

ANALIZA PRZYPADKU OSIADAŃ DŁUGOTRWAŁYCH

MAREK TARNAWSKI, e-mail: m.tarnawski@geoprojekt.szczecin.pl
Katedra Geotechniki WBiA ZUT w Szczecinie

Streszczenie: W artykule przedstawiono analizę przyczyn nadmiernych i nierównomiernych osiadań pewnej budowli. Osiadania zachodzą pomimo poprawnie, jak się mogło wydawać, przeprowadzonego wzmocnienia słabonośnego podłoża nasypowego z odpadów komunalnych, gdyż nie doceniono znaczenia zróżnicowanej miąższości warstwy nasypowej. Wskazano tu ponadto, że badania presjometryczne są użyteczną metodą dla oceny właściwości nietypowych podłoży.

Słowa kluczowe: osiadania budowli, grunty słabe, badania presjometryczne

1. Wprowadzenie

Artykuł dotyczy istniejącego, dużego obiektu handlowego. Jest to niepodpiwniczona, jednokondygnacyjna hala o konstrukcji szkieletowej, w której prowadzona jest sprzedaż i magazynowanie towarów, połączona z mniejszą, dwukondygnacyjną częścią biurową.

Projektowanie i budowę hali poprzedziły badania geologiczno-inżynierskie. Wykazały one, że na utworach rodzimych reprezentowanych przez czwartorzędowe, plejstocenijskie gliny, pyły i piaski o lodowcowej genezie, zalegają utwory antropogeniczne, w składzie których dominują odpady komunalne. Te niekontrolowane nasypy, których miąższość wynosiła od około 2 do około 12 m oceniono jednoznacznie jako grunty nienośne. Oznaczało to konieczność pośredniego posadowienia obiektu lub wzmocnienia podłoża.

Wybór sposobu posadowienia jest zazwyczaj pewnym kompromisem pomiędzy kosztem danej metody, a bezpieczeństwem budowli. W omawianym przypadku zdecydowano się zastosować zagęszczane kolumny z kruszywa. Sposób ten zwany „wymianą dynamiczną” (*Dynamic Replacement – DR*) stanowi rozwinięcie menardowskiej metody dynamicznego zagęszczania podłoża (*Dynamic Compaction – DC*) stosowanej w gruntach o dużej ściśliwości. Wymiana dynamiczna polega na formowaniu w uzdatnionym gruncie spoistym wielkośrednicowych kolumn z kruszywa ciężkim ubijakiem o masie od 15 do 30 ton, zrzuconym z wysokości od 10 do 30 m. Rozpoczęcie procesu ubijania następuje w płytkim wykopie wypełnionym kruszywem mineralnym. Kształtowany uderzeniami krater w podłożu uzupełnia się materiałem zasypowym do momentu uformowania kolumny według projektu lub po stwierdzeniu braku postępu. W efekcie uzyskuje się zwykle kolumny o średnicy od 1,5 do 3,0 m sięgające do głębokości 4–7 m. [1].

Rozstaw kolumn pomiędzy 31 osiami obiektu oznaczonymi w projekcie liczbami wynosił 6,00 m, natomiast pomiędzy 24 osiami o oznaczeniach literowych wahał się w nawiazaniu do zróżnicowania rozwiązań konstrukcyjnych od 3,475 poprzez 4,15, 4,50 i 4,65 m do (w jednym przypadku) 7,65 m. Kolumny wykonano pod wszystkie przenoszące obciążenia od konstrukcji obiektu stopy fundamentowe, a także pod posadzki. Według badań kontrolnych średnica kolumn DR pod obiektem wynosi 2,0–3,5 m i sięgają one maksymalnie do 3,5 m poniżej spodu posadzki. Zbudowane są one z piasków ze żwirem lub pospółek.

Omawiana hala wybudowana została w 2002 r. Przez cały okres jej dotychczasowej eksploatacji prowadzono monitoring geodezyjny. Na podstawie danych z monitoringu stwierdzono,

że osiadania są miejscami znaczne: przekraczają 50 mm. Ponadto obserwuje się uginanie stropów części biurowej oraz zarysowania i spękania ścian i posadzki. Dzięki zastosowanemu schematowi statycznemu proces osiadań nie zagraża jeszcze (zdaniem projektanta) bezpieczeństwu budowli, a zatem nie zachodzi potrzeba wyłączenia obiektu z eksploatacji. Ponieważ jednak proces ten postępuje mimo upływu 14 lat od powstania obiektu, uznano za niezbędne określenie przyczyn tak długotrwałych osiadań oraz zaproponowanie środków zaradczych.

2. Wyniki badań kontrolnych

Badania skupiły się na rozpoznaniu i ocenie warstwy nasypowej, ale realizowano je również w niżejległych gruntach rodzimych. Przystępując do badań zdawano sobie sprawę, że scharakteryzowanie gruntów tak nietypowych, jak nasypy z odpadów komunalnych, nawet korzystnie zmienionych dzięki wymianie dynamicznej nie będzie łatwe. Wobec tego zdecydowano realizować badania dwutorowo, to znaczy zarówno stosując prostsze metody badawcze, czyli wiercenia (z makroskopowym opisem pobieranych próbek), odkrywki fundamentu i dynamiczne sondowania DPH i DPL, jak i wykonując badania presjometrem Menarda (MPM). Wiercenia i sondowania sięgające maksymalnie do głębokości 15 m zrealizowano w dwóch etapach, łącznie w 24 punktach, natomiast 48 standardowych badań presjometrycznych wykonano w sześciu otworach o głębokości 5,5–12,0 m, trójkomorową sondą umieszczoną w rurze szczelinowej. Badania presjometryczne tworzyły wraz z pozostałymi badaniami węzły badawcze.

Z powyższego wynika, że oprócz częściowo nieaktualnych profili z pierwotnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej dysponowano dwudziestoma czterema nowymi profilami (w sześciu miejscach dublowanymi), które wraz z wynikami badań *in situ* (sondowania, badania presjometryczne) stanowiły bogaty materiał analityczny.

Wyniki wierceń i sondowań oraz badań presjometrycznych zestawiano niezależnie od siebie, przy czym interpretując, analizując i zestawiając wyniki badań presjometrycznych autor miał już do dyspozycji wyniki pozostałych badań, wobec czego mógł je porównać z obrazem uzyskanym z badań presjometrycznych.

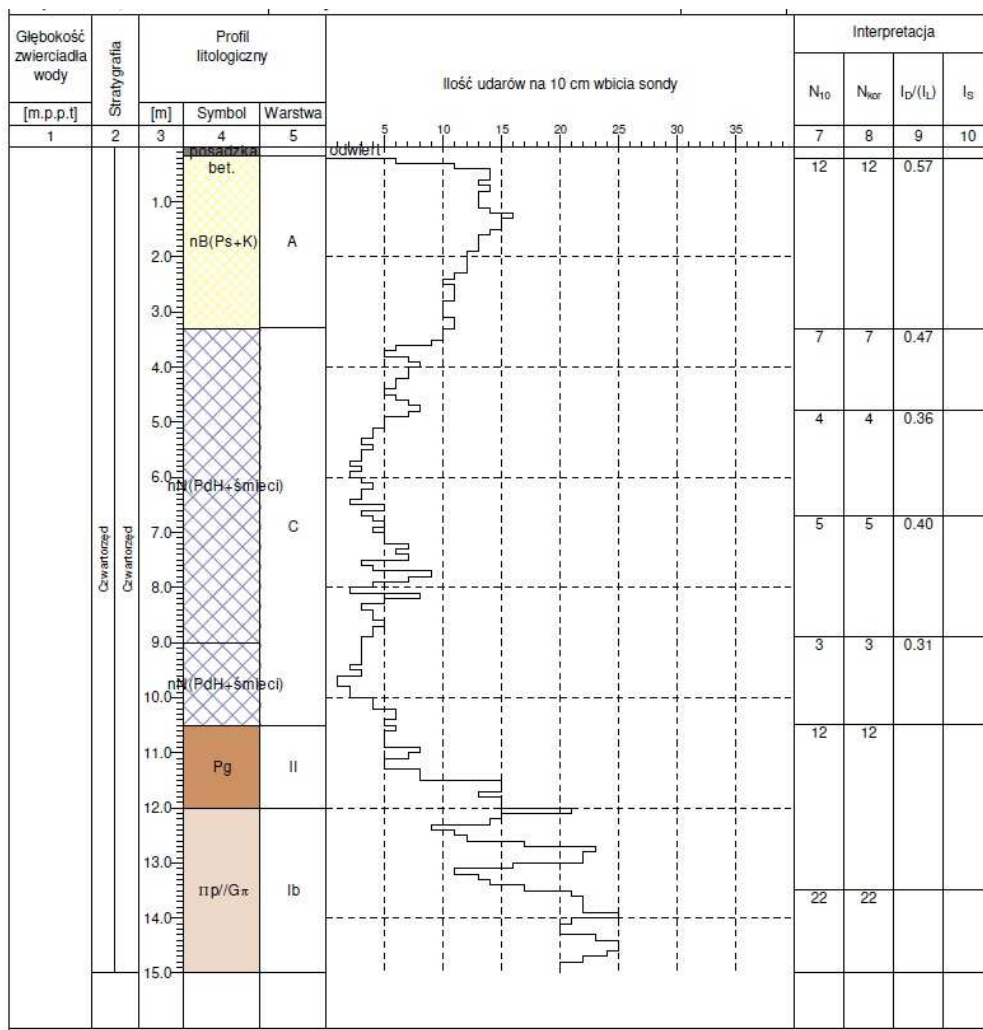
Profile wierceń „tradycyjnych” i „presjometrycznych” (oddalonych o parę metrów, by wcześniej wykonane wiercenie nie zakłóciło wyników badań) okazały się identyczne lub zbliżone. Rozbieżności nie wynikały, jak się wydaje, z błędów któregoś z wykonawców, lecz świadczyły o bardzo dużym zróżnicowaniu zarówno składu, jak i miąższości nasypów, gdy porównuje się punkty nawet nieznacznie od siebie oddalone. Tylko dwie kwestie okazały się później istotne: nie wykrycie sondowaniami większego zróżnicowania dolnych partii nasypów oraz uznanie ich w większości wcześniej wykonanych otworów za zbudowane głównie z piasku próchniczego, podczas gdy według profili wierceń presjometrycznych dominowały tam odpady.

W ekspertyzie opracowanej na podstawie wyników badań klasycznych w nasypach wydzielono dwie zasadnicze warstwy geotechniczne:

- warstwę A tj. piaszczyste kolumny zagęszczane dynamicznie, których stan uznano jako średnio zagęszczony i zagęszczony, gdyż jako przeciętną wartość stopnia zagęszczenia przyjęto $I_{Dsr} = 0,65$;
- warstwę C złożoną z piasków próchnicznych ze znaczną ilością odpadów komunalnych, występujących w stanie bliskim luźnemu tj. o $I_{Dsr} = 0,40$.

Lokalnie, w rejonie, gdzie miąższość nasypów była niewielka, w ich dolnych partiach wyróżniono warstwę geotechniczną B złożoną z piasków drobnych i gliniastych z domieszką kamieni, próchnicy i odpadów, w stanie średnio zagęszczonym tj. o $I_{Dsr} = 0,50$. Warstwy A i B uznano za nasypy budowlane, warstwę C – za nasyp niekontrolowany. Mając na uwadze uboższe w porównaniu z presjometrem narzędzia badawcze jakimi są sondy dynamiczne

można stwierdzić, że ten podział geotechniczny dość trafnie, ale jednak niewystarczająco oddawał zmienność własności geotechnicznych nasypów (rys. 1).



Rys. 1. Typowy wynik sondowania DPH wykonanego wewnątrz omawianej hali mający świadczyć o dwudzielności (warstwy A i C) warstwy nasypowej.

Grunty, z których zbudowane są prawidłowo uformowane kolumny zagęszczane dynamicznie (warstwa A) zostały włączone w ekspertyzie opracowanej przez autora do pakietu I, również jednoznacznie uznanego za nasypy budowlane (nB). Pozostałe grunty podzielono na dwa pakiety. Do pakietu II zaliczono nasypy, w których składzie dominują piaski, zaś do pakietu III nasypy, w których przeważały odpady komunalne.

Podstawowym parametrem uzyskiwanym podczas badania presjometrycznego jest presjometryczna nośność graniczna p_l . Typowe, zależne od stanu (zagęszczenia) wartości tego parametru dla gruntów niespoistych przedstawiono w tabl. 1.

Tablica 1. Typowe dla gruntów niespoistych wartości presjometrycznej nośności granicznej p_l [2]

Stan gruntu	bardzo luźny i luźny	średniozagęszczony	zagęszczony	bardzo zagęszczony
p_l (MPa)	0–0,5	0,5–1,5	1,5–2,5	> 2,5

Wartości presjometrycznej nośności granicznej uzyskane w czterech spośród sześciu badań wykonanych w kolumnach DR oscylowały w granicach $p_l = 1,2$ – $1,8$ MPa (warstwa Ia), a dwa były wyraźnie większe, rzędu $p_l = 2,5$ MPa (warstwa Ib). Potwierdziło się więc, że grunty niespoiste kolumn są średnio zagęszczone bliskie zagęszczonym lub zagęszczone.

Zaliczone do pakietu II piaski drobne (często humusowe) z domieszkami różnego typu odpadów mogą być dwojakiej genezy. Albo są mieszaniną wywożonych na składowisko gruntów (np. urobku z wykopów) z odpadami komunalnymi, albo – zwłaszcza te występujące przypowierzchniowo i bezpośrednio pod kolumnami DR – powstały z zasilenia warstwy odpadów piaskami wprowadzanymi w podłoże podczas formowania kolumn i wyrównawczej poduszki piaskowej pod posadzką. W gruntach tych wykonano większość (dwadzieścia siedem) badań presjometrycznych. Tylko trzy wyniki odpowiadały gruntom zagęszczonym (warstwa IIa; $p_l = 1,9$ – $2,4$ MPa), wszystkie z badań wykonanych płytko (1,0–2,3 m) poniżej posadzki hali. Jest to zapewne skutek dwóch połączonych działań: dynamicznego formowania kolumn i zagęszczania poduszki piaskowej. W pozostałych piaskach pakietu II można było wydzielić dwie warstwy tj. gruntów średnio zagęszczonych (IIb; $p_l = 0,7$ – $1,5$ MPa) i luźnych do średnio zagęszczonych (IIc; $p_l = 0,4$ – $0,6$ MPa). Te pierwsze, odpowiadające warstwie B z ekspertyzy opartej na wynikach sondowań, stwierdzano bezpośrednio pod kolumnami DR (w strefie 2,4–6,0 m poniżej posadzki hali) oraz miejscami w spągowych partiach nasypów, te drugie – na większych głębokościach tj. w strefie 5,1–9,8 m poniżej posadzki hali.

Może wydać się zaskakujące, ale podobne zróżnicowanie zaobserwowano w nasypach, w składzie których przeważały odpady. „Najmocniejsze” nasypy pakietu III (warstwa IIIa; $p_l = 1,6$ – $2,7$ MPa!) odnotowano w strefie głębokości 2,0–4,6 m, te o średnich parametrach (IIIb; $p_l = 0,9$ – $1,3$ MPa) nieco głębiej (3,0–6,2 m), a najsłabsze (IIIc; $p_l = 0,6$ – $0,7$ MPa) od 6–7 m poniżej posadzki.

Stosunkowo łatwo znaleźć odpowiedź na pytanie, dlaczego pozornie słabonośne nasypy z piasku pomieszanego w różnych proporcjach z odpadami komunalnymi okazały się w większości gruntami o znacznej wytrzymałości. Podczas budowy kolumn DR zawieszonych w słabym gruncie metoda wymiany dynamicznej oddziałuje bowiem korzystnie także na to głębsze, słabe podłoże dzięki transmisji w nie energii spadającego ubijaka. Innymi słowy uzyskujemy wówczas połączony efekt obu metod: wymiany dynamicznej DR i zagęszczania dynamicznego DC [3].

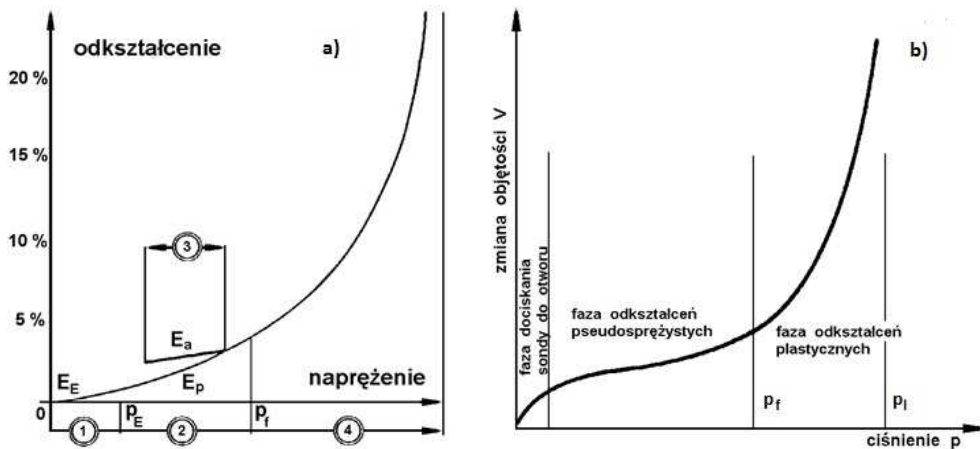
Rodzi się jednak inne pytanie: skoro słabe podłoże zostało tak dobrze (wręcz lepiej niż zakładano) wzmocnione, to dlaczego obiekt osiada?

3. Stateczność podłoża

Wyniki badań presjometrycznych sprawdzają się w obliczeniach stateczności budowli, którą dopiero zamierza się posadowić w danym terenie [4, 5]. Sytuacja wygląda inaczej, gdy jak w opisywanym przypadku rozpatrujemy budowlę oddziałującą na podłoże od 14 lat. Przy posadowieniu w nośnych gruntach mineralnych, proces konsolidacji dawno by się zakończył. Tu mamy do czynienia z częściowo wzmocnionym podłożem antropogenicznym zbudowanym m.in. z materiału (odpady komunalne), którego zachowanie trudno przewidzieć.

Można wyróżnić trzy fazy odkształceń w gruncie zachodzące zależnie od stosunku przyłożonego naprężenia do naprężenia granicznego, czyli takiego, przy którym odkształcenia kontynuują się już bez potrzeby zwiększania obciążenia (rys. 2a). Badanie presjometryczne bardzo

dobrze oddaje zachowanie się gruntu pod obciążeniem, za wyjątkiem wstępnej fazy dociskania sondy do ściany otworu (rys 2b).



Rys. 2. a) Reakcja gruntu w polu naprężenia dewiatorowego [6]. Fazy odkształceń: 1 – sprężystych, 2 – pseudosprężystych, 3 – cyklicznych, 4 – plastycznych. Moduły: E_E – odkształceń sprężystych, E_p – presjometryczny, E_a – odkształceń cyklicznych. Naprężenia: p_E – graniczne odkształceń sprężystych; p_f – krytyczne. b) Trzy fazy klasycznej krzywej presjometrycznej [7, uzup. autora], Naprężenia presjometryczne: p_f – krytyczne, p_l – graniczne

Dla celów praktycznych presjometryczną nośność graniczną p_l utożsamiać można z naprężeniem granicznym „w ogóle”. Przy naprężeniach dodatkowo wielokrotnie mniejszych od naprężenia granicznego można przyjąć, że grunt zachowuje się jak ciało sprężyste (rys. 2a; faza 1). Po zdjęciu tego obciążenia odpręży się więc do poprzedniego stanu. Druga faza to faza odkształceń mikroplastycznych zwanych także pseudosprężystymi. Dla tej fazy można jeszcze mówić o w miarę liniowej zależności naprężenie – odkształcenie, co oznacza, że jest to jednocześnie faza bezpieczna. Po przekroczeniu pewnego naprężenia krytycznego rozpoczyna się nieliniowy proces pełzania (faza 4), a każdy przyrost naprężenia powoduje nie proporcjonalnie duże odkształcenie. Z oczywistych względów przekraczanie naprężenia krytycznego dodatkowymi obciążeniami od budowli nie jest zalecane, a stosunek naprężenia granicznego do krytycznego można nazwać współczynnikiem bezpieczeństwa.

Każdy grunt ma indywidualny charakter, zwłaszcza tak nietypowe grunty, jak nasypy w podłożu analizowanego budynku. Niemniej przyjęcie (oparte na wieloletnich doświadczeniach autora w interpretacji badań presjometrycznych i potwierdzone wynikami tych badań przeprowadzonych w przedmiotowej hali), że naprężenie graniczne odkształceń sprężystych wyniesie 15%, zaś naprężenie krytyczne 30% naprężeń granicznych jest, jak się wydaje, założeniem dostatecznie zachowawczym. Na podstawie udostępnionych przez projektanta reakcji obliczeniowych na stopy fundamentowe wyznaczono dla sześciu różnych przypadków, naprężenia od konstrukcji w poziomie posadowienia, uwzględniając też ciężar stóp i naziomu. Te naprężenia dodatkowe w poziomie posadowienia stóp fundamentowych oszacowano na $q = 40\text{--}124$ kPa. W poziomie posadowienia wynoszącym 1,0–1,4 m poniżej zera budynku stwierdzono grunty nośne warstw Ia, Ib, IIa i IIIa. Przyrównując najmniejszą stwierdzoną wartość presjometrycznej nośności granicznej p_l wynoszącą $p_l = 1195$ kPa z największym wyznaczonym naprężeniem pod fundamentem wynoszącym $q = 124$ kPa stwierdzamy, że naprężenie dodatkowe stanowi w tym krańcowym przypadku zaledwie 10,4% naprężenia granicznego. Jeśli porównamy największe naprężenie pod fundamentem z najmniejszą wartością

$p_l = 757$ kPa ze słabszych warstw IIb i IIIb, które zalegają pod dobrze uzdatnionym podłożem od głębokości 2,0–5,0 m otrzymamy 16,4% naprężenia granicznego, ale w praktyce mniej, poniżej 15%, gdyż naprężenie dodatkowe redukuje się z głębokością. Znajdujemy się więc w fazie odkształceń sprężystych, w której postępujące osiadania nie zachodzą. Sytuacja ta albo trwa już od momentu wzniesienia budowli (po zejściu osiadań natychmiastowych), albo oznacza wzmocnienie podłoża po zakończeniu procesu konsolidacji.

Skoro pomiary geodezyjne i obserwacje stanu budowli wskazują, że proces osiadań postępuje, ale nie może zachodzić w nośnych gruntach w poziomie posadowienia i poniżej, odpowiedzialne za to muszą być grunty najsłabsze warstwy IIc i IIId. Zalegają one w rejonach większej miąższości nasypów, od głębokości 4,7–6,6 m. Przyjmując orientacyjnie gęstość nasypów jako $1,6 \text{ t/m}^3$ uzyskamy obciążenia od nadkładu ca 75–105 kPa. Uśrednione (pod fundamentami i posadzką) obciążenia dodatkowe od budowli można oszacować na 25 kPa. Łącznie na strop słabych gruntów nasypowych otrzymamy obciążenie około 100–130 kPa. Porównując to ze średnią presjometryczną nośnością graniczną najsłabszej warstwy IIc wynoszącą $p_l = 521$ kPa uzyskujemy 19–25% nośności granicznej, co oznacza, że jesteśmy pod koniec fazy odkształceń pseudosprężystych, tym bardziej jeśli uwzględnilibyśmy nawet nie minimalną, ale obniżoną współczynnikiem materiałowym [8] warstwy IIc, $\gamma_m = 0,85$ wartość presjometrycznej nośności granicznej. Wynosi ona $p_l = 443$ kPa i w takiej sytuacji otrzymamy 23 lub nawet 29% nośności granicznej, zbliżając się do naprężeń krytycznych.

Badania presjometryczne dają możliwość zarówno oceny nośności, jak i podatności, czy też osiadań podłoża. Jeśli pod fundamentem, czy jak w tym przypadku zbudowanym ze wzmocnionych gruntów nasypem zalega stosunkowo cienka warstwa gruntów zdecydowanie słabszych od zalegających głębiej oczekiwać należy głównie osiadań konsolidacyjnych tej warstwy (i braku postaciowych odkształcenia gruntu). Taką metodę obliczeń stosuje się w przypadkach posadowień na płycie, czy też przy budowie np. szerokich nasypów drogowych. Wtedy miąższość tej „stosunkowo cienkiej” warstwy może wynosić kilka metrów, jak w analizowanym przypadku, a nawet więcej. Głębsze podłoże, gdzie moduły są już wyraźnie (co najmniej dwukrotnie) większe traktuje się wtedy jako nieodkształcalne. Całkowite osiadanie fundamentu posadowionego na warstwie słabej oblicza się wzorem [4]:

$$s = \int_0^z \frac{\alpha_{(z)} \beta_{(F)} q_{(z)}^*}{E_{M(z)}} dz \quad (1)$$

gdzie:

$q_{(z)}^*$ – naprężenie pionowe na głębokości „z”,

$E_{M(z)}$ – moduł presjometryczny z głębokości „z”,

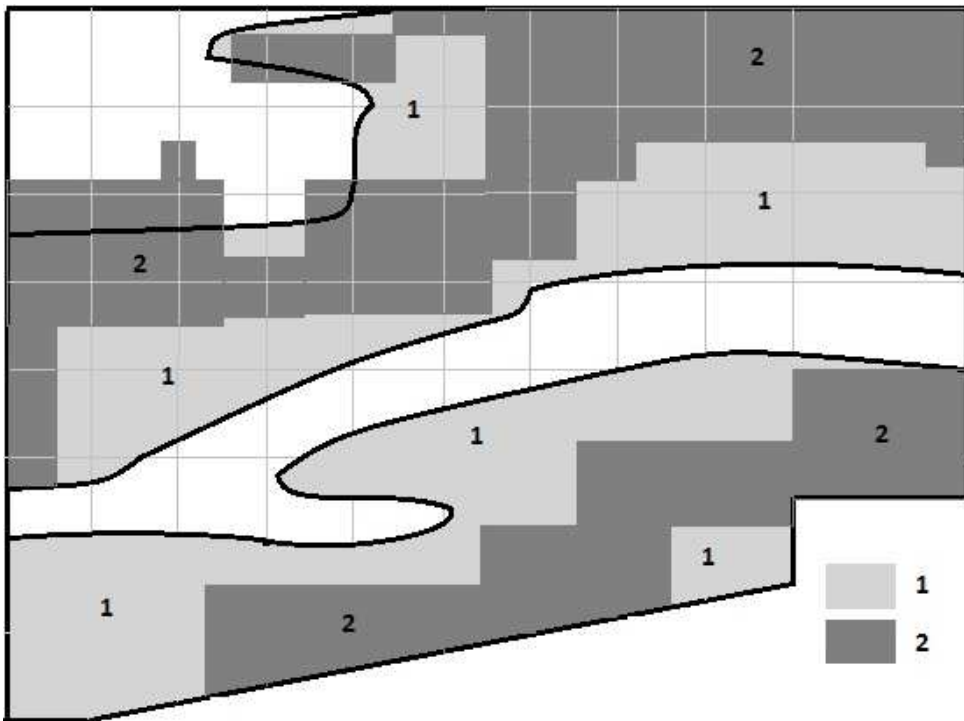
$\alpha_{(z)}$ – współczynnik reologiczny gruntu na głębokości „z”,

$\beta_{(F)}$ – współczynnik zwiększający (lub równy jedności) zależny od współczynnika bezpieczeństwa F występującego na głębokości „z”.

W analizowanym przypadku dla nasypów warstwy IIc (dominacja piasków) przyjęto $\alpha_{(z)} = 1/2$, a dla warstwy IIId (odpady) ostrożnie $\alpha_{(z)} = 1$. Współczynnik $\beta_{(F)}$ nie będzie równy jedności. Obliczone z uwzględnieniem powyższych założeń wielkości spodziewanych osiadań wahały się w granicach $S = 20\text{--}60$ mm. Wartości te, to w zasadzie podatność podłoża, co znaczy że nie uwzględniają one sztywności własnej konstrukcji. Z drugiej strony należało jednak pamiętać, że budowla już znajdowała się w stanie przedawaryjnym, czyli dalsze jej osiadania były niewskazane, a ponadto mieć na uwadze niebudowlany charakter nasypów z odpadów komunalnych. Zachodzą w nich bowiem nadal procesy biochemiczne (ujawniające

się poprzez emisję gazów), czego skutkiem jest zagęszczanie się korpusu nasypu [9], a więc i dodatkowe (nie wynikające z konsolidacji) osiadanie.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że nadmierne osiadania rozpatrywanego obiektu miały miejsce i mogą zachodzić nadal przede wszystkim w rejonach, gdzie nasypowe grunty słabo- nośne zalegają głębiej niż 6,6 m poniżej zera (czyli poziomu posadzki) hali. Dysponując lokalizacją i profilami wierceń (o czym we Wprowadzeniu) można było sporządzić mapę, na którą wniesiono izolinię „6,6 m nasypów poniżej posadzki” i nałożono pomierzone geodezyjnie kontury nadmiernych (> 50 mm) osiadań (rys. 3). Związek obu pokazanych na rysunku danych wydaje się nie podlegać dyskusji.



Rys. 3. Schematyczny zarys omawianego obiektu, a w jego obrębie rejon: 1 – gdzie w podłożu na większych głębokościach zalegają nieuzdatnione nasypy oraz 2 – gdzie odnotowano największe (> 50 mm) osiadania budowli.

4. Podsumowanie

Pewien obiekt handlowy posadowiony na podłożu zbudowanym z uzdatnianych nasypów komunalnych wykazywał osiadania. Przeprowadzono analizę zmienności miąższości i jakości tych nasypów opartą na profilach wierceń i sondowań wykonanych w rejonie zagrożonego obiektu oraz wynikach specjalnie w tym celu przeprowadzonych badań presjometrycznych. Analiza ta w połączeniu z wynikami geodezyjnych obserwacji osiadań pozwoliła stwierdzić, że obserwowane do dziś znaczne i zróżnicowane osiadania fundamentów i posadzki budowli okazały się skutkiem niemożności prawidłowego uzdatnienia dynamicznymi metodami DR i DC głębszych partii składowiska odpadów. Długotrwale osiadają bowiem przede wszystkim te fragmenty budowli, które zlokalizowane są w rejonach największej miąższości nasypów,

a jednocześnie tam właśnie parametry mechaniczne nasypów z odpadów komunalnych zalegających w głębszych partiach są najmniejsze.

Badania presjometryczne po raz kolejny okazały się właściwą metodą oceny właściwości nietypowych podłoży budowlanych.

Literatura

1. http://www.menard.pl/uploads/Dynamic_Replacement_DR_Columns.pdf.
2. Briaud J. L.: The Pressuremeter. Balkema, Rotterdam, 1992.
3. <http://www.vibromenard.co.uk/techniques/Dynamic-Replacement/>.
4. Ménard L.: Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design, Sols Soils № 26, 1975.
5. Tarnawski M.: Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu, PWN Warszawa, 2007.
6. Ménard L., Rousseau J.: L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sols-Soils № 1, Paris 1962.
7. Glazer Z., Malinowski J.: Geologia i geotechnika dla inżynierów budownictwa. PWN Warszawa, 1991.
8. Polska norma PN-81/B-02020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
9. Klimek A., Wysokiński L., Zawadzka – Kos M., Osęka M., Chrząszcz J.: Poradnik metodyczny w zakresie PRTR dla składowisk odpadów komunalnych. NFOŚiGW Warszawa, 2010.

A CASE STUDY OF LONG LASTING SETTLEMENT

Abstract: This paper presents the analysis of the reasons for the excessive and uneven settlement of a structure. The settlements occur despite correctly, as it might seem, carried out by strengthening of weak subsoil built of municipal fill, because the importance of varying thickness of the fill layer has been underestimated. It is also stated that pressure meter testing is an excellent method for assessing the properties of non-standard substrata.

Keywords: building settlement, weak soils, pressuremeter tests