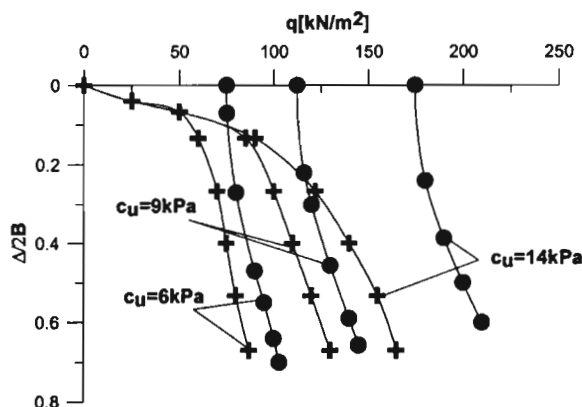
Rys. 5. Porównanie wyników badań doświadczalnych Love'a i in. [9] i ich predykcji teoretycznej

Stwierdzono (rys. 5) dobrą zgodność wyników obliczeń i badań doświadczalnych dla deformacji układu $\geq 0,15 - 0,2\Delta/2B$ (dla podłoży słabych: $c_1 = 6\text{kPa}$ i $c_2 = 9\text{kPa}$). Na rysunku 6a pokazano wpływ zmian sztywności zbrojenia na wyniki osiadań, a na rysunku 6b wykonano obliczenia zakładając, że, zgodnie z propozycją Girouda i Noiraya [4], kąt rozkładu obciążeń w warstwie kruszywa wynosi $\beta = \pi/4 - \phi/2$ (dla układów bez i ze zbrojeniem). Wyniki późniejszych prac [9, 11] wskazują, że geosyntetyk zmienia kąt rozkładu obciążeń w warstwie górnej w stosunku do układu bez zbrojenia.

a)



b)



Rys. 6. a) wyniki uzyskane dla różnej wartości sztywności zbrojenia, podłoże: $c_u = 6\text{kPa}$
b) kąt rozkładu obciążeń w warstwie kruszywa przyjęty według propozycji Girouda i Noiraya [4]

Podsumowanie

Wyniki analizowanych badań doświadczalnych wskazują, że geosyntetyczne zbrojenie zwiększa nośność dwuwarstwowego podłoża gruntowego.

Jednym ze sposobów stosowanych do opisu pracy geosyntetyku jest model rozciąganej membrany. Warunkiem koniecznym, by membrana mogła skutecznie pełnić swoją funkcję, tzn. ograniczać osiadanie podłoża, jest wystąpienie odpowiednio dużej deformacji układu. Przyjmując, że na geosyntetyk działa układ sił zgodny z założeniami przyjętymi przez Burda [3] można, w niektórych przypadkach, realistycznie prognozować wyniki badań doświadczalnych dla deformacji układu $\geq 0,15 - 0,2\Delta/2B$ (rys. 5). W innych przypadkach model ten można stosować dopiero dla większych deformacji [8].

Należy pamiętać, że na dokładność predykcji teoretycznej wyników badań doświadczalnych istotny wpływ ma właściwy dobór takich parametrów jak: kąt rozkładu obciążeń w warstwie kruszywa, sztywność zbrojenia czy też warunki na styku: geosyntetyk-grunt.

Literatura

- [1] Alenowicz J.: *Wpływ włókniny na nośność dwuwarstwowego podłoża drogowego*. Praca doktorska. Wydział Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1989.
- [2] Alenowicz J., Dembicki E.: *Recent laboratory research on unpaved road behaviour*. Geotextiles and Geomembranes (1991), Vol.10, No.1.
- [3] Burd H.J.: *Analysis of membrane action in reinforced unpaved roads*. Canadian Geotechnical Journal 32 (1995), p. 946-956.
- [4] Giroud, J.P., Noiray, L.: *Geotextile reinforced unpaved road design*. Journal of the Geotechnical Engineering Division (1981), Vol.107, No.GT9, p. 1233-1254.
- [5] Houlsby G.T., Jewell R.A.: *Design of reinforced unpaved roads for small rut depths*. Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products (1990), Balkema, Vol.1, The Hague, The Netherlands, s. 171-176.
- [6] Kazimierowicz-Frankowska K.: *Wykorzystanie geosyntetyków do wzmacniania podłoża nawierzchni drogowych. Przegląd wyników badań doświadczalnych*. Inżynieria Morska i Geotechnika (2005), p. 340-345.

- [7] Kazimierowicz-Frankowska K.: *Wykorzystanie geosyntetyków do wzmacniania podłoża nawierzchni drogowych*. Przegląd koncepcji opisu teoretycznego. Inżynieria Morska i Geotechnika (2005), s. 391-397.
- [8] Kazimierowicz-Frankowska K.: *The influence of geosynthetic reinforcement on two-layers subgrade bearing capacity and deformations*. Praca przygotowana do "Geotextiles and Geomembranes" Jnl
- [9] Love J.P., Burd H.J., Milligan W.E., Houlsby G.T.: *Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade*. Canadian Geotechnical Journal 24 (1987), p. 611-622.
- [10] Milligan G.W.E., Jewell R.A., Houlsby G.T., Burd H.J.: *A new approach to the design of unpaved roads – Part I*, Ground Engineering (1989), Vol.22, No.8, p. 25-29.
- [11] Som N., Sahu R.B.: *Bearing capacity of a geotextile-reinforced unpaved road as a function of deformation: a model study*. Geosynthetics International 6 (1999), p. 1-17.
- [12] *Wytyczne Wzmacniania Podłoża Gruntowego w Budownictwie Drogowym*. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, 2002.

ANALYSIS OF INFLUENCE OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT ON SUBGRADE BEARING CAPACITY AND DEFORMATIONS

Summary: The paper is concerned with the analysis of influence of geosynthetic reinforcement on soft subgrade bearing capacity and deformations. A brief review of experimental results dealing with the problem is presented. The main conclusions from these investigations are formulated. The results of using the selected analytical membrane action model to describe the reinforcement action in soil are presented. The model was verified on the basis of experimental results. The influence of some basic initial parameters on the accuracy of obtained results are discussed.

Eugeniusz Koda¹, Edward Wienclaw²

Prognoza wpływu odwodnienia w rejonie projektowanego wykopu stacji II linii metra w Warszawie

Streszczenie: Warunki hydrogeologiczne wzdłuż planowanej II linii metra w Warszawie są bardzo zróżnicowane. Szczególnie trudne warunki stwierdzono w rejonie stacji metra S8 „Rondo Daszyńskiego”. Przyjęta koncepcja realizacji stacji zakłada odwadnianie wykopu studniami depresyjno-podciśnieniowymi z wnętrza wykopu, w osłonie ścian szczelinowych do głębokości 10 m poniżej dna wykopu. Charakter przepływu wody w rejonie wykopu będzie w pełni trójwymiarowy. Do obliczeń symulacyjnych odwodnienia wykopu stacji metra i przepływu wód podziemnych w jego rejonie wykorzystano program numeryczny FEMWATER. Pomimo uwzględnienia ścian szczelinowych, z prognozy uzyskano znaczne wydatki odwodnienia wykopu i obniżenie ciśnienia hydrostatycznego w gruncie otaczającym wykop, co może stanowić zagrożenie dla pobliskich budynków w wyniku osiadania podłoża. Wyniki prognozy mogą skłonić Inwestora do podjęcia decyzji o realizacji wykopu z zastosowaniem poziomej bariery iniekcyjnej w strefie między ścianami szczelinowymi.

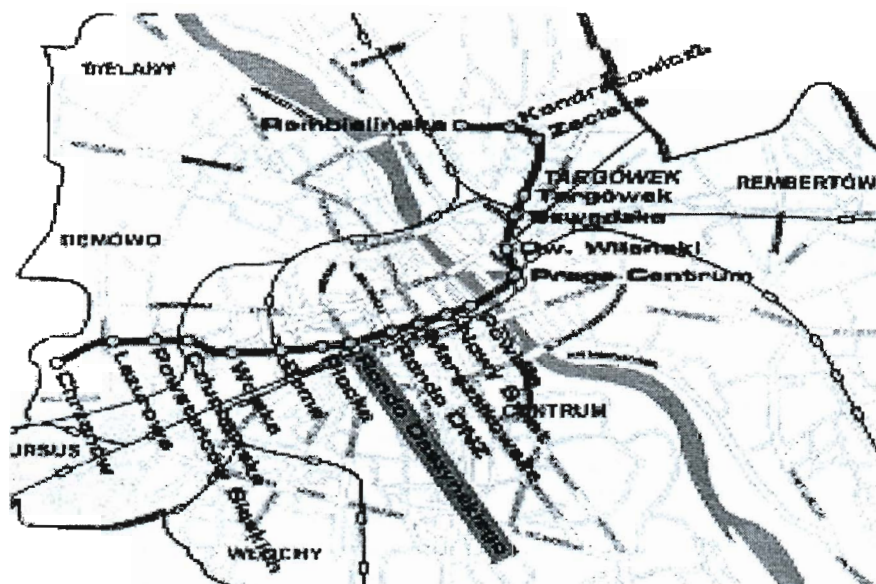
Wstęp

Projektowana II linia metra w Warszawie będzie łączyć dzielnicę Wola przez Śródmieście z Pragą Północ (rys. 1). Wykonanych zostanie 19 stacji, z których 11 zlokalizowano na terenie wysoczyzny polodowcowej, a pozostałe w dolinie Wisły

¹ dr inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

² dr, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

[1]. Stacje metra wykonywane będą metodą odkrywkową w osłonie ścian szczelinowych. Wstępna koncepcja realizacji stacji zakłada odwadnianie wykopów budowlanych z ich wnętrza.



Rys. 1. Lokalizacja stacji S8 „Rondo Daszyńskiego” II linii metra

Szczególnie trudne warunki hydrogeologiczne stwierdzono w rejonie stacji S8 „Rondo Daszyńskiego”, gdzie wykop będzie zagłębiony do ok. 5m poniżej stropu użytkowego poziomu wodonośnego. W sąsiedztwie stacji przeważa gęsta i wysoka zabudowa mieszkaniowo-biurowa oraz przemysłowa. Stacja S8 „Rondo Daszyńskiego” została określona jako wymagająca specjalistycznych badań prognostycznych dotyczących wpływu odwodnienia wykopu na warunki hydrogeologiczne terenów przyległych. Wyniki badań prognostycznych miały odpowiedzieć na następujące pytania:

- jak będzie kształtował się wydatek odwodnienia wykopu stacji metra?
- jaki będzie zasięg depresji w odwadnianych poziomach wodonośnych?
- po jakim czasie przepływ wód podziemnych w rejonie odwadnianego wykopu będzie można uznać za ustalony w czasie?

Prognozę wpływu odwodnienia wykopu stacji metra S8 wykonano metodą modelowania numerycznego. Do obliczeń symulacyjnych odwodnienia wykopu i przepływu wód podziemnych w jego rejonie, wykorzystano program FEMWATER z pakietu GMS [2].

1. Obiekt badań

1.1. Warunki hydrogeologiczne w rejonie stacji S8

Powierzchnia terenu rejonu stacji S8 położona jest na wysokości od 32 do 36m nad „0” Wisły. Podłoże stacji stanowią grunty plejstoceny o miąższości od 40 do 60m. Spąg tych utworów zalega na wysokości od 25 do 10m pod „0” Wisły. Utwory plejstoceny zalegają na ilach plioceny o miąższości od 110 do 145m. Warunki hydrogeologiczne podłoża stacji S8 przedstawiono na przekroju geologicznym (rys. 2).

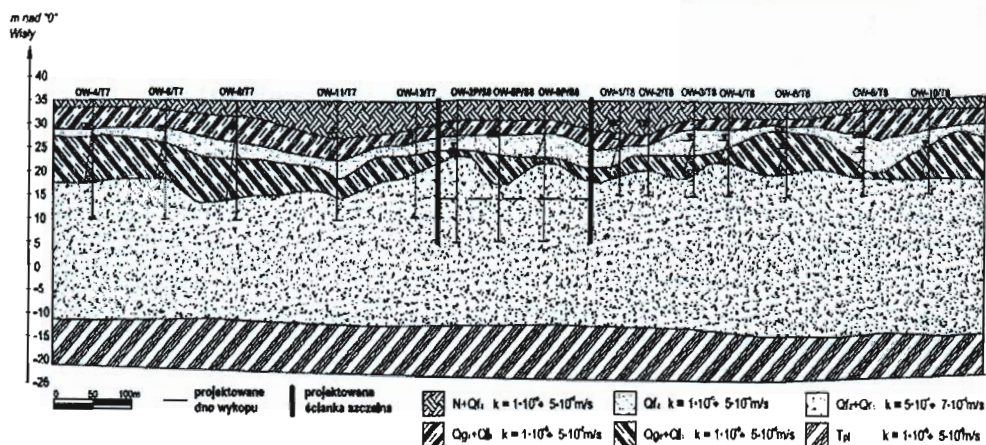
Pierwszą warstwę gruntów tworzą nasypy piaszczysto-gliniasto-gruzowe (N) wymieszane z fluwioglacjalnymi piaskami pylastych zlodowacenia Warty (Qf_3). Łączna miąższość gruntów antropogenicznych i fluwioglacjalnych wynosi od 1 do 1m.

Drugą warstwę gruntów tworzą zastoiskowe gliny i pyły piaszczyste (Ql_3) oraz gliny morenowe (Qg_3) zlodowacenia Warty o miąższości od 1 do 17 m.

Poniżej występują fluwioglacjalne piaski ze żwirami zlodowacenia Warty (Qf_3) o miąższości od 1 do 15 m. Osady te stanowią pierwszy poziom wodonośny, charakteryzujący się zarówno zwierciadłem napiętym, jak i swobodnym. Piezometryczne zwierciadło wód układa się na głębokości od 7,9 do 4,3m p.p.t., co odpowiada rzędnym odpowiednio: 25,5 i 30,3m n. „0” Wisły.

Kolejną, czwartą warstwę gruntów podłoża stacji stanowią zastoiskowe gliny i pyły piaszczyste (Ql_2) oraz gliny morenowe (Qg_2) zlodowacenia Odry o łącznej miąższości od 1 do 16m.

Spagową część profilu gruntów plejstoceny podłoża stacji S8 stanowią fluwioglacjalne piaski z przewarstwieniami żwirów i pyłów zlodowacenia Odry (Qf_2) oraz piaski rzeczne ze żwirami i przewarstwieniami pyłów interglacjału mazowieckiego (Qr_1) o łącznej miąższości od 9 do 41m. Osady fluwioglacjalne zlodowacenia Odry i rzeczne interglacjału mazowieckiego stanowią drugi poziom wodonośny. Jest to poziom użytkowy, o ciągłym rozprzestrzenieniu na terenie Warszawy. Wody podziemne występujące w osadach fluwioglacjalnych zlodowacenia Warty charakteryzują się zarówno zwierciadłem napiętym, jak i swobodnym. Zwierciadło piezometryczne tego poziomu stabilizuje się na głębokości od 7,3 do 5,2m p.p.t., co odpowiada rzędnym od 25,5 do 29,3m nad „0” Wisły.



Rys. 2. Schematyczny przekrój hydrogeologiczny wzdłuż przebiegu stacji S8 „Rondo Daszyńskiego” i przyległych tuneli szlakowych [3, 4 i 5]

1.2. Założenia projektowe odwodnienia wykopu budowlanego

Stacja metra S8 „Rondo Daszyńskiego” wykonana będzie metodą odkrywkową w osłonie ścian szczelinowych. Długość wykopu będzie wynosiła 197m, a szerokość od 21 do 22m. Wykop będzie wykonany do głębokości 19,7 ÷ 20,2m p.p.t. (dno na rzędnej 14,0m n. „0” Wisły). W dnie wykopu zalegają grunty piaszczyste, drugiego – od powierzchni terenu – poziomu wodonośnego. Głębokość ściany szczelinowej będzie wynosiła od 29,7 do 30,2m p.p.t. Dno ściany szczelinowej położone będzie na rzędnej 4,0m n. „0” Wisły, tj. 10m poniżej dna wykopu.

Założono odwodnienie z wnętrza wykopu z taką wydajnością, aby:

- wysokość zwierciadła piezometrycznego wód występujących w dnie wykopu $H_d(t)$ w okresie czasu od $t=0$ do $t=90$ dni była obniżana od wartości początkowej, tj. $H=25,5$ m n. „0” Wisły do wartości $H=13$ m n. „0” Wisły w sposób liniowy; a następnie aby;
- zwierciadło wód podziemnych pod dnem wykopu $H_d(t)$ było utrzymywane na wysokości $H=13$ m n. „0” Wisły, tj. 1m poniżej dna wykopu.

2. Model prognostyczny przepływu wód podziemnych w rejonie stacji S8

2.1. Podstawowe równanie przepływu

Podstawą komputerowego modelu przepływu FEMWATER jest rozwiązanie przestrzenne (3-D) zadania przepływu wód podziemnych opisanego równaniem Richards'a [6]:

$$\nabla[k_r k_s (\nabla h + \nabla z)] + q = F \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

gdzie: k_r – względna przewodność hydrauliczna (-);

k_s – tensor przewodności hydraulicznej strefy saturacji (współczynnik filtracji) (L/T);

h – wysokość ciśnienia (L);

z – wysokość położenia (L);

q – funkcja wyrażająca zasilanie lub pobór wody odniesione do jednostkowej objętości ośrodka i jednostki czasu ($1/T$);

$F = \frac{d\theta}{dh}$ – różniczkowa pojemność wodna;

θ – objętościowa zawartość wody (L^3/L^3);

t – czas (T).

Ogólnie: F , θ i k_r są funkcjami h . W strefie saturacji: $F = 0$ (dąży do zera), θ i k_r przyjmują wartości maksymalne (θ równa się porowatości gruntu, natomiast $k_r = 1$). W modelu FEMWATER zależności: $F(h)$, $\theta(h)$ i $k_r(h)$ mogą być zdefiniowane jako funkcje opisane zależnościami podanymi przez van Genuchtena [7] lub/i jako funkcje liniowe [6]. W modelu przepływu wód podziemnych, dla potrzeb odwodnienia wykopu stacji S8, zależności te zostały zdefiniowane jako zależności liniowe.

Równanie Richards'a jest rozwiązywalne, gdy w całej przestrzeni przepływu wód podziemnych podany jest warunek początkowy:

$$h = h_i(w, y, z) \text{ na } R, \quad (2)$$

gdzie: R – obszar działania;

h_i – określony warunek początkowy;

a także podane są warunki brzegowe:

- warunki Dirichlet’a: $h = h_d(x_b, y_b, z_b, t)$ na B_d ,
- lub/i warunki Neumann’a: $-n \cdot k_r k_s \cdot \nabla h = q_n(x_b, y_b, z_b, t)$ na B_n ,
- lub/i warunki Cauchy’ego: $-n \cdot k_r k_s \cdot (\nabla h + \nabla z) = q_c(x_b, y_b, z_b, t)$ na B_c ,

gdzie: x_b, y_b, z_b – współrzędne na brzegach;

n – wektor jednostkowy normalny do brzegu;

h_d , q_n i q_c – odpowiednio określone wartości funkcjonału Dirichlet’a, przepływu Neumann’a i przepływu Cauchy’ego;

B_d , B_n i B_c – odpowiednio brzegi Dirichlet’a, Neumann’a i Cauchy’ego.

Równanie Richards’a opisuje ruch wody, zarówno w strefie aeracji, jak i saturacji. Przy takim podejściu do zagadnienia przepływu wód podziemnych, powierzchnię zwierciadła wód podziemnych stanowi powierzchnia o wysokości hydraulicznej $H = h + z = z(h = 0)$.

Rozwiązanie numeryczne programem FEMWATER oparte jest na schemacie metody elementu skończonego. Program ten może być używany zarówno dla przepływu ustalonego, jak i zmiennego w czasie.

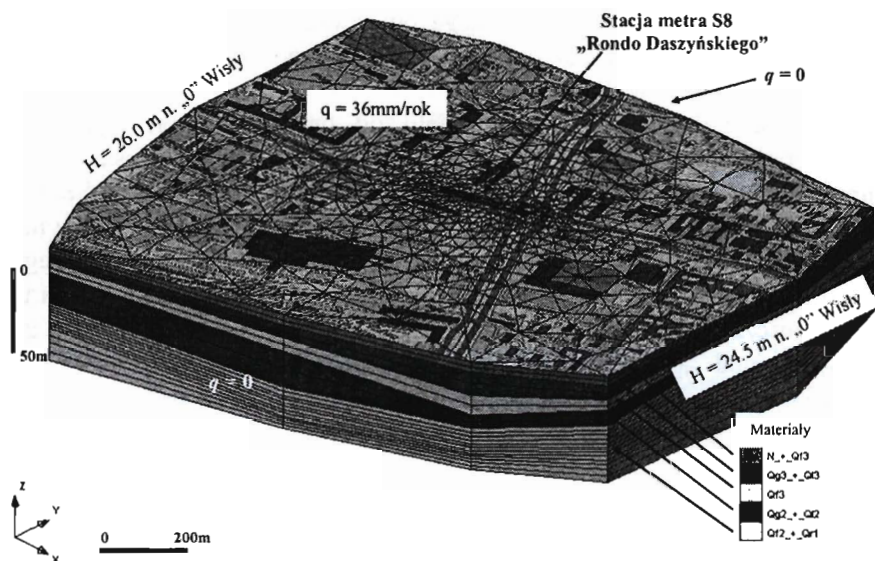
2.2. Bryła modelu i parametry warstw podłoża

Powierzchnia odwzorowanego terenu wynosi $1,3 \text{ km}^2$. Bryła modelu składa się z 10 900 elementów (graniastosłupy o podstawie trójkąta). Bryłę modelu, z podziałem na elementy, przedstawiono na rysunku 3. Na modelu odwzorowano przestrzenny rozkład następujących warstw gruntów:

- grunty antropogeniczne oraz utwory fluwioglacjalne młodsze od utworów morenowych zlodowacenia Warty ($N+Qf_3$);
- grunty morenowe i zastoiskowe zlodowacenia Warty (Qg_3+Ql_3);
- grunty fluwioglacjalne zlodowacenia Warty (Qf_3);
- grunty morenowe i zastoiskowe zlodowacenia Odry (Qg_2+Ql_2);
- grunty fluwioglacjalne zlodowacenia Odry i rzeczne interglacjału mazowieckiego (Qf_2+Qr_1).

Wartości parametrów poszczególnych warstw gruntów modelu, takie jak: współczynnik filtracji k_s , różniczkową pojemność wodną $F(h)$, objętościową

zawartość wody $\theta(h)$ i względną przewodność hydrauliczną $k_r(h)$, zestawiono w tabeli 1. Dolną granicę modelu stanowi powierzchnia stropu ilów płoceńskich, uznana za granicę nieprzepuszczalną.



Rys. 3. Bryła modelu numerycznego 3-D GMS/FMWATER dla prognozy przepływu wód w warunkach odwadniania wykopu stacji S8

Tabela. 1 Parametry gruntów/materiałów do modelowania numerycznego

Grunt / Material	Współcz. filtracji k_f [m/s]	Wartości parametrów strefy aeracji					
		Różniczkowa pojemność wodna $F(h)$		Objętościowa zawartość wody $\theta(h)$		Względna przewodność hydrauliczna $k_r(h)$	
N+Qf ₃	$1 \cdot 10^{-6}$	F(-10)= 0,00999	F(0)= 0,00999	$\theta(-10)=$ 0,0001	$\theta(0)=$ 0,05	$k_r(-10)=$ 0,0001	$k_r(0)=$ 1,0
Qg ₃ +Ql ₃	$1 \cdot 10^{-8}$	F(-20)= 0,00499	F(0)= 0,00499	$\theta(-20)=$ 0,0001	$\theta(0)=$ 0,05	$k_r(-20)=$ 0,0001	$k_r(0)=$ 1,0
Qf ₃	$1 \cdot 10^{-5}$	F(-20)= 0,01999	F(0)= 0,01999	$\theta(-20)=$ 0,0001	$\theta(0)=$ 0,2	$k_r(-20)=$ 0,0001	$k_r(0)=$ 1,0
Qg ₂ +Ql ₂	$1 \cdot 10^{-8}$	F(-20)= 0,00499	F(0)= 0,00499	$\theta(-20)=$ 0,0001	$\theta(0)=$ 0,05	$k_r(-20)=$ 0,0001	$k_r(0)=$ 1,0
Qf ₂ +Qr ₁	$5 \cdot 10^{-4}$	F(-20)= 0,01999	F(0)= 0,01999	$\theta(-20)=$ 0,0001	$\theta(0)=$ 0,2	$k_r(-20)=$ 0,0001	$k_r(0)=$ 1,0

2.3. Warunki brzegowe

Granice: północna i południowa w badaniach zostały przyjęte jako granice bez przepływu o warunku Neumann'a $q=0$ (rys. 4). Przyjęcie granic bez przepływu wynikało z założenia, iż brzegi te mogą pokrywać się z kierunkami przepływu podziemnego, zarówno dla aktualnej sytuacji hydrogeologicznej, jak i dla sytuacji w okresie odwadniania wykopu.

Odległość północnej granicy modelu od terenu wykopu wynosi 500m, a granicy południowej 550m. Zachodnia granica modelu została przyjęta w odległości 550m, a wschodnia w odległości 400m od terenu stacji S8. Granice te, wzdłuż pionowych powierzchni należących do warstwy oznaczonej symbolem $Qf_2 + Qr_1$, odwzorowano na modelu jako ograniczenie o warunku brzegowym Dirichlet'a $H = \text{const}$, o wysokości hydraulicznej odpowiedniej do warunków hydrogeologicznych podłoża $H = 26,0\text{m}$ nad „0” Wisły wzdłuż zachodniej granicy i $H = 24,5\text{m}$ nad „0” Wisły wzdłuż granicy wschodniej modelu. Przyjmując granice o warunku brzegowym Dirichlet'a $H = \text{const}$, założono, że wzdłuż tych granic depresja zwierciadła piezometrycznego wód występujących w osadach fluwiogłacjalnych zlodowacenia Odry i rzecznych interglacjału mazowieckiego ($Qf_2 + Qr_1$) wywołana odwodnieniem wykopu, będzie wynosiła zero ($S = 0\text{m}$).

Powierzchnię terenu na modelu odwzorowano jako obszar o warunku Neumann'a $q = 36,5\text{mm/rok}$ (odwzorowanie infiltracji wód opadowych).

Odwzorowanie na modelu wykopu stacji metra i ściany szczelinowej osiągnięto poprzez usunięcie z bryły modelu elementów siatki dyskretyzacyjnej odpowiadających przestrzeni wykopu i ściany szczelinowej. Uzyskane w ten sposób pionowe ściany wewnątrz bryły modelu prognostycznego w modelu FEMWATER spełniają warunek Neumann'a $q = 0$, tj. powierzchni szczelnych dla przepływu podziemnego. Przyjęte warunki brzegowe odwzorowano jako warunki stałe w czasie.

Odwodnienie wykopu odwzorowano poprzez przypisanie węzłom siatki modelu prognostycznego zlokalizowanym w dnie wykopu warunku brzegowego Dirichlet'a $H = H_d(t)$.

Badania prognostyczne wykonano dla przepływu zmiennego w czasie, dla czasu od $t = 0$ (moment rozpoczęcia odwadniania) do $t = 1095$ dni.

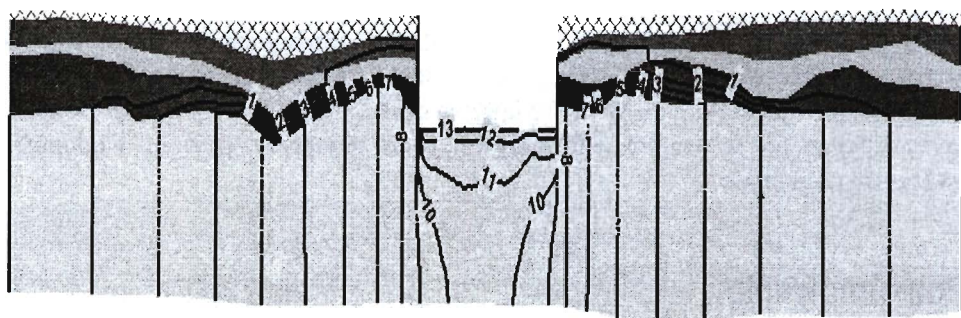
Jako warunek początkowy, przyjęto wartości wysokości hydraulicznej uzyskane z symulacji przepływu na etapie identyfikacji modelu.

3. Wyniki badań prognostycznych

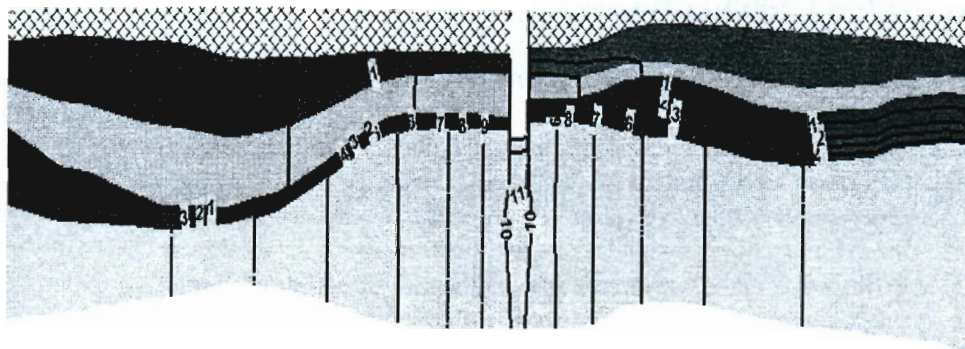
Maksimum wydajności odwodnienia wynoszące $Q \approx 395 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ uzyskane zostanie w momencie osiągnięcia założonego położenia zwierciadła wód podziemnych 1m pod dnem wykopu, w analizowanym przypadku po upływie 90 dni. Ustalenie wydajności odwodnienia wykopu wynoszące $Q \approx 290 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i ustalenie przepływu w użytkowym poziomie wodonośnym nastąpi po upływie 270 dni. Maksymalny wydatek dla odwodnienia wykopu przekracza o $105 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (tj. o 36%) wydatek odwaniania odpowiadający stanowi ustalonemu.

Odwodnienie wykopu wywoła obniżenie ciśnienia hydrostatycznego w otaczającej wykop przestrzeni przepływu wód podziemnych. Dla prognozowanej sytuacji hydrogeologicznej przypadającej na 270 dzień odwodnienia, ilustrują ten fakt przekroje geologiczne (rys. 4 i 5).

W użytkowym poziomie wodonośnym największe obniżenie wysokości ciśnienia hydrostatycznego będzie miało miejsce pod dnem wykopu, co wynika z założenia i wyniesie 13m. W miarę oddalania się od wykopu wielkość obniżenia wysokości ciśnienia hydrostatycznego w użytkowym poziomie wodonośnym będzie malała. Wyniesie ona jednak ponad 3m na północnej granicy modelu (w odległości 500m od wykopu), a na południowej granicy ponad 4m (także w odległości 500m od wykopu). Wzdłuż granic modelu: zachodniej i wschodniej, obniżenie wysokości ciśnienia hydrostatycznego w użytkowym poziomie wodonośnym będzie wynosiło zero, co wynika z założenia przyjętego do modelu.



Rys. 4. Przekrój hydrogeologiczny wzdłuż wykopu – obniżenie wysokości ciśnienia w 270 dniu odwadniania w stosunku do stanu początkowego



Rys. 5. Przekrój hydrogeologiczny poprzeczny – obniżenie wysokości ciśnienia w 270 dniu odwadniania w stosunku do stanu początkowego

W gruntach przykrywających użytkowy poziom wodonośny, prognozowane maksymalne obniżenie wysokości ciśnienia hydrostatycznego wystąpi w spągu glin morenowych przylegających do ścian szczelinowych wykopu i wyniesie od 8 do 9m. W miarę oddalania się od wykopu, wielkość tego obniżenia będzie dążyła do zera.

Maksymalna depresja zwierciadła wód podziemnych wynosi $S_{max} = 0,6m$. Przyjmując jako praktyczną granicę oddziaływania odwodnienia na ukształtowanie zwierciadła wód podziemnych depresję $S = 0,1m$, zasięg leja depresji będzie wynosił: 230m na wschód, 175m na zachód oraz 30m na południe i na północ od wykopu.

Dla sytuacji przypadającej na 270 dzień odwodnienia, przepływ wód podziemnych w warstwach pokrywających użytkowy poziom wodonośny będzie o charakterze nieustalonym. W miarę upływu czasu, obniżenie wysokości ciśnienia hydrostatycznego w warstwach pokrywających użytkowy poziom wodonośny będzie się pogłębiało.

Podsumowanie

Z przeprowadzonego modelowania przepływu wód podczas odwadniania wykopu budowanego pod stację metra wynika, że odwodnienie może spowodować negatywne skutki na terenach otaczających, wskutek powstania rozległej strefy obniżenia ciśnienia hydrostatycznego. Proces ten może powodować osiadanie istniejących budynków wskutek zwiększenia naprężeń efektywnych. Na etapie przygotowania inwestycji do realizacji, należy rozważyć

możliwość zastosowania poziomej przesłony iniekcyjnej w strefie otoczonej ścianami szczelinowymi, co ograniczy prace odwodnieniowe wyłącznie do terenu stacji.

Literatura

- [1] GEOTEKO–SGGW–GEOPROJEKT 2004: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska i hydrogeologiczna dla II linii metra w Warszawie*, Zbiorcza dokumentacja hydrogeologicznego dla odcinka śródmiejskiego: stacja „Rondo Daszyńskiego” – stacja „Dworzec Wileński”. Warszawa.
- [2] *GROUND WATER MODELING SYSTEM* 2003: GMS 5.0, Brigham Young University – Environmental Modeling Research Laboratory, Provo, UT.
- [3] GEOTEKO–SGGW–GEOPROJEKT 2003: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska i hydrogeologiczna dla II linii metra w Warszawie*, Tunel szlakowy Płocka-Rondo Daszyńskiego. Warszawa.
- [4] GEOTEKO–SGGW–GEOPROJEKT 2003: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska i hydrogeologiczna dla II linii metra w Warszawie*, Stacja S8 Rondo Daszyńskiego. Warszawa.
- [5] GEOTEKO–SGGW–GEOPROJEKT 2003: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska i hydrogeologiczna dla II linii metra w Warszawie*, Tunel szlakowy Rondo Daszyńskiego-Rondo ONZ, Warszawa.
- [6] Lin H.C.J., Richards D.R., Yeh G.T., Cheng J.R., Cheng H.P., and Jones N (2000): *FEMWATER – A Three-Demensional Finite Element Computer Model for Simulating Density-Dependent Flow and Transport in Variably Saturated Media*. Version 3.0, Technical Report CHL, U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- [7] Van Genuchten M.T. (1980): *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of saturated soils*. Soil Scie. Soc. Journ., 44, p. 892-898.

MODELLING OF THE DEWATERING INFLUENCE IN THE SURROUNDINGS OF DESIGN EXCAVATION FOR II LINE SUBWAY STATION IN WARSAW

Summary: The most unfavorable hydrogeological conditions were found nearby the station S8 "Rondo Daszyńskiego". The considered project of the station construction assumes dewatering with depression wells in protection of slurry walls. FEMWATER numerical program was used for simulation of the excavation dewatering. In spite of the fact that slurry walls were taken into account, flow prediction resulted in large discharge capacity and depressions of groundwater level. That can be danger for underground water volume, the stand of trees and buildings subsoil settlement. Predicted results can make the Investor consider the station construction with the use of horizontal barrier in the zone surrounded with slurry walls.

Magdalena Kowalska¹, Maciej Gryczmański²

Miejsce metody ścieżek naprężenia we współczesnym rozpoznaniu geotechnicznym dla potrzeb budownictwa

Streszczenie: W referacie przedstawiono metodę ścieżek naprężeń stosowaną do kalibrowania modeli gruntów na podstawie badań trójosiowych. Podkreślono komplementarność metody z badaniami *in situ* podłoża, szczególnie z CPTu.

1. Charakterystyka współczesnego rozpoznania geotechnicznego

Rozumienie wagi geotechnicznego rozpoznania podłoża gruntowego w projektowaniu budowlanym jest dziś w kraju powszechne. Nie przekłada się to, niestety, na jego poziom. Niepodzielnie królują w tym względzie wiercenia badawcze. Wydzielanie na tej podstawie warstw, razi niedokładnością, pogłębianą arbitralnymi, zbyt daleko idącymi uogólnieniami w stosunku do rodzaju i stanu gruntów. Najbardziej niepokojący jest stan identyfikacji mechanicznych parametrów gruntów, wchodzących bezpośrednio w procedury obliczeń projektowych. Można więc mówić o poważnym regresie w tym względzie, polegającym na zaniechaniu uciążliwych i pracochłonnych, badań laboratoryjnych kąta tarcia wewnętrznego, spójności i modułów odkształcenia, na rzecz łatwych odczytów z krzywych korelacyjnych w normie PN-81/B-03020. Nazwanie tej

¹ mgr inż., Politechnika Śląska

² prof. zw. dr hab. inż., Politechnika Śląska

tendencji regresem tłumaczyć należy faktem, że wymienione parametry, a przynajmniej parametr spójności i moduł odkształcenia, nie są dla danego rodzaju i stanu stałe. Zwłaszcza moduł odkształcenia okazuje się złożoną funkcją historii obciążenia, zarówno przeszłej (geologicznej), jak i współczesnej, reprezentowanej przez bieżącą ścieżkę obciążenia w danym punkcie podłoża. Znany jest dziś ogólny trend zmian modułu ze wzrostem obciążenia podłoża budowlą. Rozpoczyna się od wysokiej wartości na początku obciążenia, zależnej od głębokości i współczynnika prekonsolidacji. W procesie wznoszenia obiektu, moduł odkształcenia monotonicznie maleje, we wczesnych stadiach – bardzo stromo. Abstrahowanie w PN-81/B-03020 od tych faktów może prowadzić do znacznych błędów w ocenie.

W odpowiedzi na przywołane mankamenty klasycznego rozpoznania podłoża, świat geotechniczny zareagował burzliwym rozwojem strategii zwanej eksperymentalną inżynierią gruntową. Jej narzędziem są szybkie, profilujące podłoże na głębokości, badania *in situ* – w pierwszym rzędzie sondowania statyczne, których udział w rozpoznaniu geotechnicznym ocenia się na 70% wszystkich badań. Szczególnie przydatne dla omawianych celów okazują się sondowania przy użyciu piezostopka sejsmicznego (SCPTu), które umożliwiają m.in. profilowanie początkowego modułu odkształcenia.

Tylko 20% udział przyznaje się dziś badaniom laboratoryjnym, co bynajmniej nie marginalizuje ich znaczenia. Szczególną rolę odgrywają w tym względzie badania w aparacie trójosiowego ściskania. Możliwie wiernie odtwarza się w nim historię obciążenia gruntu w miejscu pobrania próbki, reprezentowaną przez stan początkowy po rekonstrukcji oraz ścieżkę naprężenia, odpowiadającą procesowi wznoszenia obiektu. Przed procedurą tą, znaną od lat sześćdziesiątych ubiegłego stulecia, jako metoda ścieżek naprężenia [5] służąca analizie osiadań, otwierają się dziś nowe perspektywy. Jest to rezultat ogromnego postępu w wyposażeniu aparatu trójosiowego i rozwoju podstaw teoretycznych, także w zakresie rozwiązywania zagadnień odwrotnych. Badania trójosiowe metodą ścieżek naprężenia znajdują zastosowanie jako komplementarne wobec profilowania za pomocą sondowań statycznych. Owo zagadnienie jest właśnie przedmiotem dalszych rozważań podjętych w niniejszej pracy.

2. Profilowanie *in situ* podłoża gruntowego

Rozpoznanie podłoża gruntowego wymagane jest właściwie w wypadku każdej inwestycji budowlanej. Dla posadowienia rozległych obiektów o dużym znaczeniu, najbardziej pożądana byłaby znajomość przestrzennego rozkładu

warstw gruntów oraz ich charakterystyk mechanicznych. Badania gruntu w takim przypadku należy przeprowadzać wieloetapowo [8]. Rozpoznanie wstępne powinno być dokonywane w regularnej siatce (np. co kilkadziesiąt metrów) i przy użyciu tanich metod takich jak wiercenia penetracyjne i sondowania dynamiczne. Następnie w wybranych miejscach należy przeprowadzić bardziej wiarygodne, ale droższe, sondowania statyczne CPTu. Na podstawie takiego oszacowania, można dopiero typować punkty wymagające dalszych, bardziej szczegółowych badań laboratoryjnych. Przykładem omawianej strategii rozpoznania podłoża, może być budowa lotniska Gardermoen w Oslo [10], w czasie której przeprowadzono ponad 1500 różnych testów, w tym 206 badań CPTu.

Największą zaletą sondowań statycznych jest możliwość otrzymania ciągłego profilu podłoża. Nie chodzi tu tylko o rozpoznanie rodzaju gruntu, ale przede wszystkim o ciągłą obserwację zmian jego parametrów.

Określenie parametrów i rodzaju gruntu – w wypadku sondowania statycznego – nie odbywa się wprost. W przypadku testu SCPTu, informacjami uzyskanymi bezpośrednio z badania są: opór stożka q_c , tarcie na tulei f_s , ciśnienie porowe u oraz prędkość fal poprzecznych V_s . Określenie, na podstawie tych danych, rodzaju gruntu wymaga na przykład obliczenia skorygowanego oporu stożka q_t , znormalizowanego tarcia na tulei F_t i parametru ciśnienia porowego B_q , a następnie skorzystania z tablic klasyfikacyjnych Robertsona [6]. Procedura wstępnego określenia rodzaju gruntu jest zazwyczaj wbudowana w program komputerowy obsługujący sondę statyczną, a zatem identyfikacja rodzaju gruntu może się odbywać na bieżąco w trakcie przeprowadzania badania.

Wyznaczenie parametrów modeli gruntów takich jak: moduł odkształcenia E , początkowy moduł odkształcenia postaciowego G_0 , kąt tarcia wewnętrznego ϕ , spójność c czy wytrzymałość na ścinanie bez drenażu s_u odbywa się przy wykorzystaniu jeszcze innych korelacji, zależności empirycznych i wzorów analitycznych. Sondowanie statyczne może służyć również do rozpoznania stanu naprężeń początkowych w podłożu przez określenie stopnia przekonsolidowania gruntu OCR , a co za tym idzie – współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_0 [8].

Należy pamiętać, że dla sprawdzenia poprawności wyznaczonych, przy pomocy sondy CPTu parametrów, wskazane jest dodatkowe wykonanie testu inną, równie zaawansowaną metodą *in situ*, np. dylatometrem Marchettiego [11].

Wydzielenie warstw o tych samych cechach geotechnicznych nie jest zadaniem łatwym. Pierwszym jego etapem jest filtrowanie danych wejściowych, a następnie grupowanie mierzonych lub wyznaczonych parametrów. Do tego celu służy np. metoda Hardera-Bloha [2][12] oraz techniki statystyczne, takie jak

analiza klastrow [7] np. metodą Hegezyego-Mayne'a [3], która umożliwia grupowanie danych nie tylko w profilu pionowym, ale także w płaszczyźnie.

Podstawowym problemem w rozpoznaniu podłoża było zazwyczaj określenie rozkładu warstw i charakterystyk gruntów pomiędzy pionowymi przekrojami uzyskanymi w pojedynczych punktach badawczych. W tej chwili zagadnienie to jest rozwiązywane przez techniki interpolacyjne, takie jak: ABOS, kriging czy korelacje kanoniczne (opisane w [9]). Dalszy rozwój w tej dziedzinie w niedalekiej przyszłości prawdopodobnie pozwoli na uzyskiwanie trójwymiarowych obrazów podłoża gruntowego.

3. Metoda ścieżek naprężeń

Wciskanie stożka sondy statycznej powoduje rozpychanie cząstek gruntu, co za tym idzie – mierzone charakterystyki dotyczą właściwie stanu zniszczenia. Wynika stąd, że najbardziej wiarygodne są parametry wyznaczone dla stanu krytycznego: ϕ , c , s_u . Dopiero opcja sejsmiczna sondy, wykorzystująca przepływ wzbudzanych fal poprzecznych, dostarcza dodatkowych danych o początkowym module ścinania G_0 , czy też edometrycznym module odkształcenia M_0 i to w zakresie małych odkształceń. Jeżeli dodać to tego zestawu informacji, także wyznaczone analitycznie lub empirycznie współczynniki OCR i K_0 , otrzymujemy dane o początku i końcu ścieżki naprężenia w kolejnych punktach profilu podłoża. Gdyby zachowanie gruntu było idealnie sprężyste, na tej podstawie można by wprost policzyć np. przewidywane w momencie zniszczenia odkształcenie. Tymczasem moduł odkształcenia, jak już wspomniano, maleje wraz ze wzrostem odkształcenia spowodowanego lokalnym obciążeniem zewnętrznym. Odpowiedź gruntu, w postaci na przykład przebiegu odkształceń osiowych, może być wieloraka, zawsze jednak zależna od przebiegu obciążenia. I tu otwiera się pole działania dla metody ścieżek naprężeń.

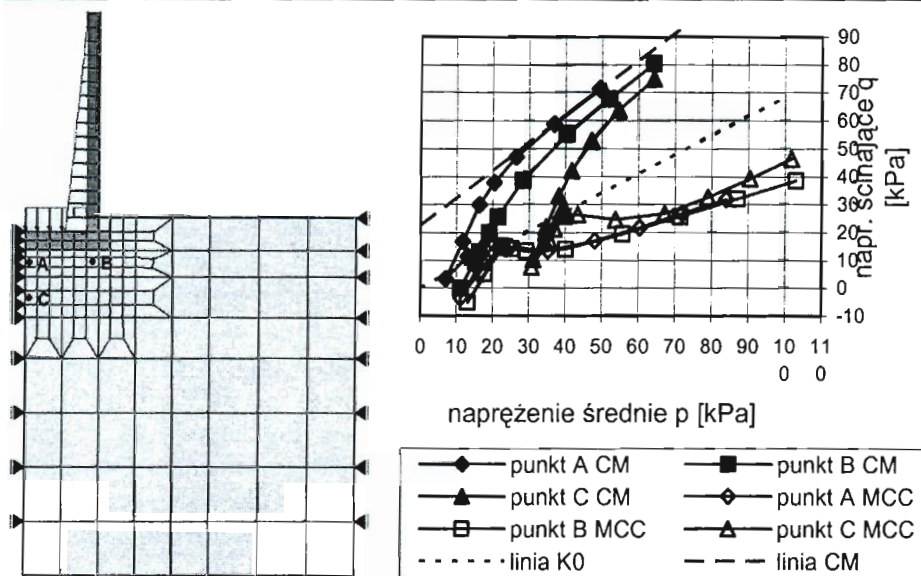
Pierwotna wersja procedury, zaproponowana przez Lambe'a, jeszcze w latach sześćdziesiątych ubiegłego stulecia, może być zaadoptowana do kalibrowania modeli gruntów. Pod pojęciem „kalibrowanie”, rozumie się szacowanie parametrów modelu konstytutywnego. Metoda jest uniwersalna, można zastosować ją do każdego, nawet bardzo zaawansowanego związku naprężenie-odkształcenie. Należy jedynie pamiętać, że wraz ze wzrostem złożoności modelu, co najczęściej równoznaczne jest ze wzrostem liczby parametrów, rośnie też stopień skomplikowania analizy odwrotnej. Wstępną koncepcję i dokładny algorytm

takiego podejścia przedstawiono w referacie [4]. Warto tu jednak w skrócie przybliżyć tok postępowania i innowacje metody.

Przede wszystkim, w przeciwieństwie do pierwowzoru, w proponowanym podejściu ścieżka naprężenia wyznaczana jest dla konkretnego zadania brzegowego. Pierwszym krokiem jest określenie stratygrafii podłoża oraz stopnia jego przekonsolidowania. I tu rozpoznanie podłoża *in situ* odgrywa najważniejszą rolę jako źródło danych wejściowych. Pozwala także na wstępne określenie położenia najsłabszej warstwy, decydującej o nośności i zachowaniu się podłoża. Kolejnym krokiem jest stworzenie, w programie komputerowym wykorzystującym metodę elementów skończonych MES, modelu układu obiekt budowlany-podłoże gruntowe i wyznaczenie ścieżki naprężenia dla punktów reprezentatywnych. Już na tym etapie istotne okazuje się przyjęcie właściwego modelu konstytutywnego gruntu, ponieważ ścieżki naprężenia, wyznaczone w dowolnym punkcie podłoża, przy użyciu różnych modeli mogą się od siebie bardzo znacząco różnić. Prosty przykład zależności ścieżki od modelu konstytutywnego dla walcowego zbiornika o 8-metrowych ścianach, obciążonego parciem wody, przedstawiono na rysunku 1.

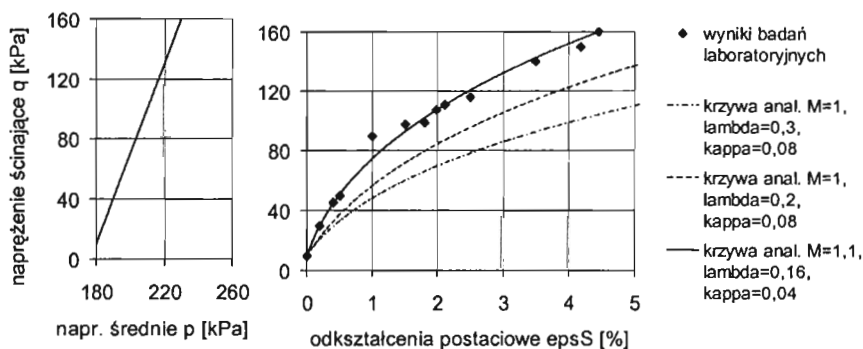
Żeby zachować ciągłość rozumowania, najlepiej, jeśli już w programie MES dla podłoża zastosuje się kalibrowany model. Jeżeli jednak analiza dotyczy któregoś z bardziej skomplikowanych modeli, problemem może okazać się jego brak w dostępnych aplikacjach. W takim wypadku należałoby wykorzystać najlepszy zaimplementowany model materiałowy, a następnie, w miarę potrzeb, drogą kolejnych iteracji, modyfikować parametry. Podejście takie, znane pod nazwą eksperymentalnej inżynierii gruntowej (ESE – Experimental Soil Engineering), zostało opisane na przykład przez Gryczmańskiego [1]. Polega ono na stosowaniu prostych modeli konstytutywnych, ale przy wykorzystaniu parametrów najlepiej obrazujących rzeczywiste zachowanie się masywu gruntowego.

Kolejnym etapem proponowanej metody jest badanie w aparacie trójosiowego ściskania. Najpierw następuje odtworzenie stanu pierwotnego i rekonsolidacja próbki, potem ciśnienie przykładane jest zgodnie z wyznaczoną ścieżką naprężenia. Symulowany jest więc nie tylko początkowy stan *in situ*, ale przede wszystkim przewidywany jest sposób dalszego obciążenia podłoża, ściśle zależny od warunków brzegowych. Następnie eksperymentalnie określa się odpowiedzi gruntu w postaci ścieżki odkształcenia ε_v - ε_s czy charakterystyki ścinania q - ε_s i ściśliwości p - ε_v .



Rys. 1. Model MES zbiornika. Ścieżki naprężenia w trzech punktach A, B i C podłoża normalnie skonsolidowanego dla modeli: Coulomba-Mohra (CM) o parametrach: $E = 195\text{MPa}$, $\phi = 25^\circ$, $c = 10,7\text{kPa}$ i Modified Cam Clay (MCC) o parametrach: $M = 0,991$, $\kappa = 0,012$, $\lambda = 0,05$

Metodą analizy odwrotnej można natomiast wyznaczyć zestaw parametrów kalibrowanego modelu konstytutywnego, najdokładniej dopasowujący teoretyczną krzywą odpowiedzi do tej wyznaczonej laboratoryjnie. Ideę metody obrazuje rysunek 2. Zestaw szukanych parametrów można znaleźć wykorzystując metodą systematycznego przeszukiwania, ale najbardziej przydatne do tego celu są zaawansowane metody optymalizacyjne (np. metoda algorytmów genetycznych), szczególnie w wypadku dużej liczby parametrów.



Rys. 2. Przykład próby dopasowania krzywej analitycznej do krzywej laboratoryjnej poprzez „ręczną” zmianę niektórych parametrów modelu MCC

4. Interakcja badań *in situ* oraz badań trójosioowych

Do kalibrowania modeli gruntów metodą ścieżek naprężeń, z jednej strony wykorzystuje się profilujące sondowania statyczne, a z drugiej strony jej podstawą są dokładne testy laboratoryjne.

Do tej pory bowiem to właśnie badania laboratoryjne, szczególnie w aparacie trójosioowego ściskania, pozostają najbardziej wiarygodne, jeśli chodzi o oszacowanie parametrów odkształceniowych gruntu. Warto pamiętać, że to właśnie one w dużej mierze pozwoliły na stworzenie empirycznych wzorów korelacyjnych stosowanych do szacowania parametrów wytrzymałościowych podczas przeprowadzania sondowań statycznych. Dlatego w każdym przypadku badań *in situ*, dla losowo wybranych punktów badawczych, do badań laboratoryjnych należy pobrać wysokiej jakości próbki. Jest to konieczne w przypadku lokalnej kalibracji systemu. W terenach słabo rozpoznanych, dla których wcześniej nie przeprowadzano podobnych badań, zalecane jest nawet stworzenie poletka badawczego, w celu uzyskania danych korelacyjnych [8].

Metoda ścieżek naprężeń nie mogłaby być wykorzystana do kalibrowania modeli gruntów, gdyby nie postęp, jaki się w tym względnie dokonał od czasów Lambe'a. Współczesne aparaty trójosioowego ściskania umożliwiają dokonanie bardzo precyzyjnych lokalnych pomiarów odkształceń nie tylko pionowych, ale również bocznych w zakresie rozdzielczości nawet do $1\mu\text{m}$. Zastosowanie elementów typu *bender* do pomiaru prędkości fali akustycznej w komorze, uzupełnia zakres pomiaru odkształceń o mniejsze niż $1 \cdot 10^{-3}\%$, co pozwala określić moduły sztywności w zakresie bardzo małych odkształceń.

Oczywiście żadną ze stworzonych do tej pory metod badawczych, ani za pomocą żadnego z wymyślonych modeli konstytutywnych, nie można w pełni zbadać lub idealnie odtworzyć zachowania się gruntu w naturze. Grunt jest ośrodkiem na tyle stochastycznym, że wszelkie podejmowane próby modelowania mogą być jedynie traktowane na zasadzie przybliżenia, a każda z metod badania *in situ* w pewnym stopniu zakłóca istniejące w podłożu warunki naprężeniowe (choćby przez wciskanie końcówki pomiarowej). Także testowanie gruntu w aparacie trójosiowego ściskania ma swoje wady i założenia upraszczające. Konwencjonalny aparat pozwala na przykład tylko na obciążanie próbki ciśnieniem osiowo symetrycznym, a takie warunki istnieją tylko w jednorodnym podłożu, dokładnie w osi obciążenia kołowego. Kolejnym problemem występującym powszechnie w badaniach laboratoryjnych jest pobranie próbki o nienaruszonej strukturze NNS. Zwykle wycina się ją z podłoża przy użyciu walcowego rdzenia, np. MOSTAPu w wypadku sondowań statycznych. Próbniki tego typu mają średnicę 65 lub 35mm. Biorąc pod uwagę fakt, że grunt przyległy bezpośrednio do ścianki ma zaburzoną strukturę, do wykorzystania – jako próbka NNS – jest już niewielka średnica rdzenia. Najlepszym rozwiązaniem w tym wypadku byłoby zapewne pobieranie próbek bryłowych, albo wręcz próba globalnej kalibracji modeli konstytutywnych w terenie za pomocą obciążeń próbnych i ciągłego monitorowania. W drugim przypadku można, co prawda uzyskać odpowiedź gruntu w postaci osiadania, będzie to jednak charakterystyka całej bryły podłoża, z której trudno czytać dane o parametrach poszczególnych warstw gruntu.

Podsumowanie

Współczesne rozpoznanie geotechniczne głównie opiera się na profilowaniu podłoża przy użyciu badań *in situ* oraz testów laboratoryjnych. Metoda ścieżek naprężenia wykorzystywana do kalibrowania modeli gruntów pozwala na efektywne wykorzystanie obu typów badań, dając w rezultacie zestaw parametrów modelu konstytutywnego najlepiej odpowiadający nie tylko naturze gruntu, ale – co najważniejsze – konkretnemu zagadnieniu brzegowemu.

Wdrożenie zaproponowanej metody w przyszłości prawdopodobnie umożliwi stworzenie korelacji między odczytywanymi z sondy statycznej wartościami q_c , f_s i u a parametrami dowolnego modelu konstytutywnego. Nie można przecież poprzestać na szacowaniu tylko parametrów modelu Coulomba-Mohra pochodzącego jeszcze z XVIII wieku, kiedy na przykład teoria stanu krytycznego

oferuje prosty i zdecydowanie bardziej zbliżony do rzeczywistości model *Modified Cam Clay*. Na początek celem przewodnim powinno być właśnie odkrycie zależności dla tego popularnego już modelu. Być może możliwość łatwego uzyskania parametrów będzie bodźcem dla polskich inżynierów do usunięcia modelu Coulomba-Mohra z piedestału i zastąpienia go choćby modelem z Cambridge.

Literatura

- [1] Gryczmański M.: *Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu*, XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła – Ustroń, 2005, s. 159-208.
- [2] Harder, H. and G. von Bloh.: *Penetration testing in the UK.*, Thomas Telford, London, 1988, p. 237-240.
- [3] Hegazy Y.A., Mayne P.W.: *Objective Site Characterization Using Clustering of Piezocone Data*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, vol. 12, p. 986-996.
- [4] Kowalska M.: *Kalibrowanie modeli gruntów metodą ścieżek naprężenia*. Zeszyty Naukowe.
- [5] Lambe T.W.: *The stress path method*. J. Soil Mech. Found. Eng. Div, ASCE, vol. 93, SM6, 1967, s. 309-331.
- [6] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M.: *Cone Penetration Testing In Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional, Londyn, 1997.
- [7] Młynarek Z., Wierzbicki J., Wołyński W.: *Use of cluster metod for In situ tests*, Studia geotechnica et mechanica, No. 3-4 (2005), p. 15-27.
- [8] Młynarek Z., Wierzbicki J.: *Nowoczesne metody rozpoznawania podłoża dla potrzeb budowy mostów i tuneli*, Geoinżynieria i tunelowanie, 02/2005, s. 46-55.
- [9] Młynarek Z., Wierzbicki J.: *Use of interpolation methods for geotechnical profiling*. Studia geotechnica et mechanica, No. 3-4 (2005), p. 5-13.
- [10] Sandven R., Want A.: *Soil Classification and parameter evaluation from piezocone tests*. Results from the major site investigations at Oslo Main Airport, Gardermoen. Proc. Of International Symposium on Cone Penetration Testing. CPT'95, vol. 3 (1995), p. 35-55.
- [11] *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations*, Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from

In-situ Testing, *IN SITU* 2001, Intl. Conf. On *In situ* Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia.

- [12] Tschuschke W., Młynarek Z., Werno M.: *Assesment of subsoil variability with the cone penetration test*. Proc. Of the Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Canberra, Australia, 1993, p. 215-219.

ROLE OF THE STRESS PATH METHOD IN THE CONTEMPORARY GEOTECHNICAL INVESTIGATION FOR CIVIL ENGINEERING PURPOSES

Summary: This paper presents the stress path method used for calibration of constitutive models of soil on the basis of triaxial tests. It is emphasized that the method is complementary with field tests, especially CPTu.

Marek Kulczykowski¹

Wpływ podłoża na nośność mocno zbrojonej ściany oporowej z gruntu zbrojonego

Streszczenie: Przy projektowaniu ścian oporowych z gruntu zbrojonego, często nie rozpatruje się wpływu podłoża na nośność graniczną takiej konstrukcji. Tymczasem, jak wynika z badań doświadczalnych i obliczeń numerycznych, w pewnych warunkach wpływ ten może być bardzo istotny. Zatem stosowanie podczas projektowania metod nie uwzględniających podłoża, może być przyczyną błędnego oszacowania nośności i w konsekwencji – prowadzić do awarii tak zaprojektowanych konstrukcji.

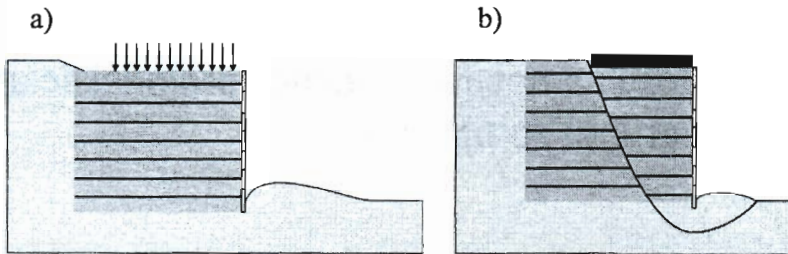
W pracy przedstawiono badania eksperymentalne w małej skali oraz analizę numeryczną konstrukcji pełnowymiarowej w warunkach współpracy z podłożem. W obu przypadkach otrzymano wyniki wskazujące na możliwość spadku nośności granicznej ściany oporowej z gruntu zbrojonego, gdy strefa zniszczenia obejmie również podłoże.

Wstęp

Zbrojenie gruntu w ostatnim czasie jest stosowane na szeroką skalę do budowy konstrukcji oporowych: ścian, nasypów i przyczółków mostowych. Przy projektowaniu takich konstrukcji dobiera się niezbędną ilość, rodzaj i rozmieszczenie zbrojenia w masywie oraz sprawdza się globalną stateczność obiektu. Natomiast mniejszą wagę przywiązuje się do analizy podłoża pod budowlą, które niekiedy w istotny sposób może wpływać na stateczność i nośność konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego.

¹ doc. dr hab. inż., Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku

O tzw. współpracy podłoża z budowlą geotechniczną może świadczyć wypieranie gruntu spod jej podstawy w momencie awarii. W przypadku gruntu zbrojonego, do takiego rodzaju zniszczenia najczęściej może dojść w dwóch przypadkach: 1) przy posadowieniu ciężkiej konstrukcji na słabonośnym podłożu lub 2) przy obciążeniu podłoża fundamentem pasmowym (rys. 1).



Rys. 1. Mechanizmy zniszczenia połączone z wypieraniem podłoża

W pierwszym przypadku (rys. 1a) przy przekroczeniu nośności granicznej podłoża, ma miejsce w miarę równomierne osiadanie całej konstrukcji połączone z wyporem gruntu spod jej podstawy. Tutaj strefa zniszczenia obejmuje wyłącznie podłoże, zaś zbrojony maszyn przeważnie nie ulega większemu uszkodzeniu. Aby zapobiec takiej awarii, należy, przy projektowaniu, stosować np. zalecenia normy PN-81/B-3020. Inny mechanizm, również związany z wypieraniem gruntu, może wystąpić w konstrukcji obciążonej fundamentem pasmowym. Przy pewnych szerokościach takiego obciążenia może dojść do zniszczenia zarówno w strefie gruntu zbrojonego, jak i w podłożu (rys. 1b). Taki rodzaj zniszczenia jest jednak – jak do tej pory słabo przebadany, a skutkiem tego jest brak odpowiednich rozwiązań i zaleceń w metodach projektowania.

W 2001 roku w Instytucie Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku, rozpoczęto badania mające na celu rozpoznanie wpływu podłoża na kształt strefy zniszczenia i nośność pionowej ściany oporowej z gruntu zbrojonego, obciążonej fundamentem pasmowym. Konstrukcje modelowe obciążano w tym celu stemplami o różnych szerokościach, analizując zarówno mechanizmy z linią poślizgu przebiegającą wyłącznie w strefie gruntu zbrojonego, jak również ze strefą zniszczenia obejmującą podłoże pod konstrukcją. Rezultaty eksperymentów, przedstawione w pracach [1] i [3], pozwoliły na rozpoznanie zależności między szerokością przyłożonego obciążenia a przebiegiem linii poślizgu i nośnością konstrukcji. Na ich podstawie opracowano proste rozwiązanie teoretyczne uwzględniające oba powyższe mechanizmy oraz wykonano odpowiednie obliczenia przy zastosowaniu danych eksperymentalnych. W pracach [1] i [5]

przedstawiono porównanie wyników doświadczalnych i teoretycznych, pozytywnie weryfikujące zaproponowaną metodę obliczeń.

W badaniach z 2001 roku zastosowano stosunkowo słabe zbrojenie, odbiegające pod względem ilości i wytrzymałości od używanego w konstrukcjach pełnowymiarowych. Istniała zatem potrzeba wykonania kolejnych eksperymentów ze znacznie mocniejszym zbrojeniem. Badania takie przeprowadzono w IBW PAN w 2004 roku, a ich wyniki szczegółowo opisano w pracach [4] i [6].

W niniejszym referacie pokrótce przypomniano założenia i zależności analizy teoretycznej uwzględniającej współpracę konstrukcji z podłożem oraz omówiono rezultaty badań modelowych z mocnym zbrojeniem. Na ich podstawie dodatkowo zweryfikowano teoretyczne rozwiązanie. W dalszej części pracy przedstawiono wyniki analizy numerycznej pełnowymiarowej ściany oporowej z gruntu zbrojonego współpracującej z podłożem. Wykazano możliwość znacznej redukcji nośności konstrukcji z gruntu zbrojonego, gdy strefa zniszczenia obejmuje również podłoże.

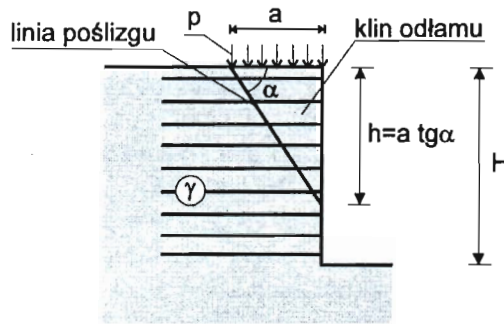
1. Rozwiązanie teoretyczne

Poniżej przedstawiono podstawowe założenia prostej metody obliczeniowej uwzględniającej rozpoznane eksperymentalnie mechanizmy zniszczenia konstrukcji z gruntu zbrojonego współpracującej z podłożem.

Analizuje się konstrukcję o wysokości H wykonaną z gruntu niespoistego o ciężarze objętościowym γ i kącie tarcia wewnętrznego ϕ , wzmocnionego zbrojeniem o wytrzymałości na rozciąganie R i obciążoną fundamentem pasmowym o szerokości a . Linia poślizgu rozpoczyna się zawsze przy krawędzi stempla, natomiast miejsce jej zakończenia zależy od przyjętej szerokości a . Można wyróżnić pewną graniczną wartość szerokości obciążenia $a = a_{gr}$, opisaną wzorem:

$$a_{gr} = \frac{h}{\tan \alpha} \quad (1)$$

poniżej której linia poślizgu przechodzi wyłącznie w strefie gruntu zbrojonego (rys. 2). Przy takim mechanizmie kąt α nachylenia linii poślizgu wyznacza się z warunku:



Rys. 2. Mechanizm zniszczenia konstrukcji pracującej niezależnie

$$\alpha = \arctan \left(\tan \phi + \frac{1}{\cos \phi} \sqrt{\frac{\sin \phi}{\sin \phi - \frac{\gamma \cdot a}{2 \cdot \sigma_0} \cdot \cos \phi}} \right) \quad (2)$$

zaś nośność graniczna p opisana jest wyrażeniem:

$$p = \frac{\sigma_0 \cdot \tan \alpha}{\tan(\alpha - \phi)} - \frac{1}{2} \gamma \cdot a \cdot \tan \alpha \quad (3)$$

Występujący w powyższych wzorach współczynnik σ_0 określa maksymalną siłę rozciągającą w elemencie zbrojenia, przypadającą na jednostkę przekroju poprzecznego konstrukcji związanego z danym elementem:

$$\sigma_0 = \frac{A_z \cdot R}{\Delta h \cdot \Delta l} = \frac{T}{\Delta h \cdot \Delta l} \quad (4)$$

gdzie: A_z – jest powierzchnią przekroju poprzecznego elementu zbrojenia,

R – wytrzymałością zbrojenia na rozciąganie,

T – jest siłą maksymalną w elemencie zbrojenia,

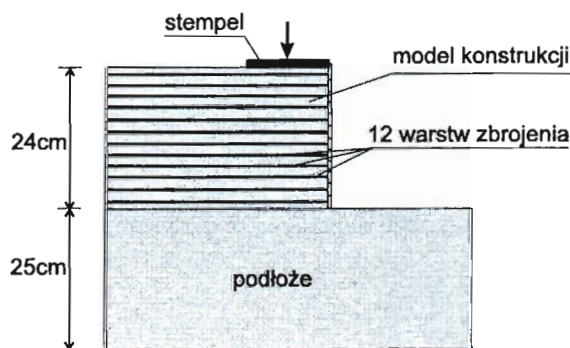
Δh i Δl – oznaczają odpowiednio pionowe i poziome odstęp między zbrojeniem.

Gdy szerokość obciążenia jest większa od a_{gr} , to linia poślizgu może przejść przez podłoże pod konstrukcją (rys. 3). W takim przypadku

Powyższe rozwiązanie pozytywnie zweryfikowano w przypadku słabego zbrojenia (prace [1], [5]). Następnie na jego podstawie opracowano program numeryczny, który przy zadanych parametrach: konstrukcji H i a , gruntu γ i ϕ oraz zbrojenia σ_0 , pozwalał na wyznaczenie wartości nośności granicznej konstrukcji p oraz wymiarów strefy zniszczenia.

3. Badania doświadczalne

W celu rozpoznania wpływu podłoża na nośność i mechanizm zniszczenia mocno zbrojonej ściany oporowej z gruntu zbrojonego oraz dodatkowej weryfikacji powyższego rozwiązania teoretycznego, w 2004 roku w IBW PAN przeprowadzono badania doświadczalne szerzej opisane w pracach [4] i [6]. W modelach zastosowano taką ilość zbrojenia, by ich wzmocnienie było zbliżone do występującego w konstrukcjach pełnowymiarowych. Szerokość stempli dobrano tak, by w eksperymentach otrzymać mechanizm zniszczenia z linią poślizgu przebiegającą: wyłącznie w strefie zbrojenia, przy podstawie konstrukcji oraz przez masyw zbrojony i przez podłoże.



Rys. 4. Konstrukcja doświadczalna

Doświadczenia wykonano w skrzyni badawczej o wymiarach 66cm x 50cm x 26cm z przeszkloną ścianą frontową. Modele o wysokości 24cm, posadowione na podłożu o miąższości 25cm, były zbudowane z 12 warstw zbrojenia i gruntu o wysokości 2cm (rys. 4). Do ich wykonania użyto suchego piasku kwarcowego o ciężarze objętościowym $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, kącie tarcia wewnętrznego $\phi = 31^\circ$ oraz spójności $c = 0 \text{ kPa}$. Zbrojenie w warstwie stanowiły trzy paski bawełnianej gazy opatrunkowej o szerokości 5cm i długości 35cm, przymocowane do kartonowego

elementu ścianki czołowej. Wyznaczona w zrywarcie wytrzymałość gazy na zerwanie wynosiła, w jednostkach charakterystycznych dla geotkanin, $T = 1,253 \text{ kN/m}$, natomiast maksymalne odkształcenie przy zerwaniu $\varepsilon_{\max}$ wynosiło 38,7%. Modele obciążano pionowo przemieszczającym się gładkim, sztywnym, stalowym stemplem, który swoją długością (26cm) wypełniał całą szerokość stanowiska. W doświadczeniach zastosowano stemple o szerokościach: 10, 12 i 15cm. Mierzono siłę obciążającą i zagłębienie stempla, a deformację konstrukcji rejestrowano aparatem fotograficznym.

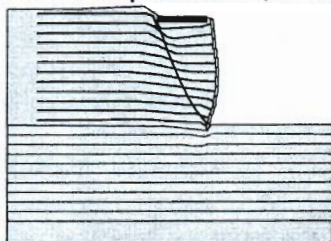
W wyniku eksperymentu zaobserwowano, że wymiary modeli znacznie odbiegały od wymiarów rzeczywistych konstrukcji. Zatem zarówno ilość, jak i wytrzymałość zastosowanego w badaniach zbrojenia musiała być odpowiednio mniejsza. Jednakże, aby przyjęte zbrojenie mogło być określone jako mocne, wzmocnienie modelu musiało być podobne do konstrukcji pełnowymiarowych. Jako miarę wzmocnienia przyjęto opisany wzorem (4) współczynnik σ_0 , powszechnie stosowany w tzw. kompozytowych metodach analizy gruntu zbrojonego. W rzeczywistych ścianach oporowych z gruntu zbrojonego taki współczynnik wynosi od 15 kN/m^2 do nawet kilkuset kN/m^2 . W badaniach modelowych z 2001 roku współczynniki wzmocnienia wynosiły: $7,4 \text{ kN/m}^2$ i $9,6 \text{ kN/m}^2$. W doświadczeniach przedstawionych w niniejszym referacie współczynnik wzmocnienia był 4-krotnie wyższy i wynosił $36,2 \text{ kN/m}^2$.

4. Wyniki analizy doświadczalnej i numerycznej

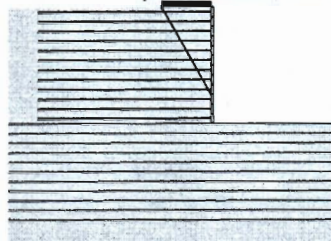
W eksperymentach ze stemplem o szerokości 10cm zaobserwowano mechanizm zniszczenia polegający na przemieszczeniu się w dół pod obciążeniem bryły odłamu w kształcie trójkątnego klina o lekko zaokrąglonej powierzchni poślizgu przechodzącej nieco powyżej podstawy konstrukcji. W drugiej serii badań ze stemplem o szerokości 12cm, w początkowej fazie obciążania wykształcił się klin odłamu nie przekraczający wysokości konstrukcji. Jednak przy dalszym zagłębianiu stempla i postępującej deformacji modelu, pojawiła się druga powierzchnia poślizgu, która w chwili osiągnięcia nośności granicznej, przeszła przez podłoże pod modelem. W ostatniej serii eksperymentów ze stemplem o szerokości 15cm wystąpił mechanizm polegający na przemieszczeniu się w dół pod obciążeniem bryły odłamu w kształcie klina ograniczonego powierzchnią poślizgu, mającą swój początek przy krawędzi stempla i przechodzącą przez podłoże, poniżej podstawy konstrukcji. Na rysunku 5 przedstawiono rezultaty badań doświadczalnych: kształty stref zniszczenia, wartości nośności granicznych oraz wysokości bryły odłamu zarejestrowane przy różnych szerokościach stempla.

Zestawiono tam również odpowiednie wyniki obliczeń nośności otrzymane przy zastosowaniu opisanego wyżej programu numerycznego.

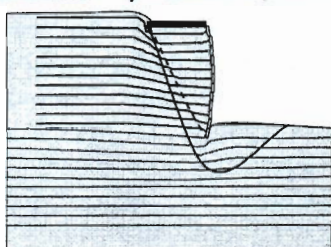
stempel 10cm $p=130\text{kN/m}^2$, $h=22\text{cm}$



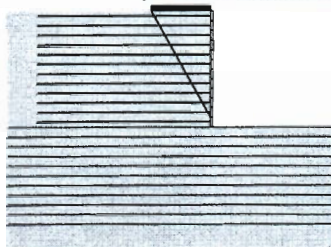
$p=113\text{kN/m}^2$, $h=18\text{cm}$



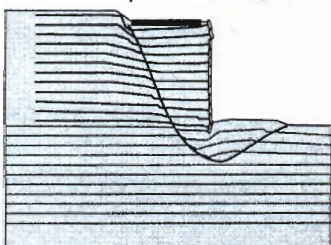
stempel 12cm $p=124\text{kN/m}^2$, $h=33\text{cm}$



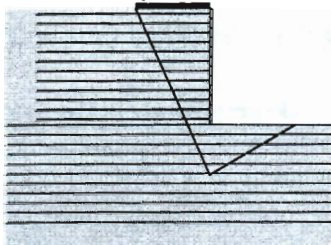
$p=113\text{kN/m}^2$, $h=22\text{cm}$



stempel 15cm $p=122\text{kN/m}^2$, $h=32\text{cm}$

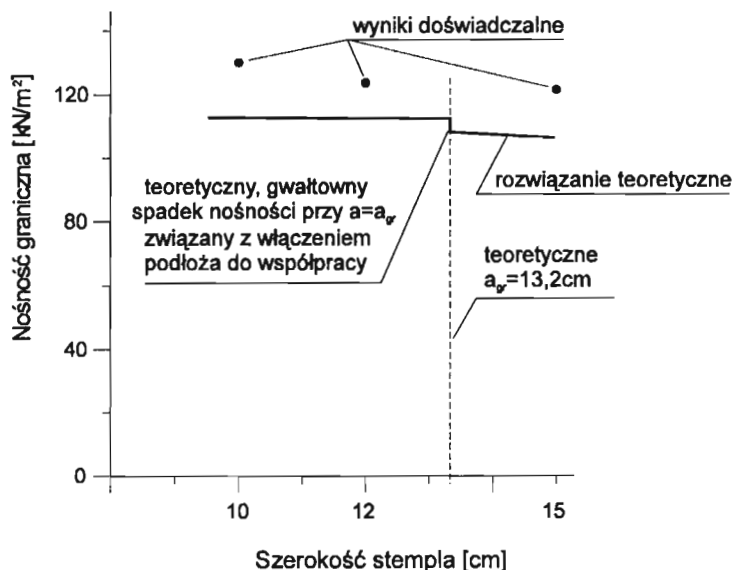


$p=106\text{kN/m}^2$, $h=35\text{cm}$



Rys. 5. Porównanie wyników doświadczalnych i teoretycznych otrzymanych przy stemplach o szerokości 10, 12 i 15cm

W powyższych eksperymentach z mocnym zbrojeniem największą nośność graniczną osiągnięto przy linii poślizgu przechodzącej powyżej podstawy konstrukcji, wyłącznie w strefie zbrojenia. Przy linii poślizgu przechodzącej przez podłoże pod konstrukcją, nośność graniczna była wyraźnie mniejsza. Dodatkowe porównanie teoretycznych i doświadczalnych zmian nośności w zakresie zastosowanych szerokości stempla przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Porównanie wyników doświadczalnych i teoretycznych nośności granicznej otrzymanych przy stępłach o szerokości 10, 12 i 15 cm

W przypadku nośności granicznej różnice pomiędzy teorią a eksperymentem nie przekraczały 15%. Z przeprowadzonych obliczeń wynikało, że przy szerokości obciążenia $a \leq a_{gr}$ nośność nie zmieniała się zasadniczo, zaś strefa zniszczenia nie przekraczała wysokości konstrukcji. Gdy szerokość stępła przekroczyła wartość $a_{gr} = 13,2$ cm, miał miejsce gwałtowny spadek nośności połączony z „wejściem” powierzchni poślizgu w podłoże. Taką redukcję nośności granicznej potwierdzały wyniki doświadczeń.

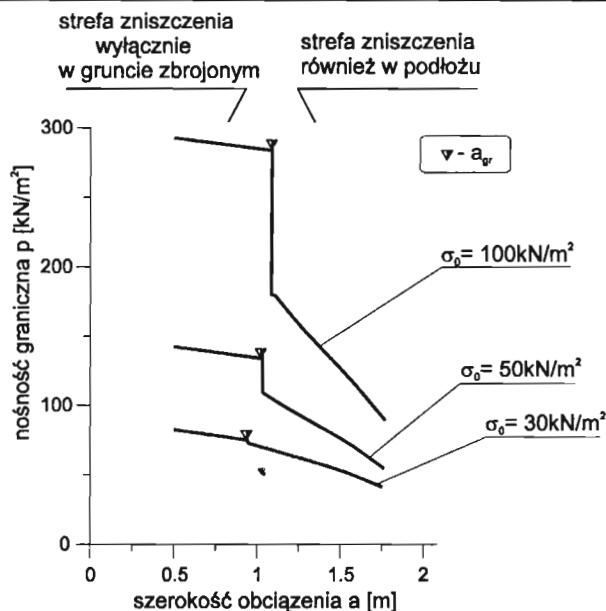
Natomiast gorszą zgodność odnotowano przy porównaniu stref zniszczenia. Chociaż w przypadku stępł o szerokościach 10 cm i 15 cm odnotowano podobne teoretyczne i doświadczalne przebiegi linii poślizgu, to jednak przy stępłach o szerokości 12 cm, wyniki nie były już tak jednoznaczne. W rozwiązaniu teoretycznym trójkątny klin odłamu nie przekraczał wysokości konstrukcji, natomiast w doświadczeniu zarejestrowano nietypowy mechanizm z podwójną linią poślizgu. Takie zjawisko mogło być spowodowane dużymi deformacjami modelu, a konkretnie zmniejszeniem jego wysokości w procesie obciążania. Początkowo, przy niewielkich deformacjach modelu, wykształciła się linia poślizgu przechodząca przez podstawę konstrukcji. Jednak w trakcie dalszego obciążania, na skutek przemieszczenia stępła, wysokość modelu uległa zmniejszeniu o około 2 cm, natomiast szerokość stępła pozostała niezmienną.

Być może dlatego, w efekcie zmiany zależności pomiędzy szerokością obciążenia i wysokością konstrukcji, pojawiła się nowa linia poślizgu przechodząca poniżej podstawy konstrukcji.

W przypadku badań ze słabym zbrojeniem, otrzymano zbliżone wartości rezultatów eksperymentalnych i numerycznych [5]. Również przy mocnym zbrojeniu, mimo pewnych rozbieżności w doświadczalnych i teoretycznych wartościach a_{gr} , zgodność wyników uznano za zadowalającą. Dlatego postanowiono wykorzystać powyższe rozwiązanie teoretyczne do analizy numerycznej nośności granicznej pełnowymiarowej konstrukcji z gruntu zbrojonego.

5. Analiza numeryczna konstrukcji o wysokości 2m

Analizę numeryczną nośności granicznej wykonano na przykładzie pionowej ściany oporowej z gruntu zbrojonego o wysokości $H = 2\text{m}$, posadowionej i wykonanej z gruntu niespoistego o kącie tarcia wewnętrznego $\phi = 30^\circ$ oraz o ciężarze objętościowym $\gamma = 17\text{kN/m}^3$. W celu rozpoznania wpływu ilości i wytrzymałości zbrojenia, obliczenia wykonano z następującymi wartościami współczynnika wzmocnienia σ_0 : 30kN/m^2 , 50kN/m^2 i 100kN/m^2 , przy różnych szerokościach obciążenia a . Jako wartość początkową przyjęto $a = 0,5\text{m}$, którą następnie stopniowo zwiększano. Wyznaczone zmiany nośności granicznej, w zależności od szerokości obciążenia i wzmocnienia konstrukcji, przedstawiono na rysunku 7. Przy mocnym zbrojeniu, w przypadku wszystkich analizowanych wartości σ_0 , nośność graniczna p zmieniała się w podobny sposób, w zależności od szerokości obciążenia zewnętrznego a .



Rys. 7. Zestawienie zmian nośności granicznej

Przy a mniejszym lub równym a_{gr} , wartości nośności granicznej były mniej więcej podobne, zaś linia poślizgu o kącie nachylenia zbliżonym do $\alpha = \pi/4 + \phi/2$ przechodziła wyłącznie w strefie zbrojenia, powyżej lub przez podstawę konstrukcji. Przy szerokości obciążenia nieco większej od a_{gr} , miał miejsce skokowy spadek nośności granicznej konstrukcji wiążący się z gwałtownym „wejściem” linii poślizgu w podłoże. Zwiększaniu szerokości obciążenia ponad wartość a_{gr} towarzyszyła dalsza redukcja nośności oraz większe odchylenie linii poślizgu i większe zagłębienie strefy zniszczenia w podłoże. Przy mniejszych wartościach współczynnika wzmocnienia σ_0 , wartość spadku nośności przy wejściu linii poślizgu w podłoże była niewielka, natomiast rosła szybko wraz ze wzrostem σ_0 . Przy $\sigma_0 = 30 \text{ kN/m}^2$ wartość spadku nośności wynosiła $\Delta p = 2 \text{ kN/m}^2$, przy $\sigma_0 = 50 \text{ kN/m}^2$ różnica w nośności wzrastała do $\Delta p = 25 \text{ kN/m}^2$, zaś przy $\sigma_0 = 100 \text{ kN/m}^2$ osiągała wartość $\Delta p = 103 \text{ kN/m}^2$.

Niestety, przeprowadzona analiza wykazała również, nie obserwowane przy słabym zbrojeniu, ograniczenia metody obliczeniowej. W przypadku mocnego zbrojenia, przy wzroście szerokości obciążenia a powyżej a_{gr} występował szybki spadek nośności stowarzyszony ze wzrostem kąta nachylenia linii poślizgu i wysokości klina odłamu. Przy pewnych wartościach a nośność graniczna malała do zera przy kącie odchylenia linii poślizgu od poziomu zbliżonym do 90° .

Powyższe ograniczenie obliczeniowej szerokości obciążenia było najprawdopodobniej efektem prostoty zaproponowanego rozwiązania. Dlatego, w celu otrzymania bardziej realistycznych wyników celowe byłoby opracowanie kolejnego rozwiązania teoretycznego opartego na mechanizmie o bardziej złożonym przebiegu linii poślizgu.

6. Wnioski

Pomimo powyższych ograniczeń uznano, że otrzymane wyniki analizy doświadczalnej i numerycznej pozwalają na przedstawienie następujących wniosków:

- podłoże współpracujące z konstrukcją z gruntu zbrojonego wpływa na jej nośność graniczną i przebieg linii poślizgu;
- w warunkach współpracy z podłożem, o kształcie strefy zniszczenia decyduje, przede wszystkim, szerokość przyłożonego obciążenia;
- przy tzw. mocnym zbrojeniu doświadczalna nośność graniczna ściany oporowej z gruntu zbrojonego współpracującej z podłożem jest wyraźnie niższa niż nośność konstrukcji, w której linia poślizgu przebiega powyżej jej podstawy;
- proste rozwiązanie teoretyczne, polegające na przybliżeniu doświadczalnej bryły odłamu trójkątnym klinem zsuwającym się po płaszczyźnie poślizgu, pozwala na oszacowanie nośności granicznej oraz wyznaczenie przebiegu linii poślizgu;
- wyniki analizy numerycznej przeprowadzonej w przypadku konstrukcji pełnowymiarowej wskazują na istotną redukcję jej nośności przy wejściu linii poślizgu w podłoże. Różnice w nośności rosną wraz ze wzrostem ilości zbrojenia zastosowanego do wzmocnienia konstrukcji;
- przyjęte rozwiązanie ograniczone jest pewną maksymalną szerokością obciążenia. Przy takiej szerokości nośność graniczna konstrukcji maleje do zera, zaś kąt odchylenia linii poślizgu od poziomu jest bliski 90° ;
- w celu otrzymania lepszej zgodności wyników doświadczalnych i teoretycznych, wskazane jest przyjęcie rozwiązania z bardziej złożonym przebiegiem linii poślizgu.

Konkluzja

Z opisanych powyżej doświadczeń i obliczeń wynika, że nośność graniczna ściany oporowej z gruntu zbrojonego może być – przy pewnych szerokościach obciążenia – znacznie niższa od wyznaczonej dotychczasowymi metodami. Stosowanie podczas projektowania metod nie uwzględniających możliwości przebiegu powierzchni poślizgu przez podłoże, może być przyczyną błędnego oszacowania nośności i prowadzić do awarii takich konstrukcji. Dlatego wydaje się konieczne prowadzenie dalszych badań, zarówno doświadczalnych, jak i analitycznych, w celu ostatecznego rozpoznania mechanizmów zniszczenia i opracowania poprawnej metody obliczeniowej.

Literatura

- [1] Kulczykowski M.: *Współpraca pionowej ściany oporowej z podłożem – analiza teoretyczna i doświadczalna*, Raport wewnętrzny IBW PAN, Gdańsk 2001.
- [2] Kulczykowski M.: *Wpływ ilości i rozmieszczenia zbrojenia na nośność graniczną i wymiary strefy zniszczenia ściany oporowej z gruntu zbrojonego współdziałającej z podłożem*, Raport wewnętrzny IBW PAN, Gdańsk 2002.
- [3] Kulczykowski M.: *Badania modelowe współpracy pionowej ściany oporowej z gruntu zbrojonego z podłożem gruntowym*, Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 4/2002, s. 197-201.
- [4] Kulczykowski M.: *Analiza doświadczalna i teoretyczna wpływu ilości zbrojenia na nośność ściany oporowej z gruntu zbrojonego współpracującej z podłożem*, Raport wewnętrzny IBW PAN, Gdańsk 2004.
- [5] Kulczykowski M.: Leśniewska D., *Analiza mechanizmów zniszczenia ściany oporowej z gruntu zbrojonego z uwzględnieniem podłoża konstrukcji*, Wydawnictwo II Problemowej Konferencji Geotechniki – Współpraca Budowli z Podłożem Gruntowym, Białystok 2004, s. 127-138.
- [6] Kulczykowski M.: *Wpływ podłoża na nośność ściany oporowej z gruntu zbrojonego mocnym zbrojeniem – badania doświadczalne*, praca złożona do Inżynierii Morskiej i Geotechniki, 2005.

ziemi. W trakcie silnych i bardzo silnych wstrząsów oraz przy niewielkich odległościach epicentralnych, składowe poziome drgań powierzchniowych w LGOM mogą dochodzić do 0,25g, a składowe pionowe do 0,3g (g – przyspieszenie ziemskie). O skali zjawiska świadczy fakt, że intensywność drgań powierzchniowych wzbudzanych tak silnymi wstrząsami górniczymi, w LGOM jest większa niż prognozowana (i uwzględniana w projektowaniu) od trzęsień ziemi na Słowacji, w Czechach oraz w Niemczech.

Sejsmolodzy, w szczególności sejsmolodzy górniczy, zajmując się drganiami gruntu, proponują, by je uwzględnić dokonując oceny ich szkodliwości dla budynków. Tymczasem pomiary drgań od wstrząsów górniczych wskazują, że na ogół drgania mierzone na fundamentach budynków istotnie się różnią od rejestrowanych na gruncie obok budynków. Celem niniejszej pracy jest wskazanie na owe różnice w przypadku budynku o średniej wysokości.

W artykule omówione zostały badania przekazywania drgań wzbudzanych wstrząsami górniczymi w rejonie Polkowic w LGOM z gruntu na mieszkalny budynek o pięciu kondygnacjach. Wykorzystane zostały do tego celu maksymalne wartości przyspieszeń składowych poziomych drgań gruntu i fundamentu w powiązaniu z energiami i odległościami epicentralnymi.

Na temat przekazywania drgań od wstrząsów górniczych na budynki, autorzy niniejszego referatu oraz inni badacze opublikowali już kilka prac, np. [1- 4].

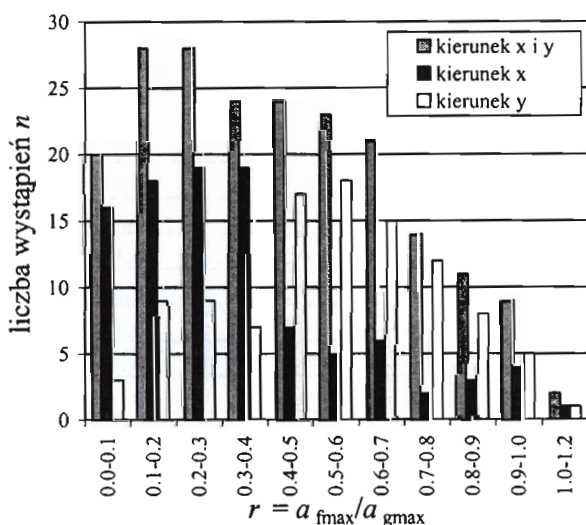
1. Wyniki badań doświadczalnych

Badania przeprowadzone w skali naturalnej, miały na celu dokonanie eksperymentalnej analizy przekazywania drgań z podłoża na mieszkalny ścianowy budynek prefabrykowany o średniej wysokości (5 kondygnacji) i poprzeczno-podłużnym układzie ścian nośnych. Źródłem drgań były wstrząsy górnicze w LGOM. Analizowane wstrząsy pochodziły z rejonu kopalni „Rudna” i obejmują lata 2000-2005. Do pomiarów przyspieszeń drgań, zarówno gruntu, jak i budynku, stosowano aparaturę „czuwającą”. Czujniki pomiarowe na gruncie umieszczone były w odległości kilku metrów od budynku. Odległość ta pozwalała na zminimalizowanie oddziaływania drgań budynku na drgania gruntu w miejscu ich pomiaru. Czujniki w budynku ustawione były na fundamentach. Główną uwagę skupiono na dwóch składowych poziomych drgań: x i y , równoległych odpowiednio do osi poprzecznej i podłużnej budynku. Podczas badań analizowano przebiegi drgań zarejestrowane równocześnie na gruncie oraz w budynku pochodzące od wstrząsów górniczych.

Oceny przekazywania drgań z gruntu na fundament dokonano poprzez porównanie maksymalnych wartości (amplitud) jednocześnie zarejestrowanych przyspieszeń drgań dolnej części budynku (a_{fmax}) oraz gruntu obok budynku (a_{gmax}). W tym celu wyliczono stosunek: $r = a_{fmax}/a_{gmax}$.

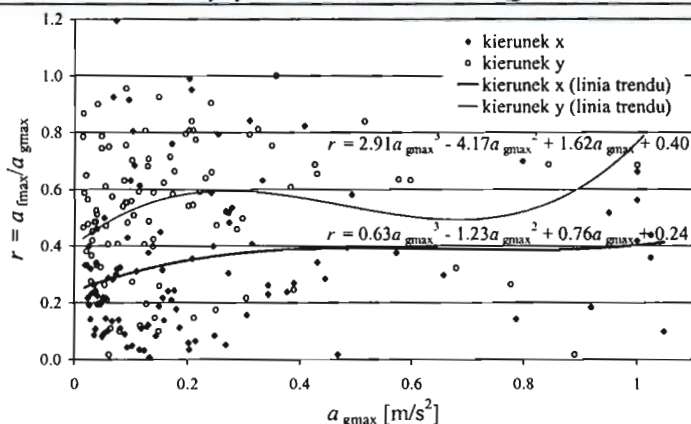
Zwrócono przy tym uwagę, iż maksymalne amplitudy na gruncie i na fundamencie nie zawsze pojawiają się w tym samym czasie. Jest to spowodowane tym, że na styku grunt-fundament na ogół następuje modyfikacja przebiegu drgań. Ocena przekazywania drgań poprzez maksymalne wartości jest więc pewnym uproszczeniem, gdyż nie uwzględnia istotnego parametru drgań, jakim jest ich częstotliwość.

Na rysunku 1 pokazano histogramy (dla obu kierunków x i y osobno) ilustrujące zależność liczby wystąpień n ułamka $r = a_{fmax}/a_{gmax}$ w kolejnych przedziałach wartości tej wielkości. Z rysunku widać, że drgania w kierunku osi poprzecznej i osi podłużnej budynku przekazują się w sposób odmienny. W dalszej analizie traktowane będą więc one odrębnie.



Rys. 1. Wyniki badań statystycznych ułamka $r = a_{fmax}/a_{gmax}$ – histogram

Z kolei rysunek 2 prezentuje zależność ułamka r od maksymalnej amplitudy drgań gruntu w przypadku wszystkich badanych wstrząsów górniczych. Pokazano na nim również linie trendu wyznaczone oddzielnie w odniesieniu do kierunku x oraz kierunku y . W wierszu 1 tabeli 1 zamieszczono średnie r wyliczone w kolejnych przedziałach wartości amplitud drgań gruntu: łącznie dla kierunków x i y oraz oddzielnie dla kierunku x i kierunku y .



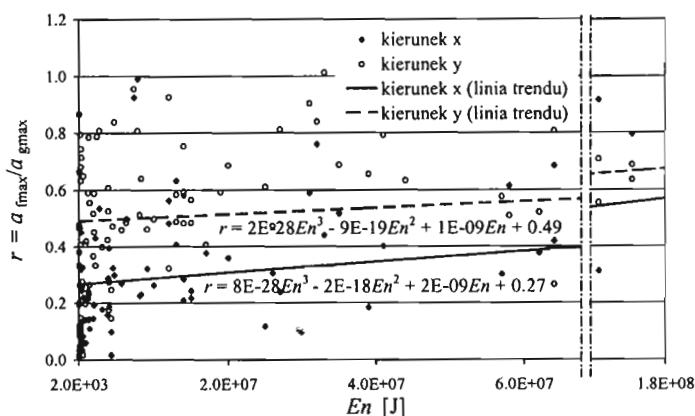
Rys. 2. Zależność $r = a_{fmax}/a_{gmax}$ od maksymalnej wartości przyspieszenia drgań gruntu a_{gmax}

Tabela 1. Zależność wartości średniej $r = a_{fmax}/a_{gmax}$ od parametrów wstrząsów i drgań

Lp	Parametry wstrząsów i drgań		Wartość średnia $r = a_{fmax}/a_{gmax}$		
			kierunek		
			x i y	x	y
1	$a_{gmax} [m/s^2]$	≤ 0.300	0,42	0,31	0,51
		0.301-0.600	0,50	0,42	0,66
		0.601-0.900	0,34	0,38	0,32
		> 0.900	0,53	0,35	0,89
2	$En [J]$	$\leq 5E7$	0,39	0,28	0,50
		$> 5E7$	0,59	0,53	0,65
3	$r_e [m]$	$r_e \leq 800$	0,49	0,38	0,58
		$800 < r_e \leq 1500$	0,29	0,19	0,40
		$r_e > 1500$	0,53	0,44	0,62

Trudno jest jednoznacznie określić zależność r od a_{gmax} . W zasadzie kształty linii trendu odzwierciedlają tendencje w wartościach średnich r w kierunkach x i y . Zależność ta jest jednak mniej jednoznaczna niż w przypadku budynku wysokiego, w którym średnia wartość r maleje wraz ze zwiększaniem się a_{gmax} [2]. Zatem ogólnie rzecz biorąc, redukcja drgań fundamentu budynku o średniej wysokości w kierunku poprzecznym i podłużnym jest największa w przedziale przyspieszeń drgań gruntu 0,301-0,600[m/s²] oraz $>0,900$ [m/s²]. W zakresie małych ($\leq 0,300$ [m/s²], jak również dużych ($>0,900$ [m/s²]) amplitud drgań gruntu,

w kierunku poprzecznym i podłużnym średnie wartości r w obu kierunkach różnią się znacząco.

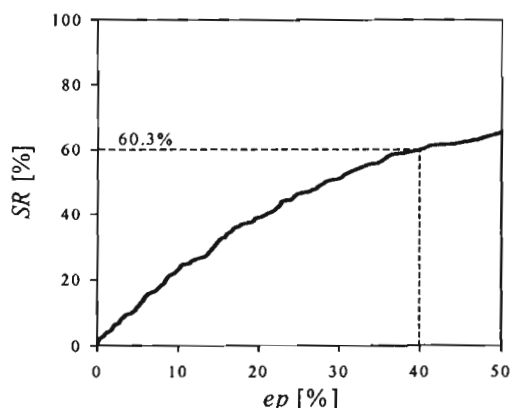


Rys. 3. Zależność $r = a_{\max}/a_{g\max}$ od energii wstrząsów górniczych En

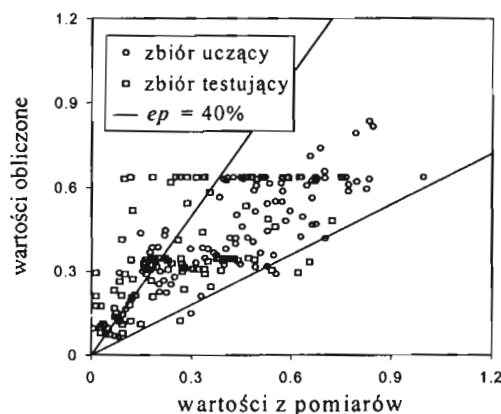
Z kolei na rysunku 3 pokazano zależność r od energii wstrząsów górniczych En , a w wierszu 2 tabeli 1 zamieszczono średnie wartości r wyliczone w przedziale energii wstrząsów do $5E7[J]$ i powyżej tej wartości: dla obu kierunków oraz tylko kierunku x i tylko dla kierunku y . Widać, że redukcja drgań, podczas przekazywania się ich z podłoża na budynek, jest mniejsza w przypadku większych energii, co zgadza się z wnioskiem z Kuźniar i Maciąg [2] dla budynku wysokiego. Niemniej jednak, redukcja drgań dla tych samych energii w kierunku poprzecznym budynku pięciokondygnacyjnego, jest znacznie większa niż w kierunku podłużnym. Szczególnie małe wartości r zaobserwowano w kierunku x w przypadku tzw. niskoenergetycznych wstrząsów górniczych o energiach $En = 5E3-5.5E5 [J]$.

W trakcie analizowanych pomiarów badano również zależność wartości ułamka r od odległości epicentralnej wstrząsu r_e . Rysunek 4 przedstawia rezultaty tych analiz. Wartości średnie r , obliczone w trzech przedziałach odległości epicentralnych, podano w wierszu 3 tabeli 1. Oprócz wartości średnich r , wyliczonych dla obu kierunków, w tabeli podano też owe wartości z rozróżnieniem na kierunek x i y . Można zauważyć (linia trendu z rys. 4), że generalnie w przypadku kierunku y , większe wartości r osiągane są wraz ze wzrastającą odległością epicentralną. Potwierdzają to też wartości średnie r obliczone w trzech przedziałach odległości epicentralnych. Ta tendencja jest również zgodna ze spostrzeżeniami dokonanymi dla budynku wysokiego [2].

Do oceny uzyskanych rezultatów obliczeń wykorzystywano również tzw. procent sukcesu (*Success Ratio*) $SR[\%]$ w funkcji błędu względnego $ep[\%]$. SR określa, jaki procent wzorców uzyskano z predykcji neuronowej z błędem nie większym niż ep . Z uwagi na prostotę, zdecydowano się na sieć o strukturze 4-6-1 i błędach: $MSE(L)=0.01682$, $MSE(T)=0.03276$, $st\varepsilon(P)=0.016$.



Rys. 5. Procent sukcesu SR neuronowej prognozy przekazywania drgań z gruntu na fundament budynku o średniej wysokości



Rys. 6. Wartości $r = a_{fmax} / a_{gmax}$ wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczone za pomocą sieci 4-6-1

Na rysunku 5 zamieszczono procent sukcesu SR neuronowej prognozy przekazywania się drgań z gruntu na fundament z wykorzystaniem tej sieci. Użycie jej daje błąd względny mniejszy od 40% w przypadku 60,3% wzorców. Na

rysunku 6 porównano wartości ułamka $r = a_{fmax} / a_{gmax}$ wyznaczone na podstawie pomiarów i obliczone za pomocą zaproponowanej sieci. Zaznaczono granice błędu względnego $ep = 40\%$.

Wnioski

Analizując wyniki pomiarów drgań wywoływanych wstrząsami górniczymi, w zakresie redukcji maksymalnych amplitud drgań przy ich przekazywaniu z gruntu na fundament budynku o średniej wysokości, stwierdza się niejednoznaczny sposób tego przekazywania. Można dopatrywać się wpływu energii wstrząsu, odległości epicentralnej, wielkości maksymalnej amplitudy drgań gruntu i kierunku drgań (równoległego do osi poprzecznej lub podłużnej budynku) na wielkość tej redukcji. Jednak wyznaczenie dokładnej zależności nie jest możliwe.

Szczególnie małe wartości r wyznaczono w przypadku przekazywania drgań w kierunku x przy tzw. niskoenergetycznych wstrząsach górniczych. Wydaje się, że celowa byłaby dalsza analiza tego zagadnienia, obejmująca jednak zwiększoną liczbę danych pomiarowych.

W związku z trudnościami, jakie występują w prognozowaniu różnic w jednocześnie trwających drganiach gruntu i fundamentu budynku wydaje się, że zaproponowana prosta sieć neuronowa może być niezwykle przydatna do przewidywania redukcji maksymalnych wartości przyspieszeń drgań przy przekazywaniu ich z gruntu na budynek o średniej wysokości.

Literatura

- [1] Kuźniar K., Maciąg E.: *Neural Network Analysis of Soil-Structure Interaction in Case of Mining Tremors*, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, USA, 2004, vol. 2, p. 829-836.
- [2] Kuźniar K., Maciąg E.: *Ocena przekazywania się drgań od wstrząsów górniczych na wysoki budynek z wykorzystaniem SSN*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 222, Mechanika z.65, Problemy Dynamiki Konstrukcji, s. 241-248.

- [3] Kuźniar K., Maciąg E., Waszczyszyn Z.: *Neuronowa analiza interakcji dynamicznej układu budynek-podłoże w przypadku wstrząsów górniczych*, II Problemowa Konferencja Geotechniki, Współpraca budowli z podłożem gruntowym, Białowieża 2004, tom 1, s. 139-148.
- [4] Maciąg E.: *Ocena szkodliwości wstrząsów górniczych dla budynków na podstawie drgań ich fundamentów czy gruntu?*, Inżynieria i Budownictwo, 12/2005.
- [5] Zell A., editor, SNNS – Stuttgart Neural Network Simulator, User's Manual, Version 4.2, Univ. Stuttgart, 1998.

APPLICATION OF ANNs IN EVALUATION OF INFLUENCE OF MINE INDUCED ROCKBURSTS PARAMETERS ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Summary: The paper deals with an application of neural networks for evaluation of soil-structure interaction in case of the transmission of ground vibrations from mining tremors to building basement. The problem is analyzed with respect to typical prefabricated five-storey building with load bearing walls. The comparison of maximal values (amplitudes) of vibrations (accelerations) recorded at the same time on the ground and on the basement level is the way of evaluation of differences between the ground and the basement vibrations. The influence of different mine induced rockbursts parameters on soil-structure interaction is discussed.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w latach 2005-2006 jako projekt badawczy.

Jacek Pieczyrak¹

Nośność graniczna podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 i EUROKODU 7

Streszczenie: Niebawem wejdzie w życie norma europejska Eurokod 7. W zakresie nośności podłoża gruntowego, zmianie ulegną współczynniki nośności i kształtu oraz sposób ujmowania zapasu bezpieczeństwa. W efekcie zmianie ulegną obliczeniowo ustalane oceny nośności podłoża gruntowego. W referacie pokazano różnicę pomiędzy ocenami wykonanymi według zasad PN-81/B-03020 i Eurokod 7. Analizie poddano grunty spoiste i niespoiste, dla których parametry geotechniczne ustalono metodą B. Okazuje się, że w przypadku przyjęcia $f_D = 1$, różnice te są niewielkie, aczkolwiek ocena według Eurokodu 7 na ogół jest ostrożniejsza.

Wprowadzenie

Polska znajduje się w przededniu pełnego wprowadzenia i obowiązywania Eurokodu 7. Wprawdzie sama istota obliczania nośności granicznej podłoża gruntowego pozostaje bez zmian, to jednak są pewne różnice [3]. Najistotniejsza dotyczy sposobu uwzględniania zapasu bezpieczeństwa². Dalsze różnice dotyczą współczynników kształtu i nośności oraz oznaczeń. Współczynniki kształtu (f_c , f_D , f_B) przez różnych badaczy były różnie określone [2]. Podobnie ma się rzecz ze współczynnikami nośności (N_c , N_D , N_B), aczkolwiek tutaj liczba propozycji jest zdecydowanie mniejsza. W efekcie liczbowo ocena nośności podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 różni się od takiej oceny wykonanej według Eurokodu 7 [10].

¹ dr hab. inż. prof. PŚ., Politechnika Śląska.

² Wyróżniamy tu podejście deterministyczne i probabilistyczne.

(dyspersji) pomiarów⁵. Względną (standaryzowaną) miarą rozproszenia pomiarów jest współczynnik zmienności v .

W metodzie stanów granicznych probabilistyczny zapas bezpieczeństwa wyrażamy wzorem

$$\gamma = 1 \pm \xi_P \cdot v, \quad (4)$$

gdzie

$$v = \frac{s}{\bar{x}}; \quad (5)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}; \quad (6)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}; \quad (7)$$

x_i – kolejny pomiar ($i=1, 2, 3, \dots, n$);

n – liczba pomiarów;

ξ_P – stała, której wartość zależy od przyjętego poziomu ufności (prawdopodobieństwa) $P = 1-\alpha$; jest to kwantyl rzędu P rozkładu zmiennej losowej. W przypadku standaryzowanego rozkładu normalnego zachodzi $\xi_P = u_P$.

Polska norma PN-81/B-03020 [9b] przyjmuje $\xi_P=1$, co w efekcie prowadzi do wzoru postaci:

$$\gamma = 1 \pm v \quad (8)$$

⁵ Średnia $\bar{x}$ jest estymatorem prawdziwej (nieznanej) średniej μ , a odchylenie standardowe s jest estymatorem odchylenia standardowego σ . Innymi słowy wielkości $\bar{x}$ i s charakteryzują populację próbną, a wielkości μ i σ charakteryzują populację generalną. Należy pamiętać, aby nie mylić parametru rozkładu normalnego σ z tak samo wyglądającym symbolem, który w mechanice oznacza naprężenie.

Tak więc wzory pozwalające określić probabilistyczny zapas bezpieczeństwa, przedstawiają się następująco:

- w przypadku nośności gruntu (parametrów geotechnicznych):

$$\gamma = \gamma_m = 1 - v; \quad (9)$$

- w przypadku obciążenia:

$$\gamma = \gamma_f = 1 + v. \quad (10)$$

2. Nośność graniczna według PN-81/B-03020

W Polskiej normie PN-81/B-03020 stosowana jest ogólnie przyjęta kanoniczna postać wzoru, podana jeszcze przez Terzagiego [5, 6], ze współczynnikami nośności (N_c , N_D , N_B) określonymi przez Sokołowskiego [4]. Podane przez Terzagiego współczynniki kształtu (f_c , f_D , f_B) zostały w Polskiej normie nieco zmodyfikowane. Wzory te mają postać:

- **według K. Terzagiego:**

$$\text{- dla łąwy: } q_{gr} = c \cdot N_c + \gamma_D \cdot D \cdot N_D + \gamma_B \cdot B \cdot N_B; \quad (11)$$

$$\text{- dla stopy: } q_{gr} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma_D \cdot D \cdot N_D + 0,80 \cdot \gamma_B \cdot B \cdot N_B; \quad (12)$$

- **według PN-81/B-03020:**

- dla łąwy i stopy:

$$q_{gr} = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot c \cdot N_c + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma_D \cdot D \cdot N_D + \left(1 - 0,25 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma_B \cdot B \cdot N_B; \quad (13)$$

lub w postaci ogólnej

$$q_{gr} = f_c \cdot c \cdot N_c + f_D \cdot \gamma_D \cdot D \cdot N_D + f_B \cdot \gamma_B \cdot B \cdot N_B. \quad (14)$$

W przypadku obciążenia mimośrodowego, posługujemy się zredukowaną długością i szerokością podstawy fundamentu (L' , B').

W zależności od sposobu uwzględniania zapasu bezpieczeństwa, do wzorów od (11) do (14) wprowadzamy charakterystyczne lub obliczeniowe wartości parametrów geotechnicznych, które definiujemy następująco:

▪ wartość charakterystyczna parametru: $x^{(n)} = \bar{x}$; (15)

▪ wartość obliczeniowa parametru: $x^{(r)} = \gamma_m \cdot \bar{x}$. (16)

Symbol q_{gr} jest zachowany dla oznaczenia nośności granicznej podłoża ustalonej dla wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych. Natomiast w przypadku podejścia probabilistycznego „nośność” (zawierającą zapas bezpieczeństwa wyrażoną przez γ_m) oznaczamy symbolem q_f . Tak więc ostatecznie mamy wzory:

$$q_{gr} = f_c \cdot c^{(n)} \cdot N_c^{(n)} + f_D \cdot \gamma_D^{(n)} \cdot D \cdot N_D^{(n)} + f_B \cdot \gamma_B^{(n)} \cdot B \cdot N_B^{(n)}; \quad (17)$$

$$q_f^{PN} = q_f = f_c \cdot c^{(r)} \cdot N_c^{(r)} + f_D \cdot \gamma_D^{(r)} \cdot D \cdot N_D^{(r)} + f_B \cdot \gamma_B^{(r)} \cdot B \cdot N_B^{(r)}. \quad (18)$$

3. Nośność graniczna według Eurokodu 7

Nośność podłoża gruntowego w warunkach z odplywem, według ustaleń Eurokodu 7 [10], obliczamy z wzoru:

$$q_f^{EC7} = \frac{R_d}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma, \quad (19)$$

gdzie:

R_d – obliczeniowa nośność fundamentu (siła), ustalona dla obliczeniowych wartości parametrów geotechnicznych;

A' – zredukowana (efektywna) powierzchnia podstawy fundamentu

$A' = L' \cdot B'$, ($L' = L - 2 \cdot e_L$, $B' = B - 2 \cdot e_B$, przy czym $L' \geq B'$);

c' , ϕ' – efektywne parametry wytrzymałości gruntu na ścinanie, brane jako wartości obliczeniowe ($x_d = x_k / \gamma_m$);

γ' – obliczeniowy efektywny ciężar objętościowy gruntu zalegającego poniżej podstawy fundamentu;

q' – obliczeniowy efektywny nacisk nadkładu w poziomie podstawy fundamentu.

Ponadto we wzorze (19) występują współczynniki nośności (N_c , N_q , N_γ) i współczynniki kształtu (s_c , s_q , s_γ), które mają nieco inną postać niż te występujące w normie PN-81/B-03020. I tak:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi'} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = N_{D_1}, \quad (20)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi' = N_c(\text{wg PN-81/B-03020}), \quad (21)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi' = \frac{8}{3} \cdot N_B, \quad (22)$$

gdz: $\delta \geq \frac{\phi'}{2}$ – tj. dla szorstkiej podstawy fundamentu;

δ – obliczeniowy kąt tarcia podstawy fundamentu o podłoże gruntowe;

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \phi' \quad (\text{wg PN-81/B-03020}^6 \quad f_D = 1 + 1,5 \cdot \frac{B'}{L'}), \quad (23)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \quad (\text{wg PN-81/B-03020} \quad f_B = 1 - 0,25 \cdot \frac{B'}{L'}), \quad (24)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (\text{wg PN-81/B-03020} \quad f_c = 1 + 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}). \quad (25)$$

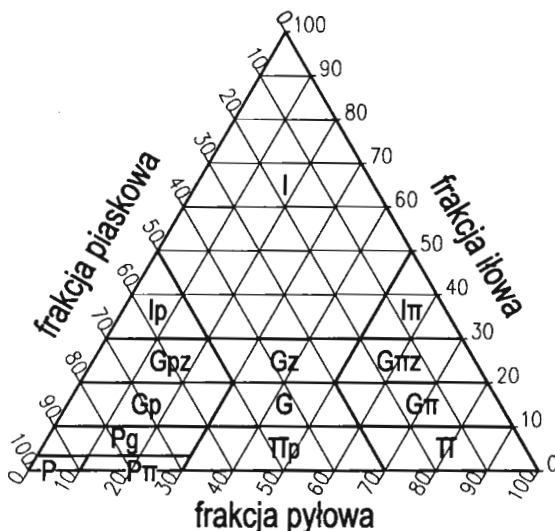
⁶ Współczynnik kształtu f_D u Terzagiego wynosi 1. Tylko w normach ZSRR, NRD i PRL uzyskuje on nadzwyczaj wysoką wartość $f_D = 1 + 1,5 \frac{B'}{L'}$ [2].

4. Porównanie ocen nośności q_f^{PN} i q_f^{EC7}

Nośność podłoża gruntowego q_f zależy od wartości parametrów geotechnicznych (ϕ , c , γ), od geometrii posadowienia (L/B , B , D) oraz od charakteru obciążenia (osiowe/mimośrodkowe, pionowe/ukośne).

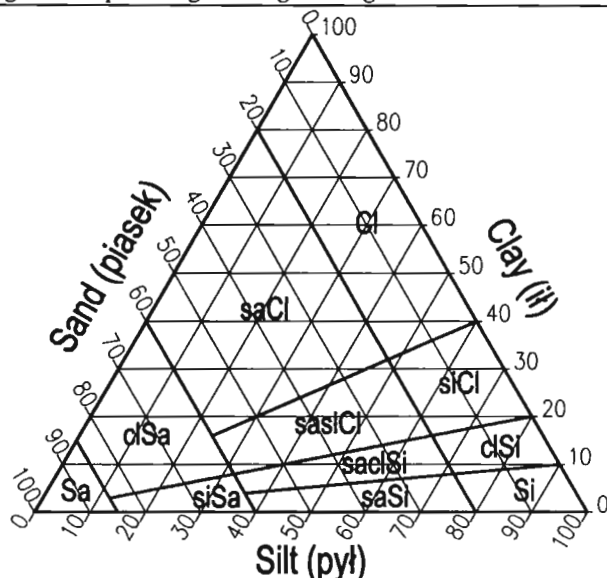
Z punktu widzenia niniejszej analizy interesują nas różnice w ocenie nośności podłoża gruntowego, ustalane według PN-81/B03020 (q_f^{PN}) i Eurokodu 7 (q_f^{EC7}), w zależności od różnych rodzajów gruntu. Innymi słowy interesuje nas, jak te oceny nośności zależą od wartości parametrów geotechnicznych. Ponieważ wartości ciężaru objętościowego gruntu γ mają mały wpływ na nośność podłoża gruntowego, zatem w tym miejscu zajmiemy się wyłącznie wpływem kąta tarcia wewnętrznego gruntu ϕ i spójności c na tę nośność.

Parametry geotechniczne gruntu powinny być ustalane oddzielnie dla każdego zadania geotechnicznego. Niekiedy jednak wartości te przyjmujemy z normy⁷, gdzie podane one są dla poszczególnych rodzajów gruntu (ze zróżnicowaniem od ich stanu).



Rys. 2. Trójkąt Fereta według PN-86/B-02480

⁷ Według PN-81/B03020 jest to metoda B ustalania parametrów geotechnicznych.

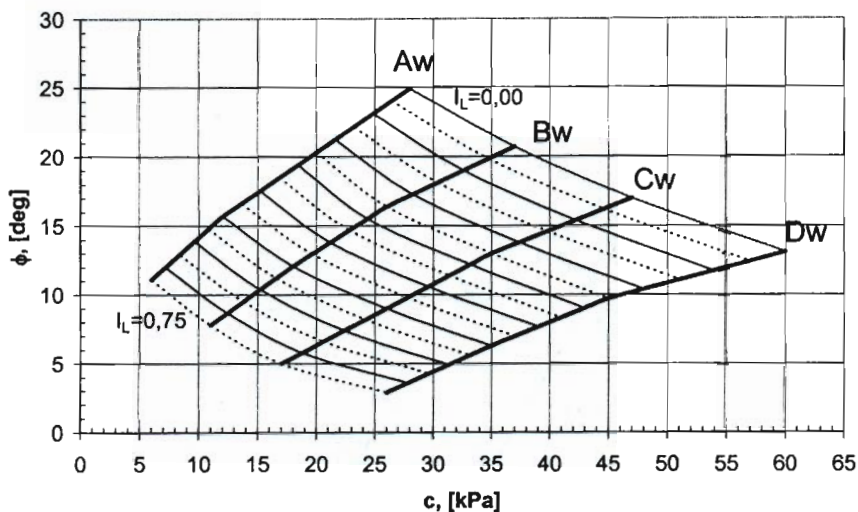


Rys. 3. Klasyfikacja gruntów według EN ISO 14688 na polskim trójkącie Fereta [8]

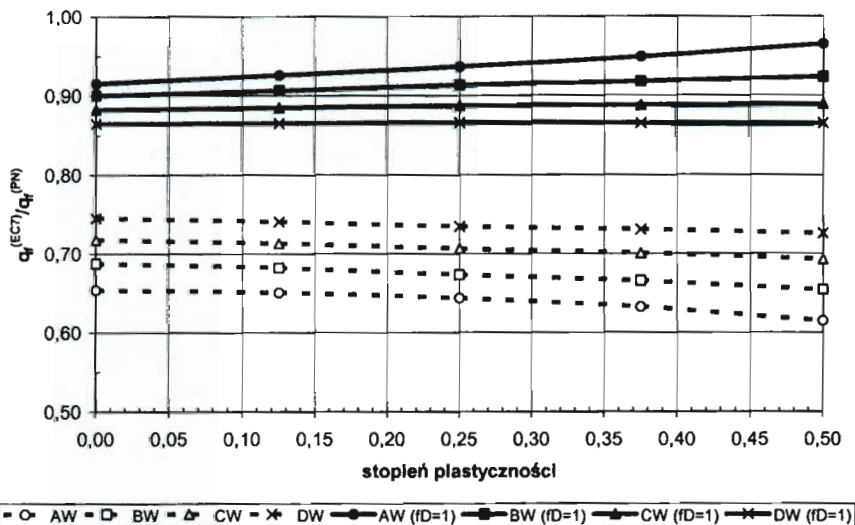
Rodzaj gruntu jest nazwą umownie przyjętą w zależności od składu uziarnienia tego gruntu. Umowa, co do rodzaju gruntu spoistego, stosowana w PN-81/B-03020, jest graficznie przedstawiona na diagramie zwanym trójkątem Fereta (rys. 2). Po wejściu Eurokodu 7, umowa ta zmieni swą postać (rys. 3).

Tak, więc po wejściu w życie Eurokodu 7 [10] będziemy określali nośność graniczną dla „innych” gruntów niż to czyniliśmy posługując się normą PN-8/B-03020.

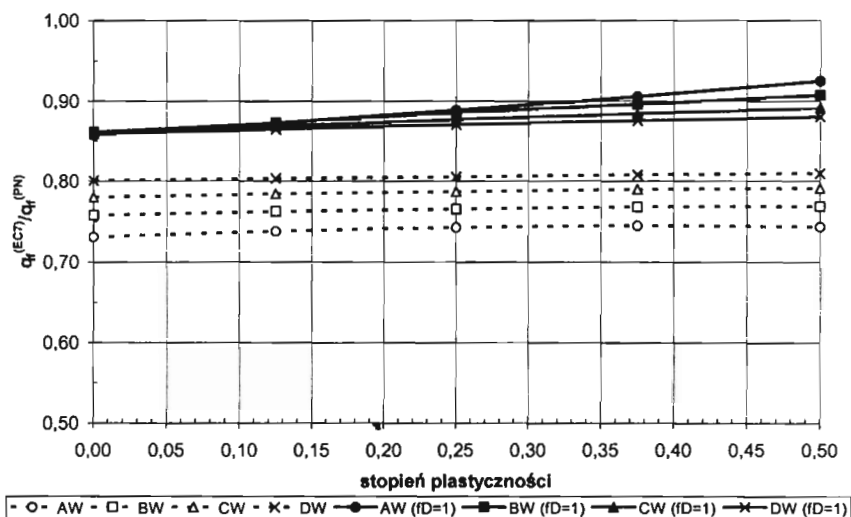
Natura i właściwości gruntu nie zależą od jego umownej nazwy. Określając przedział zmian wartości ϕ i c dla gruntów przedstawionych na trójkącie Fereta, uzyskujemy zakres tych zmian dla wszystkich gruntów spoistych (bez względu na ich nazwę). Na rysunku 4 pokazano pole wartości (c , ϕ) dla gruntów spoistych.



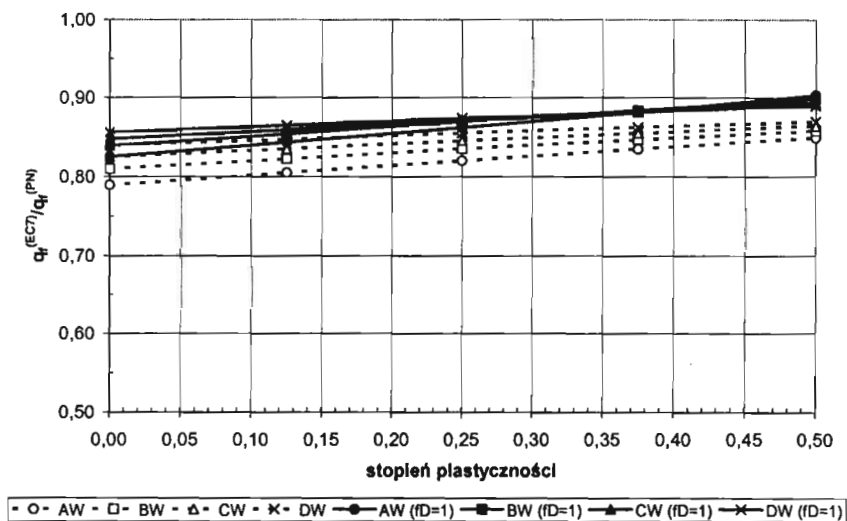
Rys. 4. Diagram wartości sprzężonych (c , ϕ)



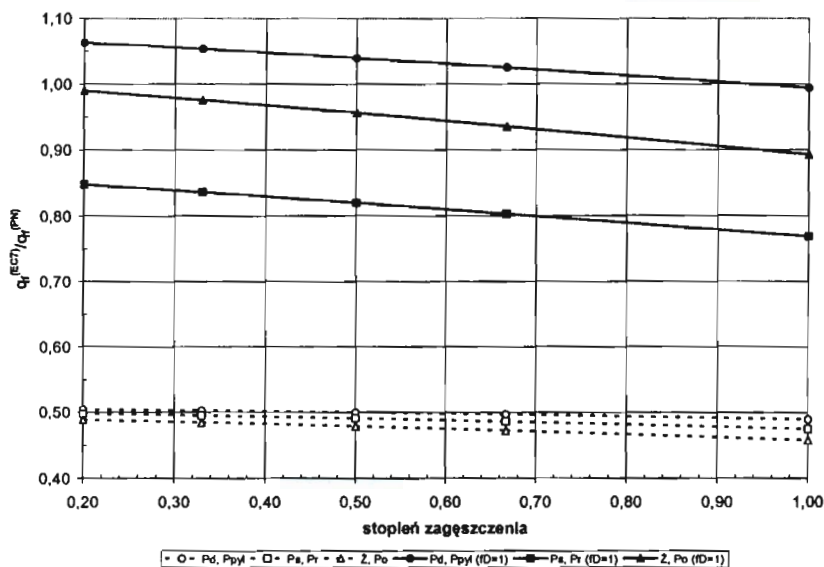
Rys. 5. Zależność q_f^* dla gruntów spoistych, gdy $\alpha = 1$



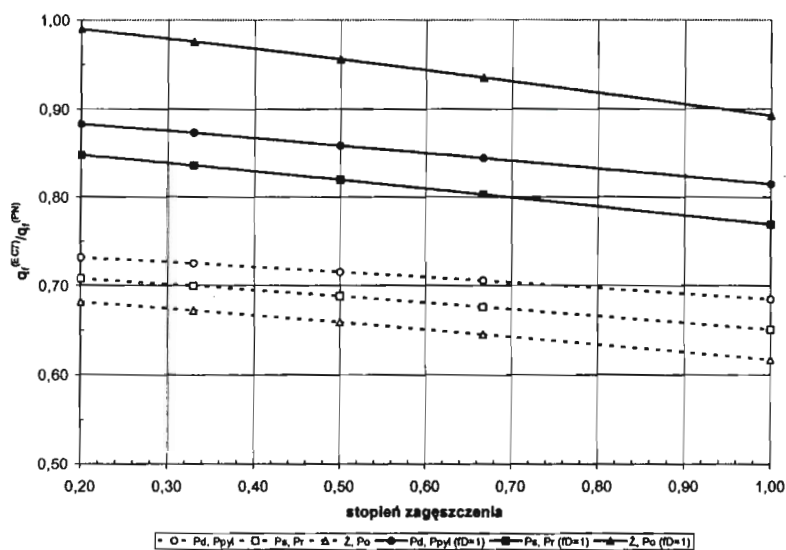
Rys. 6. Zależność q_f^* dla gruntów spoistych, gdy $\alpha = 2,5$



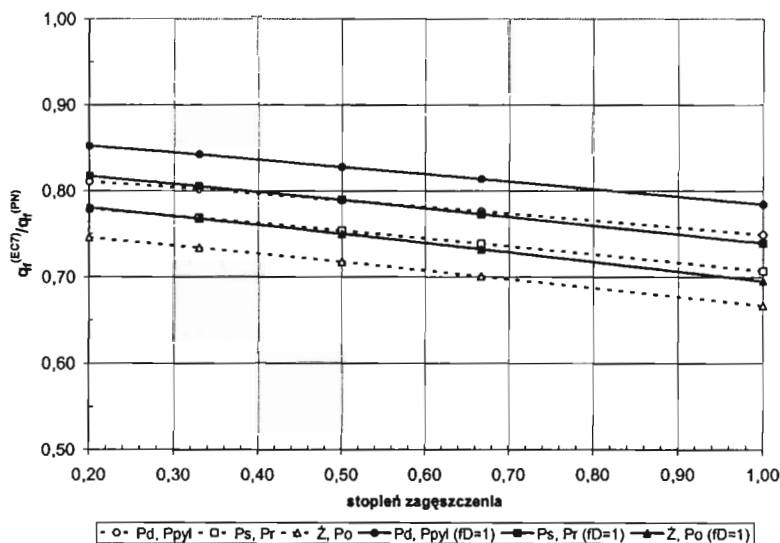
Rys. 7. Zależność q_f^* dla gruntów spoistych, gdy $\alpha = 10$



Rys. 8. Zależność q_f^* dla gruntów niespoistych, gdy $\alpha=1$



Rys. 9. Zależność q_f^* dla gruntów niespoistych, gdy $\alpha=2,5$



Rys. 10. Zależność q_f^* dla gruntów niespoistych, gdy $\alpha=10$

Dla każdej grupy gruntów spoistych (A_w , B_w , C_w , D_w)⁸ przeprowadzono po pięć analiz (odpowiednio dla gruntów, których stan charakteryzują wartości I_L wynoszące: 0,0; 0,125; 0,25; 0,375; 0,5). Podobnie dla gruntów niespoistych (P_d i P_π , P_r i P_s , $\dot{Z}$ i P_o) przeprowadzono również po pięć analiz (odpowiednio dla gruntów, dla których identyfikator stanu I_D przyjmował wartości: 0,20; 0,33; 0,50; 0,67; 1,00).

Otrzymane wyniki $q_f^* = \frac{q_f^{EC}}{q_f^{PN}}$ przedstawiono na rysunkach 5, 6, 7, 8, 9 oraz

10. Krzywe przedstawione liniami przerywanymi pokazują zależność q_f^* dla $f_D=1+1,5 \cdot \frac{B'}{L'}$, a liniami ciągłymi dla $f_D=1$.

⁸ Podział według Wiłuna: A_w to P_g , π_p , π ; B_w to G_p , G , G_π ; C_w to G_{pz} , G_z , $G_{\pi z}$; D_w to I_p , I , I_π .

Podsumowanie

Występująca w Eurokodzie 7 postać wzorów służących do obliczania nośności q_f^{EC7} , różni się od odpowiednich wzorów zawartych w PN-81/B03020. W przypadku zastosowania w PN-81/B-03020 współczynnika kształtu $f_D=1$, otrzymujemy porównywalne wartości ocen q_f , przy czym na ogół ocena według Eurokodu 7 jest ostrożniejsza ($q_f^{EC7} < q_f^{PN}$). Jedynie w przypadku Pd i $P\pi$, dla $\alpha = \frac{L}{B} = 1$, ocena ta jest odwrotna, tzn. $q_f^{EC7} > q_f^{PN}$ (rys. 8).

Różnice pomiędzy wartościami q_f^{PN} uzyskiwanymi dla $f_D=1$ i $f_D=1+1,5 \cdot \frac{B'}{L'}$ zmniejszają się wraz ze wzrostem wartości $\alpha = \frac{L}{B}$.

Warto też zauważyć, że praktyka ukształtowana przez normę PN-81/B-03020 (z uwagi na dopuszczenie metody B ustalania parametrów geotechnicznych) stanowi odstępstwo od idei statystycznego określania zapasu bezpieczeństwa. W efekcie doprowadziło to do metody, którą powinno nazywać się metodą częściowych współczynników bezpieczeństwa zamiast metodą probabilistyczną. Takie też nazewnictwo należy stosować do metody podawanej przez Eurokod 7 [10].

Literatura

- [1] Murzewski J.: *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*. Arkady, Warszawa, 1989
- [2] Pieczyrak J.: *Współczynniki kształtu uwzględniające wpływ przestrzennej pracy podłoża gruntowego na jego nośność graniczną*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo, z. 61, Gliwice, 1985, s. 103-108
- [3] Pieczyrak J.: *Rodzaje stanów granicznych i warunki obliczeniowe*. XX Jubileuszowa Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła-Ustroń, 1-4 marca 2005, tom I, s. 91-109
- [4] Sokołowski W.W.: *Statyka sypuczej sriedy*. Moskwa, 1960
- [5] Terzaghi K.: *Theoretical soil mechanics*. McGraw, New York, 1948

- [6] Terzaghi K., Peck R.B.: *Soil mechanics in Engineering Practice*. JOHN WILEY & SONS, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, 1967
- [7] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1987
- [8] Wysokiński L.: *Podstawy projektowania geotechnicznego*. XX Jubileuszowa Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła-Ustroń, 1- 4 marca 2005, tom I, s. 35-70
- [9] Polskie normy gruntowe:
 - a) PN-74/B-03020 *Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich* (ważna od 1.01.1976 do 31.12.1981 jako norma obowiązująca);
 - b) PN-81/B-03020 *Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. (ważna od 1.01.1982 jako norma obowiązująca);
- [10] Europejska norma gruntowa:
Eurokod 7 – EN 1997 „Projektowanie geotechniczne”, część 1 i 2.

ULTIMATE BEARING CAPACITY OF SUBSOIL ACCORDING TO POLISH STANDARD PN-81/B-03020 AND EUROCODE 7

Summary: A new document - Eurocode 7 will come into effect very soon. In the field of bearing capacity of subsoil the factors of bearing capacity, factors of shape and the way of expressing safety margin will be changed. In effect, the evaluation of bearing capacity of subsoil estimated in computational way will be changed. In the paper the differences between the evaluation of bearing capacity estimated according to the rule in Polish Standard PN-81/B-03020 and Eurocode 7 are presented. Cohesive and noncohesive soils with the parameters estimated with method B were analyzed in this paper. It is shown that for $f_D=1$, the differences between the evaluation of bearing capacity are insignificant, although in general the evaluation according to Eurocode 7 is more careful.

Adam Pinkowski¹, Kazimierz Gwizdała²

Analiza wpływu iniekcji pod podstawami pali wierconych

Streszczenie: Zastosowanie iniekcji cementowej pod podstawami pali wierconych ma istotny wpływ na redukcję ich osiadań oraz zwiększenie nośności. W referacie przedstawiono zakres badań oraz analizę wyników w odniesieniu do technologii według rozwiązania Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej. W tym celu przygotowano bazę „ZesPa” oraz zebrano znaczną liczbę danych dotyczących pali, warunków gruntowych, parametrów iniekcji oraz pracy pali na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych.

Wstęp

W ostatnich latach obserwowano bardzo intensywne stosowanie wielkośrednicowych pali wierconych w różnych rodzajach budownictwa. Pale te są szczególnie predysponowane do przenoszenia dużych obciążeń. Szeroką analizę współpracy pali wielkośrednicowych z podłożem gruntowym przedstawiono w pracy [1]. Powszechnie wiadomo, że w celu znaczącej mobilizacji oporu podstawy, muszą wystąpić osiadania rzędu 5% do 10% średnicy pala. Aby wyraźnie poprawić pracę wielkośrednicowych pali wierconych, stosuje się, między innymi, iniekcję cementową pod ich podstawami. Zastosowanie nowych technologii, polepszających właściwości podłoża pod podstawami pali, nie zostało liczbowo ujęte w PN-83/B-02482 [6].

¹ mgr inż., Politechnika Gdańska

² dr hab. inż., prof. PG, Politechnika Gdańska

Zastosowanie iniekcji pod podstawami pali było wielokrotnie sprawdzane w praktyce dla obiektów mostowych i silnie obciążonych budynków [2, 3, 4, 5]. Idea wzmocnienia pali oraz charakterystyka oceny ich nośności jest akceptowana również poprzez odpowiednie zapisy w normach europejskich [7, 8].

W Polsce, praktyczne zastosowanie pali wierconych z iniekcją pod podstawami, znacznie wyprzedziło analizy teoretyczne oraz zalecenia do obliczeń. Podstawą oceny nośności i osiadań są próbne obciążenia statyczne. Wyniki takich badań, prowadzonych w Katedrze Geotechniki Politechniki Gdańskiej (KG, PG), są podstawą do systematyki badań i ich analizy, a w przyszłości pomogą w ustaleniu wiarygodnej metody obliczeń.

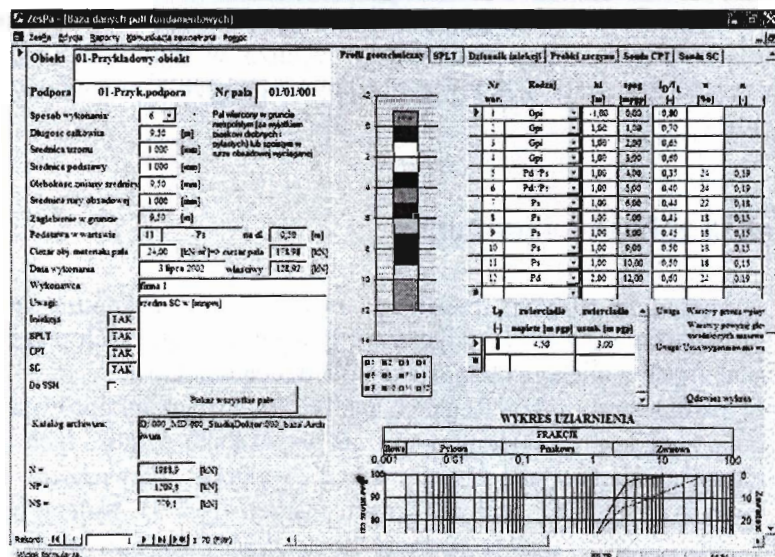
1. Opis bazy danych „ZesPa”

Dane, które należy gromadzić w bazie danych są następujące: geometrie pali, profile geotechniczne (z możliwością wprowadzenia krzywej przesiewu dla dowolnej warstwy), dzienniki iniekcji, wyniki badań wytrzymałościowych próbek iniektu, dzienniki próbnych obciążeń statycznych, dzienniki sondowań (np.: CPT i S.C.). Dla większej przejrzystości podczas korzystania z bazy, obok okienek do wprowadzania danych, tworzone są odpowiednie wykresy. Ponadto, w bazie znajdują się algorytmy umożliwiające komunikację z programami PalOs i NP89 (autorskie programy do obliczeń osiadań i nośności pali), co ułatwia analizę danych.

W formularzu głównym (rys. 1) przedstawiono dane opisujące konkretny pal fundamentowy. Znajdują się tu wszystkie podstawowe informacje, takie jak: lokalizacja pala, jego geometria, wykonawca, nośności wyznaczone programem NP89

W formularzu głównym stworzono również sześć kart z zakładkami. Dotyczą one odpowiednio: profilu geotechnicznego, przebiegu próbnego obciążenia, dziennika iniekcji, wyników badań wytrzymałościowych próbek zaczynu oraz wyników badania sondą CPT i SC. Przygotowano również wykresy, które mają obrazować wprowadzone wartości oraz ustrzec użytkownika od ewentualnymi błędami podczas ich wprowadzania.

W chwili obecnej, do bazy danych wprowadzono dzienniki iniekcji dla blisko 1000 pali, a dla ok. 70 z nich – wyniki przeprowadzanych próbnych obciążeń (SPLT – *Static Pile Load Test*). Dla większości pali (wszystkich z SPLT) wprowadzono profile geotechniczne. Wspomniane pale należą do następujących obiektów:



Rys. 1. Formularz główny bazy „ZesPa”

	Pale w bazie ZesPa		
	Łącznie	Z iniekcją	SPLT
01-Przykładowy obiekt	1	1	1
02-Autostrada A-2	9	9	5
03-WiaduktNadLiniaKolejowąStarogardGdański-Skórcz	32	32	0
04-Obwodnica Wolina	339	339	4
05-Most nad Wisłą w Kieźmarku - Droga krajowa nr 7	38	38	2
06-Droga Krajowa Nr 51 - Obwodnica Bardkowa	25	23	3
07-Most przez rzekę Paranaica w Szczecinie	44	44	17
08-Wiadukt węzła "Zakopińskiego" w Krakowie	26	26	0
09-Most przez Regalicę w Szczecinie	207	56	6
10-Most wantowy w ciągu ulicy Sucharskiego Gdańsk	4	4	3
11-Most wantowy w ciągu ulicy Sucharskiego Gdańsk - dojazd od ul	2	2	2
12-Most przez rzekę Brda Węzeł Zachodni w Bydgoszczy Etap1 2a	1	1	1
13-Most przez rzekę Brda Węzeł Zachodni w Bydgoszczy Etap1 3a	2	1	1
14-Eskada im. E Kwiatkowskiego w Gdyni	2	2	2
15-Most Siekierkowski w Warszawie	3	3	3
16-Wiadukt nad Walem Miedzeszyńskim (Obiekt M-E1)	2	1	2
17-Gdańsk Kokoski - wiadukt nad bocznica kolejową - baza CPN	2	2	2
18-Gdańsk - wiadukt nr 4A w ciągu drogi krajowej Nr6 (Obwodnica	1	1	1
19-Węzeł transportowy Elbląg-Wschód	103	103	11
20-Trasa Siekierkowski - Węzeł "Wał Miedzeszyński", Waidukt BE-	16	16	0
21-Autostrada A-2 most MA-207	40	23	0
22-Autostrada A-2 most MD-207 A	10	2	0
23-Autostrada A-2 most MA-173	53	45	3
24-Przeprawa zwoziona przez Szkarpawę	30	30	1
Suma całkowita	992	804	70

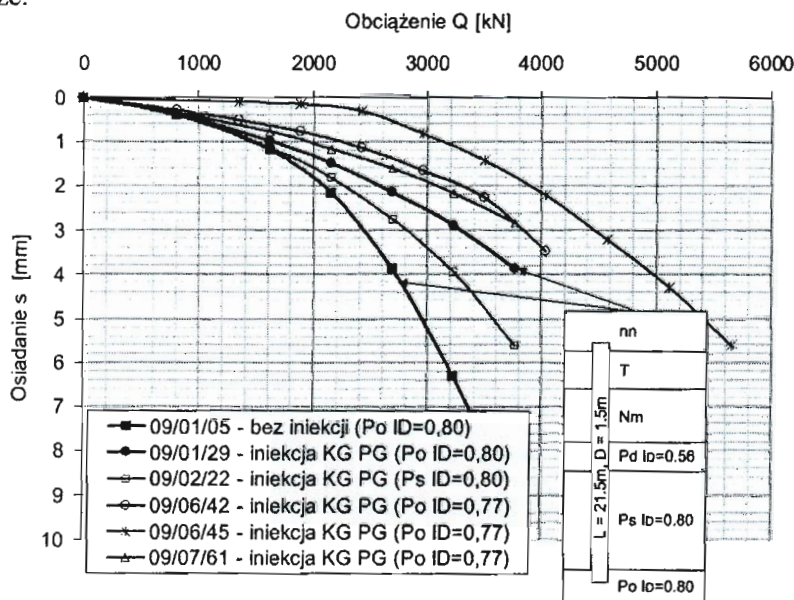
Rys. 2. Raport „Lista obiektów” z bazy „ZesPa”

Liczba obiektów w bazie jest znaczna. Wprowadzenie danych zajęło dużo czasu, ale dzięki temu ich opracowanie i analiza w ogromnym stopniu jest ułatwiona. Dane dotyczące kolejnych obiektów są obecnie przygotowywane do dalszej analizy.

2. Analiza zebranych danych

Do wyznaczenia wpływu iniekcji na nośność pali, najistotniejsze są pale poddane próbnym obciążeniom statycznym. Poniżej na wykresach przedstawiono krzywe osiadań pali z iniekcją i bez iniekcji dla trzech obiektów.

W przypadku mostu przez Regalicę analiza, polegająca na porównaniu pracy pali z iniekcją z palami bez iniekcji, wykazała wysoką skuteczność tych zabiegów. Na podstawie badania, pał bez iniekcji wykazał największe osiadanie w porównaniu z pracą kilku pali poddanych iniekcji (rys. 3). Należy tu zwrócić uwagę na pale numer 5 i 29 z podpory nr 1. Pracowały one w tych samych warunkach gruntowych, a osiadanie pala nr 29 (z iniekcją) było dwukrotnie mniejsze.



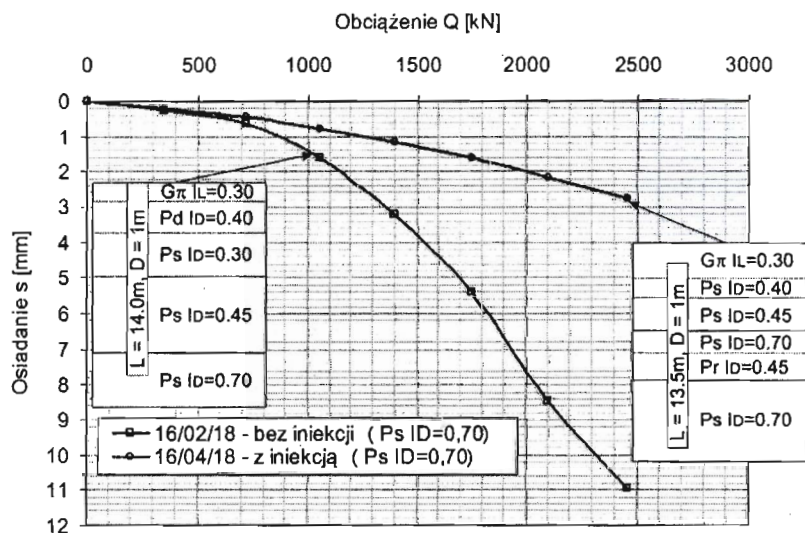
Rys. 3. Krzywe osiadania pali mostu przez Regalicę

Podobne badania wykonano na Trasie Siekierskiej (rys. 4) oraz na jednym z obiektów przy autostradzie A-2 (rys. 5). Również w tych przypadkach porównanie krzywych osiadań wykazało istotny wpływ iniekcji, z zastosowaniem metody Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej, na zwiększenie nośności i redukcję osiadań.

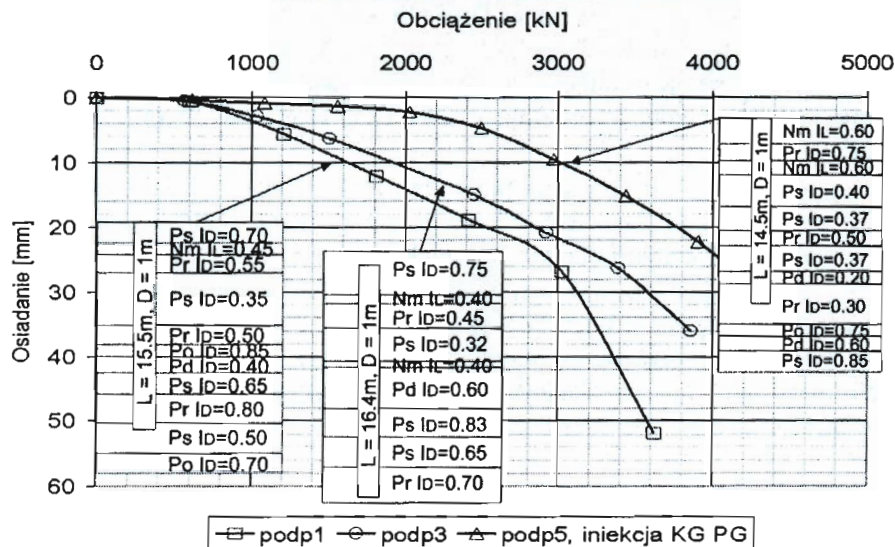
Aby określić, jaki wpływ na pracę pali ma iniekcja, należało przeprowadzić analizę wszystkich krzywych osiadania pali z iniekcją, poprzez ich porównanie z krzywymi teoretycznymi dla pali bez iniekcji.

W obecnej analizie wykorzystano metodę funkcji transformacyjnych oraz wcześniejsze wyniki badań, (patrz [1]).

Krzywe teoretyczne określono poprzez wykorzystanie funkcji transformacyjnych t - z określających zależność między obciążeniem i osiadaaniem pobocznic oraz q - z – dla podstawy.



Rys. 4. Krzywe osiadania pali Trasy Siekierskiej nad Wąłem Miedzeszyńskim



Rys. 5. Krzywe osiadania pali przy autostradzie A-2

Postaci funkcji transformacyjnych przyjęto jak dla pali wierconych [1]:

$$t(z) = t_{\max} \left(\frac{z}{z_v} \right)^{\alpha}, \text{ gdzie } z_v = 0,01D$$

$$q(z) = W X \cdot q_f \left(\frac{z}{z_f} \right)^{\beta}, \text{ gdzie } z_f = 0,05D$$

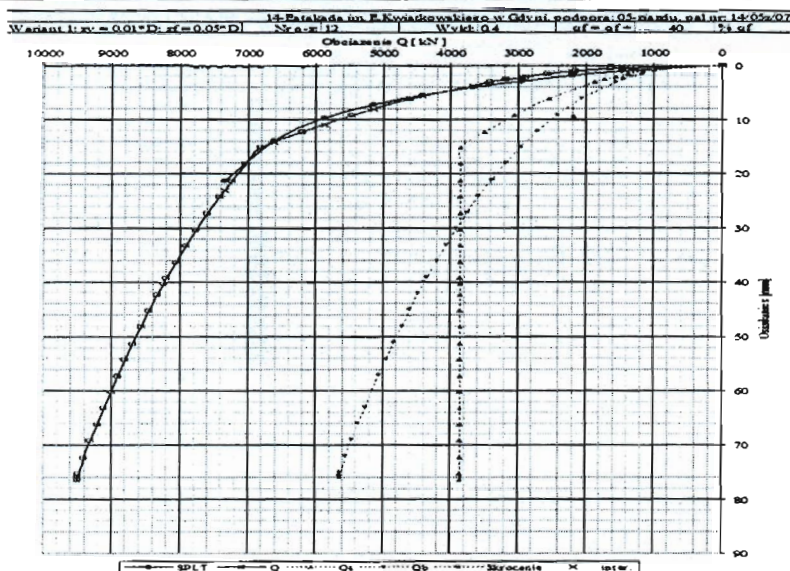
Rys. 6. Postaci funkcji transformacyjnych przyjętych do analizy

W pierwszej kolejności wyznaczono maksymalne opory jednostkowe wzdłuż pobocznicy oraz pod podstawami tych pali. Do tego celu wykorzystano program NP89.

Baza „ZesPa” została także wyposażona w narzędzie do eksportu danych do tego programu oraz importu wyników jego obliczeń. Dla ułatwienia obliczeń stworzono nowoczesny program do wyznaczania nośności pali fundamentowych – „Pale 2005”.

Kolejnym krokiem było wysłanie danych do programu „PalOs” i pobranie wyników jego pracy. Czynność tę wykonywano wielokrotnie dla każdego pala, za każdym razem zmieniając procentową wartość oporu jednostkowego WX pod podstawą oraz wykładnik β funkcji transformacyjnej osiadania podstawy (pogrubione na rys. 6). Celem tych iteracji było jak najlepsze dopasowanie krzywej analitycznej do krzywej rzeczywistej osiadania. Do porównania tych krzywych wykorzystano zależności osiadań rzeczywistych do interpolowanych osiadań teoretycznych dla obciążeń rzeczywistych; przy czym z analizy odrzucano osiadania o wartościach mniejszych niż 0,5mm.

219



Rys. 8. Wynik dopasowania krzywej osiadania teoretycznej do rzeczywistej dla pala 14/05z/07

Obiekt				Podpora		Nr pala	
14-Estakada im. E. Kwiatkowskiego w Gdyni				05-zjazd		14/05z/07	
Grunt	Sp.	ID/L	L[m]	D [mm]	Mcy.wyk.	Q _{pos} [kN]	S _{pos} [mm]
Pd	☐	0,85	15,00	1500	6	7350	21,22
wariant		Nr funkcji qz		WX [%]	β		
Wariant I: $z_v = 0,01 \cdot D$; $z_f = 0,05 \cdot D$		12		60	0,50		

Q [kN]	S _{obl} [mm]	S _{rze} [mm]	R=S _{obl} /S _{rze} [mm]
0	0,00	0,00	1,00
1470	0,62	1,09	0,57
2205	1,45	1,88	0,77
2940	2,66	2,91	0,91
3675	4,39	4,01	1,09
4410	6,26	5,41	1,16
5145	8,68	7,18	1,21
5880	11,47	9,61	1,19
6615	14,67	13,81	1,06
7350	22,35	21,22	1,05

Suma 10,02
R_w=Średnia 1,00
Standardowy 2%

Rys. 9. Współrzędne punktów krzywych osiadania teoretycznej i rzeczywistej dla pala 14/05z/07 (raport „ZesPa”)

Analizy takie wykonano dla wszystkich próbnie obciążanych pali z iniekcją, z bazy „ZesPa”.

Podsumowanie

1. Iniekcja cementowa pod podstawami wierconych pali wilekośrednicowych jest bardzo skutecznym sposobem poprawienia zależności obciążenie-osiadanie, dla pali posadowionych w gruntach niespoistych i spoistych.
2. Dotychczasowe analizy potwierdzają wzrost nośności pali oraz kilkukrotne zmniejszenie osiadań w zakresie obciążeń obliczeniowych.
3. Dalsze analizy będą zmierzały do ilościowej oceny uzyskiwanych efektów w zależności od rodzaju i stanu gruntu, warunków wykonania pali oraz stanu naprężenia w podłożu gruntowym.
4. Znacząca liczba fundamentów palowych zrealizowanych już w Polsce z zastosowaniem iniekcji cementowej pod podstawami pali wierconych oraz analiza wyników próbnych obciążeń statycznych, będzie podstawą do przedstawienia inżynierskich zaleceń projektowania tego rodzaju pali.

Literatura

- [1] Gwizdała K.: *Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej - Budownictwo Wodne, Nr 41, Gdańsk, 1996
- [2] Jarominiak A., Trojnar K., Folta L.: *Ocena skuteczności zastosowania pali z komorami iniekcijnymi w podporach mostu autostradowego przez Wisłę koło Torunia*, Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2000
- [3] Kłosiński B., Szymankiewicz Cz.: *Nośność pali wierconych z podstawami naprężanymi zastrzykami cementowymi*, Materiały XII Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczecin-Międzyzdroje, V.2000, s. 329-343
- [4] Tejchman A., Gwizdała K.: *Badanie nośności pali wielkośrednicowych pod pylonem mostu wawowego przez Martwą Wisłę w Gdańsku*, Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2000
- [5] Tejchman A., Gwizdała K.: *Zwiększanie nośności pali wierconych*, VLVII Konf. Nauk. KILiW PAN i KN PZITB „Krynica 2001”. Opole-Krynica, 16-21 września, 2001, t. 3, s. 299-306. RR 57365

- [6] PN-83/B-02482: *Nośność pali i fundamentów palowych*
- [7] PN-EN 1536: 2001: Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone
- [8] pr EN 1997 (2004). *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules*

THE ANALYSIS OF THE IMPACT OF BASE-GROUTING UNDER THE BORED PILES BASES

Summary: Application of base-grouting under the base of bored piles has a significant impact on the settlement reduction and bearing capacity increase of piles. In the paper the range of in situ tests and the analysis of the results regarding the base-grouting technology proposed by Geotechnical Department of Gdańsk Technical University are presented. In order to do that special "ZesPa" database with numerous data for piles, soil conditions, grouting parameters and the work of piles based on static load tests has been collated and organized.

Wojciech Sas¹, Alojzy Szymański², Anna Drożdż³

Modelowanie wtórnych odkształceń gruntów organicznych

Streszczenie: Ocenę zachowania się podłoża gruntowego obciążonego budowlą przeprowadza się wykorzystując bardziej lub mniej rozwinięte związki naprężenie – odkształcenie lub naprężenie-odkształcenie-czas. Problematyka ta nabiera szczególnego znaczenia w przypadku modelowania procesu odkształcenia gruntów organicznych, dla których znaczący udział w tym procesie stanowią wtórne odkształcenia szkieletu. Przeprowadzone w Katedrze Geoinżynierii SGGW w Warszawie badania dotyczące pełzania w aparacie trójosiowym w warunkach z odpływem wskazują, że przebieg wtórnych odkształceń i ich prędkość uzależnione są od wartości naprężenia średniego dewiatora oraz czasu. W artykule prezentowane są wyniki pełzania, statystyczna ocena ich wiarygodności oraz empiryczne zależności opisujące przebieg odkształceń, które są niezbędnymi parametrami w modelowaniu procesu konsolidacji gruntów organicznych.

Wstęp

Posadawianie budowli inżynierskich na słabych gruntach organicznych stwarza szczególne problemy wynikające z dużej ścisłości tych gruntów i małej ich wytrzymałości. Podczas obciążania podłoża organicznego budowlą obserwuje się znaczące jego odkształcenie, zarówno pionowe, jak i poziome. Ze względu na to, że porowatość gruntów organicznych mieści się w granicach od 50 do ponad 80%, to w czasie obciążenia i konsolidacji podłoża występują duże odkształcenia

¹ dr inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

² prof. dr hab. inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

³ mgr, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

rozwijające się w czasie. Rozwój procesu pełzania ściśle związanego z fazą odkształceń wtórnych w rezultacie może doprowadzić do spowolnienia osiadań podłoża i wzmocnienia podłoża lub przyspieszenia osiadań i osłabienia podłoża oraz uszkodzenia budowli. Wybór metody wznoszenia budowli na podłożu organicznym wymaga prognozy przebiegu odkształceń podłoża oraz rozproszenia w nim nadwyżki ciśnienia wody w porach [10].

Proces odkształceń gruntów organicznych zasadniczo składa się z dwóch etapów:

1. fazy odkształceń pierwotnych (początkowych i konsolidacyjnych),
2. fazy odkształceń wtórnych i trzeciorzędowych (pełzanie szkieletu).

Z uwagi na fakt, że grunty organiczne – w odróżnieniu od gruntów mineralnych – wykazują znacząco wyższe wartości odkształceń wtórnych, prognoza ich powinna być przeprowadzona poprawnie z uwzględnieniem związków empirycznych naprężenie-odkształcenie opracowanych dla danego rodzaju gruntu.

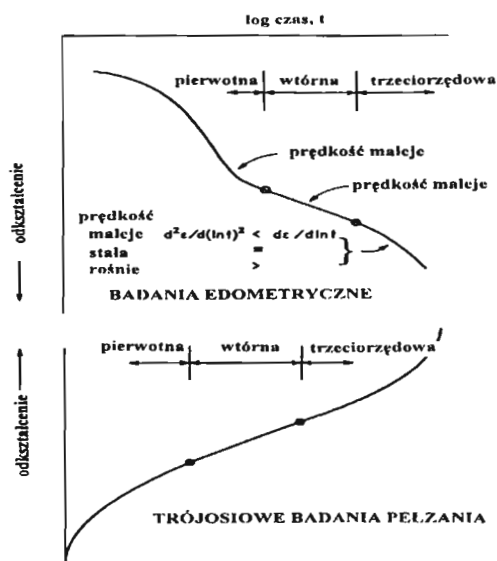
1. Charakterystyka przebiegu odkształceń wtórnych

Odształcenia wtórne [1; 4] są wynikiem pełzania szkieletu gruntowego pod wpływem naprężenia efektywnego. Zależą one od właściwości reologicznych gruntu i stanu naprężenia.

W obliczeniach odkształceń wtórnych, najczęściej stosowanym parametrem jest współczynnik wtórnej konsolidacji c_α . Wyznaczany on jest na podstawie długotrwałych edometrycznych badań typu IL. Parametr c_α określa się z nachylenia końcowego odcinka krzywej konsolidacji. W badaniach edometrycznych gruntów organicznych istotne jest wyznaczenie końcowej części krzywej konsolidacji z powodu występowania tzw. trzeciorzędowej ściśliwości, obserwowanej w badaniach laboratoryjnych, o długim czasie trwania [5; 4; 2; 3]. Trzeciorzędowa ściśliwość obserwowana jest jako zmiana krzywizny części krzywej konsolidacji, odnoszącej się do zjawiska długotrwałego pełzania szkieletu.

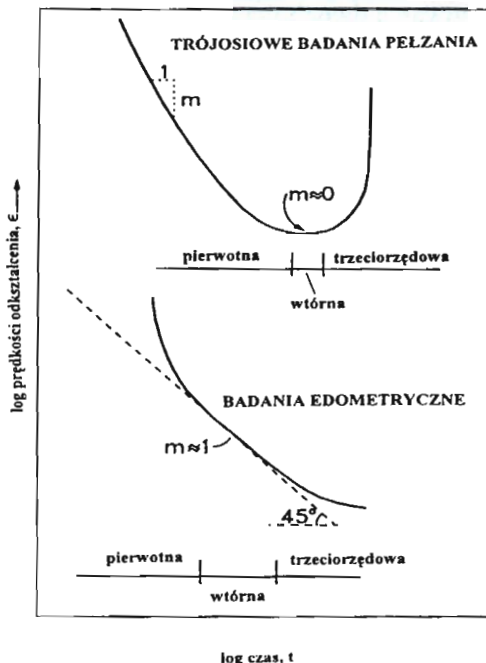
Po raz pierwszy zjawisko konsolidacji trzeciorzędowej podłoża organicznego obciążonego nasypami doświadczalnymi, stwierdzone na podstawie obserwacji terenowych osiadań, przedstawione zostało przez Candler'a i Chartress'a [1]. Wykazali oni, że istnieją dwie wyraźnie zróżnicowane fazy etapu pełzania: wtórna i, następująca po niej, trzeciorzędowa, każda o liniowym charakterze wykresu osiadań w logarytmicznej skali czasu. Badacze wskazali także, że w fazie trzeciorzędowej obserwuje się zwiększenie prędkości odkształcenia.

Zjawisko występowania dwóch faz odkształceń w procesie pełzania gruntu, tj. wtórnej i trzeciorzędowej obserwowano także w badaniach laboratoryjnych gruntów organicznych poddanych obciążeniu [5; 4; 2; 3]. Występowało ono zarówno podczas badań edometrycznych w warunkach jednoosiowego stanu odkształcenia, jak i w badaniach trójosiowych pełzania w długim okresie obserwacji. Zjawisko to w poszczególnych fazach: pierwotnej i wtórnej przebiega nieco inaczej w warunkach badań edometrycznych niż w trójosiowych badaniach pełzania [2], co przedstawione zostało na rysunku nr 1.



Rys. 1. Przebieg pierwotnej, wtórnej i trzeciorzędowej fazy odkształceń konsolidacyjnych w badaniach pełzania: edometrycznych i trójosiowych [4]

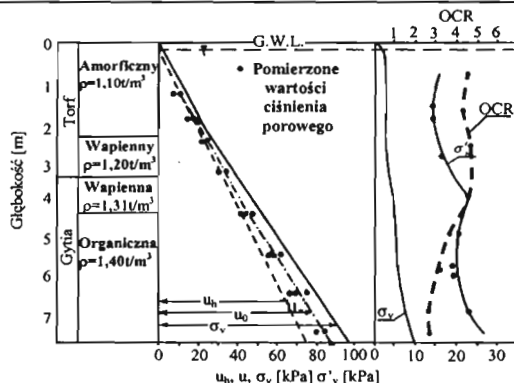
Różnice w wynikach badań edometrycznych i trójosiowych zaobserwować można na rysunku nr 2 przedstawiającym zależność prędkości odkształcenia od czasu. Nachylenie krzywej opisane zostało parametrem m . Standardowa liniowa zależność odkształcenie-logarytm czasu występuje przy parametrze $m = 1$ w skali logarytmicznej. Trzeciorzędowa faza krzywej występuje przy zmniejszającym się parametrze m po zakończeniu fazy wtórnej. Stwierdzenie to prowadzi do identyfikacji konsolidacji trzeciorzędowej, określanej przez zmniejszenie nachylenia krzywej i parametru m na wykresie zależności logarytmicznej prędkości odkształcenia i czasu.



Rys. 2. Przebieg pierwotnej, wtórnej i trzeciorzędowej fazy odkształceń konsolidacyjnych w badaniach pęznania: edometrycznych i trójosiowych [4]

2. Opis poligonu badawczego i zakres wykonanych badań

Terenowe i laboratoryjne badania odkształceń wykonane zostały na poligonie badawczym zlokalizowanym w północno-zachodnim rejonie Polski w dolinie rzeki Noteć. Podłoże stanowiły słabe grunty organiczne, tj. torfy o miąższości 3,1m, podścielone warstwą węglanowych gytii o miąższości 4,7m. Poniżej występuje warstwa piasków wykazująca ciśnienie artezyjskie u_a . Na skutek ciśnienia artezyjskiego oraz wysokiego poziomu wody gruntowej, składowa pionowa naprężenia efektywnego osiąga niskie wartości. Wartości naprężenia efektywnego oraz ciśnienia porowego zostały przedstawione na rysunku nr 3.



Rys. 3. Schemat budowy podłoża organicznego wraz ze stanem naprężenia efektywnego oraz ciśnienia wody w porach

Badania terenowe obejmowały obserwacje nasypu doświadczalnego wykonanego etapowo celem wzmocnienia podłoża słabonośnego.

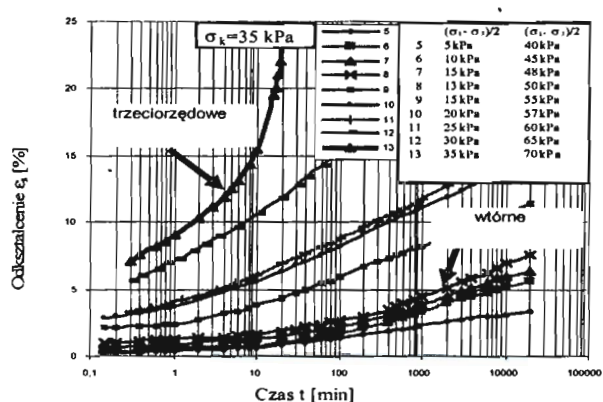
Badania edometryczne wykazały, że grunty organiczne w podłożu są prekonsolidowane o naprężeniu prekonsolidacji σ'_p wynoszącym 15 kPa dla torfu oraz 22 kPa dla gytii wapiennej [8].

Podczas wznoszenia nasypu metodą etapową, w trakcie pierwszego etapu pionowe naprężenie efektywne pozostawało poniżej wartości naprężenia prekonsolidacji, ale w trakcie etapu drugiego i trzeciego wartość ta została przekroczona.

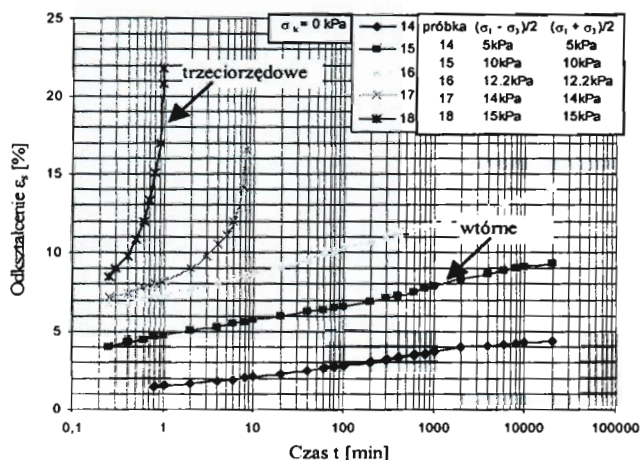
3. Wyniki badań

W celu wyjaśnienia przebiegu odkształceń wtórnych gruntów organicznych, przeprowadzono laboratoryjne badania pełzania na próbkach torfu i gytii pobranych z podłoża nasypu. Badania pełzania zostały wykonane w komorach trójosiowego ściskania w warunkach z odpływem. Wykonano po dwie serie badań: na próbkach nieskonsolidowanych oraz poddanych izotropowej konsolidacji przy naprężeniu konsolidacyjnym $\sigma_k=35$ kPa. Każda seria składała się kilku badań różniących się między sobą wielkością zadanego dewiatora naprężenia, stałego w trakcie przeprowadzania badania. Z badań otrzymano charakterystyki opisujące naprężenie-odkształcenie oraz naprężenie-prędkość odkształcenia, zależne od czasu. Przykładowe wyniki uzyskane z badań przedstawiono na

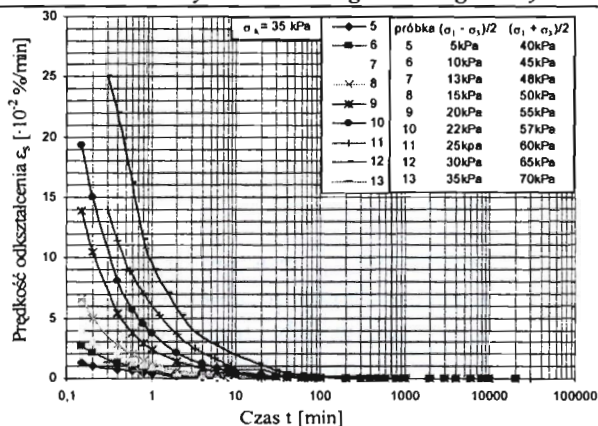
rysunkach obrazujących zależność odkształcenie od czasu dla torfu skonsolidowanego – rysunek nr 4 oraz gytyi bez konsolidacji – rysunek nr 5.



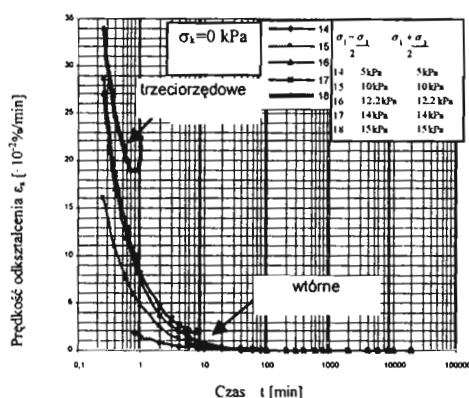
Rys. 4. Zależność odkształcenia od czasu dla skonsolidowanego torfu



Rys. 5. Zależność odkształcenia od czasu dla nieskonsolidowanej gytyi



Rys. 6. Zależność prędkości odkształcenia od czasu dla skonsolidowanego torfu



Rys. 7. Zależność prędkości odkształcenia od czasu dla nieskonsolidowanej gytii

Odształcenia wtórne są wynikiem długotrwałych odkształceń strukturalnych gruntu (pełzania). Ich prędkość zależy od właściwości reologicznych gruntu (lepkości); im większa jest lepkość strukturalna gruntu, tym proces pełzania szkieletu jest dłuższy. Wyniki badań wskazują, że prędkość odkształceń wtórnych zależy nie tylko od stanu naprężenia, ale także od czasu [6, 9]. Przykładowe

zależności prędkości odkształcenia $\dot{\epsilon}_s$ od stanu naprężenia i czasu dla torfu przedstawiono na rysunku nr 6 natomiast dla gytii na – rysunku nr 7.

4. Analiza wyników badań

Obserwacja procesu konsolidacji gruntów organicznych wskazuje na duże odkształcenia podłoża oraz nieliniowy przebieg charakterystyk je opisujących. W analizie procesu pełzania gruntów słabych niezbędne jest stosowanie związków empirycznych, opisujących nieliniową zależność odkształcenia od czasu i stanu naprężenia w gruncie. Charakterystyki zmian odkształcenia pionowego posłużyły do wyznaczenia zależności opisujących zmianę odkształcenia ϵ_s od efektywnego naprężenia średniego p' i czasu t .

Podczas opracowywania postaci proponowanych zależności wykorzystano metodę analizy regresji wielokrotnej. Polega ona na wyznaczaniu związków funkcyjnych między kilkoma badanymi cechami i określeniu istotności tychże związków [7].

Dla zapewnienia porównywalności miar zgodności poszczególnych punktów pomiarowych wykorzystano miary względne w postaci:

- odchylenia względnego,
- maksymalnego odchylenia względnego (MRD),
- średniego kwadratowego odchylenia względnego (MSRD).

Przy opracowaniu powyższych zależności przyjęto funkcję potęgową:

Zależność odkształcenia i prędkości odkształcenia przedstawiono w postaci:

$$\epsilon_s = \alpha_0 \cdot p'^{\alpha_1} \cdot t^{\alpha_2} \quad (1)$$

gdzie: $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ – współczynniki empiryczne,

p' – efektywne naprężenie średnie,

t – czas.

Uzyskane zależności różnią się jedynie wartościami współczynników empirycznych uzyskanymi dla torfu i gytii w warunkach bez konsolidacji oraz po konsolidacji. Wynoszą one: $\alpha_0 = 0,024$, $\alpha_1 = 1,30$ i $\alpha_2 = 0,07$ dla skonsolidowanej gytii.

Wnioski

Obserwacje procesu konsolidacji gruntów organicznych wykazują duże wartości odkształceń oraz nieliniowy charakter zależności opisujących ich przebieg. Wobec powyższego, projektowanie, budowa i utrzymanie budowli na gruntach organicznych wymaga właściwego prognozowania odkształceń podłoża gruntowego. Metody takiej prognozy powinny uwzględniać zmiany właściwości ośrodka podczas procesu konsolidacji pod obciążeniem budowlą poprzez właściwe modelowanie związków odkształcenie-napężenie.

Przeprowadzone badania laboratoryjne odkształceń na próbkach torfu i gytii pobranych z podłoża nasypu doświadczalnego pozwoliły na wyznaczenie empirycznych związków konstytutywnych opisujących zmiany odkształceń wtórnych.

Zaproponowane zależności mogą być stosowane do prognozy przebiegu odkształceń obciążonego podłoża organicznego zbudowanego z torfu i gytii.

Należy także zaznaczyć, że prędkość odkształcenia w trakcie fazy pełzania może zwiększać lub zmniejszać się i zależna jest od wartości dewiatora naprężenia. W efekcie wzrost prędkości odkształcenia może doprowadzić do zniszczenia budowli oraz utraty stateczności podłoża.

Literatura

- [1] Candler C.J., Chärtress F.R.D.: *Settlement measurement and analysis of three trial embankments on soft peaty ground*. Baltic Conference, Tallin, 1988
- [2] Den Haan E.J.: *One-dimensional behaviour. Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*. Balkema, Rotterdam, 1994, 131-143
- [3] Den Haan E.J.: *One-dimensional behaviour. A compression model for non-brittle soft clays and peat*. Geotechnique, 1996
- [4] Den Haan E.J., Edil E.J.: *Secondary and tertiary compression of peat. Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*. Balkema, Rotterdam, 1994, 49-61
- [5] Edil T.B., Dhowian A.W.: *Analysis of long term compression of peats*. Geot. Eng. South. Asian Soc. of soil Eng, 10; 2., 1979, 159-178
- [6] Sas W.: *Modelowanie odkształceń gruntów organicznych z uwzględnieniem zmian właściwości ośrodka*. Rozprawa doktorska–SGGW. Warszawa, 2001

- [7] Szymanski A., Lechowicz Z., Drozd A., Sas W.: *Geotechnical characteristics determining consolidation in organic soils*. Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, vol. 2 1b: Laboratory testing (II): Strength, Large Deformation and Hydraulic Properties, 2005, 603-606
- [8] Szymanski A., Sas W., Drozd A., Malinowska E.: *Field and laboratory experience with the construction of embankments on organic soils*. Proc. of the Conf. on Problematic soils, Cypr vol. 2, 2005, 747-755
- [9] Szymański A., Sas W.: *Deformation characteristics of organic soils*. Ann. of Warsaw Agricult. Univ. – Land Recl. 32, 2001, 117-126
- [10] Wolski W., Szymański A., Mirecki J., Lechowicz Z., Larsson R., Hartlen J., Garbulewski K. & Bergdahl U.: *Two staged-constructed embankments on organic soils*. Swedish Geotechnical Institute, Report 32, Linköping, 1988

SECONDARY COMPRESSION IN ORGANIC SOILS

Summary: Construction of embankments on soft organic soils gives rise to special problems. The most obvious ones are large deformations that may occur during and after the construction period, both vertically and horizontally. The settlements often appear quickly but may also continue for very long time periods due to secondary compression. In this paper the results of laboratory tests of peat and calcareous soil samples to explain the secondary compression are presented. Based on analysis of laboratory test results the calculation procedure for secondary compression in organic soils is proposed.

Piotr E. Srokosz¹

Wykorzystanie elementarnego algorytmu genetycznego do oceny stateczności zboczy

Streszczenie: W referacie przedstawiono schemat prostego algorytmu genetycznego, który wykorzystano do poszukiwania parametrów równania opisującego kształt i pozycję krytycznej powierzchni poślizgu. Wszystkie procedury obliczeniowe umieszczono w systemie programów komputerowych, za pomocą którego wyznaczono minimalną wartość współczynnika bezpieczeństwa dla przykładowego zbocza z gruntu spoistego. Wyniki analiz porównano z obliczeniami wykonanymi metodą pasków Bishopa oraz Metodą Elementów Skończonych.

Wprowadzenie

Problem wyznaczania współczynnika stateczności skarp i zboczy stanowi obszerny rozdział w historii mechaniki gruntów i jest jednym z fundamentalnych zagadnień podejmowanych przez niezliczonych badaczy. Istnieje wiele różnorodnych indywidualnych oraz kompleksowych rozwiązań dotyczących wyznaczania krytycznych powierzchni poślizgu i minimalnych wartości współczynników stateczności zboczy, a także praktycznych metod projektowania skarp, takich na przykład, jak: prosta metoda pasków z kołowymi lub dowolnymi powierzchniami poślizgu; probabilistyczne metody analizy stateczności (El-Ramly et al. [4]) i projektowania skarp (Li, Lumb [8]); Metoda Elementów Skończonych z zastosowaniem idei powierzchni reakcji (np. F.S. Wong) lub też z zastosowaniem metod optymalizacji (Chen, Shao [3]); metody analizy

¹ dr inż., Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie

Z:

$$C = -P((y_p - y_c)\sin\beta + (x_c - x_p)\cos\beta) - M_s, \quad (6)$$

gdy punkt przyłożenia obciążenia skupionego $P(x_p, y_p)$ (rys. 1) nie leży w środku układu odniesienia (XY).

Z równań (3,4) wynika formuła wyznaczania współczynnika stateczności F :

$$F = \text{Extr}_{x_0, x_c, y_c} \frac{\int_{x_0}^{x_n} A dx}{\int_{x_0}^{x_n} B dx + C} \quad (7)$$

Pełny algorytm wyznaczania współczynnika stateczności metodą wariacyjną zakodowano w języku Pascal w formie programu SKARPA.EXE.

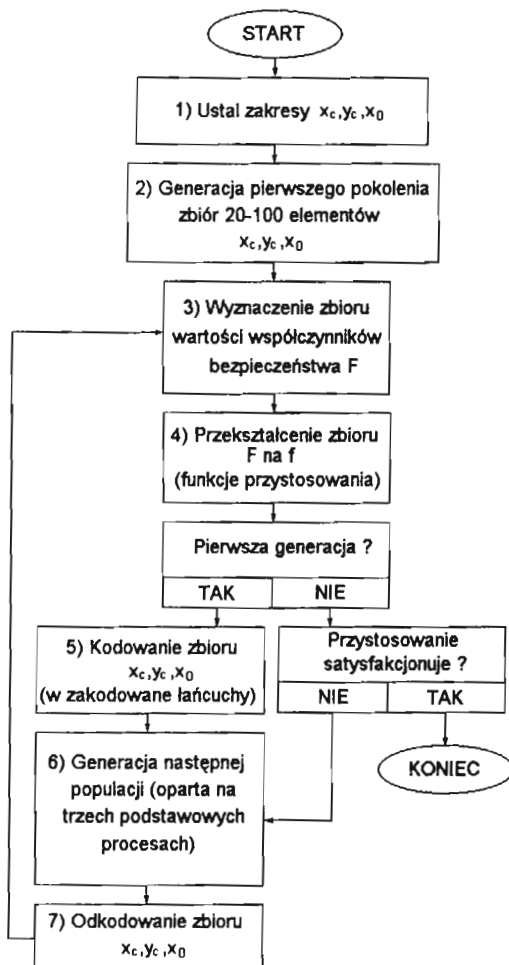
2. Zastosowanie prostego algorytmu genetycznego

Aby przeprowadzić kompletną analizę stateczności zbocza (znajdując globalne $F_{\min}$) przy użyciu analizy wariacyjnej należy przeprowadzić wiele obliczeń metodą prób i błędów. Z powyższego powodu oraz ze względu na fakt, iż mamy do czynienia z wieloparametrowym procesem optymalizacyjnym, przedstawiany problem nadaje się do przetestowania elementarnym algorytmem genetycznym w celu wyznaczenia „najbardziej krytycznej” powierzchni poślizgu, przez identyfikację najniekorzystniejszych wartości wszystkich szukanych parametrów. Struktura zastosowanego algorytmu genetycznego opiera się na propozycji Goldberga-Hollanda (Goldberg [6]) i jest przedstawiona na rysunku 2.

Główne bloki algorytmu genetycznego można przedstawić schematycznie w poniższej postaci :

- 1) określenie granic wartości x_c, y_c, x_0 : zakresy wartości szukanych parametrów określone są „manualnie” (wymaga to doświadczenia użytkownika) lub wyznaczane numerycznie; zakres jest zawsze zgodny z geometrią zbocza;

- 2) generacja pierwszego pokolenia: pierwszy zbiór x_o, y_o, x_o (około 20-100 wieloparametrowych elementów) tworzony jest generatorem liczb losowych z uwzględnieniem założonych zakresów i dokładności;
- 3) obliczenie zbioru wartości współczynników stateczności: każdy wieloparametrowy element ma przyporządkowaną jedną wartość F ;
- 4) wyznaczenie zbioru wartości funkcji przystosowania: zbiór wartości F jest przekształcany w zbiór funkcji przystosowania $\bar{f}$, a potem skalowany (aby zapobiec przedwczesnym zbieżnościom);
- 5) zakodowanie zbioru wieloparametrowych elementów: kodowanie rzeczywistych wartości w dozwolonych zakresach na łańcuchach bitów.
Binarna metoda kodowania satysfakcjonuje regułę minimalnego alfabetu w zakodowanym słowie, co gwarantuje największą liczbę możliwości wygenerowania różnych jednostek (jednostka-zakodowany zbiór parametrów, wieloparametrowy element). Trzy binarne reprezentacje x_o, y_o, x_o są połączone w jeden łańcuch bitów, tzn. jednostkę (chromosom).
- 6) generacja następnej populacji: tworzenie nowego zbioru zakodowanych łańcuchów przy użyciu trzech operacji:
 - 1) selekcji: wybór łańcuchów z wysokimi wartościami funkcji przystosowania (np. przy użyciu metod z rachunku prawdopodobieństwa);
 - 2) krzyżowania: tworzenie nowego łańcucha (potomstwa) przez jedno- lub wielopunktowe krzyżowanie dwóch wybranych łańcuchów (rodziców) z założonym prawdopodobieństwem;
 - 3) mutacji: odwracanie wartości przypadkowych bitów (jedno- lub wielopunktowo) w przypadkowo wybranym łańcuchu potomstwa (z założonym prawdopodobieństwem).



Rys. 2. Elementarny algorytm genetyczny.

7) dekodowanie zbioru: odkodowanie informacji z łańcuchów przez pocięcie ich na trzy części (biorąc pod uwagę pozycję i liczbę bitów reprezentujących każdy rzeczywisty parametr w łańcuchu) i zamianę ich na wartość rzeczywistą.

Algorytm genetyczny przedstawiony na rysunku 2 zakodowano w językach Pascal oraz Fortran77 jako programy GENETIC.EXE i GA.EXE.

Obliczenia metodą prób i błędów na konkretnym przykładzie wykazały niewielką istotność startowej wartości F ; przyjęto stałą wartość początkową F (2.0) i nie włączono jej do zbioru kodowanych parametrów.

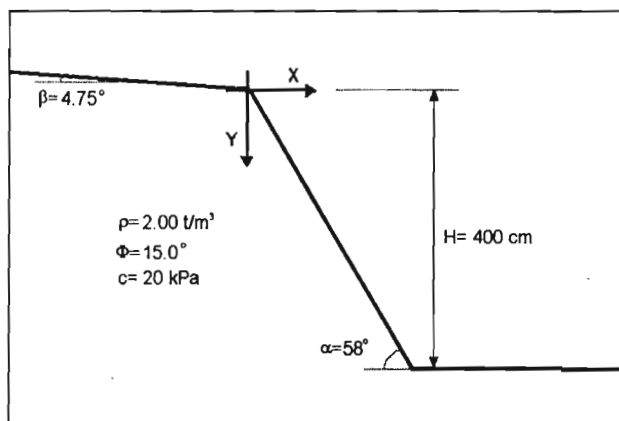
Algorytm genetyczny przetestowano na prostym przykładzie zbocza z jednorodnej gliny (rys. 3). Parametry obliczeń zestawiono w tabeli 1, a zakresy poszukiwanych parametrów w tabeli 2.

Tabela 1. Parametry pracy algorytmu genetycznego

Rozmiar populacji	Długość chromosomu	Prawdopodob. krzyżowania	Prawdopodob. mutacji	Maks. iteracji	Punkty krzyżowania
100	31	0,8	0,005	15	1

Tabela 2. Parametry kodowania

Numer parametru	Wartość minimalna	Wartość maksymalna	Liczba bitów	Adres w chromosomie	Opis
1	-350	-10	9	1	x_0 [cm]
2	10	600	10	10	x_c [cm]
3	-3000	100	12	20	y_c [cm]



Rys. 3. Przykład obliczeniowy.

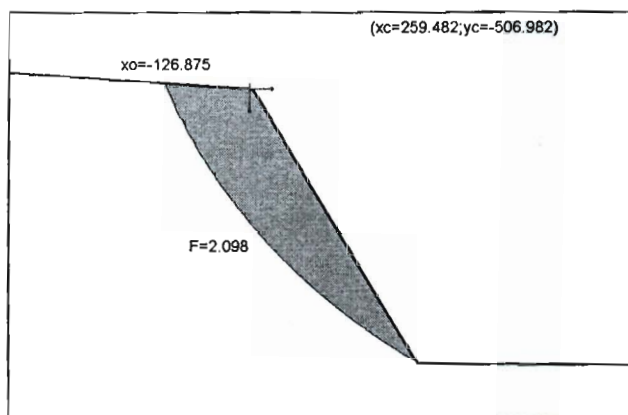
W każdej iteracji tworzony jest zbiór 100 jednostek (rozmiar populacji = 100, tab. 1), każda jednostka ma długość 31 bitów (długość chromosomu = 31) i zawiera 3 zakodowane parametry (tab. 2). Prawdopodobieństwo wystąpienia krzyżowania dwóch jednostek („rodziców”) wybranych metodą losowania według

reszt jest równe 0,8, biorąc pod uwagę 1 punkt krzyżowania i prawdopodobieństwo mutacji podczas kopiowania równe 0,005.

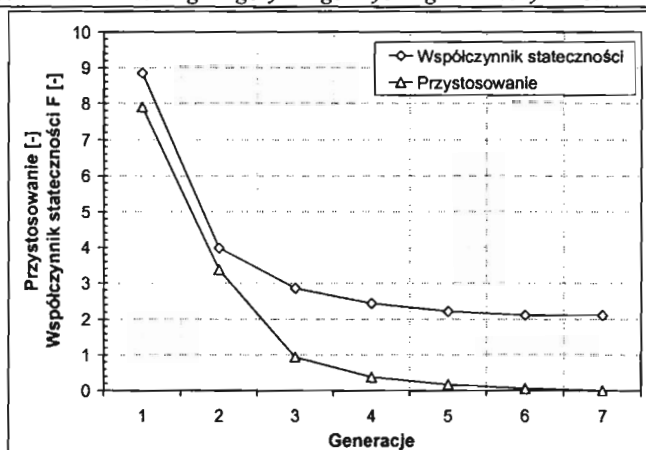
3. Wyniki obliczeń

W celu dokonania bezpośrednich porównań uzyskanych wyników z wynikami obliczeń innymi powszechnie stosowanymi metodami, zbrocze sprawdzono metodą pasków Bishopa i MES. Ponieważ SKARPA.EXE posiada wbudowany kod uproszczonej metody Bishopa, wykorzystano ten program powtórnie do obliczeń rozwiązując analizowane zadanie. W rezultacie uzyskano minimalną wartość $F_{min} = 1,81$.

Obliczenia MES przeprowadzono przy użyciu programu PLAXIS v. 6.3. W obliczeniach przyjęto sprężysto-plastyczny model z kryterium Coulomba-Mohra. Wszystkie parametry geometryczne i materiałowe we wszystkich obliczeniach pozostawiono bez zmian. Uzyskana wartość współczynnika bezpieczeństwa wyniosła $F_{min} = 1,76$.



Rys. 4. Krytyczna linia poślizgu znaleziona przez algorytm genetyczny



Rys. 5. Wartości funkcji przystosowania i współczynnika stateczności w kolejnych pokoleniach

Porównanie wyników obliczeń wykazuje różnice w wartościach współczynnika stateczności (tab. 3), ale biorąc pod uwagę fakt, iż wszystkie trzy metody oparte są na trzech różnych teoriach, rozrzut wyników nie jest taki duży.

Tabela 3. Porównanie wyników obliczeń różnymi metodami

Metoda	Wariacyjna	Bishopa	MES
F_{min}	2,10	1,81	1,76
%	100,0	86,2	83,8

Wnioski

Przedstawiona metoda wyznaczania stateczności skarp i zboczy, oparta na rachunku wariacyjnym, jest jedną z wielu znanych, lecz rzadko stosowanych w praktyce geotechnicznej metod. Zastosowanie jej do analizy stateczności skarp i zboczy zbudowanych z gruntów spoistych, przy liniowym prawie Coulomba, znacznie upraszcza rozwiązanie (np. nie ma potrzeby wyznaczania drugiej niewiadomej: funkcji $\sigma(x)$).

Zastosowanie metody prób i błędów pozwala na znalezienie globalnego minimum wielkim nakładem pracy, zastosowanie algorytmu genetycznego pozwala natomiast znacznie zmniejszyć liczbę obliczeń, jakkolwiek jest to zależne od definicji funkcji przystosowania.

Znalezione rozwiązanie za pomocą algorytmu genetycznego jest często bardzo bliskie globalnemu minimum, ale taka sytuacja rzadko pomaga algorytmowi optymalizującemu osiągnąć najlepszy wynik.

Literatura

- [1] Baker R., Garber M.: *Variational approach to slope stability*, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Tokyo, 1977, p. 2-12
- [2] Chen W.F., Liu X.L.: *Limit analysis in soil mechanics*, Developments in geotechnical engineering, No. 52, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam-Oxford-New York-Tokyo, 1990
- [3] Chen Z.-Y., Shao C.-M.: *Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis*, Canadian Geotechnical Journal, 25, 1988, p. 735-748
- [4] El-Ramly H., Morgenstern N.R., Cruden D.M.: *Probabilistic slope stability analysis for practice*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, p. 665-683.
- [5] Glazer Z.: *Mechanika Gruntów*, Wydawnictwa Geologiczne, 1985
- [6] Goldberg D.: „*Algorytmy genetyczne i ich zastosowania*”, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1995
- [7] Izbicki, R.: *Estimation of post-failure slope movements*, Bulletin of the Polish Academy of Sciences, vol. 32, no 7-8, 1984, p. 395-401.
- [8] Li K.S., Lumb P.: *Probabilistic design of slopes*, Canadian Geotechnical Journal, 24, 1987, p. 520-535.

APPLICATION OF SIMPLE GENETIC ALGORITHM TO SLOPE STABILITY EVALUATION

Summary: This paper presents a scheme of simple genetic algorithm for estimation the parameters of the equation describing position and shape of the critical slip surface. All calculation procedures were applied in a system of computer applications, which was used to evaluate the minimum value of safety factor for an example of slope with cohesive soil. The results of analyses were compared with the calculations based on Bishop's slices method and Finite Element Method.

Maria Jolanta Sulewska¹

Neuronowa predykcja wskaźnika zagęszczenia na podstawie badań lekką sondą dynamiczną

Streszczenie: Celem pracy jest zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do analizy zależności między wskaźnikiem I_s i stopniem zagęszczenia I_D gruntów niespoistych. Opracowana zależność można służyć do predykcji wartości wskaźnika zagęszczenia głębszych warstw nasypów (poniżej 0,5÷0,6m p.p.t.) na podstawie stopnia zagęszczenia, określonego *in situ* przy użyciu lekkiej sondy dynamicznej.

1. Zależność między wskaźnikiem i stopniem zagęszczenia gruntów

Wskaźnik zagęszczenia I_s jest miernikiem jakości zagęszczenia warstw gruntowych wszelkiego typu inżynierskich budowli ziemnych.

Podstawową i najbardziej miarodajną metodą oceny wskaźnika zagęszczenia jest oznaczanie bezpośrednie na podstawie wzoru (1) [7], które, niestety, jest pracochłonne i powoduje znaczne wydłużenie technologicznego procesu wznoszenia budowli. Wyraża się ono wzorem:

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}} \quad (1)$$

gdzie: ρ_d – gęstość objętościowa szkieletu gruntowego w badanej warstwie podłoża,

¹ dr inż., Politechnika Białostocka

ρ_{ds} – maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego, określona w laboratorium metodą normalną Proctora [5].

Badaniem prostym i szybkim jest natomiast badanie polowe przy użyciu lekkiej sondy dynamicznej DPL [6], która przewidziana jest do oznaczania stopnia zagęszczenia I_D gruntów niespoistych na podstawie równania:

$$I_{Dpol} = I_D = 0,429 \log N_{10} + 0,071 \quad (2)$$

gdzie: N_{10} – liczba uderzeń obciążnika na 10cm wpędu końcówki sondy.

W poszukiwaniu sposobu szybkiego badania wskaźnika zagęszczenia zaczęto stosować metodę sondowania dynamicznego (bez bieżących badań parametrów: w , ρ), wykorzystując w tym celu teoretyczną zależność (4) między wskaźnikiem I_s a stopniem zagęszczenia I_D [4]:

$$I_s = \frac{W_o}{\alpha [1 + I_D (W_o - 1)]} \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{\rho_{ds}}{\rho_{d \max}} \quad (4)$$

$$W_o = \frac{\rho_{d \min}}{\rho_{d \max}} \quad (5)$$

gdzie $\rho_{d \max}$ – maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego, określona w laboratorium metodą wibracyjną;

$\rho_{d \min}$ – minimalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego [5].

2. Cel pracy

Celem pracy jest ustalenie za pomocą sztucznych sieci neuronowych miarodajnej zależności między wskaźnikiem zagęszczenia I_s a stopniem zagęszczenia I_D , określonym za pomocą lekkiej sondy dynamicznej: $I_{spol} = f(I_{Dpol})$.

W tym celu przeprowadzono interpretację wyników badań gruntów niespoistych na głębokości od 0,5÷0,6m do 1,0÷2,4m poniżej poziomu terenu. Pod uwagę wzięto fakt, że wyniki badania lekką sondą dynamiczną są miarodajne dopiero poniżej głębokości krytycznej $t_c = 0,6m$ [6]. Nie analizowano natomiast wyników badań warstw przypowierzchniowych (na głębokości od 0 do 0,6m p.p.t.); taka interpretacja będzie przedmiotem dalszych analiz.

3. Wyniki badań terenowych

Badania wykonano w 10 węzłach badawczych na rodzimych gruntach niespoistych, pochodzenia fluwiogłacjalnego zlodowacenia środkowopolskiego (piaskach pylastych, drobnych i średnich), zdeponowanych w okolicach miasta Białystok.

Sondowania w węzłach badawczych wykonano po okręgu o średnicy ok. 2m, w odległości ok. 1m jedno od drugiego. Wewnątrz okręgu dokonano wiercenia badawczego. W każdym węźle badawczym przeprowadzono 4÷6 sondowań lekką sondą dynamiczną. Na podstawie wartości N_{10} określono stopień zagęszczenia według równania (2) i oznaczono go I_{Dpol} oraz obliczono wartość wskaźnika zagęszczenia zgodnie z równaniem (3) (za I_D wstawiając I_{Dpol}), którą oznaczono jako I_{spol} . Wartości parametrów geotechnicznych zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry geotechniczne badanych gruntów

Rodzaj gruntu	Licz. przyp.	N_{10}	I_{Dpol}	I_{spol}	α	W_o	w [%]	U
Pπ	87	5÷29	0,371÷ 0,698	0,826÷ 0,971	0,939÷ 1,039	0,742÷ 0,799	3,0÷ 19,2	1,86÷ 4,80
P$_d$	307	1÷29	0,071÷ 0,698	0,788÷ 0,987	0,933÷ 1,085	0,770÷ 0,841	1,6÷ 8,5	1,25÷ 2,30
P$_s$	94	7÷30	0,434÷ 0,705	0,893÷ 1,004	0,911÷ 1,034	0,827÷ 0,846	1,7÷ 3,0	1,40÷ 3,53
Zbiór 1	488	5÷30	0,071÷ 0,705	0,788÷ 1,004	0,911÷ 1,034	0,742÷ 0,846	1,6÷ 19,2	1,25÷ 4,80

4. Statystyczna analiza wyników

Wstępną ocenę współzależności badanych zmiennych można przeprowadzić na podstawie macierzy korelacji Pearsona (tabela 2).

Na podstawie współczynników korelacji można stwierdzić, że między parametrami zagęszczenia I_{slab} oraz I_{spol} istnieje słaba zależność liniowa. Statystyczną analizę wyników opisano w pracy [8], gdzie stwierdzono, że ustalony regresyjny model zależności $I_{spol} = 0,815 + 0,199I_{Dpol}$ wyjaśnił tylko ok. 21% obserwowanej zmienności, przy współczynniku korelacji $r = 0,460$.

Metodą statystyczną nie uzyskano więc precyzyjnego modelu regresji liniowej między parametrami zagęszczenia, określonymi na podstawie wyników badań lekką sondą dynamiczną DPL.

W związku z tym, podjęto próbę wykorzystania sztucznych sieci neuronowych do budowy modelu, który będzie można wykorzystać przy odbiorach jakości zagęszczenia robót ziemnych za pomocą sondy DPL.

Tabela 2. Macierz korelacji liniowej Pearsona dla wszystkich gruntów

Zmienna	N_{10}	I_{Dpol}	I_{spol}	α	W_o	w	U
N_{10}	1,00						
I_{Dpol}	0,92	1,00					
I_{spol}	0,43	0,46	1,00				
α	0,07	0,04	-0,82	1,00			
W_o	0,35	0,28	0,38	0,03	1,00		
w	-0,11	-0,06	-0,34	0,16	-0,62	1,00	
U	0,22	0,16	0,01	0,05	0,02	0,17	1,00

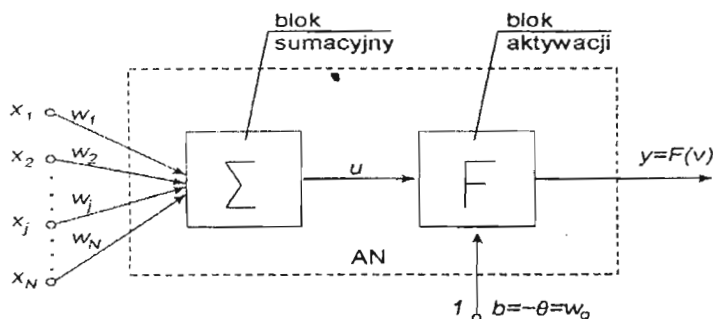
5. Sztuczne sieci neuronowe

Sztuczne sieci neuronowe (SSN) są nowoczesnym narzędziem informatycznym, umożliwiającym modelowanie złożonych i wielowymiarowych zjawisk w bardzo wielu dziedzinach życia [1, 2, 10, 11]. Sztuczne sieci neuronowe stanowią podejście alternatywne do metod statystycznych i, w przypadku wielu problemów, wykazały większą użyteczność niż tradycyjne metody modelowania regresyjnego.

Sieci neuronowe przeprowadzają obliczenia na zasadzie równoległej pracy zespołu pojedynczych neuronów. Sztuczny neuron działa jak specyficzny przetwornik sygnałów.

Model sztucznego neuronu przedstawiono na rysunku 1 [10], gdzie:

$x = \{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ – wektor wejścia; $w = \{w_1, w_2, \dots, w_N\}$ – wektor wag synaptycznych; N – liczba zmiennych wejściowych; $b = -\theta = w_0$ – próg (bias), θ – wartość progowa; $v = u + b = \sum_{j=1}^N w_j x_j - \theta = \sum_{j=0}^N w_j x_j$ – potencjał sieci neuronowej; $F(v)$ – funkcja aktywacji neuronu.



Rys. 1. Model sztucznego neuronu

Praca neuronów w sieci została opisana w sposób następujący [1, 3]:

- do każdego neuronu dociera wiele sygnałów wejściowych x_i ,
- każde wejście związane jest z wagą w_i , przez którą mnożony jest sygnał wejściowy,
- sygnał jest dalej przekazywany w formie: wzmocnionej – gdy $w_i > 1$, osłabionej – gdy $w_i < 1$, przeciwnej do sygnałów z innych wejść – gdy $w_i < 0$, a gdy $w_i = 0$ – brak jest połączenia między neuronami,
- po przemnożeniu przez wagi, sygnały są sumowane w neuronie, czyli obliczana jest ważona suma wejść, od której odejmowana jest wartość progowa; suma tak przetworzonych sygnałów nazywa się *łącznym pobudzeniem neuronu* lub *potencjałem aktywacji* (*potencjałem postsynaptycznym neuronu PSP*);
- sygnał łącznego pobudzenia neuronu następnie przekształcany jest przez funkcję aktywacji neuronu (funkcję przejścia) w sygnał wyjściowy neuronu.

Sztuczne neurony połączone na zasadzie „każdy z każdym” tworzą strukturę, składającą się z warstw: wejściowej, ukrytej (lub ukrytych) i wyjściowej.

Do analizy zagadnień regresyjnych rozważanych w pracy zastosowano perceptron wielowarstwowy MLP.

Perceptrony wielowarstwowe MLP są to sieci jednokierunkowe, o kierunku przepływu sygnałów od wejścia do wyjścia. Składają się one z następujących warstw:

- wejściowej (o funkcji PSP – liniowej, funkcji aktywacji – liniowej),
- jednej lub kilku warstw ukrytych (o funkcji PSP – liniowej, funkcji aktywacji – nieliniowej: logistycznej lub hiperbolicznej),
- wyjściowej (o funkcji PSP – liniowej, funkcji aktywacji – liniowej lub nieliniowej).

6. Optymalizacja architektury zastosowanej sieci neuronowej

Jednokierunkowe sieci wielowarstwowe MLP optymalizowano ze względu na: liczbę zmiennych wejściowych, liczbę warstw ukrytych (1÷2 warstwy), liczbę neuronów w warstwach ukrytych oraz metodę uczenia.

Analizy przeprowadzono korzystając z programu komputerowego STATISTICA Sieci Neuronowe [9].

W tym celu na wstępie utworzono zbiór zawierający pięć wybranych, najlepszych sztucznych sieci neuronowych. Przy wstępnym tworzeniu sieci przyjęto następujące założenia początkowe:

- neurony w warstwach ukrytych: o funkcji PSP – liniowej i o funkcji aktywacji – hiperbolicznej, neuron w warstwie wyjściowej: o funkcji PSP – liniowej i o funkcji aktywacji – liniowej,
- zmienną nominalną poddano konwersji typu „jeden z N”, zmienne numeryczne poddano konwersji typu „Minimax” w przedziale [0; 1],
- zbiór przypadków został losowo podzielony na podzbiory: uczący (o liczebności $L = 244$), walidacyjny ($W = 122$) i testujący ($T = 122$),
- kryterium zatrzymania procesu uczenia była minimalizacja błędów RMS walidacji,
- zastosowano metodę uczenia: BP – wsteczna propagacja błędów (100 epok, przy szybkości uczenia równej 0,01 i bezwładności równej 0,3) oraz douczanie metodą CG – gradienty sprzężone (przy zadanej liczbie epok równej 500).

Jakość sieci oceniano na podstawie następujących mierników:

- a) minimalnego błędu pierwiastkowego średniokwadratowego:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (d_i - y_i)^2} \quad (6)$$

gdzie: d_i – rzeczywiste wartości wyjściowe;

y_i – odpowiadające im wartości obliczone za pomocą sieci;

N – liczebność zbioru;

b) minimalnego średniego błędu bezwzględnego,

c) minimalnego ilorazu odchylenia standardowego błędów predykcji i odchylenia standardowego rzeczywistych wartości zmiennej objaśnianej,

d) maksymalnego współczynnika korelacji pomiędzy rzeczywistymi i obliczonymi przez model wartościami zmiennej objaśnianej.

Wstępnie utworzony zbiór sieci neuronowych posłużył do badań optymalizacyjnych [3], opisanych poniżej.

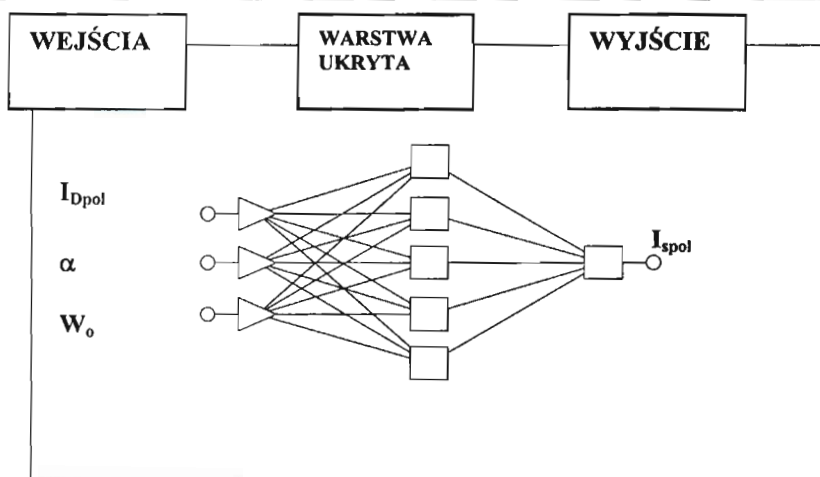
Dobór zmiennych wejściowych przeprowadzono za pomocą analizy wrażliwości modelu na każdą ze zmiennych wejściowych: Rodz.gr., N_{I0} , I_{Dpol} , a , W_o , U . W analizie wrażliwości rozpatrywano iloraz błędu RMS (zbioru walidacyjnego), wyznaczonego przy nieuwzględnieniu rozpatrywanej zmiennej wejściowej do błędu bazowego, otrzymanego z użyciem wszystkich zmiennych.

Na podstawie analizy wrażliwości można stwierdzić, że ani rodzaj gruntu ani wskaźnik jednorodności uziarnienia U nie mają wpływu na sprawność sieci (zmienne te zostały pominięte w najlepszych modelach), a bardziej przydatną zmienną niż N_{I0} jest zmienna I_{Dpol} . Stwierdzono więc, że najlepszy jest następujący model: $I_{spol} = f(I_{Dpol}, \alpha, W_o)$.

Liczbę warstw ukrytych oraz liczbę neuronów w tych warstwach ustalono na podstawie analizy jakości wielu różnych sieci. Ustalono, że optymalną architekturę ma sieć o strukturze 3-5-1, którą przedstawiono na rysunku 2.

Najlepszą metodą uczenia okazała metoda Quasi-Newtona (przy 1019 epokach), a następnie metoda Levenberga-Marquardta (przy 490 epokach).

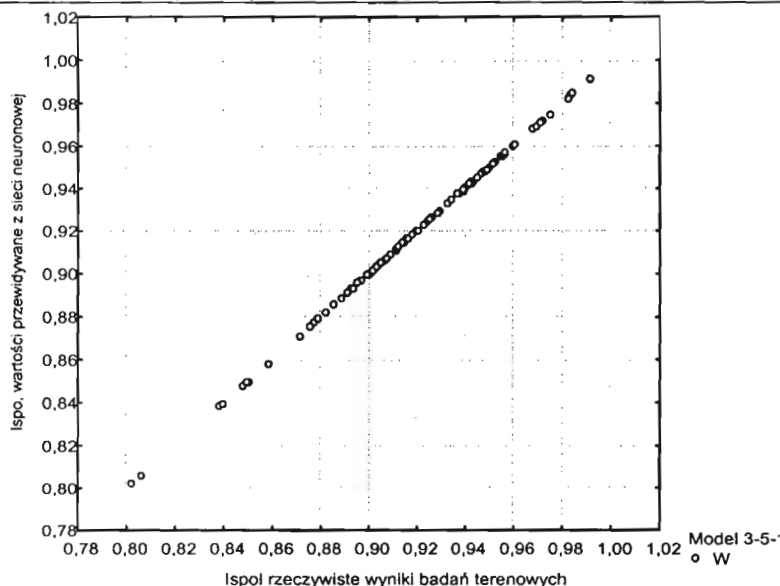
W tabeli 3 zamieszczono parametry oceny wybranego modelu neuronowego 3-5-1 (QN) w zbiorze analizowanych danych (Zbiór 1), a na rysunku 3. zamieszczono wykres zgodności wyników sieci 3-5-1 z wzorcem.



Rys. 2. Schemat sieci neuronowej o architekturze 3-5-1

Tabela 3. Parametry wybranego modelu 3-5-1 (QN) w Zbiorze 1 i w Zbiorze 2

Miernik jakości sieci	Zbiór 1			Zbiór 2
	uczący	walidacyjny	testowy	
Błąd RMS	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002
Średni błąd bezwzględny	0,00002	0,00002	0,00002	0,0003
Iloraz odchyłeń	0,0008	0,0010	0,0010	0,0073
Współczynnik korelacji	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000



Rys. 3. Porównanie wartości I_{spol} uzyskanych z badań terenowych oraz wartości I_{spol} identyfikowanych przez najlepszą sieć neuronową 3-5-1 w Zbiorze 1 (w podzbiorze walidacyjnym)

7. Eksploatacja zbudowanej sieci

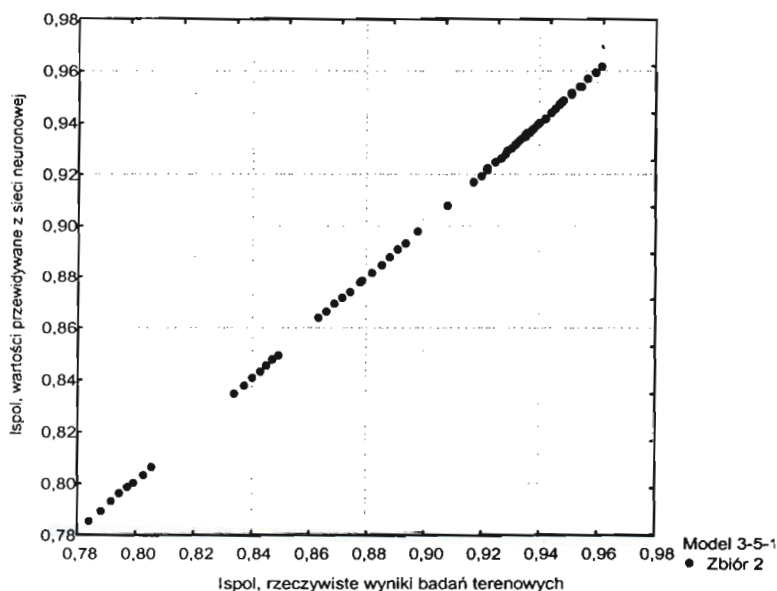
Skuteczność wybranej sieci przetestowano na nowym zbiorze danych pochodzących z badań terenowych, przeprowadzonych w sposób podobny do opisanego w punkcie 3. Parametry geotechniczne badanych gruntów podano w tabeli 4.

Tabela 4. Parametry geotechniczne badanych gruntów

Rodzaj gruntu	Liczba przyp.	N_{10}	I_{Dpol}	I_{spol}	α	W_o	w [%]	U
Zbiór 2: P_n P_d, P_s, P_r	192	6÷23	0,405 ±0,655	0,916 ±0,960	0,958 ±1,123	0,778 ±0,868	2,67 ±12,14	1,35 ±1,52

Wynik analizy jakości predykcji sieci w nowym Zbiorze 2 podano w tabeli 3. Można tam zauważyć, że sieć neuronowa 3-5-1 o dobrej jakości, bardzo dokładnie

przewiduje wartości poszukiwanej zmiennej w zbiorze nowych danych. Ilustruje to także rysunek 5.



Rys. 5. Porównanie wartości I_{spol} uzyskanych z badań terenowych oraz wartości I_{spol} identyfikowanych przez sieć neuronową 3-5-1 w Zbiorze 2

8. Wnioski

1. Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych umożliwiło znalezienie niejawnej zależności pomiędzy parametrami zagęszczenia gruntów niespoistych: wartościami I_{Dpol} (oznaczonymi lekką sondą dynamiczną) oraz wartościami I_{spol} (określonymi na podstawie wzoru teoretycznego).
2. Ustalona zależność charakteryzowała się wysoką jakością predykcyjną.
3. Wybraną sieć neuronową zastosowano do predykcji wskaźnika zagęszczenia w nowym zbiorze danych i otrzymano bardzo dokładne przewidywania szukanej zmiennej.
4. Opracowaną sieć neuronową modelującą zależność $I_{spol} = f(I_{Dpol}, \alpha, W_o)$ można wykorzystać w praktyce budowlanej do wyznaczania wskaźnika zagęszczenia gruntów niespoistych, na podstawie wartości stopnia zagęszczenia I_{Dpol} , określonego za pomocą lekkiej sondy dynamicznej (poniżej głębokości 0,6m p.p.t.).

Literatura

- [1] Korbicz J., Obuchowicz A., Uciński D.: *Sztuczne sieci neuronowe. Podstawy i zastosowania*. Akademicka Oficyna Wydawnicza PLJ, Warszawa, 1994
- [2] Lefik M., Gawin D.: *Identyfikacja natężenia źródeł ciepła i masy w dojrzewającym betonie przy pomocy sztucznych sieci neuronowych*. XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Krynica, 2001, tom 2, s. 357-364
- [3] Obuchowicz A.: *Optymalizacja architektury sieci neuronowych*. Rozdz. 10 w: *Biocybernetyka i inżynieria biomedyczna 2000*, tom 6: *Sieci neuronowe*. Red. tomu: Duch W., Korbicz J., Rutkowski L., Tadeusiewicz R., Akademicka Oficyna Wydawnicza Exit, Warszawa, 2000
- [4] Pisarczyk S.: *Zależność między wskaźnikiem zagęszczenia i stopniem zagęszczenia gruntów niespoistych*. Inżynieria i Budownictwo, 5/1975, s. 213-216
- [5] PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*
- [6] PN-B-04452: 2002 *Geotechnika. Badania polowe*
- [7] PN-S-02205: 1998 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*
- [8] Sulewska M.J.: *Modelowanie statystyczne w ocenie zagęszczenia gruntów niespoistych*. 51 Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Krynica, 2005, tom 4, s. 57-64
- [9] Tadeusiewicz R., Lula P.: *Sieci neuronowe. Materiały kursowe*. StatSoft Polska, Kraków, 2003
- [10] Urbański P.: *Ocena zużycia technicznego wybranej grupy budynków mieszkalnych za pomocą sieci neuronowych*. Rozprawa doktorska. Politechnika Zielonogórska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Sanitarnej, Zielona Góra, 2001
- [11] Waszczyszyn Z.: *Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych w inżynierii lądowej*. XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Krynica, 1995, tom 9: *Mat. pokonferencyjne*, s. 251- 288

NEURAL PREDICTION FOR DEGREE OF COMPACTION ON THE BASIS OF LIGHT DYNAMIC PROBING TEST

Summary: The aim of the study is the application of neural networks to analyse the dependency between the degree of compaction I_s and the density index I_D for non-cohesive soils. The worked out dependency can be used for prediction the value of the degree of compaction of lower layers in embankments (lower than 0.5÷0.6m under terrain surface) on the basis of the density index which is determined in situ using the light dynamic cone penetrometer test.

Pracę wykonano w ramach badań własnych nr W/IIB/9/05, finansowanych przez Komitet Badań Naukowych.

Chi Tran¹

Metoda obserwacyjna i rozwiązanie odwrotne w geomechanice

Streszczenie: W Eurokodach wprowadzono nowe pojęcie – metodę obserwacyjną, w której projekt jest w sposób ciągły weryfikowany podczas budowy. Sygnały z owego procesu monitoringu mogą prowadzić do koniecznego przeprowadzenia analizy wstecznej w celu sprawdzenia lub regulowania wymiarów konstrukcji, wartości parametrów gruntowych itd. Wieloparametrowa budowa gruntu prowadzi do koniecznego uproszczenia powiązań „konstrukcja-grunt”, nie-umożliwiającego uzyskanie satysfakcji z otrzymanych rozwiązań. W pracy przedstawiono nowe podejście pochodzące z mechaniki i biomechaniki do rozwiązywania tego problemu. Jest to sformułowanie zagadnienia odwrotnego oraz proces poszukiwania rozwiązań odwrotnych przedstawiony przez Tichonowa. W zaproponowanej metodzie wykorzystuje się technikę obliczeń neuronowych.

Wprowadzenie

Przy badaniu właściwości i zachowań gruntów, problemy związane ze złożoną ich budową prowadzą do poszukiwania rozwiązań opartych o analizy matematyczne, jak i o wyniki badań doświadczalnych. Natomiast wyniki badań zarówno laboratoryjnych jak i terenowych, z różnych powodów, zawierają zwykle wiele niepewności. Rozwiązanie teoretyczne problemu z kolei – rozwiązanie układu równań różniczkowych – nie jest jednoznacznie określone. W celu otrzymania rozwiązania jednoznacznego, musimy przyjąć pewne warunki początkowe i brzegowe. Tak jest na przykład w przypadku: rozwiązywania zagadnienia osiadania powierzchni półprzestrzeni ośrodków porowatych ze

¹ dr hab.inż.prof. Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego w Olsztynie

szkieletem sprężystym, dotyczącego liniowej teorii konsolidacji sformułowanej przez Biota [1]:

$$\begin{cases} B\nabla^2 \theta_i + (M + B)\varepsilon_{,i} = -\frac{D+R}{R}\sigma_{,i} \\ C\nabla^2 \sigma = \frac{1}{R}\dot{\sigma} - \frac{D+R}{R}\dot{\varepsilon} \end{cases}, \quad (1)$$

gdzie: $M = (AR - D^2)/R$;

$C = k/n^2$;

$\varepsilon = \theta_{i,i}$;

$\sigma = -un$;

θ – współrzędne wektora przemieszczenia sprężystego szkieletu porowatego;

u – funkcja ciśnienia cieczy w porach;

k – współczynnik przepuszczalności ośrodka porowatego;

n – porowatość ośrodka;

A, B, D, R – stałe Biota-Willisa. Warunek początkowy dla funkcji θ_i oraz σ można przyjąć w postaci dowolnej funkcji miejsca, czyli:

$$\theta_i|_{t=0} = f_i(x_j) = 0 \text{ oraz } \sigma|_{t=0} = f_\sigma(x_j) = 0 \quad (2)$$

Rozwiązanie tego zagadnienia konsolidacji, spełniające wymienione warunki początkowe, uzyskane przez Sobczyńską [5], jest poprawne z matematycznego punktu widzenia. Jednakże, występujące w rzeczywistości osiadanie natychmiastowe świadczy o tym, że warunki brzegowe i początkowe zostały źle przyjęte z fizycznego punktu widzenia. Ponadto, z teorii układu nieliniowych cząstkowych równań różniczkowych wiadomo, że rozwiązanie takiego układu równań zależy od właściwego interpretowania wyników doświadczeń, właściwego przyjęcia warunków początkowych i brzegowych. Należy przy tym sprawdzić trzy warunki według Hadamarda: istnienie, jednoznaczność i stabilność rozwiązania. Jest to zadanie zbyt trudne do realizacji inżynierskiej. Podobnie jak zachowanie się gruntu, z wymienionych powodów, jest trudne do dokładnego przewidzenia. Można wtedy zastosować podejście, przedstawione w Eurokodach, polegające na korygowaniu projektu w trakcie budowy zwane dalej metodą obserwacji. Podstawową zasadą tej metody jest określenie akceptowanych granic zachowania konstrukcji, np. osiadań, przemieszczeń, sił wewnętrznych, zakresu zachowań prawdopodobnych itd. oraz ustalenie programu monitorowania i planu działań

naprawczych wdrażanych w przypadku, gdy obserwacje wykazują zachowanie wykraczające poza akceptowalne granice. Wyniki obserwacji powinny być ocenione w odpowiednich etapach w celu sprawdzenia danych i założeń początkowych, oraz, jeśli okaże się to potrzebne, powinny być uruchamiane działania zapobiegawcze. W tym celu, skuteczne jest wykonanie analizy wstecznej. Jednak wieloparametrowa budowa gruntu prowadzi do koniecznego uproszczenia powiązań „konstrukcja-grunt”.

W pracy przedstawiono nowe podejście do rozwiązywania tego problemu znane z mechaniki i biomechaniki. Jest to sformułowanie zagadnienia odwrotnego, opartego na poszukiwaniu rozwiązań odwrotnych przedstawionym przez Tichonowa.

1. Zagadnienia bezpośrednie i odwrotne

Rozpoczynamy od trzech równań opisujących pewne ciało sprężyste mające małe odkształcenie i mały ruch obrotowy:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = \frac{1}{2}(\nabla + \nabla^T)u \\ \sigma = L : \varepsilon \\ \operatorname{div} \sigma = 0 \end{array} \right., \quad (3)$$

gdzie: ε , σ , u – oznaczają w kolejności: odkształcenie, naprężenie i przemieszczenie;

L – oznacza tensor modułu sprężystego czwartego rzędu.

Bezpośredni problem sprężysty polega na znalezieniu rozwiązania układu równań (3) ze znanym modułem sprężystości L oraz znanym warunkiem brzegowym reprezentującym odwzorowanie Dirichleta-Neumanna:

$$\Lambda_L : w \rightarrow \Lambda_L(w) = t \mid \{w = u \mid_{\partial\Omega}; t = \sigma n \mid_{\partial\Omega}\} \quad (4)$$

tzn. odwzorowanie znanego przemieszczenia brzegowego (w) w określonym warunku (t). Problem odwrotny polega na znalezieniu nieznanego modułu sprężystego L w zależności od określonej wiedzy o odwzorowaniu Dirichleta-Neumanna. Oznacza to, w praktycznym sensie, że wskaźniki sprężyste należy

wyznaczyć wykorzystując szereg przewidywanych warunków brzegowych (znane są jednocześnie u i t). W innym przypadku, bezpośredni problem w dziedzinie bioelektrycznym, w brzegowym zagadnieniu jest sformułowany następująco:

$$\nabla \sigma \nabla \Phi = -I_V, \quad (5)$$

gdzie: σ – przewodność;

Φ – potencjał;

I_V – oznacza źródło prądu bioelektrycznego.

Bezpośredni problem, w tym przypadku, polega na znalezieniu Φ ze znanym I_V oraz warunku brzegowym Neumanna

$$\sigma \nabla \Phi \cdot n = 0 \quad \text{on } \Gamma_T, \quad (6)$$

gdzie: Γ_T oznacza powierzchnię brzegową. Problem odwrotny polega natomiast na rozwiązaniu (5) w celu oszacowania I_V ze znanymi niżej warunkami brzegowymi (Dirichleta-Neumanna):

$$\Phi = \Phi_0 \quad \text{on } \Sigma \subseteq \Gamma_T; \quad (7)$$

$$\sigma \nabla \Phi \cdot n = 0 \quad \text{on } \Gamma_T. \quad (8)$$

Wracamy teraz do trzech warunków Hadamarda. Pierwszy warunek jest zapewniony przez koncentrowanie do określonego zespołu danych. Pozostają do rozwiązania dwa problemy: niejednoznaczność i niestabilność rozwiązania. Podstawowa technika używana do rozwiązania problemu niejednoznaczności polega na znalezieniu lokalnych rozwiązań należących do skończonych podobszarów obszaru rozwiązań. Dalej, w celu lepszego rozpoznania warunków stabilności, wracamy najpierw do odpowiedniego sformułowania algebry liniowej rozważanego problemu. Zaczynamy od formułowania rozwiązań numerycznych w postaci układu równań liniowych:

$$\mathbf{A}z = u; \quad z \in \mathbf{Z}, \quad u \in \mathbf{U}. \quad (9)$$

Bezpośredni problem polega na rozwiązaniu (9) w celu znalezienia u w zależności od z oraz macierzy, $\mathbf{A}$, transformacyjnej między z i u . Natomiast problem odwrotny

polega na wyznaczeniu z , w zależności od u . Charakterystyka stabilności tego problemu zależy od liczby warunkowej $k(A)$:

$$k(A) = \|A\| \|A^{-1}\|. \quad (10)$$

Problem jest idealny, gdy $k(A) \approx 1$ natomiast źle-postawiony, gdy $k(A) \gg 1$. Do rozwiązania problemu „źle-postawionego”, zastosowano metodę Tichonowa, polegającą na minimalizacji funkcjonau:

$$M\{A, z, u\} = \|Az - u\|^2 + \alpha \|Iz\|^2; \quad \alpha > 0 \quad (11)$$

w celu znalezienia z :

$$z = [A^T A + \alpha I]^{-1} [A^T u], \quad (12)$$

gdzie α oznacza parametry regulacyjne. Przy tym, podstawowym problemem jest obliczenie wartości gradientowych funkcji celu, reprezentujących czułość charakteryzującą się udziałem w grupie osobnych parametrów początkowych. W geotechnice, trudności występują wówczas, gdy nie mamy, funkcji celu wyrażonej w formie ciągłej, umożliwiającej obliczenie wartości gradientowych. Zaproponowano zatem zastosowanie techniki obliczeń genetycznych.

Algorytmy genetyczne są to procedury poszukiwania oparte na mechanizmach doboru naturalnego oraz dziedziczności przy wykorzystaniu cyfrowej techniki przetwarzania informacji. Łączą one w sobie ewolucyjną zasadę przeżycia najlepiej przystosowanych jednostek z systematyczną, choć losową, wymianą informacji. Elementarny algorytm genetyczny przetwarza dwie populacje: P^N – zwaną populacją bazową oraz Q^N – zwaną populacją potomną. Korzystamy z T^N zwaną populacją tymczasową, w której przechowywane są kopie osobników z P^N . Schemat algorytmu genetycznego, według J. Hollanda, jest przedstawiony następująco:

```

{
begin
    N + 0
    Inicjacja  $P^0$ 
    ocena  $P^0$ 
    while (niespełniony warunek zakończenia) do (13)
        begin
             $T^N$  = reprodukcja  $P^N$ 
             $Q^N$  = krzyżowanie i mutacja  $T^N$ 
            ocena  $Q^N$ 
             $P^{N+1} = Q^N$ 
            N = N + 1
        end
    end
end
}

```

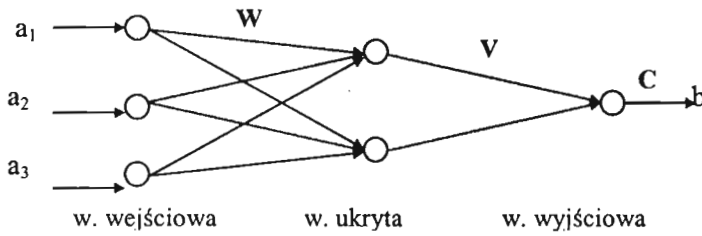
Stan populacji P^N w chwili N określa się mianem pokolenia.

2. Rozwiązanie odwrotne oparte na technice obliczeń neuronowych

Zagadnienia bezpośrednie (9) można przedstawić formalnie w postaci rozumowania logicznego typu „*modus ponens*”:

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Zasada: } \left\{ \left(z_1^i = a_1 \right) \wedge \left(z_2^i = a_2 \right) \wedge \dots \wedge \left(z_n^i = a_n \right) \right\} \rightarrow (u = b), \quad i = 1, 2, \dots, m \\
 \text{Fakt: } \left\{ \left(z_1 = a'_1 \right) \wedge \left(z_2 = a'_2 \right) \wedge \dots \wedge \left(z_n = a'_n \right) \right\} \\
 \hline
 \text{Konkluzja: } u = b'; \quad b' = ?
 \end{array} \right\} \quad (14)$$

Rozumowanie to reprezentuje *proces uczenia się*, który można realizować za pomocą techniki obliczeń neuronowych.



Rys. 1 „Modus-ponens” – sieć neuronowa trójwarstwowa

Dla sieci, np. trójwarstwowej (patrz [4]), neurony ułożone są w trzech warstwach: warstwie wejściowej, wyjściowej i między nimi – warstwie ukrytej. Każda sieć charakteryzuje się zbiorem składającym się z czterech parametrów: N – zbioru neuronów; C – zbioru powiązań; W , V – zbiorów wag, które reprezentują wagi między neuronami. Podstawą działania sieci są algorytmy uczące się (gradientowe lub genetyczne); jest to proces transformacji sieci ze stanu (i) do stanu ($i+1$). Można to przedstawić w postaci:

$$\left. \begin{aligned} ANN^i &= \{N^i, C^i, W^i, V^i\} \\ &\quad \downarrow \quad \uparrow \\ ANN^{i+1} &= \{N^{i+1}, C^{i+1}, W^{i+1}, V^{i+1}\} \\ N^i &= N^{i+1}; \quad C^i = C^{i+1} \\ W^{i+1} &= W^i + \xi \zeta \Theta; \quad V^{i+1} = V^i + \xi \zeta \Theta \end{aligned} \right\}, \quad (15)$$

gdzie: ANN^i i ANN^{i+1} – oznaczają sieć neuronową w dwóch stanach: i oraz $i+1$; ξ – współczynnik uczenia się; ζ – błąd obliczony przy każdym neuronie; Θ – aktywna funkcja każdego neuronu, która może być przyjmowana w gaussowskiej postaci:

$$\Theta(z, \diamond z_i) = \exp\left(-\frac{\|z - \diamond z_i\|^2}{2\sigma_i^2}\right), \quad (16)$$

gdzie: $\diamond z$ – oznacza możliwą wartość z wartości z ; σ – wariancja, (patrz [2], [3]). Celem procesu uczenia się jest dobór adaptacyjnych wag, które umożliwiają dostosowanie działania sieci do warunków określonych w postaci odpowiednich

wymagań, co do odwzorowania danych wejściowych na wyjściowe. Sieć neuronowa jest układem aproksymacyjnym odwzorowującym wielowymiarowe zbiory danych. Przy bardzo dużej liczbie powiązań między neuronami, ich sieć staje się odporna na niepewności, które są nieuniknione w geotechnice.

W logice, mamy natomiast logiczne rozumowanie typu „modus tollens”:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zasada : } \left\{ \left(z_1^i = a_1 \right) \wedge \left(z_2^i = a_2 \right) \wedge \dots \wedge \left(z_n^i = a_n \right) \right\} \rightarrow (u = b), \quad i = 1, 2, \dots, m \\ \text{Fakt : } \{ u = b \} \end{array} \right\} \quad (17)$$

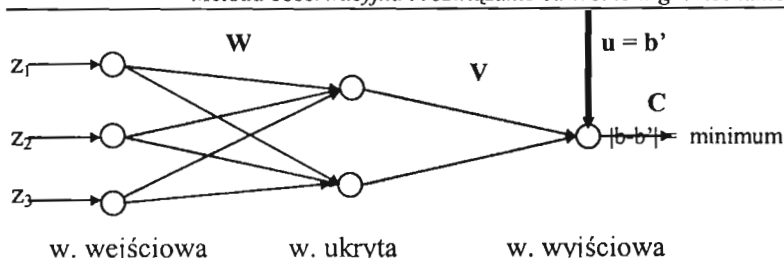
$$\text{Konkluzja : } z_j = a'_j : |b - b'| \rightarrow \text{minimum}; \quad j = 1, 2, \dots, n$$

Proces ten w geotechnice można sformułować dla przypadku próbnego obciążenia. Na przykład, jeżeli s^{obl} , s^m oznaczają wartość obliczeniową i wartość aktualną osiadania górnej powierzchni podłoża gruntowego, s – wartość osiadania wynikającego z regulowanych parametrów wejściowych; zbiór parametrów gruntowych: $X = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_m\}$ reprezentuje odpowiednio: ciężar objętościowy, kąt tarcia, spójność, wilgotność, moduł odkształcenia i współczynnik Poissona gruntu itd. Prowadzimy regulowania danych X tak, aby $s - s^m \rightarrow \text{minimum}$. Mamy wtedy:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zasada : } \left\{ \left(x_1^i = a_1 \right) \wedge \left(x_2^i = a_2 \right) \wedge \dots \wedge \left(x_n^i = a_n \right) \right\} \rightarrow (y = s^{obl}), \quad i = 1, 2, \dots, m \\ \text{Fakt : } \{ y = s^m \} \end{array} \right\} \quad (18)$$

$$\text{Konkluzja : } (x_j = a'_j) \rightarrow (y' = s) : |s - s^m| \rightarrow \text{minimum}; \quad j = 1, 2, \dots, n$$

Ogólnie, proces ‘modus tollens’, (17) polega na znalezieniu z_i ze wartości znanej u . Można go realizować za pomocą techniki odwrotnych obliczeń neuronowych przedstawionych w postaci:



Rys. 2 „Modus-tollens” – sieć neuronowa trójwarstwowa

Technika „odwrotnych” obliczeń neuronowych polega na regulowaniu danych wejściowych Z :

$$Z^{(n)} = Z^{(n-1)} + \eta \mu \quad (19)$$

w celu dopasowania do ustalonych wartości wyjściowych w taki sposób, aby: $|b - b'| \rightarrow \text{minimum}$. Regulowania są przy tym realizowane (w sposób podobny do metody Tichonowa) w zależności od współczynnika regulacyjnego η oraz zdobytej wiedzy o reprezentującym współczynniku czułości μ wynikającym z procesu uczenia się sieci „Modus Ponens”

$$\mu_i = \frac{\sum_{j=1}^k \frac{w_{ji}}{\sum_{i=1}^r w_{ji}}}{\sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^k \frac{w_{ji}}{\sum_{i=1}^r w_{ji}}}, \quad (20)$$

gdzie: k – oznacza liczbę neuronów w warstwie ukrytej; r – oznacza liczbę neuronów w warstwie wejściowej.

3. Przykład numeryczny.

Kalibracja parametrów materiałowych równania konstytutywnego.

W geotechnice, można współcześnie zauważyć wzrost tendencji do rozpatrywania materiałów rozdrobnionych pod względem strukturalnym. Daje to możliwość rozpoznania zachowania się szkieletu gruntowego w ośrodku dwu- lub trójfazowym. Ogólne równanie konstytutywne, jest przedstawione w postaci:

$$\dot{T} = h(T, D), \quad (21)$$

gdzie: $\dot{T}$ – oznacza wektor prędkości naprężenia; T – oznacza tensor naprężenia Cauchy'ego, D – oznacza tensor prędkości odkształcenia, v – może być zdefiniowany przez gradient prędkości w postaci:

$$D = \frac{1}{2} [\nabla v + (\nabla v)^T]. \quad (22)$$

Funkcja konstytutywna przedstawiona przez Wu [8], ma postać:

$$\dot{T} = c_1 (tr T) D + c_2 \frac{tr(TD)}{tr T} T + c_3 \frac{T^2}{tr T} \sqrt{tr(D^2)} + c_4 \frac{\left[T - \frac{1}{3} (tr T) I \right]^2}{tr T} \sqrt{tr(D^2)}, \quad (23)$$

gdzie: I – oznacza tensor jednostkowy; $tr T = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$; $tr D = \dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_2 + \dot{\varepsilon}_3$; c_i zaś $i=1, 2, 3, 4$ oznaczają parametry materiałowe. Rozwiązanie układu równań przedstawia się w sposób następujący:

$$\dot{\sigma}_1 = c_1 (\sigma_1 + 2\sigma_3) \dot{\varepsilon}_1 + c_2 \frac{\sigma_1 \dot{\varepsilon}_1 + 2\sigma_3 \dot{\varepsilon}_3}{\sigma_1 + 2\sigma_3} \sigma_1 + \left[c_3 \sigma_1^2 + \frac{4}{9} c_4 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right] \frac{\sqrt{\dot{\varepsilon}_1^2 + 2\dot{\varepsilon}_3^2}}{\sigma_1 + 2\sigma_3}, \quad (24)$$

$$\dot{\sigma}_3 = c_1 (\sigma_1 + 2\sigma_3) \dot{\varepsilon}_3 + c_2 \frac{\sigma_1 \dot{\varepsilon}_1 + 2\sigma_3 \dot{\varepsilon}_3}{\sigma_1 + 2\sigma_3} \sigma_3 + \left[c_3 \sigma_3^2 + \frac{1}{9} c_4 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right] \frac{\sqrt{\dot{\varepsilon}_1^2 + 2\dot{\varepsilon}_3^2}}{\sigma_1 + 2\sigma_3}. \quad (25)$$

Przyjęte warunki początkowe (dla badania trójosiowego ściskania): początkowa sztywność, $E_0(\sigma_0)$; początkowy kąt dylatacji, $\beta_0(\sigma_0)$; kąt tarcia wewnętrznego w stanie granicznym, φ_G oraz kąt dylatacji w stanie granicznym β_G ; wyrażają równania:

$$E_0(\sigma_0) = \tan \alpha_0 = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_{20})}{d\varepsilon_1}; \quad \beta_0(\sigma_0) = -\arctan \left(\frac{\dot{\varepsilon}_1 + 2\dot{\varepsilon}_2}{\dot{\varepsilon}_1} \right) \quad (26)$$

$$\varphi_G = \arcsin\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_{20}}{\sigma_1 + \sigma_{20}}\right); \quad \beta_G = -\arctan\left(\frac{\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2}{\varepsilon}\right). \quad (27)$$

Rozwiązując układ równań (24, 25) ze stałym naprężeniem bocznym $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{20}$ oraz z prędkością ustalonej pionowej deformacji, otrzymano układ równań liniowych przedstawionych w postaci:

$$\begin{aligned} & \mathbf{AC} = \mathbf{B} \quad (28) \\ & \mathbf{C}^T = [c_1, c_2, c_3, c_4]; \quad \mathbf{B}^T = [E_0/\sigma_{10}, 0, 0, 0]; \quad \mathbf{A} = \\ & \begin{bmatrix} 3 & \frac{1}{3}[1 - (\tan\beta_0 + 1)] & -\frac{1}{3}\sqrt{1 + \frac{1}{2}(\tan\beta_0 + 1)^2} & 0 \\ 4.5(\tan\beta_0 + 1) & -1 + (\tan\beta_0 + 1) & \sqrt{1 + \frac{1}{2}(\tan\beta_0 + 1)^2} & 0 \\ -\left(\frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G} + 2\right)^2 & \frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G}(\tan\beta_G + 1 - a) & x\sqrt{1 + \frac{1}{2}(\tan\beta_G + 1)^2} & y \\ \left(\frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G} + 2\right)^2 \frac{1}{2}(\tan\beta_G + 1) & \tan\beta_G + 1 - a & \sqrt{1 + \frac{1}{2}(\tan\beta_G + 1)^2} & z \end{bmatrix} \\ & x = \left(\frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G}\right)^2, y = \frac{4}{9}\sqrt{1 + \frac{1}{2}(\tan\beta_G + 1)^2}\left(\frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G} - 1\right)^2, z = \frac{y}{4}, a = \frac{1 + \sin\varphi_G}{1 - \sin\varphi_G} \end{aligned}$$

Rozwiązując układ równań liniowych (28) otrzymuje się wartości parametrów C. Brak nowoczesnych geotechnicznych sprzętów badawczych prowadzi do niekonsekwentnego zastosowania tego podejścia lub do otrzymania nieprawidłowych wyników końcowych. W celu rozwiązania tego problemu, zaproponowano sposób kalibracji parametrów C_i polegający na: sformułowaniu bazy wiedzy opartej na wynikach otrzymanych z metody numerycznej przedstawionej w [6] w postaci wyników zamieszczonych w tabeli 1

Tab. 1 Dane dla procesu uczenia się sieci neuronowej

$a_1=\beta_0$	$a_2=\beta_G$	$a_3=\varphi_G$	$a_4=E_\sigma/\sigma_2$	C_1	C_2	C_3	C_4
[.]	[.]	[.]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
-43.90	35.30	37.30	-348.0	-113.90	-1006.	-948.7	1637.0
-42.60	25.80	40.00	-331.7	-106.29	-921.8	-807.9	830.32
-43.60	32.90	37.90	-335.1	-109.1	-954.9	-885.4	1370.9
-41.30	29.10	41.60	-330.4	-103.8	-952.5	-777.2	708.21
-41.50	31.50	42.60	-333.2	-105.0	-939.8	-774.4	740.48
-45.20	31.60	36.10	-347.7	-116.3	-989.9	-1000.	1818.3

Należy także wziąć pod uwagę proces rozumowania typu „*modus ponens*”: sieć z algorytmem „bezpośrednim” odwzorowującym dane wejściowe (*input*) w wyjściowe (*output*), (2) sformułowanie procesu rozumowania typu „*modus tollens*”: sieć z algorytmem „odwrotnym” odwzorowującym dane wyjściowe w wejściowe. Wyniki rozumowania typu „*modus tollens*”, a_i , ze znanych C_i są przedstawione w tabeli 2:

Tab. 2 Wyniki obliczeń odwrotnych

$a_1=\beta_0$	$a_2=\beta_G$	$a_3=\varphi_G$	$a_4=E_\sigma/\sigma_2$	C_1	C_2	C_3	C_4
[.]	[.]	[.]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
-43.30	30.90	38.40	-340.00	-100.58	-917.91	-858.74	1491.34
-45.20	33.50	36.80	-349.30	-100.32	-924.54	-893.19	1440.73

Wyniki końcowe

Mimo ogromnej liczby prac poświęconych rozwiązaniom zagadnień geotechnicznych i niezwykle finyzyjnych rozwiązań dotyczących możliwych zachowań się ośrodka gruntowego, niewiele jednak zmieniło się w ocenie właściwości i zachowania się gruntu: nadal stosuje się zarówno metody analityczne, jak i empiryczne. Okazuje się, że sformułowane modele matematyczne, zarówno deterministyczne, jak i probabilistyczne nie wykluczają występowania niektórych związków kształtowanych z pewnym stopniem

dokładności pozornej. Nie skorzystanie natomiast z doświadczeń inżynierskich, może prowadzić do utraty efektu zabezpieczenia się przed przyjęciem nieprzemysłanych rozwiązań. Przy rozwiązywaniu praktycznych zagadnień geotechnicznych, inżynierowie oczekują połączenia wymienionych metod i dysponują nawet odpowiednimi narzędziami matematycznymi i empirycznymi. Całe przedsięwzięcie może okazać się jednak nieskuteczne, a czasami wręcz niemożliwe do rozwiązania z powodu konfliktów zasad logicznych pomiędzy metodami matematycznymi a empirycznymi lub braku zastosowań odpowiedniej wiedzy o współczesnej matematyce i logice umożliwiających połączenie tych dwóch oszacowań. W tym przypadku, metoda obserwacyjna opisana w Eurokodach i przedstawiony model rozumowania typu „modus ponens” – „modus tollens” jest przydatną metodą inżynierską. Tworzą one możliwość przybliżenia rozwiązań zarówno laboratoryjnych jak i matematycznych zawierających nieuniknione błędy, niepewności w stosunku do rozwiązań realnych, rzeczywistych.

Literatura

- [1] Biot M.A., Willis D.G.: *The Elastic Coefficients of the Theory of Consolidation*, J. Appl. Mech. 24, 1957, p. 594-601
- [2] Tran C. & Dembicki E.: *Intelligent System in Geotechnical Problems*, Proc. 2nd Inter. Conf. on Environmental Management., Australia, 1998
- [3] Tran C.: *A Theory of Geotechnical Uncertainty*, Zeszyt Nauk. Monografie 14 Politechnika Gdańska, 2000
- [4] Osowski S.: *Sieci Neuronowe w Ujęciu Algorytmicznym*. WNT, Warszawa, 1996
- [5] Sobczyńska Z.: *Osiadanie półprzestrzeni konsolidującej pod działaniem obciążenia skupionego*. Rozprawy Inżynierskie, z.14, 1966, s. 367-402
- [6] Wu W., Bauer E.A.: *Simple Hypo-plastic Constitutive Model for Sand*, JNAMG, 18, 1994, str. p. 833-862.

INVERSE PROBLEMS IN GEO-MECHANIC

Summary: As changes of the geo-systems are sometimes unpredictable, the local interactions underlying these complex systems may be continuously recombined revised and the behavior of systems tends to arise from the interactions among their agents. Then our ability to make significant statements about real geo-system behavior is limited. For this case, we can use back-analysis approach to find out an inverse solution, which gives us a full appreciation of the situations we are modeling (e.g. the identification of physical parameters from observations of the evolution of the system). It is concerned with determining causes for a desired or an observed effect. In this paper a logical base of the inverse problems, its solution based on inverse neural network for geo-technical problems has been presented.

Grzegorz Bartnik¹, Mirosław Bukowski², Adam Łowkis³

Osiadania powierzchni terenu w wyniku odwodnienia gruntów organicznych

Streszczenie: Niniejszy artykuł omawia przyczyny awarii stacji paliw posadowionej na gruntach organicznych. Przedstawia wpływ obniżenia zwierciadła wód gruntowych, w związku z pracami ziemnymi – budową nasypu drogowego, na dodatkowe osiadania tej budowli posadowionej w zasięgu wpływu leja depresji. Wykazano, że proces murszenia gruntów organicznych stanowi główną przyczynę dodatkowych osiadań.

Wstęp

Niniejszy artykuł omawia przyczyny awarii stacji paliw, posadowionej na gruntach organicznych. Przedstawia wpływ obniżenia zwierciadła wód gruntowych, w związku z pracami ziemnymi – budową nasypu drogowego, na dodatkowe osiadania powierzchni terenu położonego w zasięgu wpływu leja depresji. Poniższa analiza została wykonana w Zakładzie Geotechniki i Budowli Podziemnych Wydziału Inżynierii Lądowej przy konsultacji prof. dr hab. Z. Grabowskiego.

1. Warunki gruntowo-wodne obiektu

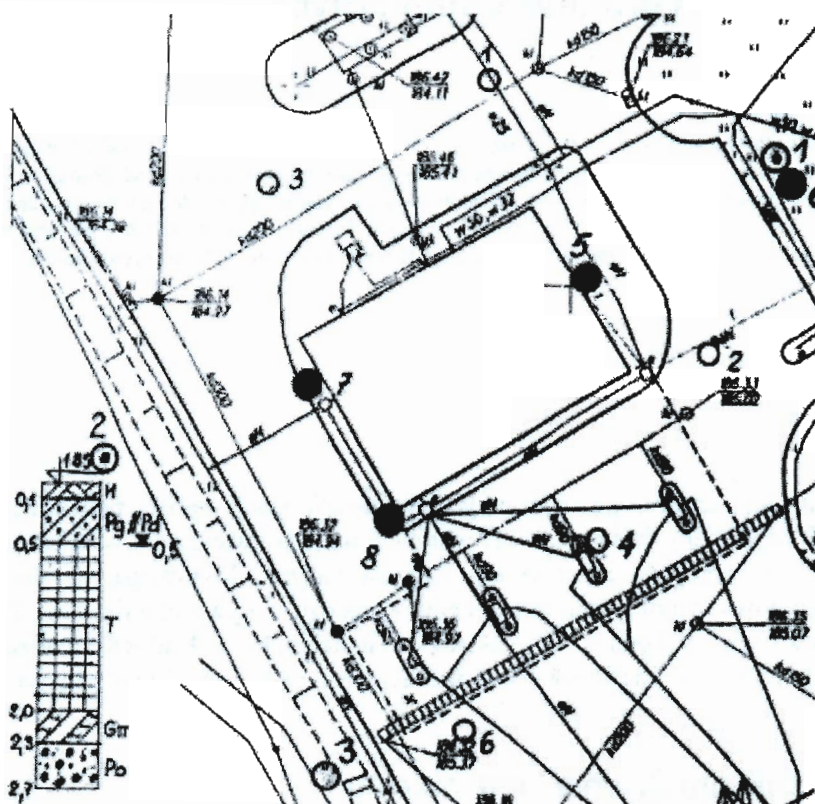
W miejscu lokalizacji stacji paliw (rys. 1) stwierdzono zaleganie w podłożu

¹ mgr, Politechnika Warszawska

² dr inż., Politechnika Warszawska

³ dr, Politechnika Warszawska

gruntów organicznych. W ramach własnych prac terenowych, w bezpośrednim sąsiedztwie pawilonu stacji, poniżej nawierzchni o grubości 0,4m stwierdzono nasyp budowlany z piasku drobnego o miąższości ok. 1,6m. Nasyp posadowiono na geowłókninie ułożonej na pierwotnej powierzchni terenu (humus). Pod geowłókniną nawiercono warstwę gruntów organicznych – namulów i torfów o średniej miąższości 1,8m. Grunty organiczne podścielone są gruntami zastoiskowymi spoistymi (pyłami i glinami pylastymi) o miąższości nieprzekraczającej 20cm oraz wodnolodowcowymi (pospółką), których spagu nie osiągnięto. Przykładowy profil gruntu przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Plan sytuacyjny stacji paliw

Stopień zagęszczenia nasypów I_D waha się w przedziale 0,5-0,7. Wilgotność naturalna gruntów organicznych w_n zawiera się w granicach 96-220%, zawartość części organicznych $I_{om} = 23-36\%$. Uśredniona spójność gruntu organicznego poza obszarem nasypów wyniosła 15,3kPa, pod nasypami ~30,0kPa.

2. Sposób posadowienia pawilonu stacji oraz infrastruktury

W związku z występowaniem gruntów organicznych, pawilon stacji paliw posadowiono na studniach opartych na warstwie pospółek. Pod ściany budynku zastosowano ruszt żelbetowy oparty punktowo na studniach z pływającą płytą podłogową. Pompy paliwowe posadowiono na płycie podpartej studniami opuszczanymi; zbiorniki paliwa na płycie z wymienionym podłożem gruntów organicznych na piasek. Studzienki żelbetowe instalacji kanalizacyjnej i deszczowej posadowiono poniżej spągu gruntów organicznych w warstwie pospółek. Przewody międzystudzienkowe układano bezpośrednio na gruncie rodzimym.

3. Chronologia zdarzeń i wartości osiadań ustalona na podstawie materiałów archiwalnych

Wykonanie nasypu obwodnicy (rys. 1) wymagało wymiany gruntów organicznych w jego pobliżu na grunty niespoiste. Proces wymiany wymagał zaś lokalnego obniżenia lustra wody. Oszacowany zasięg depresji podano na rysunku 1. Na podstawie materiałów archiwalnych, odtworzono chronologię robót (por. rys. 2):

1. Wykonanie studni fundamentowych pod pawilon, dystrybutory i obiekty sanitarne – przed majem 1998 r.
2. Pozwolenie na budowę stacji paliw – 11.05.1998 r.
3. Makroniwelacja nasypów z prawdopodobnie częściowo wykonaną infrastrukturą podziemną – 6.06.1998 r.
4. Odbiór głowic studni pod pawilon – 23.06.1998 r.
5. Oddanie stacji do użytku – 14.12.1998 r.
6. Rozpoczęcie sypania nasypu obwodnicy w pobliżu istniejącej już stacji paliw – styczeń 2000 r. Wobec trudnych warunków atmosferycznych, roboty przerwano do kwietnia 2000 r. Po wznowieniu robót, nasyp ukończono sypać w sierpniu 2000 r.
7. Pierwsze pęknięcia w ścianach pawilonu zauważono w barze w październiku 2000 r. (założono plomby). Niektórzy świadkowie czas zauważenia tych spękań (mikrorysy) przesuwają nawet na początek roku 1999.
8. Zasadnicze nasilenie przyrostów pęknięć nastąpiło w roku 2001. Pomiary geodezyjne wykonane w 2001 roku (luty) wykazały osiadanie studzienek plastikowych, posadowionych na gruntach organicznych ~5,0cm, w 2004 ~ 25-30cm.
9. Remont stacji – od października 2002 r. do stycznia 2003 r.

	Fazy realizacji stacji oraz nasypu	Uszkodzenia stacji
1998	<u>pomiary geodezyjne</u> <u>oddanie stacji do użytku</u>	
1999		mikrorysy
2000	↕ I etap budowy nasypu ↕ II etap budowy nasypu	widoczne pęknięcia piomby
2001	<u>pomiary geodezyjne</u>	nasilenie spękań, osiadanie posadzki oraz terenu przyległego
2002	↕ I etap remontu ↕ II etap remontu	

Rys. 2. Schematyczna chronologia robót i osiadań

4. Analiza przyczyn nadmiernych osiadań i uszkodzeń budynku oraz infrastruktury stacji paliw

W początkowym okresie analizy, postawiono następujące wyjściowe tezy robocze, odnośnie do przyczyn nadmiernych osiadań podłogi stacji i terenu przyległego:

1. Osiadania budynku mogły powstać w wyniku niedostatecznego zagęszczenia nasypów wykonanych na wstępnym etapie budowy stacji paliw;
2. Osiadania powstały w wyniku ściśliwości gruntów organicznych obciążonych wcześniej wykonanymi nasypami i infrastrukturą stacji oraz obniżenia się zwierciadła wody podziemnej;
3. Osiadania mogły być spowodowane powstaniem lejów sufozyjnych w pospółce wokół studni, w wyniku pompowania wody. W późniejszym czasie, spąg

torfów obniżył się, dostosowując się do powstałych lejów wokół studni;

4. Wykopy pod wspomniane studnie fundamentowe mogły być wykonywane koparką, w wyniku czego uzyskiwano wykopy o znacznie większych wymiarach niż opuszczane kręgi studni. W pachwinach pomiędzy kręgami a ścianami wykopów układano grunt z wydobytym wcześniej torfem. Zasyпки te mogły być niedostatecznie zagęszczone i spowodowały obserwowane osiadania.

Odnosnie do przyczyny 1 wzięto pod uwagę najmniejszą wartość stopnia zagęszczenia tj. $I_D = 0,50$, stwierdzoną w badaniach. Wartość $I_D = 0,50$ można, na podstawie zależności korelacyjnych, przyporządkować wskaźnikowi zagęszczenia $I_s \approx 0,94$. Tak więc, osiadanie nawierzchni nasypu stanowi sumę osiadań korpusu nasypu od działania następujących obciążeń:

- ciężaru własnego,
- ciężaru własnego nawierzchni ($\sim 10 \text{ kPa}$),
- obciążeń użytkowych wynikających z ruchu pojazdów ciężarowych.

Dla korpusu nasypu wykonanego z piasku drobnego o $I_D = 0,50$ przyjęto edometryczny moduł ścisłości pierwotnej $M_o = 60,0 \text{ MPa}$ [4]. Obciążenie od kół samochodów ciężarowych przyjęto jako kołowe odpowiadające ciśnieniu w oponie $0,5 \text{ MPa}$ i średniemu obciążeniu osi $Q = 70,0 \text{ kN}$. Sumaryczna wartość osiadań korpusu nasypu z przyczyn wymienionych powyżej mogła osiągnąć $\sim 0,80 \text{ mm}$. Jest to wartość zdecydowanie niższa od notowanych ($50\text{--}300 \text{ mm}$).

Odnosnie do przyczyny 3: wyniki badań sondą krzyżkową nie potwierdziły rozluźnienia struktury gruntów w stropowej części warstwy piasków i pospólek podścielających grunty organiczne, co świadczy o tym, że nie wystąpił tu proces sufozji.

Odnosnie do przyczyny 4: wyniki badań wskazują, że liczba uderzeń N_{10} oraz opory ścinania w gruntach organicznych zalegających, przy wykonanych studniach fundamentowych, nie różnią się od analogicznych parametrów gruntów organicznych występujących z dala od studni, ale w obrębie nasypów.

Zgodnie z założoną tezą nr 2, na mierzone osiadania całkowite składają się zarówno osiadania związane z wykonaniem nasypu i infrastruktury stacji oraz związane z obniżeniem zwierciadła wód podziemnych. Wartość pierwszych na podstawie pomiarów geodezyjnych, oszacowano na $\sim 5 \text{ cm}$, z czego około 30% [4], tj. $1,5 \text{ cm}$ zaszło w czasie wykonywania nasypów.

Oszacowanie osiadań gruntów organicznych wymaga określenia uogólnionej wartości edometrycznego modułu ścisłości M_o . Podstawę przyjęcia wartości modułu M_o dla gruntów organicznych stanowiła wsteczna analiza osiadań nawierzchni. Z pomiarów geodezyjnych z lutego 2001 r. (por. rys. 2) wynika, że średnie osiadania nawierzchni stacji wyniosły $\sim 5,0 \text{ cm}$. Z technologii robót

ziemnych na omawianym terenie wynika natomiast, że dodatkowe obciążenie gruntów organicznych stanowił wtedy nasyp z nawierzchnią (37,0kPa) oraz zanik wyporu wody w wyniku obniżenia zwierciadła wód podziemnych dla potrzeb budowy nasypu obwodnicy (~9kPa). Sumarycznie dociążenie warstwy gruntów organicznych wyniosło $\Delta q = 37,0 + 9,0 = 46,0\text{kPa}$. Wartość pierwotnej wytrzymałości strukturalnej gruntu organicznego określono ze wzoru [1]:

$$q_s = 2ctg(45 + \frac{\phi'}{2}), \quad (1)$$

gdzie: c – wartość spójności pierwotnej,
 ϕ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego.

Kąt ϕ' oszacowano na podstawie przyrostu wartości spójności pod nasypami ($c = 30\text{kPa}$) przy nacisku odpowiadającym ciężarowi samych nasypów ($q_n = 1,6 \cdot 18,5 = 29,60\text{kPa}$), a więc:

$$tg\phi' = \frac{30 - 15,33}{29,60} = 0,49, \quad (2)$$

stąd $\phi' = 26^\circ$. Dla $\phi' = 26^\circ$ i $c = 30\text{kPa}$ ze wzoru (1) uzyskano wartość wytrzymałości strukturalnej $q_s = 49,0\text{kPa}$. Ponieważ sumaryczne dociążenie $\Delta q = 46,0\text{kPa}$ jest mniejsze od q_s , a więc w początkowym okresie mogły tylko powstać osiadania natychmiastowe.

Jak już wspomniano, odnotowane średnie osiadania nawierzchni w lutym 2001 r. wyniosły ~5,0cm. Uogólnioną wartość modułu „natychmiastowego” (wtórnego) dla gruntów organicznych, dla średniej ich miąższości 1,8m obliczono z formuły:

$$M = \frac{46,0 * 1,8}{0,05} = 1656,0 \text{ kPa}. \quad (3)$$

Obniżenie zwierciadła wody podziemnej na okres ~5 miesięcy uruchomiło w gruntach znany proces murszenia [3] (analogia do zapadowości), a więc obniżenia wartości wytrzymałości strukturalnej q_s . Mursze powstają w wyniku zachodzących w odwodnionych torfach procesów rozkładu substancji organicznej. Masa organiczna ulega zarówno częściowej mineralizacji, jak i humifikacji.

W wyniku mineralizacji, następuje częściowy ubytek masy organicznej. W odróżnieniu od torfów, mursze wykazują m.in. wyższą gęstość objętościową i niższą porowatość w wyniku zachodzących osiadań.

W wyniku murszenia, osiadania nawierzchni osiągnęły wartość $25 \div 30$ cm, a więc moduł ściśliwości gruntów organicznych osiągnął poziom:

$$M_0 = 1656,0 * \frac{0,05}{0,25} \approx 331 \text{ kPa.} \quad (4)$$

Z powyższej analizy wynika, że maksymalne osiadania gruntów organicznych, notowane geodezyjnie, powstały w wyniku murszenia przy obciążeniu wynikającym z wykonania nasypów oraz ze względu na obniżenie lustra wody gruntowej. Stosunek modułów $M/M_0 \approx 5,0$, co potwierdzają również wyniki badań przytoczone w literaturze np. [2].

Wnioski

- 1) Główną przyczyną zwiększenia osiadań był proces murszenia.
- 2) Odwodnione grunty organiczne, analizowane w przytoczonym przykładzie, w wyniku murszenia, spowodowały dodatkowe osiadania rzędu 15% ich miąższości.
- 3) Istotnym, dla praktyki inżynierskiej, byłoby określenie wpływu czasu obniżenia zwierciadła wody oraz zawartości substancji organicznej na wartość procentową osiadań tj. proces murszenia.

Literatura

- [1] Daszko P.E., Kagan A.A.: *Mechanika gruntom w inżynierijno-geologičeskoj praktyce*, Niedra, Moskwa, 1977
- [2] Konovalov P.A.: *Ustrojstwo fundamentov na zatorfovannyh gruntach*, Stroizdat, Moskwa, 1980
- [3] Myślińska E.: *Grunty organiczne*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2001
- [4] PN-81/B-03020: *Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe*

GROUND SURFACE SETTLEMENTS IN RESULT OF DRAINAGE OF ORGANIC SOIL

Summary: This paper discusses reasons of fuel stations emergencies founded on organic soil. Presents influence of low-ering ground water level on additional settlements structure foundation in the range of the depression. It exert, that rotting process of organic soil is the main reason of additional settlements.

Andrzej Batog¹, Maciej Hawrysz¹, Marek Krużyński²

Prognozowanie stateczności konstrukcji estakady kolejowej we Wrocławiu

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki analiz dotyczących oceny zagrożeń bezpiecznej eksploatacji estakady kolejowej PKP we Wrocławiu w związku z projektowaną realizacją głębokiego wykopu budowlanego dla Centrum Biurowo-Handlowo-Usługowego przy ul. Powstańców Śl. / Swobodna. Podstawę obliczeń numerycznych stanowiły wyniki kompleksowych badań geotechnicznych, w tym sondowań CPT oraz badań dylatometrycznych DT. Numeryczna prognoza deformacji podłoża gruntowego obejmowała określenie wartości końcowych przemieszczeń poziomych oraz pionowych estakady PKP w poziomie jej posadowienia. Weryfikację trafności prognozy oraz poprawności wyprowadzonych wartości parametrów geotechnicznych przeprowadzono w oparciu o wyniki monitoringu w postaci pomiarów geodezyjnych przemieszczeń reperów roboczych zainstalowanych na konstrukcji estakady podczas wykonywania robót ziemnych.

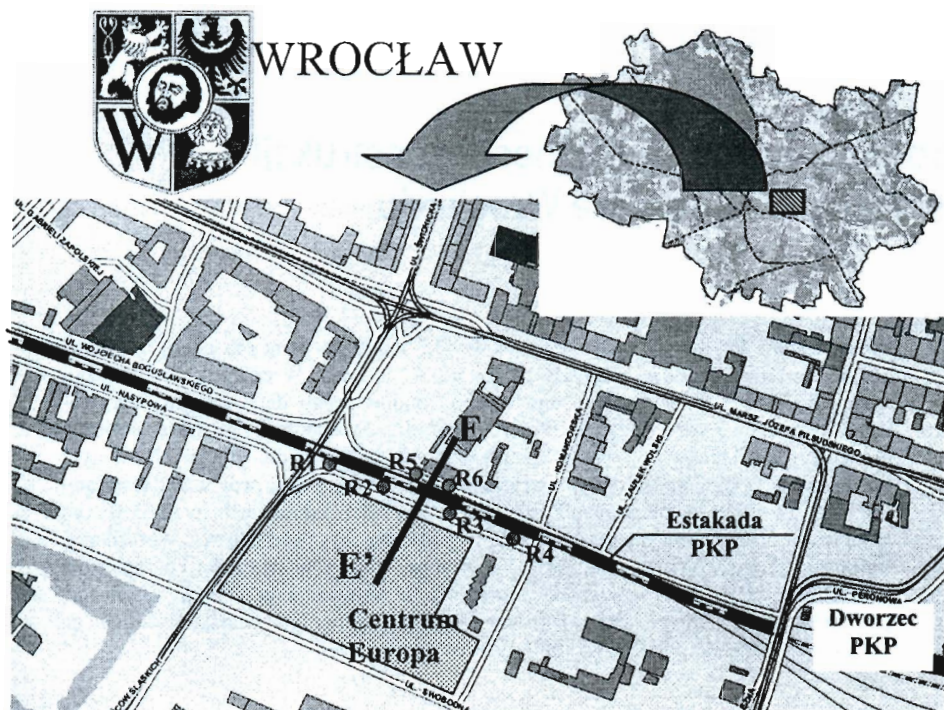
Wstęp

Przedmiotem badań było ustalenie zakresu i wielkości zagrożenia bezpiecznej eksploatacji estakady kolejowej na odcinku od ul. Komandorskiej do ul. Powstańców Śląskich oraz sześciokondygnacyjnego budynku biurowego przy ul. Bogusławskiego we Wrocławiu. Zagrożenie to mogło powstać podczas wykonywania głębokiego wykopu budowlanego w ramach realizacji Centrum Biurowo-Handlowo-Usługowego „Galeria Europa” we Wrocławiu (rys. 1).

¹ dr inż., Politechnika Wrocławska

² prof. dr hab. inż., Politechnika Wrocławska

Wcześniej ustalono, że wykop zostanie zabezpieczony ścianką szczelną z brusów stalowych o długości ok. 15 m, kotwionych kotwiami gruntowymi o długości ok. 10m na poziomie 3,5 – 4m poniżej oczepu.



Rys. 1. Lokalizacja estakady kolejowej we Wrocławiu. E-E' – przekrój obliczeniowy, R1-R6 – repery robocze.

Po rozpoznaniu warunków gruntowo-wodnych, na podstawie kompleksowych badań geotechnicznych, należało sporządzić prognozę mogących wystąpić przemieszczeń konstrukcji estakady. Konstrukcja ta, wykonana głównie z murów ceglanych, jest bardzo wrażliwa na ruchy fundamentów, a szczególnie na nierównomierne osiadania [3]. Bezpieczeństwo estakady ma niezwykle istotne znaczenie dla układu komunikacyjnego miasta Wrocławia, ponieważ znajdują się na niej czynne tory najważniejszych linii kolejowych przebiegających przez Węzeł Wrocławski. Uszkodzenie estakady groziłoby poważnymi komplikacjami, szczególnie w pasażerskich przewozach kolejowych. Dodatkowe zagrożenie stanowią: wiek estakady (ponad 110 lat), jej uszkodzenia powstałe w okresie II wojny światowej oraz podczas wieloletniej eksploatacji, a także wcześniejsze zmiany w konstrukcji dokonywane np. w związku z naprawami czy poszerzaniem

wiaduktów. Brak dokumentacji konstrukcyjnej estakady dodatkowo utrudniał zadanie i powodował konieczność zachowania szczególnej ostrożności przy opracowaniu schematów obliczeniowych. Również obawy właściciela i użytkownika (którym jest PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.) związane z tym, że konieczne będą zamknięcia, choćby krótkookresowe, dla ruchu pociągów lub konieczność wprowadzenia ograniczeń ich prędkości, wskazywały na szczególnie ważną rolę tego obiektu.

Lokalizacja inwestycji, w samym centrum miasta, przy kolejowym Dworcu Głównym w miejscu, gdzie przed wojną występowała gęsta zabudowa wzdłuż wąskich ulic (rys. 1), utrudniała rozpoznanie geo- i hydrologiczne, nie dając gwarancji, że rozpoznane grunty i nawiercone poziomy wody gruntowej są wystarczająco reprezentatywne dla całego obszaru, na którym miał powstać wykop.

W takich warunkach przystąpiono do wykonywania analiz i obliczeń oraz do opracowania prognozy ewentualnych przemieszczeń estakady w przypadku wystąpienia przewidywanych i najniekorzystniejszych warunków wykonywania prac ziemnych.

1. Charakterystyka geotechniczna podłoża gruntowego

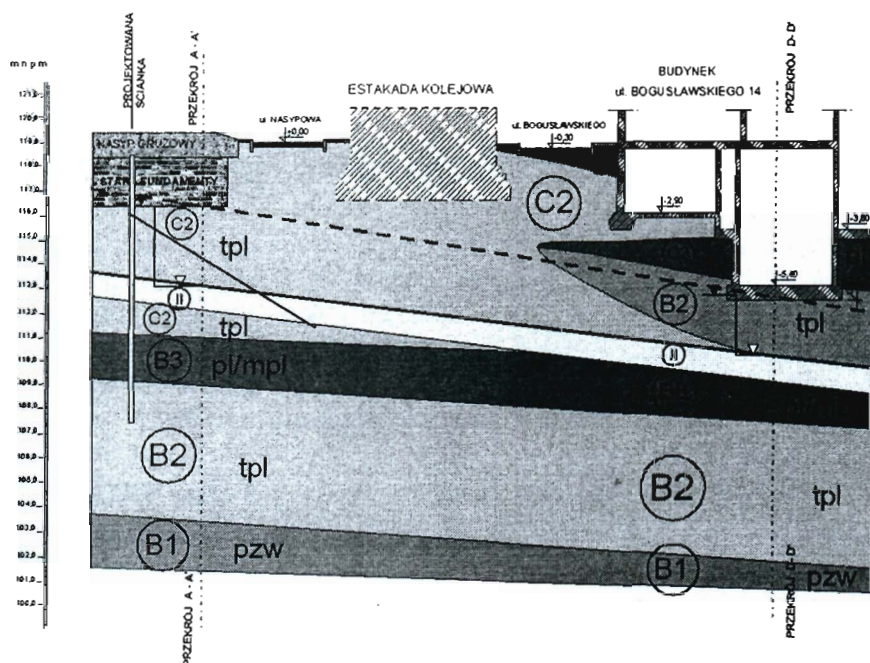
„Centrum Europa” zostało zlokalizowane w dzielnicy Stare Miasto we Wrocławiu w odległości ok. 500m na zachód od Dworca Głównego. Wykop budowlany obejmuje grunty strefy krawędziowej wysoczyzny morenowej występującej na obszarze obecnej doliny rzecznej Odry.

W celu określenia charakterystyki geotechnicznej podłoża przeprowadzono kompleksowe badania geotechniczne obejmujące zarówno standardowe rozpoznanie podłoża za pomocą 16 wierceń na głębokość do 20m, wizji lokalnych w odkrywcę archeologiczną, jak i specjalistyczne badania w postaci dwóch sondowań statycznych CPT oraz jednego badania dylatometrem Marchettiego [2], które to badania były szczególnie pomocne przy ustalaniu wartości parametrów odkształceniowych i wytrzymałościowych podłoża. Konieczność przeprowadzenia badań kompleksowych wynikała ze złożoności budowy podłoża w tym terenie, jak i z ogromnych obaw ze strony PKP – właściciela sąsiadującej z wykopem ceglanej estakady kolejowej.

Dodatkową komplikację prac rozpoznawczych stanowiły złożone warunki hydrogeologiczne występujące w tym rejonie, wymagające przeprowadzenia dodatkowych, szczegółowych analiz. W centrum Wrocławia górne piętro wodonośne stanowią piaski i żwiry neogenu, które nie tworzą ciągłego poziomu

wodonośnego, lecz szereg lokalnych, izolowanych zbiorników wód podziemnych rozdzielonych glinami zwałowymi. Zwierciadło wód ma charakter swobodny lub swobodno-aporowy i zalega na znacznie zróżnicowanych głębokościach nawet między blisko sąsiadującymi otworami badawczymi. Dodatkowo rozpoznanie utrudniały pozostałości po podziemnych kondygnacjach starych budynków, których ruiny rozebrano w latach powojennych. Pozostałości jednej bądź dwóch kondygnacji piwnic wypełnionych gruzem, stanowią baseny wód podziemnych, które podczas rozpoznania podłoża „imitowały” dodatkowy poziom wodonośny.

Biorąc pod uwagę wszystkie wyniki badań i analiz przeprowadzono interpretację budowy geologicznej podłoża w postaci przekrojów geologicznych oraz określono wartości parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw stosując nową klasyfikację gruntów według standardu ISO/CEN 14688:2002. Na rysunku 2 pokazano przekrój geologiczny, dla którego wykonano prognozę deformacji podłoża.



Rys. 2. Przekrój geotechniczny E-E'

Ogólnie, warunki podłoża można określić jako niezbyt korzystne, z uwagi na występowanie nawodnionej warstwy gruntów przepuszczalnych i słabo przepuszczalnych, które zalegają bezpośrednio pod fundamentami estakady. Ta

murowana budowla z łukami ceglanymi jest konstrukcją niskostrojoną, bardzo wrażliwą na stosunkowo niskie częstotliwości drgań, które są emitowane przede wszystkim przez kafary przy zabijaniu brusów stalowych. Drgania w czasie zabijania ścianki łatwo mogą przenosić się nawodnioną warstwą II, zalegającą bezpośrednio pod fundamentami estakady, działając niekorzystnie na jej konstrukcję. Wyznaczono zatem strefę ochronną o szerokości 30m, w której projektowaną ściankę można zagłębiać tylko metodą wciskania, nie generując przy tym szkodliwych drgań.

2. Obliczenia numeryczne odkształceń podłoża gruntowego

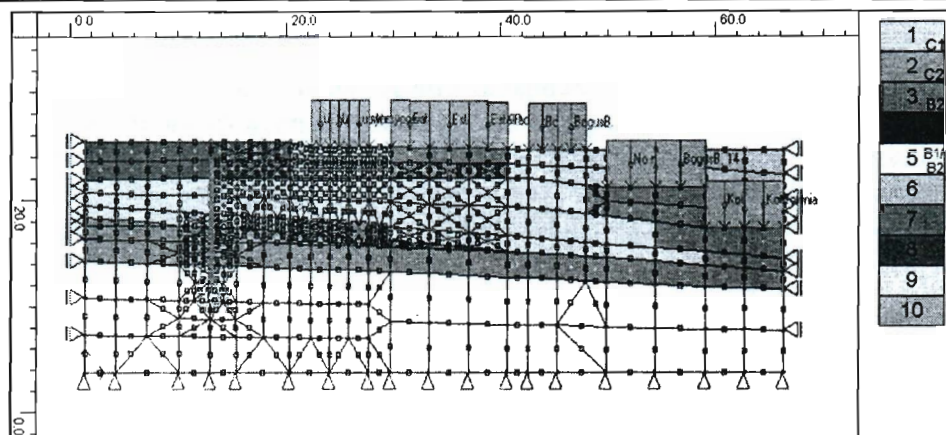
W celu określenia prognozowanej wielkości deformacji otoczenia planowanego wykopu i zarazem stopnia zagrożenia przeprowadzono analizy numeryczne za pomocą metody elementów skończonych przy użyciu programu „Z-Soil”. Do obliczeń przyjęto model gruntu jako ciało sprężysto-plastyczne z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra.

Prócz charakterystyki geotechnicznej terenu, do zbudowania modelu numerycznego niezbędne były również dane archiwalne dotyczące m.in. położenia linii zabudowy przedwojennych, już nieistniejących budynków, głębokości ich posadowienia, a w szczególności informacje o podziemnych kondygnacjach kompleksu Teatru „Capitol”. Wymagało to przeprowadzenia niezbędnych poszukiwań w archiwach miejskich [1].

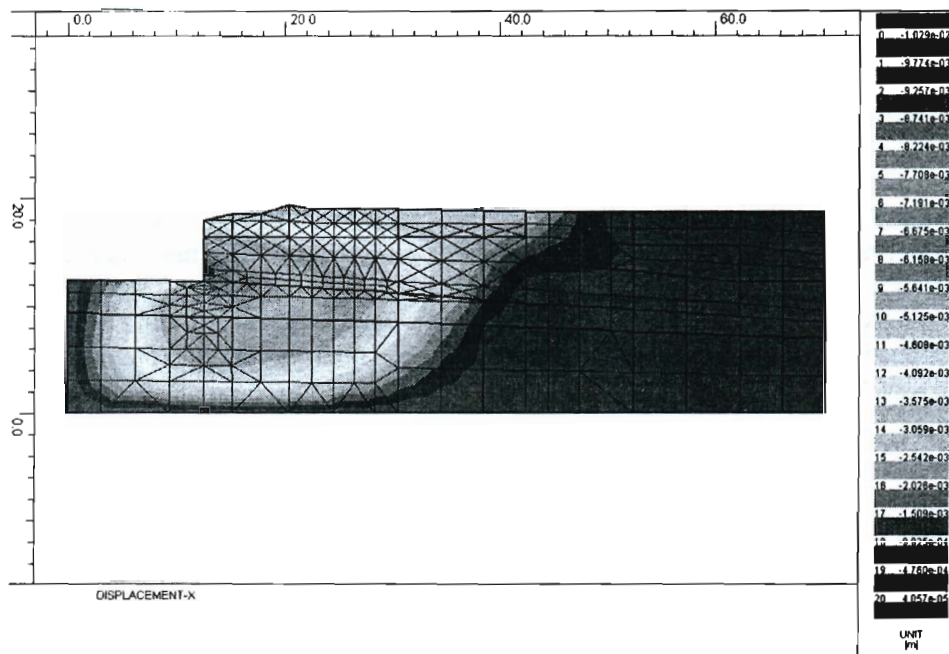
Wstępny podział siatki elementów skończonych schematu obliczeniowego wykonanego dla przekroju E-E' (rys. 2), co pokazano na rys. 3. W obliczeniach numerycznych modelowano proces wykonania wykopu, obejmujący następujące etapy:

- etap I** – wykonanie wykopu w warstwie gruzu i pozostałości kondygnacji podziemnej starej zabudowy istniejącej wzdłuż ul. Nasypowej. Głębokość wykonania wykopu przyjęto do poziomu posadowienia fundamentów dawnej zabudowy – ok. 1,5-2,5m p.p.t.;
- etap II** – wykonanie ścianki wciskanej długości 11m oraz kotew gruntowych;
- etap III** – pogłębienie wykopu do rzędnej 112m n.p.m. (około 7-7,5m p.p.t.).

Wyniki obliczeń otrzymano w postaci siatek deformacji podłoża gruntowego oraz wykresów warstwicznych przemieszczeń. Przykładowo na rys. 4 podano rozkład przemieszczeń poziomych dla etapu III.



Rys. 3. Model numeryczny przekroju geotechnicznego E-E'



Rys. 4. Rozkład przemieszczeń poziomych dla etapu III

W tabeli 1 zestawiono prognozowane wartości końcowych przemieszczeń poziomych oraz pionowych estakady PKP w poziomie jej posadowienia. Podane przemieszczenia określono dla średnich wartości parametrów geotechnicznych.

Przeprowadzone analizy również wykazały, jakie konsekwencje dla estakady może mieć ewentualne wystąpienie awarii ścianki szczelnej i skarpy wykonanej wzdłuż tej wrażliwej, ceglanej budowli.

Tablica 1. Zestawienie wyników obliczeń przemieszczeń podłoża estakady PKP w przekroju obliczeniowym E-E' (rys. 1)

Etap obliczeń		Przemieszczenia [mm]			
		poziome		pionowe	
		strona bliższa wykopu	strona dalsza	strona bliższa wykopu	strona dalsza
1	Wykonanie wykopu na głębokość około 1,5 – 2,5m p.p.t.	< 1,5		< 1	
2	Wykonanie ścianki wciskanej i pogłębienie wykopu do poziomu 112m n.p.m.	4	2	2,5	1,2
3	Wielkości maksymalne, mogące wystąpić w przypadku awarii ściany wykopu lub kotwi gruntowych	5	2	6	4

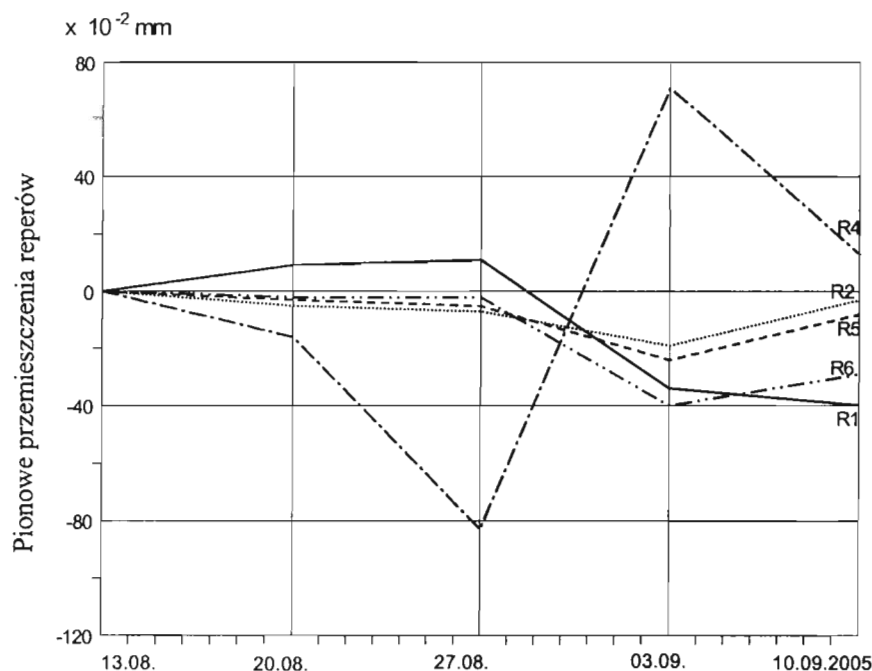
Wartości z tabeli 1, podane dla strony bliższej wykopu, dotyczą przemieszczeń estakady PKP od ul. Nasypowej (strona położona bliżej względem projektowanego wykopu), z kolei przemieszczenia dla strony dalszej dotyczą przeciwległej strony estakady – od ul. Bogusławskiego. Różnice obu wartości przemieszczeń wskazują na wielkość możliwych nierównomierności przemieszczeń budowli.

Przewidywane odkształcenia podłoża gruntowego w rejonie estakady kolejowej zestawione w tabeli 1 są na tyle małe, iż nie przekraczają dopuszczalnych wartości umownych przemieszczeń i odkształceń zachodzących w fazie eksploatacji wszystkich rodzajów budowli. Stwierdzono zatem, iż nie powinny stanowić zagrożenia dla konstrukcji estakady, jak i nie powinny być utrudnieniem dla ruchu pociągów.

Ponadto przeprowadzono analizę stateczności wykopu wykonanego na pełną głębokość wraz ze ścianką szczelną, stosując metodę redukcji parametrów wytrzymałości. Minimalna wartość wskaźnika stateczności masywu gruntowego sąsiadującego ze ścianką szczelną wyniosła $F_{\min} = 2,8$. Zatem prawidłowo wykonana ścianka w pełni zabezpiecza stateczność wykopu z wymaganym zapasem stateczności. Uzyskany wynik potwierdziły obliczenia wykonane klasyczną metodą Felleniusa.

3. Porównanie wyników prognozowania z wynikami pomiarów

W czasie wykonywania robót ziemnych zalecono prowadzenie obserwacji geodezyjnych zachowania się konstrukcji estakady kolejowej. Dokonano tego poprzez pomiar przemieszczeń pionowych 6 reperów roboczych zainstalowanych po obu stronach estakady w okresie od rozpoczęcia głębienia wykopu wzdłuż ul. Nasypowej do zakończenia prac w tym rejonie.



Rys. 5. Przeszacowania pionowe reperów roboczych

Repery R1-R4 umieszczone zostały na estakadzie od strony ul. Nasypowej, repery R5, R6 od ul. Bogusławskiego (bardziej oddalone od wykopu). Przeszacowania reperu R3 pominięto, są bardzo zbliżone do R2.

Wykonywanie pomiarów zalecono dokonywać raz na tydzień w czasie głębienia wykopu oraz raz na miesiąc w pozostałym okresie. Łącznie wykonano pięć serii pomiarów w ciągu jednego miesiąca. Pomiaru przeprowadzono z dokładnością do 0,01mm zgodnie z wymogami niwelacji precyzyjnej. Wyniki przedstawia wykres – rysunek 5.

Maksymalne wartości rzeczywistych przemieszczeń reperów roboczych nie przekroczyły wartości 0,9mm i były mniejsze od prognozowanych. Zarejestrowane tak nieznaczne osiadania konstrukcji estakady były między innymi efektem dbałości o jej bezpieczeństwo ze strony inwestora jak również bardzo starannego prowadzenia robót ziemnych przez wykonawcę. Głębień wykopu rozpoczęto od strony najbardziej odległej od estakady, pozostawiając ściankę szczelną przez długi czas podpartą niewybrany gruntem, który pełnił rolę przypory ziemnej. Odpowiednio ustalony harmonogram prac umożliwił minimalizację czasu trwania robót ziemnych i fundamentowych w sąsiedztwie estakady. Również czynnik niezależny od inwestora, jakim była pogoda, w tym przypadku zadziałał na jego korzyść – słoneczna pogoda bez większych opadów nie spowodowała pogorszenia warunków geotechnicznych. Wszystkie te czynniki, działając równocześnie sprawiły, że rzeczywiste przemieszczenia estakady były znacznie mniejsze od prognozowanych.

Wnioski

Wstępne analizy numeryczne deformacji podłoża gruntowego estakady, wykonane na podstawie głównie „normowych” wartości parametrów geotechnicznych wykazały, że wartości przemieszczeń mogą wynosić kilka do kilkunastu centymetrów. Wystąpienie tak dużych deformacji skutkowałyby awarią lub katastrofą niezwykle istotnej dla miasta Wrocławia i regionu magistrali kolejowej. Specjalistyczne badania polowe, w postaci sondowań statycznych i badań dylatometrycznych oraz dogłębne analizy warunków hydrogeologicznych, w sposób kompleksowy umożliwiły ustalenie wiarygodnych wartości parametrów geotechnicznych koniecznych do przeprowadzenia analiz numerycznych. Analizy te wykazały, że przemieszczenia pionowe estakady nie przekroczą 2,5mm w przypadku bezawaryjnego wykonania ścianki zabezpieczającej. Ostatecznie pomierzone przemieszczenia nie przekroczyły 1mm, przy czym największe wartości przemieszczeń wystąpiły w rejonie wiaduktów nad ulicami Powstańców Śląskich i Komandorskiej (repery R1 i R4). Przemieszczenia pozostałych reperów (rys. 5) wykazały równomierność osiadań konstrukcji estakady poza przyczółkami wiaduktów.

Oprócz korzystnych warunków klimatycznych, istotną rolę odegrali tu inwestor i wykonawca robót ziemnych, których przemyślane działania spowodowały znaczące ograniczenie możliwych wielkości przemieszczeń estakady.

Literatura

- [1] Budowlana dokumentacja archiwalna, Muzeum Architektury, Oddz. Archiwum Budowlane, teczka nr 1253, ul. Piłsudskiego 69, Wrocław
- [2] Dokumentacja geotechniczna warunków gruntowo-wodnych podłoża realizowanej inwestycji „Galeria Europa” we Wrocławiu w kwartale ulic Komandorska/Swobodna/Powstańców Śl./Nasypowa wraz z uzupełnieniami, PPBiRG „Geostandard” Sp. z o.o., Wrocław, 2004
- [3] Skarżewski J. M.: *Wzmocnienie łukowych przęseł kolejowej estakady wylotowej z Wrocławia*, Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów. XII Seminarium, Poznań, 2002

THE STABILITY FORECASTING OF THE RAILROAD TRESTLE WORK IN WROCLAW

Summary: The results of analyses concerning the assessment of risks for the safe exploitation of the railway trestle work in Wrocław were presented. A deep building excavation was designed in the vicinity of the old, brick trestle work. The numerical forecast of the deformation of subsoil concerned the determination of the final values of horizontal and vertical displacements at the level of the foundation. Results of comprehensive geotechnical examinations, included CPT and dilatometric tests, were the fundamentals of numerical calculations. For the verification of the accuracy of the forecast and values of geotechnical parameters carried out the measurements of the vertical displacements of both sides of the trestle work.

Adam Bolt¹, Witold Sterpejkowicz-Wersocki²

Awaria ujęcia drenażowego wód podziemnych

Streszczenie: W obecnej dobie dość często dochodzi do niekontrolowanego niszczenia starych, istniejących systemów drenażowych w wyniku prowadzonych procesów inwestycyjnych. W artykule przedstawiono opis zaistniałej awarii ujęcia drenażowego wód podziemnych, będącej wynikiem działalności człowieka. Przedstawiono również analizę warunków gruntowo-wodnych wraz z propozycją zabezpieczenia miejsca awarii i poprawy bezpieczeństwa obiektów na przyległych posesjach.

Wprowadzenie

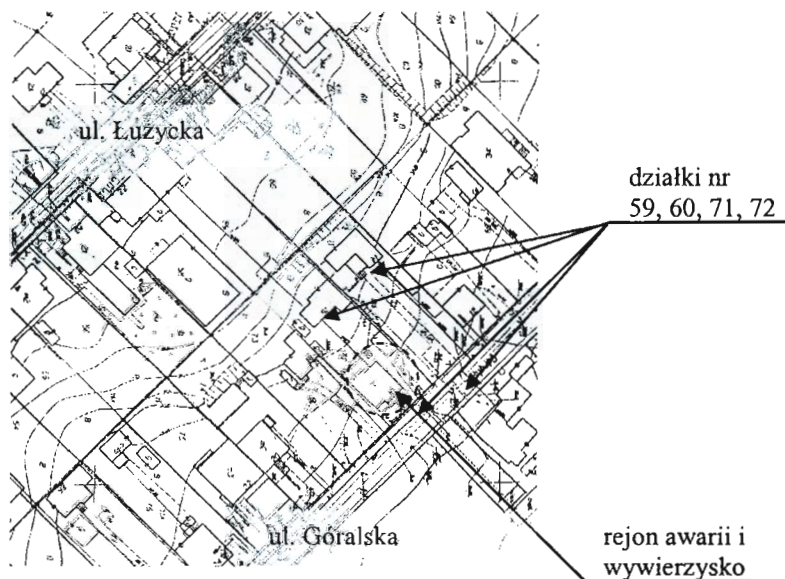
Podczas prowadzonych obecnie procesów inwestycyjnych dość często dochodzi do degradacji istniejących systemów drenażowych. Z doświadczenia autorów wynika, że nierzadkim zjawiskiem jest przecięcie drenów bez wykonania obejścia. Dochodzi wówczas do sytuacji, w której istniejący drenaż, mimo awarii częściowo nadal pracuje, doprowadzając wodę w rejon uszkodzenia, powodując dodatkową koncentrację wypływu w miejscu awarii. W artykule opisano awarię ujęcia drenażowego z lat 30. ubiegłego wieku będącą wynikiem zachodzących procesów inwestycyjnych.

¹ dr hab. inż., prof. PG, Politechnika Gdańska

² mgr inż., Politechnika Gdańska

1. Charakterystyka warunków gruntowo-wodnych

Analizowany teren zlokalizowany jest w pradolinie Potoku Kacza, którą głównie wypełniają utwory żwirowe i piaszczyste pochodzenia rzecznego (rys. 1). Podłoże obszaru zbudowane jest z utworów czwartorzędowych zlodowacenia północno-polskiego, w postaci glin zwałowych i piasków zwałowych tworzących wysoczyzny polodowcowe. Zwierciadło wody gruntowej występuje na głębokości 1÷6m p.p.t. i uzależnione jest od pory roku i występowania opadów. W rejonie występowania namulów i torfów, występuje napięte zwierciadło wody gruntowej stabilizujące się na poziomie terenu. Wstępna ocena hydrogeologiczna pozwala stwierdzić, że woda wypływająca na terenie posesji pochodzi z warstwy wodonośnej. Wypływ wód na powierzchnię terenu wynika z budowy geologicznej i warunków hydrogeologicznych występujących w rejonie awarii. Na obszarze tym, występuje płytko położona warstwa wodonośna o kilkumetrowej miąższości. Warstwa ta prowadzi wody o zwierciadle swobodnym lub napiętym (pod ciśnieniem artezyjskim) przez występujące w nadkładzie przypowierzchniowe utwory słabo przepuszczalne (mułki, namuły, gliny piaszczyste). Z archiwalnych geotechnicznych badań podłoża gruntowego wynika, że wody gruntowe w górnej części zbocza występują pod nadkładem utworów słabo przepuszczalnych (torfów i namulów) na głębokości od 2,3 do 2,7m.



Rys. 1. Plan sytuacyjny miejsca wystąpienia awarii

W warunkach naturalnych spływ wód gruntowych odbywał się do Potoku Kacza, stanowiącego naturalną bazę drenażu wód podziemnych na tym obszarze. Okresowo, wody gruntowe mogły również wypływać w niewielkich rozcięciach erozyjnych u podnóża zbocza, wzdłuż ul. Góralskiej, powodując okresowe wysięki i podtopienie terenu. Skala wysięków wód była jednak niewielka i nie powodowała niekorzystnych skutków na powierzchni terenu.

Ocena zjawiska przedstawiona w artykule dotyczy globalnych warunków na tym obszarze. Lokalnie, w rejonie analizowanych działek, znajduje się wychodnia warstwy wodonośnej, której wody ujęte były systemem drenażowym, obecnie nie funkcjonującym.

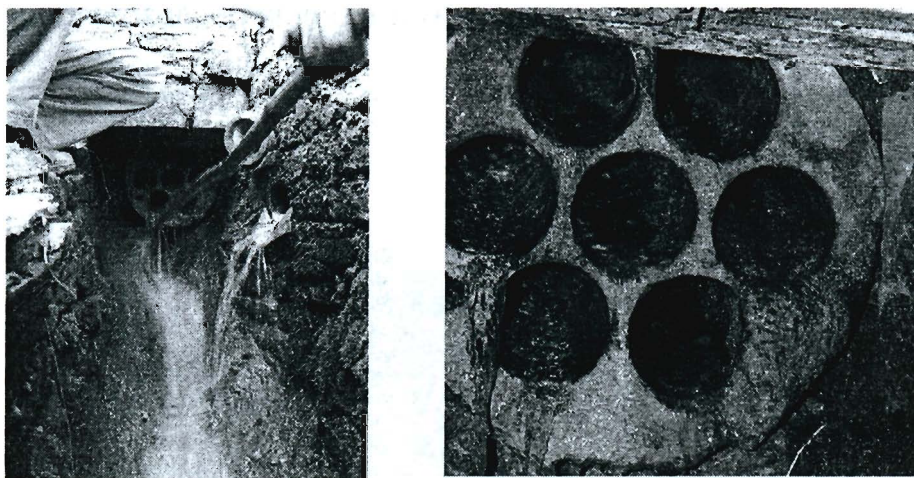
2. Opis i przyczyny zaistniałej awarii ujęcia drenażowego

W połowie lipca 2004 r. doszło do znacznego wypływu wód podziemnych na terenie posesji nr 72 (rys. 2). Skutkiem tego było zalanie piwnic budynku mieszkalnego i konieczność wypompowania wody. Stwierdzono wypływ wody unoszącej znaczne ilości piasku.



Rys. 2. Wypływ wody na działce nr 72; z prawej strony – budynek gospodarczy

Wstępny szacunek ilości wypływającej wody na podstawie odpływu wody do studni drenażowej wskazuje na stały wypływ rzędu $15\text{m}^3/\text{godz}$. W rejonie zaistniałej awarii, od lat 30. ubiegłego stulecia funkcjonuje odprowadzenie wód drenażowych z terenu posesji położonych powyżej działki nr 72. Istniejący system ujęcia drenażowego uległ stopniowej degradacji, na skutek kolmatacji oraz możliwych uszkodzeń w trakcie procesów inwestycyjnych na obszarze powyżej działki nr 72, a 5 lat wcześniej uległ poważnej awarii składał się z systemu drenów. W studziencie zbiorczej, istniejącej w narożniku (za budynkiem gospodarczym) na granicy działek 72, 71, 59, 60 znajduje się wyjście 7 ciągów drenarskich (rys. 3). W chwili obecnej pracują tylko 2. Pozostałe 5 uległo zniszczeniu i w chwili obecnej nie odprowadzają wód gruntowych.



Rys. 3. Wylot istniejących ciągów drenarskich – z 7 tylko 2 są czynne

Z układu drenażowego wynika, że zasięg ujęcia może obejmować działki 58, 59, 60, 61. Wody, które znalazły sobie ujście na teren działki nr 72, są wodami uprzednio ujmowanymi przez ujęcie drenażowe funkcjonujące od lat 30. ubiegłego stulecia, będące elementem systemu Potoku Kacza. Występujący wypływ ma charakter wywierzyška i jest wypływem naturalnych wód artezyjskich ujętych systemem drenażowym. Występująca w wywierzyšku sufozja (rys. 5 i 6) spowodowała osiadanie korony skarpy na działce nr 59, osunięcie skarpy, zapadlisko oraz liczne uszkodzenia budynku gospodarczego usytuowanego u podnóża skarpy (rys. 4 i 6).



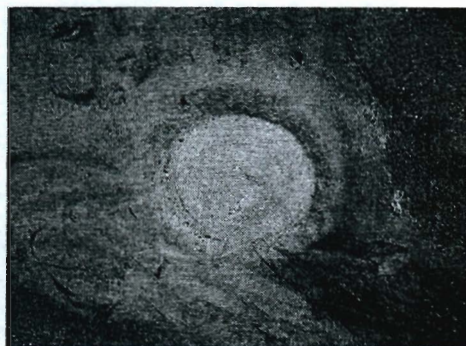
Rys. 4. Zapadlisko o głębokości ok. 3m za budynkiem gospodarczym; w dnie widoczne są intensywne sączenia

Przez wiele miesięcy nie przystąpiono do wykonania prac mających na celu ujęcie wód gruntowych, wykonując jedynie prace doraźne. Efektem tych zaniedbań jest postępująca degradacja podłoża gruntowego w rejonie działek nr 59 i 60.

Należy stwierdzić, że obserwowany gwałtowny wypływ wód podziemnych, oprócz czynników przyrodniczych (budowy geologicznej, warunków hydrogeologicznych, ukształtowania zbocza) powstał przede wszystkim w wyniku wykonanych prac ziemnych i budowlanych (często nielegalnych), przeprowadzonych między ulicami: Łużycką i Góralską. W wyniku tych prac pierwotne ukształtowanie zbocza zostało znacznie zmienione, część terenu została zniwelowana, powstały sztuczne skarpy, a teren wzdłuż ul. Góralskiej został obniżony, co należy uznać za bezpośrednią przyczynę intensywnego wypływu wód podziemnych na powierzchnię.



Rys. 5a. Wywierzyisko – sufozja piasków drobnych i namulów (fot. z lipca 2004)



Rys. 5b. Wywierzyisko – sufozja piasków średnich (fot. z października 2004)

Warstwa wodonośna prowadząca wody podziemne, występujące na tym terenie pod ciśnieniem subartezyjskim lub artezyjskim, w warunkach naturalnych była przykryta kilkumetrowym pokładem utworów słabo przepuszczalnych i izolowała wody podziemne od powierzchni terenu.

W trakcie prac ziemnych, część nadkładu słabo przepuszczalnego została zdjęta, w wyniku czego, występujące pod ciśnieniem wody gruntowe przebiły osłabioną warstwę izolującą i wypłynęły na powierzchnię terenu. Dodatkowym czynnikiem zwiększającym napływ wód podziemnych w kierunku ul. Góralskiej jest sztuczne, na dodatek nielegalne, zasilanie warstwy wodonośnej poprzez odprowadzenie wód deszczowych z połaci dachowych bezpośrednio do gruntu. Istniejące od lat 30. ujęcie drenażowe ulegało stopniowej degradacji w sposób naturalny na skutek kolmatacji.

System drenażowy, mimo awarii, prawdopodobnie częściowo nadal pracuje doprowadzając wodę do posesji nr 72. Powoduje to dodatkową koncentrację wypływu w tym rejonie.

Procesy inwestycyjne na tych obszarach oraz możliwe uszkodzenia systemu drenażowego, brak fachowego nadzoru oraz nie uwzględnienie systemu w sieci miejskiej przy jego eksploatacji, spowodowały powstanie omawianej sytuacji.

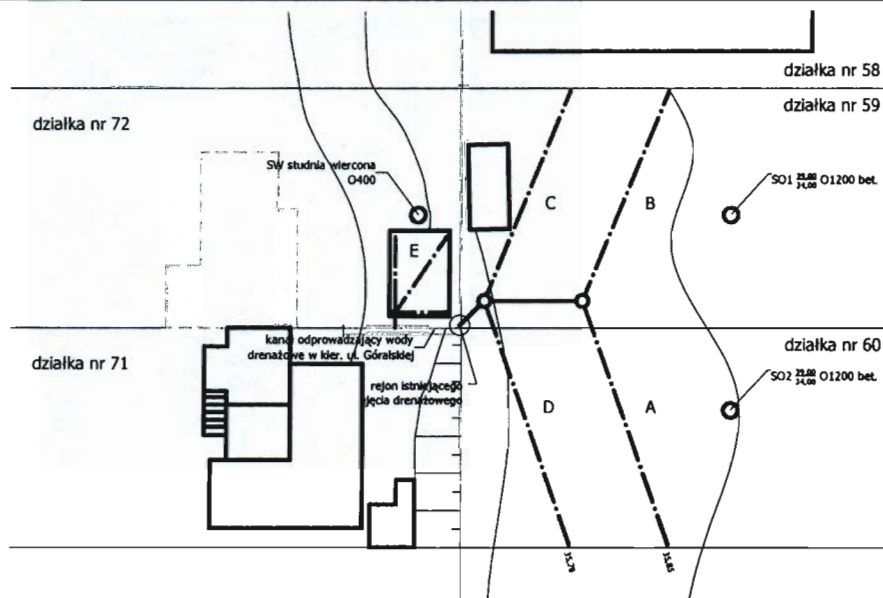


Rys. 6. Sufozja podłoża spod posadzki budynku gospodarczego

3. Propozycje rozwiązania

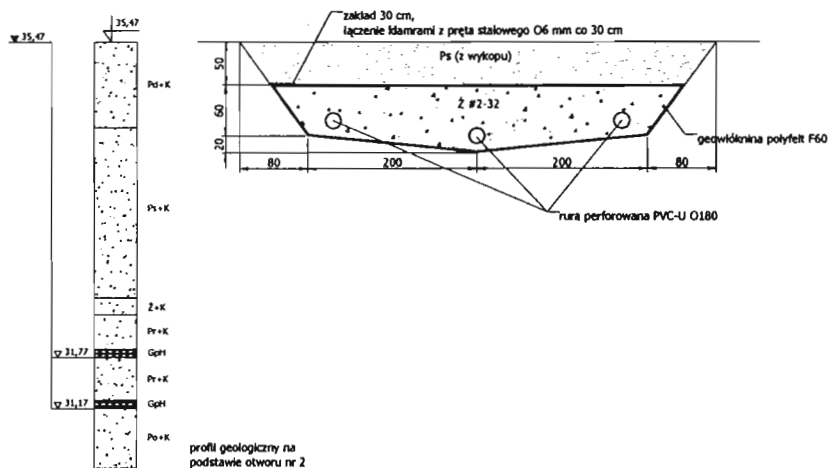
Proponowane prace, mające na celu przechwycenie wód gruntowych, likwidację procesów sufozyjnych i stabilizację warunków gruntowo-wodnych w rejonie awarii, przewidywane są do wykonania w dwóch etapach (rys. 7).

W etapie I, na działce nr 72, korzystając z samoistnie wytworzonych wywierzyisk, planuje się wykonanie studni SW pracującej na samowypływ i odprowadzającej wody gruntowe do kanału odprowadzającego wody drenażowe do kolektora przy ul. Góralskiej. Po jej wykonaniu przewiduje się ujęcie wód w miejscu drugiego wywierzyiska – pod posadzką budynku gospodarczego E. Ujęcie to, w formie drenażu powierzchniowego (rys. 8), ujmować będzie wody, jednocześnie zapobiegając procesom sufozyjnym obserwowanym obecnie w podłożu pod budynkiem.

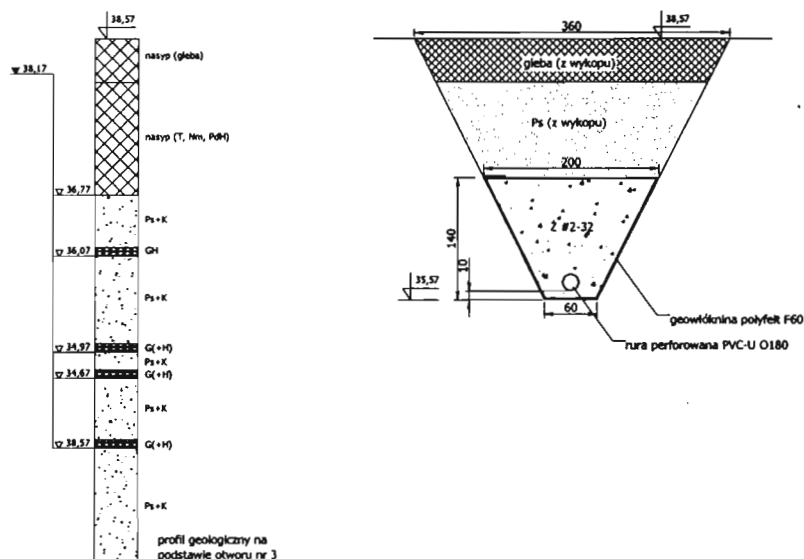


Rys. 7. Plan sytuacyjny nowego systemu drenażowego

W przypadku gdyby podjęte przedsięwzięcia nie ustabilizowały wystarczająco warunków wodno-gruntowych, w etapie II przewiduje się częściowe odtworzenie starego ujęcia drenażowego (ciągi A, B, C, D) na działkach położonych wyżej, tj. nr 59 i nr 60 (rys. 7 i 9). Ze względu na trudne warunki gruntowo-wodne w tym rejonie, konieczne będzie wykonanie dwu studni osłonowych SO1 i SO2, przejmujących częściowo napływ wód ze zbocza (od strony ul. Łużyckiej). Dodatkowymi trudnościami są konieczność wykonywania większości prac ziemnych ręcznie, znaczna głębokość wykopów pod drenaże sięgająca ok. 3m (w rozluźnionym gruncie) i bliskie sąsiedztwo budynków mieszkalnych, które powstały na tym terenie już w okresie funkcjonowania starego drenażu. Z wymienionych wyżej powodów i zdecydowanie większych kosztów, decyzja o rozpoczęciu prac związanych z etapem II, uzależniona jest od efektów robót wykonanych na etapie I.



Rys. 8. Przekrój przez ujęcie drenażowe pod posadzką budynku gospodarczego (na działce nr 72)



Rys. 9. Typowy przekrój poprzeczny przez zbieracze A, B, C, D (na działkach nr 59 i 60)

Zakończenie

Przedstawiony przypadek stanowi przykład dość powszechnego niedoceniańa zmian wprowadzanych w naturalnie zrównoważonym środowisku gruntowo-wodnym. Analiza zaistniałej awarii wskazuje, że czynnikiem degradującym istniejące ujęcie drenażowe, oprócz naturalnych procesów starzenia i kolmatacji, było zwiększenie zasilania warstwy wodonośnej na skutek procesów inwestycyjnych na obszarze zlewni zasilającej warstwę wodonośną oraz możliwe uszkodzenia sieci drenarskiej. Procesy te w sposób znaczący wpływają na lokalne zwiększenie się wydatków krótkookresowych i wymagają dostosowywania lokalnych ujęć drenażowych do nowych warunków.

W analizowanym przypadku, awaria systemu drenażowego objawiła się gwałtownym wypływem wód gruntowych na powierzchnię terenu. W innych przypadkach uszkodzenia systemu drenażowego, w wyniku prowadzonych robót budowlanych, dochodzi zazwyczaj do mniej gwałtownych, jednak bardzo uciążliwych następstw, np. podmakania ścian, zalewania piwnic. Najważniejsze jest jednak, aby Inwestor, przed przystąpieniem do wykonawstwa, rozważył problem kompleksowej regulacji stosunków wodnych (z uwzględnieniem istniejących systemów drenarskich) w taki sposób, aby w czasie budowy, jak i podczas dalszego użytkowania obiektów, uniknąć problemów z wodą gruntową.

FAILURE OF DRAINAGE INTAKE

Summary: In this paper a failure of drainage intake as a result of human activity is described. Analysis of soil conditions is presented with proposal of protection the place of failure and assure building's safety.

Tadeusz Chyży¹

Analiza odtworzeniowa oddziaływania drgań propagowanych przez podłoże gruntowe na budynek mieszkalny

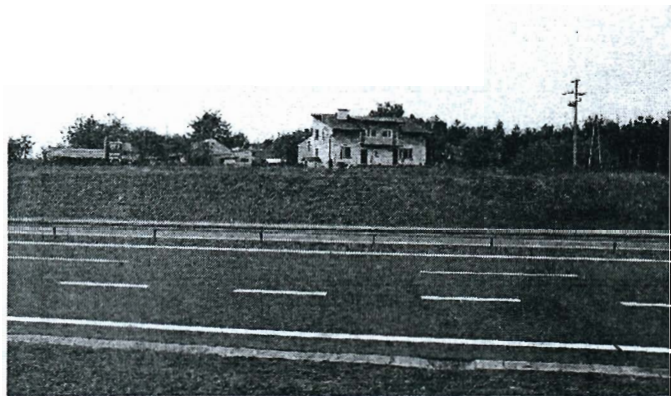
Streszczenie: W referacie zaprezentowano metodykę odtworzenia drgań podłoża gruntowego, oddziaływujących na budynek mieszkalny, generowanych przez walce wibracyjne pracujące przy budowie obwodnicy. Metoda odtworzenia polega na wykonaniu pomiarów drgań wywołanych pracą walców wibracyjnych na innym, dostępnym odcinku robót, tzw. źródle. Ustalono funkcję przejścia źródło-budynek dla przedmiotowego obiektu. W ten sposób uzyskano prawdopodobne akcelerogramy drgań fundamentu, które wykorzystano do dalszych analiz normowych.

Wstęp

Przedmiotem badań zaprezentowanych w artykule, jest budynek mieszkalny, zlokalizowany w odległości ok. 50m od krawędzi nowo wybudowanej obwodnicy Ostrowii Mazowieckiej (rys. 1). Badania dotyczyły ustalenia przyczyn powstania szeregu uszkodzeń zarejestrowanych na tym obiekcie, takich jak spękanie ściany działowej, zarysowane ściany nośne oraz spękanie i odpadające tynki. Jednym z kierunków badań było ustalenie, czy roboty ziemne prowadzone kilka lat wcześniej podczas budowy obwodnicy, były przyczyną zaistniałych uszkodzeń. Do robót ziemnych, które potencjalnie mogły być źródłem drgań powodujących uszkodzenia obiektu, zakwalifikowano prace związane z zagęszczaniem warstw podłoża gruntowego przez walce wibracyjne.

¹ dr inż., Politechnika Białostocka

Sprawdzenie, czy rzeczywiście roboty ziemne mogły być przyczyną uszkodzeń budynku, wymagałoby odtworzenia stanu poprzedniego (w celu „zdzjęcia” akceleroграмów [1]), co obecnie jest niemożliwe, ze względu na to, iż droga jest już wybudowana i eksploatowana. Dlatego autor zaproponował pośrednią metodę określenia tychże oddziaływań, którą zaprezentowano w niniejszym referacie.



Rys. 1. Widok na przedmiotowy budynek mieszkalny od strony obwodnicy

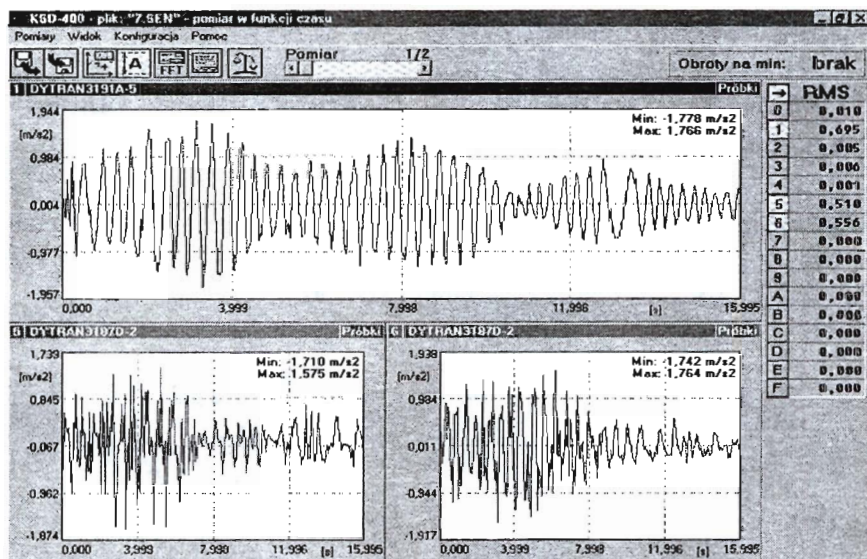
1. Odtworzenie oddziaływań związanych z procesem budowy obwodnicy

Odtworzenie rzeczywistych oddziaływań na omawiany budynek, które wystąpiły w czasie realizacji robót drogowych przy budowie obwodnicy, w chwili obecnej jest niemożliwe, gdyż w czasie trwania robót nie były prowadzone badania pomiarowe na przedmiotowym obiekcie. Dlatego też zastosowano przybliżoną metodę odwzorowania, polegającą na wykonaniu trzech następujących czynności:

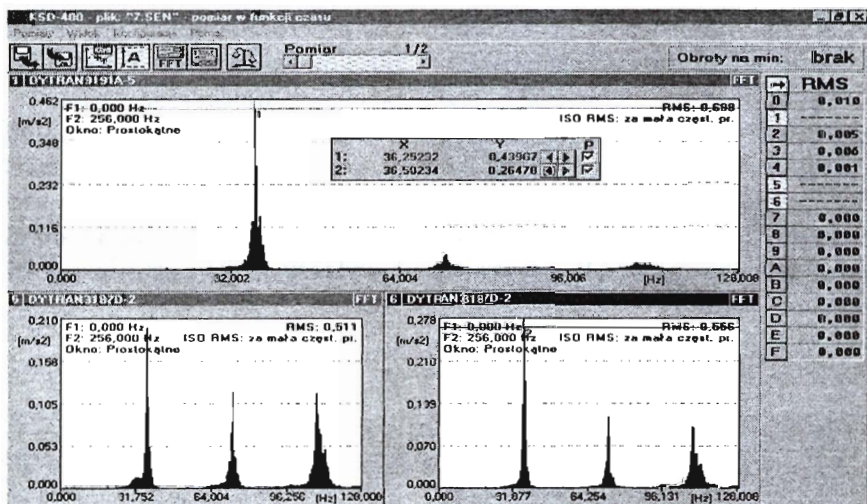
1.1. Wykonanie pomiarów drgań na innym placu budowy

W czasie realizacji badań, możliwe do wykonania okazały się pomiary drgań dla walców pracujących przy zagęszczaniu nawierzchni asfaltowej. Były to walce typu: HAMM HD75, HAMM DV8 oraz VP200 – STAVOSTROJ. Natomiast podczas realizacji obwodnicy stosowano maszyny typu: DYNAPAC 512,

BOMAG 213 i STAVOSTROJ 170. Do badań porównawczych wybrano maszyny o podobnej zasadzie pracy: HAMM HD75 i DYNAPAC 512. Parametry robocze



Rys. 2. Pomiar przyspieszenia [m/s²] dla walca typu HAMM HD75, odpowiednio dla: składowej pionowej, składowej równoległej i prostopadłej do osi drogi

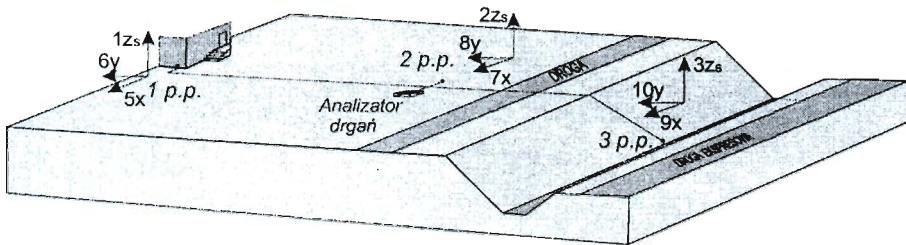


Rys. 3. Charakterystyki częstotliwościowe sygnału

obu maszyn zestawiono w tabeli 1. Pomiary wykonano na stanowisku zlokalizowanym przy jezdni. Na rysunku 2 podano przykładowy pomiar przyspieszenia dla walca typu HAMM HD75, a na rysunku 3 – charakterystyki częstotliwościowe tych sygnałów.

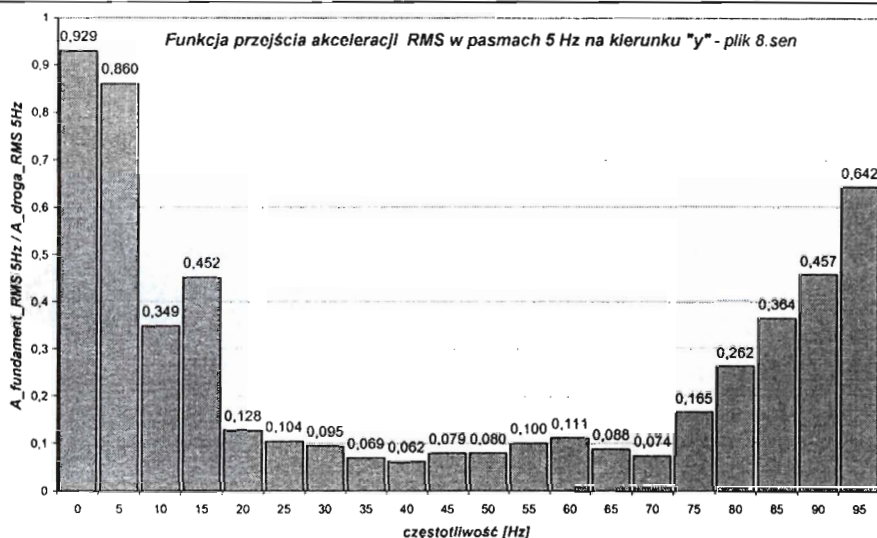
1.2. Wykonanie pomiarów na przedmiotowym obiekcie – określenie funkcji przejścia

Rejestrację drgań na przedmiotowym obiekcie wykonano w trzech punktach pomiarowych: na fundamencie budynku, przy jezdni obwodnicy, oraz kontrolnie w połowie odległości budynku od obwodnicy (rys. 4).



Rys. 4. Szkic rozmieszczenia czujników na drodze propagacji drgań

Jako źródło drgań przyjęto oddziaływania generowane przez przejeżdżający tabor drogowy. Aby maksymalnie zniwelować różnice charakterystyk częstotliwościowych generowanych przez pracujące walce oraz charakterystyk generowanych przez ruch taboru samochodowego, całe analizowane pasmo (do 100Hz) podzielono na wąskie pasma o szerokości 5Hz, które poddano oddzielnej obróbce, wyznaczając wartości skuteczne RMS [2]. Stosunek uzyskanych wartości skutecznych RMS na fundamencie budynku oraz przy drodze – źródle, określono mianem funkcji przejścia. Dwa przykładowe wykresy funkcji przejścia pokazano na rysunku 5.



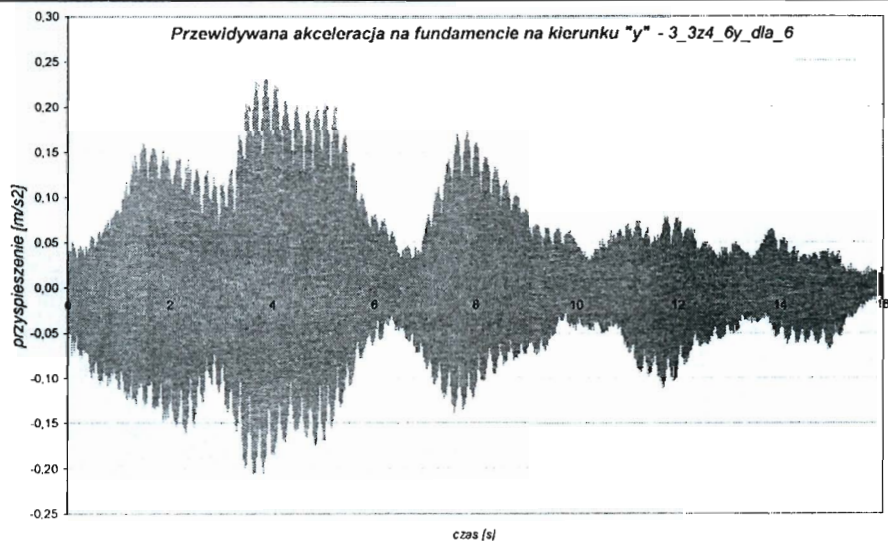
Rys. 5. Funkcje przejścia dla trzech różnych pomiarów – kierunek prostopadły do osi drogi

1.3. Prefiltrowanie akcelerogramów przez funkcję przejścia

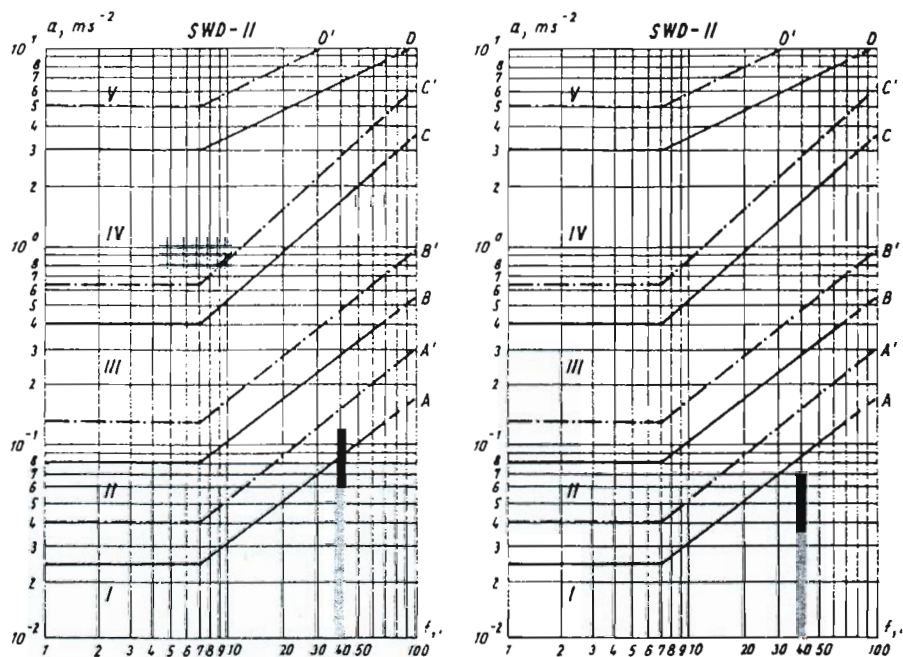
Akcelerogramy zdjęte na zastępczym placu robót drogowych, rozłożono na pasma odpowiadające szerokości pasm funkcji przejścia, w tym przypadku 5Hz. Następnie poszczególne pasmowe akcelerogramy zredukowano zgodnie z wyznaczonymi współczynnikami gaszenia drgań źródło-obiekt (funkcji przejścia). Jednocześnie uwzględniono różnicę w generowanej przez oba typy walców sile odśrodkowej (tablica 1), będącej generatorem wibracji, a tym samym i źródłem drgań. Po złożeniu tak spreparowanych pasm otrzymano prawdopodobne wymuszenie działające na fundament obiektu (rys. 6), które poddano dalszej analizie normowej [3].

Tabela 1. Wybrane parametry walców wibracyjnych

	Hamm HD 75 HV	DYNAPACK CA 512
Masa operacyjna:	16,350 lbs	34,400 lbs
Siła odśrodkowa:	17,100 lbs/drum	67,500/53,550 lbs
Szerokość robocza:	66 in.	84 in.
Silnik:	Deutz BF4M 2011	Cummins 6BTAA 5.9
Moc:	80 HP	173 HP
Prędkość robocza:	0-8 mph	0-7 mph



Rys. 6. Akcelerogram domniemanych drgań oddziaływujących na fundament budynku – kierunek prostopadły do osi drogi



Rys. 7. Nomogramy SWD-II – kierunek prostopadły do osi drogi

Dla tak uzyskanych akceleroграмów, wyznaczono wartości przyspieszeń w pasmach 1/3 oktaowych dla częstotliwości środkowych pasm f_i w zakresie od 0,8 do 80Hz. Przykładowe wyniki zamieszczono na rysunku 7.

Zakończenie

Niejednokrotnie w praktyce inżynierskiej występuje potrzeba określenia, czy występujące wcześniej oddziaływania miały wpływ na aktualny stan budowli. Tak było i w przypadku opisanym w referacie, gdzie należało ustalić przyczynę stanu obecnego budynku mieszkalnego. Precyzyjne odtworzenie sytuacji, która miała miejsce kilka lat wcześniej, nie było możliwe, zarówno ze względów finansowych, jak i z faktu, iż przez tyle lat stan podłoża gruntowego uległ trwałym zmianom, a sama droga jest już w eksploatacji. Zastosowano zatem szacunkową ocenę, na podstawie normowych skal SWD [3][4], oraz zaproponowano pośrednią metodę odtworzenia sygnału amplitudalnego, opisaną w referacie. Metodyka ta nie stanowi wiernego odwzorowania stanu poprzedniego, zatem sugeruje się stosowanie jej tylko w połączeniu ze skalami SWD, jako materiał bazowy do rozkładu na pasma 1/3 oktaowe.

W prezentowanym przypadku wykonane analizy wskazują, iż brak jest podstaw do stwierdzenia, że drgania spowodowane pracami budowlanymi mogły być przyczyną uszkodzeń budynku, który był przedmiotem analizy.

Do zaprezentowanych analiz wykorzystano autorskie oprogramowanie „ProDATA”.

Literatura

- [1] Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E.: *Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach*. ITB, Warszawa, 1993
- [2] Instrukcja ITB 348/98.: *Diagnostyka dynamiczna i zabezpieczenia istniejących budynków mieszkalnych przed szkodliwym działaniem drgań na właściwości użytkowe budynków*. ITB, Warszawa, 1998
- [3] PN-85/B-02170: *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*
- [4] PN-88/B-02171: *Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach*

THE RECONSTRUCTION ANALYSIS OF VIBRATIONS INFLUENCING PROPAGATED BY THE GROUND ON THE FLAT BUILDING

Summary: In this paper the methodology of the reconstruction of the probably vibrations influences, propagated by the ground on the flat building and generated by vibratory rollers working at the construction of the ring road, has been presented. The method of the reconstruction consists in executing of measurements of vibrations created by the working vibratory rollers on other, accessible at present moment, the fragment of road works - so-called the source. In the next step the function of the transition source – building has fixed. This way the probable accelerograms of the basement vibrations have obtained, which have used to further norm analyses.

Badania wykonano w ramach pracy własnej W/IIB/3/05.

Jolanta Dubaj-Nawrot¹, Zbigniew Frankowski², Jerzy Goldsztejn³

Zastosowanie cyfrowych atlasów geologiczno-inżynierskich w planowaniu przestrzennym

Streszczenie: Do właściwego rozwoju urbanistycznego i infrastruktury dużych miast przydatne są różne dane, prezentowane w formie map. Zastosowanie komputerów umożliwia tworzenie baz danych i wizualizacje zebranych informacji w formie map tematycznych. W bazie danych gromadzone są dane dotyczące zarówno warunków geologiczno-inżynierskich, jak również infrastruktury, użytkowania terenu, stosunków własnościowych itd.

W artykule, na przykładzie aglomeracji katowickiej, przedstawiono zasady sporządzania atlasów geologiczno-inżynierskich, w tym budowy bazy danych i opracowania map tematycznych. Omówiono specyfikę wykonania atlasu dla obszaru intensywnie zurbanizowanego, uprzemysłowionego i objętego działalnością górniczą.

1. Kartografia komputerowa dla celów zagospodarowania terenu

Dla dużych aglomeracji miejskich, geologiczno-inżynierska ocena warunków inwestycyjnych powinna wyprzedzać działania inżynierskie. Jest ona niezbędnym warunkiem prawidłowego i racjonalnego planowania przestrzennego i projektowania rozbudowy miast, tak przy wyborze najdogodniejszych wariantów lokalizacji obiektów inwestycyjnych, jak i określaniu ogólnego charakteru zagospodarowania i ochrony środowiska. Kompleksowe opracowanie różnych

¹ mgr, Katowickie Przedsiębiorstwo Geologiczne

² dr, Państwowy Instytut Geologiczny w Warszawie

³ mgr, Przedsiębiorstwo Geologiczne „PROXIMA” S.A.

materiałów archiwalnych, uzupełnionych o niezbędne prace terenowe, umożliwia prawidłową ocenę warunków geologiczno-inżynierskich określonych terenów.

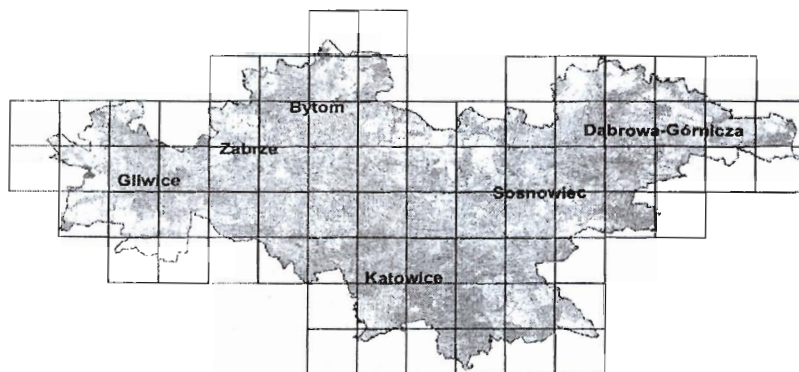
Od wielu lat geologiczno-inżynierskie opracowania kartograficzne, wykorzystywane do zagospodarowania przestrzennego i rozwoju miast, wykonywane są w formie atlasów w skali nie mniejszej niż 1:25 000. Na przełomie lat 60. i 80. ubiegłego wieku, przez Państwowy Instytut Geologiczny zostały opracowane atlasy dla Warszawy, Olsztyna, Poznania, Białegostoku, Wrocławia, Krakowa, Kielc, Szczecina i Radomia. W ramach tych opracowań, zebrano bogaty materiał informacyjno-dokumentacyjny z geologii, geologii inżynierskiej, hydrogeologii i ochrony środowiska dla danego rejonu, który przedstawiono w opracowaniu [5]. Za pomocą ówczesznie stosowanych technik, nie zawsze można było w pełni wykorzystać dostępne informacje. Także sposób przygotowania atlasów geologiczno-inżynierskich – na papierowych podkładach topograficznych, nie zezwalał na dokonywanie bieżących korekt lub ich aktualizowanie, w tym na przykład na powiększanie o nowe tereny inwestycyjne.

Wraz z rozwojem komputeryzacji, podjęto próbę opracowania metodyki oceny warunków geologiczno-inżynierskich z uwzględnieniem problemów ochrony środowiska, według zasad Systemu Informacji Geograficznej (GIS). Umożliwiają one zastosowanie różnorodnych sposobów przetwarzania i aktualizacji informacji, w zależności od potrzeb i wymaganej dokładności.

Biorąc pod uwagę fakt, że środowisko naturalne przedstawia sobą skomplikowany i wzajemnie powiązany system, wszystkie wprowadzane w nim zmiany muszą być szczegółowo rozważane. W pracach studyjnych i projektowych, w zakresie inwestycji na obszarach miejskich, konieczne jest więc dysponowanie znaczną liczbą różnych informacji, zarówno dotyczących naturalnych warunków geologiczno-inżynierskich, jak również infrastruktury, sposobu użytkowania gruntów, stosunków własnościowych itp. oraz posiadania możliwości różnorodnego przetwarzania tych danych. Rejestrowanie i przetwarzanie tak bogatego materiału informacyjnego za pomocą Systemu Informacji Geograficznej (GIS) umożliwia dokonywanie precyzyjnych, ilościowych i jakościowych analiz współzależności wielu zjawisk, pozwala wykrywać konflikty i wskazywać obszary o optymalnych parametrach do wykonania określonego zadania.

Doświadczenia zebrane podczas wykonywania „Atlasu geologiczno-inżynierskiego Warszawy” w skali 1:10 000 [3] zostały opisane w „Instrukcji ...” [1]. Podczas realizacji pracy pt.: „Baza danych geologiczno-inżynierskich wraz z opracowaniem atlasu geologiczno-inżynierskiego aglomeracji katowickiej” [2], uaktualniono instrukcję o elementy związane z górnictwem oraz dotyczące metodyki informatycznej.

Należy zaznaczyć, że wspominając o aglomeracji katowickiej, mówimy o skupisku 14 miast graniczących ze sobą. W skład aglomeracji katowickiej wchodzi następujące miasta: Będzin, Bytom, Chorzów, Czeladź, Dąbrowa Górnicza, Gliwice, Katowice, Mysłowice, Piekary Śląskie, Ruda Śląska, Siemianowice Śląskie, Sosnowiec, Świętochłowice i Zabrze (rys. 1).



Rys. 1. Obszar aglomeracji katowickiej w pokryciu arkuszami map w skali 1:10 000 – warstwa informacyjna z mapy dokumentacyjnej atlasu

2. Metodyka prac

Podstawowym elementem tworzenia atlasu jest zebranie i weryfikacja danych otworowych, które są wprowadzane do bazy, przy wykorzystaniu odpowiedniego programu (np. „GeoStar”). Bardzo ważne jest utworzenie odpowiedniej bazy danych. Przy tworzeniu bazy danych aglomeracji katowickiej przeanalizowano ok. 200 tysięcy otworów archiwalnych, a do bazy wprowadzono ok. 47 tysięcy otworów reprezentatywnych. Dla Warszawy z ponad 100 tysięcy otworów archiwalnych, wyselekcjonowano ok. 26 tysięcy. Przy tworzeniu bazy danych, brano pod uwagę gęstość punktów dokumentacyjnych, która zależy od skali mapy i stopnia złożoności budowy geologicznej terenu. Dla mapy w skali 1:10 000 przy prostej budowie geologicznej, liczba punktów dokumentacyjnych na 1km² wynosi 20-40, dla złożonej 40-60 a dla skomplikowanej 60-80. W przypadku Warszawy, na 1km² powierzchni miasta średnio, przypadło 57 otworów badawczych, a dla aglomeracji katowickiej – średnio 45 otworów.

Należy zaznaczyć, że dużym utrudnieniem przy tworzeniu bazy danych jest brak dokładnej lokalizacji otworów, a zwłaszcza współrzędnych x i y. W przypadku atlasu aglomeracji katowickiej, dodatkowym utrudnieniem były duże

różnice rzędnych wysokościowych otworów wykonanych na przestrzeni lat na tym samym terenie, spowodowane osiadaniami powierzchni terenu w wyniku działalności górniczej.

Do wykonania atlasu techniką komputerową konieczne jest stworzenie regionalnego modelu budowy geologicznej w skali miasta lub aglomeracji. Przy uwzględnieniu genezy i stratygrafii zespołów litologicznych i stanu gruntów, wydzielane są serie geologiczno-inżynierskie. Do właściwego wydzielenia serii, bardzo przydatne są mapy i przekroje geologiczne rozpatrywanego terenu. Ważnym etapem budowy bazy danych jest wprowadzenie serii geologiczno-inżynierskich w profilach otworów.

W bazie danych, w zależności od postawionego zadania gromadzone są różne informacje. Na tym etapie opracowania atlasu istotne jest ciągłe weryfikowanie i sprawdzanie wprowadzanych danych, gdyż błędne informacje będą później wielokrotnie wykorzystywane przy wykonywaniu map tematycznych.

W zależności od celów, jakim ma służyć atlas geologiczno-inżynierski, tworzona jest koncepcja map tematycznych. Dla każdego miasta, aglomeracji inny będzie zestaw map tematycznych i warstw informacyjnych. Muszą one być tak dobrane, aby możliwe było przedstawienie głównych zagadnień charakterystycznych dla danego terenu. W przypadku „Atlasu geologiczno-inżynierskiego aglomeracji katowickiej” warstwy informacyjne dotyczyły przede wszystkim takich zagadnień jak: problemy wynikające z rozwiniętego przemysłu wydobywczego, powodującego duże zmiany powierzchni terenu i w podłożu, duże rozprzestrzenienie gruntów antropogenicznych związanego z silnym uprzemysłowieniem i zurbanizowaniem tego terenu oraz płytkie występowanie, w niektórych rejonach aglomeracji, skał triasowych i karbońskich. Rodzaj i liczba map tematycznych atlasu zależy od przyjętej koncepcji, wynikającej z charakteru budowy geologicznej oraz obecnej i przewidywanej zabudowy.

3. Cyfrowe mapy geologiczno-inżynierskie

Dla aglomeracji katowickiej, wszystkie mapy tematyczne wykonywano komputerowo, w sposób automatyczny, na podstawie reprezentatywnych archiwalnych otworów wiertniczych zebranych w komputerowej bazie danych. Mapy przygotowano i wydrukowano w skali 1:10 000.

Opracowano następujące mapy:

- *Podział aglomeracji katowickiej na arkusze w skali 1:150 000,*
- *Mapa dokumentacyjna w skali 1:10 000,*
- *Mapa gruntów antropogenicznych w skali 1:10 000,*

- Mapy gruntów na głębokości 2,0 m i 4,0 m w skali 1:10 000.

Na każdej z map gruntów wyznaczony jest zasięg występowania serii, czyli wydzieleni o jednakowych warunkach genetyczno-litologicznych na danej głębokości. Mapy te są odzwierciedleniem występowania wydzielonych serii w poszczególnych punktach badawczych na danej głębokości, obrazują stopień złożoności budowy geologicznej oraz stopień udokumentowania terenu.

- Mapa stropu triasu w skali 1:10 000,

- Mapa stropu karbonu w skali 1:10 000,

- Mapa hydroizobat w skali 1:10 000,

- Mapa warunków górniczych w skali 1:10 000.

Ze względu na specyfikę aglomeracji katowickiej, opracowano mapę warunków górniczych (rys. 2). Na niej przedstawiono zasięgi obszarów górniczych kopalń czynnych, zlikwidowanych, kopalń w trakcie likwidacji oraz obszary złóż niezagospodarowanych. Ponadto przedstawiono tereny, gdzie była prowadzona płytko (do 100m) eksploatacja pokładów węgla oraz wielkość przewidywanych osiadań powierzchni terenu do końca koncesji poszczególnych kopalń.

Do opracowania mapy wykorzystano także otwory, w których stwierdzono formy krasowe często wypełnione gruntem, zaciśnięte wyrobiska oraz pustki po eksploatacji węgla.

- Mapa terenów do dalszego udokumentowania w skali 1:10 000.

Przy typowaniu terenów do dalszego udokumentowania, brano pod uwagę gęstość otworów oraz ich rozmieszczenie na poszczególnych arkuszach.

Przyjęto, że teren jest dobrze udokumentowany gdy średnia gęstość otworów wynosiła przynajmniej 40 otworów/km². Z dalszego rozpoznania wyłączono lasy, parki krajobrazowe, parki, częściowo zieleni urządzoną. Do dalszego udokumentowania nie przewidziano terenów już zabudowanych.

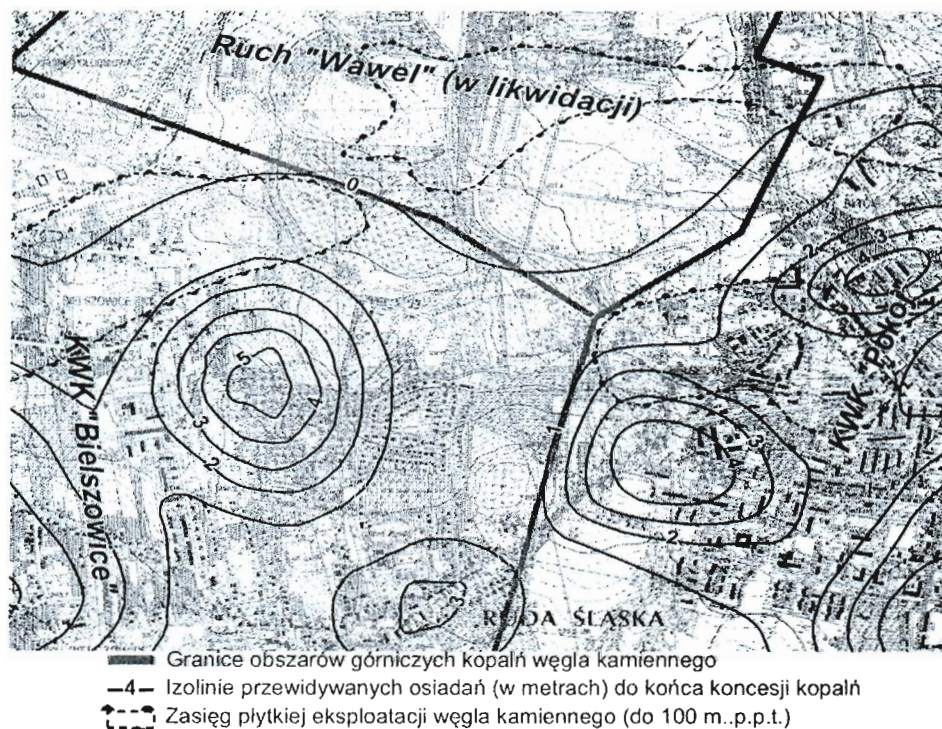
Położono zaś nacisk na rozpoznanie terenów pogórnich pod kątem zabudowy, zwłaszcza obszarów hałd pogórnich lub pohutniczych.

Udokumentowanie wytypowanych terenów potrzebne jest do właściwego opracowania planów przestrzennego zagospodarowania miast, gdyż mogą to być tereny perspektywiczne dla rozwoju poszczególnych miast aglomeracji.

- Mapa archiwizacji danych przydatnych do klasyfikacji obszarów miejskich w skali 1:10 000.

Na mapie archiwizacji przedstawiono występowanie, w granicach administracyjnych miast objętych atlasem, lasów oraz zieleni urządzonej, tj. parków, ogródków działkowych, sadów itd., a także występowanie wód powierzchniowych, zarówno płynących, jak i stojących.

Zaznaczono również granice obszarów górniczych kopalń węgla kamiennego, zasięg prowadzonej płytkiej eksploatacji pokładów węgla oraz rejony zagrożone wystąpieniem deformacji nieciągłych powierzchni terenu.



Rys.2. Fragment cyfrowej mapy warunków górniczych

- Mapa geomorfologiczna w skali 1:50 000 opracowana na podstawie istniejących map.
- Mapa warunków budowlanych w skali 1:10 000.

Z przedstawionych map wybrane elementy składowe wykorzystywane są w dalszym etapie do tworzenia mapy wynikowej, którą stanowi mapa warunków budowlanych.

Mapa warunków budowlanych na głębokości 2m to mapa wynikowa, na której w sposób syntetyczny przedstawia się czynniki geologiczne, hydrogeologiczne, geodynamiczne i geomorfologiczne, kształtujące warunki budowlane w podłożu. Mapa ta przeznaczona jest na potrzeby planowania przestrzennego i dokonywania geologiczno-inżynierskiej oceny przydatności terenów, na przykład w celu lokalizacji osiedli mieszkaniowych, wytyczenia tras obiektów liniowych, także

w różnych wariantach. Przydatność terenów dla celów budowlanych określono przez połączenie na poszczególnych obszarach serii geologiczno-inżynierskich, charakteryzujących się zbliżonymi właściwościami i nośnością.

Na tej podstawie wydzielono grunty nienośne (o obciążeniach dopuszczalnych do 0,05MPa), do których zaliczono:

- grunty antropogeniczne (nasypy), rzeczne i organiczne osady holoceniskie oraz organiczne plejstoceniskie;
- grunty spoiste nieskonsolidowane oraz luźne piaszczyste.

Do gruntów słabo nośnych (o obciążeniach dopuszczalnych od 0,05MPa do 0,3MPa) zaliczono:

- holocenisko-plejstoceniskie osady deluwialne, eluwialne i eoliczne, lessy, osady rzeczne, zastoiskowe oraz zwietrzeliny starszego podłoża;
- grunty spoiste słabo skonsolidowane oraz piaszczyste – od luźnych do średnio zagęszczonych.

Do gruntów nośnych (o obciążeniach dopuszczalnych powyżej 0,3MPa) zaliczono:

- plejstoceniskie osady lodowcowe i wodnolodowcowe oraz osady i skały starszego podłoża – trzeciorzędu, jury, triasu, permu i karbonu;
- skonsolidowane gliny morenowe oraz wodnolodowcowe grunty piaszczysto-zwirowe, w większości zagęszczone oraz wszystkie rodzaje gruntów i skał podłoża przedczwartorzędowego.

Orientacyjne wartości obciążeń dopuszczalnych gruntów przyjęto z literatury [6], zgodnie z zaleceniami instrukcji [4].

Serie geologiczno-inżynierskie, występujące na głębokości 2m, zaliczone do poszczególnych grup nośności, przedstawiono na mapie w formie barwnych obszarów. Ocenę warunków budowlanych rozszerzono o potrzebne informacje o płytkim występowaniu wód podziemnych (do 2m p.p.t.) oraz pustek o różnej genezie, z podaniem głębokości ich nawiercenia. Zaznaczono również zasięg występowania hałd górniczych, które są istotnym elementem w ocenie przydatności terenu. Na podstawie wyżej wymienionych cech, wyznaczono obszary o warunkach budowlanych: niekorzystnych, mało korzystnych i korzystnych.

Warunki niekorzystne to obszary występowania gruntów nienośnych, bez względu na głębokość wód podziemnych, tereny podmokłe i zabagnione, hałdy i nasypy. Wyklucza się tu możliwość fundamentowania bezpośredniego obiektów wszelkiego rodzaju.

Warunki mało korzystne obejmują obszary występowania gruntów słabo nośnych, bez względu na głębokość wód podziemnych oraz gruntów nośnych przy jednoczesnym występowaniu wody podziemnej na głębokości do 2,0m. To także obszary występowania pustek i starych wyrobisk w podłożu, szczególnie

związanych z płytką eksploatacją. Istnieje tu możliwość posadowień bezpośrednich obiektów budownictwa lekkiego, przy konieczności szczegółowego rozpoznania geotechnicznego oraz po ewentualnym odwodnieniu terenu na czas budowy i wzmocnieniu podłoża.

Warunki korzystne dotyczą obszarów występowania gruntów nośnych, występowania wód podziemnych na głębokości poniżej 2,0m, brakiem pustek i starych wyrobisk w podłożu. Są to tereny poza zasięgiem płytkiej eksploatacji, a zatem możliwe jest tu posadowienie bezpośrednie obiektów wszelkiego rodzaju.

W atlasie geologiczno-inżynierskim Warszawy [3], na mapie warunków budowlanych, wydzielono następujące warstwy informacyjne:

- obszary o niekorzystnych warunkach budowlanych, ze względu na występowanie gruntów antropogenicznych, gruntów słabych i wody podziemnej do 2m p.p.t. Na mapie wydzielono te obszary, gdzie występują wszystkie trzy czynniki, dwa lub jeden z nich;
- obszary o korzystnych warunkach budowlanych dla budownictwa powszechnego, podzielone ze względu na genezę gruntów. Wyróżniono tu obszary występowania gruntów: rzecznych, fluwiogłacjalnych, glacialnych, zastoiskowych, jeziorzyskowych i eolicznych;
- wybrane elementy zagospodarowania terenu.

Dla rejonu Skarpy Warszawskiej wyznaczono dodatkowe warstwy informacyjne, dotyczące obszarów objętych różnymi procesami geodynamicznymi.

Podsumowanie

W podsumowaniu należy stwierdzić, że wybór GIS do oceny warunków inwestycyjnych obszarów miejskich okazał się trafny ze względu na jego liczne zalety takie jak:

- możliwość wprowadzania zbiorów linii, powierzchni, symboli itp. z atrybutami, dla których w banku danych zapisane są dalsze informacje;
- łatwość archiwizacji danych i prosty sposób ich aktualizacji;
- szybkość przetwarzania i dostępu do informacji;
- cyfrowe redagowanie map, sporządzanie szczegółowych planów tematycznych i druk w dowolnej skali.

Na podstawie wykonanych prac i analiz, nasuwają się następujące wnioski ogólne:

- opracowana, przy zastosowaniu techniki GIS ocena warunków inwestycyjnych obszarów miejskich, w szybki sposób umożliwia znalezienie odpowiedzi na dowolne pytanie tematyczne;
- zarchiwizowane w systemie GIS materiały geologiczne oraz informacje dotyczące ochrony środowiska i infrastruktury, pozwalają na analizowanie różnorodnych informacji przestrzenno-opisowych oraz wskazanie optymalnego terenu ze względu na zadane parametry;
- możliwe jest gromadzenie różnych danych, ich przetwarzanie i drukowanie w skali zależnej od potrzeb oraz ciągle aktualizowanie informacji o danym terenie;
- wykonywanie map, atlasów techniką cyfrową.

Literatura

- [1] *Atlasy geologiczno-inżynierskie dla miast. Instrukcja wykonywania techniką komputerową*. Arch. PIG, Warszawa, 2000
- [2] Dubaj-Nawrot J. z zespołem: *Atlas geologiczno-inżynierski aglomeracji katowickiej*. Arch. KPG, Katowice, 2005
- [3] Frankowski Z., Wysokiński L. z zespołem: *Atlas geologiczno-inżynierski Warszawy w skali 1:10 000*. Arch. PIG, Warszawa, 2000
- [4] *Instrukcja sporządzania mapy warunków geologiczno-inżynierskich w skali 1:10 000 i większych dla potrzeb planowania przestrzennego w gminach*. Ministerstwo Środowiska, Warszawa, 1999
- [5] Jakubicz B., Łodzińska W.: *Zasady metodyczne opracowania map i atlasów geologiczno-inżynierskich obszarów zurbanizowanych i perspektywicznej zabudowy powierzchniowej*. Instr. i Mat. Bad. Geol., z. 49, PIG, Warszawa, 1989
- [6] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 1987

APPLICATION OF THE DIGITAL GEOLOGICAL-ENGINEERING ATLASES FOR THE REGIONAL PLANNING

Summary: Various data, presented as maps is useful for appropriate urban and infrastructure development of large cities. Implementation of computer techniques allows creating data bases and visualization of gathered information in the form of subject maps. Data stored in data bases concerns geological-engineering conditions, infrastructure, type of ground use, proprietorial relations etc.

In the article, on the example of Katowice agglomeration, there are presented principles of creating geological-engineering atlases including data base and subject maps structure. There are also discussed key problems of creating the atlas of the area that is strongly urbanized, industrialized and covered by mining activity.

Ireneusz Dyka¹, Piotr E. Srokosz¹

Obliczenia statyczne fundamentów płytowo-palowych

Streszczenie: W referacie przedstawiono zagadnienia związane z obliczeniami statycznymi płyt fundamentowych na podporach palowych. W analizach zastosowano procedurę iteracyjną, wykorzystującą własną metodę obliczeń osiadań pali w grupie oraz klasyczną metodę wyznaczania sił wewnętrznych w sprężystych płytach na podłożu Winklera. Oceniono wpływ sztywności płyty fundamentowej oraz nadbudowy na rozkład i wartości sił wewnętrznych na wybranym przykładzie obliczeniowym. Przeanalizowano wpływ nierównomiernych osiadań poszczególnych pali w grupie na redystrybucję sił wewnętrznych w fundamencie.

Wprowadzenie

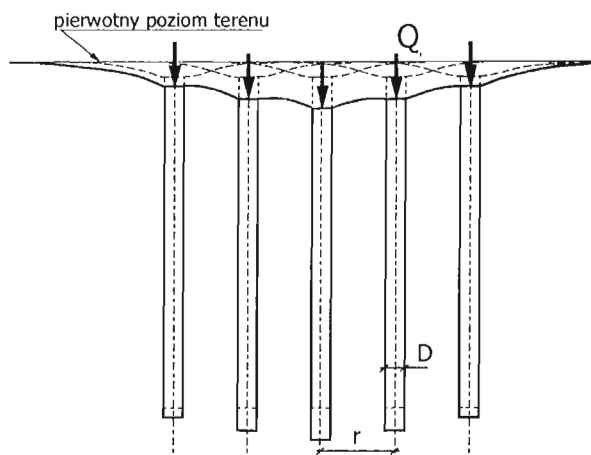
Duże obszary województwa warmińsko-mazurskiego obfitują w podłoża z gruntami słabonośnymi lub nośnymi, lecz bardzo niejednorodnymi. Wiele inwestycji realizowanych na tych obszarach, wymusiło na projektantach posadawianie wznoszonych bądź dobudowywanych obiektów na fundamentach płytowo-palowych. Realizacja większości z tych obiektów (najczęściej przemysłowych), ze względów technologicznych, nakładała bardzo ostre wymagania dotyczące warunków II stanu granicznego użytkowania, w odniesieniu do wybranych fundamentów precyzyjnych maszyn. Niejednokrotnie fundamenty płytowo-palowe stosowano nawet tam, gdzie podłoże zbudowane było wyłącznie z warstw nośnych, lecz niejednorodność układu warstw i różnorodność występujących tam gruntów mogła wywołać, w przypadku posadowienia

¹ dr inż., Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie

bezpośredniego, takie różnice osiadań, które mogły doprowadzić nie tylko do wadliwej pracy, ale też do trwałych uszkodzeń zainstalowanych urządzeń.

W projektowaniu tego typu posadowień najczęściej korzysta się z komercyjnych programów komputerowych do statyki sprężystych płyt na sprężystych podporach [11]. Niestety, kwestia realnego zamodelowania współpracy fundamentu z podłożem gruntowym (np. poprzez „rzeczywiste” wartości parametrów stosowanych w obliczeniach modeli), wciąż pozostaje aktualnym problemem (zmartwieniem) użytkownika [11]. Jednocześnie różnorodność metodyk obliczeniowych [4,5,11] wraz z niewątpliwymi ich zaletami, ale też i wadami, zwykle wprawia projektanta w zakłopotanie.

To właśnie osiadania fundamentu w dużym stopniu decydują o rozkładzie i wielkości sił przekrojowych w fundamencie i w konstrukcji nadbudowy. W przypadku fundamentów palowych, problem oszacowania realistycznych osiadań jest bardziej skomplikowany niż w przypadku fundamentów posadowionych bezpośrednio. Wynika to między innymi z wzajemnego oddziaływania między palami, które determinuje pracę pali w grupie (rys. 1).



Rys. 1. Schemat osiadania pali w grupie

Biorąc pod uwagę fakt, że w szerokiej gamie metod obliczeniowych, brakuje propozycji pozwalającej uwzględnić realistyczną pracę pali w grupie oraz uwzględniającej wpływ sztywności płyty na ich zachowanie, autorzy zdecydowali się podać iteracyjną procedurę obliczeniową, stosowaną przez nich w praktyce inżynierskiej.

1. Własna metodyka obliczeniowa

W proponowanej procedurze obliczeniowej autorzy wykorzystali własne programy komputerowe [1,10].

Program do obliczeń statycznych płyt sprężystych [10] bazuje na jednoparametrowym modelu podłoża gruntowego Winklera-Zimmermanna.

Uwzględniając współpracę fundamentu płytowego z fundamentem pośrednim (pale), reakcje na podpory palowe (sprężyny) wyznaczane są z podstawowej zależności Winklera po uprzednim wyliczeniu całkowitych odkształceń układu (osiadań), wyznaczonych z równania różniczkowego ugięcia płyty na podłożu sprężystym:

$$\frac{\partial^4 s(x,y)}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 s(x,y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 s(x,y)}{\partial y^4} + \frac{C(x,y)}{N(x,y)} s(x,y) = \frac{p(x,y)}{N(x,y)}, \quad (1)$$

gdzie: N – sztywność płyty;

C – współczynnik sprężystości podpór;

p – obciążenie podłoża;

s – ugięcie (osiadanie).

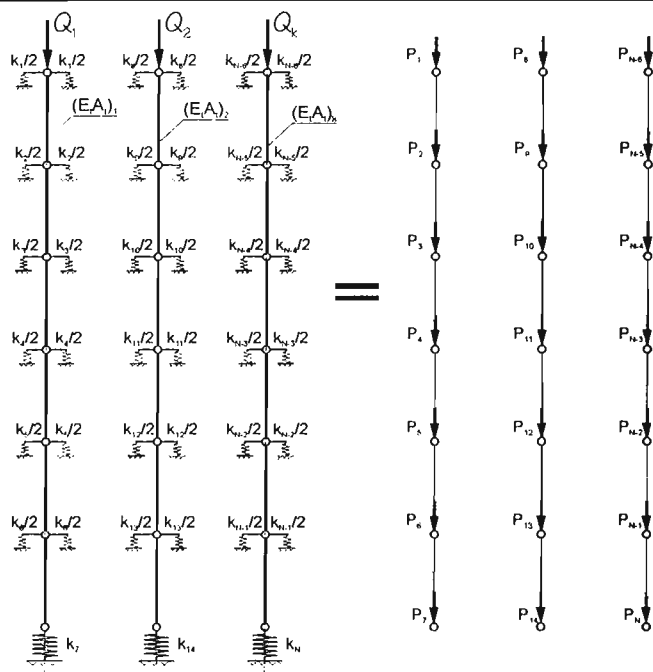
Program [10] układa i rozwiązuje równania postaci (1) stosując metodę różnic skończonych – MRS (implementacja w „Delphi®” propozycji [9]).

Do obliczeń osiadań poszczególnych pali posłużył autorski program komputerowy „GRUPAL” [1]. Zastosowana w nim metoda [2,3] uwzględnia nieliniową charakterystykę zależności przemieszczenie-osiadanie dla pala pojedynczego i oddziaływanie między palami w grupie przy założeniu małych odkształceń ($G_{\max}$ – moduł odkształcenia postaciowego dla małych odkształceń).

Program służy do obliczania osiadania pali pojedynczych oraz pali w grupie obciążonych siłami pionowymi w dowolnie uwarstwionym podłożu gruntowym.

Na rysunku 2 przedstawiono zastosowany sposób dyskretyzacji pali w grupie. Pojedynczy pal przyjęto traktować jako odkształcalny pręt osiowo ściskany. Pal podzielony jest na odcinki. W węzłach umieszcza się podpory sprężyste modelujące opór gruntu.

Obliczenia przeprowadza się dla kolejnych przyrostów obciążenia, w każdym kroku obliczana jest nowa wartość modułu odkształcenia dla aktualnego naprężenia w danym węźle. Wraz ze wzrostem obciążenia następuje mobilizacja oporów gruntu.

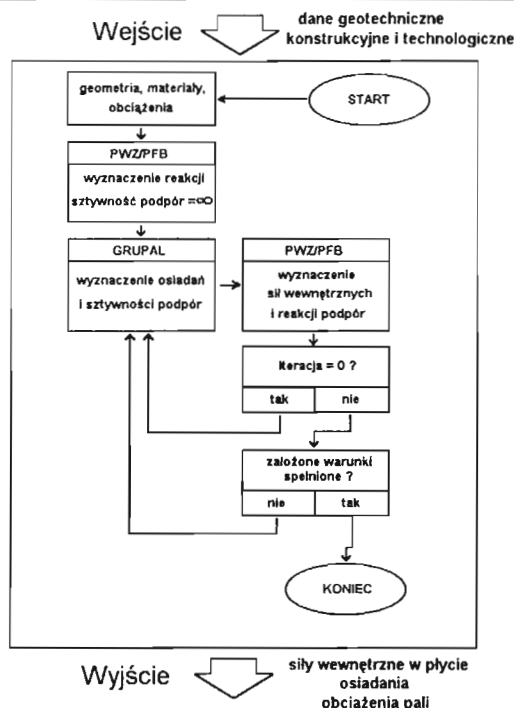


Rys. 2. Sposób dyskretyzacji pali w grupie w programie „GRUPAL”

Obliczenia programem „GRUPAL” wykonywane są przy założeniu fundamentu wiotkiego.

W celu uwzględnienia współpracy między palami a płytą o określonej sztywności, proponuje się iteracyjną, sekwencyjną pracę wymienionych wyżej dwóch programów. W iteracji zerowej wyznaczane są wartości reakcji z fundamentu płytowego na podpory palowe, traktowane jako nieskończenie sztywne. Reakcje te obciążają rzeczywisty układ pali w grupie wywołując, ich osiadanie.

Wyliczone charakterystyki sprężyste uwzględniane są następnie w iteracji pierwszej, w obliczeniach sił wewnętrznych fundamentu płytowego, jako pierwsze przybliżenie parametrów podpór sprężystych. Wyliczanie wartości reakcji podpór palowych, ich osiadań, charakterystyk sprężystości i sił wewnętrznych w płycie powtarzane jest do momentu spełnienia założonych warunków zgodności (np. stabilizacji wartości reakcji podpór). Schemat algorytmu przedstawia rysunek 3.



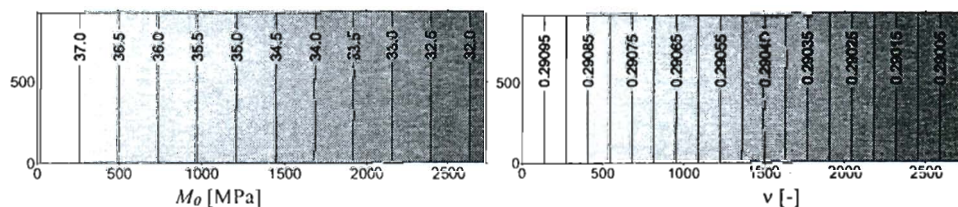
Rys. 3. Algorytm obliczeń

2. Przykład obliczeń

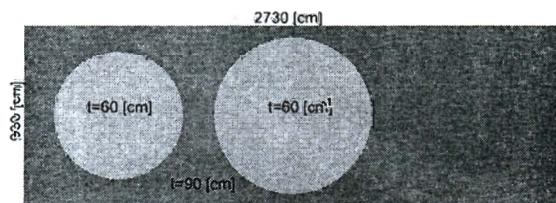
Wpływ uwzględnienia pracy pali w grupie oraz sztywności fundamentu płytowego przedstawiono na przykładzie wyników obliczeń statycznych (trzech początkowych iteracji) fundamentu pod zespół maszyn (rys. 5). Wybrano jeden z dziewięciu wariantów obciążeń – obciążenie równomiernie rozłożone na całej powierzchni płyty, przedstawiając rozkład wartości momentów zginających w przypadku braku podpór palowych (rys. 4 i 6) oraz w przypadku iteracyjnego uwzględnienia pracy pali w grupie (rys. 7-9, ciemniejsze odcienie szarości oznaczają wartości mniejsze).

Na rysunkach 10-12 przedstawiono rozmieszczenie pali pod płytą oraz wartości obciążeń (rys. 11 – rozkład obciążeń w planie, rys. 12 – zmiany wartości w kolejnych iteracjach). Jak można zauważyć, kolejne iteracje zróżnicowały rozkład wartości obciążeń pali, redukując je w polach środkowych pod płytą, a koncentrując w strefach przykrawędziowych. Związane jest to właśnie

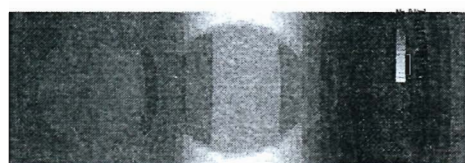
z redystrybucją sił w układzie płyta-pale wywołaną wpływem sztywności płyty, jak i zwiększonymi osiadaniem pali wewnętrznych w stosunku do pali skrajnych (praca pali w grupie). Zestawienie ekstremalnych wartości obciążeń pali przedstawiono w tabeli 1.



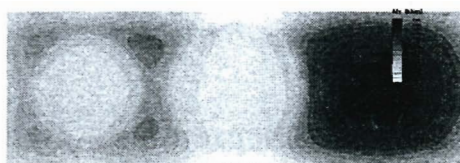
Rys. 4. Uśrednione parametry podłoża



Rys. 5. Geometria płyty

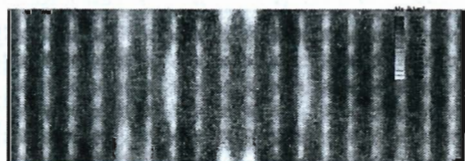


$$M_{xmin} = -18,3 \text{ [kNm]} \quad M_{xmax} = 29,9 \text{ [kNm]}$$

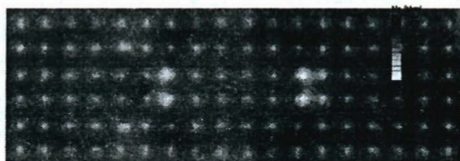


$$M_{ymin} = -6,8 \text{ [kNm]} \quad M_{ymax} = 2,5 \text{ [kNm]}$$

Rys. 6. Posadowienie bezpośrednie. Rozkład momentów zginających



$$M_{xmin} = -24,9 \text{ [kNm]} \quad M_{xmax} = 43,2 \text{ [kNm]}$$

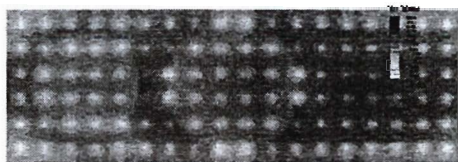


$$M_{ymin} = -10,6 \text{ [kNm]} \quad M_{ymax} = 31,1 \text{ [kNm]}$$

Rys. 7. Iteracja 0. Rozkład momentów zginających

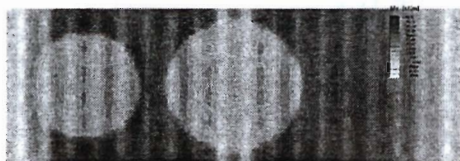


$$M_{x\min} = -98,2 \text{ [kNm]} \quad M_{x\max} = 39,7 \text{ [kNm]}$$

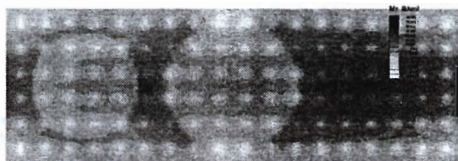


$$M_{y\min} = -29,0 \text{ [kNm]} \quad M_{y\max} = 20,0 \text{ [kNm]}$$

Rys. 8. Iteracja 1. Rozkład momentów zginających

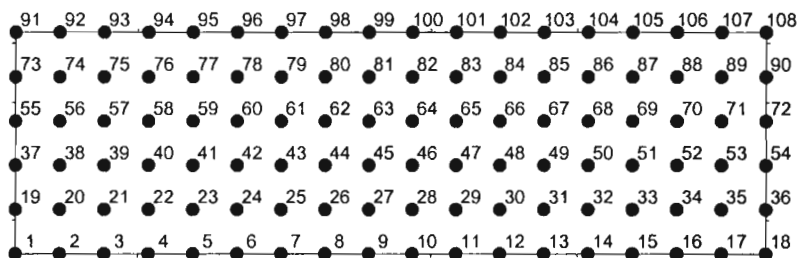


$$M_{x\min} = -102,6 \text{ [kNm]} \quad M_{x\max} = 41,6 \text{ [kNm]}$$

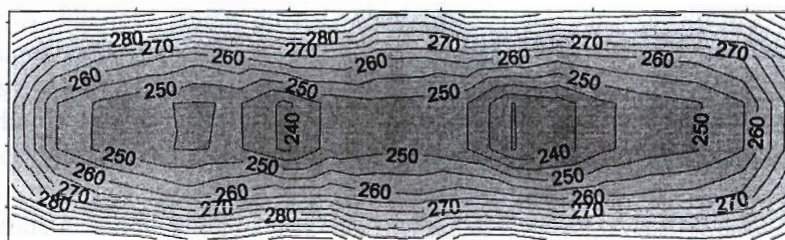


$$M_{y\min} = -42,4 \text{ [kNm]} \quad M_{y\max} = 20,7 \text{ [kNm]}$$

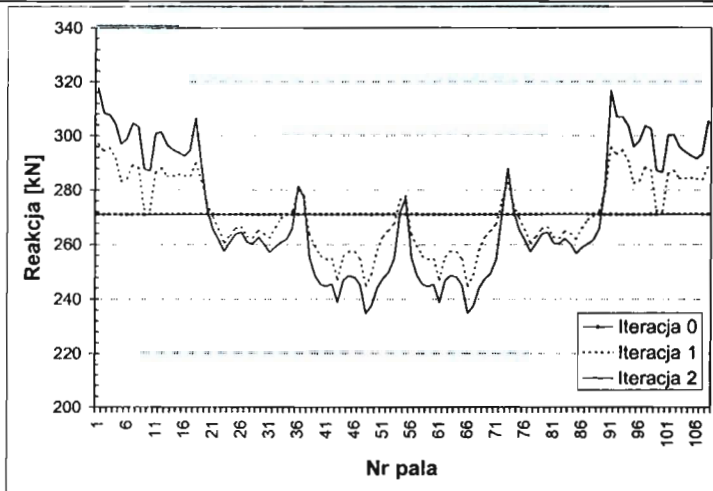
Rys. 9. Iteracja 2. Rozkład momentów zginających



Rys. 10. Układ podpór palowych



Rys. 11. Rozkład wartości obciążeń podpór palowych [kN] (iteracja 2)



Rys. 12. Wartości obciążeń podpór palowych

Tablica 1. Zestawienie ekstremalnych wartości reakcji na podpory palowe

	Iteracja 0	Iteracja 1	Iteracja 2
R_{min} [kN]	271.1	244.6	234.8
R_{max} [kN]	271.1	296.9	317.6

Wnioski

Proces projektowania konstrukcji budowlanych najczęściej nie uwzględnia przemieszczeń fundamentów, które wynikają ze współpracy fundamentu z podłożem. Pomija się tym samym istotne oddziaływania, które generują dodatkowe siły wewnętrzne w przekrojach konstrukcji. Te dodatkowe siły mogą być określone, pod warunkiem zastosowania odpowiednich modeli i procedur obliczeniowych, adekwatne do rozpatrywanego problemu.

W niniejszym artykule przedstawiono prostą procedurę obliczeń statycznych dla fundamentów palowych, której celem jest wyznaczenie realistycznych wielkości i rozkładu sił przekrojowych w konstrukcji nadbudowy o określonej sztywności. Zaprezentowana metodyka opisywana była przez różnych autorów [6]. Oryginalnym elementem przedstawionej procedury obliczeń jest sekwencyjne współdziałanie dwóch autorskich programów komputerowych. Jeden program umożliwia obliczanie sił wewnętrznych i odkształceń fundamentu o dowolnej

geometrii i zmiennej sztywności na liniowych podporach sprężystych, drugi program służy natomiast do obliczania osiadań pali w grupie w dowolnych warunkach gruntowych. Zastosowana metoda obliczeń osiadania pali w grupie była weryfikowana na podstawie pomiarów osiadań rzeczywistych obiektów posadowionych na palach [12], które wykazywały dużą zgodność z wynikami obliczeń.

Literatura

- [1] Dyka I.: *Program GRUPAL v 1.4. Obliczanie osiadań grup palowych*, 2001.
- [2] Gwizdała K., Dyka I.: *Analityczna metoda prognozowania krzywej osiadania pala pojedynczego*. Inżynieria i Budownictwo, 12/2001, s.729-733
- [3] Gwizdała K., Dyka I.: *Estimation of settlements of piles in group*. Proceedings of the 9th Conference on Piling and Deep Foundations, Nice, 3/4/5 June 2002,
- [4] Kosecki M.: *Ocena możliwości zastosowania wzorów Boussinesqa do obliczania fundamentów płytowo-palowych*. Inżynieria i Budownictwo, 6/2004r., s.335-338
- [5] Kosecki M.: *Obliczanie fundamentów płytowo-palowych według założeń podłoża dwuparametrowego*. Inżynieria i Budownictwo, 12/2001, s.725-728
- [6] Krasinśki A., Świniański J., Gwizdała K., Tejchman A.: *Obliczanie fundamentów palowych z uwzględnieniem zmiennej podatności pali*. Materiały I Problemowej Konferencji Geotechniki: „Współpraca budowlanej z podłożem gruntowym”, Białystok-Wigry, 1998
- [7] Krasinśki A.: *Obliczenia statyczne fundamentów palowych*. Seminarium „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”, Gdańsk, 2004
- [8] Meyer Z., Chruściewicz S.: *Ocena zmian projektowych warunków posadowienia sztywnego ustroju płytowo-palowego wspierającego konstrukcję komina*. Konferencja naukowo-techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin – Międzyzdroje, 2003
- [9] Rosinśki B. (praca zbiorowa): *Fundamenty. Projektowanie i wykonawstwo*. Arkady, Warszawa, 1976
- [10] Srokosz P.E.: *Program PWZ/PFB v.3.5 Płyta na sprężystym podłożu*, 2002
- [11] Świniański J.: *Ocena podatności podłoża przy wymiarowaniu płyt fundamentowych*. Inżynieria Morska i Geotechnika 5/2003, s.314-319
- [12] Tejchman A., Gwizdała K., Dyka I.: *Nośność i osiadanie pylonu mostu podwieszonego przez Martwą Wisłę w Gdańsku*. Materiały 50-tej Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 2004

STATIC CALCULATIONS OF PLATE-AND-PILE FOUNDATIONS

Summary: In the paper the problems of static calculations of foundation plates rested on piles are presented. In the analyses an iteration procedure of determination of settlements of piles working in a group and classical method of evaluation of internal forces in elastic foundation plates based on Winkler's basis were exploited. The influence of plate's rigidity and superstructure on internal forces distribution on the chosen example is presented. The influence of irregular piles settlement distribution on redistribution of internal forces in foundation plate was observed.

Zbigniew Frankowski¹, Piotr Gałkowski²

Problem oceny stateczności skarpy zbudowanej z iłów poznańskich

Streszczenie: Na zboczach Skarpy Łęgnowskiej w Bydgoszczy, zbudowanej głównie z iłów mio-pliocenskich (iły poznańskie), zaznaczyły się znaczne ruchy osuwiskowe. Powierzchnia zboczy jest silnie pofalowana przez wyraźnie aktywne w ostatnich kilkunastu latach zsuwy i spęływania. Przeanalizowane dane wskazują, że, oprócz niekorzystnych właściwości iłów poznańskich, decydujący wpływ na stateczność zboczy mają warunki atmosferyczne. Poza wielkością rocznych i miesięcznych opadów, ważny jest ich rozkład w czasie oraz zachodzenie lub niezachodzenie procesu przemarzania gruntu, który ma zasadnicze znaczenie dla możliwości infiltracji wód opadowych w okresie zimowym.

W artykule przedstawiono wykonane badania, ich analizy oraz uzyskane wyniki.

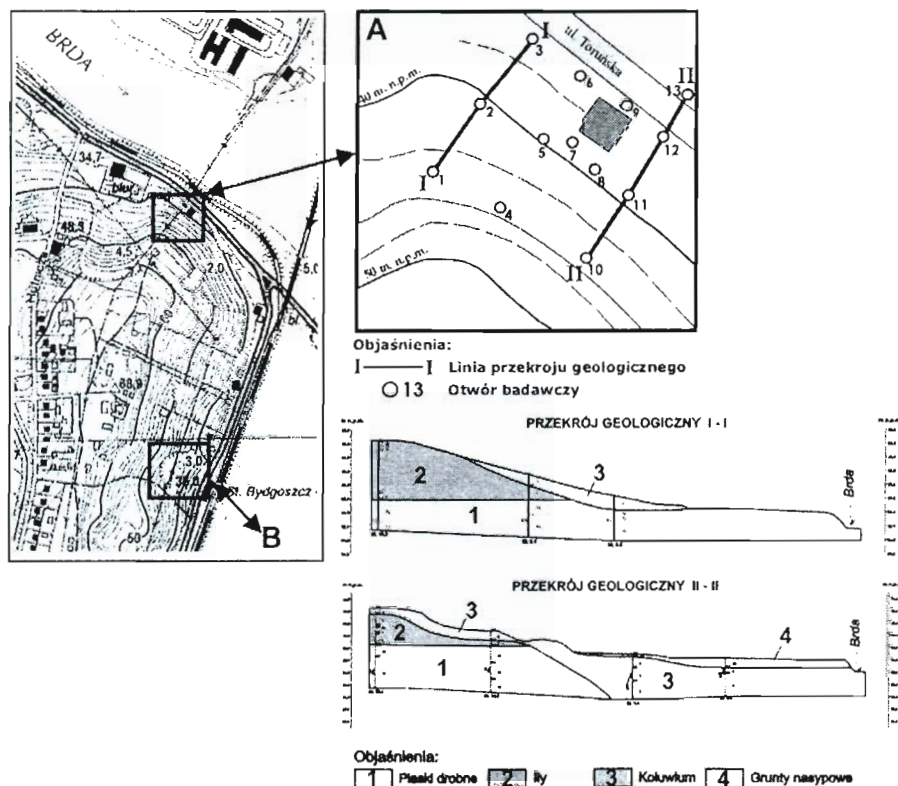
Wstęp

Teren objęty badaniami, stanowi północną część większego obszaru osuwiskowego w Bydgoszczy, zlokalizowanego pomiędzy ul. Łęgnowską (od wschodu), Hutniczą (od zachodu) oraz ul. Toruńską (od północy) w obrębie Skarpy Łęgnowskiej (rys. 1), będącej fragmentem wyższego tarasu erozyjnego i uważanej za ostaniec erozyjny ukształtowany przez wody pradolinne. Zbocza pokryte są koluwium z iłów poznańskich i osadów czwartorzędowych.

¹ dr, Państwowy Instytut Geologiczny w Warszawie

² mgr, Państwowy Instytut Geologiczny w Warszawie

Omawiany obszar w przeszłości podlegał ruchom osuwiskowym, co zaznacza się wyraźnie w jego ukształtowaniu. Z czasem wytworzyła się pewna równowaga w poddawanym ruchom osuwiskowym masywie.



Rys. 1. Lokalizacja terenu badań przy ul. Toruńskiej (A) wraz z przekrojami geologicznymi oraz miejsca wystąpienia ruchów osuwiskowych w 1988 roku przy ul. Łęgnowskiej (B)

Oprócz naturalnych procesów geologicznych, na stateczność Skarpy Łęgnowskiej miała również wpływ działalność człowieka. Podczas wizji terenowych stwierdzono, że prawdopodobnie w okresie międzywojennym zbocza od strony ul. Łęgnowskiej i ul. Toruńskiej zostały zdrenowane. Wskazują na to fragmenty дренаżu. System дренаżowy już w latach osiemdziesiątych ubiegłego wieku był zniszczony. Niekonserwowany, a następnie zniszczony powodował większe nawodnienie koluwium, co z kolei spowodowało zwiększenie ruchów osuwiskowych na zboczu.

Czynnikiem dodatkowo zwiększającym nawodnienie zboczy były położone

w sąsiedztwie mokre składowisko żużla i popiołu oraz pola irygacyjne. Od kilku lat pola te nie są już eksploatowane. Na zboczach Skarpy Łęgnowskiej występuje wiele nisz osuwiskowych o różnej genezie i wieku. W przeszłości ruchy osuwiskowe wielokrotnie odnawiały się, często nagły przebieg. Znaczące ruchy osuwiskowe zarejestrowano w latach 1970, 1986, 1988, 1990 i 2002.

Na powierzchni zbocza wystąpiły zsuwy gruntu, lokalnie w formie niewielkich spiętrzeń (garbów). Część koluwium uszkodziła nawierzchnię ulicy i tory kolejowe. Nisze osuwiskowe występują w różnych częściach zbocza. Badania przeprowadzone na Skarpie Łęgnowskiej miały na celu wskazanie przyczyn powstania osuwisk oraz ich wpływu na obiekty budowlane.

1. Budowa geologiczna oraz warunki hydrogeologiczne

Osady mio-plioceńskie zaliczane są do warstw poznańskich górnych. W czwartorzędzie utwory te wielokrotnie były niszczone i deformowane. Obecnie zachowany jest jedynie zredukowany profil tych osadów o miąższości ok. 10-20m. Występują one na powierzchni w wielu miejscach na terenie Bydgoszczy, po obu stronach Brdy. Iły poznańskie odsłaniają się na erozyjnym zboczu Skarpy Łęgnowskiej, której fragment objęty badaniami tworzą wraz z występującymi bezpośrednio pod nimi piaskami drobnymi miocenu. Strop mioceńskich piasków generalnie zapada się w kierunku osi pradoliny Brdy (rys. 1). Osady czwartorzędowe występują na stropie ilów poznańskich oraz w postaci koluwium na powierzchni zbocza.

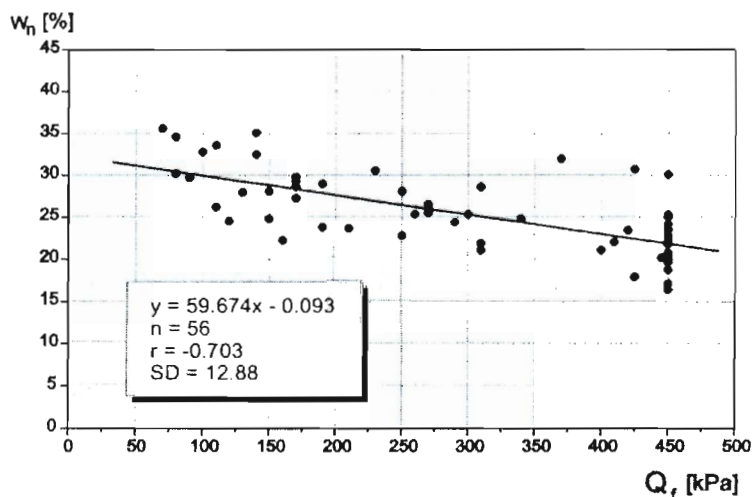
Czwartorzędowy poziom wodonośny wykształcony jest w holocenijskich i plejstocenijskich osadach piaszczystych. W rejonie badań nie stwierdzono występowania tego poziomu.

W piaskach drobnym miocenu, o miąższości 20-40m, występuje trzeciorzędowy poziom wodonośny. Obecność swobodnego zwierciadła tego poziomu wodonośnego stwierdzono otworami wiertniczymi. Zwierciadło wody nawiercono na rzędnej ok. 32,5m n.p.m. (październik 2004r.) co wskazuje, że wody tego poziomu pozostają w więzi hydraulicznej z rzeką Brdą.

2. Wyniki badań terenowych i laboratoryjnych

Podczas wykonywania otworów, na próbkach o nienaruszonej strukturze za pomocą penetrometru tłoczkowego (PN-88/B-04481) określono graniczną siłę

wciskania Q_f . Między wartościami wilgotności naturalnej w_n i średnimi wartościami granicznej siły wciskania Q_f uzyskano orientacyjną (ze względu na znaczny rozrzut wartości) zależność (rys. 2). Zaznacza się w niej zmniejszenie wartości siły wciskania przy wzroście wilgotności.



Rys. 2. Zależność między graniczną siłą wciskania Q_f a wilgotnością naturalną w_n

Oznaczenia kąta tarcia wewnętrznego i spójności gruntów budujących koluwium i ilów poznańskich występujących w stanie nienaruszonym zostały wykonane metodą trójosioowego ściskania. Do obliczeń stateczności wykorzystano wartości kąta tarcia wewnętrznego (Φ) i spójności (c) oznaczone przez Zakład Geotechniki i Fundamentowania ITB (tab. 1), a dla piasków drobnych przyjęto parametry z normy PN-81/B-03020.

Iły poznańskie budujące zbocze na omawianym obszarze charakteryzują się znacznym pęcznieniem i skurczem [2]. Występuje w nich sieć spękań i zlustrowań, które bardzo ułatwiają wnikanie wód opadowych. W Bydgoszczy, za pomocą pomiarów izotopowych przeprowadzono kilkuletnie badania wilgotności nienaruszonych ilów w profilach pionowych. Wykazały one, że pod wpływem warunków klimatycznych sezonowe zmiany wilgotności zaznaczają się do głębokości 1,5m poniżej powierzchni terenu [2].

Tablica 1. Parametry wytrzymałościowe gruntów spoistych

Grunty spoiste	Napężenie całkowite	Napężenie efektywne	Wilgotność naturalna [%] średnia	Gęstość objętościowa [T/m ³] średnia
koluwium	$\Phi = 8,01^\circ$ $c = 23,5 \text{ kPa}$	$\Phi = 8,08^\circ$ $c = 23,7 \text{ kPa}$	35,9	1,87
ily in situ	$\Phi = 12,1^\circ$ $c = 29,3 \text{ kPa}$	$\Phi = 12,1^\circ$ $c = 30,0 \text{ kPa}$	26,2	1,99

Maksymalna miąższość ilów poznańskich wynosi kilkanaście metrów, a na badanym obszarze ok. 10m.

Na podstawie badań stwierdzono, że ily poznańskie w stanie naruszonym, tworzące koluwium, są w stanie twardoplastycznym, a lokalnie – w plastycznym. Natomiast ily poznańskie znajdujące się poniżej koluwium występują w stanie półzwarłym.

Wiercenia wykazały, że koluwium w obrębie zbocza ma miąższość od kilkudziesięciu centymetrów do ok. 3m. U podnóża zbocza stwierdzono występowanie starego koluwium o miąższości przekraczającej 7m. Prawdopodobnie jęzor dawnego osuwiska dotarł do Brdy. W górnej części zbocza występowały ily w stanie nienaruszonym.

Po intensywniejszych opadach, na zboczu w licznych zagłębieniach gromadzi się woda.

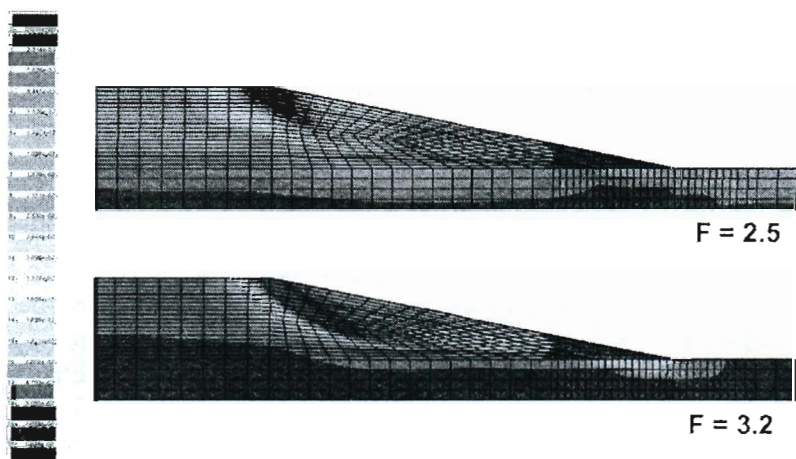
Nachylenie zbocza wzdłuż przekroju geologicznego I-I wynosi około 12° , a wzdłuż przekroju II-II (rys. 1) około 18° . Z doświadczeń wynika, że zbocza zbudowane z ilów poznańskich są stateczne dopiero przy nachyleniu około 10° - 12° .

3. Analiza stateczności zboczy

Sprawdzenie stateczności zbocza wykonano dla dwóch przekrojów I-I i II-II. Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu „GALENA Slope Stability Analysis System v. 4.0” firmy Clover Technology. Do obliczeń stateczności metodami Bishopa oraz Spencera-Wrighta wykorzystano parametry określone badaniami w aparacie trójosiowego ściskania. Z obliczeń uzyskano wartości współczynnika stateczności $F > 3$, co wskazuje na stateczność zbocza w odniesieniu do założeń i terminologii współczynnika bezpieczeństwa jaki funkcjonuje w obydwu metodach analizy stateczności.

Mimo, że masyw gruntowy na objętym badaniami fragmencie zbocza jest teoretycznie stateczny, to jednak w części przypowierzchniowej zbocza występują ruchy osuwiskowe (zsuwy spękanych i nasiąkniętych wodą części koluwium). Tradycyjne metody oceny stateczności, oparte na założeniach równowagi sił utrzymujących i ścinających zbocze, okazały się nieprzydatne do opisu zachodzących w powierzchniowej części zbocza procesów.

Przeprowadzono również ocenę stateczności metodą elementów skończonych tak, aby uwzględnić niekorzystne warunki występujące w powierzchniowej części zbocza. Do tego celu wykorzystano program „Z_Soil” w opcji 2D. Skonstruowano siatkę elementów imitującą masyw, w której wydzielono trzy rodzaje warstw: piaski drobne, ropy i koluwium ilaste. Po modelowaniu stanu początkowego masywu, przeprowadzono ocenę stateczności, w oparciu o redukcję parametrów spójności i kąta tarcia wewnętrznego. W celu zaznaczenia odmiennej specyfiki warstwy koluwium (nasiąkniętej, spękanej i o znacznej anizotropii współczynnika filtracji), która jest miejscem zachodzenia współczesnych ruchów osuwiskowych, charakteryzowano ją na różne sposoby tak, aby jakościowy wynik modelowania pokazał chociaż nieznaczne przemieszczenia w powierzchniowej części zbocza, jakie zaobserwowano w terenie. Otrzymywane wyniki pokazywały jednak stopniową utratę stateczności całego masywu aż do współczynnika bezpieczeństwa F ok. 3,2, przy którym wystąpiła diwergencja układu. Wyniki nie pokazały odmiennego zachowania się powierzchniowej warstwy zbocza w stosunku do ogólnego narastania przemieszczeń wzdłuż klasycznej kołowo-cylindrycznej powierzchni poślizgu (rys. 3).



Rys. 3. Przykładowe mapy przemieszczeń badanego masywu gruntowego wygenerowane w programie „Z_Soil”

Pokazuje to, że w klasycznym ujęciu, badane zbocze pozostaje stateczne nawet przy bardzo niskich wartościach parametrów wytrzymałościowych. Należy jednak pamiętać, że współczynnik bezpieczeństwa, np. 2,5 nie oznacza, że analizowany układ jest dwukrotnie bezpieczniejszy niż ten o współczynniku 1,25 [4]. Z jednej więc strony analiza stateczności dwoma różnymi metodami wskazuje na dużą stateczność zbocza, a z drugiej strony na tym samym zboczu zachodzą jednak ruchy osuwiskowe w postaci zsuwów znacznych ilości materiału.

4. Czynniki klimatyczne

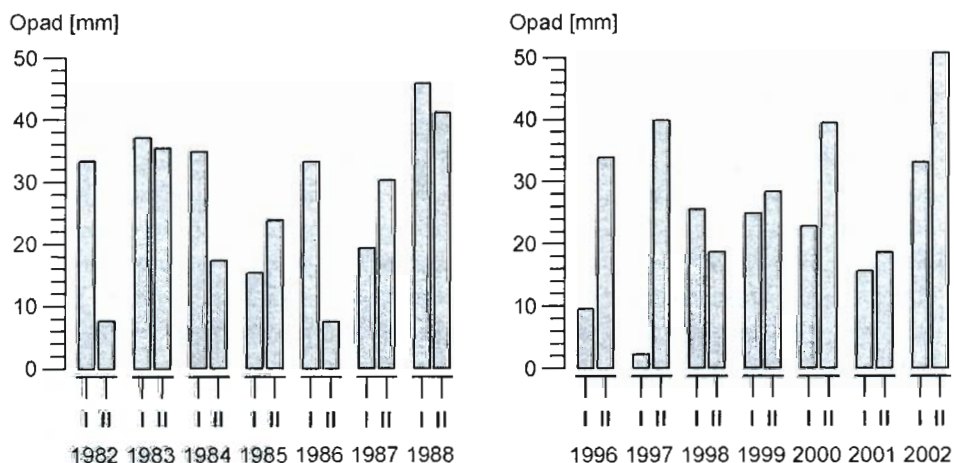
Czynniki klimatyczne mają bardzo istotne znaczenie dla powstawania osuwisk, ponieważ w dużym stopniu to od nich zależy wielkość i charakter infiltracji wód opadowych w masyw gruntowy. Ważna jest przy tym wielkość opadów i ich rozkład w cyklu rocznym i miesięcznym, ale także wartości temperatury powietrza.

W okresie letnim, przy wysokich temperaturach powietrza rejestrowana jest znaczna ewapotranspiracja, a infiltracja jest bardzo ograniczona. Od października do kwietnia ma natomiast miejsce największa infiltracja wód opadowych, z wyłączeniem okresów, gdy zachodzi przemarzanie gruntu. Ujemne temperatury powietrza w okresie zimowym powodują przemarzanie gruntu, którego reakcja na te zmiany jest stosunkowo szybka do głębokości 10-15cm. Nawet cienka, 10-centymetrowa warstewka przemarzniętego gruntu praktycznie uniemożliwia infiltrację wód opadowych.

Zsuwy na zboczu o znacznej intensywności zarejestrowano w lutym 2002 roku. Uaktywnienie ruchów osuwiskowych wystąpiło po bardzo dużych opadach, jakie miały miejsce w 2001 roku (tab. 2). Suma rocznych opadów wyniosła 600,2mm (o 100mm więcej niż w roku 2000). Dużymi opadami, w porównaniu do lat poprzednich, charakteryzowały się również zimowe miesiące stycznia i lutego w roku 2002 (rys. 4), a więc bezpośrednio poprzedzające odnowienie ruchów osuwiskowych na omawianym terenie.

Tablica 2. Sumy roczne opadów atmosferycznych w Bydgoszczy (dane IMGW)

Rok	Wysokość opadu [mm]	Rok	Wysokość opadu [mm]
1982	316,1	1993	613,8
1983	423,9	1994	487,1
1984	471,8	1995	440,6
1985	616,1	1996	483,2
1986	517,4	1997	526,4
1987	650,0	1998	614,7
1988	531,1	1999	561,0
1989	310,4	2000	507,5
1990	514,4	2001	600,2
1991	438,9	2002	576,6
1992	418,4	2003	345,0



Rys. 4. Histogramy styczniowych i lutych opadów atmosferycznych w latach 1982-1988 oraz 1996-2002 w Bydgoszczy (dane IMGW)

Dane na temat średnich miesięcznych temperatur (tab. 3) pokazują natomiast, że w miesiącach styczniu i lutym 2002 roku, w przeciwieństwie do kilku lat poprzednich, zanotowano dodatnie średnie temperatury powietrza, kolejno $-0,3^{\circ}\text{C}$ oraz $3,2^{\circ}\text{C}$ (dla porównania, w roku 2001 zanotowano kolejno $-0,4^{\circ}\text{C}$ oraz $-0,6^{\circ}\text{C}$). W efekcie mogło więc zabraknąć ważnego czynnika ograniczającego infiltrację jakim jest przemarzanie gruntu. Było ono znacznie słabsze bądź nie wystąpiło wcale (zwłaszcza w lutym 2002 roku).

Tablica 3. Średnie miesięczne temperatury stycznia i lutego [°C] w latach 1982-1988 oraz 1996-2002 w Bydgoszczy (dane IMGW)

	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
styczeń	-4,1	3,7	0,5	-7,9	-1,2	-12,2	1,1
luty	-1,6	-2,0	-1,3	-8,3	-9,3	-1,4	1,0
	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
styczeń	-5,9	-4,3	0,7	0,3	-0,7	-0,4	0,3
luty	-6,1	2,1	3,4	-1,0	2,6	-0,6	3,2

Z powyższego wynika, że odnowienie ruchów osuwiskowych na omawianym terenie w lutym 2002 roku nastąpiło po obfitych (w porównaniu do lat poprzednich) opadach w 2001 roku oraz bezpośrednio po dużych opadach w pierwszych dwóch miesiącach 2002 roku, kiedy to infiltracja wód opadowych w spękaną, koluwalną powierzchnię zbocza mogła zachodzić praktycznie bez przeszkód.

Analogiczną analizę danych meteorologicznych przeprowadzono w celu określenia warunków klimatycznych, przy których nastąpiło odnowienie ruchów osuwiskowych na zboczu od strony ul. Łęgnowskiej, w lutym 1988 roku. Również w roku 1987 wystąpiły duże opady (650mm) w porównaniu do lat ubiegłych (tab. 2). W dwóch pierwszych miesiącach roku 1988 analogicznie zanotowano większe niż dla lat ubiegłych opady (rys. 4) a średnie temperatury powietrza w tych miesiącach w roku 1988 były wyjątkowo (tak jak w roku 2002) dodatnie (tab. 3).

Obydwa omawiane przypadki odnowienia ruchów osuwiskowych nastąpiły więc w bardzo specyficznych warunkach:

- przy zdecydowanie większych (o 100-150mm) niż w latach ubiegłych opadach w roku poprzedzającym zdarzenie,
- oraz przy dużych opadach i dodatnich średnich temperaturach powietrza (a więc przy braku uniemożliwiającej infiltrację warstewki przemarzniętego gruntu) w dwóch miesiącach zimowych styczniu i lutym.

Dodatnie temperatury powietrza w miesiącach styczniu i lutym spowodowały wydłużenie o blisko dwa miesiące przeciętnego czasu w ciągu roku, kiedy zachodzi najefektywniejsza infiltracja. Gdy zaistnienie tego czynnika pokryło się w czasie z odpowiednią wielkością i rozkładem rocznych i miesięcznych opadów, nastąpiło nagłe odnowienie niekorzystnych ruchów osuwiskowych zachodzących w powierzchniowej, koluwalnej części zbocza.

W rejonie Bydgoszczy, od końca lat osiemdziesiątych ubiegłego wieku, obserwuje się osłabienie procesów przemarzania gruntu w okresach zimowych, co zdecydowanie co roku przedłuża czas, w którym zbocze jest poddane infiltracji wód opadowych systemem szczelin i spękań. Jest to tym bardziej niekorzystne, że

w ostatnich latach zaznaczają się wyraźnie większe opady w II półroczu, przekraczające 60% opadu rocznego. W związku z powyższym coroczna analiza danych meteorologicznych może stanowić uzupełnienie dla przybliżonego przewidywania i pewnego rodzaju monitoringu możliwości wystąpienia ruchów osuwiskowych.

Dokładne dane meteorologiczne i dobra znajomość warunków klimatycznych są niezbędne także do dokładnego projektowania efektywnych systemów drenażowych, które są nieodzownym elementem stabilizowania zboczy zagrożonych osuwiskami. Zagadnieniom tym poświęca się obecnie dużo uwagi [5].

Warunki klimatyczne, przede wszystkim wielkość i rozkład w czasie opadów atmosferycznych, są bardzo ważnym czynnikiem, który na terenach osuwiskowych (nawet pozornie ustabilizowanych) ma zasadnicze znaczenie w sterowaniu okresowym uruchamianiem procesów zboczowych. Zagadnienia te istotne są zwłaszcza dla obszarów charakteryzujących się dużymi okresowymi opadami (kilkudniowe intensywne opady) [1]. Stateczność zboczy w takich warunkach zmniejsza się w stosunkowo krótkim okresie i zależy od takich czynników jak intensywność i czas trwania opadu. W masywie poddanym intensywnej infiltracji wzrasta nasycenie gruntu spoistego powodujące zmiany ciśnienia porowego oraz wzrost współczynnika filtracji. Zwraca się uwagę na anizotropię współczynnika filtracji, gdyż wyższa wartość tego współczynnika w kierunku poziomym niż pionowym oznacza zmniejszenie się wartości współczynnika bezpieczeństwa [1]. Anizotropia taka ma szczególne znaczenie właśnie dla przypowierzchniowej, spękanej warstwy ilów oraz koluwium.

Podsumowanie

Zbocza Skarpy Łęgnowskiej zbudowane w znacznej części z ilów poznańskich są w dużym stopniu podatne na ruchy osuwiskowe. Na tym obszarze występują liczne osuwiska różnego wieku. Głównym czynnikiem, poza niekorzystnymi właściwościami ilów, wpływającym na stateczność zboczy są wody opadowe, które infiltrując w masyw gruntowy zwiększają jego obciążenie i wartość ciśnienia spływowego. Proces ten ma oczywiście charakter stały, zachodzi co roku i jest składową stanu równowagi jaki panuje w masywie. Jednakże dwa omówione przypadki odnowienia ruchów osuwiskowych na Skarpie Łęgnowskiej w Bydgoszczy oraz przeprowadzone analizy wskazują, że istnieje określony zespół niekorzystnych czynników klimatycznych, które występując razem, mają decydujący i bezpośredni wpływ na nagłe uruchomienie osuwiska. Z przeprowadzonych analiz wynika, że są to następujące czynniki: duży opad

roczny i duże opady w styczniu i lutym kolejnego roku oraz dodatnie średnie temperatury powietrza w tych miesiącach (co oznacza infiltrację wód opadowych).

W wyniku niekorzystnego wpływu zmiennych czynników klimatycznych zbocza teoretycznie stateczne, których nachylenie jest już stosunkowo małe, nadal pozostają obszarami okresowego odnawiania się niebezpiecznych ruchów osuwiskowych. Są to procesy zboczowe bardziej o charakterze zsuwów powierzchniowych w obrębie pokrywy koluwalnej niż klasycznych osuwisk po cylindryczno-kołowej powierzchni poślizgu, jednak w dalszym ciągu stanowią zagrożenie i praktycznie powodują wyłączenie takich obszarów z podejmowania działalności inwestycyjnej.

Modelowanie tych wtórnych, małoskalowych procesów (w porównaniu do całego masywu objętego analizą stateczności) w obrębie zbocza jest bardzo trudne.

Literatura

- [1] Bull J.W.: *Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics*. Spon Press, London, 2003
- [2] Frankowski Z.: *Swelling and shrinkage of the pliocene clays from the central Poland*. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, Texas, 1992
- [3] Frankowski Z., Gałkowski P., Lewkowicz M.: *Ekspertyza ustalająca przyczyny osuwania się skarpy i jej wpływu na konstrukcję budynku mieszkalnego przy ul. Toruńskiej 308A w Bydgoszczy*. Archiwum Państwowego Instytutu Geologicznego, Warszawa, 2004
- [4] Giasi C.I., Masi P., Cherubini C.: *Probabilistic and fuzzy reliability analysis of a sample slope near Aliano*. Engineering Geology 67, 2003, p.391-402.
- [5] Ortigao J.A.R., Sayao A.S.F.J.: *Handbook of Slope Stabilisation*. Springer-Verlag, Berlin, 2004

PROBLEMS WITH STABILITY ASSESSMENT OF SLOPE BUILT OF MIO-PLIOCENE CLAYS

Summary: Landslide movements have appeared on the slope of Łęgnowska Scarp in Bydgoszcz built mostly of mio-pliocene clays. Slope surface has been folded due to distinct slides and creepings that took place during last several years. Analyzed data pointed that in addition to disadvantageous characteristics of clays atmospheric conditions have crucial impact on slope stability. Apart from annual or monthly precipitation their distribution in time is important and also the occurrence of outer layer of frozen soil which has big significance for the possibility of infiltration during the winter time. In the article conducted researches and analyses with obtained results have been presented.

Tomasz Godlewski¹, Jakub Saloni²

Wzmocnienie podłoża gruntowego kolumnami DR na przykładzie odcinka trasy Siekierkowskiej w Warszawie

Streszczenie: Referat przedstawia badania i obserwacje wykonane podczas wykonywania wzmocnienia gruntów słabych na odcinku Trasy Siekierkowskiej w Warszawie. Autorzy opisują technologię formowania kolumn, sposób ich odbioru oraz obliczenia porównane z pomiarami osiadań nasypu. Wykonywane podczas robót odbiory, sprawdzające jakość formowanych kolumn, wskazywały na efekty odbijania dna od warstwy nośnej oraz wyraźną migrację nadwyżek ciśnienia porowego wywołanego energią uderzeń ubijaka. Powtarzane sondowania dynamiczne w kolumnach, po upływie określonego czasu pokazywały poprawę jakości kolumny, a tym samym rozproszenie nadwyżek ciśnienia porowego wywołanego kompaktacją.

Wstęp

Niezbędnym i pilnym zadaniem przy budowie Trasy Siekierkowskiej w Warszawie była realizacja odcinka po stronie praskiej od ul. Bora-Komorowskiego do węzła Marsa. Z uwagi na warunki podłoża (grunty organiczne) oraz termin realizacji (koniec 2005 roku) zdecydowano się na zastosowanie metody wymiany dynamicznej poprzez wykonanie kolumn DR (*dynamic replacement*). Dotyczyło to odcinka gdzie miąższość gruntów słabonośnych przekraczała 3-4m. W miejscach, gdzie występowanie gruntów organicznych było płytsze, zdecydowano się na wymianę gruntów poprzez tzw. bagrowanie.

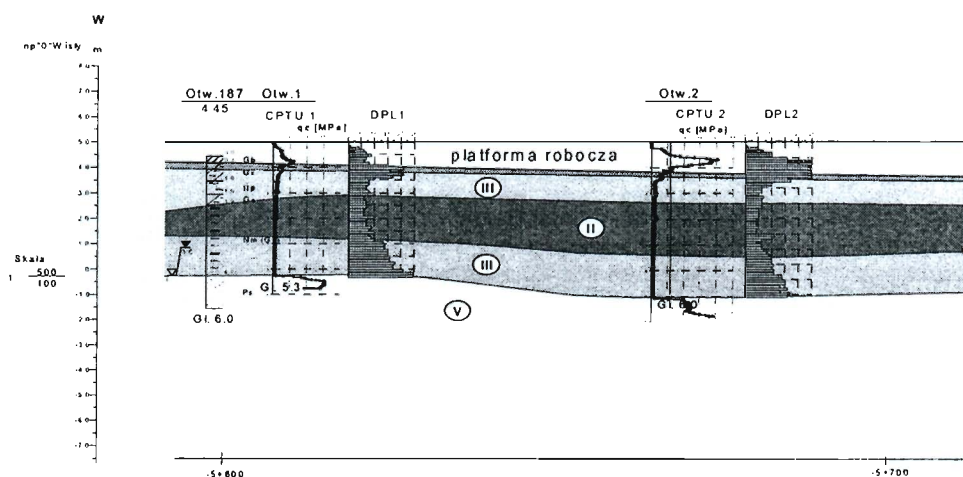
¹ mgr, Instytut Techniki Budowlanej w Warszawie

² mgr inż., „Freyssinet Polska”/Menard Soltraitment

Wykonanie wzmocnienia dynamicznego, miało na celu głównie przyspieszenie konsolidacji gruntów organicznych obciążonych nasypem drogowym tak, by jak najszybciej możliwe było spełnienie warunków nośności i osiadań przy obciążeniu użytkowemu nasypem i drogą. Wzmocnienie wykonała firma „Freyssinet Polska”, pod nadzorem geotechnicznym Instytutu Techniki Budowlanej.

1. Warunki gruntowo-wodne

Zagospodarowywany obszar znajduje się na terenie tarasu zalewowego Wisły. Na całym nowobudowanym odcinku trasy zalegały osady akumulacji rzecznej: mady (gliny pylaste) oraz namuły organiczne. Namuły – grunty organiczne (warstwa II) zalegały pod ok. 1m warstwą mady lub częściowo bezpośrednio pod powierzchnią terenu. Ich stan w pierwotnej dokumentacji został określony jako miękkoplastyczny – $I_L \sim 0,60$, wilgotność naturalna wynosiła ok. 70%. Dla warstwy III (mady pylaste) średnie $I_L = 0,25-0,49$, jej stan określono jako plastyczny. Maksymalna głębokość zalegania gruntów organicznych wynosiła ok. 4m poniżej powierzchni terenu. Poniżej warstwy gruntów organicznych zalegają piaski średnie i grube ze żwirem, średniozagęszczone ($I_D = 0,50-0,65$). I poziom wód gruntowych występował okresowo na powierzchni na warstwie mad i namulów, II poziom kształtuje się pod warstwą gruntów organicznych, w piaskach na głębokości ok. 4-6m p.p.t. i ma charakter napięty (rys. 1).

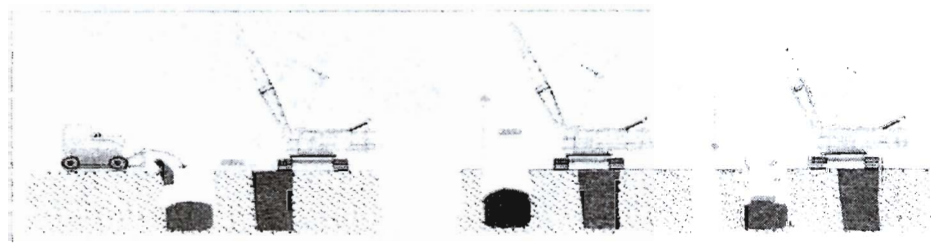


Rys. 1. Fragment przekroju geologiczno-inżynierskiego przez odcinek TS przewidziany do wykonania wzmocnienia kolumnami DR

2. Technologia wykonania kolumn DR

Z uwagi na krótki czas realizacji zdecydowano, iż część nasypów drogowych posadowiona zostanie na podłożu wzmocnionym metodą wymiany dynamicznej. Metoda dynamicznej wymiany jest konsekwentnym rozwinięciem techniki dynamicznej konsolidacji w wariantcie stosowanym przez Louisa Menarda. Przy użyciu identycznego sprzętu i podobnej technologii, możliwe jest wzmacnianie gruntów, w przypadku których dynamiczna konsolidacja okazuje się w pełni nieefektywna. Od lat technologię dynamicznej wymiany stosuje się z powodzeniem w gruntach organicznych (w namulach i torfach), czyli w gruntach zbliżonych do zalegających na obszarze budowanej trasy.

Technologia wymiany dynamicznej polega na wykonaniu w spoistym gruncie wielkośrednicowych słupów z materiału okruszowego (rys. 2).



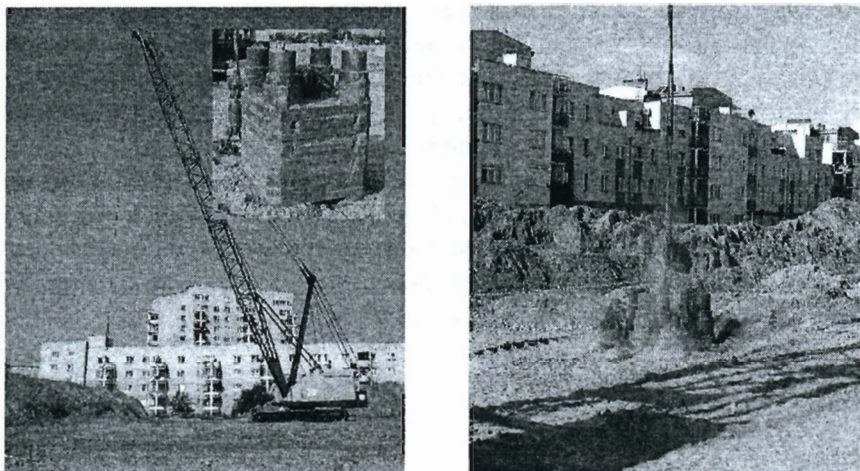
Rys. 2. Schemat kolejnych etapów wykonywania kolumn DR

Zdecydowano, iż w omawianym przypadku, słupy formowane będą poprzez wbijanie specjalnie dobranego kruszywa, ubijakiem o masie 12t upuszczanym z wysokości 20m. Do podnoszenia i opuszczania ubijaka zastosowano dźwig kratowy o nośności 70t, wyposażony w urządzenie wolnospadowe (rys. 3).

Rozpoczęcie procesu ubijania następowało na powierzchni uformowanej platformy roboczej, którą stanowiła niezagęszczona warstwa z gruntu niespoistego (miąższości ok. 1m), umożliwiającą poruszanie się ciężkiego sprzętu.

Wykonanie pojedynczej kolumny składało się z kilku serii uderzeń. Na powierzchni platformy roboczej wykonywano pierwszą serię uderzeń, w wyniku której powstawał krater o głębokości ok. 2m. Średnica krateru w górnej jego części, w większości przypadków wynosiła ok. 2,5, zaś w pobliżu jego dna ok. 1,5m. W następnej kolejności, do wnętrza krateru dosypywano porcję kruszywa, a następnie wykonywano uderzenia do momentu przesunięcia dna kolumny. Kolejne fazy: dosypywanie kruszywa do wykopu i dalsze uderzenia powtarzane były do momentu wyraźnej redukcji wpędu (zglębienia ubijaka) w stosunku do faz poprzednich. W wielu przypadkach koniec formowania

kolumny sygnalizował głuchy odgłos połączony z nagłym zmniejszeniem wartości wpędu ubijaka, co świadczyło o tym, że dalsze przesunięcie dna słupa jest niemożliwe.

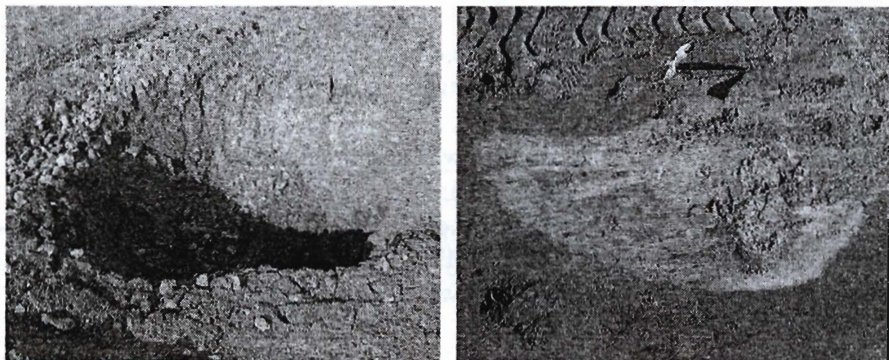


Rys. 3. Widok urządzenia do podnoszenia i opuszczania, w górnym prawym rogu widoczny jest ubijak sześcienny (bok ok.1,2m, masa 12t); obok na zdjęciu – moment uderzenia z wysokości 20m

Zakończenie formowania kolumny sprowadzało się do całkowitego wypełnienia krateru i zagęszczenia górnej części kolumny za pomocą serii uderzeń. Zagęszczanie kolumny w ostatniej fazie kończone było w chwili, gdy grunt znajdujący się w otoczeniu kolumny zaczynał się wyraźnie podnosić. Średnie podniesienie terenu wynosiło ok. 15cm (rys. 4).

Zauważono, iż w przypadku dalszego wykonywania uderzeń możliwe jest wbijanie do rdzenia kolumny kolejnych porcji kruszywa. Wiązało się to jednak z silnym wypiętrzaniem terenu (nawet powyżej 50cm) wokół słupa, co wskazywało na efekt znacznego wypierania (zwiększania średnicy) kolumny w górnej jej części.

Kolumny wykonywane były na siatce kwadratów z przesunięciem co drugi rząd. Teren podzielono na dwa odcinki – w pierwszej części, obciążonej nasypem o wysokości powyżej 4,5m zastosowano siatkę kolumn o wymiarach 5 x 5m, zaś w części drugiej kolumny o wymiarach 5,5 x 5,5m.



Rys. 4. Widok krateru uderzeniowego (średnica ok. 2m), obok uformowana kolumna po ścięciu wyraźnie widoczna na tle platformy roboczej

Jako materiału do formowania kolumn używane było kruszywo przygotowywane na terenie budowy. Wykorzystywano do tego materiały z rozbiórki: kruszony gruz betonowy, zmieszany w stosunku 1:3 z piaskiem średnim.

Końcowym etapem było zagęszczenie platformy roboczej i wierzchniej warstwy gruntu, o orientacyjnej miąższości ok. 2m. Nastąpiło to w wyniku ubijania powierzchniowego tzw. „ironingu”. Proces ten następował przy użyciu ubijaka o płaskim kształcie i podstawie kwadratowej. Pojedyncze uderzenia wykonywane były na siatce dwukrotnie gęstszej w ten sposób, by z podstawą ubijaka zetknęło się 50% wzmacnianej powierzchni. Po tej procedurze, powierzchniowa warstwa podłoża (ok. 50cm) lub platformy roboczej była w dalszym ciągu lekko rozluźniona. Koniecznym zatem było wykonanie klasycznego zagęszczenia za pomocą ciężkich walców wibracyjnych (stosowane było 4 przejścia walca po 1 śladzie), z uwzględnieniem wilgotności optymalnej (zraszanie).

3. Obliczenia i pomiary osiadań

Przed wykonaniem wzmocnienia, dokonano obliczeń mających na celu uzasadnienie wyboru wyżej opisanej metody oraz jej skuteczności, głównie ze względu na przyspieszenie prac. Z jednej strony należało przyspieszyć konsolidację ściśliwych gruntów organicznych, a z drugiej, na tyle poprawić nośność podłoża, by bezpośrednio po wykonaniu nasypu, można było kontynuować prace związane z wykonywaniem nawierzchni drogi, bez ryzyka jej

uszkodzenia. Należy w tym celu podać wartości osiadań podłoża po obciążeniu nasypem oraz wyznaczyć m.in. wartość parametrów dla zaplanowanych kolumn.

Do obliczeń przyjęto następujące parametry związane z obciążeniem nasypem:

- podstawa nasypu – 45m;
- maksymalne naprężenie pionowe w miejscu nasypów o miąższości 5,7m dla pikiety 5+600 wyniosło $P \sim 118$ kPa;

Parametry gruntu uzyskane z dokumentacji oraz wykonanych własnych badań podłoża sondowaniami: DPL, CPTU, DMT, wynosiły:

- grunt organiczny – jednolita warstwa – mada i namuł) – $E_o = 1,2$ MPa;
- piaski średnie – $E_o = 50$ MPa;
- kolumna wymiany dynamicznej – $E_o = 40$ MPa (przyjęto warunek uzyskania średniego $I_D = 0,5$)

Założono wykonanie słupów wymiany dynamicznej o następujących parametrach:

- rozstaw (s) – 5m;
- średnica kolumn (D) – 2,0m;
- głębokość kolumn (średnia) – 4,0m;
- powierzchnia przekroju kolumny – $A_{kol} = 3,14$ m²
- powierzchnia wzmacnianego pola – $A_{gr} = 25$ m²
- stopień wymiany gruntu wzmocnionego podłoża:

$$\tau = \frac{A_{kol}}{A_{gr}} = 0,12.$$

Obliczanie osiadań:

Moduł odkształcenia kompozytu gruntu i kolumn:

$$E_{sr} = E_{gr} * (1 - \tau) + E_{col} * \tau \approx 6 \text{ MPa} - \text{moduł średni wzmocnionej warstwy Nm/T.}$$

Osiadanie całkowite 4-metrowej warstwy podłoża niewzmocnionego:

$$s = 0,423 \text{ m}.$$

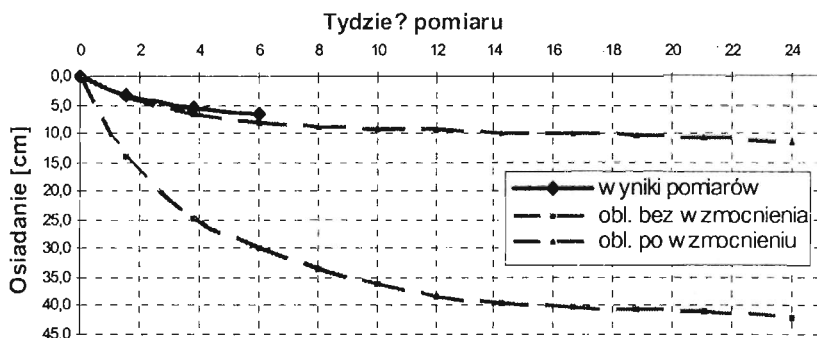
Osiadanie całkowite kompozytu gruntu i kolumn:

$$s = 0,113 \text{ m}.$$

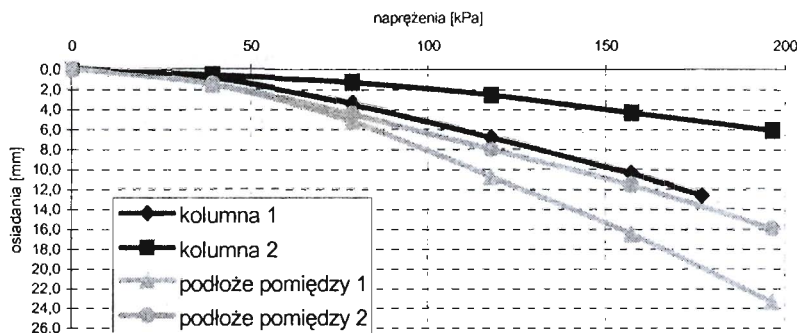
Wykonane obliczenia wykazały 4-krotne zmniejszenie osiadań wywołanych usypaniem nasypu drogowego po wykonaniu wzmocnienia, w stosunku do podłoża niewzmocnionego. Potwierdzają to pomiary osiadań całej konstrukcji nasypu wykonywane na założonych reperach.

Na wykresie krzywych osiadań (rys. 5) pokazano uśrednione pomiary rzeczywistych osiadań nasypu oraz krzywe obliczeniowe osiadań dla przypadku bez wzmocnienia podłoża i po wzmocnieniu go. Przedstawione pomiary dotyczą jedynie okresu 6 tygodni (ze względu na termin odesłania artykułu), jednak można już zauważyć, że konstrukcja nasypu przekroczyła ponad połowę osiadań obliczeniowych i wyraźnie się stabilizuje.

Wykonane obciążenia próbne płytą kołową potwierdziły, że średnie uzyskiwane moduły dla kolumn i podłoża pomiędzy kolumnami są wyższe niż zakładane w obliczeniach.



Rys. 5. Krzywe osiadań konstrukcji nasypu w funkcji czasu



Rys. 6. Wyniki próbnych obciążeń płytą kolumn i podłoża pomiędzy kolumnami po wykonaniu wymiany dynamicznej

Tablica 1

	Wartości modułów dla zakresu naprężeń 0-200 kPa		
	E_s [MPa]	E_o [MPa]	M_o [MPa]
Kolumna 1	29	27	36
Kolumna 2	63	57	77
Podłoże 1	18	16	22
Podłoże 2	22	20	27

$$E_s = \frac{\Delta \sigma \cdot \omega \cdot B}{\Delta s}$$

$$E_o = (1 - \nu^2) E_s$$

$$M_o = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E_o$$

E_s – moduł podatności; $\nu = 0,3$; $B = 1,8\text{m}$; $\omega = 0,79$ dla płyty kołowej;

E_o – pierwotny moduł odkształcenia;

M_o – edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej.

4. Badania sprawdzające kolumn

Sprawdzenie sondowaniami pojedynczej kolumny pozwala stwierdzić czy geometria i zagęszczenie kolumny spełnia wymagania projektowe. Średnica i długość kolumny podlega jednak znacznym wahaniom. Niekiedy część kolumn cechuje mniejsza długość niż wynika to z obliczeń i wyraźnie większa – od zakładanej – średnica.

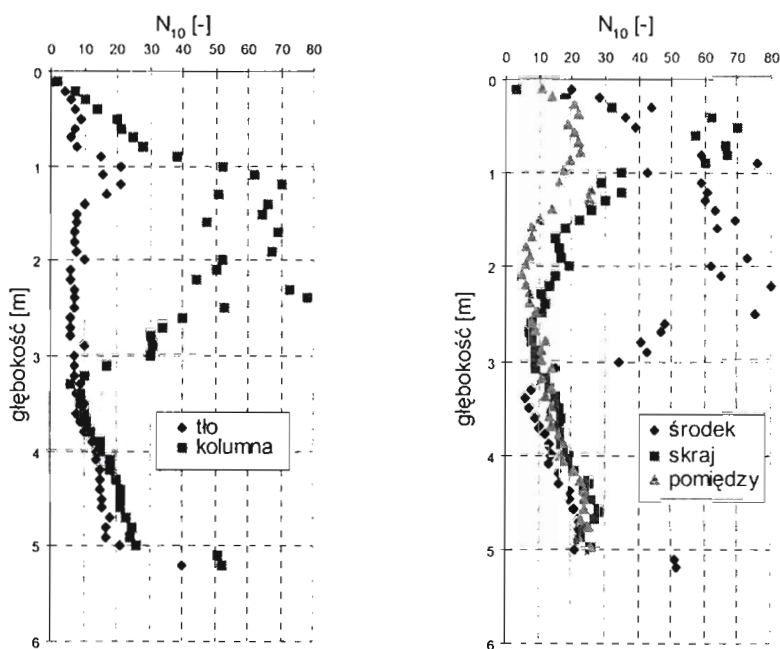
Pierwszym zadaniem było określenie warunków na odcinku przewidywanym do wzmocnienia dynamicznego przed wykonaniem kolumn. W tym celu w trzech węzłach wykonano sondowania statyczne CPTU i sondowania dylatometryczne (DMT) oraz sondowania udarowe sondą lekką, mechaniczną (DPL).

Następnie wyznaczony został obszar poletka próbnego o wymiarach 90m x 25m, na którym przystąpiono do wykonywania kolumn. Ilości uderzeń były odnotowywane, jak też ilości kruszywa użytego do wykonywania kolumn. Po wykonaniu grupy kolumn, do sprawdzenia wybierano kolumnę otoczoną wykonanymi już kolumnami. Sprawdzenie polegało na dokonaniu sondowań dynamicznych sondą lekką, mechaniczną w środku kolumn, na skraju (ok. 1m od środka) i pomiędzy kolumnami.

Wyniki ze środka kolumn wskazują, że średnie zagęszczenie dla zbadanych kolumn wyniosło średnio $I_{Dir} \sim 0,65$. Średnie zagęszczenie na skraju kolumn jest niewiele mniejsze i wyniosło $I_{Dir} \sim 0,55$. Analizując wykresy sondowań kolumn zauważono, że następuje wyraźne zmniejszenie ilości uderzeń sondy w dnie kolumny (ostanie 0,5m), które wynika z procesu zagęszczania kolumny i oporu gruntu podłoża pod spodem.

Otrzymane wyniki badań dla kolumn wykazały, że kolumny „zatrzymywały się” na stropie warstwy III (mady) i mimo zmian metod formowania kolumn, nie udało się uzyskać kolumn o długości jednoznacznie wskazującej na to, że oparły się one na piaskach dolnych. Warstwa mad okazała się na tyle „mocna”, że nie ulegała zniszczeniu podczas ubijania energią uderzenia $240\text{t}\cdot\text{m}$. Nośność jej była wyższa niż dostępna energia, którą można było zastosować w danych warunkach (bliskość budynków mieszkalnych). Pomimo niskich modułów w warstwie III ($\sim 9\text{ MPa}$), na co wskazują badania CPTU i DMT, była ona na tyle nośna, że stanowiła oparcie dla kolumn.

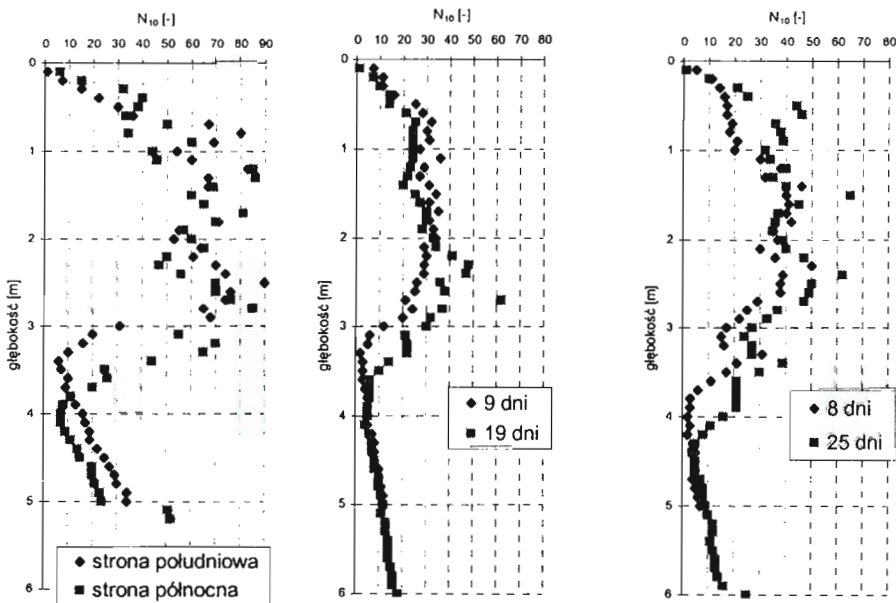
Analizując wykresy sondowań (rys. 7) wyraźnie widać różnicę w wartościach uzyskanych w gruntach organicznych i w samej kolumnie, co ukazuje pierwszy wykres. Drugi wykres natomiast przedstawia geometrię kolumny – rozkład wartości w obrębie samej kolumny, jak i poza nią. W stosunku do wartości „tła” widoczna jest poprawa podłoża pomiędzy kolumnami dla pierwszych 2m od powierzchni, natomiast wyraźnie widać spadek wartości uderzeń dla środka kolumny w obrębie jej dna, nawet poniżej wartości „tła”.



Rys. 7. Wykresy sondowań dynamicznych, z lewej – porównanie wyników uzyskanych przed wykonaniem kolumny i w kolumnie; z prawej – przykładowe sondowanie odbiorcze dla kolumny

Kolejne dwa wykresy (rys. 8) ilustrują zjawisko zaobserwowane podczas wykonywania wymiany dynamicznej. Jeśli odbiór kolumny następował bezpośrednio po jej wykonaniu, tj. do 3 dni, w dnie kolumny za każdym razem – niezależnie od lokalizacji (na różnych poziomach wydzielonych warstw) – odnotowywano nagły spadek ilości uderzeń, np. z 20-30 do 5-10 N_{10} . Również miąższość warstwy wykazującej zmniejszone ilości uderzeń była stała (ok. 0,4-0,6m), po czym liczone wartości uderzeń sondy „wracały” do wartości charakterystycznych dla wartości „tła” dla danej głębokości.

Dla tych samych kolumn przesondowanych po upływie ok. 3 tygodni, nie obserwowano już niskich wartości w rejonie dna kolumny, lecz wyraźną poprawę uzyskiwanych wyników. Należy to tłumaczyć tym, że w gruncie wystąpiły nadwyżki ciśnienia porowego, które osłabiały kolumnę w strefie dna, gdzie skupia się największa energia związana z dobijaniem i odbijaniem kolumny od podłoża nośnego. Obserwowany „efekt osłabienia dna” tłumaczyć należy mechanizmem rozpraszania ciśnienia porowego. Przemawiają za tą tezą dwa fakty. Po pierwsze, próby zwiększenia ilości uderzeń i kruszywa do uformowania kolumny dawały jedynie efekty wypiętrzania gruntu na boki, a drugim faktem jest poprawa wartości uzyskiwanych w dnie kolumny po czasie.



Rys. 8. Wykresy sondowań dynamicznych w kolumnach DR w zależności od lokalizacji (1) i czasu sondowania po wykonaniu kolumny (2 i 3)

Podsumowanie

Wykonywanie wzmocnienia gruntów słabonośnych metodą wymiany dynamicznej jest słuszne w przypadku, gdzie niezbędne jest zredukowanie osiadań konstrukcji i przyspieszenie konsolidacji gruntów organicznych. Na przykładzie odcinka Trasy Siekierkowskiej uzyskano zmniejszenie osiadań o 400% oraz przyspieszono proces konsolidacji (praktycznie stabilizacja osiadań nastąpiła po ok. 4 tygodniach). Kolumny wykonywane podczas wymiany dynamicznej działały jak drenaży, jednocześnie istotnie poprawiając nośność podłoża.

Badania odbiorcze kolumn DR powinny być poprzedzone dokładnym rozpoznaniem warunków podłoża oraz powinny być wykonywane po upływie czasu niezbędnego do rozproszenia nadwyżek ciśnienia porowego.

Literatura

- [1] Gryczmański M.: *Metody analizy nośności i osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi*. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 5/1993
- [2] Kłosiński B.: *Wzmacnianie podłoża słupami tłuczniowymi formowanymi metodą wbijania*. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4/1992, 171-173
- [3] Menard L.: *The dynamic consolidation of foundation soils*.
- [4] Menard L.: *Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation*.
- [5] *Metody wzmacniania podłoża gruntowego* – materiały Freyssinet Polska.
- [6] *Pre-Engineering Technical Report on Dynamic Replacement and Vertical Wick Drains*, Menard Geosystems, 2003
- [7] PN-B-04452 *Geotechnika. Badania polowe*, maj 2002
- [8] *Senai-Tanjung Pelepas Rail Link, Design of Dynamic Replacement Works*, Menard Geosystems, 2002
- [9] Świeca M.: *Projekt wzmocnienia podłoża gruntowego dla odcinka Trasy Siekierkowskiej w pikietażu -5+600 – -5+813,5 km*, Warszawa, 2005
- [10] Werno M, Zadroga B.: *Osiadanie i konsolidacja gruntów organicznych obciążonych nasypami ziemnymi*. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2003

REINFORCEMENT OF THE GROUND SUBBASE BY MENARD COLUMNS ON THE EXAMPLE OF SIEKIERKOWSKA HIGHWAY

Summary: Research and observations made during soil improvement on the segment of Siekierkowska Highway are described. Technology of column formation, criteria of acceptance, and calculations compared with the settlement of the embankment, are presented. Rebounding effect at bearing layers at the column bottom and a distinct pore overpressure migration caused by pounder energy were detected at the acceptance tests. Repeated dynamic sounding in the columns after the time has showed some improvement of the column bottom therefore dissipation of the pore pressure surplus caused by the compaction.

Jan Jaremski¹

O możliwościach zastosowania pali rzeszowskich w gruntach spoistych i skałach miękkich

Streszczenie: Wykonywany dotąd pal rzeszowski był realizowany w gruntach, w których poniżej warstw nienośnych występowała warstwa gruntów żwirowo-piaszczystych, w której można było wykonać podstawę pala za pomocą iniekcji zaczynu cementowego.

W ramach pracy, uwzględniane są możliwości wykonywania pali rzeszowskich w gruntach różnych, takich jak: piaski drobne, pyły, ropy, łupki, piaskowce itp., stanowiące podłoże dla pali. Analizuje się wykonywanie w tych warunkach pustej przestrzeni potrzebnej do wytworzenia podstawy pala przez wykorzystanie eksplozji materiału wybuchowego.

Wprowadzenie

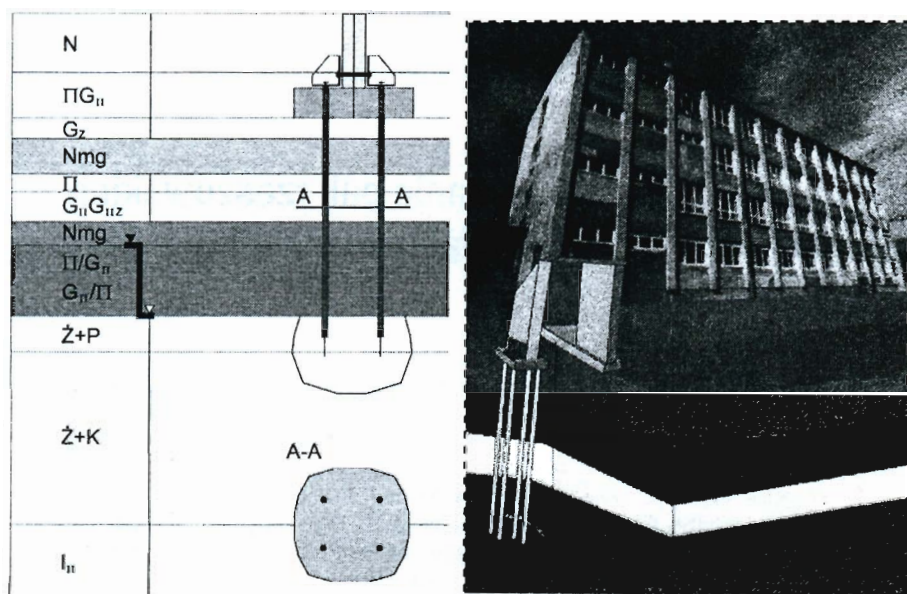
Pal rzeszowski (Patent Politechniki Rzeszowskiej nr 189102) jest zespolonym fundamentem, składającym się z wykonywanej w gruncie podstawy i z wiązki mikropali (słupów żelbetowych) łączących podstawę z oczepem.

Omawiany sposób posadowienia dotąd był realizowany w gruntach, w których poniżej warstw nienośnych występowała warstwa gruntów żwirowo-piaskowych, w której, przy pomocy iniekcji zaczynu cementowego, można wykonać podstawę pala [7].

W zrealizowanych dotąd przypadkach, podstawy pali były wykonywane w warstwie żwirowej występującej na głębokości około 5m poniżej terenu, za pomocą iniekcji zaczynu cementowego. Iniekcja była wykonywana przez otwory

¹ dr hab. inż. prof. PRZ, Politechnika Rzeszowska

znajdujące się w wiązce składającej się na przykład z czterech słupów (prefabrykowanych pali $\phi 150\text{mm}$ z otworami wewnątrz o średnicy $\phi 42\text{mm}$).



Rys. 1. Schemat rozwiązania wzmocnianego fundamentu przy pomocy wiązki pali połączonej betonową podstawą

Obecnie analizowane są możliwości wykonywania pali rzeszowskich w gruntach różnych, np. skałach miękkich, stanowiących podłoże dla pali. Bardzo ważną zaletą pala rzeszowskiego jest jego przydatność do posadowień na gruntach ekspansywnych. Pal ten ma stosunkowo bardzo małą powierzchnię boczną, ponadto umożliwia przeniesienie części sił od pęcznienia, przez kotwy umieszczone w otworach wykorzystywanych do iniektowania.

Posadowienie na palach w gruntach pęczniących, pomimo przenoszenia przez nie obciążeń do warstw niepęczniących, nie zabezpiecza konstrukcji przed skutkami pęcznienia, ze względu na oddziaływanie pęcznienia na powierzchnie boczne pali.

Pal rzeszowski jest rozwiązaniem sprawdzonym w przypadku wzmocniania fundamentów istniejących budowli, może być także stosowany do zwiększania nośności fundamentów w sytuacjach awaryjnych, a także w nowo projektowanych rozwiązaniach fundamentów pośrednich. W pracy [8] przeanalizowano podatność elementów zespolonego pala na zmiany deformacyjne, wykorzystując metody i ustalenia podane w pracach [2, 11, 12].

W obliczeniach uwzględniono możliwości powstawania odchyień w wykonaniu elementów słupowych z niezamierzonym mimośrodem przyłożenia siły podłużnej. Do obliczeń przyjęto parametry podłoża uwarstwionego, które najczęściej występują w gruntach pradolin.

1. Analiza możliwości stosowania pali rzeszowskich dla innych gruntów

Wykonywany dotąd pal rzeszowski był realizowany w gruntach, w których poniżej warstw nienośnych występowała warstwa gruntów żwirowo-piaskowych, w której można było wykonać podstawę pala za pomocą iniekcji zaczynu cementowego. Takie warunki geologiczne istnieją przeważnie w rejonach pradolin, w których występują przewarstwienia namulów, torfów, miękkoplastycznych glin pylastych, pyłów szczególnie wrażliwych na zmiany zawilgocenia występującego np. w czasie stanów powodziowych. Zaleganie warstwy żwirowo-piaskowej, w której można wykonać podstawę łączącą elementy słupowe (mikropale), jest warunkiem niezbędnym, a zarazem czynnikiem ograniczającym zastosowanie tej koncepcji posadowień – w zasadzie tylko do gruntów pradolin.

W ramach pracy nad tematem, uwzględniane są możliwości wykonywania pali rzeszowskich w gruntach różnych, takich jak: piaski drobne, pyły, ropy, żółtopi, żółtopi, żółtopi, żółtopi itp., stanowiące podłoże dla pali. Analizuje się więc wykonywanie w tych warunkach pustej przestrzeni potrzebnej (wpustki) do wytworzenia podstawy pala przez wykorzystanie eksplozji materiału wybuchowego. Powstałe w ten sposób objętości są wypełniane iniektowanym zaczynem cementowym.

W analizowanym rozwiązaniu wykorzystuje się materiały wybuchowe w wykonywaniu pali. Proponowane materiały wybuchowe to saletry: potasowa i amonowa, a także analizowane są porównywalne ilości trotylu. Do analizowanego zjawiska porównywalne jest wykonanie kotew gruntowych w Szanghaju [1], gdzie występują miękkoplastyczne grunty pęczniejące. Przy posadowieniu jednego z obiektów o stosunkowo dużej powierzchni, tj. 4960m^2 , składającego się z dwóch podziemnych kondygnacji zastosowano płytę zakotwioną za pomocą 1101 pali o długości 9m i średnicy 300mm z poszerzoną podstawą do 800mm. Pale te, przy próbnym obciążeniu 190kN trwającym 10 godzin, przemieściły się od 3,88 do 4,62mm. W ocenie badaczy chińskich są one nowym rozwiązaniem kotwienia fundamentów na gruntach ekspansywnych. Technika ich wykonania jest niezawodna i sensowna ekonomicznie, uważana jest za godną

rozpowszechniania. Jest konstrukcją bezpieczną, łatwą w wykonaniu i stosunkowo tanią.

Wykonanie tego rozwiązania było poprzedzone wnikliwymi badaniami przeprowadzonymi na 62 palach o zróżnicowanej długości, średnicy pala i zróżnicowanej średnicy podstawy pala. Wykonano trzy typy pali. W eksperymencie pierwszym wykonano pale o średnicy 300mm, długości 6m i poszerzonej podstawie do 750mm. W eksperymencie drugim wykonano pale o średnicy 300mm, długości 8m i średnicy poszerzonej do 800mm. Dla trzeciej grupy pali również przyjęto średnicę 300mm, przy poszerzonej podstawie tylko do 550mm i długości 10m.

W wyniku przeprowadzonej analizy techniczno-ekonomicznej, do realizacji ostatecznie przyjęto drugi typ pala (eksperyment drugi). Niezbędną przestrzeń dla wykonania poszerzonej podstawy pala kotwiącego wykonywano wykorzystując eksplozję materiału wybuchowego, aby na odpowiedniej głębokości wytworzyć w gruncie pusty obszar o małej średnicy, który wypełniano betonem. Jako materiał wybuchowy stosowano saletrę potasową i amonową, używając odpowiednich detonatorów – profesjonalne wykonawstwo eliminuje możliwość zaistnienia wypadków. Wibracja i hałas powstające podczas eksplozji są mniejsze od dopuszczalnych. W ramach programu badań, przeanalizowano skutki wybuchów i wytwarzane wstrząsy. Przeprowadzone na miejscu pomiary hałasu w odległości 20m w czasie wykonywania wybuchów wykazały od 112 do 116 decybeli. Ilość materiału wybuchowego potrzebna do wykonania jednej wpustki wynosiła około 1004g.

2. Inne zastosowania pali rzeszowskich

W nawiązaniu do opisanych i wskazanych w pracach [9, 10, 13] przyszłościowych zastosowań rozwiązań fundamentowych, modernizacji starych obiektów i wykorzystania głębiej położonej przestrzeni, możliwe także będzie zastosowanie tego typu pali np. w modernizowanych obiektach murowanych. Proponuje się więc skonstruowanie pali rzeszowskich, z równoczesnym wykonaniem w murze belek z profili stalowych, które przeniosą obciążenie z muru na słupy-pale. W przypadku konieczności wykonania kondygnacji zagłębionej, pale można zabudować. Sposób wykonania pali, dla przypadków zwiększania nośności gruntów istniejących fundamentów, jest podany w opisie patentu.

2.1. Zastosowanie pala rzeszowskiego do posadowień na gruntach pęczniejących

Bardzo ważną zaletą pala rzeszowskiego jest jego przydatność do posadowień na gruntach pęczniejących. Pal ten ma stosunkowo niewielką powierzchnię boczną. Ponadto umożliwia przeniesienie części sił od pęcznienia przez kotwy umieszczone w otworach wykorzystywanych do iniektowania, których średnice mogą być powiększone. Rozwiązanie także z powodzeniem zastosowano na dwóch budowach: w Rzeszowie (budynek banku BGŻ) i w Radymnie (stacja paliw).

2.2. Możliwości posadowień na terenach zagrożonych powodzią

Występujące w gruntach madowych minerały ilaste spełniają podobną rolę jak w zwietrzelinach skalnych pochodzenia morskiego. W pracach [3, 6] opisano trudności w ustaleniu przyczyn przejścia zwietrzelin margli ze stanu typowego dla gruntów spoistych do gruzu skalnego. Ustalenie minerału odpowiedzialnego za pęcznienie wymagało zastosowania wersenianu dwusodowego, który umożliwił oznaczenie występującego tu illitu [4, 5]. W przypadku teras rzecznych Podkarpacia, występujące gliny pylaste i pyły sedymentowały w warunkach wodnych. Nałożone warstwy w postaci gruntów madowych, jako najmłodszy sedyment, są podobnie mieszaniną pyłów i minerałów ilastych, o zbliżonej budowie mineralogicznej do gruntów wypełniających starsze terasy nadzalewowe. Podobnie i w tych gruntach, przy zawilgoceniu przekraczającym 24%, rejestruje się utratę wytrzymałości i zbliżanie się wartości liczbowych parametrów wytrzymałościowych do zera. Grunty madowe w warunkach *in situ* zachowują się podobnie jak zwietrzeliny skał miękkich – występuje odbudowa ich spójności, a ta decyduje o ich wytrzymałości.

Autor przeanalizował wpływ powodzi na stan budynków jednorodzinnych, posadowionych na fundamentach ławowych na glinach madowych, których zmienność zalegania i rodzaj, a także zmiana ich stopnia plastyczności były przyczyną wyłączeń z eksploatacji.

W ramach pracy nad tematem, przeanalizowano także posadowienie na kilkumetrowych palach rurowych, przechodzących przez grunty o wątpliwej nośności do warstwy gruntów sypkich (odległości te najczęściej wynoszą od 2,5m).

Zaproponowano nowy sposób posadowienia, który polega na wykonaniu – w punkcie przecięcia się ław środkowych – pala rzeszowskiego (składającego się z dwóch pali rurowych) i pali rurowych w narożnikach budynku (dla budynków dłuższych pale pośrednie np. co 7m). Rurę do gruntu wprowadza się za pomocą siłownika lub przy użyciu lekkiego kafara. Zaczyn cementowy wprowadza się w zależności od porowatości gruntu warstwy nośnej, przez porcjowe napelnianie rury i wciskanie lub też iniektowanie. Sposób ten jest możliwy do zrealizowania w gruntach, w których, poniżej warstw nienośnych, występuje warstwa gruntów żwirowo-piaskowych, w której przy pomocy iniekcji zaczynu cementowego, można wykonać podstawę pala.

Proponowane rozwiązanie, ze względu na wysoki poziom wody gruntowej na obszarach teras rzecznych, dla wielu przypadków jest konkurencyjne np. w porównaniu z wymianą gruntów.

Literatura

- [1] Guanzhou Z, Zhiming X.: *The application of blown tip pile used in the saturated soft soil land single stake economic analysis.*, Proc. of the Int. Conf. on Soil Nailing & Stability of Soil and Rock Engineering, Nanjing, China, CI-Premier, Singapore, 2004
- [2] Gwizdała K.: *Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych.* Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, 1996, nr 41
- [3] Jaremski J.: *Characteristic of weathering as foundation strata for pile construction on the basis of the researches of the Opole marls eluvium.* Proc. 4th Int. Conf. Piletalk International, K. Lumpar, 1991
- [4] Jaremski J.: *Proposal for method of stating the value of maximum swelling of the soil on the example of Opole marls eluvium.* Proc. of 3th International Conference on Trop. Resid. Soils. Maseru, Lesotho, A.A. Balkema, 1994
- [5] Jaremski J.: *Proposal for a method determining value of the maximum swelling of soil by example of the Opole marls eluvium and illite clays.* Proc. of 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo, A.A. Balkema, 1995
- [6] Jaremski J.: *The influence of recognition of physical and chemical processes occurring in the weathering in the estimate of the extreme values of geotechnical parameters of the Opole marls eluvium.* Proc. of Int. Symp. Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athens, A.A. Balkema, 1997

- [7] Jaremski J.: *Zwiększenie nośności wiązki mikropali przez wykonanie łączącej je podstawy*. XLVI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 2000
- [8] Jaremski J., Wilk K.: *Zwiększenie możliwości wykorzystania pali rzeszowskich do posadowień fundamentów pośrednich*. VI Międzynarodowa Konferencja Naukowa Lwowsko-Koszycko-Rzeszowska, Lwów, 2001
- [9] Kłosiński B.: *Pale małośrednicowe*. Inżynieria i Budownictwo, 1990, nr 11
- [10] Kłosiński B.: *Kierunki rozwoju metod wzmacniania fundamentów*. Zeszyty Naukowe Politechniki Poznańskiej, Budownictwo Lądowe. 1995, nr 40, s.134-156
- [11] Kosecki M.: *Statyka ustrojów palowych. Zasady obliczania metodą uogólnioną*. Biuletyn Oddziału PZITB w Szczecinie, Szczecin, 1988
- [12] Odrobiński W., Juraszczyk W.: *Analiza pracy konstrukcji hydrotechnicznych przy użyciu programu PALE*. Jubileuszowa Sesja Naukowa „Geotechnika w budownictwie i Inżynierii Środowiska”. Gdańsk, 2000
- [13] Wysokiński L.: *Prognoza rozwoju geotechniki w Polsce w najbliższych 25 latach*. Seminarium 60 lat Zakładu Geotechniki i Fundamentowania, Warszawa, 2005

POSSIBILITIES OF APPLICATION OF THE RZESZOWSKI PALES IN COHESIVE SOILS AND SOFT ROCKS

Summary: The rzeszowski pale was realized in soils in which gravel-sandy layer occurred under nonbearing layers. This layer made possible execution of pale basis by means of cement mortar injection. The work presents possibilities of the rzeszowski pales execution in various soils like: fine sands, silts, clays, clay shales, shales, sandstones being subsoil for these pales. In mentioned grounds executing of an empty space, necessary to the pale basis formation, with explosive materials use is analysed in the paper.

Bolesław Kłosiński¹, Beata Gajewska²

Wzmacnianie słabych podłoży gruntowych w europejskich normach geotechnicznych

Streszczenie: Rozwijane metody wzmacniania słabego podłoża znajdują odbicie we wprowadzanych normach projektowania tzw. Eurokodach oraz normach wykonawstwa robót geotechnicznych. W artykule przedstawiono najważniejsze zagadnienia zawarte w normie EN 1997-1 „Projektowanie geotechniczne” oraz wybrane normy wykonawstwa (iniekcji strumieniowej, iniekcji, wglębnej stabilizacji podłoża, drenów pionowych, wibrowania wglębnego).

Wprowadzenie

Od ponad 20 lat rozwijany jest system norm europejskich, mający na celu usunięcie przeszkód w wymianie handlowej i usług oraz harmonizację ustaleń technicznych w krajach Unii Europejskiej. Istotnym składnikiem systemu są normy budowlane, a wśród nich – normy geotechniczne. Na początku 2004 roku Polska została pełnym członkiem Europejskiego Centrum Normalizacji CEN w Brukseli. Spowodowało to wiele działań w dziedzinie normalizacji, wynikających z zasad obowiązujących w Unii.

W niniejszej pracy zestawiono informacje, aktualizujące wcześniejsze publikacje (m.in. [5], [6], [7]) o wdrażanych w Polsce europejskich normach geotechnicznych, dotyczących wzmacniania słabych podłoży gruntowych.

Normy europejskie z dziedziny geotechniki tworzą trzy grupy: 1) normy projektowania, tzw. Eurokody, 2) ponad 30 norm badań gruntów EN-ISO

¹ dr inż., Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie

² mgr inż., Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie

i instrukcji ISO-TC 341 oraz 3) grupa 13 norm EN „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych”.

1. Eurokod 7: norma EN 1997-1 *Projektowanie geotechniczne*, cz. 1

Prace nad jednolitymi zasadami projektowania, zwanymi potocznie Eurokodami, rozpoczęto w latach 70. Stworzono wówczas nowy system norm projektowania na podstawie stanów granicznych, z zastosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa. Było to „rewolucją” i dotąd jest nią w wielu krajach europejskich. W Polsce system ten jest znany, gdyż zbliżone zasady wprowadzono już od 1974 roku (np. PN-76/B-03001, PN-74/B-03020). Eurokody tworzą zestaw 10 norm dotyczących podstaw projektowania oraz poszczególnych rodzajów konstrukcji. Po upływie ponad ćwierć wieku, w 2002 roku ustanowiono dwa pierwsze Eurokody. W roku 2004 ogłoszono podstawową normę geotechniczną EN 1997-1 [1], a bliską ukończenia jest jej część 2 [2].

Eurokod 7-1 jest obszernym dokumentem (167 stron), obejmującym zagadnienia badań podłoża, projektowania geotechnicznego fundamentów i budowli ziemnych, kontroli i monitorowania obiektów. Rozdział 2 tego dokumentu *Podstawy projektowania* obejmuje m.in.: kategorie geotechniczne, stany graniczne nośności i użytkowości, warunki obliczeniowe, podejścia projektowe i inne wymagania. Rozdział 3 – *Dane geotechniczne* dotyczy badań geotechnicznych i oceny podłoża oraz dokumentacji badań. Rozdział 4 – *Nadzór robót, monitorowanie, utrzymanie* zajmuje się kontrolą warunków i zachowania konstrukcji podczas budowy i użytkowania. Rozdziały 5-12 dotyczą projektowania różnych rodzajów konstrukcji oraz zabiegów, takich jak nasypy i wzmacnianie gruntu, odwodnienia, fundamenty bezpośrednie, palowe, zakotwienia, konstrukcje oporowe, zniszczenie hydrauliczne, stateczność ogólna i nasypy komunikacyjne.

Znaczną część normy stanowią załączniki: A – normatywny, podający zalecane wartości współczynników częściowych, korelacyjnych i modelu obliczeniowego (do pali i zakotwień oraz stateczności skarp), jak i osiem załączników informacyjnych (od B do K), rozwijających różne kwestie szczegółowe i podających dane, przykłady, nomogramy itp.

1.1. Właściwości gruntów podłoża

W przypadku projektowania geotechnicznego podstawą obliczeń geotechnicznych są dość subiektywnie oceniane *parametry obliczeniowe* gruntów. Zadaniem projektanta geotechnicznego jest ocena całokształtu danych i wybór na – ich podstawie – *parametrów charakterystycznych*. Wielkości ich należy wybrać jako ostrożne oszacowanie wartości wpływających na wystąpienie rozpatrywanego stanu granicznego. Wartość „wyprowadzona” nie jest więc wartością średnią lub wyznaczoną z określonym prawdopodobieństwem za pomocą metod analizy statystycznej. Wybór wartości jest **decyzją ekspercką** i w dużym stopniu zależy od doświadczenia i wiedzy projektanta-geotechnika [10], [11].

Właściwości podłoża są wyrażane liczbowo za pomocą *parametrów geotechnicznych*. Są one wyznaczone z badań, mierzone bezpośrednio lub na podstawie korelacji, danych empirycznych lub innych źródeł czy obserwacji. Interpretacja parametrów jest dostosowana do rozpatrywanego stanu granicznego, uwzględniane są różnice wartości parametrów z badań próbek oraz gruntu w masywie – one decydują o zachowaniu konstrukcji geotechnicznej. W razie potrzeby, do wyników badań polowych lub laboratoryjnych, stosuje się współczynniki kalibracyjne według EN 1997-2 [2] albo inne korelacje, najlepiej krajowe lub regionalne.

Do projektowania wykorzystuje się wartości charakterystyczne oraz obliczeniowe parametrów geotechnicznych. Wartości charakterystyczne określa się, jak już podano, na podstawie analizy dostępnych wyników, odpowiednio do zadania geotechnicznego. Do obliczeń stanu granicznego nośności (ULS) przyjmuje się „ostrożne” (zwykle z 95% poziomem ufności) wartości charakterystyczne parametrów. Natomiast w przypadku stanu granicznego użyteczności (SLS) przyjmowane są parametry sztywności (odkształcalności) gruntu zbliżone do średnich. Jedynie w analizach współdziałania (interakcji) fundamentu z podłożem, również parametry sztywności przyjmuje się jako wartości „ostrożne”, a nie średnie.

Wartości obliczeniowe są wyprowadzane z wartości charakterystycznych, przez zastosowanie *współczynnika częściowego* (bezpieczeństwa), odpowiednio do *sytuacji projektowej* albo są określane bezpośrednio. Wartości współczynników częściowych podawane są w Załączniku Krajowym, a zalecane wartości współczynników zawiera załącznik A normy.

Wskazówki dotyczące wyznaczania parametrów geotechnicznych zawierają m.in. prace [10], [11] oraz Instrukcja GDDP (1997) [3].

1.2. Nasypy, odwodnienia, ulepszanie i wzmacnianie podłoża

Rozdział 5. normy EN 1997-1 zawiera wymagania dotyczące przygotowania (ulepszenia, wzmocnienia) podłoża naturalnego oraz wykonania budowli ziemnych, głównie nasypów. Podano w nim zasady doboru materiału nasypów, procedury układania i zagęszczania oraz kontroli. Zamieszczono także wymagania dotyczące odwodnień: roboczych i trwałych. Wzmacnianie i ulepszanie podłoża omówiono jedynie szkicowo. Cały rozdział 5. jest tylko opisowy, bardzo ogólny. Nie zawiera wymagań liczbowych ani nie podaje metod czy warunków obliczeniowych. Pewne wymagania projektowe zamieszczone są w rozdziałach 11. i 12. normy.

1.3. Inne zagadnienia projektowe

Eurokod 7-1 zawiera kilka ważnych zagadnień projektowych związanych z posadowieniami na słabym podłożu, które nie były ujęte w krajowych przepisach, bądź traktowano je marginalnie. Należy do nich: sprawdzanie zniszczenia hydraulicznego (rozdział 10.), stateczności ogólnej (rozdział 11.) i projektowanie nasypów (rozdział 12.). Zagadnienia te przedstawione są dość obszernie, lecz nie wyczerpująco. Szczegóły zasad sprawdzania nośności i stateczności mogą być nowością dla krajowych projektantów.

1.4. Zagadnienia wzmacniania podłoża w Eurokodzie 7-1

Z przedstawionych informacji wynika, że wprowadzenie Eurokodów nie ułatwi, lecz raczej skomplikuje projektowanie wzmocnień podłoża. Utrudnieniem będzie stosowanie w analizach zachowania konstrukcji obliczeniowych oddziaływań i parametrów geotechnicznych. Postanowienia EN 1997-1 są skąpe. W praktyce, do budowli ziemnych i wzmocnień podłoża, konieczne więc będzie stosowanie, z odpowiednimi modyfikacjami, dotychczasowych metod projektowania oraz dokumentów krajowych, np. norm: PN-83/B-03010, PN-81/B-03020, PN-88/B-04481, PN-S-02205:1998, a także rozporządzeń dotyczących budynków, dróg publicznych, drogowych i kolejowych obiektów inżynierskich oraz instrukcji/wytocznych GDDP: badań podłoża (1998) [3] i wzmacniania podłoża (2002) [12]. Przydatne materiały, wymagania i wskazówki projektowania można znaleźć w niektórych normach wykonawstwa robót oraz w wielu pracach

zagranicznych, np. Grundbau-Taschenbuch [4],[8] lub Van Impe [9], jednak żadne z nich nie nawiązują bezpośrednio do wymagań normy EN 1997-1.

2. Normy EN Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych

Do tej grupy należy obecnie 13 norm, których celem jest kodyfikacja metod wykonawstwa robót, badań i kontroli, a także wymaganych właściwości materiałów. W latach 2001-2002 wydano 7 norm w wersji polskiej: EN 1536 *Pale wiercone*, EN 1537 *Kotwy gruntowe*, EN 1538 *Ściany szczelinowe*, EN 12063 *Ścianki szczelne*, EN 12699 *Pale przemieszczeniowe*, EN 12715 *Iniekcja*, EN 12716 *Iniekcja strumieniowa*. Są one zatem ogólnie dostępne i coraz szerzej wykorzystywane. Na opracowanie czekają jeszcze polskie wersje kolejnych norm: EN 14199 *Mikropale*, EN 14679 *Wglębna stabilizacja (mieszanie) gruntu*, EN 15237 *Dreny pionowe*, EN 14731 *Wzmacnianie gruntu metodą wibrowania wglębnego*. Projekty dwu norm: prEN 14475 *Grunt zbrojony* i prEN 14490 *Gwoździowanie* nie zastały jeszcze uzgodnione [5], [6].

Normy wykonawstwa są mniej znane niż Eurokody. Głównym ich celem jest określenie zasad wykonywania, warunków i kryteriów odbiorczych fundamentów. Choć „z nazwy” normy te dotyczą tylko wykonawstwa, to zawierają także obszernie wymagania, które należy uwzględniać w projektowaniu oraz w badaniach elementów i konstrukcji [7]. Normy te są dobrą podstawą do specyfikacji technicznych. Poniżej krótko omówiono zakres wybranych norm dotyczących wzmacniania podłoża gruntowego.

2.1. Norma PN-EN 12715:2002 *Iniekcje*

Norma uwzględnia iniekcje przemieszczeniowe (zagęszczające, rozrywające) i nie przemieszczające ośrodka (filtracyjne, wypełnianie szczelin i pustek). Wyłączono z niej iniekcje kotew, iniekcję strumieniową, naprawy konstrukcji, iniekcje obudów tuneli. Materiały obejmują cement i spoiwa hydrauliczne, materiały ilowe, piasek i wypełniacze, chemikalia, dodatki. Podano w niej także parametry iniektów, zakresy zastosowań, procedury wykonania zastrzyków, metody kontroli i badań, wymagania bezpieczeństwa.

Iniekcje wykonywane są w celu modyfikacji właściwości mechanicznych, hydraulicznych lub hydrologicznych cech gruntu, wypełnienia naturalnych kavern, wyrobisk górniczych, pustek przyległych do konstrukcji oraz w celu

wywołania przemieszczeń kompensujących ubytki gruntu lub stabilizujących i podnoszących stopy, płyty, nawierzchnie i całe konstrukcje. Załącznik A (informacyjny) podaje m.in. zasady pomiarów parametrów iniektu, a załącznik B zawiera słownik terminów specjalistycznych.

2.2. Norma PN-EN 12716:2002 *Iniekcja strumieniowa*

Norma definiuje iniekcję strumieniową jako proces obejmujący odspajanie gruntu (lub słabej skały) oraz jego mieszanie i częściową wymianę na czynnik wiążący. Odspajanie następuje wysokoenergetycznym strumieniem cieczy (o ciśnieniu 30 -50 MPa), która może być jednocześnie czynnikiem wiążącym. Elementy iniekcyjne to kolumna, ściana, przegroda, płyta, sklepienie, blok. Rozpatrzono w niej ponadto systemy: pojedynczy (sam zaczyn), podwójne (powietrzny i wodny) oraz potrójny (trójmediowy). Przedstawiono także zagadnienia projektowe (wykorzystanie elementów, próby wstępne, parametry wytrzymałościowe, przepuszczalność) oraz odmiany metod wykonania, specjalistyczny sprzęt, kontrolę iniekcji, badania elementów (geometrii, właściwości mechanicznych, przepuszczalności).

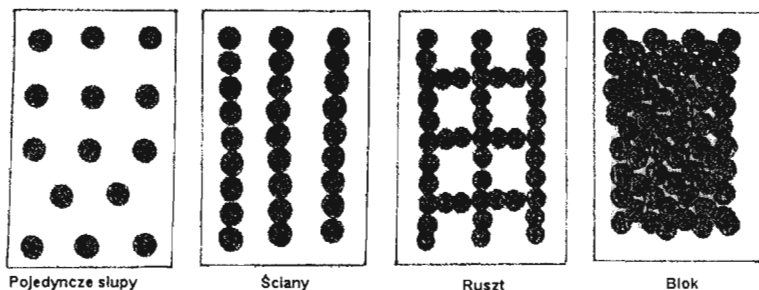
Iniekcja strumieniowa może być stosowana w budowlach tymczasowych lub trwałych jako fundamenty nowo budowanych konstrukcji, do wzmacniania podłoża istniejących fundamentów, do formowania przegród o małej przepuszczalności, konstrukcji oporowych lub podpierających, jako zbrojenie masywu gruntowego. Wymagania dotyczące projektu wykonania iniekcji są podane w załączniku A. Zakresy parametrów iniekcji strumieniowej zawiera załącznik B.

2.3. Norma EN 14679:2005 *Wgłębna stabilizacja (mieszanie) gruntu*

Norma EN 14679 określa wymagania dotyczące wykonywania badań, nadzoru i monitorowania wgłębnego mieszania gruntu (na sucho oraz na mokro). Norma ta uwzględnia mieszanie za pomocą mechanicznego mieszadła obrotowego oraz inne podobne metody stabilizacji (hybrydową, blokową). Głębokość mieszania jest nie mniejsza niż 3m. Konstrukcje mają formę pojedynczych kolumn, ścian, rusztów oraz bloków, z kolumn oddzielnych lub wciętych (rys. 1). Kolumny są formowane w gruncie rodzimym, nasypowym, w zwałowiskach lub osadnikach odpadów itp. W załączniku A podano wskazówki dotyczące technologii i sprzętu oraz główne

dziedziny zastosowań. W załączniku B przedstawiono proces opracowania projektu, wyboru spoiwa, metody badań i ustalania parametrów do projektowania, związanych ze sposobem wykonawstwa.

Mieszanie wglębne może być stosowane w celu zmniejszenia osiadań (np. nasypu lub konstrukcji), poprawy stateczności, zabezpieczenia skarp lub ścian wykopu, zabezpieczenia podłoża przed oddziaływaniami dynamicznymi i cyklicznymi, wytworzenia przegrody izolującej składowiska odpadów lub skażone grunty, ograniczenia drgań oraz ich wpływu na budowle i ludzi. Zasadnicze znaczenie ma właściwy dobór spoiwa kolumn. W metodzie suchej, jako spoiwo zwykle stosowany jest cement lub mieszanka cementu i wapna, a w metodzie mokrej – cement.



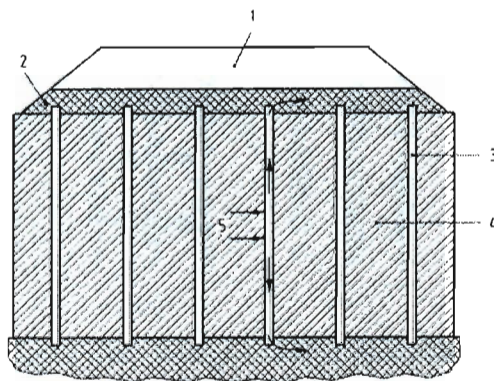
Rys. 1. Przykłady układów kolumn: pojedynczych oraz ścian, rusztu i bloku z kolumn stycznych lub przecinających się

2.4. Norma EN 15237:2005 *Dreny pionowe*

Norma ta dotyczy ulepszania słabo przepuszczalnych, silnie ściśliwych gruntów za pomocą drenów pionowych i przeciążenia. Określa ona zasady wykonywania, badania, nadzorowania i monitorowania obiektów z pionowymi drenami prefabrykowanymi oraz drenami piaskowymi. Norma ta obejmuje wymagania dotyczące projektów, materiału drenów, metod instalacji i obciążenia podłoża (statycznego, próżniowego, przez obniżenie poziomu wody gruntowej). Norma nie obejmuje ulepszania gruntów za pomocą studni, kolumn żwirowych i z kamieni, wielkośrednicowych kolumn w osłonie geotekstylnej oraz zbrojenia gruntu.

Dreny pionowe są stosowane na lądzie i w budowlach morskich w celu prekonsolidacji i redukcji osiadań po zakończeniu budowy, przyśpieszenia procesu

konsolidacji przez skrócenie drogi filtracji wody w porach gruntu (rys. 2), poprawy stateczności (przez zwiększenie naprężeń efektywnych w podłożu), obniżenia poziomu wody gruntowej i ograniczenia groźby upłynnienia. Drenaż pionowy może być połączony z innymi metodami wzmocnienia podłoża, np. elektroosmozą, palami zagęszczającymi, palami piaskowymi, zagęszczaniem dynamicznym i mieszaniem wgłębnym. Wskazówki dotyczące praktycznych zagadnień (badania właściwości drenów, sprzętu do ich wykonania, parametrów wpływających na stateczność i proces konsolidacji) zawiera załącznik A. Badania charakterystyk drenów i określanie parametrów obliczeniowych oraz zasady obliczeń osiadań gruntu, prędkości konsolidacji i wydajności drenów, podano w załączniku B.



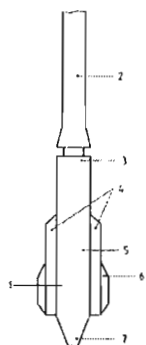
Rys. 2. Schemat pełnego drenażu podłoża:

1 – obciążenie zewnętrzne, 2 – materac drenujący, 3 – dreny pionowe, 4 – warstwa gruntu spoistego, 5 – woda z porów gruntu.

2.5. Norma EN 14731:2005 *Wzmacnianie gruntu metodą wibrowania wgłębnego*

Norma ta określa wymagania dotyczące planowania i wykonywania robót, badań oraz monitorowania zabiegów wgłębnego wibrowania gruntu w celu poprawy jego właściwości, z użyciem wibratorów wgłębnych (rys. 3) oraz urządzeń (sond) zagęszczających (rys. 4). Norma uwzględnia następujące metody: zagęszczanie gruntu w podłożu przy użyciu wgłębnego wibrowania oraz formowanie wzmacniających podłożę kolumn z zagęszczanego materiału ziarnistego. Kolumny zwykle mają średnicę od 0,6m do 1,2m. W praktyce norma

dotyczy głównie wzmacniania podłoża przy użyciu wibroflotacji i wibrowymiany. Opisano w niej wymagania i zasady projektowania oraz zakres projektu i kontroli wykonania. Metody wzmacniania podłoża i stosowany sprzęt są opisane w załącznikach A i B omawianej normy.



Rys. 3. Wibrator wglębny: 1 – obciążnik mimośrodowy, 2 – kolumna rur, 3 – dysk podatny, 4 – dysze wodne lub powietrzne, 5 – obudowa silnika, 6 – żebra zapobiegające obracaniu, 7 – stożkowe ostrze



Rys. 4. Kolumna wibracyjna ze skrzydłami *vibro-wing*

Podsumowanie

Do wzmacniania słabego podłoża gruntowego od dawna stosowane są specjalne metody i urządzenia. Wiele metod jest regulowanych przez normy EN *Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych*. Natomiast istniejące normy projektowania, w szczególności EN 1997-1, traktują zagadnienie wzmacniania podłoża bardzo ogólnie i nie zawierają danych potrzebnych projektantom. Procedury normy EN 1997-1 raczej komplikują obliczenia w stosunku do obecnej praktyki. Na razie można polecić stosowanie poradników publikowanych przez specjalistycznych wykonawców robót, jednak docelowo potrzebne będzie opracowanie komentarzy i przykładów projektowania wzmocnienia podłoża różnymi metodami, dostosowanymi do zasad Eurokodów.

Literatura

- [1] EN 1997-1:2004 *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules*

- [2] EN 1997-2 *Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2. Ground investigation and testing*
- [3] *Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych*. GDDP, Warszawa, 1998
- [4] Kirsch K., Sondermann W.: *Ground improvement*. W: *Geotechnical Engineering Handbook*, Ernst & Sohn, Berlin, 2003. Vol. 2, p.1-56
- [5] Kłosiński B.: *Geotechnika - stan normalizacji europejskiej*. Inżynieria i Budownictwo nr 6/2004, s.302-307
- [6] Kłosiński B.: *Przegląd norm europejskich dotyczących projektowania konstrukcji geotechnicznych*. Geoinżynieria i Tunelowanie nr 2/2005
- [7] Kłosiński B., Gajewska B.: *Zagadnienia projektowe w normach europejskich dotyczących wykonywania fundamentów*. XX Konf. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła, 1-4.03.2005, t. I, s.11-33
- [8] Smolczyk U., Hilmer K.: *Baugrundverbesserung*. W: *Grundbau-Taschenbuch*. Wyd. Ernst & Sohn, Berlin, 1996. Teil 2, 1-54
- [9] Van Impe W.: *Soil improvement techniques and their evolution*, A.A.Balkema, Rotterdam, 1989.
- [10] Wysokiński L.: *Problemy wprowadzenia w Polsce norm europejskich w zakresie geotechniki*. Inżynieria i Budownictwo nr 11/2002, s.625-630
- [11] Wysokiński L.: *Podstawy projektowania geotechnicznego – Klasyfikacja gruntów, wydzielanie warstw, ustalanie parametrów geotechnicznych z uwzględnieniem nowych norm europejskich*. XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła-Ustroń, 1-4 marca 2005, tom I, s.35-70
- [12] *Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym*. GDDP. Wyd. IBDiM, Warszawa, 2002

STRENGTHENING OF SOFT GROUND IN EUROPEAN GEOTECHNICAL STANDARDS

Summary: The developed methods of soft ground improvement are dealt in new European Norms for designing – Eurocodes as well as in norms for execution of geotechnical works. Main relevant provisions are presented, given in the EN 1997-1 “Geotechnical design” and in selected execution standards (jet grouting, grouting, deep soil mixing, vertical drains, deep vibration).

Eugeniusz Koda¹, Piotr Paprocki²

Monitoring rekultywowanych składowisk odpadów komunalnych

Streszczenie: Konieczność prowadzenia monitoringu środowiska w rejonie składowisk odpadów wynika z przepisów prawa ochrony środowiska. W ramach badań monitorujących wpływ rekultywowanego składowiska na środowisko, zasadnicze znaczenie mają badania jakości wód podziemnych oraz pomiary i analizy oceny bezpieczeństwa geotechnicznego. Badania prowadzone są w oparciu o sieć obserwacyjną na podstawie zakresu określonego w programie monitoringu. W artykule przedstawiono wyniki badań jakości wód podziemnych i analiz oceny bezpieczeństwa geotechnicznego dla dwóch rekultywowanych składowisk oraz znaczenie monitoringu w ocenie skuteczności procesu rekultywacji.

Wstęp

Prowadzenie monitoringu, określającego oddziaływanie składowiska na środowisko jest obowiązkiem nałożonym na zarządzającego składowiskiem. Obowiązek ten wynika z postanowień Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 9 grudnia 2002 roku w sprawie zakresu, czasu, sposobu oraz warunków prowadzenia monitoringu składowisk odpadów (Dz. U. nr 220, poz. 1858). Zgodnie z owym rozporządzeniem, pomiary monitoringowe obejmują: dane meteorologiczne, skład odpadów, wody powierzchniowe i podziemne, odcieki, biogaz oraz osiadanie powierzchni i stateczność skarp.

¹ dr inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

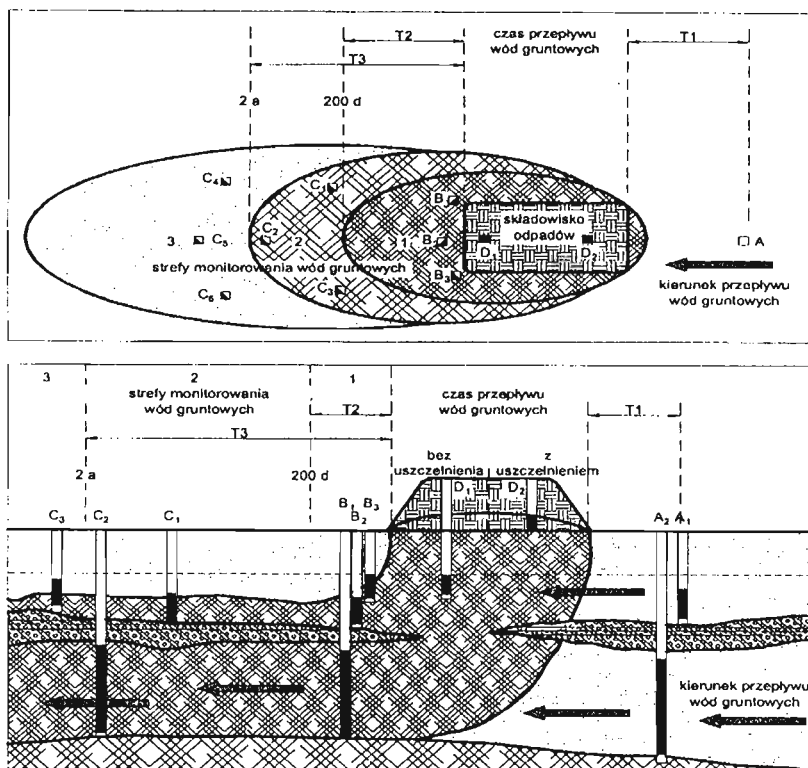
² mgr inż., „Geoteko” Sp. z o.o., Warszawa

Monitoring jest ważnym elementem projektów rekultywacji starych składowisk odpadów. Dla potrzeb projektu rekultywacji, kluczowe znaczenie odgrywają badania wpływu składowiska na jakość wód podziemnych oraz pomiary przemieszczeń korpusu składowiska. Pod pojęciem monitoringu rozumiemy systematyczne badania jakości wody oraz pomiary przemieszczeń pionowych i poziomych w stałych punktach badawczych (piezometry, repery), interpretację wyników badań, pomiarów i obserwacji oraz prognozowanie zmian i zagrożeń dla środowiska. Monitorowanie wód gruntowych pozwala na rozpoznanie i śledzenie wpływu zanieczyszczeń ze składowiska na środowisko gruntowo-wodne, kontrolę przebiegu procesów rekultywacyjnych i ocenę skuteczności działania wykonanych systemów zabezpieczeń. W artykule przedstawiono programy monitoringu składowisk z rejonu Warszawy, tj. składowiska odpadów komunalnych „Łubna” i składowiska odpadów balastowych „Radiowo”, wdrożone w latach 90. i zweryfikowane w nawiązaniu do przepisów przytoczonego Rozporządzenia Ministra Środowiska z 9 grudnia 2002 roku.

1. Sieć obserwacyjna

Podstawą prowadzenia badań monitorujących wpływ składowisk na środowisko jest właściwie zaprojektowana sieć obserwacyjna. W przypadku wód gruntowych sieć tworzą piezometry zafiltrowane w monitorowanej warstwie wodonośnej. Ideowy schemat rozmieszczenia piezometrów w planie i przekroju przedstawiono na rysunku 1, na którym wyodrębniono strefy monitoringu podłoża gruntowego składowiska odpadów [1]. Dla analizowanych składowisk, decyzja o ilości i lokalizacji piezometrów była poprzedzona szczegółową analizą warunków hydrogeologicznych (warstwy wodonośne, naturalne warstwy izolacyjne, przepuszczalność gruntów, kierunki i prędkości przepływu wód) oraz analizą wyników badań stanu zanieczyszczenia wód w okresie poprzedzającym aktualizację programu monitoringu w Rozporządzeniu Ministra Środowiska.

Geodezyjne pomiary przemieszczeń pionowych (osiadań) i poziomych prowadzone są w oparciu o repery (geodezyjne punkty pomiarowe) instalowane w trakcie i po zakończeniu eksploatacji składowiska – na skarpach i koronie składowiska. Odpowiednie rozmieszczenie reperów zapewnia kontrolę odkształceń całej bryły składowiska, a uzyskiwane wyniki pomiarów tworzą bazę danych na potrzeby kontroli przebiegu procesu osiadania powierzchni składowiska i analizy stateczności skarp.



Rys. 1. Strefy monitoringu wód podziemnych w rejonie składowiska [1]

Wokół składowiska „Łubna” sieć obserwacyjna wód gruntowych powstała w oparciu o piezometry wykonane w latach 1993-2001 i aktualnie tworzy ją 12 piezometrów (wytypowanych na podstawie ponad 10-letnich badań jakości wód w tym rejonie) zafiltrowanych w pierwszej warstwie wodonośnej; 1 piezometr zafiltrowany jest w utworach zastoiskowych izolujących użytkowy poziom wodonośny, a 3 piezometry w drugiej (użytkowej) warstwie wodonośnej. Odształcenia korpusu składowiska kontrolowane są poprzez pomiary ponad 30 reperów zainstalowanych w latach 1998-2005 na skarpach składowiska. Repery instalowano w różnych okresach, w powiązaniu z bieżącym kształtowaniem się skarp i korony składowiska, w oparciu o projekt rekultywacji.

Sieć monitoringu wód gruntowych pierwszego poziomu wodonośnego wokół składowiska „Radiowo” tworzy 11 piezometrów (wytypowanych na podstawie analizy wyników 7-letniego okresu badań); do sieci włączono również studnię

znajdującą się na terenie kompostowni, ujmującą wody z wodnolodowcowych utworów międzymorenowych. Sieć geodezyjnych punktów pomiarowych na składowisku odpadów balastowych w Radiowie tworzą repery instalowane w okresie 1993-2005. Repery te (ok. 30 sztuk) zainstalowano na drodze wjazdowej, skarpach składowiska oraz nasypach dociążających (stanowiących elementy wzmocnienia stateczności skarp).

2. Zakres badań

Dla analizowanych składowisk, zaktualizowany zakres badań monitoringu określony został w programach monitoringu, w których uwzględniono postanowienia zawarte w omawianym Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 9 grudnia 2002 roku (Dz. U. nr 220, poz. 1858) oraz wcześniejsze wyniki badań prowadzone w oparciu o programy monitoringu opracowane przed ukazaniem się owego Rozporządzenia.

W odniesieniu do wód podziemnych program monitoringu dla analizowanych składowisk jest taki sam i obejmuje oznaczanie niżej wymienionych wskaźników zanieczyszczenia [2]:

- odczyn (pH),
- przewodność elektrolityczna właściwa (PEW),
- ogólny węgiel organiczny (OWO),
- metale ciężkie (Cu, Zn, Pb, Cd, Cr^{VI}, Hg),
- suma wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych (WWA),
- azot amonowy,
- chemiczne zapotrzebowanie na tlen metodą dichromianową (ChZT_{Cr}),
- biochemiczne zapotrzebowanie na tlen (BZT₅),
- chlorki (Cl⁻),
- siarczany (SO₄²⁻).

Przed pobraniem próbki wody z piezometru, wykonywany jest pomiar poziomu zwierciadła wody gruntowej. Biorąc pod uwagę fakt, że składowiska znajdują się w fazie rekultywacji, badania wód gruntowych w ramach monitoringu wykonywane są jak dla fazy poeksploatacyjnej, tj.: dwa razy w roku, w miesiącach: maj/czerwiec i listopad.

Z uwagi na znaczną wysokość (ok. 50 m) i nachylenie skarp składowisk „Radiowo” i „Łubna” oraz obserwowane w przeszłości osuwiska, prowadzone są pomiary osiadań i przemieszczeń skarp dla wszystkich zainstalowanych reperów w cyklu kwartalnym przez okres rekultywacji i 1 rok po zakończeniu kształtowania bryły. Natomiast od drugiego roku, po zakończeniu prac, pomiary będą

wykonywane 1 raz w roku dla wybranych reperów. Obliczenia stateczności skarp składowiska metodami numerycznymi są prowadzone na podstawie analizy aktualnych map sytuacyjno-wysokościowych dwa razy w roku (podczas prac związanych z kształtowaniem się bryły składowiska) i będą kontynuowane przez 1 rok po zakończeniu tych prac. Od drugiego roku po zakończeniu prac, ocena stateczności będzie wykonywana 1 raz w roku. Dodatkowe obliczenia stateczności są przeprowadzane w przypadku dużego przyrostu wysokości skarp oraz przy wprowadzeniu zmian w konstrukcji i kształcie bryły.

3. Omówienie wyników badań monitoringowych w rejonie składowisk

3.1. Wody podziemne

Zabiegi techniczne realizowane w ramach projektów rekultywacji składowisk, przyczyniły się do poprawy jakości wód podziemnych na terenach przyległych. W przypadku składowisk „Łubna” i „Radiowo” decydujące znaczenie miało wykonanie systemu drenażowego odcieków i pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej oddzielającej składowisko od wód gruntowych. Wpływ prac rekultywacyjnych na jakość wód gruntowych w bezpośrednim sąsiedztwie składowiska „Radiowo” pokazano w tabeli 1.

Z badań monitoringowych wód gruntowych wykonanych przed zamknięciem przesłony, uzyskano wysokie stężenie poziomy zanieczyszczeń w piezometrze P7A, tj. w rejonie odpływu odcieków ze składowiska (rys. 2). Po zakończeniu budowy przesłony i wdrożeniu systemu recyrkulacji odcieków, poziom zanieczyszczenia wód w rejonie składowiska ulega systematycznemu obniżeniu. Na rysunku 2 pokazano wykres zmian stężenia chlorków w piezometrze P7A. Po wykonaniu przesłony, obserwowane jest przemieszczanie się plamy zanieczyszczeń zgodnie z kierunkiem przepływu wód gruntowych oraz następuje redukcja stężenia wskaźników zanieczyszczeń, co na przykładzie chlorków pokazano na rysunkach 3 i 4.

Po wykonaniu przesłony zaburzone zostały kierunki przepływu wód gruntowych w rejonie analizowanych składowisk. Uzyskiwane poziomy stężenia wskaźników zanieczyszczeń wykazują powolne uzyskiwanie stanu równowagi fizyko-chemicznej środowiska wodno-gruntowego.

Tablica 1. Wpływ wykonania przesłony przeciwfiltracyjnej wokół składowiska Radiowo na jakość wód podziemnych w piezometrze P7A

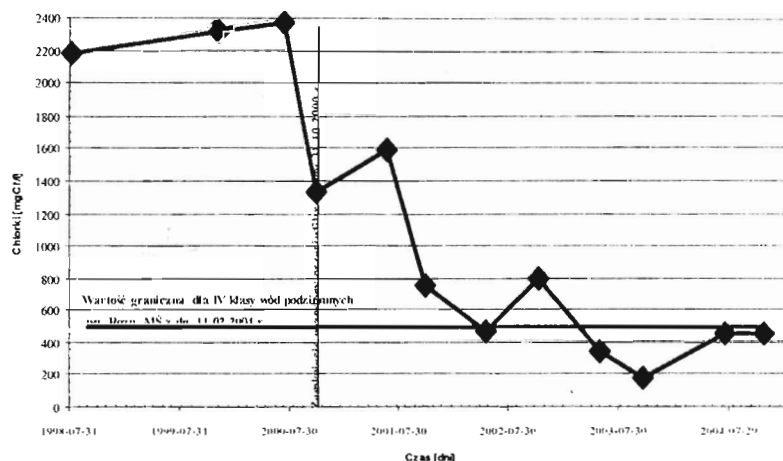
Lp .	Wskaźnik zanieczyszczeń	Jednostka	Stężenie zanieczyszczeń			
			Pobór z dn.11.07.00	Zamknięcie przesłony przeciwfiltracyjnej (09.2000r.)	Pobór z dn.20.06.01	Pobór z dn.23.11.04
1	Odczyn	pH	7.8		7.3	7.6
2	Przewodność elektr.	μS/cm	10 830		8 370	4400
3	BZT ₅	mgO ₂ /l	650		75	50
4	ChZT _{Cr}	mgO ₂ /l	1 758		226	194
5	Azot amonowy	mgN _{NH4} /l	97.7		14.1	6.2
6	Chlorki	mgCl/l	2 374		1 595	530
7	Siarczany	mgSO ₄ ²⁻ /l	690		630	920
8	Chrom ogólny	mgCr/l	0.6		0.3	0.034
9	Miedź	mgCu/l	2.1		0.6	0.036
10	Ołów	mgPb/l	0.2		0.05	0.004
11	Rtęć	mgHg/l	0.002		<0.001	0.0005
12	Węglowodory	mg/l	0.006		0.00004	<0.001

3.2. Odształcenia i stateczność bryły składowiska

Systematyczne pomiary geodezyjne na składowisku „Radiowo” prowadzone są od grudnia 1993 roku, natomiast na składowisku „Łubna” od kwietnia 1998 roku. Wykres przebiegu osiadań dla reperów o najdłuższym okresie obserwacji (12 lat), zainstalowanych na technologicznej drodze wjazdowej na koronę składowiska „Radiowo” pokazano na rysunku 5.

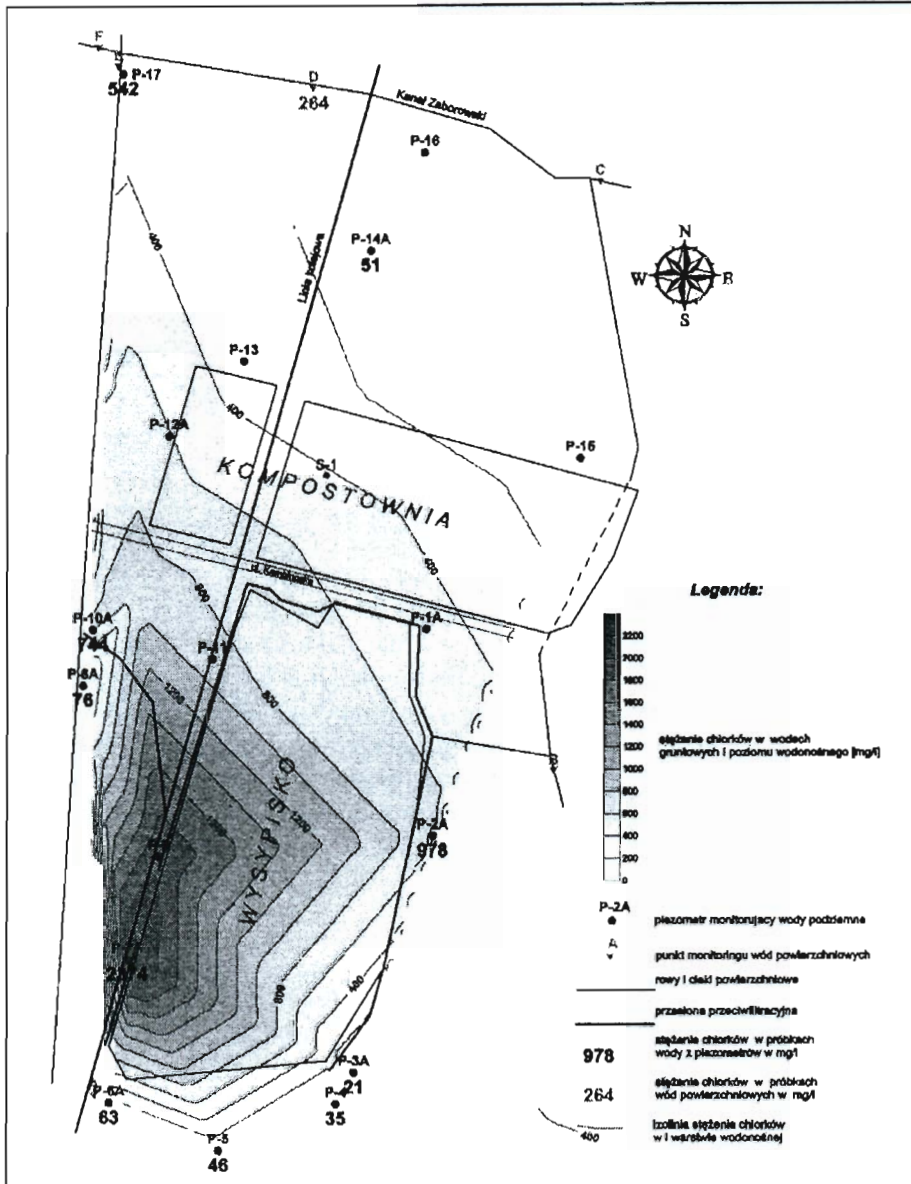
Wyniki wieloletnich obserwacji przemieszczeń na analizowanych składowiskach pozwalają stwierdzić, że obserwuje się tendencję zanikania osiadań i spadku tempa przyrostu ich wielkości w czasie oraz bezpośrednią zależność wielkości osiadań od początkowej miąższości odpadów (rys. 6).

Duży przyrost osiadań charakteryzuje okres pierwszych 2-3 lat po wbudowaniu odpadów. W dalszych latach obserwuje się znaczny spadek dynamiki procesu osiadania. Małe wartości przyrostu odształceń świadczą, że właściwy proces osiadania odpadów (związany z obciążeniami eksploatacyjnymi i obciążeniem nadkładem) jest zakończony. Po upływie 8-10 lat (rys. 5 i 6) dalszy niewielki przyrost osiadań jest i będzie związany z biochemicznym rozkładem odpadów oraz procesami tzw. ściśliwości wtórnej.

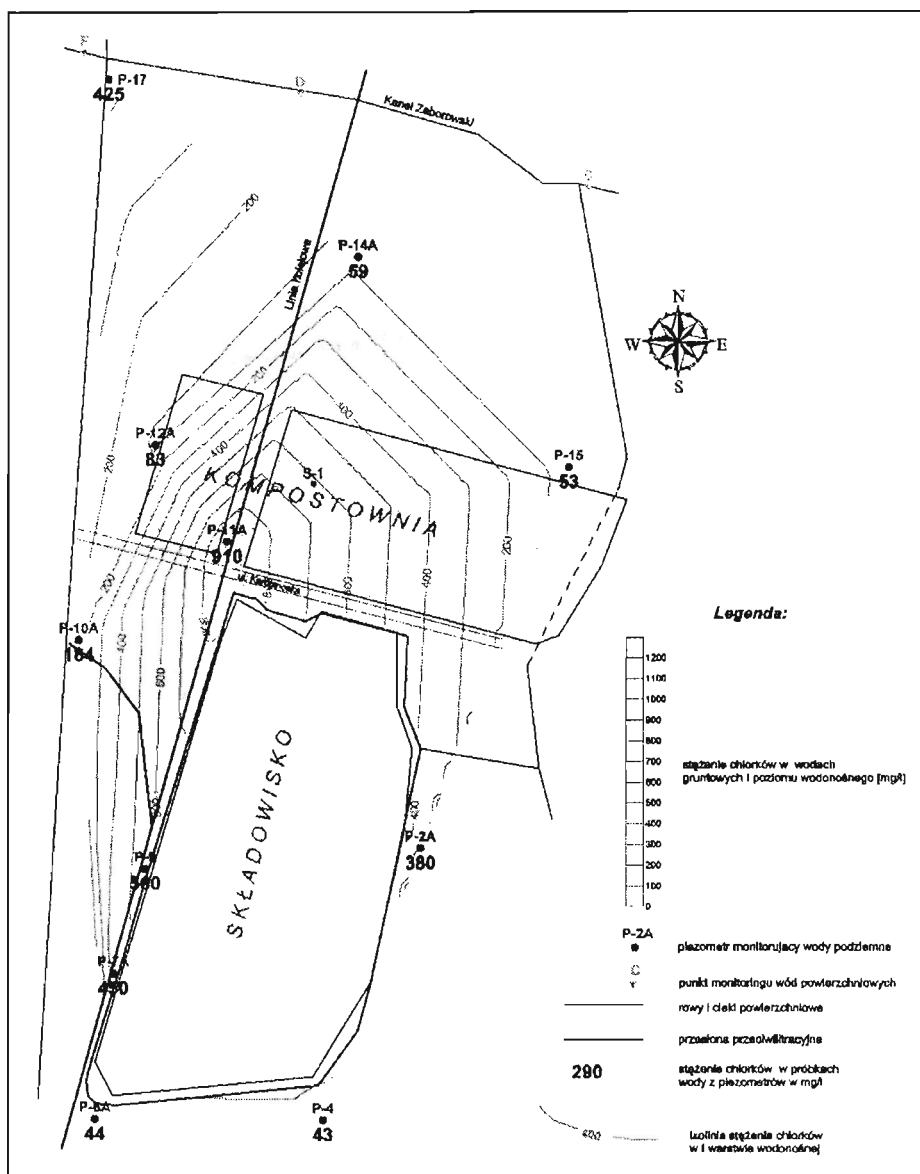


Rys. 2. Zmiany stężenia chlorków w piezometrze P7A w Radiowie

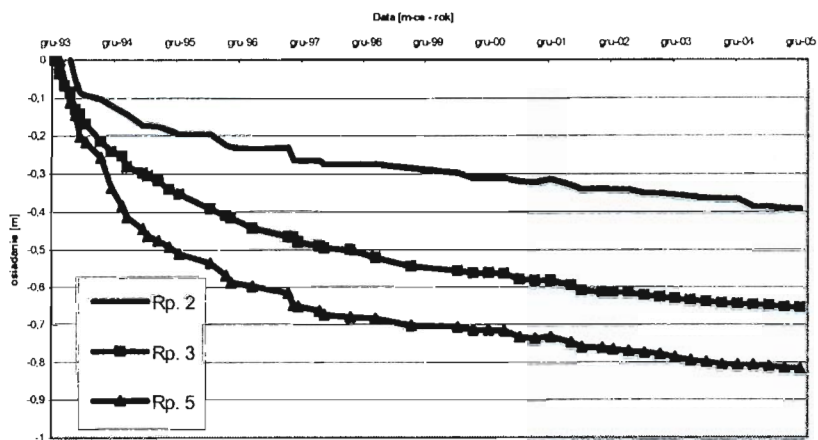
Wielkość przemieszczenia skierowanego „na zewnątrz skarpy”, w porównaniu z osiadaniem reperu pozwala na ocenę, czy dana skarpa nie jest zagrożona utratą stateczności. Dla większości skarp monitorowanych składowisk, przemieszczenia poziome skierowane „na zewnątrz skarpy” są mniejsze od wartości osiadania, co świadczy o „łagodzeniu” ich nachylenia. Przebieg przemieszczeń poziomych reperów zainstalowanych na skarpach składowiska „Łubna” pokazano na rysunku 7, na którym bryłę składowiska odwzorowano w układzie izolinii wysokości nad poziom terenu.



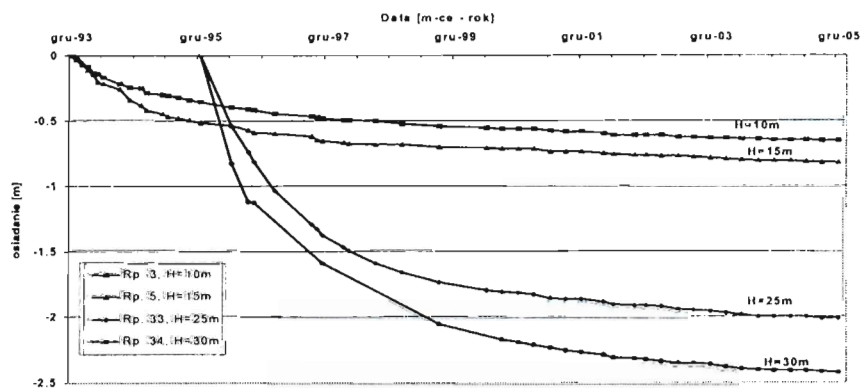
Rys. 3. Stężenie chlorków (mgCl/l) w wodzie gruntowej w rejonie składowiska „Radiowo” przed zamknięciem przestony przeciwwfiltracyjnej (lipiec 2000)



Rys. 4. Stężenie chlorków (mgCl/l) w wodzie gruntowej w rejonie składowiska „Radiowo” po zamknięciu przesłony przeciwwfiltracyjnej (listopad 2003)



Rys. 5. Osiadanie odpadów w podłożu drogi wjazdowej na składowisko „Radiowo”

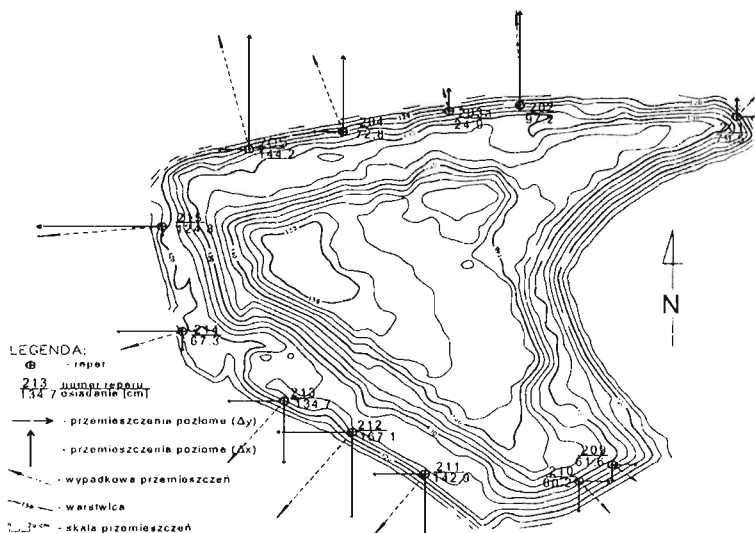


Rys. 6. Zależność wielkości osiadań od początkowej miąższości odpadów dla wybranych reperów zainstalowanych na składowisku „Radiowo”

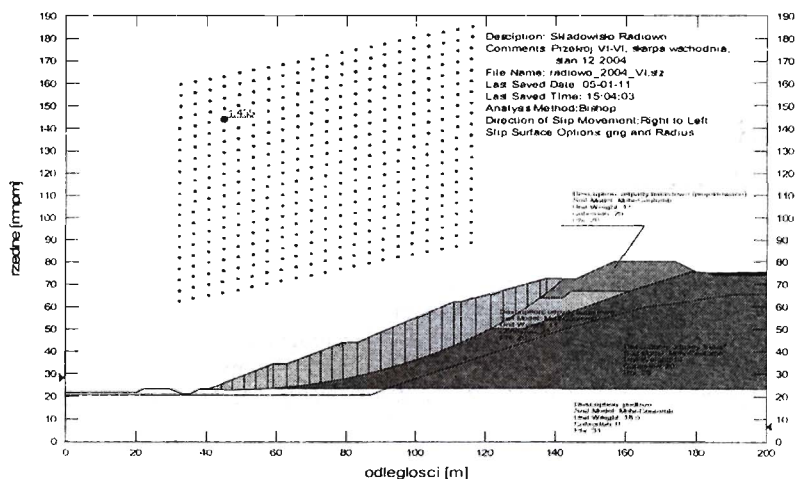
Dla wzmocnienia stateczności skarp na składowiskach „Radiowo” i „Łubna” zastosowano nasypy dociążające zbudowane z odpadów i gruzu. Na składowisku „Radiowo”, dla zapewnienia stateczności skarp o największym nachyleniu, dodatkowo zastosowano poziome wzmocnienia materacami z opon samochodowych i georusztami. Przyjęto, że współczynnik stateczności powinien być większy od 1,3.

W ramach monitoringu składowisk, analiza stateczności jest przeprowadzana dla aktualnej bryły oraz dla stanu docelowego [3]. Do analizy stateczności

wykorzystywane są klasyczne metody analizy (program „GEO-SLOPE”) oraz oparte na MES (program „Z-SOIL”). Parametry geotechniczne do analizy stateczności wyznaczano z analizy wstecznej, próbnych obciążeń i badań *in situ*. Przykładowy schemat analizy stateczności skarpy składowiska „Radiowo” z nasypem dociążającym przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 7. Przemieszczenia poziome i osiadania reperów na składowisku „Łubna”



Rys. 8. Analiza stateczności skarpy składowiska z nasypem dociążającym

5. Podsumowanie

Monitoring składowisk, w tym badania jakości wód gruntowych i pomiary odkształceń bryły składowiska, są ważnym elementem projektów rekultywacji starych składowisk odpadów.

Badania jakości wód gruntowych w rejonie analizowanych składowisk „Radiowo” i „Łubna”, pozwoliły na kontrolę jakości i skuteczności zastosowanych zabiegów rekultywacyjnych dla ochrony środowiska gruntowo-wodnego.

Geodezyjne pomiary przemieszczeń pionowych (osiadań) i poziomych zapewniają kontrolę nad procesem osiadania wbudowanych odpadów i dostarczają niezbędnych danych do analizy stateczności skarp składowisk.

Literatura

- [1] *Poradnik. Metody badania i rozpoznania wpływu na środowisko gruntowo-wodne składowisk odpadów stałych*. Ministerstwo Środowiska. Warszawa, 2000
- [2] Koda E.: *Local water quality monitoring on surroundings of the sanitary landfill*. Annals of Warsaw Agricultural University, Land Reclamation, Vol. 35a, 2004, p.131-144
- [3] Koda E., Przysiadka J.: *Analiza stateczności wysokich skarp starego składowiska odpadów*. Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska. Zeszyt 2(32), 2005, s.28-39

MONITORING OF OLD SANITARY LANDFILLS DURING REMEDIAL WORKS

Summary: The paper presents the monitoring results for two old sanitary landfills localized nearby Warsaw. Remedial works on these landfills were started in the middle of 90-ties and are still continued. Local monitoring program consists of quality tests of groundwater as well as measurements of waste body displacements and stability analysis. The influence of remedial works on the water quality and geotechnical safety were analysed in the paper.

Halina Konderla¹, Hanna Suchnicka²

Czy grunty słabe?

Streszczenie: Na przykładzie osadów zastoiskowych (mulków i ilów warwowych) – powszechnie uważanych za grunty słabe – prześledzono czynniki, które decydują o tym fakcie. W artykule rozpatrzono wpływ, jaki na wytrzymałość materiału mają warunki otoczenia i związane z nimi zmiany stanu fizycznego w materiałach.

Wprowadzenie

Podziały na różne problemy, jak też wewnątrz nich, zwykle towarzyszące twórczej działalności człowieka, wynikają z chęci i potrzeby uporządkowania otaczającej go złożonej rzeczywistości. By było możliwe racjonalne w niej funkcjonowanie i korzystanie z dokonań już osiągniętych, postępowanie takie jest nie tylko naturalne, ale i nieodzowne. Wymaga to możliwie precyzyjnego określenia kryteriów, według których dokonywana jest klasyfikacja zjawisk, właściwości, czy zachowań. W przypadku gruntów, czynnikiem który decyduje o tym, czy jest on materiałem *słabym*, *przeciętnym* czy *mocnym* niewątpliwie jest jego wytrzymałość, chociaż nie zawsze jest ona wprost wyrażona, często bowiem odwołuje się do *nośności* ośrodka. Nośności, której *nota bene* nie ustala się ściśle z definicją, lecz utożsamia z wielkością obciążenia przekazywanego przez „typowy” obiekt inżynierski na metr kwadratowy gruntu. Jeżeli jest ono znacznie większe od „faktycznej” nośności gruntu na głębokości posadowienia, mówi się o słabych gruntach; w odwrotnym przypadku – o gruntach mocnych. Gdy brak jest ścisłych ustaleń, może okazać się, że grunt traktowany jest za słaby tylko dlatego,

¹ dr inż., Politechnika Wrocławska

² prof. dr hab. inż., Politechnika Wrocławska

że w sąsiedztwie znajdują się utwory znacznie mocniejsze. Mówiąc o słabych gruntach, należy więc brać pod uwagę łatwość pewnych utworów do zmiany swoich właściwości kiedy zmieniają się warunki otoczenia, a głównie wilgotność. Niektóre z nich, mogą pogorszyć swe cechy w sposób znaczący i na odwrót – na skutek np. odwodnienia – poprawić je nawet wielokrotnie. Dotyczy to przede wszystkim gruntów niezagęszczonych, drobnoziarnistych, mało spoistych (pyłów, pyłów piaszczystych i piasków pylastych), nazywanych przez geologów mulkami i mulami. Są one, tradycyjnie – poza gruntami organicznymi oraz ilami warwowymi (laminowanymi) – uznawane za grunty słabe i podnoszące stopień ryzyka bezawaryjnej eksploatacji budowli. Biorąc pod uwagę zarysowane okoliczności, mulki i ily warwowe wybrano dla przedyskutowania niejednoznaczności określenia *grunt słaby*.

1. Wstępna charakterystyka gruntów

Analizowane grunty to osady zastoiskowe, które wypełniają dolinę erozyjną złoża węgla brunatnego „Bełchatów”. Wstępnie sądzono, iż tworzą tylko dwa piętra strukturalne: *górne* i *dolne*, przedzielone powierzchnią rozmycia erozyjnego. W miarę postępu robót ziemnych, związanych z wkopem udostępniającym, okazało się jednak, że w dolnym piętrze są dwie serie, *I* (starsza) oraz ponad nią *II* (młodsza) – *dolne serie zastoiskowe*. W każdym przypadku w seriach występowały: *piaski* i *mulki zastoiskowe*, *ily warwowe (zastoiskowe)*, a w ich stropach *gliny glacialne (zwałowe)* rozmyte erozyjnie utworami żwirowo-piaszczystymi. Budowa górnego piętra strukturalnego, o średniej grubość ok. 30m, jest stosunkowo prosta, w przeciwieństwie do piętra dolnego. Tam, zarówno miąższość serii zastoiskowych, jak też warstw gruntowych składających się na nie, są bardzo różne. Stwierdzono także liczne *uskoki*, *rozmycia erozyjne* i *struktury paleosuwiskowe*, tworzące powierzchnie nieciągłości o zmiennych kątach upadu – często równoległych do powierzchni laminacji. Utwory wymienionych ogniw facjalnych z reguły były warstwowane: pojedynczymi laminami lub zespołami warstw piaszczystych, piaszczysto-mułkowych, mułkowych oraz mułków z przewarstwieniami ilastymi (iłów zastoiskowych), o bardzo nieregularnej miąższości. Grubość dolnej serii zastoiskowej, w rozważanym rejonie, wynosi od 0 do ponad 100m.

Szersza prezentacja budowy górotworu ma na celu zwrócenie uwagi na przyczyny dużej zmienności cech materiałowych gruntów zalegających w nieodległych obszarach, a nawet - jak okaże się w dalszej części pracy - w jednej próbie *NNS*. Skomplikowana budowa górotworu, nie zawsze pozwalała na

jednoznaczne ustalenie granic poszczególnych kompleksów litostratygraficznych na wykonanych przekrojach geologicznych. W opracowaniu, mimo szerokiego rozpoznania zagadnienia, przytoczone i omówione zostały wyniki jedynie kilku – najbardziej charakterystycznych dla omawianego problemu – badań.

Próby gruntu pochodziły ze wschodniego zbocza odkrywki i pobrane zostały w okresie od 2 do 8 lat po uruchomieniu systemów odwodnienia górotworu. Dużą ich część pozyskiwano wprost z odsłanianego, kolejnego piętra, wciskając w grunt stalowe cylinderki o średnicy $d = 38\text{mm}$ i wysokości $h = 120\text{mm}$. Pozostałe próby otrzymano z wydobywanych, podczas wierceń mechanicznych, odcinków rdzeni wiertniczych, z których w laboratorium uzyskano od 3 do 6 próbek (o wymiarach: $d = 38\text{mm}$, $h = 76\text{mm}$) do badań wytrzymałościowych; resztę gruntu wykorzystano dla przeprowadzenia innych, koniecznych badań identyfikacyjnych.

Badania laboratoryjne, wymagane przepisami o kontroli prawidłowości rozpoznania budowy podłoża gruntowego, rozszerzono o dodatkowe badania, których celem było wyjaśnienie przyczyn wystąpienia na zboczu wielu osuwisk – tak na skarpach stałych, jak i ruchomych (roboczych), udokumentowanych (w formie opisowej) przez pracowników Zakładu Geologii Stosowanej Uniwersytetu Wrocławskiego.

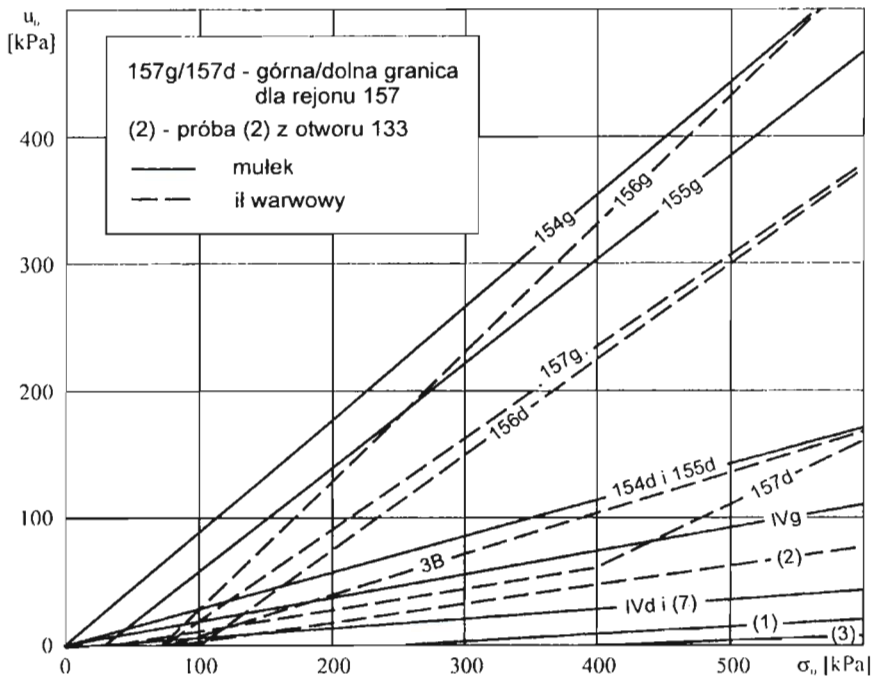
Podane fakty zachęciły autorki artykułu do ponownego zajęcia się zagadnieniem identyfikacji właściwości wytrzymałościowych utworów tego rejonu, jak również zwrócenia uwagi na zawodność ocen bezpieczeństwa obiektu inżynierskiego, nawet przy dość korzystnych parametrach wytrzymałościowych materiału. Analizę i omówienie właściwości gruntów ograniczono do serii mułków i łu warwowego (z obu pięter strukturalnych). By można było rozważyć ewentualny związek między miejscem opróbowania i badaną cechą materiału, przeanalizowano grunty pochodzące z kilku rejonów, odległych od siebie nawet o kilkaset metrów.

2. Omówienie wyników badań laboratoryjnych i ich analiza

Przyczyną pewnych luk w opracowaniu jest fakt, iż w czasach, gdy przeprowadzono pierwsze z badań zakres ich był niezwykle wąski. Nie udało się też dotrzeć do części ustaleń, za które odpowiadał zespół z Uniwersytetu Wrocławskiego. Stąd brak niekiedy dostatecznego odniesienia, umożliwiającego szerszą interpretację wykonanego przez autorki rozpoznania cech wytrzymałościowych gruntu. Zestawienie średnich wartości parametrów i wskaźników materiałowych (niestety bez podawania przedziałów ich zmienności), oparte jest na opracowanych przez autorki artykułu *Raportach* [1]

z wykonanych prac badawczych i zamieszczone zostało w tabeli 1; zaznaczono tam również z którego piętra strukturalnego pochodzą próbki: *górnego* lub *dolnego* (linia przerywana z kropkami), jak też rok ich pobrania.

Podstawową cechą różniącą grunty obu pięter strukturalnych jest ich wilgotność: wyższa zaznacza się w osadach *górnego* piętra i niższa w ich odpowiednikach tworzących *dolne* piętro. Towarzyszy temu (szczególnie przy ilach warwowych) wyższa porowatość i mniejsza gęstość objętościowa utworów *górnego* piętra. Wyraznym następstwem tego faktu jest charakter reakcji gruntu na obciążenie zewnętrzne (σ_0), w postaci ciśnienia wody w porach (u_0), co pokazuje rys. 1. W gruntach *górnego* piętra jest ono znaczącą częścią przekazywanego obciążenia, w związku z czym parametr ciśnienia porowego B osiąga nawet wartości bliskie 1, gdy tymczasem w gruntach *dolnego* piętra, zarówno zmiany ciśnienia wody w porach, jak i sam parametr w większości przypadków są bardzo małe oraz mają charakter przypadkowy (w materiale niewątpliwie pojawia się ciśnienie kapilarne (ssanie), które zanika dopiero przy znacznym wzroście obciążenia).



Rys. 1. Przedziały ciśnienia porowego przy izotropowym obciążeniu

Tabela 1. Zestawienie wartości parametrów materiałowych gruntu

Seria	Rok badania	Rejon	Liczność średnia	f_i	f_π	f_p	ρ_s	ρ	w	e	w _L	w _p	I _p	c_u	φ_u	c'	φ'
				[%]			[Mg/m ³]	[Mg/m ³]	[%]	[-]		[%]		[kPa]	[°]	[kPa]	[°]
Ily warwowe	1977	156	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	31	65	4	2,66	1,96	$\begin{matrix} 18 \\ 28,8 \end{matrix}$	0,75	46	22	24	71	1,0	10	26,0
		157	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	50	47	3	2,67	1,93	$\begin{matrix} 18 \\ 31,7 \end{matrix}$	0,82	86	32	54	42	7,0	38	11,5
	1978	23	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	—	—	—	2,71	1,98	$\begin{matrix} 12 \\ 24,6 \end{matrix}$	0,71	38	22	16	32	23,0	40	24,0
		3B	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	34	56	10	2,71	2,07	$\begin{matrix} 3 \\ 20,6 \end{matrix}$	0,58	51	14	37	81	14,5	32	26,5
Mułki	1977	133/2	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	36	62	2	2,69	2,02	$\begin{matrix} 3 \\ 22,5 \end{matrix}$	0,63	45	17	28	93	9,5	82	13,0
		154	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	8	82	10	2,69	2,05	$\begin{matrix} 18 \\ 22,1 \end{matrix}$	0,60	28	19	9	0	19,5	1	34,5
	1978	155	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	8	70	22	2,68	2,07	$\begin{matrix} 18 \\ 20,1 \end{matrix}$	0,55	26	18	8	0	19,5	1	34,5
		23/1	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	—	—	—	2,70	2,10	$\begin{matrix} 12 \\ 12 \end{matrix}$	0,50	31	18	13	41	25,0	29	28,0
1979	79/1	79/1	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	2	50	48	2,65	2,13	$\begin{matrix} 12 \\ 14,9 \end{matrix}$	0,43	36	19	17	86	30,0	94	34,5
		IV	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	3	3	3	3	9	9	0,53	3	3	3	23	36,0	24	37,0
	1983	133	$\begin{matrix} n \\ \bar{x} \end{matrix}$	6	6	6	6	18	18	0,52	6	6	6	23	36,0	24	37,0
																	?

Linie pokazane na rysunku 1 wyznaczają przedziały, w których zawarte są wartości ciśnienia wody w porach po zadaniu ciśnienia izotropowego. Dolne granice przedziałów, w gruntach *górnego* piętra strukturalnego, niekoniecznie należy utożsamiać z wartością parametru B , między innymi ze względu na wspomniane ciśnienie kapilarne i jego zmiany wywołane na skutek chociażby zaburzeń towarzyszących pobraniu próbki. Wskazywałoby na to, iż po przekroczeniu tego progu, nachylenia linii wyznaczających wzrost ciśnienia porowego, są znacznie większe. Informacje te są ważne, ponieważ pozwalają oceniać *stateczność* szkieletu gruntowego. W gruntach *dolnego* piętra natomiast, po odwodnieniu górotworu, jest ona niewątpliwie większa. Należy podejrzewać, że nie doszło do tego w utworach *górnego* piętra, mimo zainicjowanego w roku 1975 odwodnienia. Brak efektów odwodnienia należy łączyć z opadami atmosferycznymi, które w gruntach małośpoistych swobodnie przenikają w podłoże. Przeszkodą mogłaby być obecność gruntu słabo przepuszczalnego (bardzo spoistego). Warstwa taka – wprawdzie o niewielkiej miąższości – wydaje się zalegać na głębokości 18-20m p.p.t., pokazywana jest na przekrojach geologicznych, chociaż brak wyraźnego jej rozpoznania w dokumentacji otworów badawczych.

Na kolejnych rysunkach: 2, 3 i 4 przedstawiono wyniki badań wytrzymałościowych. By nie zaciemniać obrazu, ale też przekazać najistotniejsze informacje, zrezygnowano z umieszczenia wszystkich punktów, ograniczając się do zakreszenia przedziałów zmienności oporu ścinania gruntów określonego rejonu, a przy ocenach w naprężeniach efektywnych (gdzie rozrzuty były znacznie mniejsze) pokazano wypadkowe linie graniczne. Jedynie gdy wpływało to na czytelność przekazu, zamieszczano wyniki poszczególnych badań; wykresy opracowano na płaszczyznach: (t, s) i (t, s') , gdzie

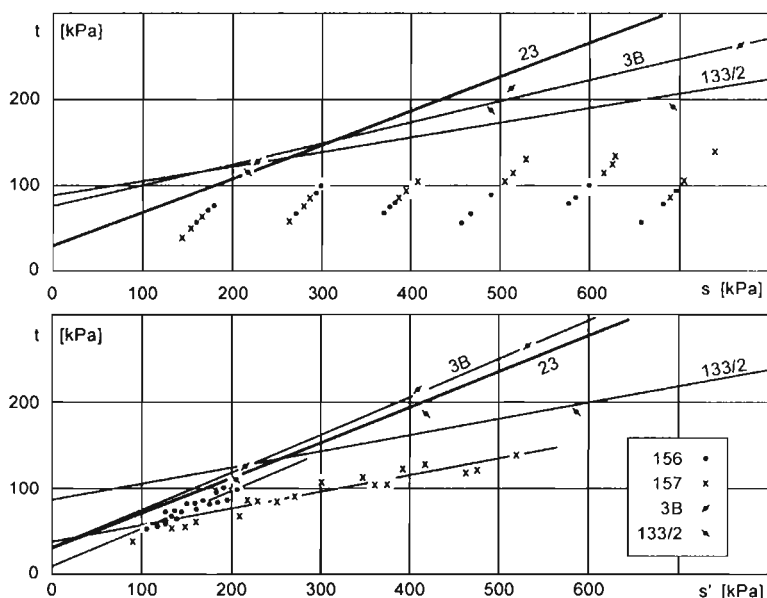
$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2},$$

natomiast $s' = s - u$.

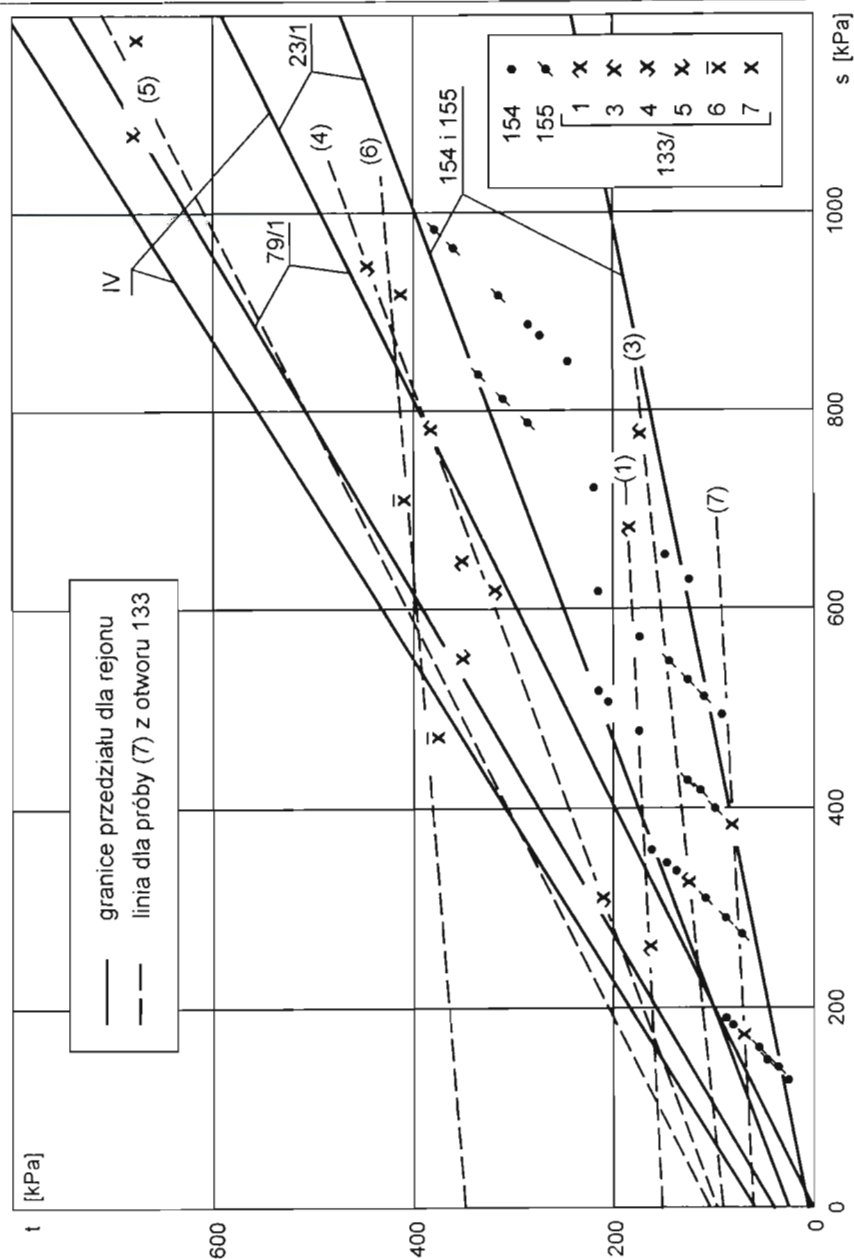
Ograniczenie objętości tekstu nie pozwala na przedstawienie krzywych doświadczalnych, a różnią się one dość istotnie – nie tylko ze względu na usytuowanie gruntu, ale też jego rodzaj. Mułki *górnego* piętra w badaniu zachowują się podobnie do gruntu normalnie skonsolidowanego (zniszczenie plastyczne), a odkształcenia, przy których osiągnany jest stan graniczny ($t = \max$), zawarte są w przedziale 10-20%; w próbkach z reguły nie widać powierzchni nieciągłości – przybierają one często kształt *beczulkowaty*. W przypadku mułków z *dolnego* piętra strukturalnego, odkształcenia przy zniszczeniu nie przekraczają

10% i zaznacza się tu pewne ekstremum, natomiast w próbkach brak widocznej powierzchni zniszczenia; jedynie w gruncie 23/1 wystąpiły pojedyncze powierzchnie ścicia, a zniszczenie miało charakter kruchy. Inny charakter zniszczenia cechował ility zastoiskowe. Poza ility z rejonu 156, w którym maksimum oporu ścinania pojawiało się przy odkształceniach wyraźnie przekraczających 10% i tworzyła się pojedyncza powierzchnia ścicia, w pozostałych przypadkach zniszczenie miało kruchy charakter, a odkształcenia zawarte były w przedziale 2-10%. W próbkach powstawało kilka powierzchni ścicia.

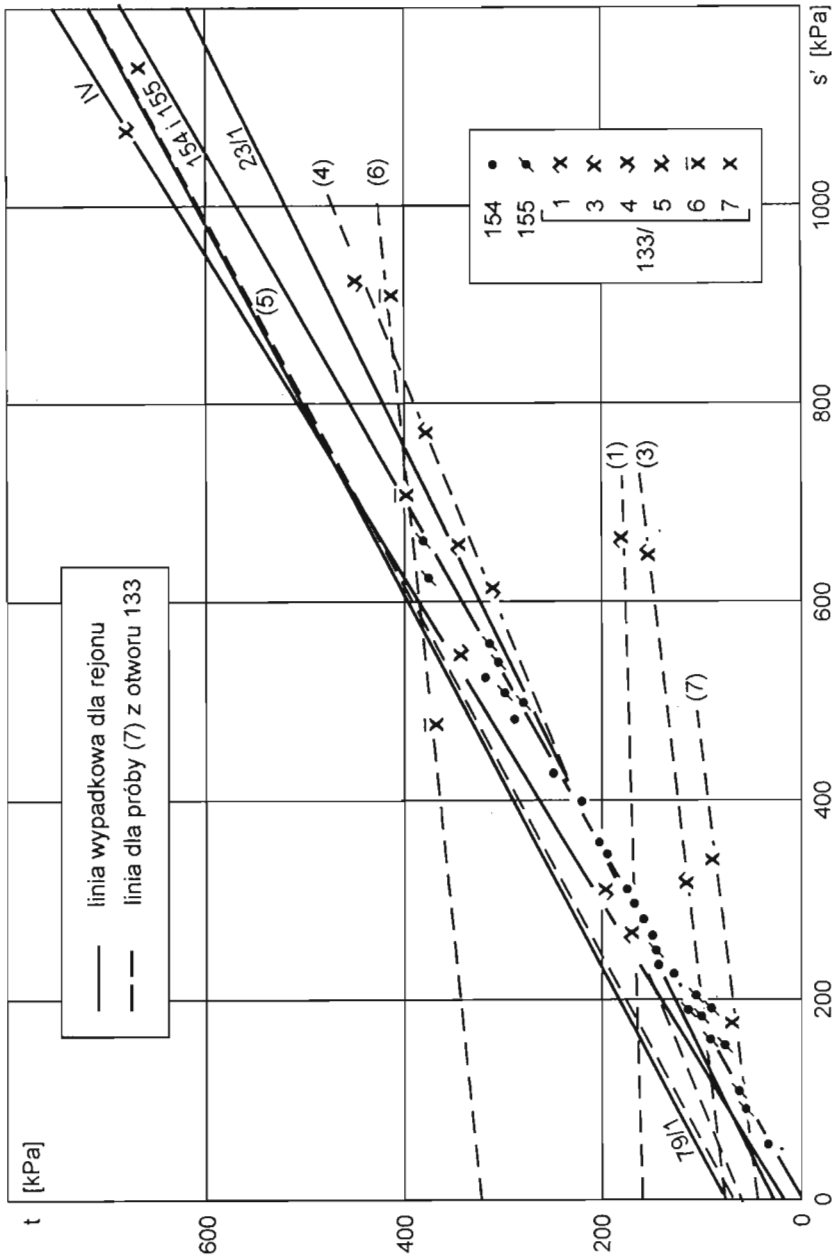
Rysunek 2 ilustruje wyniki badań wytrzymałościowych ility zastoiskowych. Odnosząc wytrzymałość do naprężeń całkowitych, wyraźnie zaznaczają się dwa pola: jedno dotyczy gruntów *górnego* piętra strukturalnego, a drugie *dolnego*. Do zbioru włączono jedną z próbek z rejonu 133 (2), wstępnie traktowaną jako mułek. Zauważmy, że grunty z rejonów 156 i 157 – o podobnej zmienności wytrzymałości materiału – wyraźnie różnią się spoistością. Fakt ten znajduje odbicie na wykresie wytrzymałości odniesionej do efektywnych naprężeń. W tym przypadku, rozrzuty wyników badań, niezależnie od usytuowania gruntu, są nieporównywalnie mniejsze. Zaznacza się ponadto dość wyraźne zróżnicowanie linii granicznych, ze względu na charakter wytrzymałości. Grunty oznaczone jako 157 i 133/2 mają znacząco mniejszy opór tarcia wewnętrznego.



Rys. 2. ility warwowe – wykresy wytrzymałości



Rys. 3. Ilustracja wytrzymałości mułków (naprężenia całkowite)



Rys. 4. Ilustracja wytrzymałości mułków (naprężenia efektywne)

Wyraźnie wyższy opór ścinania ilów z dolnego piętra strukturalnego, wywołany jest przede wszystkim wzrostem oporu spójności, niezależnie od ich spoistości. Bezwzględne wartości oporu ścinania gruntów *dolnego* piętra są istotnie wyższe (nawet o 100%), jako że ciśnienie wody w porach jest w nich znikomo małe, bądź występuje ssanie. W gruntach – poza utworami *górnego* piętra strukturalnego – zarówno czas pobrania próbki (rejon 23 (12 badań) i 3B), jak i odległość (między 23 i 3B wynosi ona ok. 550m) nie wydają się odgrywać znaczącej roli w kształtowaniu się wytrzymałości, w przeciwieństwie do udziału w nich frakcji ilowej.

Podobne prawidłowości co do wytrzymałości – chociaż ze znacznie większą zmiennością wyników – występują przy mułkach. Na wykresach rysunków 3 i 4, pokazano wyniki badań próbek pozyskanych w różnych okresach. Okazuje się, że i w tym przypadku decydujące znaczenie ma nie czas, jaki upłynął od momentu rozpoczęcia odwodnienia, ale z którego poziomu pochodzi grunt. Wyrażając wytrzymałość jako funkcję naprężeń całkowitych, można zauważyć, że wprawdzie rozrzuty wyników są znaczne, to wartości oporów ścinania próbek z *dolnego* piętra strukturalnego (rejon otworów IV, 79/1 i 23/1), są zbliżone: nieco większą bezwzględną wytrzymałość posiadają próbki zalegające na większej głębokości, a niższą – cechujące się większą spoistością (rej. 23/1). Poniżej tego pola położone są wyniki próbek z *górnego* piętra strukturalnego. Występujące różnice ilustrują naniesione na wykres linie wyznaczające przedziały zmienności oznaczeń w zbiorach.

Od przedstawionego schematu odbiegają próbki z rejonu 133. Jest to zbiór o największej zmienności. Dla udokumentowania tego, na wykresach pokazano rezultaty dla każdej z próbek, z zaznaczeniem do którego podzbioru należą (linie przerywane). Ich wytrzymałość osiągała wartości zarówno minimalne dla całego zbioru mułków (próba 7), jak też bliskie górnej granicy (próba 5, ale też pojedyncze badanie w próbie 7). Niewielki wpływ na opis wytrzymałości tych oraz pozostałych gruntów *dolnego* piętra strukturalnego, ma fakt odniesienia jej do naprężeń efektywnych – zupełnie inaczej niż w gruntach z *górnego* piętra strukturalnego. Dla tych ostatnich, przedział zmienności, przy wyrażeniu wytrzymałości jako funkcji naprężeń efektywnych, radykalnie zmniejszył się, a oznaczenia ułożyły się niemalże wzdłuż jednej linii, przechodzącej przez początek układu współrzędnych ($c'=0$). Badania wskazały, że jednoznaczny jest wpływ odwodnienia górotworu na opór ścinania mułków, nie tylko z powodu wzrostu spójności, ale przede wszystkim z powodu oporu tarcia wewnętrznego. Kąty efektywnego tarcia wewnętrznego osiągają wartości z przedziału (28-37°). Maksymalne, bezwzględnie biorąc, wartości oporu ścinania mają grunty z rejonów IV i 79/1. I tym razem, czas, jaki upłynął od uruchomienia systemów odwodnienia

do momentu badania gruntu, który dla tych gruntów był różny o 4 lata, nie odgrywa większej roli. Minimalne opory ścinania – mimo kąta tarcia wewnętrznego $34,5^{\circ}$ (efektywnego) – wykazują mułki z *górnego* piętra strukturalnego, ale też część próbek z rejonu 133.

O ogromnym zróżnicowaniu wytrzymałości mułków, ale też i ilów laminowanych, świadczą wartości stosunków: wytrzymałości maksymalnej do minimalnej. I tak, przy ciśnieniu początkowym równym 100kPa dochodzi on do 12 (dla ilów laminowanych 3,2), przy ciśnieniu 600kPa do 7,3 (dla ilów 8). W ramach jednego piętra strukturalnego różnice są mniejsze, niemniej wskaźniki dla mułków wynoszą: przy ciśnieniu 100kPa (oba piętra górne) około 3, a przy ciśnieniu 600 kPa ~2,6, (dla ilów laminowanych odpowiednio 1,9 i 1,1 (*górne/dolne* piętro) oraz 2,5 i 1,9). Przeprowadzone badania wytrzymałości materiału nie oznaczają najmniejszych ich wartości. Te pojawiają się zwykle wtedy, gdy powierzchnia ścięcia pokrywa się z powierzchnią laminowania, czego w omawianych badaniach nie ustalano.

Na duże znaczenie występujących w mułkach przewarstwień i wkładek gruntów spoistych, o różnej miąższości, wskazują wyniki badań gruntów z rejonu 133. Strefy w których położone są punkty tego zbioru (rys. 3 i 4), zarówno przy prezentacji odniesionej do naprężeń całkowitych, jak i efektywnych, są bardzo szerokie. Jedynie oznaczenia dla prób 4 i 5 wskazują na grunt małoSpoisty. W pozostałych przypadkach – niestety często dotyczących tylko dwóch wyników, jako że trzeci bardzo odbiega od nich – wydają się wskazywać na grunt spoisty, o ogromnie różnej spójności, najmniejszej w próbie 7, przez pośrednie wartości, aż do „ekstremalnie” dużej w próbie 6.

Szablonowe podejście podczas ustalania wartości parametrów wytrzymałościowych nie wydaje się prowadzić do dobrych rezultatów i wiarygodnych ocen. W tego rodzaju sytuacjach, właśnie lokalne osłabienia będą decydować o zachowaniu się materiału w podłożu i bezpieczeństwie budowli. Jak właściwości te mogą być niekorzystne dowodzą dokonane już porównania oraz wartości dotyczące wskaźników dla rejonu 133; przy ciśnieniu komorowym równym 100kPa stosunek oporu ścinania maksymalnego do minimalnego wynosi ponad 4, a przy ciśnieniu 600kPa – ponad 7. Zatem opór ścinania mułków, ale też i ilów laminowanych, lokalnie może być znacznie mniejszy od przeciętnego z powodu dużych wartości (po zmianie warunków brzegowych) ciśnienia wody w porach – niestety trudnych do trafnego oszacowania – jak również obecności w materiale lamin utworów o większej spoistości.

Brak możliwości wiarygodnej oceny wartości ciśnienia wody w porach gruntu, wywołanego zmianą warunków brzegowych, ogranicza przydatność opisu wytrzymałości w nawiązaniu do wartości naprężeń efektywnych. Jak ciśnienia

wody mogą być niejednorodne ilustruje rysunek 1.

Uwagi końcowe

W pracy starano się wykazać, iż same wartości efektywnych parametrów wytrzymałościowych niekoniecznie stanowią wystarczającą charakterystykę materiału ze względu na jego zdolność przeciwstawienia się siłom niszczącym. Przykładem takich sytuacji są mułki *górnego* piętra strukturalnego (oraz inne utwory w których zmiany obciążenia przenoszone są głównie przez wodę – przynajmniej w początkowym okresie po zmianie obciążenia). Także obecność lokalnych przewarstwień w materiale, utrudniających jego konsolidację, sprawia, że opór ścinania gruntu może być lokalnie znacznie mniejszy od przeciętnego oporu w danej warstwie. Różnice, jak wykazano, mogą być ogromne, usprawiedliwiające nazwanie gruntu – słabym. Słabym jest on obiektywnie, jeżeli, np. jego parametry wytrzymałościowe wynoszą $c \approx 5 \text{ kPa}$ i $\varphi \approx 10^\circ$ (dolna granica dla mułków) lub w ujęciu relatywnym, kiedy z uwagi na spodziewane – w związku z podjętymi działaniami, w tym przypadku odwodnieniem – wartości parametrów wydawać by się mogły wyższe, tymczasem różnice między prognozowanymi wartościami i uzyskanymi są (jak w opracowaniu) od 3 do 8 razy większe. Wiąże się to niewątpliwie z brakiem skutków odwodnienia w strefie przypowierzchniowej zbocza. Wszystkie te fakty w dużym stopniu wyjaśniają powody zaistniałych na zboczu osuwisk.

Literatura

- [1] Raporty Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Ser. SPR, nr: 302/1978, 9/1979, 236/1983, 297/1985.

ARE THESE SOILS WEEK?

Summary: Marginal lake deposits (muds and varved clays) which commonly are taken as week soils were used to show how environmental conditions affect on soil physical state and its strength properties.

Miroslava Matejčková¹

Some remarks on stability analysis of soil nailed walls

Abstract: Based on a simple case example, stability analysis of 8m high soil nailed wall was performed. Four different computer programmes were employed. This enabled to compare results from different design methods. In the second step, finite element code Plaxis was applied to the same problem. Article presents a brief summary of the comparative study. Attention is paid on the obtain values of global safety factor of the nailed wall for inner failure surface and the observed failure mechanisms.

Introduction

Soil nailing is one of the most current methods used in modern foundation engineering to stabilize ground excavations. It can be a cost-effective alternative to conventional solutions when used in situation with ground conditions suitable for this method.

In general, stability analysis of the soil nailed wall can be performed either by limit design approach [6], deformation approach (e.g. by finite element method), or by combined approach. Within the limit design approach, limit equilibrium methods are often used in stability check.

Computer-aided design plays an important role in current engineering practice. There are various computer codes available commercially in the world which, employed on powerful hardware base, help make the design more time- and more cost-effective. Generally, in computer-aided design of nailed walls, analysis of wall deformations often is left out and only stability of the wall is verified. This

¹ Ing. ING-PAED IGIP, Slovak University of Technology, Bratislava, Slovak Republic

article presents partial results of a simple comparative study on selected computer programmes easily available in the region of the Central Europe. Capacity of finite element code Plaxis to calculate the factor of safety of reinforced soil structure was examined, too.

1. Selected computer programmes and design methods

Four programmes have been selected for the comparative study on limit equilibrium methods: American programme Snail, French code Talren, Czech software GEO – computing module Hřeb, and German software GGU – computing module Stability. Capacities of individual programmes are not presented in detail here due to the limited extend of the article. However, basic information on main design principles is given.

Snail 3.10 has been developed by the California Department of Transportation, the United States, and it is downloadable for free at the Caltrans website. The code employs bi- or tri-linear failure surface and the wedge analysis method which have already been presented [9]. Design resistance of soil nails is controlled by punching shear at the reinforcement head, tensile yield strength of steel tendon and by the pull-out resistance of grouted body from the ground.

Talren 97 was developed by the company Terrasol and applies French design principles which had been verified within the French nation research project Clouterre on soil nailing. Limit equilibrium method after Bishop usually is employed to examine the stability by circular slip surface. Nail design resistance is defined by the tensile strength and by the pull-out resistance of soil nails behind the slip surface [13].

GEO 4 – Hřeb was developed by the Czech company FINE s r.o., Prague. The code performs outer stability analysis as for a fictive gravity wall, and inner stability analysis by plane and polygonal failure surfaces. Nail design resistance is defined by the tensile strength and by the pull-out resistance behind the slip surface [7].

GGU – Stability is distributed by Civilserve GmbH, Braunschweig, Germany. Twenty-one day's testversion, free on demand, has been used for the purpose of this study. As in GEO 4, outer stability investigation of nailed walls refers to the failure modes typically associated with conventional gravity retaining structures. For inner stability, the code allows failure investigations using polygonal slip surfaces (after Janbu, General wedge method and Vertical slice method), verification of punching shear and bending design of the concrete shell using additional programme modules [3].

Only partial results from the comparative study are presented. They are pointed on inner stability analyses using the four programmes introduced here above: slip surfaces passing through the toe of the excavation and corresponding minimum of the global safety factor.

2. Case example

Soil nailed wall is 8m high with vertical shotcrete facing of 15mm in thickness. The back ground surface is sloping under 15° . Total excavation consisted of five intermediate excavation stages of 1.0m – 3 x 1.6m – 2.2m with a simple row of grouted nails in each of them. Nails are connected to the facing by means of bearing plates of 15cm in side dimension. Punching shear resistance is expected to be of 70% of the tensile resistance. Characteristic wall section is given in Figure 1.

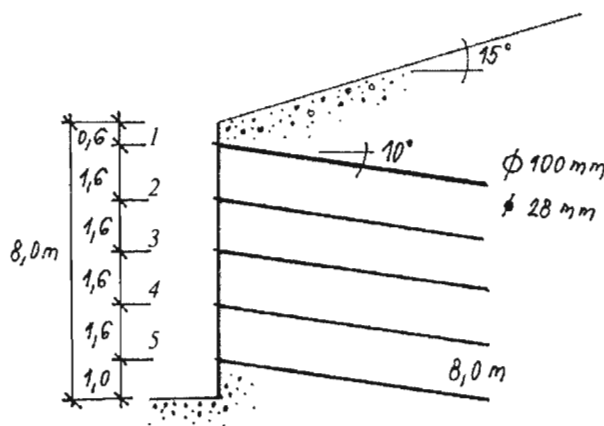


Fig. 1. Schematic cross-section of the wall

The soil nails, inclined by 10° from horizontal are of uniform length 8m. Both vertical and horizontal spacings between nails are 1.6m. The nails are 100mm in borehole diameter having a net bar size of 28mm. Bar section is circular with yield strength of 410MPa.

Ground conditions are homogeneous and there is no ground water encountered during the excavation. The set of soil properties as well as the design value of nail skin friction τ_s are presented in Table 1.

Table 1. Suggested set of soil parameters

Parameter	γ (kN.m ⁻³)	φ (°)	c (kPa)	E_{oed} (MPa)	τ_s (kPa)
gravel	20	35	0	89	100

In order to avoid any affection of results by partial safety factors or reduction coefficients, there are no factors (coefficients) applied to input parameters. Such an analysis makes possible a direct comparison of different computer codes and design methods.

3. Stability analysis using limit equilibrium methods

Total amount of seven calculation runs has been carried out. Different failure analyses have been used, as follows:

- GEO 4 – Hřeb: straight-line failure surface (SFS),
- GEO 4 – Hřeb: polygonal failure surface (PFS),
- Talren 97: Bishop's method (nails working in tension only – T.),
- Snail Win 3.10: Bi-linear wedge analysis (2L),
- GGU – Stability using General wedge method (GWM),
- GGU – Stability using Vertical slice method (VSM),
- GGU – Stability using method after Janbu (JNM).

Obtained results are presented as graphically (see Figure 2) as by numerical values. Calculated minimal values of global safety factors $F_{S,min}$ corresponding to failure surfaces passing through the toe point of final excavation are given in Table 2.

As shown in the Table 2, calculated values of $F_{S,min}$ from individual calculation runs are not of the same size. Global safety factor is covered by a rather large interval where relative differences between the lowest and the largest of the results is $\Delta F_{S,min} = 26.5 \%$ with the average of 1.55.

Table 2. Global safety factors

Code	GEO 4 - Hřeb		Talren	SNAIL	GGU - Stability		
Detail	SFS	PFS	T.	2L	GWM	VSM	JNM
$F_{S,min}$	1.72	1.59	1.58	1.36	1.62	1.57	1.36

The same and the minimal safety factors at the same time are those calculated with GGU using Janbu's method and Snail programme. When method after Janbu is used, the shear forces in the intermediate slip surfaces are not considered and the calculation will give lower safety factor than other methods. Compared to the average values of $\bar{F}_{s,\min}=1.55$ safety factor after Janbu is lower by 12%. The fact that the stability result in cohesionless soil obtained by Snail is more pessimistic than that by, e.g., GEO 4 programme has already been analysed [9]. Here again the evidence is due to specific wedge calculation principle implied in the Snail programme.

In general, safety factors by GEO 4 (polygonal slip surface), Talren and by GGU (General wedge and Vertical slice methods) are very close each to other, and nor very far from the average. Corresponding F_S -scatter is less than 5%.

As presented before, total F_S -scatter up to 26.5 % (in soil 1) can be related to different calculation methods for inner stability. In addition to this, position and the shape of the failure surface may be expected to play some role. Critical failure surfaces are given in Figure 2.

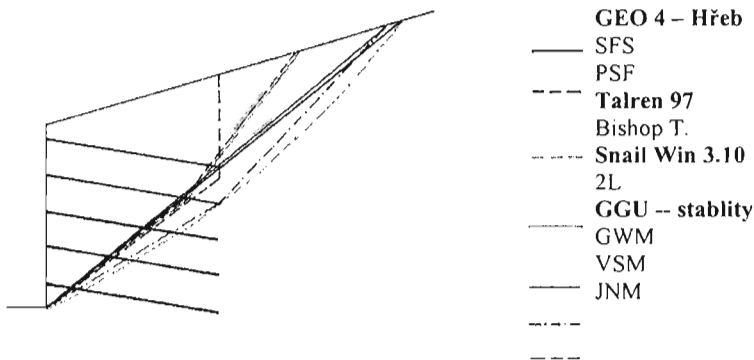


Fig. 2. Critical failure surfaces found by different computer codes

Having illustrated critical failure modes, it is evident that their position is not of a big scatter which is acceptable in geotechnical design. Only the polygonal failure surface resulting from the GEO 4 calculation is different from the others. The cranking point of the surface remains fixed to the line passing through the nail ends. Compared to other calculations [10], this may be a disadvantage in some cases where this limitation does not correspond to the potential real failure mode.

4. Additional stability analysis using finite element method

Geotechnical literature refers to some finite element analyses of nailed walls [1], [8], etc. In available Plaxis studies, soil nails were modelled either by mean of geotextile tensile elements, or beam elements with/without interfaces to model the contact conditions between the structural elements and the surrounding soil.

In the presented study, the computer code Plaxis was applied. The soil nailed wall was modelled in plain strain conditions with 6-node triangular finite elements (see Figure 3). Due to the limited set of soil parameters, Mohr-Coulomb soil model describing an elastic – perfectly plastic behaviour was adopted for the gravely soil. Wall facing and soil nails were modelled by linear elastic beam elements with interfaces. A strength reduction factor for all the interfaces was 0.67.

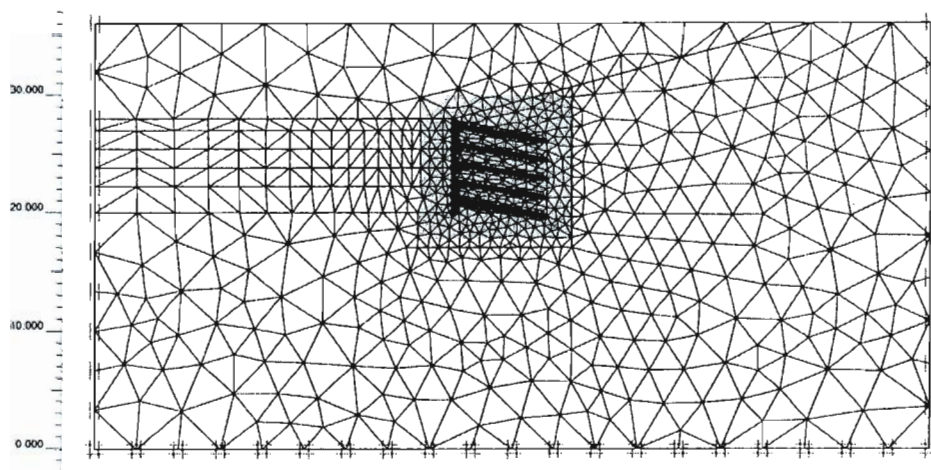


Fig. 3. Finite element model of the nailed wall

In Plaxis, safety analysis of the soil model can be executed by reducing the strength parameters of the soil. This process called phi-c reduction is available as a programme option and it was used in this case to evaluate the capability of the computer programme to verify the stability of the wall.

Successive excavations were simulated as stage construction from the horizontal ground surface down to the final depth. In each excavation phase, the corresponding part of shotcrete facing and corresponding soil nail were activated. Reaching the final depth, phi-c reduction phase was introduced in the calculation. Obtained total displacement increments (Figure 4) give an idea of critical failure

mode which may be susceptible to occur after the soil strength parameters are reduced.

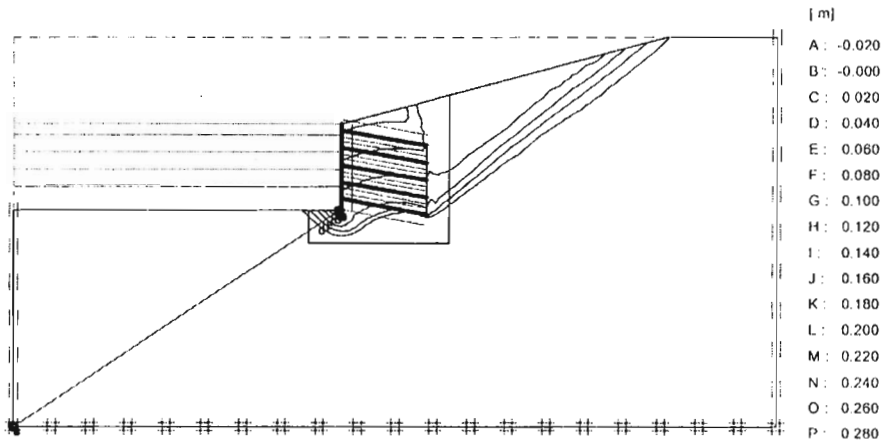


Fig. 4. Total displacement increments in contour lines for the final level of nailed excavation (model cut-out)

Even if the presented values of total increments can not be interpreted with a realistic meaning of displacement range [2], they get the failure potentials in different zones of the model clearly represented. For the excavation to the final depth, the relatively large potential failure surface can be observed. Rather solid zone of the soil with a shape of quasi-vertical wedge appeared clearly behind the nailed part of slope. The failure shape may correspond to the wedge failure schema.

The excavation toe appears to be the most sensitive point with the high susceptibility to rupture. This observation may be affected by various factors, as for example: geometrical and material singularity at this point (right angle, break in material properties), or the quality of soil shear strength parameters (small value of soil cohesion 0.5kPa used in Plaxis calculation). In addition, the last excavation step of 2.2m might be too risky in this type of ground conditions.

Corresponding safety factor for the failure was found of 1.536 so it falls within the range of F_S -values obtained by the limit equilibrium methods (Table 2).

Conclusions

Comparative analysis of inner stability investigations using different computer codes was aimed at searching of the critical failure mechanism – critical failure surface and corresponding global factor of safety.

Standard stability analyses employed in four different programmes (Snail, Talren, GEO and GGU) lead to the critical failure surface passing through the toe point of the excavation. Observed critical planes are of different shape but their positions show uniform tendency. However, the polygonal slip surface in GEO software is coupled with the line running through nail ends, and so it is not very responsive to design parameters.

Different methods give different results in the global safety factor. GGU (after Janbu) and Snail calculation lead to the most pessimistic results in the given case. In these conditions, the solution by finite element method is close to the solutions by limit equilibrium methods, although the Mohr-Coulomb model is usually not recommended for excavation problems.

As all of the methods, the French design method [11], the German method [12] or the Caltrans's method [4], are claimed to be proved by comparing with experimental studies, there are no responsibility to say whether corresponding software give realistic results or not.

Moreover, in current geotechnical practice, engineer usually disposes of only one of design software or hand-made calculation. For these reasons, I recommend to pay attention on input design parameters rather than design method. A suitable solution might consist of, for example, assessment of pull-out resistance of soil nails using several methods.

Good understanding of design principles, experience of designer and interest to use variant design tools may help make the project safe and cost-effective.

7. Acknowledgements

The presented study has been carried out within frame of the research VEGA agency project no. 1/0320/03 at the Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava. The author is also grateful to the ARCADIS ESG, Marseille for the kind permission to use the Talren 97 programme.

References

- [1] Ann T.S., Cheang W., Hai O.P., Tan D.: *Finite element analysis of a nailed slope – Some recent experience*. In: Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics GEO Asia, 2004, p.183-192

- [2] Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A.: *PLAXIS Version 7 – Material models manual*. Rotterdam /Brookfield, A.A. Balkema, 1998
- [3] Buß J.: *GGU – Stability, version 7 (Programme manual)*. Civilserve, 2004, Braunschweig
- [4] Byrne J. et al.: *Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls*. Publication No. FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1998
- [5] CALTRANS: *SNAILZ Manual of instructions*. Downloadable pdf. file, Url: <http://www.dot.ca.gov>, California, U.S.A., 2002
- [6] De Buhan P. et al.: *Yield design of reinforced earth walls through a homogenization method*. In: *Géotechnique*, Vol. 39, No. 2, London, Thomas Telford Ltd. 1989, p.189-201
- [7] FINE spol. s r.o.: *GEO 4: Teoretická příručka verze 1.0*. Czech Republic, 1999.
- [8] Gysi H.J., Mori G.: *PLAXIS Practice I: Temporary Storage of Nuclear Waste*. In: No. 12 Bulletin of the PLAXIS Users Association, Delft, PLAXIS B.V., 2002, p.14-17.
- [9] Matejčková M.: *Wedge analysis for failure of reinforced slope* (in Slovak). In: *Proceedings of 6th International conference of PhD study JUNIORSTAV 2004*, VUT FAST Brno, p.188.
- [10] Matejčková M.: *Design of soil nailed slopes* (in preparation). PhD thesis, Department of Geotechnics, Slovak University of Technology, Bratislava 2005.
- [11] Schlosser F. et al.: *Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Paris, Presses de l'ENPC 1994.
- [12] Smolczyk U.: *Grundbau – Taschenbuch*, Teil 3: Gründungen. 6. Auflage, Berlin, Ernst & Sohn 2001, p.599-605.
- [13] TERRASOL: *Le Manuel Talren 97*. Online version, Url:<http://www.terrasol.com>.

Tomasz Michalski¹

Najnowsze osiągnięcia w zakresie iniekcji strumieniowej. Kolumny o średnicach od 2,5 do 5,0m

Streszczenie: W referacie przedstawiono ciekawe i wartościowe innowacyjnie w skali – polskiej i europejskiej – przykłady zastosowania iniekcji strumieniowej. Obejmują one zastosowanie kolumn do średnicy 5m w celu wzmocnienia gruntu oraz jego uszczelnienia.

Wstęp

Iniekcję strumieniową w wielu krajach na świecie stosuje się jako powszechną metodę wzmocnienia podłoża. Możliwość zastosowania tej technologii oraz wytworzenia określonych brył geometrycznych o ściśle określonych parametrach, pozwala rozwiązywać wiele problemów geotechnicznych. Od kilkunastu lat na całym świecie, także i w Polsce, z powodzeniem stosuje się „Jet Grouting” dla uszczelniania i wzmacniania gruntów; przy czym stosowane średnice kolumn wynoszą standardowo od 0,8m do 2,5m. W krajowej praktyce budowlanej kolumny „Jet Grouting” o średnicy ponad 2m były wykorzystywane już wielokrotnie, np. dla wzmocniania nabrzeży portowych, uszczelniania zapór czy też zeskalania gruntów w budownictwie tuneli (metro w Warszawie). Niniejszy artykuł omawia zastosowania tego typu.

Kolumna o średnicy kilku metrów pokazana jest na rysunku 1.

¹ Dyrektor – Członek Zarządu, „Keller Polska” Sp. z o.o.

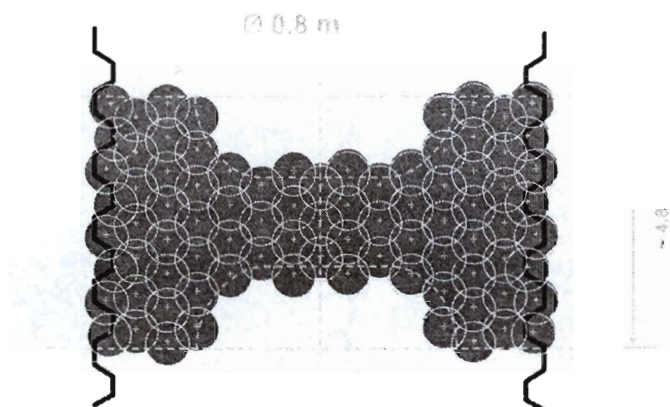


Rys. 1. Kolumna Soilcrete

Jednym z ograniczeń stojących na drodze rozwoju technologii „Jet Grouting” jest koszt jej zastosowania, związany z koniecznością wykorzystywania drogich maszyn, dużych ilości energii oraz powstawaniem kłopotliwego do utylizacji urobku technologicznego. Jednym ze sposobów na obniżenie jednostkowych kosztów wytworzenia cementogruntu (np. 1m^3) jest możliwość utworzenia elementów „Soilcrete” o bardzo dużych średnicach (do 5m). Zastosowanie takich średnic w dużym stopniu redukuje ilość punktów iniekcyjnych, co, oprócz wpływu na koszty ma bardzo duże znaczenie dla jakości prac, zwłaszcza przy zastosowaniach tych kolumn do uszczelnienia gruntów.

Wiadomym jest, iż newralgicznym miejscem uszczelnienia są połączenia poszczególnych elementów iniekcyjnych. Jeżeli więc radykalnie zmniejszona zostanie ilość wykonywanych elementów (np. poprzez zastąpienie kolumn o średnicy 2m kolumnami średnicy 4m), prawdopodobieństwo powstania nieszczelności lub innych błędów, szybko maleje. Jak znacząco zmienia się ilość niezbędnych do wykonania elementów „Jet Grouting” przy zwiększeniu średnicy kolumn obrazują rysunki 2 i 3. Przedstawiają one wykonane w dnie wykopu krótkie kolumny „Jet Grouting” pełniące rolę rozpór dla ścian zabezpieczających ściany wykopu.

Rozmieszczenie kolumn na bazie $\varnothing 0,8$ m

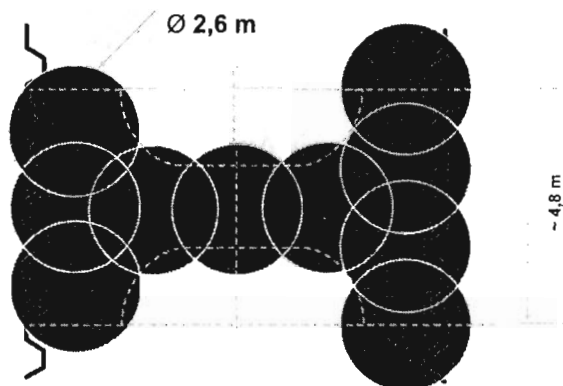


Ścianka szczelna

Ścianka szczelna

Rys. 2. Rozmieszczenie kolumn o średnicy 0,8m

Rozmieszczenie kolumn na bazie $\varnothing 2,6$ m



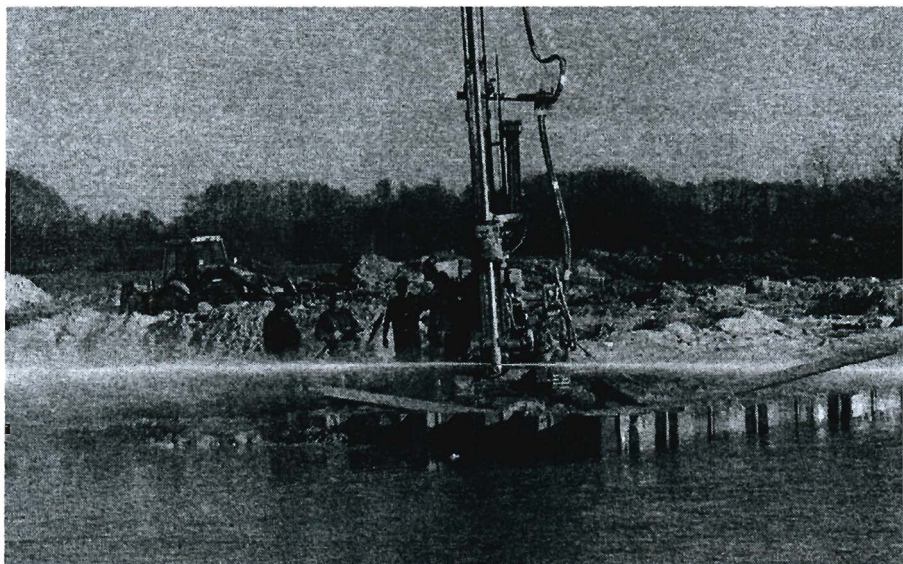
Ścianka szczelna

Ścianka szczelna

Rys. 3. Rozmieszczenie kolumn o średnicy 2,6m

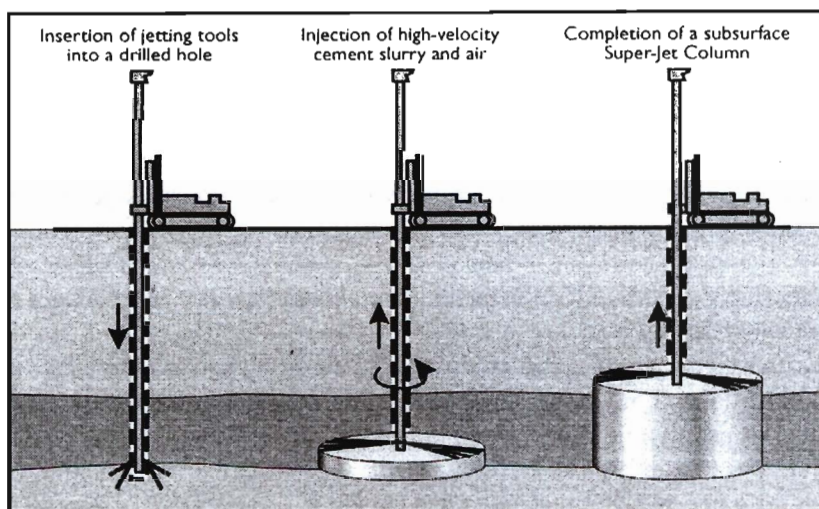
„Soilcrete-DS” jest udoskonaloną odmianą iniekcji strumieniowej. Jest technologią lepszą i tańszą. Podobnie do klasycznego podwójnego systemu „Jet Grouting”, przy „Soilcrete-DS” stosuje się parę dyszy iniekcyjnych otulonych strumieniem sprężonego powietrza, które złośliwie podłoże i mieszają go z zaczynem cementowym. Innowacyjność tej technologii polega na zwiększonej wydajności i prędkości przepływu płynów (zaczynu) w monitorze, a przez to zdecydowanie

bardziej skoncentrowanym wypływie iniektu z dyszy (rys. 4). Umożliwia to zaprojektowanie kolumn o średnicy do 5m, a więc znacznie większej niż przy standardowych wariantach iniekcji strumieniowej (od 0,6 do 2m).



Rys. 4. Pokaz strumienia

System „Soilcrete-DS”, określany w Ameryce Północnej jako „Super Jet”, ma wiele potencjalnych zastosowań. Łącząc kolumny można bowiem skutecznie wzmocnić posadowienie pionowych i bocznych podpór konstrukcji. Możliwe jest również wykonanie przegród i przesłon zabezpieczających przed wodą gruntową. Natomiast przy budowie tuneli, „Soilcrete-DS” stosuje się do zabezpieczenia/zeskalenia słabych gruntów. Za pomocą „Soilcrete-DS” można również wykonać zapory, przesłony, które umożliwiają rozbudowanie infrastruktury, jej renowację i modernizację. Bez obracania żerdzi wiertniczej podczas wyciągania, możliwe jest utworzenie szerokiej płyty w formie pionowej bariery (ściany), która hamuje dopływ wody gruntowej (lub wody zanieczyszczonej). Takie rozwiązanie znajduje zastosowanie w przeludnionych rejonach świata, w których występują podziemne przeszkody. System ten może być stosowany również wzdłuż zapór i wałów przeciwpowodziowych w celu poprawy ich stateczności. Przebieg wykonania kolumn jest identyczny jak przy klasycznym „Jet Grouting”, tzn. składa się z fazy wiercenia oraz iniekcji wysokoenergetycznym strumieniem zaczynu cementowego (rys. 5).



Rys. 5. Przebieg wykonania Soilcrete -DS

W dalszej części artykułu, na konkretnych przykładach zaprezentowany zostanie postęp, jaki dokonał się w technologii „Soilcrete-DS”. Warto zwrócić przy tym szczególną uwagę na jakość wykonywanych robót (mniejsza jest ilość elementów, a co za tym idzie – mniej jest słabych punktów) oraz oszczędności finansowe.

1. Lubeck-Moilsling tunnel: uszczelnienie dna wykopu

Pierwsze w Europie zastosowanie technologii „Super Jet” miało miejsce w roku 1999 w Niemczech, w okolicach miejscowości Lubeck.

Odcinek autostrady A20 przecina istniejącą linię kolejową Lubeka-Hamburg, drogę krajową i gminną w pobliżu Lubeka-Moising, w Niemczech.

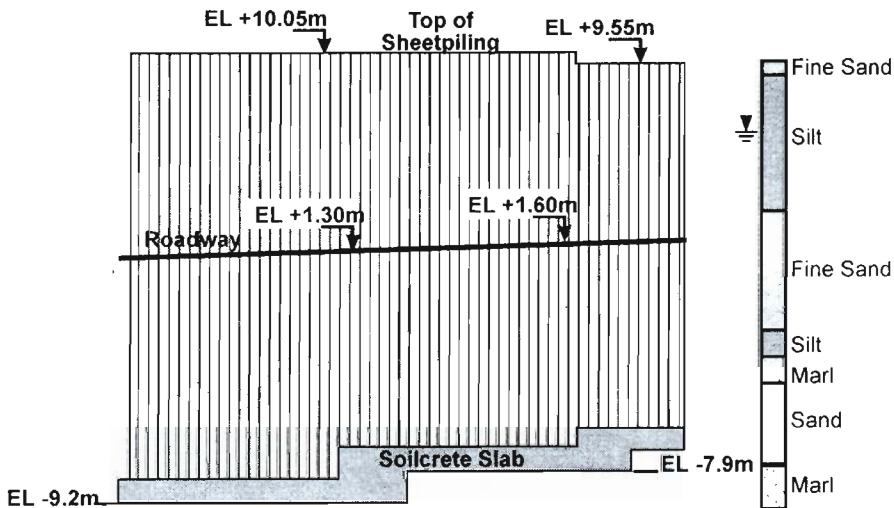
Względy związane z lokalną ekologią, ochroną środowiska, uwarunkowania projektowe, jak również ochrona przed hałasem, spowodowanym nasilającym się ruchem drogowym, w znacznym stopniu wpłynęły na to, że ten odcinek autostrady (o długości 330m i szerokości 30m) zaprojektowano i zbudowano jako tunel, przechodzący pod linią kolejową oraz pod drogami lokalnymi.

Standardowy przekrój podłoża przedstawiono na rysunku 6. Podczas prac, woda gruntowa pojawiła się na różnych głębokościach, najczęściej między 5 a 7m poniżej istniejącego poziomu. Podstawowym założeniem projektowym było

wykonanie wykopu na czas budowy tunelu, bez konieczności obniżania zwierciadła wody gruntowej. Zgodnie z powyższymi warunkami gruntowymi, inżynierowie zaprojektowali konstrukcję zaporową, składającą się z zakotwionych ścianek szczelnych (stanowiących boczną obudowę ścian wykopu) połączonych za pomocą poziomej przegrody wodoszczelnej, wykonanej w technologii „Super Jet”. Tak przygotowane elementy stanowiły wodoszczelną konstrukcję potrzebną do wykonania kolejnych prac.

Jak przedstawiono na rysunku 6, uszczelnienie dna zostało wykonane w formie stopni, zgodnie z założeniami projektowymi oraz przebiegiem niwelety projektowanej drogi.

Na podstawie wcześniejszych doświadczeń, do wykonania przenikających się kolumn o średnicy 3,5m, tworzących uszczelnienie dna między wbitymi stalowymi ściankami szczelnymi, Wykonawca iniekcji strumieniowej wybrał technologię „Soilcrete-DS Midi”. Takie rozwiązanie zoptymalizowało układ kolumn i pozwoliło zredukować ich ilość o jedną trzecią.

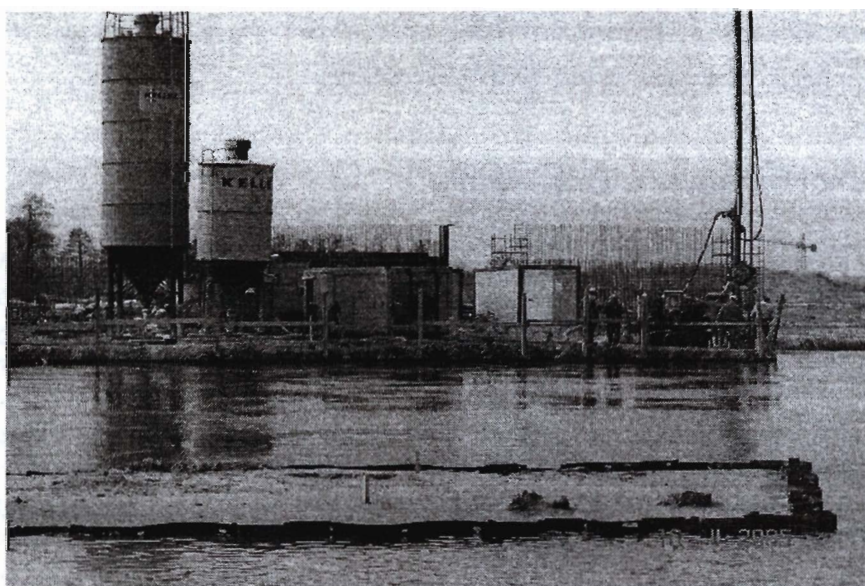


Rys. 6. Przykładowy przekrój poprzeczny oraz profil

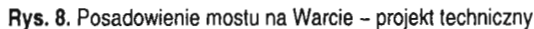
2. Posadowienie mostu autostradowego przez rzekę Wartę w ciągu autostrady A2

Przy budowie mostu autostradowego przez rzekę Wartę w okolicach miejscowości Janów k. Koła, zaszła konieczność wykonania głębokich wykopów

fundamentowych tuż przy nurcie rzeki (rys. 7). Biorąc pod uwagę brak możliwości odwodnienia takiego wykopu zdecydowano się na stworzenie szczelnej obudowy. Ściany wykonano w postaci wwibrowywanych grodzic stalowych, natomiast dno zabezpieczono za pomocą poziomej przesłony wodoszczelnej, wykonanej w technologii „Super Jet”. Zastosowano kolumny o średnicy 3-3,5m w rozstawie 2,000x2,150 – w siatce trójkątnej (rys. 8). Znaczącym utrudnieniem dla sprawnego przeprowadzenia tych prac, były wykonane już wcześniej pale wielkośrednicowe i prefabrykowane. Stwarzały one możliwość powstawania tzw. cieni iniekcyjnych, tj. miejsc, do których nie dotarł strumień erodujący grunt. Dzięki zainstalowaniu przegrody na odpowiedniej głębokości poniżej dna wykopu, uniknięto konieczności wykonywania zakotwienia przesłony. Po stwardnieniu cementogruntu wykonano wykop oraz wszelkie prace fundamentowe, prowadząc jedynie niewielkie pompowanie resztek wody przesączających się przez ściankę szczelną.



Rys. 7. Posadowienie mostu na Warcie - widok na obie podpory mosty przy wysokim stanie wody

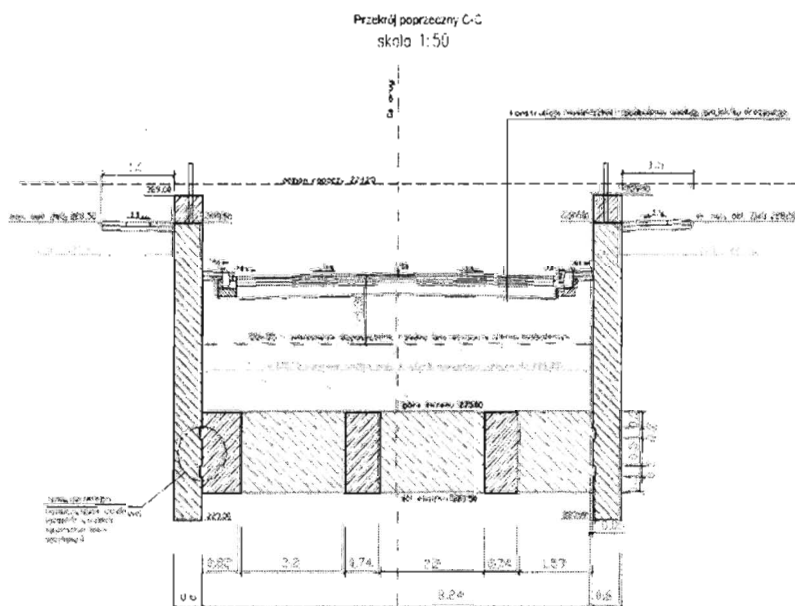


Zalegające w podłożu piaski grube i pospółki, bardzo wysoki poziom wody gruntowej, obecność w bezpośrednim sąsiedztwie cieką wodnego, a także zagrożenie osiadaniami przebiegającej w pobliżu linii kolejowej powodowały, że odwodnienie planowanego wykopu było bardzo trudne technicznie i wiązało się z dużym ryzykiem uszkodzenia sąsiednich obiektów oraz było bardzo drogie. Dlatego, już na etapie projektu budowlanego, w roku 2001 przewidziano wykonanie szczelnej obudowy ścian wykopu w formie ścian szczelinowych oraz szczelnej, samonośnej, poziomej przegrody wodoszczelnej, zabezpieczającej wykop przed napływem wody gruntowej od dołu. Przegrody te miały pełnić dwójaką rolę: w trakcie budowy miały umożliwić wykonanie wykopu oraz tunelu i warstw drogowych bez obniżania zwierciadła wody gruntowej, natomiast w trakcie eksploatacji, miały tworzyć szczelną „wannę” umożliwiającą normalną eksploatację drogi.

408

budowy warto wspomnieć jeszcze z jednego względu. Otóż, szukając oszczędności finansowych, Inwestor i Generalny Wykonawca, zdecydowali o zaaprobowaniu propozycji projektanta kolumn „Jet Grouting”, by ściany boczne wykopu wykonać nie jako ściany szczelinowe, ale jako zbrojoną palisadę z kolumn DSM. W ten oto sposób powstała budowla (szczelna wanna) w całości wykonana z nowego w budownictwie materiału, jakim jest cementogrunt (rys. 8).

Wykop drogowy, Oświęcim



Rys. 9. Wykop drogowy w Oświęcimiu – rozmieszczenie kolumn

Ponieważ przyjęte rozwiązanie jest rozwiązaniem trwałym, eksploatowanym przez najbliższych kilkadziesiąt lat, pomiędzy przesłoną a niweletą drogi zainstalowano drenaż przechwytyjący resztkowe sączenie wody przez ściany i przesłonę.

LATEST ACHIEVEMENTS IN JET GROUTING. COLUMNS WITH DIAMETERS OF 2.5 TO 5 METRES

Summary: This paper presents examples of interesting and innovative applications of jet grouting that have emerged in Poland and Europe in recent years. The examples include using columns with diameters of up to 5 metres to improve and seal the ground.

Giang Nguyen¹

Influence of the values of coefficient of consolidation on the cost of speeding up of soft soil consolidation

Summary: The paper deals with the influence of the values of coefficient of consolidation on the cost of speeding up of soft soil consolidation. In the example, the cost of speeding up of consolidation of clay under highway embankment by sand piles and prefabricated vertical drains is introduced.

Introduction

In the present time, the need of highways constructions in Slovakia is very urgent. From the reason of strict highway direction and altitude leading, we have often to solve the problem of building of highway embankment on soft soils. Besides the questions related to the stability of embankment body and subsoil, the questions of embankment settlement (subsoil compression) and settlement speed are very important. In the case of soft subsoil, the subsoil compression has large magnitude, in many cases even 0.5m and more. The time of reaching 90% consolidation, after that we can lay out the pavement on embankment crown, is very long (in many case more than 100 years). We can not lay out the pavement on embankment crown without some remedial operations because, on one hand - the pavement will be damaged by an excessive subsoil deformation, on the other hand, it is impossible to wait so long (until the settlement has been finish) and after that to lay out pavement. In such cases, we often need to speed up embankment subsoil

¹ PhD., CEng., University of Žilina, Slovakia

consolidation, e.g. reached 90% consolidation within the period of 1 year. There are many methods for speeding up of consolidation, the more often used are: sand piles, prefabricated vertical drains (band drain) or stone columns (also improve subsoil deformations properties). When designing mentioned elements, the values of coefficient of consolidation (in vertical and horizontal direction) are very important. In this paper we deal with influence of the values of coefficient of consolidation on the cost of speeding up of soft soil consolidation using sand piles (SP) and prefabricated vertical drains (PVD).

1. Speeding up subsoil consolidation by SP and PVD

The slow rate of consolidation in soft soils of low permeability may be accelerated by means of SP and PVD (Fig.1 and Fig. 2). Consolidation then depends mainly on horizontal radial drainage, resulting in faster dissipation of excess pore water pressure.

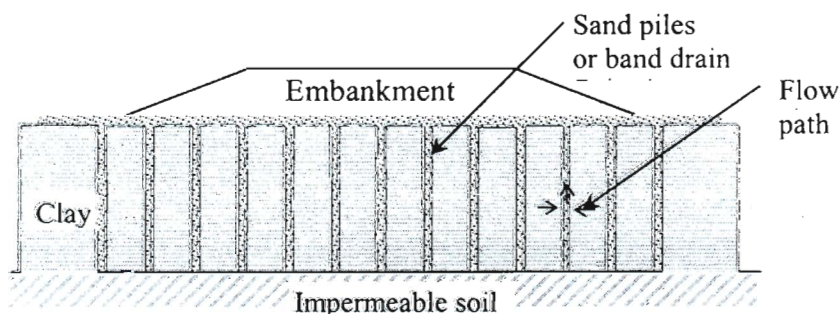


Fig. 1. The disposition of SP and PVD under embankment and flow paths

The traditional method of installing SP is by driving boreholes through the clayey layer and backfilling with a suitably grade sand. Typical diameters are from 20cm to 40cm and drains have been installed into depths over 30m. The sand should be capable of allowing the efficient drainage of water without permitting fine soil particles to be washed in. Another type of SP consists of a filter stocking, generally of woven polypropylene, filled with sand of typical diameter 65mm. Compressed air is used to ensure that the stocking is completely filled with sand. This type of drain is very flexible and is usually unaffected by any lateral ground movements.

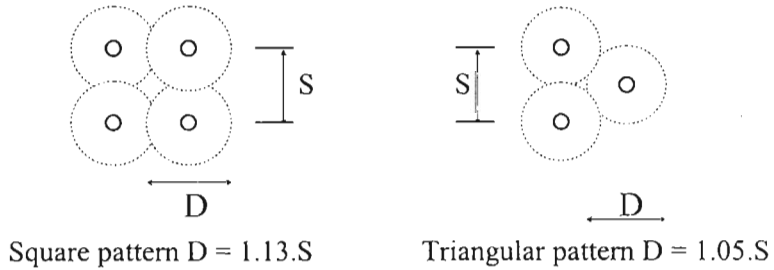


Fig. 2. The relationship of drain spacing S to drain influence zone

PVD (band drain) consists of a flat plastic core with drainage channels, surrounded by a thin layer of filter fabric, which must have sufficient strength to prevent it from being squeezed into the channels. The main function of the fabric is to prevent the passage of fine soil particles, which may clog the channels in the core. Typical dimensions of the band drain are 100mm by 4mm and the equivalent diameter is generally assumed to be the perimeter divided by π . Prefabricated drains are installed either by insertion into pre-bored holes or by placing them inside a mandrel or casing, which is then driven or vibrated into the ground (Craig, 1992) – see also Fig. 3.

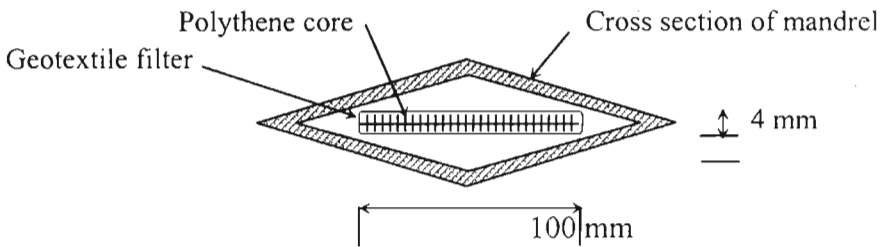


Fig. 3. Schematic cross section of PVD (band-shaped drain) with mandrel

The consolidation process in axial-symmetrical state can be calculated by the method presented by Barron (1948). In this method, linear stress-strain relationships and constant soil parameters are assumed in the deformation process, as well as constant vertical surface displacements throughout the drained area. The effect of secondary compression is also neglected. With these assumptions, the equation of consolidation becomes:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad (1)$$

where: c_v, c_h – coefficient of vertical and horizontal consolidation (m^2/year),
 u – is a excess pore pressure (kPa),
 t – is a time of consolidation (years),
 z – is a vertical space coordinate (m),
 r – is a radial space coordinate (m).

The degree of consolidation U is defined as degree of dissipation of the excess pore pressure; it can be expressed as:

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v. \quad (2)$$

In some literature the formula (2) is written as:

$$(1 - U) = (1 - U_h)(1 - U_v). \quad (3)$$

The degree of vertical consolidation U_v is calculated according to Terzaghi's theory and the degree of horizontal consolidation U_h is calculated by Barron (1948) in [4]:

$$U_h = 1 - \exp(-8T_h / \mu), \quad (4)$$

where T_h is time factor:

$$T_h = c_h \cdot t / D^2 \quad (5)$$

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left(\ln n - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} - \frac{1}{4 \cdot n^2} \right), \quad (6)$$

$$n = \frac{D}{d}, \quad (7)$$

where D is diameter of dewatered soil cylinder (drain influence zone) in (m) and d is drain diameter (m).

For chosen degree of total consolidation U , degree of vertical consolidation U_v is determined, then the degree of horizontal consolidation U_h will be calculated (equation (2) or (3)). For chosen drain diameter d , the dewatered soil cylinder D can be calculated (see equations (4) up to (7)). The final spacing of drains in square pattern can be obtained:

$$S = D/1.13. \quad (8)$$

Spacing of drains in triangular pattern is:

$$S = D/1.05. \quad (9)$$

2. Influence of temperature on the values of coefficient of consolidation

As one can see from the previous part, the values of coefficients of consolidation (vertical and horizontal) serve as input data for designing SP or PVD. In many cases, mentioned values are obtained from the oedometer tests. From the reason, that the temperature of laboratory, where the oedometer tests are carried out, is often different (higher) from the temperature of water in-situ, the question of involving correction is raised.

European document ETC5-D1.97 [1] takes into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation by such way, that the result values of coefficient of consolidation will be obtained by multiplying values of coefficient of consolidation from oedometer tests with correction factor f_T . Correction factor f_T depends on the temperature of laboratory in the test time and on the average temperature of water in-situ, which varies from 7°C in Nordic countries, through 10°C in moderate climates, to 20°C in Mediterranean climates. The calculation of correction factor f_T is mentioned in our another paper, sending also to this conference.

Slovak Technical Standard STN 72 1027 [5] does not take into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation.

In the next part we deal with different values of coefficient of consolidation obtained by mentioned documents from the point of view of taking into account temperature influence.

3. Example

To illustrate the influence of different values of coefficients of consolidation (from the reason of taking into account the temperature influence or not) on the cost of speeding up of subsoil consolidation, highway embankment D1 Hričovské Podhradie - Lietavská Lúčka near Žilina (Slovakia) has been chosen. Design parameters of embankment are: embankment height 7.8m, width at top 29m, embankment side slope 1:2, total length 540m. Subsoil consists from high and very high plasticity clay (CH, CV) of soft and firm to stiff consistency. Under soft soils is underlying stratum of impermeable claystones.

Value of oedometer modulus used for subsoil compression calculation is 2.7MPa. Value of vertical coefficient of consolidation is $c_v = 0.473\text{m}^2\cdot\text{year}^{-1}$ and horizontal coefficient of consolidation $c_h = 0.946\text{m}^2\cdot\text{year}^{-1}$. Taking into account the influence of temperature on the values of coefficient of consolidation using correction factor $f_T = 0.753$, the value of vertical coefficient of consolidation is $c_v = 0.356\text{m}^2\cdot\text{year}^{-1}$ and horizontal coefficient of consolidation $c_h = 0.712\text{m}^2\cdot\text{year}^{-1}$.

Using mentioned input data, the compression of subsoil with thickness 10m is 0,57m; the time needed for reaching 90% consolidation of subsoil is 180 years (without temperature influence on coefficients of consolidation) and 239 years (with temperature influence). The using of SP with diameter 30cm and 40cm and PVD (band drain) of dimension 100mm by 4mm, placed in square pattern, for speeding up of subsoil consolidation was analyzed. Analysis has been made for different values of coefficients of consolidation (without and with temperature influence) and different subsoil thickness.

In Figs. 4, 5 and 6, the distances of mentioned elements in relation with soft soil thickness are shown.

Tab. 1 introduces the cost of speeding up of subsoil (thickness 10m) consolidation by SP of diameter 40cm (after 1 year, degree of consolidation 90%). Tab. 2 shows the cost of using PVD (band drain 100x4mm).

In the Tab. 3, the comparison of the costs of using SP and PVD, for unreduced and reduced values of coefficients of consolidation (by temperature influence) is introduced.

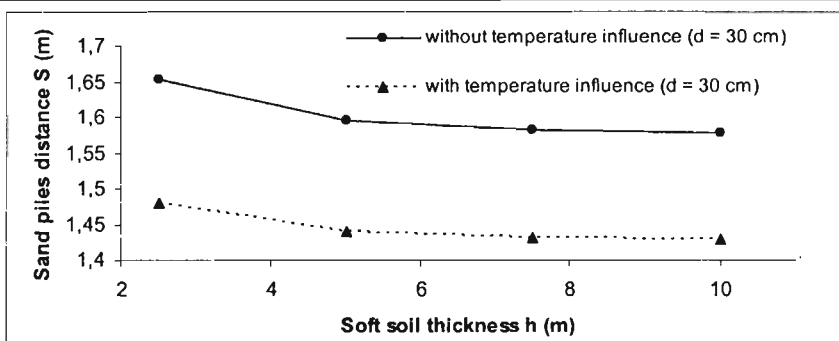


Fig. 4. Sand piles (d = 30cm) distances depending on soft soil thickness

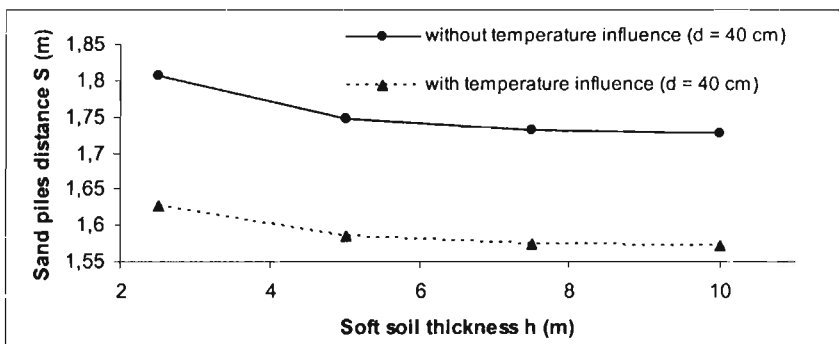


Fig. 5. Sand piles (d = 40cm) distances depending on soft soil thickness

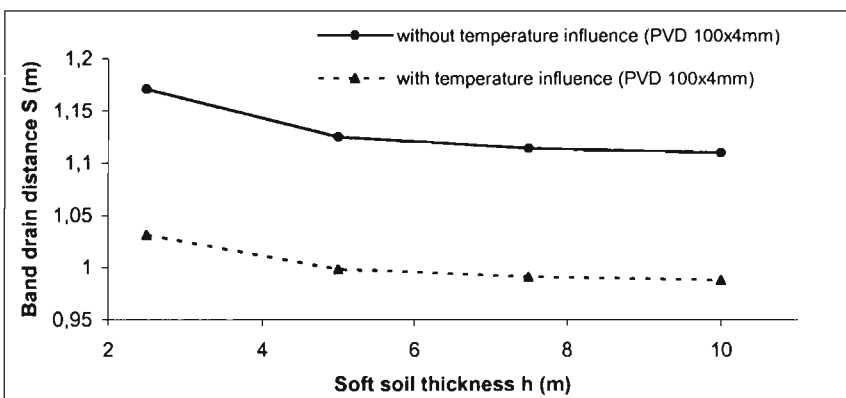


Fig. 6. PVD (100x4mm) distances depending on soft soil thickness

Table 1. Cost of speeding up of subsoil (thickness 10m) consolidation by SP of diameter 40 cm (after 1 year, degree of consolidation 90%)

Area 60.2 x 540m	STN 72 1027 $c_v = 0.473 \text{ m}^2/\text{year}$ $c_h = 0.946 \text{ m}^2/\text{year}$	ETCS-D1.97 $c_v = 0.356 \text{ m}^2/\text{year}$ $c_h = 0.712 \text{ m}^2/\text{year}$ (correction coefficient 0.753)
Piles distance (m)	1.72	1.57
Number of piles (pcs)	11340	13800
Price of 1 pile (Euro)	182	182
Total cost (Euro)	2 063 880	2 511 600
Difference (Euro)	447 720	

Table 2. Cost of speeding up of subsoil (thickness 10m) consolidation by PVD (100x4mm); after 1 year, degree of consolidation 90%

Area 60.2 x 540m	STN 72 1027 $c_v = 0.473 \text{ m}^2/\text{year}$ $c_h = 0.946 \text{ m}^2/\text{year}$	ETCS-D1.97 $c_v = 0.356 \text{ m}^2/\text{year}$ $c_h = 0.712 \text{ m}^2/\text{year}$ (correction coefficient 0.753)
PVD distance (m)	1.11	0.98
Number of PVD (pcs)	27 440	34 776
Price of 1 drain (Euro)	35	35
Total cost (Euro)	960 400	1 217 160
Difference (Euro)	256 760	

Table 3. Comparison of the cost of speeding up of subsoil (thickness 10m) consolidation by SP and PVD-band drain (after 1 year, degree of consolidation 90%). The data in parenthesis is valid for lower values of coefficients of consolidation (taking into account the temperature influence on value of coefficients of consolidation)

Area 60.2 x 540m	Sand piles (diameter 40 cm)	Band drain (100x4mm)
Distance (m)	1.72 (1.57)	1.11 (0.98)
Total number (pcs)	11 340 (13 800)	27 440 (34 776)
Price of 1 piece (Euro)	182	35
Total cost (Euro)	2 063 880 (2 511 600)	960 400 (1 217 160)
Difference (Euro)	1 103 480 (1 294 440)	

Conclusions

1. ETC5-D1.97 recommends to take into account the temperature influence on the values of coefficient of consolidation from the reason that viscosity of water is dependent on temperature.
2. The difference in the values of coefficient of consolidation (by taking into account the temperature influence or not) makes different cost of speeding up of subsoil consolidation. When using sand piles, difference is 21.7%, when using PVD (band drain) difference is 26.7%.
3. For mentioned embankment, using PVD (band drain) is more effective (46.5% of the cost of sand piles). In the case of taking into account the temperature influence on value of coefficient of consolidation, this number is 48.5%.

Acknowledgements

The author would like to thank for the support of the European Community; the Marie Curie Host Fellowship for the Transfer of Knowledge (project REPROCITY, contract no. MTKD-CT-2004-509775).

Literature

- [1] Atkinson J.H., Clayton C.R.I., Head K.R., Anagnostopoulos A.G., Bonnechère F.: *Incremental loading oedometer test*. Document ETC5-D1.97.
- [2] Barron R. A.: *Consolidation of fine-grained soils by drain wells*. Vol. 113, p.718-754. Transactions ASCE, 1948
- [3] Craig R. F.: *Soil Mechanics*. Fifth edition. Chapman & Hall, 1992
- [4] Hartlén J., Wolski W.: *Embankments on organic soils*. Elsevier. Amsterdam, 1996
- [5] STN 72 1027: *Laboratorne stanovenie sľáčiteľnosti zemin v oedometri*. Vydavateľstvo ÚNM, Praha, 1984

WPŁYW WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA KONSOLIDACJI NA KOSZT PRZYSPIESZENIA KONSOLIDACJI GRUNTÓW SŁABYCH

Streszczenie: Artykuł przedstawia wpływ wartości współczynnika konsolidacji na koszt przyspieszenia konsolidacji gruntów słabych. W przykładzie pokazano koszt przyspieszenia konsolidacji gliny obciążonej nasypem autostradowym poprzez zastosowanie pali piaskowych i pionowych drenów.

Sabina Prušinskienė¹, Danutė Sližytė²

Analiza osiadań budowli elektrowni ciepłej w Kłajpedzie

Streszczenie: W referacie są omawiane rezultaty długotrwałych obserwacji osiadań oraz analizowane możliwe przyczyny deformacji budowli elektrowni ciepłej w Kłajpedzie. Elektrownię zaczęto budować w 1930 roku, a od 1966 roku rozpoczęto obserwację osiadania budowli. Do 2004 roku dokonano od 9 do 21 cykliów niwelacji, na podstawie których wydzielono kilka budynków, odznaczających się największymi oraz najbardziej długotrwałymi i jednostajnymi osiadaniami. Dany teren jest rozmieszczony w granicach doliny rzeki Dane, mającej bardzo skomplikowane i zmienne warunki geologiczne. Ponieważ budowle elektrowni są różnego przeznaczenia, mają różne fundamenty – zagłębione w różne grunty, a większość budynków w procesie ich eksploatacji była niejednokrotnie rekonstruowana, początkowe obciążenia uległy zmianie. Całość wymienionych przyczyn spowodowało znaczne (pow. 100mm) i niejednakowe osiadania budowli.

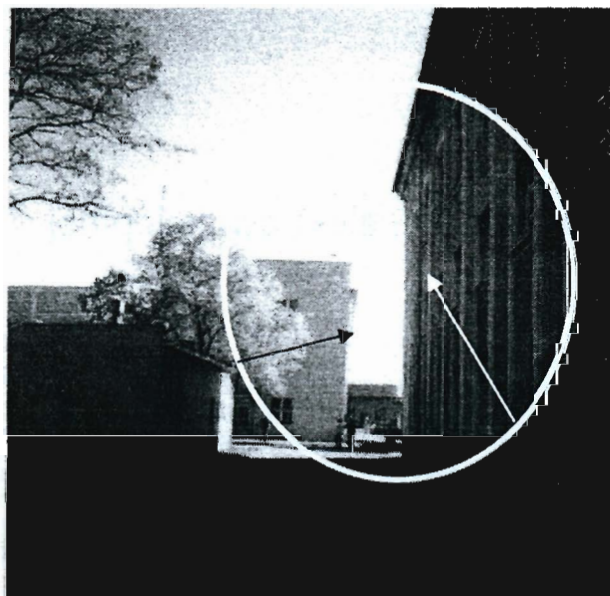
Wstęp

Elektrownia ciepła w Kłajpedzie działa od 1930 roku. Teren elektrowni zabudowany jest budowlami o różnym przeznaczeniu. Powstawały one w różnym czasie, w miarę rozszerzania się elektrowni. Większość z nich była niejednokrotnie rekonstruowana – do istniejących budynków dobudowywano nowe części. Po pewnym czasie zaobserwowano objawy deformacji budynków, spowodowane nierównomiernymi osiadaniami (rys. 1), a od roku 1966 zaczęto regularnie obserwować osiadania i pochylenia budowli. W ciągu 40 lat dokonano od 9 do 21

¹ mgr inż., Vilniaus Gedimino Technikos Universitetas

² dr., Vilniaus Gedimino Technikos Universitetas

cyklów niwelacji.



Rys. 1. Deformacje budynków widoczne na zdjęciu

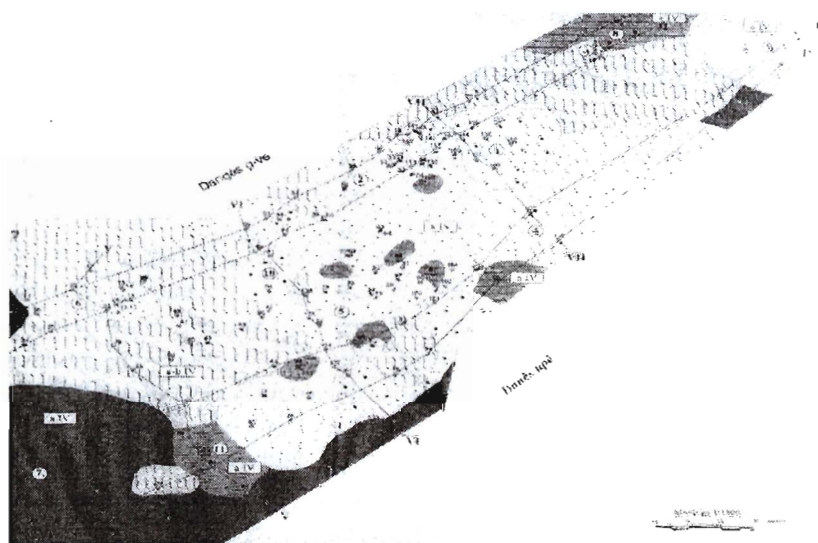
Przyczyny osiadań budowli elektrowni dotąd nie były analizowane. Deformacje budowli na terenie elektrowni mogły zostać spowodowane przez niezbadane warunki geologiczne, błędnie obliczony i dobrany typ fundamentu lub jego zagłębienie oraz za duże obciążenie na grunt.

1. Warunki geologiczne terytorium elektrowni

Na podstawie danych archiwalnych, dotyczących systematyzacji materiałów badań terenowych danego obiektu ustalono, że w skład terenu podłoża wchodzi:

- grunty nasypowe (*tIV*) – piaski o różnym składzie; stosowano je do podniesienia poziomu powierzchni ziemi w terenie rozlewiska rzeki;
- utwory rzeczne (*aIV*; *a+bIV*), sformowane w różnych stadiach rozwoju łóżyska rzeki Dane – piaski o różnym składzie granulometrycznym, gliny oraz torfy, piaski torfiaste [5];
- utwory morskie (*mIV*), powstałe w różnych etapach formowania się brzegów Morza Bałtyckiego – piaski pylaste, żwirowe [5];

- d) utwory lodowcowe (*glłmd*), powstałe w czasie przedostatniego zlodowacenia – morenowe pylaste piaszczyste gliny [5].



Rys. 2. Mapa geologiczna terenu elektrowni

Na podstawie analizy przekrojów, mapy geologicznej (rys. 2) oraz map grubości oddzielnych warstw podłoża, wykonanych na podstawie materiałów archiwalnych stwierdzono, że zabudowania elektrowni są rozmieszczone w granicach doliny rzeki Dane, mającej bardzo skomplikowane i zmienne warunki geologiczne.

2. Deformacje budowli oraz przyczyny ich powstawania

W oparciu o wyniki przeprowadzonych cykliów niwelacji, budowle elektrowni można sklasyfikować na stabilne i osiadające.

Do najbardziej osiadających należą:

- 1) budynek administracyjny,
- 2) budynek produkcyjny,
- 3) budynek stołówki.

Podczas badań przyczyn deformacji najbardziej osiadłych budowli, została oceniona ich konstrukcja, typ oraz zagłębienie fundamentu, obciążenia podłoża oraz warunki geologiczne w granicach budynku. Następnie metodą sumowania

obliczono teoretyczne osiadanie budynku i porównano je z wynikami dokonanych niwelacji.

2.1. Analiza powstawania osiadań budynku administracyjnego

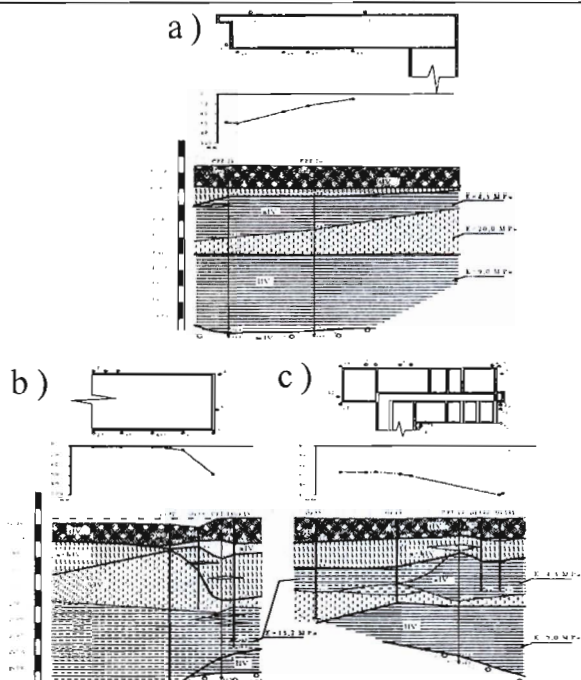
Budynek administracyjny zbudowany został w 1938 roku. Jest dwupiętrowy, murowany, zewnętrzne ściany nośne posadowione są na fundamencie liniowym. Obciążenie projektowe – 150kN/m. Fundament posadowiony na piaskowej „poduszce” o grubości 1,3m, pod którą zalega metrowa warstwa torfu. Pod torfem znajduje się warstwa słabych gliniastych gruntów, aluwialnych ($E = 4,5\text{MPa}$) i limnicznych ($E = 9\text{MPa}$), między którymi znajduje się ok. 2m warstwa piasku pylastego ($E = 20,0\text{MPa}$), co przedstawia rysunek 3a. Poziom wód podziemnych znajduje się na głębokości 1,5m, to znaczy na poziomie podstawy fundamentu.

Z analizy danych niwelacji wykonanych w latach 1966-2001 wynika, że najbardziej osiadła południowo-zachodnia część budynku, róg obok wjazdu na teren elektrowni: 58-60mm. Prędkość osiadania w tym miejscu wynosi 1,7mm/rok. Osiadanie podłużnej ściany południowej zmniejsza się w kierunku pomieszczeń majsteri, na wschód – od 27mm do 11mm. Ściana północna, od ulicy nie osiada.

Wyniki obliczeń wskazują na to, że najbardziej osiadła część budynku, w istniejących warunkach geologicznych, mogła osiąść nawet ok. 96 mm. Jak wspomniano wyżej, od czasu zbudowania budynku w 1938 roku do 1966 roku osiadania nie były notowane, przewiduje się więc, że w tym okresie ta część budynku mogła osiąść o co najmniej 36mm.

Strefa deformacji podłoża danego budynku jest w zakresie aluwialnej gliny. Na przekroju geologicznym w tej części widać, że grubość danej warstwy zmniejsza się w kierunku wschodnim, podobnie jak osiadania południowej części budynku (rys. 3a). Na tej podstawie można przypuszczać, że zaleganie tej warstwy jest przyczyną nierównomiernego osiadania budynku administracyjnego.

Warstwa torfowa, zalegająca poniżej podstawy fundamentu, jako podłoże o bardzo dużej ściśliwości, nie może być dobrym podłożem. Założenie fundamentu bez usunięcia gruntu organicznego mogło być przyczyną dodatkowego osiadania obiektu.



Rys. 3. Porównanie osiadań budynków i warunków geologicznych: miejsca niwelacji, krzywa osiadań oraz przekrój geologiczny a) budynku administracyjnego; b) budynku stołówki; c) budynku produkcyjnego

2.2. Analiza powstawania osiadań budynku produkcyjnego

Budowę budynku produkcyjnego rozpoczęto w latach 1952-53. Jest to budynek dwupiętrowy, o obciążeniu 150kN, fundamentach słupowych (z kilkoma schodami) o różnych wymiarach: szerokość od 2,2 do 3,2m, długość od 3,0 do 8,8m. Głębokość posadowienia fundamentów, według projektu, zależała od głębokości zalegania warstwy torfowej, którą usuwano. Fundament jest oparty na betonowych „poduchach”.

Osiadania oddzielnych fundamentów budynku są niejenakowe, co powoduje, że budynek pęka i pochyla się. Najbardziej osiadła zachodnia część budynku: północno-zachodni róg – 101mm, południowo-zachodni – 77mm. Obliczenia teoretycznego osiadania wskazują na to, że w danych warunkach geologicznych osiadanie powinno być znacznie mniejsze i wynosić odpowiednio: 76mm i 64mm.

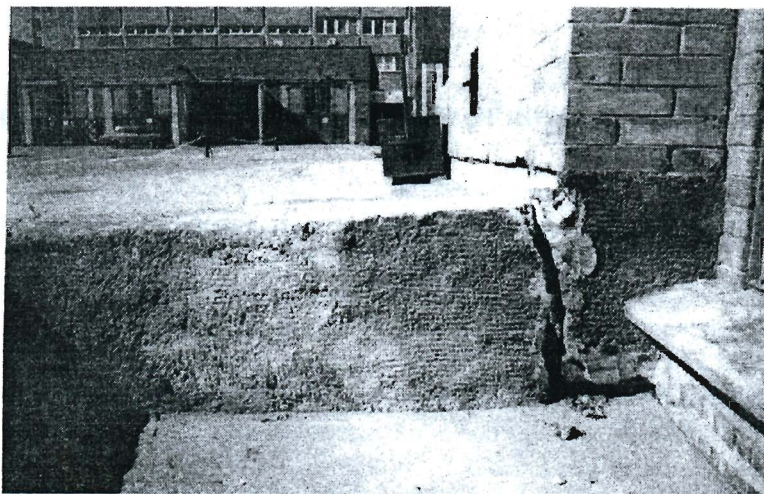
Na przekroju geologicznym (rys. 3c) widoczne jest, że najbardziej osiadł róg fundamentu, który jest oparty na warstwie aluwialnej gliny ($E = 4,5$ MPa), podczas gdy drugi róg tego samego fundamentu, mający mniejszy stopień osiadania, jest oparty na warstwie gliny pylastej ($E = 15,2$ MPa). Różne warunki podłoża mogły spowodować więc różne osiadanie budynku.

Nierównomierne osiadania budynku mogło być spowodowane również tym, że jego fundamenty mają różne powierzchnie podstawy: 9 m^2 i $28,3\text{ m}^2$. Zauważono, że fundament o mniejszej powierzchni podstawy, lecz większym ciśnieniu na grunt, osiadł bardziej.

2.3. Analiza powstawania osiadań budynku stołówki

Budynek stołówki jest piętrowy, szkieletowy, podpiwniczony, z parterową częścią. Posadowiony jest na fundamencie palowym. W rogu, który osiadł najbardziej, kolumna oparta jest na 2 palach; na każdy z pali przypada obciążenie od wagi konstrukcji po 180kN. Długość pali wynosi 11m. Pale oparte są na warstwie gliny pylastej ($E = 15,2$ MPa). Na głębokości 3-4m pale przecinają 3-5-metrową warstwę torfu (rys. 3b).

W budynku stołówki najbardziej osiadł południowo-zachodni róg parterowej części obiektu – 57 mm. Powierzchnia terenu względem budynku w tym miejscu obniżyła się o 15-20cm (rys. 4).



Rys. 4. Osiadanie powierzchni terenu względem budynku stołówki

Obliczone osiadanie teoretyczne wynosi 21mm, co jest o 36mm mniejsze od osiadania faktycznego.

Na podstawie danych archiwalnych stwierdzono, że w czasie budowania budynku stołówki, wykonano wykop pod fundament do absolutnego poziomu – 0,40m. W ten sposób warstwa torfowa przez dłuższy czas była odciążona. Po założeniu fundamentu warstwa torfowa została ponownie obciążona, ale tym razem obciążenie było znacznie większe, ponieważ poziom powierzchni terenu w tym miejscu podwyższono o 1m w stosunku do poziomu przed rozpoczęciem budowy. Pod wpływem dodatkowego obciążenia, warstwa torfowa mogła się ścisnąć, osunąć się w dół, ciągnąc za sobą pale. Działanie tarcia ujemnego oraz dodatkowego obciążenia pali mogło być przyczyną większego, niż prognozowane, osiadanie.

Wnioski

1. Faktyczne osiadania większości budowli elektrowni są znacznie większe od obliczonych teoretycznie.
2. W wyniku braku możliwości wykonania specjalnych badań, wyjaśnienie możliwych przyczyn osiadań budynków może opierać się tylko na teoretycznych przypuszczeniach.
3. Z interpretacji materiałów badań terenowych wynika, że budowle elektrowni mają bardzo niejednorodne podłoże, w którym przeważają grunty słabe, o dużej ściśliwości. Obok deformacji wywołanych ściśliwością podłoża, pod fundamentami działają długotrwałe deformacje plastyczne. Wpływ wibracji urządzeń działających na terenie elektrowni, na słabym podłożu także może wywołać dodatkowe osiadania. W przypadku stosowania fundamentów palowych, duży wpływ ukazuje tarcie ujemne.
4. W celu uniknięcia dalszych osiadań budowli, najbardziej celowe jest ich wzmacnianie palami wciskanyymi, opartymi na bardziej wytrzymałych gruntach w głębszych warstwach.

Literatura

- [1] Elektrinės rekonstrukcija, Dangės 8. Geologinė dalis. Inžinerinių Tyrinėjimų Instituto Kauno filialas, 1985.

- [2] Klaipėdos VRS 50 vietų valgyklos Dangės g-vėje 8 rekonstrukcijos inžinerinių geologinių tyrinėjimų ataskaita. Inžinerinių Tyrinėjimų Instituto Kauno filialo I geologijos skyrius. kompl. Nr. 003-4130, 1984.
- [3] Klaipėdos šilumos tinklų elektrinės mazuto ūkio teritorijos ekologiniai - hidrogeologiniai tyrimai ir požeminės hidrosferos monitoringo sistemos projektas. Vilnius, UAB "Baltijos Konsultacinė Grupė", 1996.
- [4] Klaipėdos VRE 50 vietų valgykla Dangės g-vė 8. Inžinerinė geologinė dalis. Inžinerinių Tyrinėjimų Instituto Kauno filialas, 1984.
- [5] LIETUVOS STANDARTAS 1445:1996. Geotechnika. Gruntų klasifikacija ir identifikacija.
- [6] SPAB "Klaipėdos Energija" valgyklos rekonstrukcija. Pamatų sustiprinimo projektas. UAB "Geotechnikos Grupė" 1997.
- [7] Prušinskienė S.: Klaipėdos SPAB „Energija“ teritorijos inžinerinių geologinių sąlygų ir statinių nuosėdžių įvertinimas. Magistro darbas. VU. 1999.
- [8] Valstybinio inžinerinio geologinio žemėlapio M 1:50 000 legenda. VU Hidrogeologijos ir inžinerinės geologijos katedra. Vilnius, 1998.
- [9] 50 vietų VRE valgyklos statybinės aikštelės inžinerinių geologinių tyrinėjimų ataskaita. Inžinerinių Tyrinėjimų Institutas, 1978.
- [10] Материалы изысканий к рабочему проекту расширения и реконструкции Клайпедской ГРЭС. Часть 3 – инженерно-геологические исследования. ВГПИ. Львовское отделение, 1952.

THE ANALYSIS OF KLAIPĖDA POWER-STATION BUILDINGS SETTLEMENTS

Summary: The subject of this paper is analysing of long term settlements of buildings Klaipėda power-station. Station was built at 1930. The considerable settlements were fixated at 1966. From these moment it was started process of settlements measurement. Some of buildings have big and unequal settlements. The power-station is situated in the vale of Danė river. The geological situation on the power-station site is very complicated and different.

The reasons of different settlements of the power-station buildings are discussed in this paper.

Jerzy Sękowski¹

Nasypy niebudowlane – problemy i wyzwania

Streszczenie: W referacie przedstawione zostały niektóre problemy i wyzwania związane z wykorzystaniem nasypów niebudowlanych pod zabudowę. Omawiane zagadnienia zilustrowano przykładami z praktyki budowlanej.

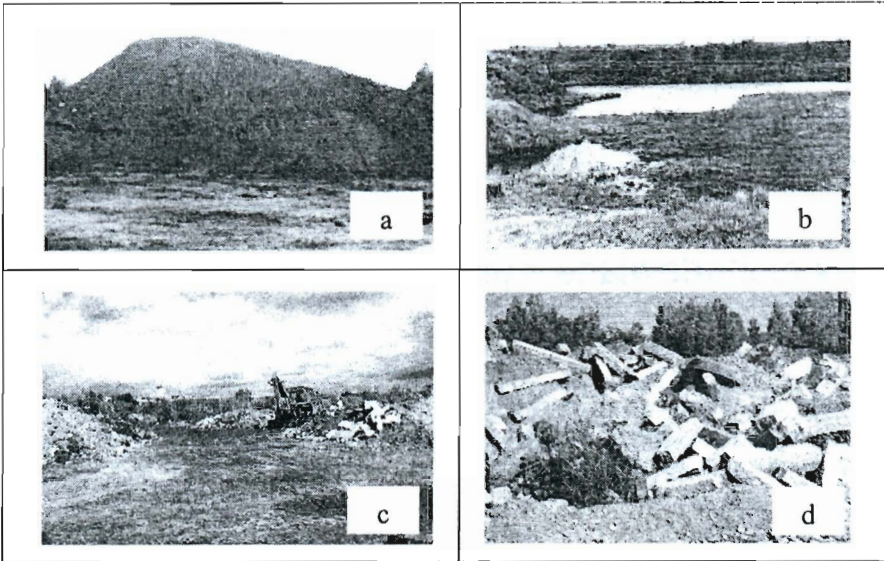
Wprowadzenie

Grunty nasypowe powstały przy współudziale człowieka [7]. Współudział ten sprowadza się do złożenia gruntu w innym miejscu, aniżeli występował on pierwotnie. Odnosi się to do gruntów naturalnych, jak również do materiałów pochodzących z działalności przemysłowej i gospodarczej. Te ostatnie zwykle nazywa się odpadami. Przykładem odpadów są odpady poprzemysłowe (np. łupki powęglowe, żużle i popioły), odpady bytowe oraz wielkogabarytowe odpady budowlane. Gromadzone na powierzchni lub w zagłębieniach terenowych, tworzą charakterystyczne hałdy i wysypiska, co ilustruje rysunek 1.

Materiały odpadowe w geotechnice określa się jako „grunty antropogeniczne”. Przy ocenie ich przydatności pod zabudowę, nierzadko są klasyfikowane [7] jako niebudowlane, co w praktyce wyklucza je jako podłoże pod projektowane obiekty budowlane i inżynierskie.

Zagadnienie oceny przydatności nasypów zbudowanych z gruntów antropogenicznych pod zabudowę jest jednak bardziej złożone. O niektórych problemach, jakie przy tej okazji się pojawiają, a także o podejmowanych wyzwaniach, traktuje niniejszy referat.

¹ dr hab. inż., prof. PŚ, Politechnika Śląska



Rys. 1. Przykłady gruntów nasypowych: a) grunty naturalne; b) odpady przemysłowe; c) odpady komunalne; d) odpady budowlane

1. Nasypy niebudowlane – problemy i wyzwania

1.1. Uwagi wstępne

Coraz częściej w działalności inwestycyjnej sięga się po tereny, na których jeszcze do niedawna prowadzona była działalność przemysłowa i gospodarcza. Wynika to z odczuwalnego braku terenów korzystnych do zabudowy, jak i rozwoju gospodarczego. Przykładem takiej sytuacji może być obszar Górnego Śląska, gdzie obok likwidacji wielu zakładów przemysłowych obserwuje się równocześnie rozwój infrastruktury drogowej, sieci obiektów handlowo-usługowych i niewielkich obiektów przemysłowych. Tutaj też, szczególnie w sąsiedztwie lub na obrzeżach wielu obecnych lub byłych zakładów przemysłowych, istnieją składowiska różnorodnych odpadów.

Inwestorzy, zmuszeni prawami rynku, względnie zachęceni atrakcyjnością miejsca lub też ceną, coraz częściej decydują się na lokowanie inwestycji na terenach, gdzie występują grunty nasypowe, w tym – nasypy antropogeniczne. Zasadniczym zagadnieniem w tej sytuacji pozostaje więc ocena ich przydatności

pod zabudowę. Z drugiej strony, już samo podjęcie się realizacji inwestycji na nasypach, zwłaszcza antropogenicznych, należy uznać za poważne wyzwanie.

1.2. Problemy

Rozpoznanie geotechniczne terenu pod przyszłą inwestycję nierzadko przekreśla ambitne plany. Dokumentujący kwalifikuje bowiem nasypy jako niebudowlane, a więc nie nadające się pod zabudowę, sugerując np. posadowienie pośrednie. Przy wysokich kosztach takiego rozwiązania, zwykle wyklucza to jakąkolwiek działalność inwestycyjną.

W przekonaniu autora referatu, zwrócenie większej uwagi na pewne problemy przez projektanta a także dokumentującego podłoże, umożliwi bardziej rzetelną i pogłębioną analizę przydatności nasypów (zwłaszcza nasypów antropogenicznych) pod projektowaną zabudowę. Problemów tych, w przypadku takich gruntów, nie można nie doceniać, a w wielu dokumentacjach geotechnicznych widoczny jest brak takiej właśnie analizy. Wspomniane problemy to:

- a) zwrócenie większej uwagi na materiały archiwalne, informacje pozyskane poprzez wywiad i badania wstępne,
- b) zainteresowanie inwestora (projektanta) wykonaniem dodatkowych badań geotechnicznych,
- c) większa i ciągła współpraca projektanta z geotechnikiem i geologiem przy ustalaniu projektu badań i podczas realizacji inwestycji.

Ad. a) Grunty nasypowe jako produkt działalności przemysłowej i gospodarczej, nie zawsze były i są stosownie udokumentowane [6]. Stąd tak istotna jest informacja, czy w obszarze projektowanej zabudowy występują nasypy, a jeśli tak to czy istnieją na ten temat jakiegokolwiek dokumenty. Ważny jest przy tym rodzaj materiałów budujących nasypy, okres i sposób ich składowania, stopień zagrożenia dla otoczenia i projektowanych obiektów. Źródłem takich informacji mogą być materiały archiwalne, informacje uzyskane od bezpośrednich świadków, a także badania wstępne (kontrolne wiercenia, sondowania, wykopy itp.). Zebrane materiały umożliwią opracowanie pełniejszego programu badań i urealnią koszty przedsięwzięcia już na etapie ofertowym.

Ad. b) PN-86/B-02480 [7] zaleca indywidualną ocenę przydatności geotechnicznej gruntów nasypowych. Czyni to najczęściej geotechnik. Do określenia rodzaju materiałów budujących nasyp i ich parametrów geotechnicznych wykorzystywane są badania przewidziane normą [8] oraz badania terenowe – zwykle wiercenia i sondowania, rzadziej próbne obciążenia. Zasadność

badzeń terenowych, zwłaszcza w odniesieniu do nasypów antropogenicznych, nie podlega dyskusji. Ich zakres powinien być jednak szerszy, obejmując badania specjalistyczne, np. próbne pompowania, badania geofizyczne oraz badania fotograficzne a także wspomniane już próbne obciążenia (rys. 2). Wskazane jest także wykonywanie próbnych wykopów. W badaniach laboratoryjnych powinno się też częściej wykorzystywać aparaturę średnio- i wielkowymiarową (np. [5]). Umożliwia ona przeprowadzenie badań laboratoryjnych na materiale o uziarnieniu naturalnym lub zbliżonym do niego, a także oszacowanie niektórych jego parametrów w warunkach rzeczywistych (*in situ*).



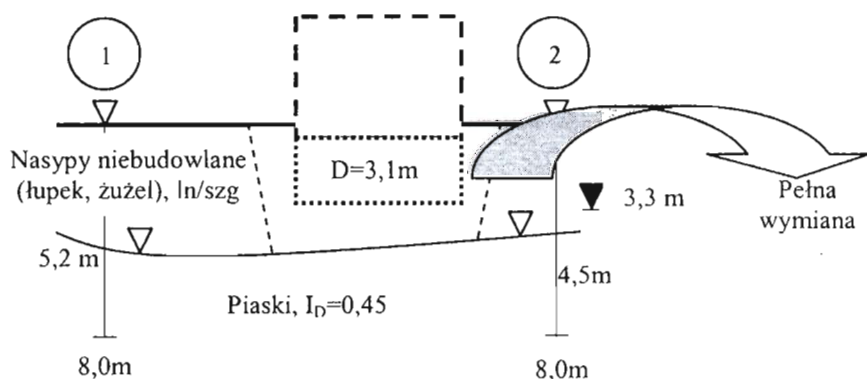
Badania te powinny znaleźć się w programie badań, po wcześniejszej akceptacji Inwestora. Szansa przekonania go do podjęcia takich czynności wzrasta, gdy przekonywującymi są współpracujący z sobą: projektant i geotechnik (geolog) oraz gdy badany nasyp stwarza szansę zabudowy (ad. a).

Rys. 2. Próbné obciążenie nasypu [1]

Ad. c) U podstaw wyboru właściwej koncepcji posadowienia obiektu, zwłaszcza w trudnych warunkach gruntowo-wodnych, tkwi dobrze rozpoznane i udokumentowane podłoże gruntowe. W przypadku gruntów nasypowych, zwłaszcza antropogenicznych, właściwa im niejednorodność powinna skłaniać projektanta do ściślejszej współpracy z geotechnikiem, geologiem lub hydrogeologiem. Współpraca ta powinna obejmować cały okres, począwszy od koncepcji do zakończenia inwestycji a nawet okres gwarancyjny. Szczególnie niebezpieczny wydaje się więc taki model, w którym poszczególni uczestnicy procesu inwestycyjnego realizują swoje zadanie oddzielnie. Dodajmy też, że przetargi stwarzają szansę wykonywania zadania firmom spoza danego regionu i niekoniecznie znającego jego specyfikę. O poprawności funkcjonowania opisanego powyżej mechanizmu, w największym stopniu decyduje Inwestor lub jego pełnomocnik.

Ilustracją dla przedstawionej tezy niech będzie poniższy przykład. W jednym z miasteczek śląskich, Inwestor zdecydował się na budowę dwóch wielorodzinnych budynków mieszkalnych na terenach „niepewnych”. Przeprowadzone rozpoznanie wykazało, że przypowierzchniową warstwę

dokumentowanego podłoża o miąższości do ok. 5,2m. budują nasypy antropogeniczne o silnie zróżnicowanym składzie i stanie fizycznym (rys. 3) oraz namuły i torfy. Grunty te podścielały utwory czwartorzędowe (średnio zagęszczone piaski). Wody gruntowe, o charakterze lekko naporowym, stabilizowały się na poziomie ok. 3,3 do 4,3m p.p.t. Dokumentujący uznał nasypy za niebudowlane. Przy rozważanej pierwotnie koncepcji niepodpiwniczania obiektów kubaturowych, wniosek taki praktycznie przekreślał inwestycję. Ostatecznie, z udziałem Inwestora, projektanta i dokumentującego, zdecydowano o podpiwniczeniu obiektów, a tym samym o pełnej wymianie nasypów i torfów. Na czas robót ziemnych zaprojektowano doraźne odwodnianie wykopów. Podjęto bieżący nadzór dokumentującego nad robotami ziemnymi i fundamentowymi.



Rys. 3. Przekrój geotechniczny i koncepcja posadowienia obiektu

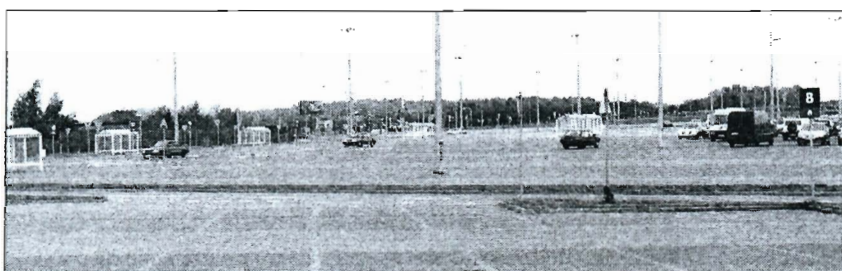
1.3. Wyzwania

Każde przedsięwzięcie budowlane realizowane na nasypach antropogenicznych, stanowi poważne wyzwanie, zwłaszcza dla projektanta. Wpływają na to z całą pewnością potencjalna niejednorodność podłoża i specyfika budujących go gruntów. Inwestycja może działaniem w pełni przemyślanym, jak również w jakimś stopniu wymuszonym, np. charakterem inwestycji (obiekt liniowy) lub względami ekonomicznymi. Podejmowaniu takich wyzwań, w chwili obecnej, sprzyjają różnorodne metody i zabiegi ulepszające słabe podłoże gruntowe [2]. Stąd też coraz częściej obserwuje się przypadki lokowania inwestycji na nasypowych gruntach antropogenicznych, klasyfikowanych jako niebudowlane

[7]. Oto kilka takich inwestycji, zrealizowanych z udziałem pracowników Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

Przykład 1. Dotyczy dużego Centrum Handlowego, zlokalizowanego w jednym z miast śląskich [3]. Centralną część przyszłego placu zabudowy (ok. 8 z 13 ha) obejmowało głębokie (do 17,5m) wyrobisko pocegielniczne, wypełnione nasypem niebudowlanym, współtworzonym przez różne materiały (piaski, gliny, cegła, drewno, śmieci, itp.) w bardzo różnym stanie fizycznym, łącznie z lokalnymi pustkami.

Ostatecznie zdecydowano, by obiekt handlowy posadowić pośrednio na palach CFA, natomiast obszar przeznaczony pod drogi, place manewrowe i parkingi wzmocnić, stosując konsolidację dynamiczną. Przyjęto konsolidację dwufazową, z wypełnianiem kraterów gruntem kamienistym i ponownym jego ubijaniu. Łącznie wykonano 1702 punktów uderowych w siatce 5x5m. Stosowano ubijak o masie 12t przy wysokości spadania 15m. Całość dogęszczono powierzchniowo przez dwukrotne „prasowanie”. Na tak wzmocnionym podłożu uformowano zagęszczoną warstwę wyrównawczą i kolejne warstwy konstrukcyjne nawierzchni. Próbné obciążenie podłoża stosem płyt drogowych wykazały średnie wartości modułów pierwotnych i wtórnych (E_1 , E_2) odpowiednio na poziomie: 24,64MPa i 59,44MPa. Na tak wzmocnionym podłożu, z powodzeniem wykonano drogi dojazdowe, place manewrowe i parkingi (rys. 4).



Rys. 4. Teren wokół Centrum Handlowego

Przykład 2. Drogowa Trasa Średnicowa – jedna z podstawowych inwestycji drogowych na Górnym Śląsku, na znacznym odcinku przebiega przez tereny dotychczas niezagospodarowane, o niekorzystnej charakterystyce hydrogeologicznej i geologiczno-inżynierskiej.

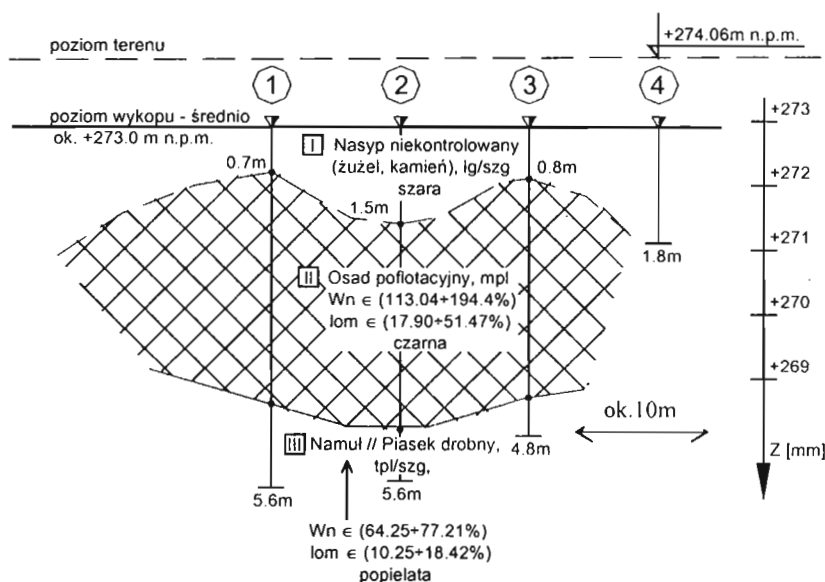
Zalegające przypowierzchniowo nasypy, w ogólności charakteryzują się zmiennym składem oraz zagęszczeniem, a także miąższością i wiekiem.

Charakterystycznym ich elementem są lokalnie występujące pustki i nieregularne soczewki gruntów organicznych [4].

Odpady poprzemysłowe były także lokowane w nierównościach i zagłębieniach terenowych, nierzadko pochodzenia górniczego. Odpadami zasypywano również oczka wodne, a także miejsca, z których wcześniej wybierano piasek lub żwir. I tak, przykładowo, gromadzony przez kilkadziesiąt lat (w sąsiedztwie ul. Wolności) żużel paleniskowy o $I_D \in 0,2 \div 0,35$ na długości nieco ponad 100m, osiągnął miąższość ok. 15m.

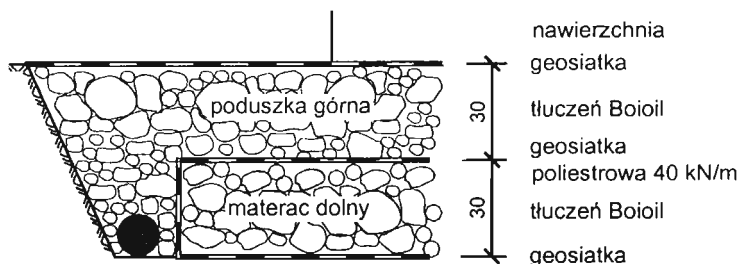
Innym rodzajem odpadów były różnego rodzaju osady, najczęściej w stanie płynnym, pochodzące z pobliskich hut. Tak też było np. w sąsiedztwie obecnej ul. Dąbrowskiego (rys. 5) [4].

W tych i innych podobnych przypadkach nasypy antropogeniczne sklasyfikowano jako niebudowlane, ale jednocześnie w każdym takim przypadku trasa drogowa została wykonana na uprzednio wzmocnionym podłożu gruntowym [4]. Podłoże wzmocniono, stosując: konsolidację dynamiczną, wbijane kolumny kamienne, wibroflotację, iniekcję, wymianę gruntów oraz ich zbrojenie geosyntetykami w postaci przepon lub geomateraców.



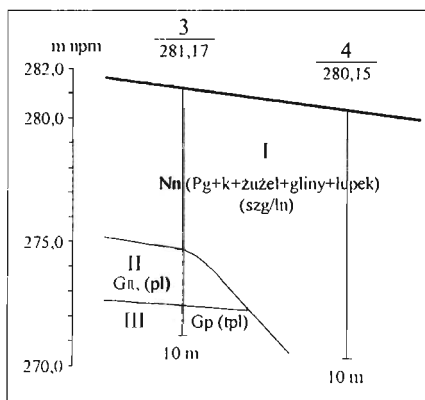
Rys. 5. Przekrój geotechniczny podłoża w rejonie ul. Dąbrowskiego

Ostatnie z rozwiązań zastosowano np. w przypadku ul. Dąbrowskiego. Wzmocnienie ma postać podwójnej poduszki (materaca) z tłucznia, zbrojonej geosiatkami (rys. 6). Dolną warstwę tworzy materac tłuczniowy, na którym uformowana jest druga warstwa – poduszka górna, pokryta prostą geosiatką dzielącą wzmocnienie od nawierzchni.



Rys. 6. Wzmocnienie podłoża nawierzchni DTŚ, ul. Dąbrowskiego (za [4])

Przykład 3. Atrakcyjny pod wieloma względami teren okazał się typową formą antropogeniczną, powstałą przed ok. 20 laty poprzez zasypianie naturalnego obniżenia terenowego warstwą nasypów (rys. 7). Podłoże do głębokości od 6,5 do



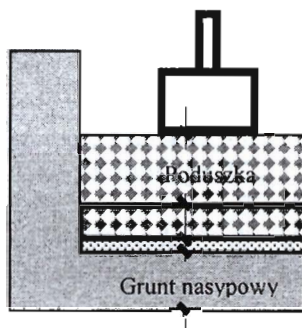
ponad 10m budowały nasypy, złożone głównie z odpadów i/lub gruntów spoistych o zróżnicowanym składzie i stanie fizycznym. Podścielały je rodzime grunty spoiste w stanie plastycznym i twardoplastycznym. W podłożu nie stwierdzono wody gruntowej.

Rys. 7. Przekrój geotechniczny

Wobec zróżnicowanego składu i stanu fizycznego gruntów nasypowych oraz ich zmiennej miąższości, nasyp zakwalifikowano jako niebudowlany, wykluczając równocześnie bezpośrednie posadowienie projektowanych obiektów. Były nimi wolnostojące wielorodzinne budynki mieszkalne oraz parterowe budynki jednorodzinne w zabudowie szeregowej.

Po szczegółowej analizie dostępnej dokumentacji i zebranych informacji, a także rozwiązań konstrukcyjnych projektowanych obiektów, zaproponowano (prof. M. Gryczmański z zespołem) bezpośrednie ich posadowienie,

z wykorzystaniem poduszek wzmacniających zbrojonych w strefie spągowej geomateracem (rys. 8). Przyjęcie takiej koncepcji uzależniono od wyników próbnych obciążeń. Geomaterac wykonano pod każdym z obiektów. Tworzył go grubookruchowy, różnoziarnisty materiał o grubości 30cm „owinięty” geosiatką i poduszką o miąższości 0,45m z podobnego materiału. Materiał wypełniający materac i poduszkę oraz 10-centymetrowa warstwa wyrównawcza z piasku były starannie zagęszczane. Obiekty realizowano w 2005 roku (rys. 9). Szczegóły na temat tej koncepcji, przebiegu próbnych obciążeń i monitorowania obiektów zawiera m.in. praca [1].



Rys. 8. Koncepcja posadowienia



Rys. 9. Obiekty w trakcie realizacji

Uwagi końcowe

Z treści przedstawionego referatu, wynikają następujące spostrzeżenia:

1. Nasypy, w tym także nasypy antropogeniczne, coraz częściej znajdują się w obszarze zainteresowania potencjalnych inwestorów. Norma PN-86/B-02480 nakazuje indywidualną ocenę ich przydatności pod zabudowę. U jej podstaw tkwi dobre rozpoznanie podłoża nasypowego. Bardzo istotną formą tego rozpoznania, obok form klasycznych, są, w przekonaniu autora: materiały archiwalne, informacje pozyskane poprzez wywiad i badania wstępne oraz badania dodatkowe (specjalne), takie jak np.: próbne obciążenia, próbne pompowanie, badania geofizyczne i fotograficzne oraz badania laboratoryjne z wykorzystaniem aparatury wielkowymiarowej.
2. Zagospodarowaniu nasypów, w tym nasypów niebudowlanych, sprzyjają oferowane przez współczesną geotechnikę różnorodne metody i zabiegi ulepszające słabe podłoże gruntowe.

3. W odniesieniu do nasypów, szczególnie ważne i celowe jest podjęcie ścisłej i ciągłej współpracy projektanta z geotechnikiem, geologiem lub hydrogeologiem i to możliwie na wczesnym etapie projektowania. Nie bez znaczenia jest tu Inwestor, którego aprobatą dla trozwiązywania tak bardzo trudnego problemu, jakim jest ostatecznie zagospodarowanie nasypów, jest kluczowa i wręcz decydująca.

Literatura

- [1] Bartoszek Z.: *Słabe podłoże wzmocnione poduszką i geomateracem – wyniki badań terenowych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej nr 29, Białystok, 2006
- [2] Gryczmański M., Sękowski J.: *Problemy i metody posadowienia na podłożach słabych*. VI Konferencja Naukowo-Techniczna. Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego. Warsztat Pracy. Cedzyna, 2000, s.35-50
- [3] Gryczmański M. i inni.: *Przykład przywrócenia dla budownictwa terenu geotechnicznie zdegradowanego*. XII KKMGiF, Szczecin-Międzyzdroje, 2000, cz. Ib, s.7-16
- [4] Gryczmański M., Sękowski J.: *Doświadczenia w budowie dróg na słabych podłożach gruntowych na przykładzie drogowej trasy średnicowej*. XLVI Techniczne Dni Drogowe, 2003, Szczyrk, s.67-77
- [5] Pisarczyk St.: *Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania*. Oficyna Wydawnicza Pol. Warszawskiej. Warszawa, 2004
- [6] Sękowski J.: *O potrzebie dokumentowania terenów zdegradowanych*. Konf. Naukowo-Techniczna. Zagospodarowanie gruntów zdegradowanych. Badania, kryteria oceny, rekultywacja. Mrągowo, ITB, 2002, s.17-24
- [7] PN-86/B-02480. *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*
- [8] PN-88/B-04481. *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*

NON-CONSTRUCTIONAL EMBANKMENTS – PROBLEMS AND CHALLENGES

Summary: The paper presents some problems and challenges related to the use of non-constructional embankments for development. Examples from building experience have been provided to illustrate discussed issues.

Tomasz Szczypiński¹, Agnieszka Myszkowska²

Konsolidacja gruntów słabych mieszaniną popiołowo-żużlową

Streszczenie: W województwie Zachodniopomorskim w ciągu ostatnich 13 lat wykonano wiele rekultywacji i makroniwelacji terenu, z zastosowaniem blisko dwóch milionów ton mieszaniny popiołowo-żużlowej. Obszar poddany makroniwelacji, zlokalizowany jest we wschodniej części Szczecina przy ul. Nad Odrą, pomiędzy fabryką papieru „Skolwin” i Hutą „Szczecin”. Istniejący obszar sięga 0,4m w części zachodniej do 1,5-2,0 m powyżej poziomu morza w części południowej. Rozwój regionu przy Rzece Odrze jest możliwy jedynie przy odpowiednim uzdatnieniu gruntów, co jest tańsze przy zastosowaniu mieszaniny popiołowo-żużlowej. Biorąc pod uwagę analizy uzyskane w grudniu 2004, okazuje się, że w punktach badawczych, po utworzeniu 2-3-metrowego nasypu z mieszaniny popiołowo-żużlowej, naprężenie graniczne p_1 wzrosło do około 7-35%, podczas gdy wartość modułu presjometrycznego osiąga 10-16%. Ściśliwe grunty organiczne charakteryzują się długim okresem kompresowania. Całkowita kompresja nastąpi nie wcześniej niż w ciągu kilkudziesięciu lat.

Wprowadzenie

Obszar gruntów słabych zajmuje 5% powierzchni Polski. Głównie są to torfy obejmujące 2 miliony ha. Z punktu widzenia geologiczno-inżynierskiego, torfy są słabymi gruntami i znacznie różnią się od gruntów mineralnych. Grunty organiczne są bardzo wrażliwe na każde zmiany stanu naprężenia i każde nawet najmniejsze obciążenie może skutkować ich nierównomiernym osiadaniem.

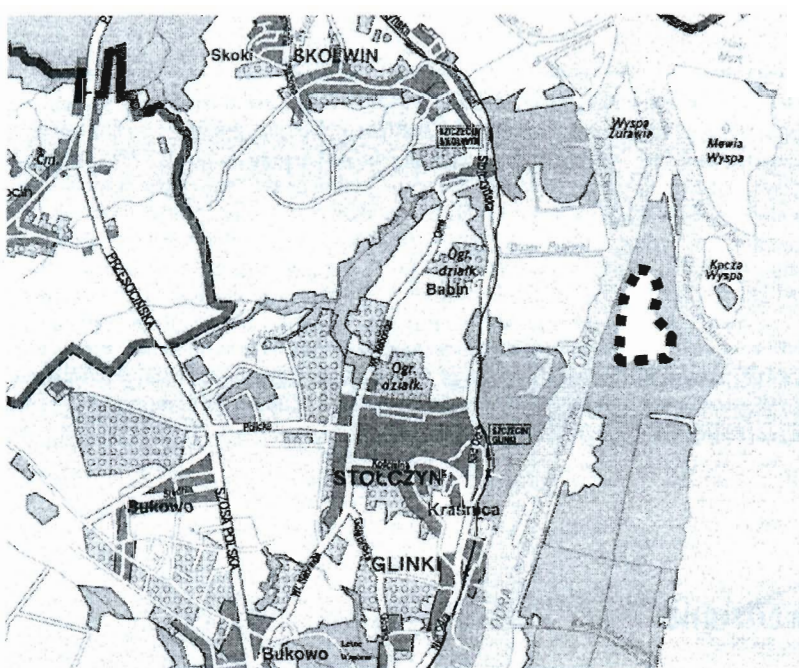
¹ mgr inż., „Ekotech” – Inżynieria Popiołów

² mgr inż., „Firma Agnieszka Myszkowska”

Polskie elektrownie i elektrociepłownie każdego roku produkują ok. 15 mln ton ubocznych produktów spalania węgla. Głównym ich zastosowaniem jest górnictwo, konstrukcje drogowe rekultywacje i makroniwelacje.

Obszar poddany makroniwelacji zlokalizowany jest we wschodniej części Szczecina przy ul. Nad Odrą, pomiędzy fabryką papieru „Skolwin” i Huta „Szczecin”. Istniejący obszar sięga 0,4m w części zachodniej do 1,5-2,0m powyżej poziomu morza w części południowej.

Rozwój regionu przy Rzece Odrze jest możliwy jedynie przy odpowiednim uzdatnieniu gruntów, co jest tańsze przy zastosowaniu mieszaniny popiołowo-żużlowej. Znaczna część obszarów nieużytkowych jest dodatkowo zdegradowana przez ludzi, głównie poprzez dzikie wysypiska śmieci.



Rys. 1. Obszar poddany makroniwelacji i badaniom

Celem badań było ustalenie aktualnego położenia stropu gruntów organicznych zalegających w podłożu działek – nr 2/4 i nr 2/7 przy ul. Nad Odrą w Szczecinie i konsolidowanych nasypem z mieszaniny popiołowo-żużlowej. Badania dotyczyły dwóch punktów badawczych nr 22 i 34. Wytyczono je metodą ortogonalną w nawiązaniu do stałych punktów w terenie. Do oceny porównawczej wykorzystano profile wierceń nr 22 i 34, które naniesiono na *Przekroju*

geotechnicznym po lewej stronie. Profile te, jak również wyniki badań presjometrycznych, dotyczące sytuacji sprzed rozpoczęcia uzdatniania terenu mieszaniną popiołowo-żużlową, pozwalają na odtworzenie pierwotnej morfologii terenu i dają informacje o całości serii organogenicznej (aktualne wiercenia wykonano tylko do 4,0-4,5m p.p.t.). Analizowano również wyniki badań presjometrycznych wykonanych w tych samych punktach badawczych, po nadsypaniu terenu mieszaniny popiołowo-żużlowej.

1. Materiał

Zgodnie z planem zagospodarowania przestrzennego, do makroniwelacji zastosowano głównie mieszaninę popiołowo-żużlową z Elektrowni Dolna Odra w Nowym Czarnowie. W celu przykrycia warstwy wierzchniej, zastosowana została mieszanina torfu i materiału lokalnego – istniejącego materiału pochodzącego z oczyszczania kanału wodnego. W niektórych miejscach wody gruntowe monitorowane były przez piezometry.

Od wielu lat na skalę masową w Polsce do prac geotechnicznych, w celach uzdatniania gruntu, stosowane są mieszaniny popiołowo-żużłowe. Zarówno w przypadku Skolwina, jak i innych makroniwelacji, nie rejestruje się wymywania szkodliwych substancji chemicznych.

2. Stan pierwotny

Na podstawie danych uzyskanych z badań presjometrycznych, określony został aktualny stan (stopień skonsolidowania) gruntów organicznych, który będzie stanowił tzw. „tło” dla dalszych analiz i oceny przebiegu konsolidacji tych gruntów pod obciążaniem ich kolejnymi warstwami mieszaniny popiołowo-żużlowej.

Metodą badawczą *in situ*, pozwalającą na ocenę cech mechanicznych gruntów organicznych, był presjometr Ménarda, stąd kryteriami podziału geotechnicznego były parametry presjometryczne: napężenie graniczne p_l i moduł E_M pozwalające na ustalenie nośności podłoża i jego podatności (ściśliwości). Analizowano wyniki badań presjometrycznych wykonanych w grudniu 2004 oraz w ramach dokumentacji archiwalnej w dwóch punktach badawczych – nr 22 i 34. Analiza dotyczy więc profili sprzed rozpoczęcia prac makroniwelacyjnych (z sierpnia 2004 roku) oraz po nadsypaniu i uzdatnieniu terenu mieszaniną popiołowo-żużlową (badania z grudnia 2004 roku).

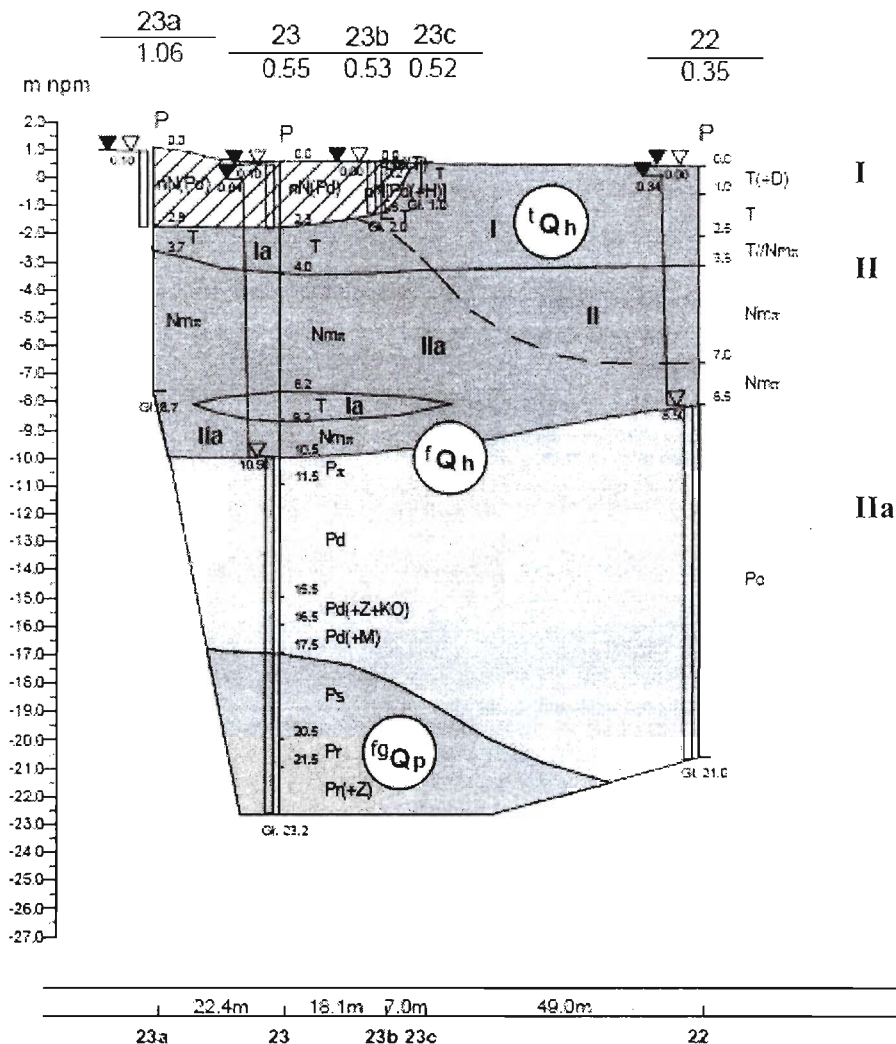
3. Warstwy

Średnie wartości parametrów geotechnicznych dla gruntów wydzielonych warstw I, Ia, II i IIa ustalono tzw. metodą „A”, według zaleceń normy PN-80/B-03020 [2], w oparciu o aktualne i archiwalne badania presjometryczne. Podział geotechniczny gruntów podłoża (z podaniem aktualnych uśrednionych wartości presjometrycznych dla wydzielonych warstw) przedstawia się następująco:

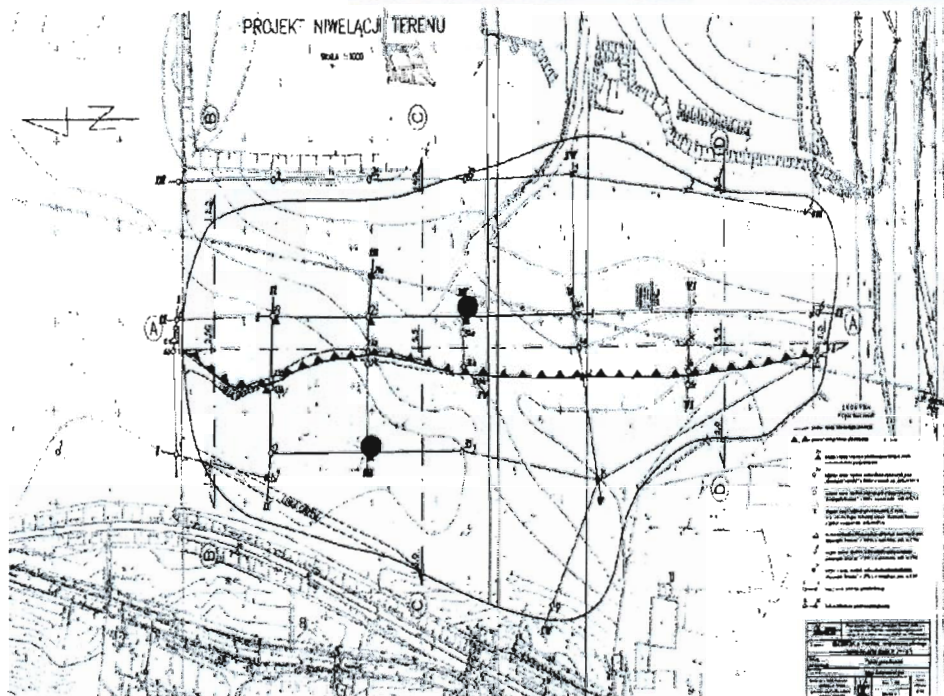
- warstwa I – torfy (słabsze) o charakterystycznych wartościach parametrów presjometrycznych: naprężenie graniczne $p_l = 101 \text{ kPa}$, moduł presjometryczny $E_M = 692 \text{ kPa}$ (do obliczeń metodą „A” przyjęto po 2 pomiary);
- warstwa Ia – torfy (mocniejsze) o wartościach naprężenia granicznego $p_l = 149 \text{ kPa}$ i modułu presjometrycznego $E_M = 693 \text{ kPa}$ (1 pomiar);
- warstwa II – namuły organiczne (słabsze) o charakterystycznych wartościach parametrów presjometrycznych: $p_l = 130 \text{ kPa}$ i $E_M = 779 \text{ kPa}$ (2 pomiary);
- warstwa IIa – namuły organiczne (mocniejsze) o średnich wartościach parametrów presjometrycznych: $p_l = 153 \text{ kPa}$ i $E_M = 861 \text{ kPa}$ (3 pomiary).

Należy zwrócić uwagę na nieco odmienne wartości stosunku modułu presjometrycznego E_M i naprężenia granicznego p_l , jakie spotyka się w torfach i namulach. W torfach wartości te wahają się od 4,6 do 6,9, w namulach zaś od 4,7 do 7,1. Średnie wartości wynoszą odpowiednio $E_M/p_l = 6,1$ i $E_M/p_l = 5,3$. Stąd moduły presjometryczne namulów są relatywnie nieco niższe niż torfów. Po części wynika to ze struktury torfów „wzmocnionych” nie rozłożonymi częściami roślin, po części jednak także z trudności w utrzymaniu nienaruszonej struktury ścianek otworu wierconego ręcznie w namulach.

W poniższej tabeli 1 zestawiono uzyskane z badań presjometrycznych i uśrednione wartości naprężenia granicznego (p_l) i modułu presjometrycznego (E_M) oraz stopień skonsolidowania (analiza porównawcza dla punktów badawczych nr 22 i 34 wykonanych w tych samych miejscach).



Rys. 2. Przykładowy przekrój z sierpnia 2004 roku, przed konsolidacją



Rys. 3. Obszar poddany makroniwelacji i badaniom

4. Etapy makroniwelacji

Przy ul. Nad Odrą w szczecinie uwzględniono w przeprowadzanym projekcie odpowiednie etapy:

- wypełnienie naturalnej depresji mieszaniną popiołowo-żuźłową oddzielnie zagęszczonymi warstwami;
- w następnej kolejności zostanie uformowana nawierzchnia (warstwa przykrywająca) oraz nastąpi przygotowanie gruntu pod przyszły rozwój przemysłowy.

Planowane poziomy niwelacji będą mieściły się w zakresie 2,0-6,0m ponad poziomem morza. Przestrzeń niwelowana obejmie 96 000-97 000m². Planowany czas wykonywania prac to 10 lat. Planuje się wbudować 1,2 mln ton mieszaniny popiołowo-żuźłowej. Każda warstwa jest zagęszczana do co najmniej $I_D = 0,50$.



Rys. 4. Prace niwelacyjne

5. Komprymacja

Narzędziem badawczym jest presjometr Ménarda. We wrześniu 2004 roku przeprowadzono pierwszy etap badań, które zrealizowano w sześciu punktach badawczych. Badania konsolidacji przeprowadzono obecnie tylko w dwóch punktach badawczych – nr 22 i nr 34. Nadsypano tam odpowiednio 3,1-metrową oraz 2,5-metrową warstwę mieszaniny popiołowo-żużlowej. Określony na tej podstawie aktualny stan gruntów organicznych będzie stanowił materiał porównawczy dla dalszych analiz oraz płaszczyznę oceny przebiegu konsolidacji tych gruntów pod obciążeniem kolejnymi warstwami mieszaniny popiołowo-żużlowej.

W ramach prac terenowych przeprowadzonych w dniu 6 grudnia 2004 r. wykonano 2 wiercenia mechaniczne $\varnothing$ 60mm do głębokości 11,6-11,7m p.p.t. (odwiercono 23,3 mb.), w których wykonano 9 pomiarów presjometrem.

Do oceny porównawczej wykorzystano przede wszystkim badania presjometryczne wykonane w tych samych punktach badawczych – nr 22 i 34 (w sierpniu przed ułożeniem mieszaniny popiołowo-żużlowej i w grudniu 2004 roku, po nadsypaniu i uzdatnieniu podłoża mieszaniną popiołowo-żużlową), jednakże w dalszej analizie – dla przybliżonych uogólnień – wykorzystano też wyniki pozostałych archiwalnych badań presjometrycznych z wymienionych dokumentacji archiwalnych nr 5751a i 5794.

Tabele 1 i 2 zamieszczone poniżej, prezentują średnie wartości nośności granicznej (p_l) i modułu presjometrycznego (E_M).

Tabela 1. Wyniki pomiarów dokonane w punkcie 22 [1]

Nr otworu	Głębokość (m)	Parametry geotechniczne					Nr warstwy	Typ gruntu
		E_M (kPa)	p_l (kPa)	E_M / p_l	p_r (kPa)	p_l / p_r		
22	4,0	598	86	6,9	70	1,2	I	Torfy
	5,0	786	116	6,8	92	1,3		
	6,0	893	126	7,1	95	1,3	II	Namul organiczny
	7,5	666	134	5,0	114	1,2		
	10,0	760	160	4,7	131	1,2	IIa	

Tabela 2. Wyniki pomiarów dokonane w punkcie 34 [1]

Nr otworu	Głębokość (m)	Parametry geotechniczne					Nr warstwy	Typ gruntu
		E_M (kPa)	p_l (kPa)	E_M / p_l	p_r (kPa)	p_l / p_r		
34	3,0	604	81	7,5	51	1,6	I	Torfy
	4,5	599	131	4,6	80	1,6	I a	
	6,0	721	178	4,0	104	1,7	II a	Namul organiczny
	8,0	730	168	4,3	115	1,5		

Z analizy wyników badań przedstawionych w tabelach 1 i 2 wynika, że w punktach nr 22 i 34 (materiał porównawczy stanowiły kolumny 3 i 4 z kolumnami 5 i 6), po uzdatnieniu podłoża mieszaniną popiołowo-żużlową, nastąpiła konsolidacja podłoża organicznego. Naprężenie graniczne p_l wzrosło o 7-35%. Wzrost wartości modułu presjometrycznego (E_M) sięga 10-16%. Najwyraźniejszy wzrost nośności gruntu (o ca 35%) nastąpił w stropowej partii torfów co jest zrozumiałe, ponieważ nastąpiło to bezpośrednio pod balastem mieszaniny popiołowo-żużlowej. Uogólniając, można stwierdzić, iż po nadsypaniu i uzdatnieniu terenu mieszaniną popiołowo-żużlową o miąższości 2-3m w krótkim okresie czasowym (4 miesiące), podłoże organiczne zostało częściowo skonsolidowane. Należy przy tym zwrócić uwagę, iż ściśliwe grunty organiczne (torfy i namuły) charakteryzują się długotrwałym okresem pełnej konsolidacji, zatem zakończenie procesu osiadań całkowitych pod zadany obciążeniem może nastąpić dopiero po kilkudziesięciu latach.

Wnioski

Bazując na analizie testów prezentowanych dla punktów testowych 22 i 34, napężenie graniczne p_l wzrosło o ca 7-35%. Wzrost wartości modułu presjometrycznego (E_M) sięga 10-16%. Najwyraźniejszy wzrost nośności gruntu (o ca 35%) nastąpił w stropowej partii torfów, co jest zrozumiałe, ponieważ nastąpiło to bezpośrednio pod balastem mieszaniny popiołowo-żużlowej. Generalnie można więc stwierdzić, że po wbudowaniu mieszaniny popiołowo-żużlowej o miąższości 2-3 metrów, grunty organiczne uzyskały częściową konsolidację w ciągu krótkiego okresu (4 miesiące). Ściśliwe grunty organiczne charakteryzują się długim okresem kompresowania, zatem całkowita komprymacja nastąpi nie wcześniej niż w ciągu kilkudziesięciu lat.

Literatura

- [1] *EKOTECH Inżynieria Popiołów* (Badania wykonane przez Przedsiębiorstwo Geologiczne GEOPROJEKT Szczecin)
- [2] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli.

PEAT CONSOLIDATION WITH BOTTOM ASH

Summary: In the Zachodniopomorskie Province (Poland) many reclamation and macro-levelling processes have been carried out in the last 12 years, with the use of nearly two million tons of fly ash. The area intended for levelling is located on the eastern side of Nad Odrą Street in Szczecin, between the Skolwin Paper Factory and Szczecin Steelworks. The existing ordinate of the ground ranged from 0.4 m in the western part to 1.5 – 2.0 m above sea level in the southern part. The geotechnical division of the substrate soil is the following: layer I – peat, (weaker), layer Ia – peat (stronger), layer II – organic mud (weaker), layer IIa – organic mud (stronger). Any industrial development of Odra river areas is possible only by preparation of the ground, which can be cheaper when fly ash is used. Nad Odrą Street due to the possible assigning of the land for industrial purposes, it is designed to fill the levelled ground with fly ash and slag mixture while keeping to the following conditions: filling gradually of the natural ground depression with fly ash and slag mixture in separately compacted layers, next forming of the ground surface (covering layer) and finally preparation of the ground for future industrial development. According to the design assumptions, mainly fly ash and slag mixture from Dolna Odra Power Plant in Nowe Czarnowo are to be used for levelling works. Water conditions are related to the geologic structure of substrate and water level in the adjacent channels and the Odra river. The basic water-bearing strata are river sand and glacial-water sand underlying the organic strata. The ash and slag mixture has been placed since

August 2004 in 0.5 m thick layers, except for the first bottom layer that was up to 2.0 m thick.

Based on the analysis of the test results reached in December 2004, it appears that in the test points, upon incorporation of fly ash and slag mixture and improvement of the ground with a layer of 2 – 3 m, the organic soil got partially consolidated within the short period of 4 months. The limit pressure p_l grew by approx. 7 – 35%, while the growth of the pressure meter modulus value (E_M) reaches 10 – 16%. Compressible organic soils are characterised with a long period of full consolidation. Completion of the process of consolidation will not occur earlier than after several tens of years.

*Wiktor S. Szokarew¹, Iwan W. Stepura¹, Nina S. Klepikowa²,
Anatolij W. Pawłow³, Władimir P. Pawlenko³*

Wzmacnianie podłoża gruntowego za pomocą technologii mieszania w głębnego gruntu

Streszczenie: W artykule opisano metodę wzmacniania podłoża gruntowego polegającą na niszczeniu struktury naturalnej gruntu wzdłuż głębokości, bez wynoszenia go na powierzchnię oraz wzmacniania spoiwem (mieszkanką cementową). Po stężeniu mieszanki cementowo-gruntowej wzmacnianej warstwy, powstaje kolumna utwardzonego gruntu o zwiększonej trwałości oraz twardości nie rozmiękającej w wodzie. Zastosowano metody: 1 – wzmacnianie kolumn cementowo-gruntowych pionowo pochyłych, w tym w gruntach nawodnionych w celu likwidacji zapadania podłoża; wzmocnienia podłoża zbrojeniem; zastosowanie poduszek gruntowych; 2 – poziome uzbrajanie w celu wzmocnienia podłoża w aktywnej strefie ściskania w gruntach słabych, w tym gruntach nawodnionych; 3 – urządzenie ścian podporowych: zastosowanie kolumn cementowo-gruntowe zbrojonych elementami stalowymi.

Wprowadzenie

Praktyka budowlana wykazała, że podczas wykonywania, jak i użytkowania obiektów budowlanych usytuowanych na słabych gruntach lessowych występuje potrzeba wzmocnienia lub polepszenia struktury całych warstw geologicznych. Instytut Naukowo-Badawczy Konstrukcji Budowlanych w Kijowie i Zaporozu (NIISK) już od lat wykorzystuje różne technologie wzmacniania gruntów

¹ dr. inż., Instytut Naukowo-Badawczy Konstrukcji Budowlanych w Zaporozu

² dr. inż., Instytut Naukowo-Badawczy Konstrukcji Budowlanych w Kijowie

³ mgr. inż., Instytut Naukowo-Badawczy Konstrukcji Budowlanych w Zaporozu

zapadowych oraz innych strukturalnie nietrwałych gruntów. Zastosowane przez Instytut technologie sprawdziły się oraz znalazły zastosowanie do wzmocnienia gruntów pod:

- przygotowanie nowych terenów dla potrzeb realizacji inwestycji,
- wykonanie rekonstrukcji terenów,
- a także do zabezpieczenia budowli będących w trakcie odkształcenia.

Wzmacnianie podziemne słabych struktur geologicznych gruntu może zostać wykonane za pomocą następujących metod:

- filtracyjnej,
- iniekcji strumieniowej – polegającej na wprowadzeniu do porów gruntu różnych środków wzmacniających,
- mieszania wglębnego rodzimego gruntu ze środkiem wzmacniającym.

Zauważono, że w ostatnich dziesięcioleciach znacznie zmieniły się warunki hydrogeologiczne. Zaobserwowano znaczne podwyższenie się poziomu wody gruntowej. Wystąpiły miejscowe podtopienia, a nawet zalania terenów. W związku z tym wykorzystanie technologii filtracyjnej jest mało skuteczne.

W ostatnich latach znaczne zastosowanie znalazła metoda wzmocnienia gruntu za pomocą tzw. zbrojenia – czyli wprowadzania do podłoża gruntowego odpowiednio sztywnych i wytrzymałych elementów zbrojeniowych (EZ). Dzięki temu, gruntowy maszyn izotropowy przekształca się w anizotropowy o wysokich właściwościach wytrzymałościowych. Takie wzmocnienie gruntu pozwala na jego dobre wykorzystanie, jak i zabezpieczenie budynków będących w stanie odkształcenia.

Szeroko stosowaną technologią zbrojenia gruntów słabych i zapadowych, o wysokim poziomie wód gruntowych, jest technologia wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej, polegająca na wykonaniu EZ za pomocą wiercenia otworów we wszystkich warstwach strukturalnie nietrwałego gruntu i formowania w wykonanym otworze elementu z zaczynu cementowego. Wadą tej metody jest duże zużycie zaczynu cementowego.

Należy także zauważyć, że równolegle jest opracowana i powszechnie stosowana metoda wzmacniania gruntów – podłoża gruntowego, polegająca na mieszaniu wglębnym gruntu [1].

Przedstawiona technologia jest skuteczna dla gruntów :

- lessowych,
- o słabych strukturach ,
- silnie nawodnionych.

1. Technologia mieszania wgłębnego gruntu

Technologia mieszania wgłębnego gruntu polega na przemieszaniu rodzimego gruntu wraz ze środkiem wiążącym (na przykład z zaczynem cementowym). Mieszanka gruntu ze środkiem wiążącym z czasem twardnieje i przekształca się w gruntobeton.

W tym celu opracowane są dwa warianty technologii zbrojenia gruntów za pomocą mieszania wgłębnego dla:

- likwidacji osiadań podłoża gruntowego,
- wzmacniania gruntów słabych, w tym również nawodnionych.

Do zastosowania tej technologii w praktyce NIISK opracował i produkuje odpowiedni sprzęt technologiczny.

W celu zbrojenia gruntów zapadowych, dla likwidacji zapaści podłoża gruntowego urządzenie EZ o podwyższonej sztywności, wykonywane jest w sposób następujący:

1. Za pomocą specjalistycznych wiertnic wykonuje się otwór główny o średnicy 100-130mm do głębokości poziomu wody podziemnej. Po osiągnięciu tego poziomu, wiertnica zaczyna się obracać się w kierunku przeciwnym do kierunku wiercenia. Wówczas zaczynają się odsłaniać noże mieszarki i jednocześnie wtłacza się przygotowany uprzednio odpowiedni zaczyn cementowy. Po osiągnięciu poziomu stabilnej warstwy gruntu, słup wiertniczy przemieszcza się do góry, nie przerywając wiercenia zwrotnego i jednocześnie wtłaczania zaczynu cementowego. W konsekwencji odbywa się niszczenie rodzimej struktury gruntu dookoła otworu głównego i dokładne wymieszanie go z iniektem. Po stwardnieniu mieszanki cementowo-gruntowej powstaje element zbrojeniowy o podwyższonej twardości oraz sztywności.

Wzmacnianie gruntów słabych i gruntów nawodnionych, poprzez podwyższenie ich nośności, wykonuje się bez otworu głównego.

EZ powstają na skutek przesunięcia osiowego oraz obracania się nadstawionych pustych żerdzi wiertniczych z mieszarką o średnicy 290mm i jednoczesnego wtłaczania pod ciśnieniem zaczynu cementowego, który miesza się z gruntem rodzimym. Mieszanie gruntu z iniektem odbywa się już w trakcie zagłębiania i wyciągania wiertła, co podwyższa jakość wykonania EZ i zapewnia jednorodność nowego materiału. Z upływem czasu, następuje twardnienie mieszanki cementowo-gruntowej. Tak wykonane wzmocnienie gruntu przez zastosowanie EZ, powoduje podwyższenie jego twardości i sztywności.

2. Urządzenia stosowane w technologii mieszania wglębnego gruntu

Przedstawioną technologię wzmacniania gruntu za pomocą mieszania wglębnego gruntu najczęściej stosuje się przy rekonstrukcjach obiektów budowlanych jak i do zabezpieczenia budynków w stanie odkształcenia. Nasz Instytut stosuje do tych robót sprzęt o możliwie małych gabarytach.

Przygotowanie zaczynu cementowo-wodnego wykonuje się zazwyczaj w mieszarkach (betoniarkach) o objętości 0,08-0,12m³, a powstały zaczyn cementowy wtłacza się pod ciśnieniem do 0,7MPa.

Zasadniczym elementem technologii mieszania wglębnego gruntu są odpowiednie urządzenia wiertnicze – wiertarki, które muszą posiadać określone parametry techniczne, a mianowicie:

- powinny posiadać odpowiedni moment skręcający do niszczenia struktury gruntu, jak i mieszania go z substancją wiążącą,
- posiadać możliwość wykonywania wierceń pod różnymi kątami nachylenia,
- posiadać możliwie minimalne gabaryty oraz stosunkowo mały ciężar urządzeń wiertniczych, ażeby pozwalały na prowadzenie prac w warunkach takich jak pomieszczenia piwniczne, gdzie zastosowane urządzenia można przesuwac tylko ręcznie.

W praktyce często znajdujemy się w sytuacji, kiedy wzmacnianie podłoża gruntowego lepiej jest wykonać za pomocą zbrojenia poziomego. W wielu przypadkach jest to jedyny możliwy wariant wzmacniania gruntów. Jednakże przy niemożności wykonania prac wiertniczych w środku budynku bez wysiedlania mieszkańców albo w razie potrzeby wzmacniania warstwy słabej (iłowatej) wchodzącej w skład podłoża piaskowego [2], w takim przypadku, znajdują zastosowanie wiertnice (opracowane i wyprodukowane przez NIISK) do wykonywania poziomych wierceń w gruncie. Wówczas można docenić ich zalety: niewielkie gabaryty i mały ciężar. Przedmiotowe wiertnice mają również zastosowanie do robót związanych z prostowaniem budynków wychylonych z pionu (rektyfikacja obiektów za pomocą metody ziemnej). Do wzmacniania podłoża gruntowego, za pomocą zbrojenia poziomego, wykonuje się wykop z jednej strony budynku na odpowiedniej głębokości, w którym następnie przygotowuje się torowisko.

Torowisko w wykopie jest wykonane z odpowiednio ułożonych szyn, po których będą mogły poruszać się wiertnice do wykonywania wierceń. Za pomocą

wiertnic są wykonywane poziome elementy zbrojeniowe w technologii mieszania wglębnego gruntu.

Tabela 1. Obiekty, dla których zastosowano metodę wzmacniania podłoża gruntowego za pomocą technologii mieszania wglębnego gruntu

Obiekt wprowadzenia	Przeznaczenie	Usytuowanie elementów zbrojeniowych	Długość elementu zbrojeniewego [m]	Ilość elementów zbrojeniewych [szt]
Rekonstrukcja dworca kolejowego w Melitopolu	Wzmacnianie podłoża gruntowego	Pochyle	6-8	425
Budynek w stanie awaryjnym w Selidowo	Wzmacnianie podłoża gruntowego	Pochyle	4-5	218
Centrum handlowe w Zaporozu	Czasowa ścianka podporowa	Pionowe, zbrojone szkieletem metalowym na głębokości 5 m	8	165
Budynek w stanie odkształcenia w Nikolajewie	Wzmacnianie słabej warstwy ilastej podłoża piaskowego	Poziome	14	86
Rekonstrukcja budynku biurowego w Dniepropietrowsku	Wzmacnianie podłoża gruntowego	Pochyle	6-8	368
Rekonstrukcja budynku biurowego w Zaporozu	Wzmacnianie podłoża gruntowego	Poziome	17	290
Filia banku „Prombank” w Zaporozu	Urządzenie podłoża przybudowy	Pionowe	6	65
Rekonstrukcja kinoteatru w Zaporozu	Wzmacnianie podłoża gruntowego	Pochyle	8	110
Budowla „Oszczadbanku” w stanie odkształcenia	Wzmacnianie podłoża gruntowego, rozbudowa fundamentów	Pionowe	6	555

3. Monitorowanie prowadzonych robót wzmacniających podłoże

Do monitorowania procesu wzmacniania podłoża gruntowego, za pomocą technologii mieszania wglębnego gruntu używa się informacyjno-pomiarowego systemu sterowania automatycznego. System „Monitorowanie” opracowany został przez specjalistów NIISK oraz Sp. z o. o. „Geoinżyniering” z wykorzystaniem uniwersalnych czujników indukcyjnych. System ten pozwala pokazać kierunek i wielkość przesunięcia obiektu budowlanego z dokładnością do 0,001mm, jak i odpowiadającą mu wielkość pochylenia. Na podstawie otrzymanych danych, oblicza się względne osiadania obiektów podczas czasu obserwacji. W razie pojawienia się dodatkowych osiadań w trakcie wzmacniania podłoża gruntowego, można wnieść korektę do stosowanej technologii, na przykład zmieniać kolejność urządzenia EZ.

4. Zastosowanie metody w praktyce

W tabeli 1 wyszczególniono spis obiektów, dla których została zastosowana technologia wzmacniania podłoża gruntowego za pomocą mieszania wglębnego gruntu.

Literatura

- [1] Stepura I.W., Pawłow A.W.: *Burosmesitelnaja technologia i osnastka dla armirowanija prosadocznych i słabych gruntow*. Trudy IV Ukrainskoj nauczno-technicznej konferencji „Mechanika gruntow ta fundamentobuduwanija”. Budiwelni konstrukcii, wyp. 53. Kniga 2. Kiew, 2000, 186-189
- [2] Szokarew W.S., Stepura I.W., Pawłow A.W., Pawlenko W.P.: *Gorizontalnoje armirowanije gruntow*. Trudy nauczno-technicznego seminarja „Armuwanija gruntowego masywu pry budiwnyctwi, rekonstrukcii, zachystu budiwel ta sporud”. Budiwelni konstrukcii, wyp. 55. Kniga 2. Kiew, 2001, 138-140

GROUND BASE STRENGTHENING WITH BORE- MIXING TECHNOLOGY

Summary: Method for ground base strengthening based on destruction of natural ground structure on depth without of lifting on surface and with next grouting is describer there. After ground-cement mixture the column is forming from hardened ground with both high durability and rigidity and water-resistant. Method is applied for: strengthening of ground-cement tilted columns including at watered grounds for base settlements elimination, base strengthening by reinforcing and ground stand installation; horizontal reinforcing for base strengthening at active zone of compressing at poor-bearing soils including watered ones; retaining walls installation as ground-cement columns reinforced by steel elements.

Michał Topolnicki¹, Grzegorz Sołtys², Waldemar Kwiatkowski³

Wgłębne zagęszczenie podłoża oraz przestrzenna analiza MES posadowienia wieżowca *Sea Towers* w Gdyni

Streszczenie: Fundament budynku obejmuje żelbetową płytę opartą na układzie trzech zespołów ścian szczelinowych oraz na gruncie. Ze względu na konieczność współpracy z gruntem pod płytą, zaprojektowano i wykonano zagęszczenie podłoża za pomocą wibratorów wgłębnych systemu Kellera. Przedstawiono przebieg robót oraz badania kontrolne. Dla sprawdzenia wzajemnego oddziaływania układu: płyta - ściany szczelinowe – podłoże, po wzmocnieniu gruntu, wykonano i opisano przestrzenne obliczenia MES.

Wstęp

Budowany obecnie w Gdyni budynek mieszkalny z częścią usługowo-biurową, o nazwie *Sea Towers*, zlokalizowano w centrum miasta, bezpośrednio przy Nabrzeżu Prezydenta. Budynek ma ciekawą architekturę i składa się z dwóch wież liczących 36 i 28 kondygnacji, połączonych łącznikiem (rys. 1). Wyższa wieża, wraz z masztem antenowym, będzie miała wysokość 138m, a na jej ostatniej kondygnacji znajdzie się taras z rozległym widokiem na Zatokę Gdańską. W *Sea Towers* znajdzie się również kompleks rekreacyjno-rozrywkowy o powierzchni 1300m², a w nim: dwa baseny i salony odnowy biologicznej, strefa

¹ prof. dr hab. inż., Politechnika Gdańska i „Keller Polska” Sp. z o.o.

² dr inż., „Keller Polska” Sp. z o.o.

³ mgr inż., „Keller Polska” Sp. z o.o.

aktywnego wypoczynku z siłownią, salą do gry w squasha, sale do aerobiku i fitness oraz bar i ogród zimowy. Trzy dolne kondygnacje przeznaczono na eleganckie biura i lokale usługowe.



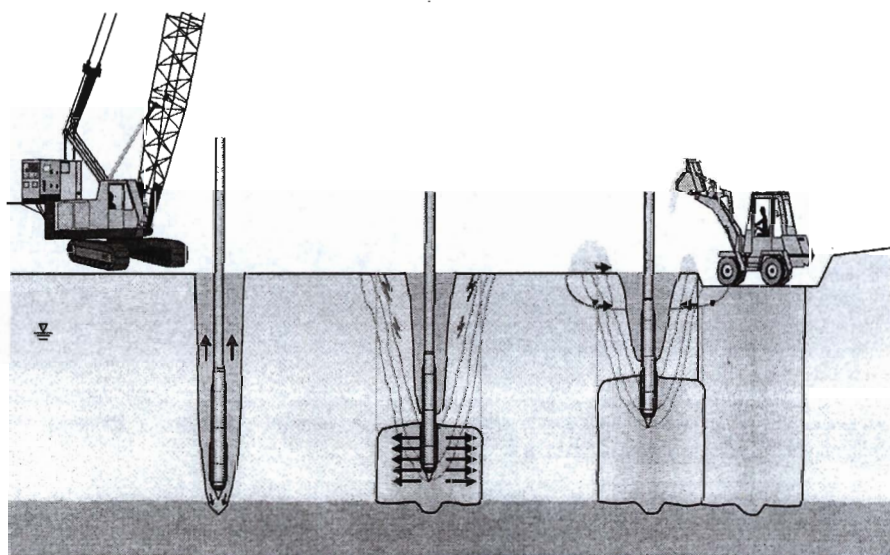
Rys. 1. Widok Sea Towers od strony Basenu Prezydenta w Gdyni (wizualizacja budynku udostępniona przez „Invest Komfort” SA)

Fundament budynku obejmuje żelbetową płytę o grubości od 0,6 do 2,4m, opartą na układzie trzech niezależnych zespołów ścian szczelinowych, sięgających od 11,5 do 14,2m poniżej spodu płyty oraz na gruncie. Naciski charakterystyczne pod płytą fundamentową wynoszą około 500-600kPa w rejonie wież oraz 40-150kPa pod częścią usługową. Ze względu na konieczność włączenia podłoża pod płytą, do współpracy zaprojektowano i wykonano za pomocą metody wibroflotacji zagęszczenie gruntów piaszczystych do głębokości od 5 do 8m poniżej platformy roboczej (+1,6m).

1. Projekt wzmocnienia gruntu i wykonawstwo robót

W rejonie posadowienia budynku występują głównie grunty niespoiste, w przewadze piaski drobne i średnie, z lokalnymi przewarstwieniami namułu (por. rys. 5 i tab. 1). Na głębokości około 35-38m występuje warstwa łu o miąższości ok. 0,5-3m. Pas terenu przylegający do Nabrzeża Prezydenta, o szerokości ok. 50m, w czasie budowy portu gdyńskiego, wykorzystano do prefabrykacji i wodowania skrzyń żelbetowych metodą podczyrpywania. Z tego powodu w tym obszarze występują grunty narefulowane, o stopniu zagęszczenia od 0,25 do 0,50. Niżej zalegające piaski są zagęszczone ($I_D = 0,7$).

Obszar wzmocnienia gruntu podzielono na trzy strefy, w których głębokość zagęszczania sięgała odpowiednio do rzędnej: -3,4, -4,4 i -6,4m p.p.m. Podłoże gruntowe zagęszczono za pomocą wibratorów wgłębnych systemu Kellera, swobodnie zawieszonych na dźwigu, które pogrążano w grunt do planowanej głębokości pod wpływem wibracji oraz ciężaru własnego (rys. 2). Nie stosowano płuczki wodnej ani powietrznej. Łącznie wykonano zagęszczenie w 1112 punktach.



Rys. 2. Zasada wgłębного zagęszczania gruntu za pomocą wibratorów systemu Kellera

Dla punktów zagęszczenia w siatce 3x3m zastosowano pojedynczy wibrator typu S, o mocy 120kW, sile odśrodkowej 230kN, częstotliwości drgań 30Hz i amplitudzie drgań około 20mm, a dla punktów zagęszczenia w siatce 2x2m dwa równolegle pracujące wibratory typu M, o mocy 55kW, sile odśrodkowej 146kN,

częstotliwości drgań 50Hz i amplitudzie drgań około 8mm, zawieszone na trawersie dźwigowym.

W czasie zagęszczania wglębnego dosypywano kruszywo o uziarnieniu 0-32 mm, zawartości frakcji pyłowej poniżej 4% i wskaźniku $U = d_{60}/d_{10} > 3$, w ilości zależnej od objętości tworzących się lejów i reakcji podłoża na zagęszczanie. Łącznie do doziarnienia gruntu zużyto 2322 tony kruszywa.

W trakcie wykonywania robót kontrolowano rzędną poziomu roboczego. Średnie obniżenie terenu po wykonaniu wzmocnienia podłoża wyniosło 19cm, co bezpośrednio wskazuje na dużą skuteczność zastosowanej metody wglębnego zagęszczenia gruntu. Na rysunku 3 pokazano widok dna wykopu.



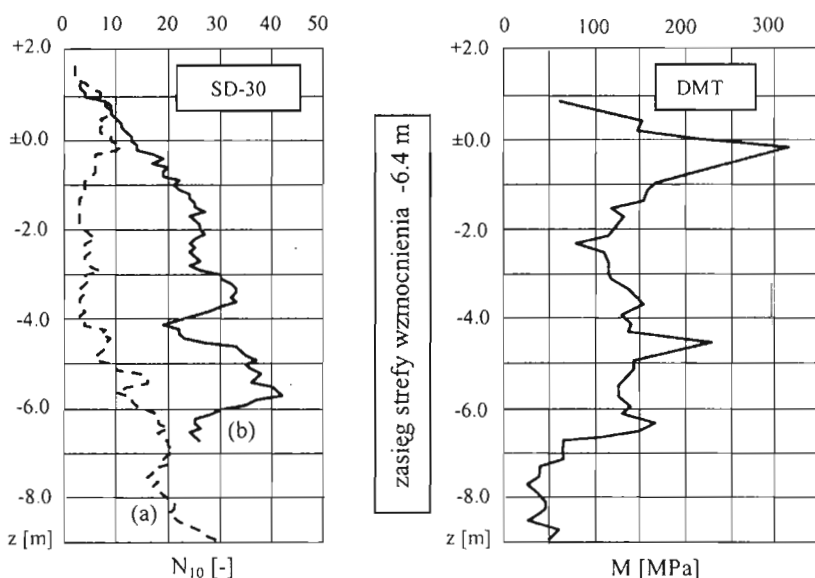
Rys. 3. Widok powierzchni dna wykopu (na pierwszym planie widoczne miejsca zagęszczania i wprowadzania kruszywa w podłoże; w tle: wykonywanie warstwy podbetonu i zbrojenia płyty fundamentowej)- zdjęcie „Invest Komfort” S.A

2. Badania kontrolne zagęszczenia gruntu

W ramach badań kontrolnych uzyskanego stopnia zagęszczenia wykonano sondowania sondą dynamiczną SD-30, w tym 14 badań przed i 17 po wzmocnieniu oraz dodatkowo 6 sondowań statycznych z pomiarem ciśnienia porowego CPTU

oraz 7 badań dylatometrycznych po zakończeniu robót. Badania te wykonano niezależnie od badań kontrolnych przeprowadzonych przez nadzór geotechniczny.

Na rysunku 4 przedstawiono przykładowe sondowania dynamiczne, wykonane w tym samym miejscu przed (a) i po (b) wzmocnieniu podłoża, które pokazują osiągnięty stopień poprawy zagęszczenia gruntu. Badania dylatometryczne wykorzystano natomiast do bezpośredniego wyznaczenia modułu podatności podłoża w strefie wzmocnienia, przy czym, zgodnie z zaleceniem konstruktora obiektu, wymagane było osiągnięcie wartości edometrycznego modułu ścisłości co najmniej 80MPa.



Rys. 4. Sondowanie dynamiczne sondą średnią SD-30 przed (a) i po (b) wzmocnieniu, wykonane przez „Z-Soil” z Bydgoszczy; badanie dylatometryczne po wzmocnieniu (DMT), wykonane przez „Geoteko” z Warszawy

3. Przestrzenna analiza posadowienia budynku na wzmocnionym podłożu

Analizę posadowienia budynku wykonano w celu obliczeniowego sprawdzenia osiadania wieżowca i deformacji płyty, biorąc pod uwagę zakres wykonanego wzmocnienia podłoża oraz wzajemne oddziaływanie płyty fundamentowej, ścian szczelinowych i gruntu. Ze względu na złożoną geometrię

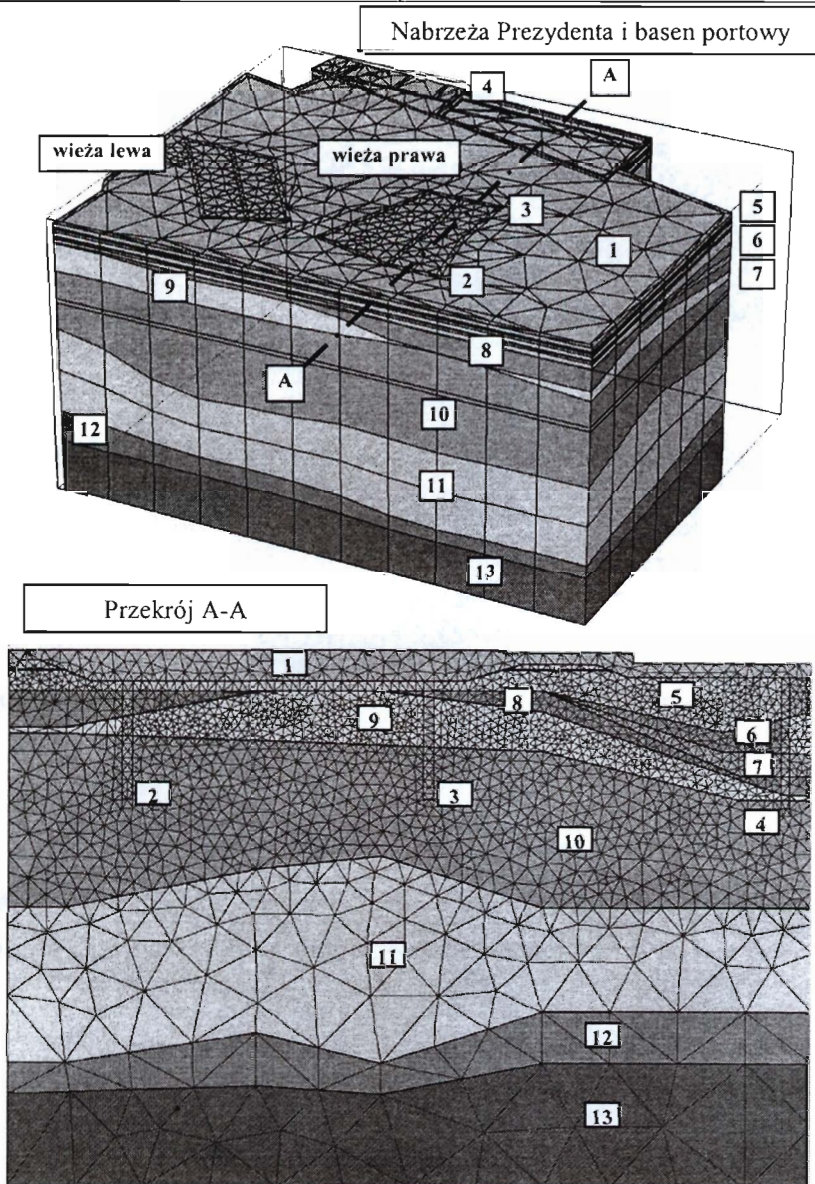
całego fundamentu i budowy podłoża, obliczenia MES wykonano w układzie przestrzennym, wykorzystując do tego program „PLAXIS” 3D. Przyjęto uśrednione obciążenia płyty fundamentowej, oszacowane z zapasem w stosunku do rzeczywistego rozkładu obciążeń, które w większym stopniu przenoszą się na ściany szczelinowe niż to wynika z założonego równomiernego rozkładu nacisku. W odniesieniu do analizy osiadania całej płyty fundamentowej takie przyjęcie odpowiada obliczeniowemu sprawdzeniu sytuacji bardziej niekorzystnej. Warstwy o numerach 5 do 13 wymodelowano w układzie przestrzennym, biorąc pod uwagę wszystkie zgromadzone informacje o budowie podłoża. Budowę modelu i układ warstw w wybranym przekroju poprzecznym A-A pokazano na rysunku 5. Parametry fizyczno-mechaniczne wydzielonych warstw zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry grunlowe dla sprężysto-plastycznego modelu Coulomba-Mohra

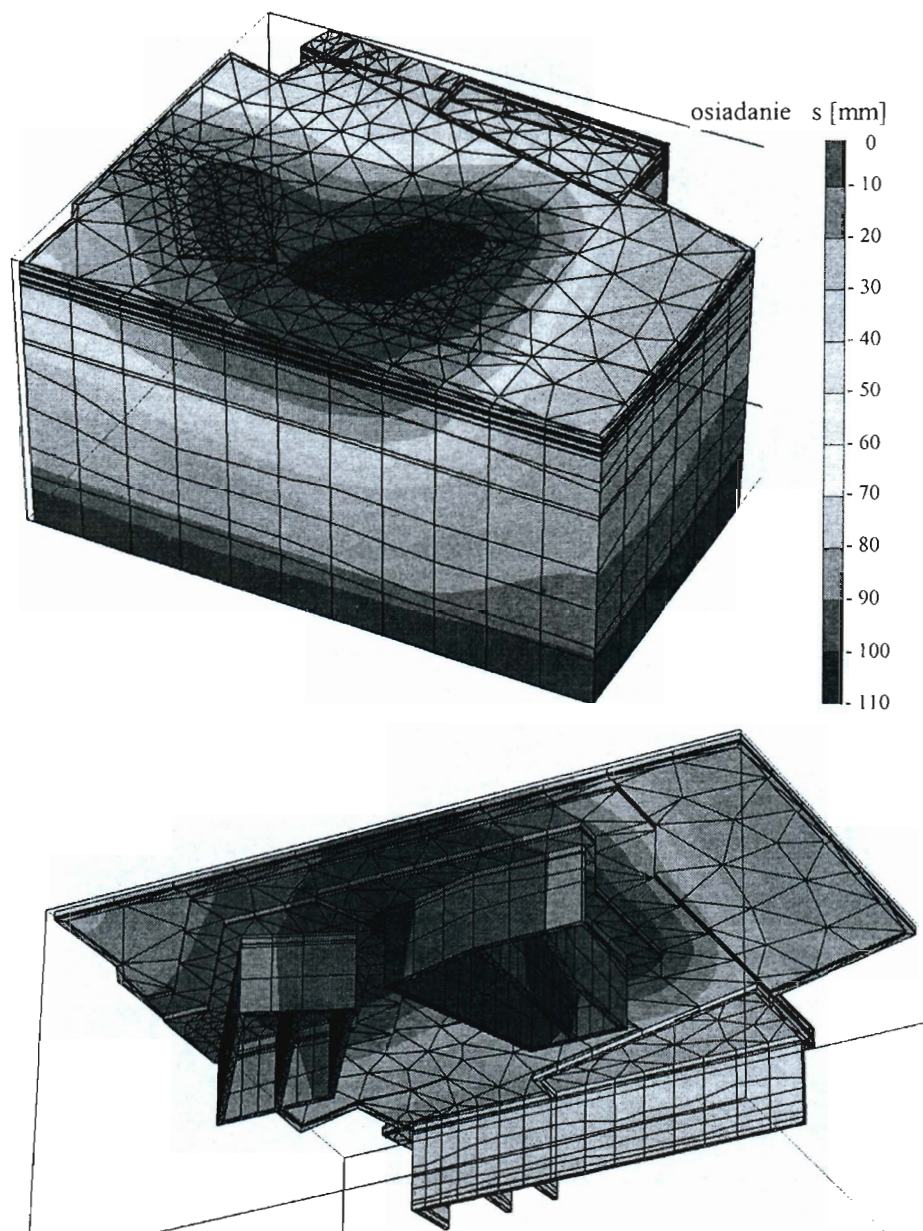
Warstwa	Rodzaj gruntu	γ [kN/m ³]	ν [-]	M [kN/m ²]	c [kN/m ²]	φ [°]
5	Pd, Ps	19,0	0,30	160 ¹⁾	0	33
6	Pd, Ps	19,0	0,30	40	0	30,5
7	Nm, Pd	18,5	0,25	20	0	29
8	Pd, Ps	20,0	0,27	150 ¹⁾	0	31,5
9	Po	21,0	0,20	200 ¹⁾	0	35
10	Pd, Ps, Pr	20,0	0,27	86	0	31,5
11	Po	21,0	0,20	200	0	35
12	Il	20,0	0,25	70	50	31
13	Pd, Ps, Pr	20,0	0,30	150	0	33

¹⁾ parametry po wzmocnieniu

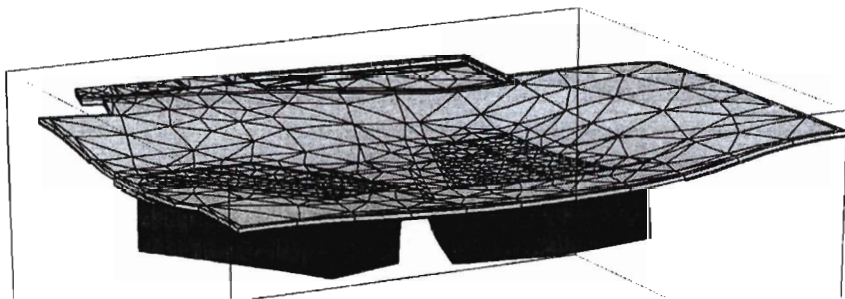
Na rysunkach 6 i 7 pokazano obliczone osiadania budynku oraz uzyskane odkształcenie płyty fundamentowej. Maksymalne osiadanie pod wieżą wyniosło 10,3cm.



Rys. 5. Przestrzenny model płyty fundamentowej, ścian szczelinowych i podłoża gruntowego (1 – płyta fundamentowa, 2-4 – ściany szczelinowe, 5-6 – piasek drobny, 7 – namuł/piasek drobny, 8-11 piaski, 12 – il, 13 – piasek)



Rys. 6. Obliczeniowe osiadanie wieżowca po wykonaniu wglębnego zagęszczenia gruntu



Rys. 7. Obliczeniowe odkształcenie płyty fundamentowej po wykonaniu wgłębego zagęszczenia gruntu

Podsumowanie

Opisane rozwiązanie z zastosowaniem metody wgłębego zagęszczenia podłoża, wprowadzono – jako alternatywę – dla planowanego pierwotnie wzmocnienia gruntu za pomocą układu 1312 sztuk kolumn „Jet Grouting”, o średnicy 80cm i długości średniej 3,5m. Pozwoliło to na ponad trzykrotne zmniejszenie kosztu wzmocnienia gruntu oraz na znaczące przyspieszenie wykonania robót. Przeprowadzone badania kontrolne oraz zaawansowane obliczenia potwierdziły zasadność rozwiązania wdrożonego przez „Keller Polska”.

DEEP COMPACTION AND SPATIAL FEM ANALYSIS OF THE FOUNDATION OF SEA TOWERS SKY SCRAPER IN GDYNIA

Summary: The foundation of the Sea Towers consists of reinforced concrete slab, which is supported on three diaphragm walls units and on the subsoil. Since full interaction on the subsoil was essential for the design, soil compaction by means of Keller's deep vibrators has been designed and executed. The construction works and quality control tests are presented. To check the resulting interaction pattern of the slab – diaphragm walls – soil system after ground improvement spatial FEM calculations were conducted and are described.

Krzysztof Trojnar ¹

Ocena współpracy z podłożem przyczółków mostowych posadowionych na palach, zagłębionych w nasypie

Streszczenie: W artykule przedstawiono przebieg kontroli inklinometrycznej pali fundamentowych zagłębionych w podłożu, obciążonym ciężarem nasypu. Dzięki zainstalowaniu w trzonach pali inklinometrycznego systemu pomiarowego, możliwe było porównanie współpracy z podłożem dwóch przyczółków mostowych zlokalizowanych po obu stronach rzeki. Na podstawie badań ustalono odkształcenia trzonów pali w gruncie i oszacowano wartość zmniejszenia parcia na jedną z podpór z powodu pozostawienia w nasypie betonowego bloku oporowego. Pomierzone wartości ugięć badanych pali, porównano z wynikami obliczeń projektowych. Wyniki pomiarów umożliwiły zweryfikowanie przyjętych wcześniej założeń projektowych, dotyczących niezbędnego zakresu przebudowy istniejącego mostu.

Wprowadzenie

Przy projektowaniu przyczółków mostowych, posadowionych na palach, istotne znaczenie ma właściwa ocena oddziaływania nasypu na wielkość bocznego obciążenia fundamentu parciem gruntu. Ma to szczególne znaczenie w przypadkach, gdy nasyp spoczywa na warstwie słabego podłoża. W polskiej normie PN-83/B-02482 podane są ogólne zalecenia i klasyczny wzór do obliczania dodatkowego parcia. Projektanci stosują też różne inne wzory, umożliwiające określenie wartości tego parcia. Przegląd metod obliczeniowych zawiera monografia [4]. W przypadku podpór mostowych, często wykorzystuje się

¹ dr inż., Politechnika Rzeszowska

propozycję Ługi [1,2,3]. Zakłada się w niej, że poziome oddziaływanie nasypu występuje w podłożu tylko do pewnej głębokości, którą można określić w zależności od rodzaju gruntu i wysokości nasypu. W praktyce współpraca przyczółków mostowych z podłożem gruntowym ma charakter złożony. Potwierdzają to opublikowane wyniki badań parcia słabej warstwy podłoża [4], dotyczące w szczególności wpływu tarcia negatywnego, pełzania i konsolidacji oraz zmian wytrzymałości i przebiegu deformacji słabego podłoża w czasie. Istotne znaczenie ma również kolejność wykonania nasypu i fundamentu.

W pracy przedstawiono przebieg inklinometrycznej kontroli odkształceń pali stanowiących fundament podpory mostu, zagłębionych w podłożu obciążonym ciężarem nasypu. Dzięki zainstalowaniu w trzonach pali inklinometrycznego systemu pomiarowego, możliwe było porównanie współpracy z podłożem dwóch przyczółków zlokalizowanych po obu stronach rzeki [5]. Ustalono odkształcenia pali w gruncie i oszacowano wartość zmniejszenia parcia na jedną z podpór z powodu pozostawienia w nasypie betonowego bloku oporowego. Wyniki pomiarów umożliwiły zweryfikowanie przyjętych wcześniej założeń projektowych, dotyczących niezbędnego zakresu przebudowy istniejącego mostu.

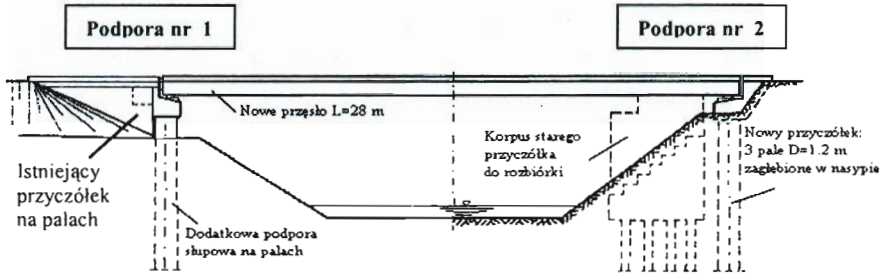
1. Charakterystyka obiektu mostowego i koncepcja jego przebudowy

Modernizowany most został zbudowany ok. 1929 roku. Jego konstrukcję stanowią dwa stalowe dźwigary kratownicowe o długości 22m, oparte na starych betonowych przyczółkach. Ze względu na zbyt małą szerokość użytkową pomostu i niewystarczającą nośność przęsła, zaplanowano przebudowę obiektu z wykorzystaniem istniejących podpór. Ponieważ brak było informacji o podporach i ich fundamentach, prace projektowe poprzedzono wykonaniem ekspertyzy konstrukcji dolnej mostu [6]. Ogólny stan korpusów podpór ustalono na podstawie przeglądu ich uszkodzeń, pomiarów inwentaryzacyjnych i badań materiałowych. W celu rozpoznania fundamentów, wykonano wykopy kontrolne (odkrywki) i geotechniczne sondowanie podłoża. Ustalono, że przyczółki są posadowione na palach drewnianych. Ilość pali w fundamencie, ich długość i nośność określono na podstawie szczegółowej analizy obliczeniowej [7]. Wyniki analizy wykazały, że nie można wykorzystać starych podpór do przeniesienia nowych obciążeń, wynikających z przebudowy przęsła i konieczności zwiększenia o 1,5m wysokości nasypów na dojazdach do mostu. Założono więc wymianę konstrukcji przęsła na nowe, dłuższe i wykonanie żelbetowych podpór palowych

zlokalizowanych w osi istniejącego obiektu i zagłębionych w nasypach (rys. 1). Ustalono, że istniejące betonowe korpusy podpór mostu będzie można pozostawić w skarpach nasypu, bez konieczności ich rozbierania. Dotychczasowe przyczółki będą spełniać rolę ścian oporowych, a obciążenia pionowe z nowego przęsła przejmą żelbetowe podpory palowe zagłębione w nasypach. Fundamenty nowych podpór należało wykonać w sąsiedztwie wbitych w podłoże pali drewnianych. Aby zminimalizować niebezpieczeństwo kolizji nowego fundamentu ze starym, postanowiono posadowić nowe przyczółki na palach wierconych $\varnothing$ 1,2m, zlokalizowanych odpowiednio przed i za starymi betonowymi podporami. Fundament przyczółka nr 1 wykonano bliżej brzegu rzeki. W efekcie tego możliwe było przyjęcie do obliczeń mniejszej wartości parcia nasypu na korpus nowej podpory i zmniejszenie oddziaływania parcia słabych warstw gruntu na pale. Przyczółek nr 2 wykonano za istniejącą podporą (od strony nasypu), z pozostawieniem nierozzebranych fragmentów starego przyczółka w skarpie nasypu. Poprawność przyjętych założeń dotyczących współpracy obu przyczółków z podłożem gruntowym sprawdzono w trakcie budowy, wykonując badania inklinometryczne pali. Widok przebudowanego mostu pokazano na rysunku 2.

2. Warunki geotechniczne podłoża i charakterystyka pali

Podłoże w rejonie mostu stanowią stare nasypy drogowe o wysokości do 4m, zbudowane na osadach holocenijskich w postaci grubej warstwy mad rzecznych, przedzielonych namułami organicznymi o konsystencji plastycznej i miękkoplastycznej. Mady zalegają do głębokości 11,6m p.p.t. i są zróżnicowane od mało spoistych pyłów i pyłów piaszczystych, przez gliny, do ilów. Pod madami zalegają miękkoplastyczne żwiry gliniaste i średniozagęszczone żwiry o miąższości 0,4-1,4m. Poniżej żwirów zalegają ropy pylaste, powstałe ze zwietrzenia łupków pstrych i gliny pylaste związane z przewarstwieniami pyłu piaszczystego o konsystencji twardoplastycznej. W czasie wierceń geotechnicznych napotkano na wodę gruntową na głębokości 1,5-3m poniżej wierzchu nasypu oraz w obrębie żwirów 9-13m p.p.t. W drugim poziomie woda gruntowa miała napięte zwierciadło, które stabilizowało się na głębokości 1,8-3,8m p.p.t. Układ warstw geotechnicznych podłoża pokazano na rysunku 3. Projektowany fundament każdej podpory stanowią trzy pale $\varnothing$ 1,2m o długości 15m, rozmieszczone w rzędzie, co 4m. Trzony pali przechodzą przez warstwy słabych gruntów, charakteryzujących się niewielkimi oporami tarcia. Podstawy pali zagłębiono w twardoplastycznym gruncie spoistym i poszerzono je za pomocą rozwiertaka do średnicy 2m.



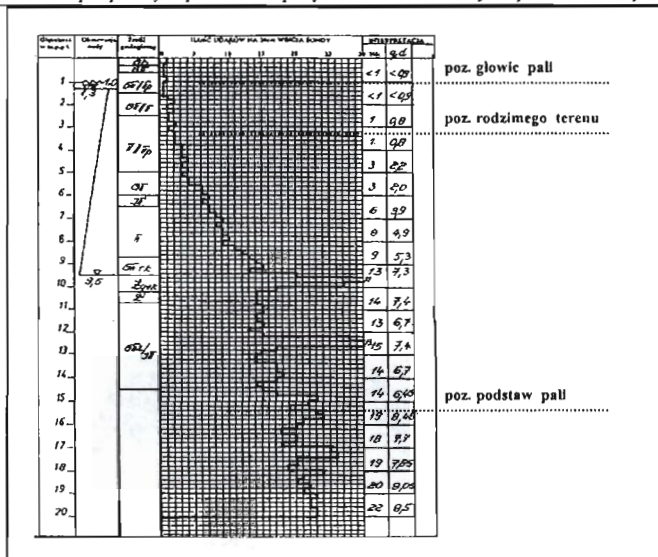
Rys. 1. Założenia przebudowy mostu



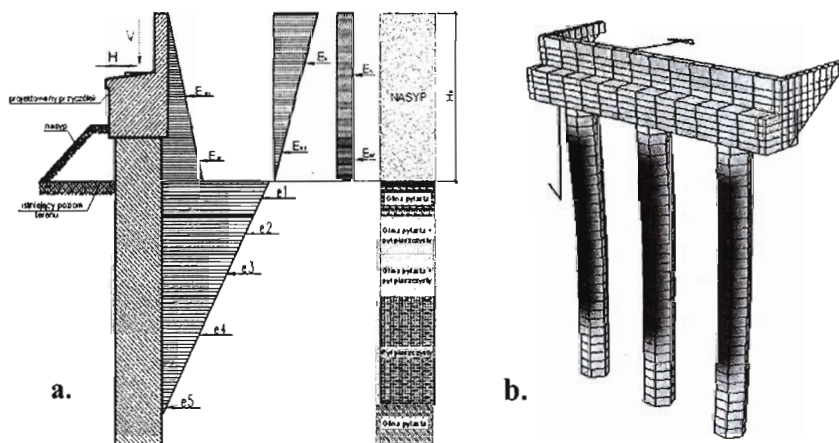
Rys. 2. Widok przebudowanego obiektu

3. Pomiary inklinometryczne

Badania pali w podporach zlokalizowanych po obu stronach rzeki umożliwiły porównanie ich zachowania w gruncie. Pomierzone wartości bocznych przemieszczeń pali zestawiono z wynikami obliczeń teoretycznych. Obliczenia projektowe podpór wykonano wariantowo: z uwzględnieniem parcia słabej warstwy gruntu na pale i bez uwzględnienia tego parcia. Kształt podpory i schemat obciążeń przedstawia rysunek 4. Ponieważ oba przyczółki były w różnym stopniu obciążone parciem gruntu, możliwe było sprawdzenie, jaki jest rzeczywisty efekt odciążenia przyczółka nr 1 wskutek wykonania go bezpośrednio przed betonowym korpusem starej podpory. Interesujące było ustalenie przyrostu ugięć pali w poszczególnych fazach budowy podpór.



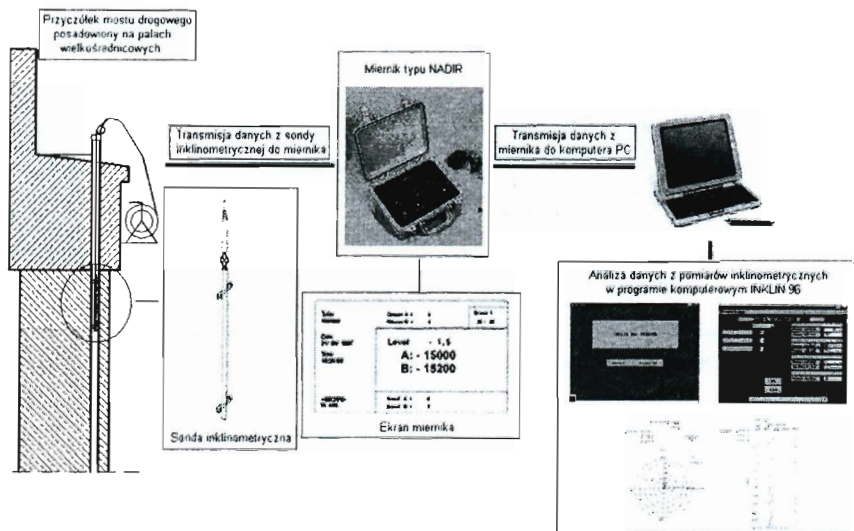
Rys. 3. Profil geotechniczny i wynik sondowania podłoża w rejonie podpory nr 1



Rys. 4. Schemat obliczeniowy przyczółka; a - płaski/jednowymiarowy; b - przestrzenny/MES

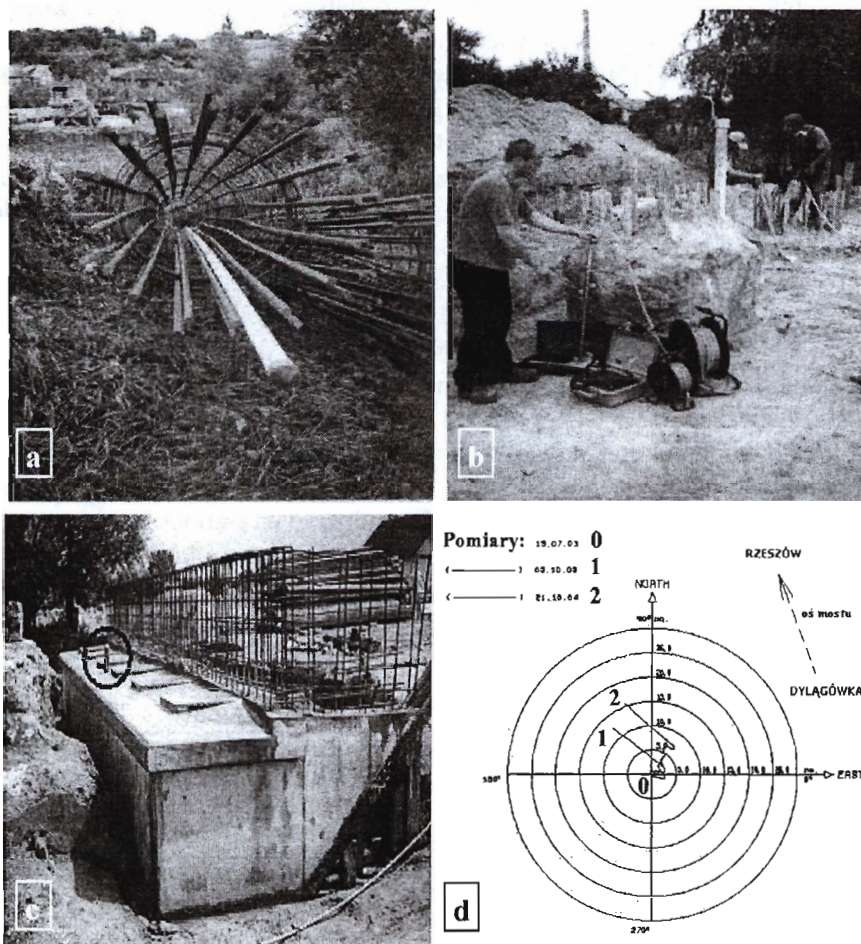
Założony program badań obejmował kontrolę zachowania się pali w okresie 14. miesięcy od ich wykonania. Pomiary wykonano zestawem inklinometrycznym włoskiej firmy „SISGEO”. Schemat badania pokazano na rysunku 5. Pomiar „zerowy” (0) wykonano po zabetonowaniu pali w gruncie. Następny pomiar (1)

wykonano po zasypaniu przyczółków (po upływie 3 miesięcy). Ostatni pomiar (2) wykonano po rocznej eksploatacji obiektu. Do wykonania pomiarów użyto 12-metrowych kolumn rur inklinometrycznych, które zabetonowano w palach. Zastosowane rury miały średnicę 60mm i specjalny przekrój, z rowkami od wewnątrz, co umożliwiało opuszczanie w nie specjalnej sondy inklinometrycznej i wykonywanie pomiarów w palu na różnych głębokościach, z odstępem co 0,5m.



Rys. 5. Schemat wykonywania pomiarów inklinometrycznych w palu

Sonda inlinometryczna, poruszająca się w trzonie pala, była połączona za pomocą kabla z czytnikiem sygnałów NADIR. Wyniki pomiarów były zapisywane cyfrowo, następnie przetwarzano je w komputerze za pomocą specjalnego oprogramowania „INCLIN”. Na podstawie pomiaru „zerowego” (0) ustalono początkowe położenie rur inklinometrycznych w palach. Kolejny pomiar (1) umożliwił ocenę wielkości i kierunku przemieszczeń pali, spowodowanych zasypaniem przyczółków. Uzyskane na tej podstawie wyniki stanowiły też materiał kontrolny, sprawdzający poprawność wykonania pali w bezpośrednim sąsiedztwie starych podpór. Ostatni pomiar (2), wykonany po rocznej eksploatacji mostu, był podstawą dla ustalenia różnic we współpracy obu przyczółków z podłożem gruntowym. Instalację pomiarową i sposób wykonywania badań pokazano na rysunku 6.



Rys. 6. Badania inklinometryczne przyczółka; a – rurka inklinometryczna w szkielecie zbrojeniowym pala; b – wykonywanie pomiarów po zabetonowaniu pala; c – koniec rurki inklinometrycznej zabetonowany w ławie podłożyskowej przyczółka; d – kierunki odkształceń trzonu pala w podporze nr 2, wyznaczone w kolejnych pomiarach (1), (2)

4. Porównanie pomiarów inklinometrycznych pali z wynikami obliczeń

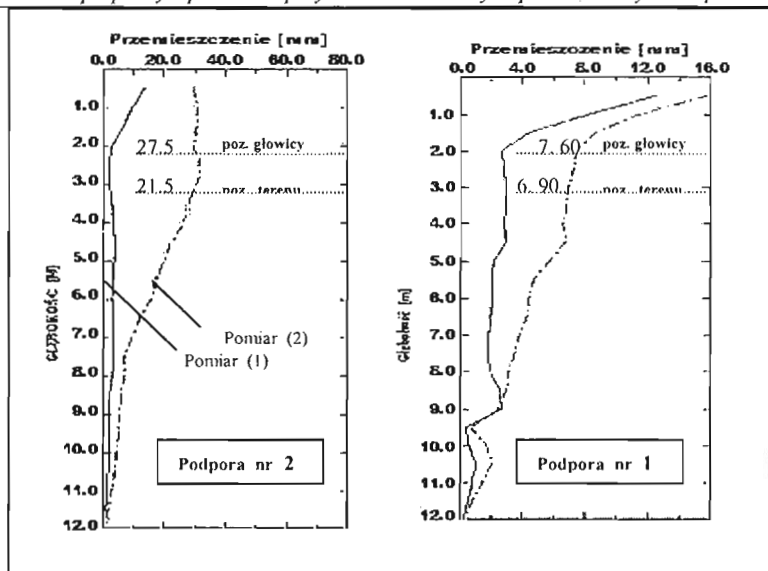
Na podstawie pomiaru (1) ustalono, że bezpośrednio po zasypaniu badane pale w obu podporach ulegały zginaniu w płaszczyźnie ukośnej do osi mostu (rys. 6d). Prawdopodobnie było to spowodowane wykonywaniem zasyпки za

przyczółkami w sposób niesymetryczny. Na rysunku 7 podano wyniki pomiarów odkształconych osi pali w gruncie. Po zasypaniu podpór, ugięcia obu pali zmierzone pomiarem (1) w poziomie terenu miały podobną wartość – ok. 3mm. W podporze nr 2 stwierdzono duży przyrost ugięcia górnego końca rurki inklinometrycznej umieszczonej na odcinku 1,5m w ławie podłożyskowej. Wskazuje to na wystąpienie obrotu niszy łożyskowej, wskutek działania parcia zasyпки na korpus przyczółka. Jest to efekt zastosowania niewystarczającej ilości zbrojenia w połączeniu głowic pali z ich zwieńczeniem. Po rocznej eksploatacji mostu (pomiar 2) ugięcie pala w podporze nr 1, w poziomie terenu wynosiło 6,9mm. W podporze nr 2, ugięcie pala był znacznie większe: 21,5mm. Zwiększenie ugięcia pali w tej podporze wynikało z oddziaływania dodatkowego parcia słabej warstwy podłoża na fundament. Obliczone wartości ugięć pali podano w tabeli 1. Ugięcie głowicy pala w podporze 1, obliczone dla przypadku, gdy nie uwzględniano działania dodatkowego parcia na fundament, wynosi 8mm. Jest ono zgodne z pomierzonym w terenie: 6,9mm i nie przekracza dopuszczalnej wartości przyjętej w projektowaniu, równej 10mm. W podporze nr 2 zmierzone ugięcie pala wyniosło 21,5mm i było dwukrotne większe od obliczonego, kiedy uwzględniono działanie dodatkowego parcia na fundament (rys. 7). Jako działanie zabezpieczające, przyjęto więc kontynuację monitorowania ugięć pali za pomocą inklinometru.

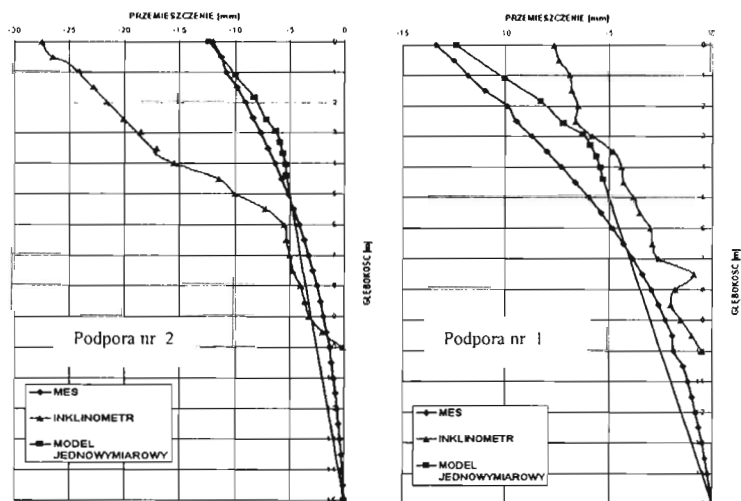
Tabela 1. Wyniki obliczeń poziomych ugięć pali

Nr podpory	Przemieszczenie pala:			Obrót głowicy pala
	w poziomie terenu rodzimego	w poziomie spodu ławy podłożyskowej	w poziomie łożysk	
	[mm]	[mm]	[mm]	
Bez dodatkowego parcia słabej warstwy gruntu na pale				
1	8	9,52	11,81	0,09
Z uwzględnieniem dodatkowego parcia gruntu na pale				
2	10	12,37	15,33	0,11

Ustalono, że w obszarze zalegania słabego gruntu w podłożu, przyrost ugięcia trzonu pala w podporze nr 2 był większy niż obliczony, natomiast w podporze nr 1 ugięcie pala w gruncie było tylko nieznacznie mniejsze niż wyznaczone z obliczeń (rys. 8).



Rys. 7. Poziome przemieszczenie trzonów pali w gruncie, uzyskane z badań inklinometrycznych



Rys. 8. Porównanie odkształconych osi pali z obliczeń i z pomiarów

Wnioski

Na podstawie pomiarów inklinometrem stwierdzono, że słabe warstwy ściśliwego podłoża obciążone nadkładem gruntu, mogą powodować parcie na fundament palowy, nawet po wieloletniej konsolidacji tego podłoża nasypem. Zainstalowany w palach system pomiarowy umożliwił sprawdzenie przyjętych na wstępie założeń projektowych dla przebudowy mostu i ocenę odkształceń pali w gruncie, z uwzględnieniem obecności w podłożu starych betonowych korpusów podpór i pali drewnianych.

Literatura

- [1] Jarominiak A.: *Pale i fundamenty palowe*, WKŁ Warszawa 1976.
- [2] Jarominiak A. (red.): *Podpory mostów*, WKŁ Warszawa 1981.
- [3] Kosecki S.: *Obciążenia pali parciem gruntu*, Inż. i Bud. 8/1994.
- [4] Kurałowicz Z.: *Boczne obciążenie pali warstwą gruntu o małej wytrzymałości*. Monografie 45, Politechnika Gdańska, 2004
- [5] Molek M., Ormiański S.: *Ocena współpracy z podłożem przyczółka zagłębionego w nasypie*. Praca magisterska wykonana w Katedrze Mostów Politechniki Rzeszowskiej pod kierunkiem K. Trojnar, Rzeszów, 2005
- [6] Trojnar K.: *Ekspertyza stanu technicznego i projekt przebudowy podpór mostu na rzece Strug w ciągu drogi nr 878 Rzeszów – Dylągówka*, Rzeszów, 1996
- [7] Trojnar K.: *Ocena nośności fundamentów starych przyczółków w aspekcie ich wykorzystania przy przebudowie mostu*. Mat. Konferencji Naukowo-Technicznej „Mosty w drodze do XXI wieku”, Politechnika Gdańska, DWE Gdańsk, 1997

ESTIMATE OF SOIL - PILE INTERACTION THE BRIDGE ABUTMENTS ON DRILLED PILES

Summary: The paper presents a procedure for determining deflections of existing piles in bridge abutments. The method of control was made by inclinometer measuring.

Hanna Złotoszewska-Niedziałek¹

Zagrożenie wód podziemnych jako kryterium oceny lokalizacji składowisk odpadów komunalnych

Streszczenie: W artykule przedstawiono warunki hydrogeologiczne i ocenę jakości wód podziemnych w świetle badań monitoringowych w rejonie składowiska odpadów komunalnych „Otwock-Świerk”. Obiekt znajduje się na Równinie Garwolińskiej – zdenudowanej wysoczyźnie morenowej zbudowanej z osadów zlodowacenia środkowopolskiego. Składowisko jest zlokalizowane na obszarze, gdzie nie występują czwartorzędowe poziomy wodonośne o znaczeniu użytkowym w skali regionalnej czy lokalnej. Do izolacji odpadów od otaczającego środowiska gruntowo-wodnego zastosowano jednokrotną złożoną przesłonę mineralno-syntetyczną.

Wstęp

Najnowsze zasady projektowania i budowy składowisk odpadów, oparte są na koncepcji wielokrotnych barier zabezpieczeniowych. Dobór konstrukcji przesłon izolacyjnych uzależniony jest od warunków geologicznych i parametrów obiektu.

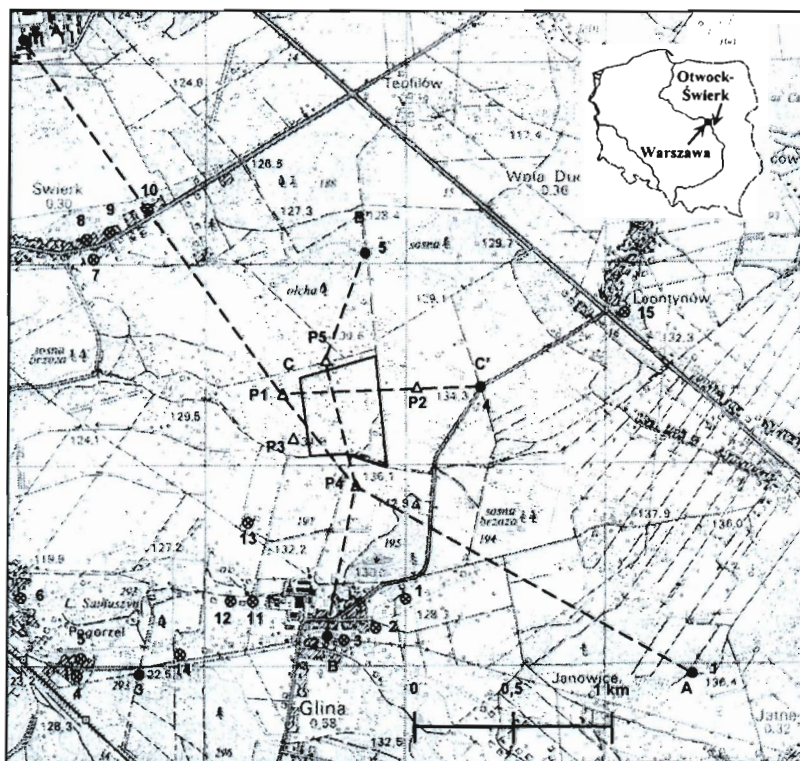
Stosowanie technicznych zabezpieczeń rodzi przeświadczenie, że lokalizacja składowisk odpadów może być niezależna od warunków geologicznych. Wiadomo jednak, że nawet najnowocześniejsze techniki zastosowane do zabezpieczenia podłoża składowiska, nie wykluczają awarii, która może spowodować migrację odcieków do wód podziemnych i ich transfer na duże odległości.

Informacje o skuteczności funkcjonowania uszczelnienia uzyskuje się na podstawie ciągłego i odpowiednio długiego monitoringu, obejmującego badania stanu i jakości wody podziemnej w ustalonych punktach badawczych. Jest to

¹ dr, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

istotne nie tylko w celu podjęcia ewentualnych zabiegów naprawczych, ale również prognozowania przebiegu procesu migracji zanieczyszczeń w różnych warunkach geologicznych [9].

Ocena zmian jakości wód podziemnych, pod wpływem potencjalnego źródła zanieczyszczenia, dokonana została na przykładzie obserwacji prowadzonych w otoczeniu składowiska odpadów komunalnych „Otwock-Świerk”. Obiekt zlokalizowany jest ok. 5km na wschód od Otwocka (woj. mazowieckie), na obszarze nieużytków rolnych, wykazujących cechy zabagnienia (rys. 1). Tereny przyległe do składowiska od wschodu i północy graniczą z kompleksem leśnym, a z pozostałych stron – z gruntami rolnymi.



Rys. 1. Lokalizacja punktów badawczych w rejonie składowiska „Otwock-Świerk”

Objaśnienia: ● – wierzenie archiwalne PIG, Δ – piezometr, ● – punkt pomiaru zwierciadła wody podziemnej, A - - A' – linia przekroju hydrogeologicznego, □ – składowisko odpadów komunalnych

Składowisko „Otwock-Świerk” jest typu nadpoziomowo wgłębno: niecka wysypiska jest zagłębiona 1,5m p.p.t., wysokość korpusu wynosi ok. 17m n.p.t., nachylenie skarp niecki 1:1,5. Powierzchnia całego obiektu wynosi 20,0ha, w tym obszar pod składowanie odpadów zajmuje 12ha i jest podzielony na 4 kwatery. Do izolacji odpadów od podłoża zastosowano jednokrotną złożoną przesłonę mineralno-syntetyczną. Obiekt został uruchomiony w kwietniu 1998 roku, czas eksploatacji przewidziany jest na okres 30 lat [5].

1. Warunki geologiczne i hydrogeologiczne

Analizowany obszar położony jest w obrębie południowo-wschodniego obrzeżenia Kotliny Warszawskiej na Równinie Garwolińskiej, zbudowanej z osadów zlodowaceń środkowopolskich [2]. Powierzchnia wysoczyzny jest zdenudowana, jej rzędne w rejonie badań zawierają się w przedziale 125-140m n.p.m. W strefie składowiska deniwelacje powierzchni terenu dochodzą do 5m. Wysoczyzna morenowa rozcięta jest licznymi formami dolinnymi, które są śladami porzuconych przepływów rzecznych.

Teren w rejonie badań odwadniany jest za pośrednictwem drobnych strug i rowów melioracyjnych uchodzących do Świdra i Wisły. Omawiany obszar jest zabagniony i wykazuje znaczną retencję, czego przyczyną jest płytkie zaleganie utworów słabo przepuszczalnych (mineralnych i organicznych).

Poligon badawczy znajduje się na obszarze Niecki Mazowieckiej, w obrębie południowomazowieckiego regionu hydrogeologicznego [3]. Niecka jest regionem hydrostrukturalnym, obejmującym kenozoiczną formację wodonośną składającą się z dwóch pięter wodonośnych: trzeciorzędowego i czwartorzędowego.

Z punktu widzenia wpływu składowiska na wody podziemne najistotniejsza jest charakterystyka utworów czwartorzędowych i związanych z nimi poziomów wodonośnych.

Podłoże utworów czwartorzędowych stanowią osady plioceńskie, które reprezentowane są przez ily pstre z soczewami i warstwami piasków. Miąższość pliocenu jest zmienna i średnio wynosi kilkadziesiąt metrów; w rejonie Świerka szacowana jest na 150m [1]. Osady te w swej partii stropowej są zaburzone z utworami starszego czwartorzędu. Strop utworów trzeciorzędowych w rejonie badań znajduje się na wysokości od 55 do 105m n.p.m. (rys. 2 i 3).

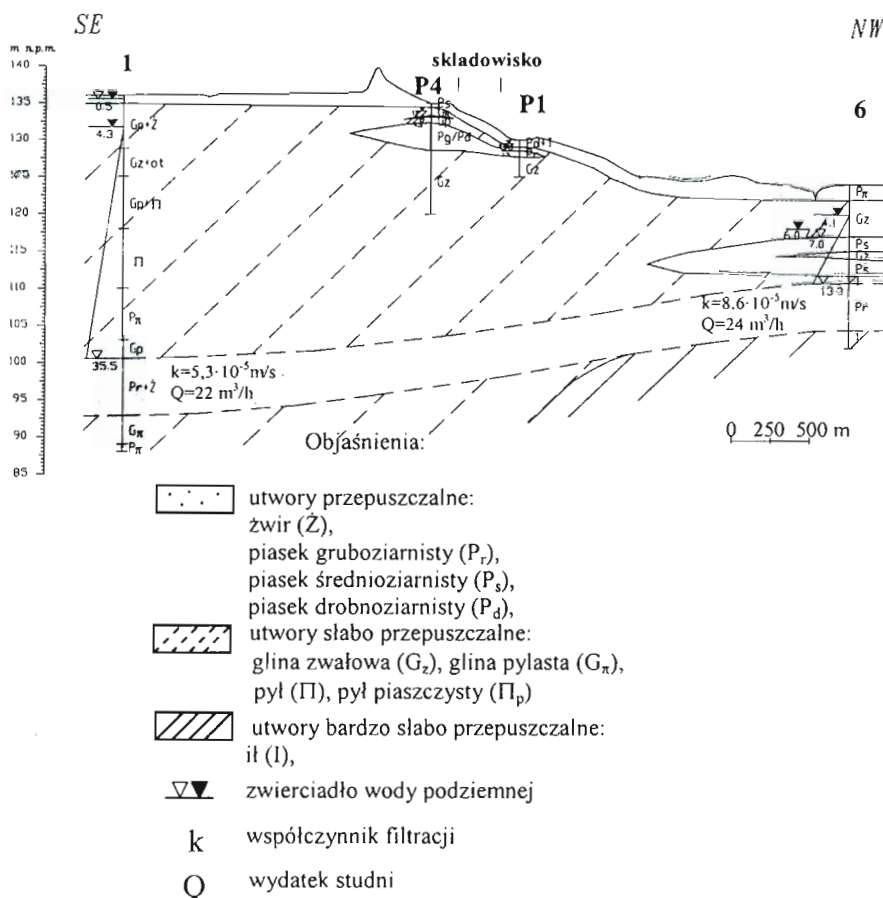
Miąższość osadów czwartorzędowych waha się od 0 – w obrębie wypiętrzenia strukturalnego – Wólki Mładzkiej do około 100m.

Z analizy materiałów archiwalnych Państwowego Instytutu Geologicznego i publikowanych w [1,3,6] wynika, że składowisko odpadów komunalnych

„Otwock-Świerk” zlokalizowane jest na obszarze, w którym nie stwierdzono użytkowego poziomu wodonośnego w czwartorzędzie.

Warunki hydrogeologiczne są złożone ze względu na skomplikowaną budowę geologiczną związaną z wypiętrzeniem Wólki Mładzkiej. W jej obrębie wyróżniono trzy równoległe przebiegające elewacje. Jedna z nich – elewacja Świerk – Wola Ducka występuje ok. 800m na północ od składowiska.

W obrębie zaburzonego kompleksu glin zwałowych, pyłów i mułków występują warstwy wodonośne w formie soczew i przewarstwień, najczęściej o niewielkiej miąższości.

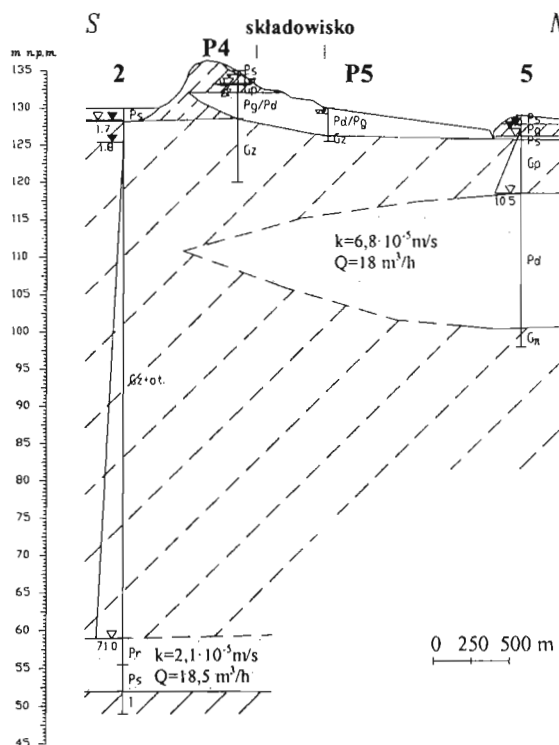


Rys. 2. Schematyczny przekrój hydrogeologiczny A-A' przez wysoczyznę w rejonie składowiska „Otwock-Świerk”

W rejonie badań, w strefie przypowierzchniowej, występują osady przepuszczalne, wykształcone w postaci piasków średnio- i drobnoziarnistych oraz gliniastych o miąższości od 1 do 4m. Występowanie wody podziemnej związane jest tu zazwyczaj z osadami wypełniającymi dawne drogi powierzchniowego odpływu wód w obrębie wysoczyzny polodowcowej.

Pomiary położenia zwierciadła wody w studniach gospodarskich w okresie badawczym (październik 2004 – czerwiec 2005) wykazały, że zwierciadło występowało na głębokości od 1 do 2,9m p.p.t. Amplituda wahań wyniosła od 0,2 do 0,5m. Najniższe stany zanotowano w listopadzie, najwyższe w maju. W piezometrze 5 zwierciadło wody w okresie badawczym układało się na głębokości od 0,55 do 0,90m p.p.t.

Zwierciadło ma charakter swobodny i jego położenie uzależnione jest od wielkości infiltracji opadów. Wody z tych warstw, eksploatowane są tylko lokalnie do celów gospodarczych, ze względu na ich małe zasoby i złą jakość.

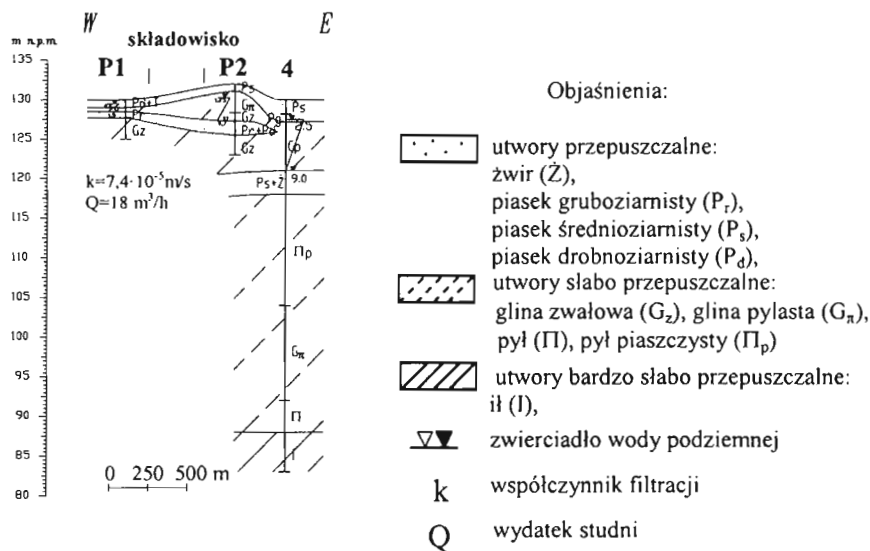


Rys. 3. Schematyczny przekrój hydrogeologiczny B-B' przez wysoczyznę w rejonie składowiska „Otwock-Świerk” (objaśnienia jak na rys.4)

Poniżej leży ciągły kompleks osadów słabo przepuszczalnych: pyły, gliny piaszczyste i pylaste, gliny z otoczakami, których całkowita miąższość waha się od 5 do 70m. W obrębie tych utworów występują warstwy wodonośne zbudowane z piasków drobno- i średnioziarnistych oraz żwirów o miąższości od 3 do 20m (rys. 2-4). Utwory te charakteryzują się wartościami współczynnika filtracji $k = 2,1-8,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, wydatek pojedynczych otworów eksploatacyjnych waha się od 18 do $24 \text{ m}^3/\text{h}$, wydatki jednostkowe $0,38-3 \text{ m}^3/\text{h/m}$.

Ze względu na niskie parametry hydrogeologiczne obszar w rejonie składowiska można uznać za niekorzystny pod kątem zaopatrzenia w wodę.

W podłożu składowiska, w glinie zwałowej na głębokości 1,5-5,2m p.p.t. występują zawodnione przewarstwienia piaszczyste o miąższości od 0,8 do 3m. Warstwa wodonośna zbudowana jest z piasków grubo- i drobnoziarnistych oraz gliniastych. Zwierciadło ma charakter napięty i w okresie badawczym układało się na głębokości 0,85 (P1)-3,5m (P3). Amplituda wahań wyniosła średnio 0,2m. Przepływ wody podziemnej w obrębie tej warstwy przebiega w kierunku północno-zachodnim.



Rys. 4. Schematyczny przekrój hydrogeologiczny B-B' przez wysoczyznę w rejonie składowiska „Otwock-Świerk”

2. Jakość wody podziemnej

Negatywny wpływ antropopresji na jakość wód podziemnych ujawnia się przy ocenie przekształceń ich chemizmu. W ramach programu badawczego zebrano i przeanalizowano wyniki analiz fizyko-chemicznych wody podziemnej pobranej z piezometrów zlokalizowanych w bezpośrednim sąsiedztwie składowiska „Otwock-Świerk”, wykonanych na zlecenie Dyrekcji obiektu i znajdujących się w jego archiwach.

Monitoring stanów i jakości wód podziemnych rozpoczęto w marcu 1999 roku w czterech piezometrach (P1-P4), w połowie 2003 roku zainstalowano piąty punkt badawczo-pomiarowy P5.

Reprezentatywność opróbowanych punktów monitoringowych jest zróżnicowana. W sieci obserwacyjnej znajdują się punkty (P1-P4) charakteryzujące pierwszą warstwę wodonośną, która występuje lokalnie w formie przewarstwień w utworach słabo przepuszczalnych na głębokości 1,5-5,2m. Jeden piezometr (P5) ujmuje wody gruntowe o zwierciadle swobodnym.

Punkty sieci monitoringowej opróbowane były ze zmienną częstotliwością oraz zmieniał się zakres oznaczeń. Od 1999 do 2002 roku próbki wody pobierano raz na kwartał, w 2003 roku raz w miesiącu, od 2004 roku opróbowanie wykonywano raz na kwartał.

Zakres wykonywanych oznaczeń do 2002 roku obejmował: pH, azotyny, azotany, azot amonowy, fosforany, chlorki, żelazo, mangan, cyjanki, kadm, ołów, arsen, rtęć. Od 2003 roku wykonywane są również badania: WWA, ChZT, OWO, zawartości tlenu rozpuszczonego, przewodności elektrolitycznej, miedzi, cynku, chromu (nie są prowadzone oznaczenia na zawartość arsenu, cyjanków, żelaza, manganu).

Na podstawie danych archiwalnych podjęto próbę oceny zmian jakości wody podziemnej pod wpływem potencjalnego ogniska zanieczyszczenia – składowiska odpadów komunalnych. W celach porównawczych jako punkt odniesienia (tło) przyjęto wyniki analiz wskaźników fizyko-chemicznych wody pobranej z piezometrów P1-P4, zlokalizowanych w bezpośrednim sąsiedztwie składowiska, z okresu poprzedzającego eksploatację (tab. 1).

Z danych archiwalnych wynika, że w próbkach wody pobranej w listopadzie 1997 roku, z głębokości od 0,9 do 3,5m p.p.t. występują wysokie wartości wskaźników fizyko-chemicznych. W tabeli 2 przedstawiono skrajne wartości wybranych wskaźników składu chemicznego wód podziemnych z lat 1999-2005.

Analizując wyniki badań jakości wody (tab. 2) pod względem jej przydatności do spożycia [7] stwierdzono, że zawartość azotu azotynowego jest od 4 do 10 razy wyższa od dopuszczalnej. W trzech piezometrach przekroczona została norma

dotycząca zawartości chlorków. Zawartość wskaźnika będącego miarą zanieczyszczenia wody wszystkimi substancjami organicznymi, tj. ogólnego węgla organicznego (OWO), klasyfikuje wodę między IV a V klasą jakości. Zostały także przekroczone normy dotyczące wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych (WWA). Ich duża zawartość klasyfikują badane wody pomiędzy IV i V klasą.

Maksymalne wartości stężeń poszczególnych wskaźników odnotowano w 2003 roku. Generalnie wysokie stężenia OWO i WWA stwierdzono w pierwszym kwartale, azotynów w drugim, chlorków w trzecim kwartale tego roku. Taki rozkład zmian składu chemicznego powinien być monitorowany. Zmienny rozkład w czasie maksymalnych stężeń jest interesujący ze względu na mechanizm kontaminacji i późniejszej dyspersji.

Tabela 1. Wartości wskaźników fizyko-chemicznych wody podziemnej pierwszej warstwy wodonośnej w rejonie składowiska „Otwock-Świerk”

Wskaźnik	Jednostka	Wartość wskaźnika				Wartości dopuszczalne[8]
		P 1	P 2	P 3	P 4	
Mętność	mg/l	38	8	15	24	5
Barwa	mg Pt/l	90	22	45	25	20
Odczyn	pH	7,3	7,5	7,5	7,5	6,5 – 8,5
Twardość og.	mg CaCO ₃ /l	316	204	204	140	500
Utlenialność	mg O ₂ /l	9,78	7,88	6,88	4,39	n.n.
Amoniak	mg NH ₄ /l	0,80	0,74	8,31	8,20	0,5
Azotyny	mg NO ₂ /l	0,007	0,004	0,008	0,009	0,0
Azotany	mg NO ₃ /l	0,43	0,41	0,38	0,37	10,0
Żelazo ogólne	mg Fe/l	3,06	0,50	1,2	0,87	0,5
Mangan	mg Mn/l	0,20	0,15	0,17	0,07	0,1
Chlorki	mg Cl/l	30,2	19,7	31,2	5,7	300

Tabela 2. Zestawienie wartości wybranych wskaźników składu chemicznego wód podziemnych (za okres 1999-I kwartał 2005)

Wskaźnik	Wartość wskaźnika									
	Piezometr P 1		Piezometr P 2		Piezometr P 3		Piezometr P 4		Piezometr P 5	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
N-NO ₂	0,01	0,044	0,01	0,096	0,01	0,088	0,01	0,072	0,018	0,087
Cl	9	588	21	150	16	160	6	350	22	370
Mn	0,13	0,5	0,23	0,51	0,05	0,22	0,021	0,06	-	-
ChZT	8,2	28,2	4,8	44,8	3,1	33,1	8,3	30,6	10,7	26,5
OWO	17	29,16	10,7	26,24	18,5	30,2	16,8	64,5	14,6	22,3
WWA*	0,001	0,034	0,001	0,076	0,001	0,042	0,001	0,038	0,001	0,020

* [µg], pozostałe wskaźniki [mg/l], - brak oznaczeń

Porównując wyniki badań z lat 1999-2005 z analizami z okresu poprzedzającego eksploatację składowiska można stwierdzić, że wartości większości wskaźników chemicznych wzrosły.

Wysoka zawartość azotynów, ogólnego węgla organicznego i wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych świadczy o dużym zanieczyszczeniu wody substancjami organicznymi.

Obecność substancji organicznej w płytkich wodach podziemnych w rejonie składowiska związana jest z procesami glebowymi zachodzącymi w kwaśnym środowisku bagiennym (por. właściwości organoleptyczne: barwę i mętność z okresu poprzedzającego eksploatację). Zawartość azotynów powyżej 0,01 mg/l w tych wodach, okresowy wzrost zawartości WWA i chlorków jest wskaźnikiem sygnalizującym o występowaniu zanieczyszczeń pochodzenia antropogenicznego.

Podsumowanie

Składowisko odpadów komunalnych „Otwock-Świerk”, na podstawie którego przeprowadzono badania, zlokalizowane jest na Równinie Garwolińskiej – zdenudowanej wysoczyźnie zbudowanej z osadów zlodowaceń środkowopolskich.

Stwierdzone w tym rejonie zagrożenie jakości wgłębnych wód podziemnych przez potencjalne źródło zanieczyszczenia jest niewielkie ze względu na złożone warunki hydrogeologiczne, związane z wypiętrzeniem strukturalnym – Wólki Mładzkiej. W obrębie zaburzonego kompleksu glin zwałowych, mułków i pyłów występują warstwy wodonośne w formie soczew i przewarstwień, najczęściej o niskich parametrach hydrogeologicznych.

Porównując wyniki badań chemizmu wód z lat 1999-2005 z analizami z okresu poprzedzającego eksploatację składowiska, można stwierdzić, że wartości większości wskaźników chemicznych wzrosły. Okresowy wzrost zawartości chlorków, ogólnego węgla organicznego, wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych i azotynów jest wskaźnikiem sygnalizującym o występowaniu zanieczyszczeń pochodzenia antropogenicznego. Zmienny rozkład w czasie maksymalnych stężeń jest interesujący ze względu na mechanizm kontaminacji i późniejszej dyspersji.

Lokalizacja składowiska „Otwock-Świerk” jest dogodna pod kątem ochrony zasobów wód podziemnych, ponieważ znajduje się na obszarze, gdzie nie występują czwartorzędowe poziomy wodonośne o znaczeniu użytkowym w skali regionalnej czy lokalnej.

Literatura

- [1] Baraniecka M.D.: *Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski, arkusz Otwock z objaśnieniami*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa, 1973
- [2] Kondracki J.: *Geografia regionalna Polski*. Wydawnictwo Naukowe, PWN, 2001
- [3] Malinowski J.(red.): *Budowa Geologiczna Polski*. Tom VII, Hydrogeologia. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa, 1991
- [4] Materiały Archiwum Państwowego Instytutu Geologicznego w Warszawie
- [5] Materiały archiwalne firmy SATER
- [6] Perek M.: *Mapa Hydrogeologiczna Polski, arkusz Otwock*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa, 1997
- [7] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 11 lutego 2004 r. w sprawie klasyfikacji dla prezentowania stanu wód powierzchniowych i podziemnych, sposobu prowadzenia monitoringu oraz sposobu interpretacji wyników i prezentacji stanu tych wód.
- [8] Staniewicz-Dubois H.: *Wskazówki metodyczne dotyczące tworzenia regionalnych i lokalnych monitoringów wód podziemnych*. PIOŚ Warszawa, 1995
- [9] Złotoszewska-Niedziałek H.: *Influence of soil-water conditions on the migration of pollutants In the vicinity of municipal landfill sites*. Acta Geologica Polonica, Vol.54, No. 3, 2004, p.413-432

EVALUATION OF THE GROUNDWATER ENVIRONMENT HAZARDS NEAR A MUNICIPAL LANDFILL

Summary: The paper presents the hydrogeological conditions and groundwater quality based on monitoring studies in the vicinity of the municipal "Otwock-Świerk" land-fill. The object is located in the Garwolin Plateau – a presently denudated morainic plateau formed during the Middle Polish Glaciations. The wastes are isolated from the surrounding soil-water environment by a single complex mineral-synthetic diaphragm. The landfill is located in the area where there are no Quaternary aquifer horizons of local or regional importance.