

Awaria konstrukcji posadzki obiektu magazynowego spowodowana osiadaniem podłoża gruntowego

ŁUKASZ DROBIEC¹, SŁAWOMIR KWIECIEŃ^{2,*}

¹Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Katedra Konstrukcji Budowlanych

²Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, Katedra Geotechniki i Dróg

Streszczenie: W trakcie użytkowania obiektu magazynowego o powierzchni ok. 1345 m² doszło do nierównomiernego osiadania konstrukcji posadzki i jej zarysowania. Ze względu na zastosowanie w magazynie regałów przejezdnych nawet nieznaczne nachylenie posadzki powodowało samoczynny ruch regałów utrudniających pracę i zagrażających zdrowiu i życiu ludzi. Analiza dokumentacji projektowej wykazała prawidłowość w postępowaniu z posadowieniem konstrukcji obiektu i błędy w posadowieniu konstrukcji posadzki. Pomimo występowania w podłożu gruntów o małej wytrzymałości i sztywności zdecydowano o posadowieniu posadzki jedynie na płytkiej częściowej wymianie gruntu. Zasięg oddziaływania obciążenia magazynu objął głębiej zalegające grunty słabe, co było bezpośrednią przyczyną awarii. Prace remontowe, poprzedzone analizą obliczeniową z zastosowaniem norm, wytycznych i metody elementów skończonych, obejmowały wgłębne wzmocnienie podłoża mikropalami wierconymi, wypoziomowanie rusztu nośnego belek jezdnych regałów oraz wykonanie nowej płyty posadzki pozwalającej na bezawaryjną pracę magazynu.

Słowa kluczowe: awaria posadzki, analiza MES, wzmocnienie podłoża, mikropale wiercone, naprawa posadzki

1. Wprowadzenie

W trakcie projektowania obiektów magazynowych koniecznym jest analiza co najmniej dwóch odrębnych układów, tj. konstrukcji obiektu i posadzki [1]. W przypadku występowania w podłożu gruntów o małej wytrzymałości i/lub sztywności analiza projektowa powinna obejmować ich wpływ na obie konstrukcje. Zdarza się, że posadowienie obiektu w takich warunkach jest realizowane prawidłowo (posadowienie pośrednie lub na podłożu wzmocnionym) natomiast brak krytycznej analizy posadowienia posadzki powoduje jej bezpośrednie posadowienie, a w następstwie jej uszkodzenia. Powodem tego może być mylące do projektanta występowanie nacisków pod posadzką o mniejszej wartości niż w przypadku konstrukcji. Zapomina się jednak o tym, że obciążenia w takich przypadkach przykładane są na dużej powierzchni (zbliżonej do powierzchni hali) przez co zasięg ich oddziaływania jest duży (zanikanie naprężeń nawet do kilkunastu metrów). Ponadto wartości

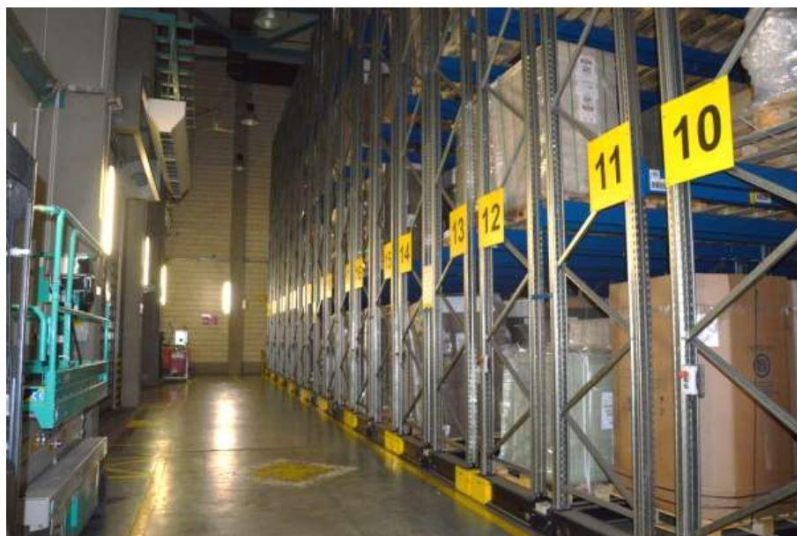
* Autor do korespondencji: slawomir.kwiecien@polsl.pl

dopuszczalne osiadań i ich równomierność dla posadzki mogą być bardziej rygorystyczne niż dla konstrukcji obiektu i niewątpliwie zależą od sposobu magazynowania towarów. Oprócz klasycznych sposobów – układanie palet bezpośrednio na posadzce czy też stosowanie regałów stałych – stosowane są również regały ruchome poruszające się po szynach. W tej sytuacji nawet niewielkie różnice osiadań szyny na jej długości powodują trudności w użytkowaniu – konieczność zastosowania większych sił do przesuwania regałów czy też samoczynne przesuwanie się regałów.

W artykule opisano przypadek uszkodzenia nietypowej konstrukcji posadzki, na skutek nierównomiernego osiadania warstw gruntów organicznych i nasypanych zalegających w podłożu do głębokości kilku metrów, oraz sposób jej naprawy.

2. Opis obiektu i konstrukcji posadzki

Rozpatrywana hala o wymiarach ok. 31´43 m (powierzchnia zabudowy 1345 m²), wysokości 14 m, wchodzi w skład dużego zakładu produkcyjnego i pełni funkcję magazynu wysokiego składowania. Obiekt jest jednokondygnacyjny, niepodpiwniczony. Słupy nośne wykonano jako żelbetowe w rozstawie osiowym 6 m. Konstrukcję dachu stanowią kratowe więzary stalowe, na których ułożono płatwie stalowe, blachę trapezową i ocieplenie z wełny mineralnej wraz z wykończeniem papą. Ściany zewnętrzne wykonano z płyt warstwowych. Konstrukcja nośna obiektu została posadowiona na oczepach i palach wielkośrednicowych. Obiekt jednostrefowy zabudowany regałami przejezdnymi (rys. 1) oraz regałami stacjonarnymi.

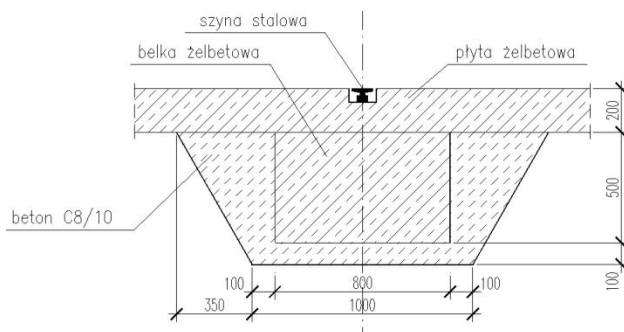


Rys. 1. Regały przejezdne w hali

Konstrukcję posadzki zaprojektowano pod kątem użytkowania regałów przejezdnych. Jej wierzchnią warstwę miała stanowić płyta żelbetowa o grubości 20 cm, zbrojona górną i dolną, oparta na ruszcie żelbetowym o wysokości 50 cm i szerokości 80 cm (rys. 2). Rozstaw belek głównych rusztu, zgodny z rozstawem kół regałów, wynosił 2,8 m i 3,7 m (rys. 6). Belki poprzeczne rusztu, o wymiarach 50×50 cm, rozstawiono co 6 m. Całość z betonu C25/30. Pod rusztem i po jego bokach projektowano dodatkowe otulenie z betonu o małej wytrzymałości (C8/10, rys. 2). Ruch regałów odbywa się po szynach stalowych o długości ok. 39,7 m.

Obciążenia wózkami regałów wynoszą ok. 174 kN/mb (szyna środkowa) i ok. 87 kN/mb (szyna skrajna).

Obiekt został oddany do użytku w 2008 r.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny konstrukcji posadzki w miejscu podparcia rusztem.

3. Uszkodzenia

Niemalże od początku użytkowania obiektu zaobserwowano nierównomierne osiadania posadzki i szyn regałów przejezdnych. Powodowało to powstawanie spękań posadzki jak i samoczynnego przesuwania się regałów. Już w 2010 r. właściciel obiektu rozpoczął geodezyjne monitorowanie poziomu posadzki (punkty pomiarowe rozłożone wzdłuż szyn jezdnych w rozstawie 1 m). Do roku 2019 zarysowania pojawiły się na powierzchni niemalże całej hali, a ich rozkład był nieregularny – dominuje rysa główna i odchodzące od niej rysy boczne (rys. 3). Spękania i zarysowania były naprawiane na bieżąco – największe z nich naprawiano przez zszycie rys prętami zabudowanymi w rozstawie co ok. 20 cm (rys. 4), wybrane mniejsze przez ich uszczelnienie (rys. 5). Część rys, o szerokości rozwarcia poniżej 1 mm, nie było naprawianych.



Rys. 3. Widok zarysowania posadzki na szerokości hali.

Z analizy wyników pomiarów geodezyjnych wynika, że w ciągu dwóch pierwszych lat użytkowania posadzki (2008–2010) największe osiadania równe 20 mm odnotowano dla szyny nr 5 (wykresy niebieskie – rys. 6) a przez kolejnych 9 lat osiadania te zwiększyły się o kolejne 20 mm (wykresy czerwone – rys. 6). Dla pozostałych belek całkowite maksymalne

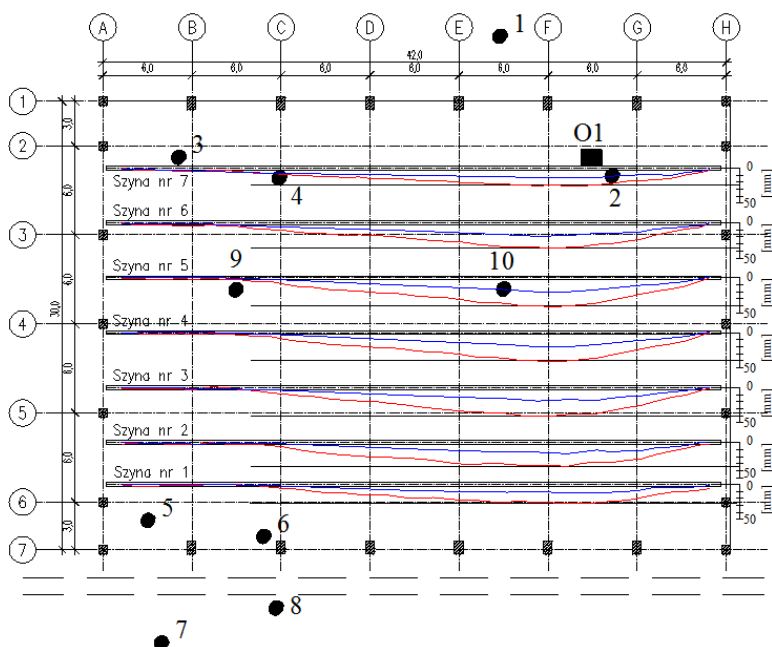
osiadania były zbliżone – ok. 25–40 mm. Rozkład osiadań na długości szyn był nierównomierny (rys. 6) co spowodowało powstanie nachylenia szyn do 8 mm/m. Z kolei lokalne nachylenia posadzki w kierunku prostopadłym do szyn wynosiły nawet do 16 mm/m.



Rys. 4. Rysy naprawione przez szycie.



Rys. 5. Rysy naprawione przez uszczelnienie.



Rys. 6. Wykresy osiadań posadzki hali wraz z punktami badawczymi.

Dla ustalenia aktualnego stanu rusztu i posadzki przeprowadzono odkrywkę O1 (rys. 6), którą zlokalizowano (rys. 7) w miejscu wystąpienia największych przemieszczeń jednej z belek nośnych rusztu (szyna 7) i największych nachyleń posadzki.



Rys. 7. Widok przeprowadzonej odkrywki.

W wyniku badania ustalono pewne rozbieżności względem projektu. Po pierwsze, nie wykonano zbrojenia w płycie posadzki (projekt przewidywał zbrojenie górą i dołem). Zastąpiono je jedynie zbrojeniem rozproszonym. Po drugie, nie wykonano otulenia betonem belki głównej rusztu, a pod płytą wykonano 10 cm warstwę betonu. Szczególnie niekorzystny jest brak zbrojenia w płycie, które miało zapewnić pełną współpracę belek i płyty jako jednego elementu żelbetowego monolitycznego. Zaprojektowane zbrojenie nie tylko miało zwiększać wytrzymałość płyty na zginanie od ugięcia przy osiadaniu, ale także wytrzymałość na zarysowania spowodowane naprężeniem od skurczu betonu w pierwszej fazie po zbudowaniu

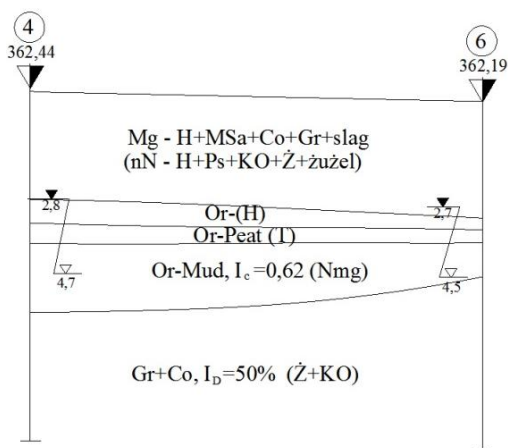
mieszanki. Oględziny w trakcie odkrywki wykazały również, że ugięta belka główna rusztu nie jest spękana i całą podstawą przylega do gruntu.

4. Warunki gruntowo-wodne

Podłoże pod rozpatrywaną konstrukcją posadzki zostało rozpoznane dwukrotnie. Po raz pierwszy, w roku 2007, w trakcie projektowania posadowienia hali. Po raz drugi, w 2019 r., po wystąpieniu awarii posadzki i przed przystąpieniem do ustalenia przyczyn awarii i ewentualnych napraw.

Wspomniane pierwsze z badań obejmowały wykonanie 8 otworów badawczych o głębokości 9 m p.p.t. Punkty badawcze rozmieszczono niesymetrycznie – 6 otworów wykonano od strony południowej hali (rozpoznano podłoże na całej szerokości hali), pozostałe 2 punkty odpowiednio od strony północno – zachodniej (rozpoznanie jedynie naroże hali) – rys. 6 (punkty 1–8).

W trakcie wykonywania wierceń prowadzono badania makroskopowe, obserwacje poziomu wód gruntowych oraz pobierano próbki do badań cech fizycznych napotkanych gruntów (uziarnienie, wilgotności, gęstości, granice konsystencji). Parametry mechaniczne większości gruntów wyznaczono na podstawie normy PN-81/B-3020 [2], metodą B (na podstawie określonego badaniami stopnia plastyczności i przyjętego stopnia zagęszczenia). Dla części gruntów (torfy, nasypy niebudowlane) nie wyznaczono i nie podano żadnych parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych.



Rys. 8. Warunki gruntowo-wodne pod rozpatrywanym fragmentem posadzki.

Jak wynikało z przeprowadzonych badań, w obrębie rozpatrywanej hali, podłoże budowały trzy główne grupy gruntów charakteryzujących się odmienną wytrzymałością i sztywnością (rys. 8). Pierwszą z nich, występującą od poziomu terenu do głębokości 2,2–3,4 m, stanowiły luźne nasypy niebudowlane, o różnej granulacji. Grupa druga to grunty pochodzenia rzeczno-zastoiskowego w postaci gruntów spoistych i organicznych zalegających do głębokości ok. 4,4–5,7 m p.p.t.. Były to torfy, plastyczne namuły gliniaste oraz twardoplastyczne i plastyczne gliny pylaste z dodatkiem humusu. Poniżej, do głębokości ok. 9 m p.p.t. występowały średnio zagęszczone żwiry, pospółki z dodatkiem otoczków i gliny. W trakcie wierceń w warstwach żwirów i namułów, na głębokości ok. 4,4–5,4 m p.p.t., stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle naporowym, stabilizującym się na głębokości ok. 2,7–3,3 m p.p.t.

W dokumentacji geotechnicznej zaproponowano dla obiektu posadowienie pośrednie (np. pale) na warstwach żwirów, alternatywnie wymianę gruntów o małej wytrzymałości i sztywności zalegających do głębokości ok. 4,4–5,7 m p.p.t.

Wspomniane zalecenia zrealizowano częściowo. Konstrukcja obiektu posadowiona została na palach o długości 8,0 m (oparte na średnio zagęszczonych żwirach i pospółkach), natomiast warstwy posadzki, jak wykazały dalsze badania, jedynie na częściowej wymianie gruntu.

Narastające uszkodzenia posadzki oraz ugięcia belek jezdnych zmusiły inwestora do przeprowadzenia jej napraw i remontu. Przed przystąpieniem do prac projektowych i wykonawczych zostały przeprowadzone ponownie badania geotechniczne. Obejmowały one badania w dwóch punktach (nr 9–10, rys. 6) zlokalizowanych w miejscu wystąpienia największych osiadań konstrukcji posadzki (punkt nr 10) oraz poza nimi (nr 9). W pierwszej kolejności przeprowadzono sondowania dynamiczne sondą ciężką (DPH) a następnie wiercenia mechaniczne. Głębokość rozpoznania wyniosła ok. 12 m p.p.p. z czego badanie w punkcie nr 9 zakończono na głębokości 3 m p.p.p. (wystąpienie warstw betonu zbrojonego uniemożliwiającego wiercenia powodowało klinowanie końcówki wiertniczej). Badania wykazały, że konstrukcja posadzki została posadowiona na nasypach budowlanych o miąższości 0,3–1,1 m zbudowanych z zagęszczonego kruszywa łamanego wymieszanego z kruszywem naturalnym o uziarnieniu 2–63 mm. Poniżej zalegały luźne nasypy niebudowlane wykonane z mieszaniny żwirów, pospółek, fragmentów skał, cegieł i żużli o miąższości 1,5–2,0 m. Całość podścielały torfy, namuły gliniaste oraz plastyczne gliny pylaste i piaszczyste humusowe występujące do głębokości ok. 4,8 p.p.p. Miąższość torfów i namułów wynosiła ok. 1,2 m. Poniżej stwierdzono występowanie luźnych piasków drobnych o miąższości 0,2 m oraz średnio zagęszczonych i zagęszczonych żwirów z dodatkiem otoczków występujących do głębokości 11,2 m p.p.p. podścielonych skałą miękką w postaci łupka ilastego. Na głębokości 4,8 m p.p.p. stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle naporowym, stabilizującym się na głębokości 3,2 m p.p.p.. Warunki gruntowo-wodne były zbliżone do warunków określonych na etapie projektowania hali.

5. Analiza przyczyn uszkodzeń

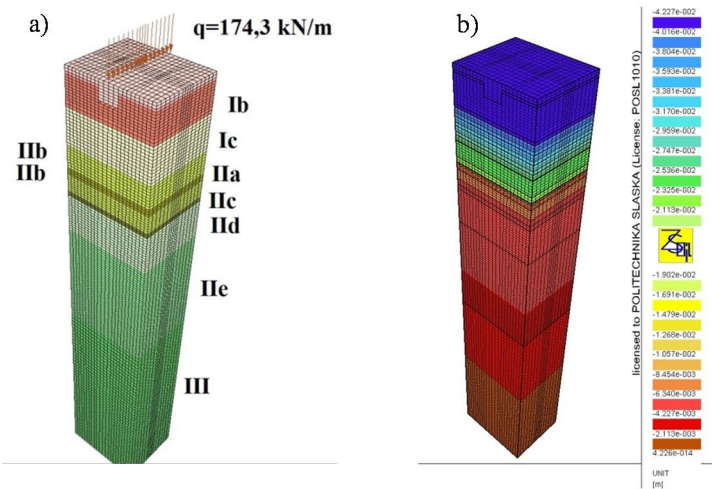
Zaobserwowane osiadania konstrukcji posadzki oraz przyleganie podstawy rusztu do warstw gruntów nasypowych sugeruje wpływ głębiej występujących warstw gruntowych na zaistniałą sytuację. Z przeprowadzonych badań geotechnicznych wynika, że od głębokości ok. 3 m p.p.p. występują grunty organiczne w postaci namułów i torfów, które mogą się charakteryzować przede wszystkim małą sztywnością a ich odkształcenia mogą zachodzić w bardzo długim czasie – decydująca dla nich jest konsolidacja wtórna [3]. Poza tym rozpatrywana hala znajdowała się w bezpośrednim sąsiedztwie innej hali, w której stwierdzono już wpływ dokładnie tych gruntów na zaistniałe podobne uszkodzenia posadzki [4].

W celu potwierdzenia wpływu występujących w miejscu uszkodzeń warunków gruntowo-wodnych na zaobserwowane osiadania konstrukcji posadzki przeprowadzono przestrzenną analizę numeryczną metodą elementów skończonych w programie *Z_Soil* (rys. 9a) [5]. W analizie uwzględniono wszystkie etapy budowy, tj. stan pierwotny, wykonanie wykopu i wymiany gruntu, wykonanie nasypu budowlanego, belki głównej oraz jej zasypki, wykonanie warstw płyty górnej oraz obciążenie liniowe od regałów. Jako model materiałowy elementów kontynuacyjnych, tj. warstw gruntu rodzimego oraz warstw nasypowych przyjęto sprężysto-idealnie plastyczny model o powierzchni granicznej Coulomba-Mohra i o niestowarzyszonym prawie płynięcia. Elementy żelbetowe i betonowe zamodelowano liniowo-sprężystość. Warunki gruntowo-wodne oraz część parametrów modeli konstytutywnych dobrano na

podstawie wspomnianych dokumentacji geotechnicznych. Ze względu na to, że w dokumentacjach tych nie podano parametrów dla warstw nasypów niebudowlanych oraz warstw torfów i namulów ustalono je na drodze analizy wstecznej. Jej podstawą były wyniki zaobserwowanych osiadań posadzki. Kryterium doboru parametrów było uzyskanie osiadań obliczeniowych zbliżonych do osiadań rzeczywistych. W tabelicy 1 przedstawiono przyjęte i wyznaczone w analizie wstecznej parametry modeli konstytutywnych. Analiza numeryczna wykazała, że zgodność osiadań (rys. 9b) uzyskano przy przyjęciu dla warstw torfów modułu sprężystości ok. 1 MPa a dla warstw nasypów niebudowlanych odpowiednio ok. 3 MPa. Tym samym udowodniono wpływ warstw gruntów organicznych na zaistniałe uszkodzenia.

Tabela 1. Modele konstytutywne i parametry przyjęte i uzyskane w analizie numerycznej

Lp.	Rodzaj	Przyjęty model konstytutywny	Parametry modelu
1.	Warstwa Ib, nB	Coulomba-Mohra	$E = 100 \text{ MPa}$, $f = 40^\circ$, $c = 1 \text{ kPa}$, $n = 0,3$, $g = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 10^\circ$
2.	Warstwa Ic, nN	Coulomba-Mohra	$E = 3 \text{ MPa}$, $f = 28^\circ$, $c = 1 \text{ kPa}$, $n = 0,3$, $g = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 8^\circ$
3.	Warstwa IIa, T/Nm	Coulomba-Mohra	$E = 1 \text{ MPa}$, $f = 5^\circ$, $c = 5 \text{ kPa}$, $n = 0,3$, $g = 15 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 0^\circ$
4.	Warstwa IIb, GpH, GpH	Coulomba-Mohra	$E = 27 \text{ MPa}$, $f = 10^\circ$, $c = 11 \text{ kPa}$, $n = 0,2$, $g = 18,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 0^\circ$
5.	Warstwa IIc, Pd	Coulomba-Mohra	$E = 27,4 \text{ MPa}$, $f = 20^\circ$, $c = 1 \text{ kPa}$, $n = 0,28$, $g = 10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 0^\circ$
6.	Warstwa IId, Ż	Coulomba-Mohra	$E = 125 \text{ MPa}$, $f = 38,3^\circ$, $c = 1 \text{ kPa}$, $n = 0,25$, $g = 20,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 8,3^\circ$
7.	Warstwa IIe, Ż+KO	Coulomba-Mohra	$E = 168,2 \text{ MPa}$, $f = 40^\circ$, $c = 1 \text{ kPa}$, $n = 0,23$, $g = 21 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 10^\circ$
8.	Warstwa III	Coulomba-Mohra	$E = 200 \text{ MPa}$, $f = 14^\circ$, $c = 60 \text{ kPa}$, $n = 0,23$, $g = 21,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 0^\circ$
9.	Elementy i żelbetowe	liniowo sprężysty	$E = 31 \text{ GPa}$, $n = 0,2$, $g = 25 \text{ kN/m}^3$
10.	Beton o małej wytrzymałości	liniowo sprężysty	$E = 27 \text{ GPa}$, $n = 0,2$, $g = 22 \text{ kN/m}^3$

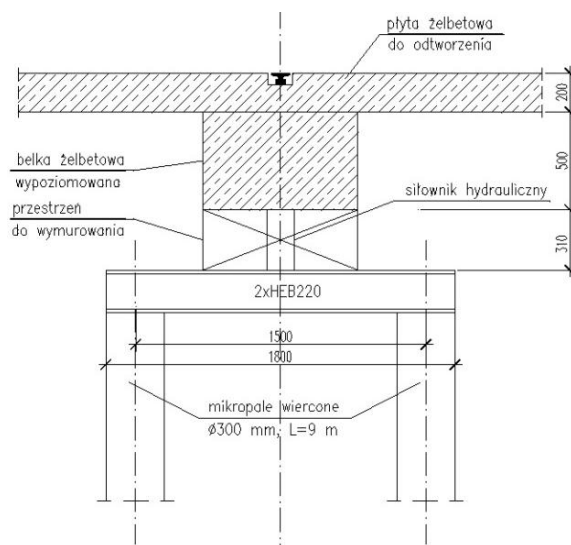


Rys. 9. Model numeryczny – stan aktualny: a) widok ogólny, b) mapa przemieszczeń pionowych.

Wykalibrowany model był podstawą do dalszych analiz wzmocnienia podłoża i remontu konstrukcji posadzki.

6. Naprawa i remont

O sposobie naprawy zdecydowały: stan konstrukcji posadzki, warunki gruntowo-wodne oraz ilość miejsca pozwalającego na prowadzenia prac. Dotychczasowe badania wykazały, że płyta górna posadzki jest dość mocno zarysowana a belki żelbetowe rusztu, pomimo ich ugięcia, są w dobrym stanie technicznym (brak zarysowań). Zdecydowano zatem o usunięciu płyty górnej i pozostawieniu rusztu nośnego. Główną przyczyną osiadań było przede wszystkim występowanie w podłożu głębiej zalegających warstw gruntów organicznych powodujących ciągłe, systematyczne osiadanie rusztu. Zdecydowano o wgłębnym wzmocnieniu warstw o małej sztywności, a ze względu na małą ilość miejsca w trakcie prac naprawczych o zastosowaniu mikropali wierconych. Sposób realizacji wzmocnienia miał równocześnie umożliwić wypoziomowanie rusztu nośnego. Wstępnie przewidywano, że pod żelbetowym rusztem zostaną wykonane prostopadłe belki stalowe podparte parą mikropali (po jednym na końcach belki stalowej), rozstawione na jego długości odpowiednio do obciążeń rusztu, a między belkami i rusztem zostaną wprowadzone siłowniki umożliwiające wypoziomowanie konstrukcji (rys. 10). Następnie wolna przestrzeń między belkami zostanie wymurowana bloczkami betonowymi, belki stalowe zostaną zabetonowane, uformowane zostaną nasypy budowlane i płyta posadzki. Konieczne było zatem zaprojektowanie mikropali (średnica, rozstawy, długości), belki stalowej (przekrój) oraz sprawdzenie istniejących belek żelbetowych ze względu na zmianę schematu statycznego (belka punktowo podparta).



Rys. 10. Schemat wzmocnienia podłoża i niwelacji rusztu. Przekrój poprzeczny.

Obliczenia mikropali przeprowadzono dwuetapowo. Po pierwsze, nośność mikropali określono zgodnie z wytycznymi zawartymi w poradniku projektowym firmy Titan [6]. Po drugie, osiadanie układu sprawdzono stosując wykalibrowany, przestrzenny model numeryczny w programie Z-Soil.

W obliczeniach nośności przyjęto, że warstwy gruntów słabych, występujących do głębokości ok. 5 m, nie biorą udziału w przenoszeniu obciążeń (wartość granicznego oporu tych

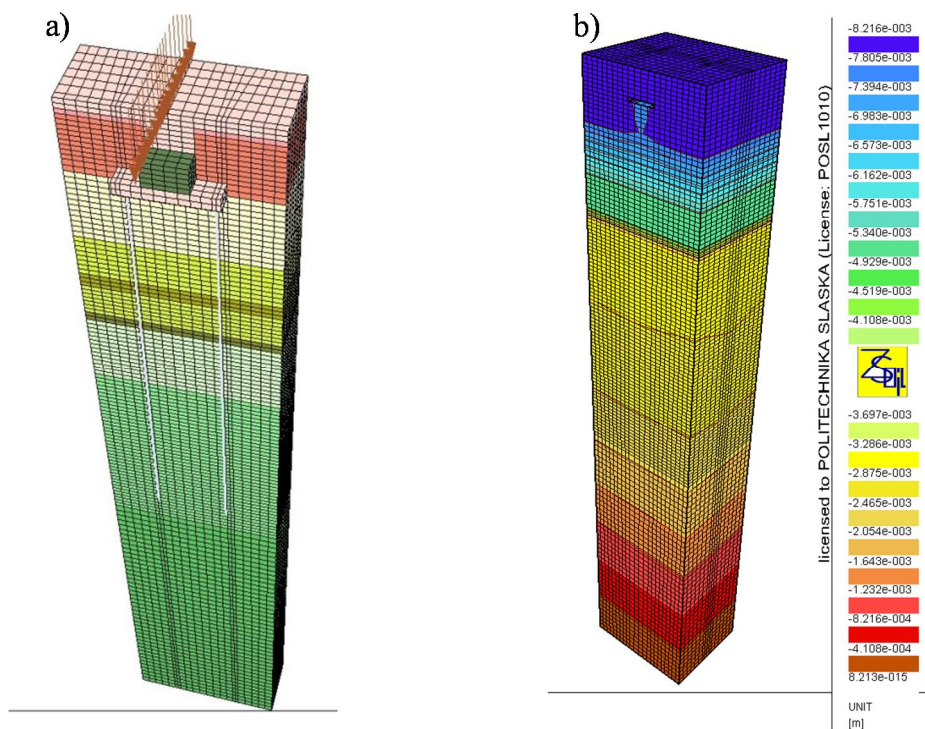
warstw przyjęto równą zeru). Dla pozostałych gruntów wartości ich granicznego oporu na pobocznicy mikropala przyjęto zgodnie ze wspomnianymi wytycznym [6]. Warto zauważyć, że wartości te zostały ustalone na podstawie badań polowych in situ, a przedstawione wytyczne są zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008 [7].

Przekrój belki stalowej określono zgodnie z normą PN-EN 1993 [8] a sprawdzenie belki żelbetowej zgodnie z PN-EN 1992-1:2008 [9].

Obliczenia nośności wzmocnienia wykazały, że przy przyjęciu mikropali o średnicy 300 mm i długości 9 m (ok. 5,6 m w gruntach nośnych (żwiru i pospółki)) rozstaw poprzeczny mikropali wyniesie 1,5 m, a rozstaw podłużny (wzdłuż rusztu) będzie równy 3,0 m (warunek nośności: $E_d = 371 \text{ kN} < R_{c,d} = 857 \text{ kN}$) dla szyn środkowych lub 6 m dla szyn skrajnych. Zbrojenie mikropali zapewnią pojedyncze pręty stalowe o przekroju poprzecznym 40/16 mm (warunek nośności: $E_d = 371 \text{ kN} < R_{c,d} = 461 \text{ kN}$). Belkę stalową będą stanowiły dwa dwuteowniki HEB220 (wykorzystanie nośności na poziomie 63–75%, ugięcia odpowiednio 28%). Pomimo zmiany schematu statycznego rusztu żelbetowego zaprojektowany pierwotnie przekrój wraz z nową płytą posadzki przeniesienie powstające w nim naprężenia (86% wykorzystania nośności, 97% dopuszczalnego rozwarcia rys).

Uwzględniając projektowane elementy w modelu numerycznym (rys. 11a), wraz z uwzględnieniem kolejności wykonywania poszczególnych prac, obliczono przewidywane osiadania układu po wzmocnieniu podłoża na poziomie 8 mm (rys. 11b).

Wzmocnienie podłoża rozmieszczono w miejscach gdzie zaobserwowane osiadania przekroczyły wartości dopuszczalne (1 cm).



Rys. 11. Model numeryczny – stan projektowany: a) widok ogólny, b) mapa przemieszczeń pionowych.

Po wykonaniu prac wzmocniających zmieniono koncepcję podniesienia rusztu żelbetowego. W górnej części zbrojenia mikropali zamontowano stalową belkę, do której

podwieszono belkę znajdującą się pod rusztem żelbetowym (rys. 12a) a następnie zamontowano na górnej belce siłowniki i wypoziomowano ruszt (rys. 12b). Dzięki temu nie było konieczności wykonywania prac związanych z podmurowaniem przestrzeni między rusztem żelbetowym a belką stalową. Dalsze etapy prac remontowych wykonano zgodnie z zaleceniami.



Rys. 12. Prace remontowe: a) przygotowanie do niwelacji, b) poziomowanie rusztu.

7. Podsumowanie

W przypadku obiektów magazynowych konstrukcja posadzki, stanowiąca odrębny element konstrukcyjny, wymaga szczególnej uwagi, zwłaszcza w przypadku występowania w podłożu gruntów o małej wytrzymałości i/lub sztywności. W trakcie projektowania posadzki konieczne jest sprawdzenie warunków stanów granicznych zarówno pod kątem elementów żelbetowych jak i podłoża gruntowego. Ze względu na przyłożenie obciążenia na dużej powierzchni w magazynach do współpracy wciągane jest podłoże o znacznej, sięgającej nawet do kilkunastu metrów miąższości, co powoduje, że nawet głębiej występujące grunty słabe mogą mieć niekorzystny wpływ na posadzkę. Błędne podejście projektowe, jak dla analizowanego obiektu, może skutkować awarią posadzki w postaci nierównomiernych osiadań i jej spękań. Znacznie utrudniają one użytkowanie obiektu a w przypadku stosowania regałów przejezdnych mogą powodować zagrożenie zdrowia i życia pracujących tam osób (samoczynne przemieszczenia regałów). W takiej sytuacji przed przystąpieniem do napraw konieczne jest wgłębne wzmocnienie podłoża. Takie możliwości daje geoinżynieria, w skład której wchodzi kilkadziesiąt metod wzmocnienia podłoża. Wiąże się to jednak z przestojem w pracy magazynu i ze znacznymi kosztami. Zastosowane rozwiązania, wsparte o zaawansowane analizy obliczeniowe, dają jednak gwarancję długoletniej bezawaryjnej pracy obiektu.

Literatura

1. Hajduk P.: Projektowanie podłóg przemysłowych, PWN, Warszawa 2013.
2. PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli.
3. Lechowicz Z., Szymański A.: Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2002.
4. Kwiecień S.: Awaria posadzki obiektu magazynowego spowodowana osiadaniem podłoża gruntowego, Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, Wydawnictwo Uczelniane Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, 2019.
5. Zimmermann Th., Truty A., Urbański A. i inni: Theory manual. Z_Soil.PC 2011, 2011.
6. Titan. Przewodnik Projektowy, 2018.

7. PN-EN 1997-1:2008/A1:2014-05. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
8. PN-EN 1993-1-1:2006/A1:2014-07. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
9. PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2016-11. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

Failure of the structure of the floor in a warehousing facility caused by settlement of the subsoil

Key words: differential settlement, ground improvement, micropiles, numerical analysis, FEM, organic soils