

**EKSPERTYZA TECHNICZNA
ŚCIANY OPOROWEJ WZDŁUŻ UL. DŁUGIEJ
NA TERENIE ZAJEZDNI
MIEJSKIEGO ZAKŁADU KOMUNIKACYJNEGO
W BIELSKU BIAŁEJ**

OBIEKT:

Żelbetowa ściana oporowa płytowo kątowa.
Żelbetowa ściana oporowa płytowo żebrowa.

ADRES :

ul. Długa
43 - 309 Bielsko Biała

INWESTOR:

Miejski Zakład Komunikacyjny
w Bielsku Białej
ul. Długa 50
43-309 Bielsko-Biała

JEDNOSTKA PROJEKTOWA :

Pracownia Projektowo – Badawcza
SYSTEM
43-300 Bielsko-Biała
ul. Sosnowa 17/1

OPRACOWANIE :

mgr inż. Grzegorz Łaba
uprawnienia budowlane:
SLK/1232/PWOM/06

WERYFIKACJA:

mgr inż. Leonard Drożdż
Rzeczoznawca Budowlany wg § 16 ust. 2
Rozp. MGTiOS z 20.02.1975 r. (DU 8/75)
Decyzja UW w Bielsku-Białej
Nr UAN-VI-1227/1/Rz/87 z 24.03.1987 r.

DATA :

grudzień 2008 r.

NR ARCH:

15/2008

SPIS TREŚCI:

1. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA.....	3
1.1. Przedmiot opracowania.....	3
1.2. Cel Opracowania.....	3
2. PODSTAWY OPRACOWANIA.....	3
2.1. Podstawa prawna opracowania.....	3
2.2. Podstawy techniczne opracowania.....	3
2.3. Analiza materiałów wyjściowych.....	3
3. OPIS OBIEKTU.....	4
3.1. Lokalizacja obiektu.....	4
3.2. Opis ogólny konstrukcji.....	4
3.3. Sposób użytkowania.....	5
3.4. Warunki gruntowo - wodne.....	6
3.5. Konstrukcja ściany.....	7
4. USZKODZENIA ŚCIANY.....	8
4.1. Uszkodzenia wynikające z charakteru pracy statycznej konstrukcji- uszkodzenia globalne.....	8
4.2. Uszkodzenia powstałe w okresie eksploatacji konstrukcji – uszkodzenia lokalne.....	8
5. ANALIZA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI.....	10
5.1. Założenia i metody obliczeniowe przyjęte w analizie.....	10
5.2. Założenia geometryczne dla wszystkich wariantów obliczeniowych.....	12
5.3. Analiza obliczeniowa – wariant 1.....	13
5.4. Wnioski z analizy – wariant 1.....	15
5.5. Analiza obliczeniowa – wariant 2.....	16
5.6. Wnioski z analizy – wariant 2.....	20
5.7. Analiza obliczeniowa – wariant 3.....	21
5.8. Wnioski z analizy – wariant 3.....	25
6. WNIOSKI KOŃCOWE.....	26
6.1. Wnioski dla przesuniętego segmentu ściany oporowej (segment 8).....	26
6.2. Wnioski dla wszystkich segmentów ściany oporowej.....	26
7. ZALECENIA.....	27
8. ZAŁĄCZNIKI.....	
8.1. Załącznik 1 – Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń.....	28
8.2. Załącznik 2 – Wyciąg z obliczeń statycznych uzupełnienie dla wariantów 1, 2 i 3.....	34
8.3. Załącznik 3 – Dokumentacja geologiczna.....	40

1. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA.

1.1. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna istniejącej ściany oporowej wzdłuż ul. Długiej (odnoga boczna ul. łącząca ul. Długą z ul. Pokoju) na terenie Zajezdni Miejskiego Zakładu Komunikacyjnego w Bielsku Białej.

1.2. Cel Opracowania.

Celem opracowania jest określenie aktualnego stanu techniczno – użytkowego przedmiotowej ściany. Na jednym z odcinków ściany zaobserwowano jego przesunięcie względem pozostałych sekcji. Opracowane analizy mają dać odpowiedź czy zaistniałe uszkodzenia pozwalają na dalsze użytkowanie konstrukcji, czy konieczne jest przeprowadzenie prac naprawczych i wzmocnień, a jeśli tak to określenie ich zakresu.

2. PODSTAWY OPRACOWANIA.

2.1. Podstawa prawna opracowania.

Pracę wykonano na zlecenie Miejskiego Zakładu Komunikacyjnego w Bielsku Białej, umowa nr DO-340/U/08 z dnia 30.07.2008r.

2.2. Podstawy techniczne opracowania.

- [1] Pomiary sytuacyjne przeprowadzone w terenie, oględziny i wizje lokalne.
- [2] Badania geologiczne - „Rozpoznanie i ocena warunków gruntowo – wodnych podłoża muru oporowego wzdłuż ul. Długiej (odcinek prostopadły do ul. Pokoju) od strony północnej dla Miejskiego Zakładu Komunikacyjnego w Bielsku Białej.”
opracowanie: Road–Skan–Ekspert, listopad 2008r.
- [3] Istniejąca archiwalna dokumentacja techniczna, oprac. B.P.B.K. Katowice, 1971r.
(dokumentacja niekompletna)

Normy i literatura:

- [4] PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] „Zarys geotechniki” – Zenon Wiłun – WKiŁ, Warszawa 2000r.
- [8] „Lekkie konstrukcje oporowe” – Andrzej Jarominiak – WKiŁ, Warszawa 2000r.

2.3. Analiza materiałów wyjściowych.

Parametry geometryczne konstrukcji oraz analizę obliczeniową przeprowadzono w odniesieniu do założeń przyjętych w istniejącej dokumentacji archiwalnej [3] oraz pomiarów własnych [1], a następnie uzyskane wyniki porównano z rezultatami otrzymanymi z obliczeń przeprowadzonych wg normy [4] dla warunków gruntowo – wodnych określonych wg rozpoznania [2].

3. OPIS OBIEKTU.

3.1. Lokalizacja obiektu.

Przedmiotowa ściana oporowa zlokalizowana jest od północno – wschodniej strony Zajezdni MZK w dzielnicy Olszówka Dolna w Bielsku Białej. Ściana przebiega wzdłuż odgałęzienia ul. Długiej – ulica prostopadła do ul. Pokoju, łącząca ul. Pokoju z ul. Długą. Lokalizację pokazano na poniższym szkicu sytuacyjnym.



3.2. Opis ogólny konstrukcji.

Ściana oporowa składa się z dziesięciu segmentów o łącznej długości 133,8 m. Budowa ściany przebiegała w dwóch etapach. Pierwszy fragment ściany o długości ~62,0 m zlokalizowany od strony północnej (od ul. Pokoju) wybudowano w latach siedemdziesiątych, a następnie dobudowano do niego początkiem lat 80-tych (przedłużając istniejącą ścianę) fragment o długości 72,0 m dochodzący do ul. Długiej. Dokumentację projektową dla pierwszego odcinka opracowano w 1966r., a dla dobudowanego odcinka w 1971r. Dokumentacja została opracowana w B.P.B.K. Katowice. (z podanego okresu zachowała się tylko dokumentacja dla części dobudowanej – segmenty 1 do 5).

Przebieg ściany jest prostoliniowy, bez załamań geometrycznych na długości ściany.

Konstrukcja poszczególnych segmentów ściany jest zróżnicowana na długości, dostosowana jest pod względem konstrukcji do profilu terenu i wysokości występujących segmentów i obejmuje (opis od strony ul. Długiej w kierunku ul. Pokoju):

Część dobudowana w latach 80-tych

Segment	Długość segmentu [m]	Konstrukcja	Opis konstrukcji
1	8,0	plytowo - kątowna	Wysokość zmienna od 4,2 do 6,71 m
2	16,0	plytowo - żebrowa	Na odcinku 6,0 m wys. zmienna od 6,70 do 8,6 dalej wysokość stała 8,6 m
3	16,0	plytowo - żebrowa	Wysokość stała 8,6 m
4	16,0	plytowo - żebrowa	Wysokość stała 7,6 m
5	16,0	plytowo - żebrowa	Wysokość stała 7,1 m
ŁĄCZNIE:	72,0		

Część wybudowana w latach 70-tych (opis – kontynuacja od ul. Długiej do ul. Pokoju)

Segment	Długość segmentu [m]	Konstrukcja	Opis konstrukcji
6	14,4	plytowo - żebrowa	Na odcinku 4,0 m wys. zmienna od 6,6 do 7,1 dalej wysokość stała 7,1 m
7	7,9	plytowo - kątowna	Wysokość stała 6,6 m
8	10,0	plytowo - kątowna	Wysokość stała 6,0 m
9	12,5	plytowo - kątowna	Wysokość stała 5,0 m * (wys. orientacyjna)
10	17,0	plytowo - kątowna	Wysokość stała 4,0 m * (wys. orientacyjna)
ŁĄCZNIK:	61,8		

(*) wysokości orientacyjne lub mniejsze – podane na podstawie prawdopodobnego zagłębienia w stosunku do pozostałych segmentów, nie mające wpływu na ekspertyzę

Pozostałe wymiary dla segmentów płytowo – żebrowych:

- szerokość stopy fundamentu	6,50 m
- grubość ściany pionowej:	0,20 m
- grubość ściany wraz z gzymsem	0,50 m
- wymiar żeber od strony zewnętrznej (szer. x grubość):	0,34 x 0,40 m

Pozostałe wymiary dla segmentów płytowo – kątowych:

- szerokość stopy fundamentu	5,20 m
- grubość ściany pionowej:	0,30 – 0,60 m
- grubość ściany wraz z gzymsem	0,38 m
- wyniesienie korony ściany ponad teren od strony zajezdni	0,10 – 0,70 m

3.3. Sposób użytkowania.

Ściana oporowa przebiega prostopadle do ul. Pokoju i ul. Długiej i oddziela teren Zajezdni od przyległego do ściany odgałęzienia ul. Długiej. W okresie rozbudowy Zajezdni pierwotny poziom terenu został podniesiony o około 7,0 m do wysokości ~359,0 m n.p.m. Podniesienie terenu i budowa ściany związana była z koniecznością budowy placu postojowego dla autobusów. Funkcja użytkowa została niezmieniona do dnia dzisiejszego. Plac postojowy autobusów przebiega na całej szerokości parceli wzdłuż ściany. Krawężnik placu przebiega w odległości ~ 6,0 m równoległe do korony ściany. W pasie pomiędzy placem postojowym a ścianą usytuowany jest ciepłociąg 2xø800 mm, oparty na niezależnych fundamentach rozmieszczonych w odległości co 6,0 m. Ciepłociąg przebiega równoległe do ściany oporowej w odległości ~ 2,25 m (odl. osi ciepłociągu od osi ściany). Odległość krawędzi fundamentu ciepłociągu od krawędzi korony ściany wynosi ~ 1,35 m.

Lokalizacja ciepłociągu jest korzystna dla użytkowania ściany, gdyż obciążenie ciepłociągu ma stały charakter i jest znacznie mniejsze od obciążenia jakie przyjęto w archiwalnej dokumentacji projektowej. Bieżąca lokalizacja ciepłociągu powoduje, że teren za ścianą oporową znajdujący się w klinie odłamu jest obciążony w sposób minimalny i jednocześnie gwarantuje, że krawężnik placu postojowego nie będzie przesunięta w kierunku ściany i nie dojdzie do powiększenia obciążeń na terenie za ścianą. W koronie ściany wbudowano ogrodzenie (słupki z teownika do których zamontowano ramki z kątownika z wypełnieniem z siatki ogrodzeniowej).

Przed ścianą przebiega droga ułożona z płyt betonowych w odległości ok. 2,0 m od lica ściany. Droga łączy ul. Długą z ul. Pokoju. Droga ma charakter lokalny i pełni funkcję dojazdową do posesji znajdujących się wzdłuż ściany od strony północnej, oraz stanowi dodatkowy dojazd do posesji znajdujących przy ul. Pokoju. Natężenie ruchu na drodze jest

minimalne, w trakcie prowadzonych pomiarów i badań ruch pojazdów na drodze był sporadyczny.

3.4. Warunki gruntowo - wodne.

3.4.1. Parametry gruntu wg dokumentacji archiwalnej.

Według dokumentacji geologiczno – inżynierskiej opracowanej w 1964 r. przez Sekcję Geologii Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Górnictwa o/ Katowice na potrzeby projektu ściany stwierdzono następującą budowę podłoża:

0,00-0,20m – gleba, 0,20-2,10m gliny pylaste twardoplastyczne, 2,10-3,30 ility pylaste plastyczne, od 3,30m i poniżej - rumosze piaszkowca z gliną miękkoplastyczną. Nie stwierdzono występowania wody gruntowej.

Do obliczeń statycznych na etapie projektowania ściany przyjęto następujące założenia:

- posadowienie ściany (spodu fundamentu) na ławie żwirowej zagęszczonej grubości 0,5 m,
- głębokość posadowienia ławy żwirowej -1,5 m poniżej terenu istniejącego na warstwie glin pylastych,
- zasypki ścian wykonane z piasku.

3.4.2. Parametry gruntu wg aktualnej dokumentacji geologicznej [2].

Na potrzeby ekspertyzy, po stwierdzeniu że jeden z segmentów ściany jest przesunięty w stosunku do pozostałych przeprowadzono rozpoznanie warunków gruntowo- wodnych terenu w rejonie zaistniałego przesunięcia. Wykonano łącznie trzy odwierty geologiczne. Dwa otwory zlokalizowano od strony placu postojowego (otwór nr 1 i 2), mają one na celu określenie faktycznego gruntu zasypowego ściany. Jeden otwór zlokalizowano od strony ul. Długiej przed ścianą (otwór nr 3) mający za zadanie określenie istniejących warunków gruntowych w poziomie posadowienia ściany. Szczegóły rozpoznania zamieszczono w załączniku 3 na końcu opracowania.

Otwory nr 1 i 2 w części nasypowej.

Na podstawie wykonanych odwiertów stwierdzono, że obszar po zdjęciu 20 cm warstwy humusu budują ogólnie dość różnorodne w całym profilu utwory nasypowe z przewagą utworów gliniastych. Górna część nasypu przy murze oporowym tworzy ciemnobrązowa glina piaszczysta w stanie półzwartym ze żwirem, kamieniami oraz kawałkami cegieł. Miąższość warstwy wynosi od 0,50 m (Odwiert nr 1) do 0,60 m (Odwiert nr 2). Niżej zalega warstwa jasnożółtego piasku średniego, którego miąższość waha się od 0,20 m (Odwiert nr 1) do 0,50 m (Odwiert nr 2). Poniżej występują w nasypie na przemian warstwy gliny piaszczystej, piasku gliniastego i gliny z domieszkami żwiru, kamieni lub kawałków cegieł. Są to utwory w różnym stanie, od półzwartego do plastycznego.

Otwór nr 3 przed ścianą.

Dla wykonanego odwiertu stwierdzono w poziomie posadowienia ściany występowanie utworów gliniastych, a poniżej głębokości występowania zwierciadła wód podziemnych utwory gliniasto-piaszczyste. Utwory nasypowe stwierdzono do głębokości 1,50 m p.p.t.

Grunty piaszczysto-żwirowe (piasek średni, gruby, żwir) stanowią grupę nośności G2 i G1, natomiast utwory gliniaste stanowią grupę nośności G3 i G4. Pod względem złożoności warunków geotechnicznych podłoże gruntowe zalicza się do prostych warunków gruntowych do głębokości występowania zwierciadła wód podziemnych. Poniżej tej głębokości warunki gruntowe stają się złożone. Występujące w podłożu grunty pod względem wysadzinowości zaliczamy do grupy gruntów bardzo wysadzinowych (gлина, глина piaszczysta, глина pylasta) oraz niewysadzinowych (piasek średni).

Warunki wodne

W odwiertach nr 1 i 2 nie stwierdzono występowania wód gruntowych ani poprzez nawiercenie zwierciadła wód podziemnych ani poprzez obserwacje sączeń. Jedynie w odwiercie nr 3 na głębokości 1,70 m p.p.t. nawiercono zwierciadło wód podziemnych o charakterze lekko naporowym, które ustabilizowało się na głębokości 1,60 m p.p.t.

3.5. Konstrukcja ściany.

Mur oporowy zaprojektowano i wykonano jako konstrukcję płytowo - kątową oraz płytowo żebrową. Poszczególne segmenty ściany zdylatowano między sobą. Wykonanie ściany z zastosowaniem dwóch typów konstrukcji wynika z dość znacznego zróżnicowania wysokości poszczególnych segmentów ściany. Segmenty o wysokości do 6,6 m zaprojektowano jako płytowo – katowe, segmenty o wysokości większej od 6,6 m zaprojektowano jako płytowo żebrowe. Przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne jest słuszne. Poszczególne segmenty zdylatowane są między sobą. Dylatacje nie posiadają wypełnień w postaci wkładek lub taśm dylatacyjnych, są to dylatacje otwarte szczelinowe, poszczególne segmenty stykają się ze sobą lecz nie są powiązane konstrukcyjnie.

Ściany segmentów płytowo kątowych wykonane są jako elementy o zmiennej grubości zgodnie z rozkładem obciążeń i sił wewnętrznych występujących na wysokości ściany. Powierzchnia ściany od strony ul. Długiej jest pionowa, powierzchnia od strony zasypki jest nachylona. Stopy ścian płytowo kątowych mają szerokość 5,20 m i zmienną grubość od 0,4 do 0,6 m w części wspornikowej od czoła ściany i 0,3 do 0,6 m w części wspornikowej za ścianą. Wysięg wspornika przed ścianą wynosi 1,2 m, za ścianą 3,4 m. Szerokość ściany na wysokości korony jest zmienna i wynosi od 0,32 do 0,42 m.

Zbrojenie główne ścian wykonano ze stali AIII – 34GS pręty $\varnothing 18$ w rozstawach co 8,3 cm we wspornikach płyty od strony zasypki za murem (zbrojenie górne), w rozstawach co 20 cm we wsporniku przed murem (zbrojenie dolne wspornika) i w rozstawach co 10 cm w ścianie pionowej na styku z podstawą (zbrojenie od strony zasypki). Ścianę wykonano z betonu $R_w=170$ at wg PN-56/B-03260 na cemencie hutniczym, którego odpowiednikiem jest beton klasy B15 wg PN-B-03264:2002. Odwodnienie zasypek wykształcono za stopą, w poziomie jej posadowienia w formie drenażu podłużnego, oraz drenażu poprzecznego – rurki kamionkowe zabetonowane w ścianach pionowych w rozstawach co $\sim 3,0$ m.

Ściany sekcji płytowo – żebrowych są stałej grubości wynoszącej 20 cm. Stopy ścian mają szerokość 6,50 m i stałą grubość wynoszącą 0,4 m. W miejscu połączeń ściany pionowej ze stopą wykonano obustronne skosy o wymiarach 0,4 x 0,4 m. Wysięg wspornika przed ścianą wynosi 1,5 m, za ścianą 4,8 m. Żebra poprzeczne prostopadłe do ściany mają kształt trapezowy, po stronie zasypek przy podstawie długość żeber równe są wysięgowi części wspornikowej płyty fundamentowej, zakończone są 0,4 m poniżej korony muru.

Żebra wypuszczone są na zewnątrz i „wychodzą” przed ścianę na długości 0,4 m. Rozstawy osiowe żeber co ~ 3,0 do 3,08 m. Zbrojenie ścian zróżnicowano na wysokości (podział na pasma). Do 2/3 wysokości zastosowano pręty $\varnothing 12$ w rozstawach od 15 do 26 cm, a na pozostałym odcinku zastosowano pręty $\varnothing 10$ w rozstawach 26 i 30 cm. Zbrojenie żeber wykonano z prętów $\varnothing 10$ w rozstawach od 14 do 30 cm. Do zbrojenia stopy wykonano pręty $\varnothing 18$ i $\varnothing 10$. Do wykonania segmentów użyto betonu na cemencie hutniczym $R_w=170$ at wg PN-56/B-03260 którego odpowiednikiem jest beton klasy B15 wg PN-B-03264:2002. Odwodnienie zasypek wykształcono za stopą, w poziomie jej posadowienia w formie drenażu podłużnego, oraz drenażu poprzecznego – rurki kamionkowe zabetonowane w ścianach pionowych w rozstawach co ~3,0 m.

Na powierzchniach pionowych ścian wykonano tynki grubości od 1,5 do 2,0 cm.

4. USZKODZENIA ŚCIANY.

W konstrukcji ściany w trakcie przeprowadzonych wizji lokalnych stwierdzono występowanie uszkodzeń które można zakwalifikować do dwóch głównych grup:

4.1. Uszkodzenia wynikające z charakteru pracy statycznej konstrukcji – uszkodzenia globalne.

Zaobserwowano wyraźne przemieszczenie jednego z segmentów (segment 8) ściany płytowo - kątowej względem pozostałych. Przesunięcie jest widoczne w styku segmentów w liniach dylatacji po jego obu stronach. Przesunięty jest cały segment na całej długości. Segment przesunął się do przodu poza lico sąsiadujących segmentów o około 3 do 5 cm.

Przesunięcie widoczne jest na koronie ściany gdzie zamontowane jest ogrodzenie. W miejscu przesunięcia linia ogrodzenia ulega załamaniu. Przyczyna zaistniałych uszkodzeń nie jest jednoznaczna i podlega analizie w dalszej części opracowania. Dla określenia przyczyny przesunięcia przeprowadzono ponowne obliczenia sprawdzające dla tego segmentu w zakresie stateczności ściany. Dokładna analiza została przeprowadzona w pkt. 5 opracowania.

Zaobserwowany typ uszkodzenia – wyraźne przemieszczenie segmentu względem pozostałych występują tylko w tym jednym przypadku. Na pozostałych segmentach tego typu uszkodzeń nie stwierdzono.

4.2. Uszkodzenia powstałe w okresie eksploatacji konstrukcji – uszkodzenia lokalne.

Na całej długości ściany stwierdzono lokalne uszkodzenia powierzchniowe. Dokumentację fotograficzną zaistniałych uszkodzeń zamieszczono w załączniku nr 1 do opracowania. Uszkodzenia te w szczególności polegają na odspojeniu i odpadnięciu tynku w rejonie dylatacji kolejnych sekcji ściany oporowej, częściowych ubytkach betonu konstrukcji ściany w rejonie dylatacji i w żebrach poprzecznych ściany, od strony czoła ściany. Lokalnie występują ubytki betonu gzymsu w koronie ściany. Podstawowym czynnikiem powodującym powstanie tych uszkodzeń jest brak przekładek w dylatacjach (poszczególne segmenty nie są połączone ze sobą konstrukcyjnie, ale stykają się ze sobą) oraz wykonanie okładziny – tynku bez jej zdylatowania. W miejscach tych dodatkowo dochodzi do przesączania się wody przez szczeliny dylatacyjne, która zawilgacała okładzinę przyczyniając się do odspojenia tynku i korodowania betonu. Korozja betonu widoczna jest w szczególności na

gzymsie segmentu nr 1 – ściana kątowna o zmiennej wysokości. Ubytki betonu są tutaj duże, odsłonięte jest zbrojenie gzymsu. Pręty zbrojenia są skorodowane.

Największe uszkodzenia powierzchni pionowych konstrukcji ściany występują na początku segmentu nr 6, w miejscu gdzie wykonano połączenie muru już istniejącego wybudowanego w I etapie realizacji ściany z segmentami dobudowywanymi w II etapie realizacji. Na wysokości około 1,0 m od powierzchni terenu występuje tutaj znaczny ubytek tynku i odsłonięta jest konstrukcja ściany. Powierzchnia betonu jest zawilgocona i zmurszała. Ściana ta była prawdopodobnie nadbudowywana i wyraźnie odznacza się linia od której dokonywano nadbudowy. Od styku od którego nadbudowywano ścianę przesącza się woda powodując zawilgocenie ściany poniżej linii styku. W miejscu zawilgocenia powstał na powierzchni ściany grzyb. Przyczyną powstałego uszkodzenia jest nieoczyszczenie miejsca styku w trakcie nadbudowy i brak związania ze sobą betonu istniejącego z nadbudowywanym. W żebrach pionowych po obu stronach opisanego miejsca występują duże uszkodzenia tynku oraz lokalne ubytki betonu sięgające do samego zbrojenia żeber. Beton i zbrojenie w miejscach ubytków są skorodowane.

Kolor powierzchni ściany jest niejednorodny, na ścianie widoczne są wyraźne przebarwienia i zacieki. Miejsca które najbardziej narażone są na działanie opadów atmosferycznych oraz na zawilgocenie porośnięte są mchem, dotyczy to w szczególności powierzchni poziomych gzymsów i żeber, oraz powierzchni pionowych ściany poniżej rurek drenarskich. Na powierzchniach po których spływa woda tworzą się wykwitły i dochodzi do odpadania okładziny.

Stan rurek i otworów drenarskich jest zły. Otwory odwodnieniowe są zarośnięte i lub częściowo niedrożne. Konstrukcja otworów oraz sposób osadzenia rurek drenarskich nie działa w sposób należyty, woda spływa po ścianie zawilgacając ją poniżej miejsca odpływu.

Elementy ogrodzenia zamontowanego do korony ściany są w ogólnie dobrym stanie. Sposób zamocowania słupków ogrodzeniowych w koronie ściany jest trwały, jedynie lokalnie w miejscach w których występują ubytki betonu gzymsu w stykach poszczególnych segmentów zamocowanie słupków jest uszkodzone. Zabezpieczenie antykorozyjne elementów ogrodzenia wymaga odnowienia, widoczne są ogniska korozji powierzchniowej na elementach stalowych ramek i słupkach.

Teren znajdujący się przed ścianą porośnięty jest trawą. W pasie pomiędzy ścianą i drogą rosną również drzewa. Teren ukształtowany jest ze spadkiem w kierunku drogi.

Teren przylegający do korony ściany od strony placu postojowego porośnięty jest trawą. W poziomie korony ściany nie występuje odwodnienie, woda opadowa nie jest odprowadzana z poziomu terenu, wsiąka w grunt zasypowy.

5. ANALIZA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI

Uszkodzenia lokalne opisane w punkcie 4.2. wymagają napraw i remontu, jednak ich charakter nie wpływa w sposób znaczący na bezpieczeństwo całej konstrukcji. Zalecenia dotyczące naprawy podano w punkcie 7 opracowania.

Dla zaobserwowanego przesunięcia ściany (segmentu nr 8) – uszkodzenia opisane w punkcie 4.1. przeprowadzono ponowne obliczenia pod względem stateczności na obrót i przesuw oraz stateczności ogólnej ściany. Przeprowadzono również obliczenia uwzględniające nośność podłoża gruntowego oraz sprawdzono przemieszczenia ściany. Analizę przeprowadzono w trzech wariantach obejmujących następujące czynniki:

Wariant 1.

Analiza dla parametrów gruntu i sposobu posadowienia przyjętych w projekcie pierwotnym – posadowienie na poduszce żwirowej grubości 0,5 m, zasyпка za ścianą z piasku lub żwiru.

Wariant 2.

Analiza dla parametrów gruntu pod podstawą fundamentu i gruntu zasypowego uzyskanych z wierceń – zasyпка z gruntu spoistego.

Wariant 3.

Analiza dla parametrów gruntu pod podstawą fundamentu uzyskanych z wierceń, oraz parametrów dla zasyпки wykonanej z piasków – zasyпка z gruntu niespoistego.

5.1. Założenia i metody obliczeniowe przyjęte w analizie.

Obliczenia przeprowadzono w programie obliczeniowym Ściana oporowa – moduł programu konstruktor ver. 5.2 licencja L01 dla Pracowni Projektowo Badawczej System.

Obliczenia przeprowadzono przy następujących założeniach:

5.1.1. Sprawdzenie nośności gruntu

Sprawdzenie nośność gruntów dokonano zgodnie z PN-81/B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli” – Załącznik 1 do normy, dla wartości obliczeniowych sił i parametrów gruntowych. Sprawdzane są warunki dla jednego kierunku

$$N_{\max}^r \leq m \times Q_{fNB};$$

w poziomie posadowienia oraz na podstawie przyjętego fundamentu zastępczego na stropie każdej kolejnej warstwy.

5.1.2. Sprawdzenie stateczności.

Sprawdzenie stateczność konstrukcji na obrót przeprowadzono w poziomie posadowienia oraz na przesuw w poziomie posadowienia i na stropie każdej niżej zalegającej warstwy. Przy obliczaniu stateczności na przesuw uwzględniana jest siła tarcia fundamentu o grunt, a współczynnik tarcia uzależniony jest od rodzaju gruntu, jego stanu (jeżeli stopień plastyczności $IL > 0.25$ – grunt plastyczny lub miękkoplastyczny to współczynnik tarcia $\mu=0$), oraz tego czy płyta podstawy jest gładka, czy chropowata.

5.1.3. Sprawdzenie osiadań.

Obliczenia prowadzone są według metody naprężeń, zgodnie z polską normą PN-81/B-03020. „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”. Wyznaczono średnie osiadania pod fundamentem oraz tangens kąta obrotu ściany oporowej.

Grunt zalegający pod stopą fundamentową jest dzielony na warstwy, których grubość nie przekracza $0,5 \times B$ oraz uwzględnia się naturalny rozkład warstw geotechnicznych. Naprężenia pionowe w dowolnym punkcie pod fundamentem obliczane są wg normowego wzoru Boussinesqua:

$$\sigma_z = \frac{3 \times Q}{2 \times \pi} \times \frac{z^3}{R_0^5}, \text{ gdzie } Q = \sigma(x_s, y_s) \times dx \times dy,$$

przy uwzględnieniu rozkładu naprężeń pod całą płytą podstawy. Dla uzyskania poprawnych wyników wymaga się aby był spełniony warunek $R_0 \geq 2b$. Z tego powodu grubość pierwszej warstwy nie powinna być mniejsza niż 0,4 m. Następnie wyznaczane są osiadania pierwotne i wtórne zgodnie z wzorami (20) i (21) wyżej wspomnianej normy. Osiadania wtórne są uwzględniane tylko w przypadku gdy czas wznoszenia budowli (od wykonania wykopów fundamentowych do zakończenia stanu surowego, z montażem urządzeń stanowiących obciążenia) jest dłuższy niż 1 rok. Osiadanie w poszczególnej warstwie jest sumą osiadania wtórnego i pierwotnego. Sumowanie osiadań poszczególnych warstw w celu wyznaczenia całkowitego osiadania fundamentu przeprowadzane jest do głębokości, na której jest spełniony warunek:

$$\sigma_{z_{\max d}} \leq 0,3 \times \sigma_{z_{\max p}}.$$

W przypadku gdy głębokość wypada w obrębie warstwy geotechnicznej o module ścisłości M_0 przynajmniej dwukrotnie mniejszym niż w warstwie geotechnicznej zalegającej bezpośrednio głębiej, to głębokość ta jest zwiększona do spągu warstwy słabszej. W ten sposób wyznaczane są osiadania dla siatki punktów równomiernie rozłożonych pod fundamentem. Następnie powierzchnia osiadań aproksymowana jest do płaszczyzny przy użyciu metody najmniejszych kwadratów. Współczynniki tej płaszczyzny są tangensami kątów obrotu względem poszczególnych osi, oraz średnim osiadań.

5.1.4. Sprawdzenie stateczności ogólnej.

W celu wyznaczania stateczności zbocza zbudowanego z gruntów spoistych przyjęto metody polegające na analizie warunków równowagi bryły osuwającej się wzdłuż powierzchni poślizgu. W metodach obliczeniowych przyjęto, że potencjalne powierzchnie poślizgu są walcowe. Stateczność zbocza uważa się za zapewnioną, jeżeli spełniony jest następujący warunek:

$$F_{\min} \geq F_{\text{dop}}$$

Wszystkie prowadzone obliczenia przeprowadzone są przy następujących założeniach:

- Dla płaskiego stanu naprężeń i odkształceń.
- Przy obowiązywaniu hipotezy wytrzymałościowej Coulomba - Mohra:

$$|\tau| = \tau_f = \sigma \tan \varphi + c$$

- Parametry mechaniczne gruntu c oraz φ są stałe w czasie.
- Wzdłuż całej powierzchni poślizgu są stałe przemieszczenia.

5.1.5. Sprawdzenie stateczności ogólnej metodą Bishopa.

W metodzie Bishopa przyjmuje się, że siły działające na boczne ściany wydzielonych bloków są poziome. Rzuty ich na kierunek pionowy są równe zero. Obliczenia najczęściej przeprowadza się stosując naprężenia efektywne. Siły tarcia wzdłuż powierzchni poślizgu rozumie się jako siły równoważące aktualne siły osuwające. Współczynnik bezpieczeństwa wyznaczany jest wg. następującego wzoru:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan(\phi_i)] \frac{1}{M_i(\alpha)}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin(\alpha_i)}$$

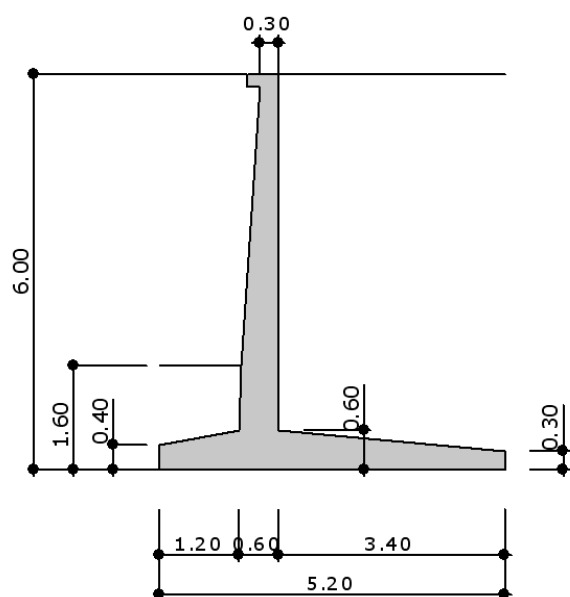
gdzie:

$$M_i(\alpha) = \left[1 + \frac{\tan(\phi) \tan(\alpha_i)}{F} \right] \cos(\alpha_i)$$

W powyższych wzorach współczynnik bezpieczeństwa F znajduje się po lewej jak również po prawej stronie równania. Jest to, więc równanie nieliniowe. Rozwiązanie tego równania należy otrzymać iteracyjnie przy zastosowaniu np. metody Newtona - Raphsona lub metodą kolejnych przybliżeń. Iteracje przeprowadza się do momentu kiedy różnica pomiędzy współczynnikiem obliczonym w aktualnej iteracji i wartością współczynnika z poprzedniej iteracji jest mniejsza od zadeklarowanej w programie (0,001).

5.2. Założenia geometryczne dla wszystkich wariantów obliczeniowych.

Do obliczeń we wszystkich wariantach przyjęto następujące parametry geometryczne analizowanej ściany przedstawione poniżej. Należy mieć na uwadze że przyjęta szerokość fundamentu jest wyznaczona na podstawie analogii z segmentem 1 (zbliżone wymiary) – geometria na podstawie dok. archiwalnej z 1971r. dla II etapu wznoszenia ściany. Ustalenie rzeczywistych wymiarów fundamentu ściany jest niemożliwe. Z przyjęciem takiego założenia, przemawia fakt, że cała dokumentacja techniczna obejmująca całość ściany oporowej została opracowana w jednym biurze projektowym w stosunkowo krótkim odstępie czasu.



Geometria

Wysokość ściany H	[m]	6.00
Szerokość ściany B	[m]	5.20
Długość ściany L	[m]	10.00
Grubość górna ściany B ₅	[m]	0.30
Grubość dolna ściany B ₂	[m]	0.60
Minimalna głębokość posadowienia D _{min}	[m]	1.60
Odsadzka lewa B ₁	[m]	1.20
Odsadzka prawa B ₃	[m]	3.40
Minimalna grubość odsadzki lewej A ₂	[m]	0.40
Minimalna grubość odsadzki prawej A ₃	[m]	0.30
Maksymalna grubość podstawy A ₄	[m]	0.60
Kąt delta	[°]	0.00

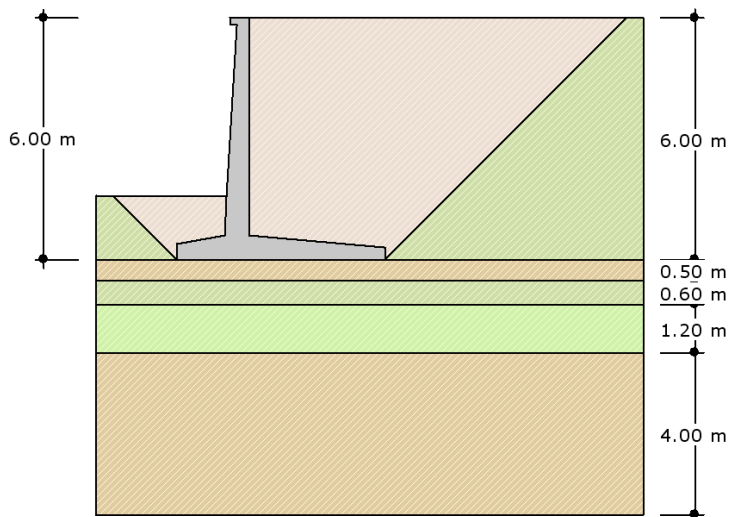
Materiały

Klasa betonu		B15
Klasa stali		34GS
Otulina	[cm]	4.00

5.3. Analiza obliczeniowa – wariant 1.

Warunki gruntowe, parametry zasypki oraz obciążenia przyjęto analogicznie jak dla obliczeń w dokumentacji pierwotnej na etapie projektowania ściany oporowej.

Warunki gruntowe



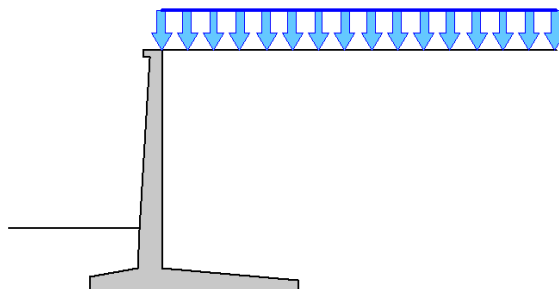
Warstwa	Nazwa gruntu	Miąższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m ³]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$M^{(n)}$ [kPa]	$M_0^{(n)}$ [kPa]
1	Grunt spoisty typu B	6.00	1.90	17.99	31.00	47495.81	35630.76
2	Żwir, pospółka	0.50	1.90	41.35	0.00	244615.35	244615.35
3	Grunt spoisty typu B	0.60	2.10	18.27	31.54	49231.85	36933.12
4	Grunt spoisty typu D	1.20	1.80	10.33	49.09	30318.17	24254.54
5	Rumosz piaskowca	4.00	1.90	37.73	0.00	133445.60	133445.60

Metoda określania parametrów geotechnicznych	B
--	---

Parametry zasypki

Nazwa gruntu	Piasek gruby, piasek średni	
$\rho^{(n)}$ [t/m ³]		2.10
$\phi_u^{(n)}$ [°]		20.00
$C_u^{(n)}$ [kPa]		0.00

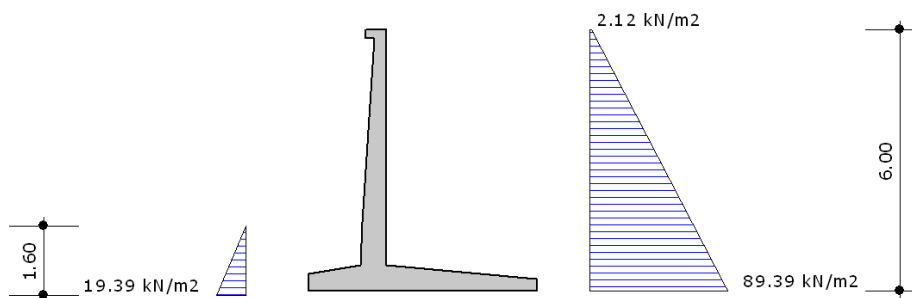
Obciążenia



Nr	Rodzaj	Wartość	X_{pocz} [m]	X_{kon} [m]	γ_{min}	γ_{max}
1	Naziom góra [kN/m ²]	3.00	-	-	0.90	1.20

Parcie zasypki

Wypadkowe parcie zasypki na ścianę oporową wynosi 274.51 kN/m



Wypadkowy odpór zasypki wynosi 15.51 kN/m

Sprawdzenie stanu granicznego nośności gruntu

Nośność gruntu bezpośrednio pod płytą fundamentową.

Nośność jest OK. $G = 649.82 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 3110.84 = 2799.75 \text{ kN}$. warunek spełniony

Nośność na stopie warstwy 3:

Nośność jest OK. $G = 703.99 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 930.01 = 837.01 \text{ kN}$. warunek spełniony

Nośność na stopie warstwy 4:

Nośność jest OK. $G = 777.97 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 898.35 = 808.52 \text{ kN}$. warunek spełniony

Nośność na stopie warstwy 5:

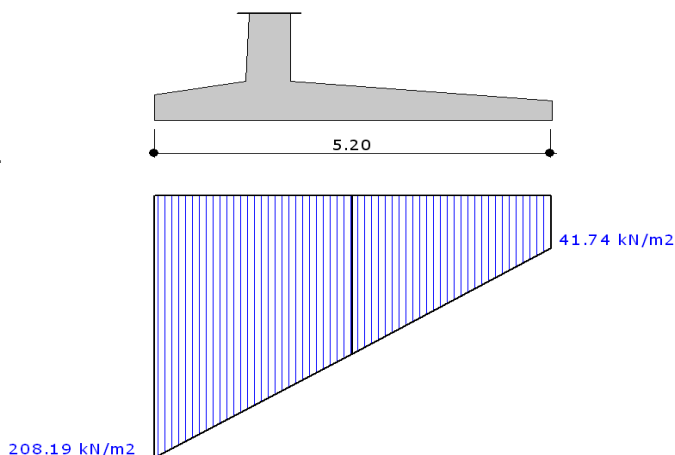
Nośność jest OK. $G = 910.06 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 4690.95 = 4221.85 \text{ kN}$. warunek spełniony

Naprężenia pod płytą fundamentową

Naprężenia w narożach płyty fundamentowej.

Wartość $q_1 = 41.74 \text{ kN/m}^2$

Wartość $q_2 = 208.19 \text{ kN/m}^2$



Wymiarowanie zbrojenia

Element	Moment [kNm]	Zbrojenie wyliczone [cm ²]
Ściana	453.43	25.72
Podstawa z lewej	102.29	7.28
Podstawa z prawej	380.53	21.16

Stateczność fundamentu

Stateczność na obrót

Stateczność OK. $M_{or} = 555.82 \text{ kNm/m} < m_o \cdot M_{ur} = 0.90 \cdot 1437.42 = 1293.67 \text{ kNm/m}$
warunek spełniony

Stateczność na przesuw

Przesuw na styku fundamentu i gruntu

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność zła. $Q_{tr} = 263.52 \text{ kN/m} > m \cdot Q_{tr1} = 0.95 \cdot 261.81 = 248.72 \text{ kN/m}$ warunek niespełniony

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność OK. $Q_{tr} = 263.52 \text{ kN/m} < m \cdot Q_{tr2} = 0.95 \cdot 361.51 = 343.43 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 3 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 263.52 \text{ kN/m} < m \cdot Q_{tr} = 0.95 \cdot 305.90 = 290.61 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 4 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 263.52 \text{ kN/m} < m \cdot Q_{tr} = 0.95 \cdot 338.85 = 321.91 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 5 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 263.52 \text{ kN/m} < m \cdot Q_{tr} = 0.95 \cdot 463.94 = 440.74 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Przemieszczenia korony ściany

Przemieszczenie względne wywołane nierównomiernym osiadaniem $f_1/H = 0.0020 < 0.006$

Przemieszczenie względne wywołane odkształceniem elementu żelbetowego $f_2/H = 0.0032 < 0.004$

Sumaryczne ugięcie korony ściany $f = f_1 + f_2 = 1.19 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm} = 3.09 \text{ cm} < 0.015 \cdot H = 9.00 \text{ cm}$

5.4. Wnioski z analizy – wariant 1.

Na podstawie wyników obliczeń przeprowadzonych dla wariantu 1 stwierdzono:

- a) Stateczność ściany na obrót jest zachowana. Współczynnik pewności wynosi 2,59 i jest większy od współczynnika pewności przyjętego w dokumentacji archiwalnej wynoszącego 1,25.
- b) Stateczność ściany na przesuw w styku fundamentu i gruntu z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu nie jest zapewniona. Współczynnik pewności wynosi 0,99 (minimalny współczynnik pewności na przesuw wynosi 1,05)
Dla stateczności obliczonej z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu współczynnik pewności wynosi 1,37 i jest większy od współczynnika pewności przyjętego w dokumentacji archiwalnej wynoszącego 1,11. Stateczność na styku poszczególnych warstw gruntu jest zachowana.
Ogólnie można stwierdzić że stateczność na przesuw jest zachowana.
- c) Stan graniczny nośności warstw gruntu przyjętych w obliczeniach jest zachowany, w żadnej z warstw podłoża gruntowego nie przekroczono nośności warstwy. Maksymalne wykorzystanie nośności warstwy podłoża jest na poziomie 96 %.
- d) Przemieszczenia ściany wywołane nierównomiernym osiadaniem i odkształceniem ściany są mniejsze od wartości dopuszczalnych. Maksymalna wartość przemieszczeń korony ściany wynosi 3,09 cm co stanowi 34,3 % wartości dopuszczalnych.

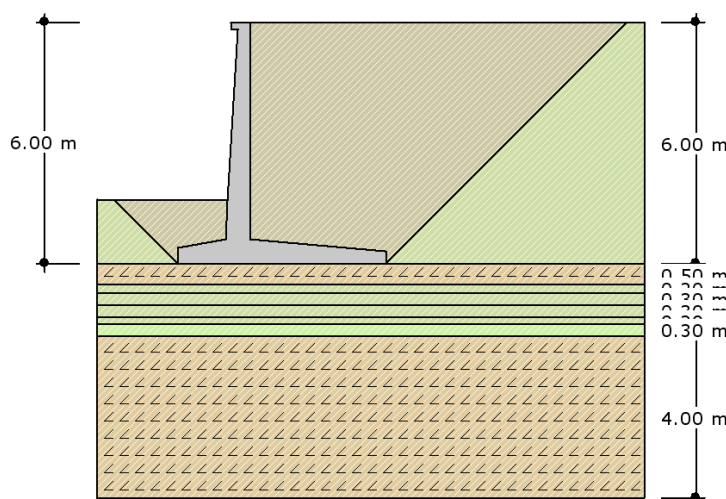
5.5. Analiza obliczeniowa – wariant 2.

W wariantcie 2 przyjęto parametry geotechniczne podłoża gruntowego i zasyпки ściany na podstawie przeprowadzonego rozpoznania geologicznego, w tym uwzględniono również, że ściana posadowiona jest bezpośrednio na poduszce żwirowej jak w wariantcie 1. W analizie uwzględniono występowanie wody gruntowej oraz rozkład obciążeń na terenie odpowiadający obciążeniom istniejącym.

Obciążenie od fundamentu ciepłociągu zamieniono na obciążenie zastępcze powierzchniowe rozłożone na szerokości 2,95 m wzdłuż ściany w odległości 1,2 m od krawędzi ściany. Dodatkowo przyjęto obciążenie od ciepłociągu jako obciążenie liniowe wzdłuż ściany w odległości 2,25 m od krawędzi ściany. Obciążenie od placu postojowego przyjęto jako powierzchniowe o intensywności $q=3,0 \text{ kN/m}^2$ odpowiadający klasie obciążenia B.

Pozostałe parametry geometryczne i materiałowe ściany pozostały bez zmian wg założeń ogólnych.

Warunki gruntowe



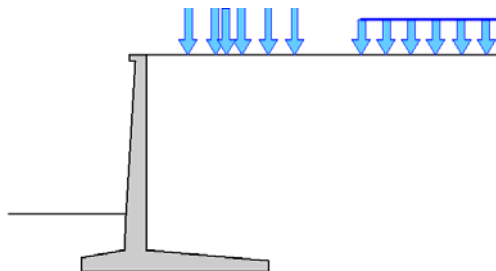
Warstwa	Nazwa gruntu	Miąższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m ³]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$M^{(n)}$ [kPa]	$M_0^{(n)}$ [kPa]
1	Grunt spoisty typu B	6.00	1.90	18.27	31.54	49231.85	36933.12
2	Żwir, pospółka	0.50	1.90	41.35	0.00	244615.35	244615.35
3	Grunt spoisty typu B	0.20	2.10	22.00	40.00	87669.11	65768.27
4	Grunt spoisty typu B	0.30	1.80	17.33	29.73	43680.52	32768.58
5	Grunt spoisty typu B	0.30	1.90	19.76	34.66	60613.27	45471.32
6	Grunt spoisty typu B	0.20	1.90	22.00	36.00	87669.11	65768.27
7	Grunt spoisty typu D	0.30	1.90	9.67	46.60	27088.57	21670.86
8	Rumosz piaskowca	4.00	1.90	39.18	0.00	173848.80	173848.80

Metoda określania parametrów geotechnicznych	B
--	---

Parametry zasyпки

Nazwa gruntu	Grunt spoisty A	
$\rho^{(n)}$	[t/m ³]	2.00
$\phi_u^{(n)}$	[°]	20.00
$C_u^{(n)}$	[kPa]	16.00

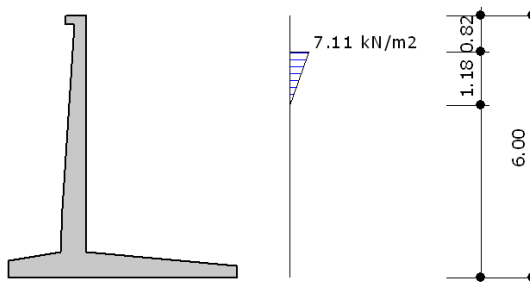
Obciążenia



Nr	Rodzaj	Wartość	X _{pocz} [m]	X _{kon} [m]	γ _{min}	γ _{max}
1	Obciążenie pow. pionowe [kN/m ²]	3.00	6.00	15.00	0.90	1.20
2	Obciążenie pow. pionowe [kN/m ²]	7.60	1.20	4.15	0.90	1.20
3	Obciążenie liniowe pionowe [kN/m]	5.00	2.25	-	0.90	1.20

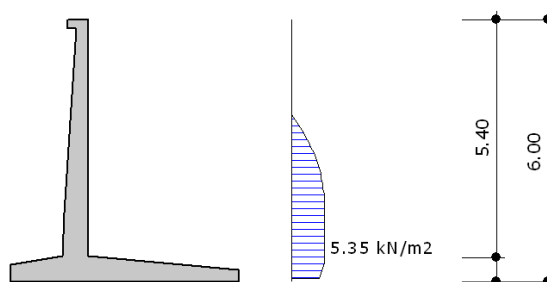
Obciążenia liniowe wyniki

Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia liniowego nr 3 wynosi 4.20 kN/m.

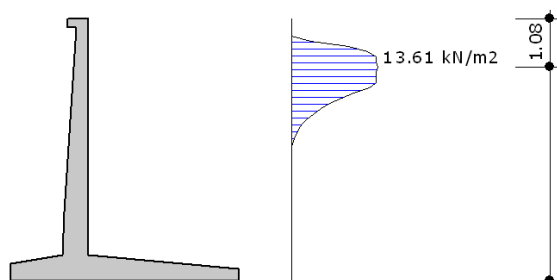


Obciążenia powierzchniowe wyniki

Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia powierzchniowego nr 1 wynosi 16.62 kN/m

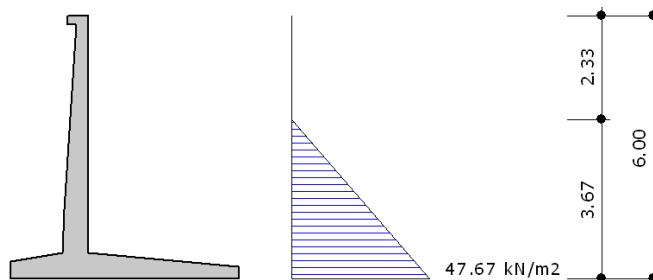


Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia powierzchniowego wynosi 18.87 kN/m



Parcie zasypki

Wypadkowe parcie zasypki na ścianę oporową wynosi 87.49 kN/m



Wypadkowy odpór zasypki wynosi 0.00 kN/m

Sprawdzenie stanu granicznego nośności gruntu

Nośność gruntu bezpośrednio pod płytą fundamentową.

Nośność jest OK. $G = 706.14 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 6269.62 = 5642.66 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 3:

Nośność jest OK. $G = 731.79 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 2756.37 = 2480.73 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 4:

Nośność jest OK. $G = 744.59 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 1631.75 = 1468.58 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 5:

Nośność jest OK. $G = 758.72 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 2243.46 = 2019.11 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 6:

Nośność jest OK. $G = 774.83 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 2807.02 = 2526.32 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 7:

Nośność jest OK. $G = 785.69 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 1528.96 = 1376.06 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 8:

Nośność jest OK. $G = 802.16 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 7634.47 = 6871.02 \text{ kN}$.

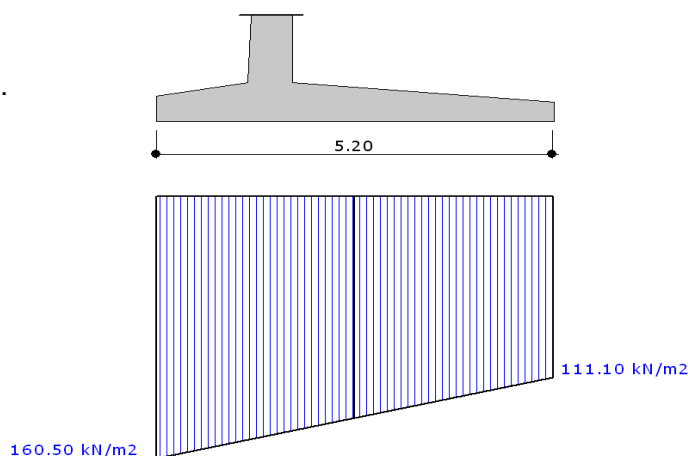
warunek spełniony

Naprężenia pod płytą fundamentową

Naprężenia w narożach płyty fundamentowej.

Wartość $q_1 = 111.10 \text{ kN/m}^2$

Wartość $q_2 = 160.50 \text{ kN/m}^2$



Wymiarowanie zbrojenia

Element	Moment [kNm]	Zbrojenie wyliczone [cm ²]
Ściana	140.72	7.39
Podstawa z lewej	59.82	7.28
Podstawa z prawej	117.50	7.28

Stateczność fundamentu

Stateczność na obrót

Stateczność OK. $M_{or} = 261.53 \text{ kNm/m} < m_o * M_{ur} = 0.90 * 1261.37 = 1135.24 \text{ kNm/m}$ warunek spełniony

Stateczność na przesuw

Przesuw na styku fundamentu i gruntu

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf1} = 0.95 * 228.39 = 216.97 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf2} = 0.95 * 315.37 = 299.60 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 3 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 350.26 = 332.75 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 4 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 269.63 = 256.15 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 5 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 318.30 = 302.39 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 6 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 350.09 = 332.59 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 7 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 309.09 = 293.64 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 8 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 134.29 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 349.15 = 331.70 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Przemieszczenia korony ściany

Przemieszczenie względne wywołane nierównomiernym osiadaniem $f_1/H = 0.0004 < 0.006$

Przemieszczenie względne wywołane odkształceniem elementu żelbetowego $f_2/H = 0.0035 < 0.004$

Sumaryczne ugięcie korony ściany $f = f_1 + f_2 = 0.23 \text{ cm} + 2.08 \text{ cm} = 2.31 \text{ cm} < 0.015 * H = 9.00 \text{ cm}$

5.6. Wnioski z analizy – wariant 2.

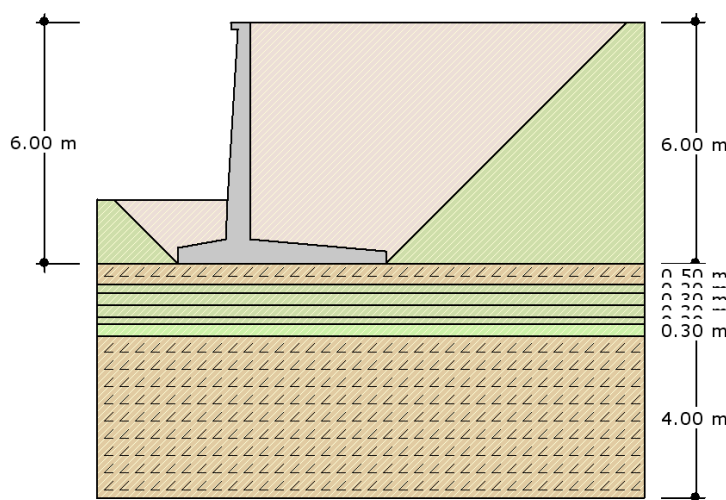
Na podstawie wyników obliczeń przeprowadzonych dla wariantu 2 stwierdzono:

- a) Stateczność ściany na obrót jest zachowana. Współczynnik pewności wynosi 4,82 i jest większy od minimalnego współczynnika pewności na obrót zalecanego dla konstrukcji nowoprojektowanych wynoszącego 1,50.
- b) Stateczność ściany na przesuw w styku fundamentu i gruntu z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu, oraz stateczność wyznaczona z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu jest zachowana. Minimalny współczynnik pewności wynosi 1,70 i jest większy od minimalnego współczynnika pewności na przesuw zalecanego dla konstrukcji nowoprojektowanych wynoszącego 1,25.
Stateczność na styku poszczególnych warstw gruntu jest zachowana.
- c) Stan graniczny nośności warstw gruntu przyjętych w obliczeniach jest zachowany, w żadnej z warstw podłoża gruntowego nie przekroczono nośności warstwy. Maksymalne wykorzystanie nośności warstwy podłoża jest na poziomie 57 %.
- d) Przemieszczenia ściany wywołane nierównomiernym osiadaniem i odkształceniem ściany są mniejsze od wartości dopuszczalnych. Maksymalna wartość przemieszczeń korony ściany wynosi 2,31 cm co stanowi 35,7 % wartości dopuszczalnych
- e) Wypadkowe parcie zasyпки dla przyjętego gruntu spoistego jest znacznie mniejsze niż parcie dla gruntu niespoistego.

5.7. Analiza obliczeniowa – wariant 3.

Założenia przyjęte w wariantcie 3 w zakresie obciążeń są analogiczne jak w wariantcie 2. Założenia dotyczące warunków gruntowych różnią się w stosunku do wariantu 2 przyjętymi parametrami zasyпки. W obliczeniach przyjęto, że zasypkę wykonano z piasków grubych i średnich. Założenie to jest racjonalne, gdyż wykonane 2 odwierty mogą nie odzwierciedlać w 100% rzeczywistych parametrów zasyпки. Przyjęte założenie jest po stronie bezpiecznej, gdyż grunt niespoisty będzie wywoływał większe wartości parcia niż grunt spoisty przyjęty w wariantcie 2.

Warunki gruntowe



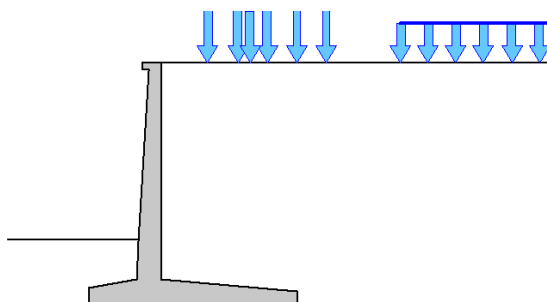
Warstwa	Nazwa gruntu	Miąższość [m]	$\rho^{(n)}$ [t/m ³]	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$C_u^{(n)}$ [kPa]	$M^{(n)}$ [kPa]	$M_0^{(n)}$ [kPa]
1	Grunt spoisty typu B	6.00	1.90	18.27	31.54	49231.85	36933.12
2	Żwir, pospółka	0.50	1.90	41.35	0.00	244615.35	244615.35
3	Grunt spoisty typu B	0.20	2.10	22.00	40.00	87669.11	65768.27
4	Grunt spoisty typu B	0.30	1.80	17.33	29.73	43680.52	32768.58
5	Grunt spoisty typu B	0.30	1.90	19.76	34.66	60613.27	45471.32
6	Grunt spoisty typu B	0.20	1.90	22.00	36.00	87669.11	65768.27
7	Grunt spoisty typu D	0.30	1.90	9.67	46.60	27088.57	21670.86
8	Rumosz piaskowca	4.00	1.90	39.18	0.00	173848.80	173848.80

Metoda określania parametrów geotechnicznych	B
--	---

Parametry zasyпки

Nazwa gruntu	Piasek gruby, piasek średni	
$\rho^{(n)}$	[t/m ³]	2.00
$\phi_u^{(n)}$	[°]	20.00
$C_u^{(n)}$	[kPa]	0.00

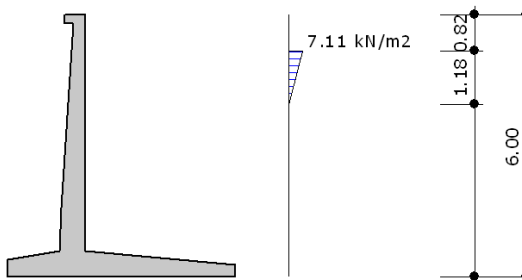
Obciążenia



Nr	Rodzaj	Wartość	X _{pocz} [m]	X _{kon} [m]	γ _{min}	γ _{max}
1	Obciążenie pow. pionowe [kN/m ²]	3.00	6.00	15.00	0.90	1.20
2	Obciążenie pow. pionowe [kN/m ²]	7.60	1.20	4.15	0.90	1.20
3	Obciążenie liniowe pionowe [kN/m]	5.00	2.25	-	0.90	1.20

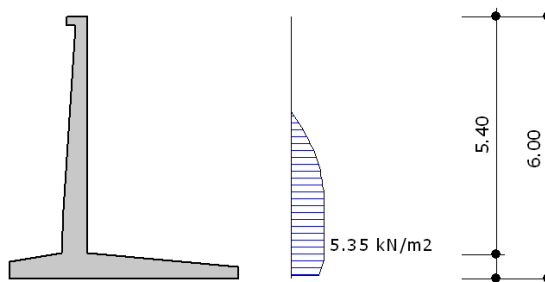
Obciążenia liniowe wyniki

Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia liniowego wynosi 4.20 kN/m.

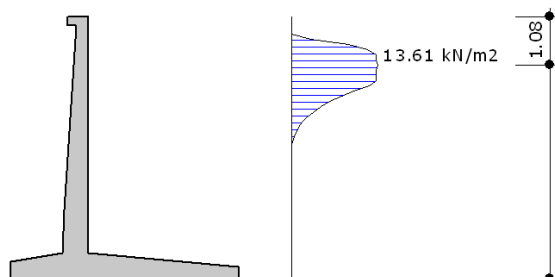


Obciążenia powierzchniowe wyniki

Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia powierzchniowego wynosi 16.62 kN/m

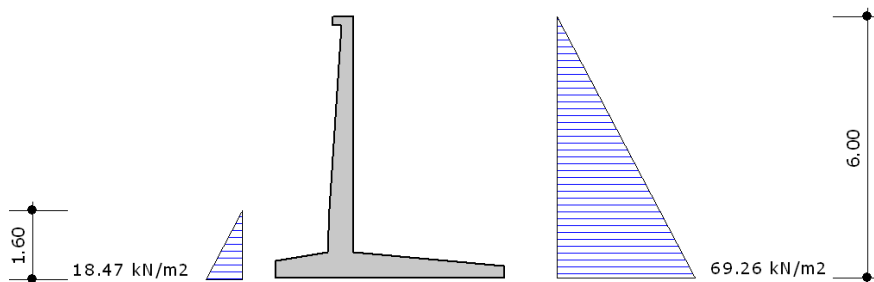


Wypadkowa siła pozioma od pionowego obciążenia powierzchniowego wynosi 18.87 kN/m



Parcie zasypki

Wypadkowe parcie zasypki na ścianę oporową wynosi 207.78 kN/m



Wypadkowy odpór zasypki wynosi 14.78 kN/m

Sprawdzenie stanu granicznego nośności gruntu

Nośność gruntu bezpośrednio pod płytą fundamentową.

Nośność jest OK. $G = 646.72 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 2672.31 = 2405.08 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 3:

Nośność jest OK. $G = 672.38 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 1492.15 = 1342.93 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 4:

Nośność jest OK. $G = 685.18 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 838.79 = 754.91 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 5:

Nośność jest OK. $G = 699.30 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 1173.76 = 1056.38 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 6:

Nośność jest OK. $G = 715.41 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 1463.07 = 1316.77 \text{ kN}$.

warunek spełniony

Nośność na stropie warstwy 7:

Nośność nie jest OK. $G = 726.27 \text{ kN} > m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 800.97 = 720.87 \text{ kN}$.

warunek niespełniony

Nośność na stropie warstwy 8:

Nośność jest OK. $G = 742.75 \text{ kN} < m \cdot Q_{nf} = 0.9 \cdot 3295.32 = 2965.79 \text{ kN}$.

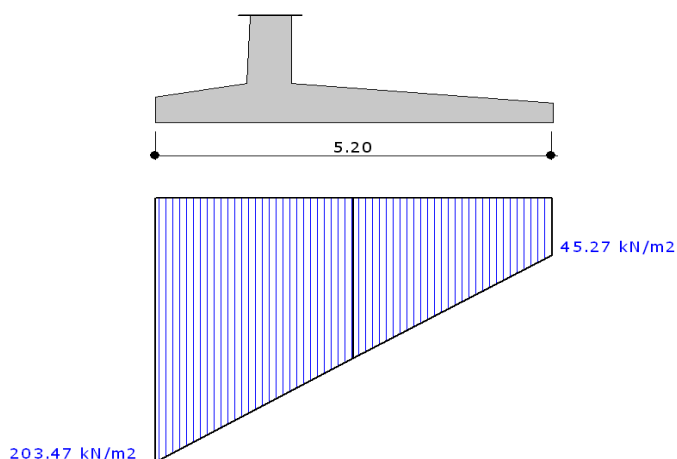
warunek spełniony

Naprężenia pod płytą fundamentową

Naprężenia w narożach płyty fundamentowej.

Wartość $q_1 = 45.27 \text{ kN/m}^2$

Wartość $q_2 = 203.47 \text{ kN/m}^2$



Wymiarowanie zbrojenia

Element	Moment [kNm]	Zbrojenie wyliczone [cm ²]
Ściana	431.43	24.32
Podstawa z lewej	99.67	7.28
Podstawa z prawej	364.30	20.18

Stateczność fundamentu

Stateczność na obrót

Stateczność OK. $M_{or} = 564.43 \text{ kNm/m} < m_o * M_{ur} = 0.90 * 1458.08 = 1312.27 \text{ kNm/m}$

Stateczność na przesuw

Przesuw na styku fundamentu i gruntu

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf1} = 0.95 * 261.07 = 248.02 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Obliczenie stateczności z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu.

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf2} = 0.95 * 360.49 = 342.47 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 3 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 371.65 = 353.07 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 4 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 286.22 = 271.91 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 5 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 337.36 = 320.49 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 6 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 371.49 = 352.91 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 7 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 318.19 = 302.28 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Na stropie warstwy 8 :

Stateczność OK. $Q_{tr} = 244.11 \text{ kN/m} < m * Q_{tf} = 0.95 * 391.17 = 371.61 \text{ kN/m}$ warunek spełniony

Przemieszczenia korony ściany

Przemieszczenie względne wywołane nierównomiernym osiadaniem $f_1/H = 0.0012 < 0.006$

Przemieszczenie względne wywołane odkształceniem elementu żelbetowego $f_2/H = 0.0041 > 0.004$.

Nie zgodne z normą.

Sumaryczne ugięcie korony ściany $f = f_1 + f_2 = 0.74 \text{ cm} + 2.47 \text{ cm} = 3.21 \text{ cm} < 0.015 * H = 9.00 \text{ cm}$

5.8. Wnioski z analizy – wariant 3.

Na podstawie wyników obliczeń przeprowadzonych dla wariantu 3 stwierdzono:

- a) Stateczność ściany na obrót jest zachowana. Współczynnik pewności wynosi 2,58 i jest większy od minimalnego współczynnika pewności na obrót zalecanego dla konstrukcji nowoprojektowanych wynoszącego 1,50.
- b) Stateczność ściany na przesuw w styku fundamentu i gruntu z uwzględnieniem współczynnika tarcia gruntu pod podstawą fundamentu, oraz stateczność wyznaczona z uwzględnieniem kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod podstawą fundamentu jest zachowana. Minimalny współczynnik pewności wynosi 1,07 i jest on większy od minimalnego współczynnika pewności na przesuw = 1,05. Współczynnik ten jest jednak mniejszy od minimalnego współczynnika zalecanego dla konstrukcji nowoprojektowanych wynoszącego 1,25.
Stateczność na styku poszczególnych warstw gruntu jest zachowana.
- c) Stan graniczny nośności gruntu przyjętego w obliczeniach jest przekroczony w jednej warstwie. Przekroczenie jest minimalne i wynosi 1%. W pozostałych warstwach podłoża gruntowego nie przekroczono nośności warstwy. (nośność przy współczynniku bezpieczeństwa = 0,9)
- d) Przemieszczenia ściany wywołane nierównomiernym osiadaniem i odkształceniem ściany są mniejsze od wartości dopuszczalnych. Maksymalna wartość przemieszczeń korony ściany wynosi 3,21 cm co stanowi 35,7 % wartości dopuszczalnych.

6. WNIOSKI KOŃCOWE

6.1. Wnioski dla przesuniętego segmentu ściany oporowej (segment 8).

Przeprowadzone pomiary, badania i analiza trzech wariantów obliczeniowych wykazała że:

- Analizowany segment został zaprojektowany poprawnie.
- Stateczność na obrót i przesuw dla parametrów podłoża gruntowego wyznaczonych na podstawie przeprowadzonego rozpoznania warunków gruntowo jest zachowana i pozwala na dalsze bezpieczne użytkowanie konstrukcji segmentu bez konieczności dokonania wzmocnienia podłoża i zabezpieczenia przedmiotowego segmentu.
- Stan graniczny nośności podłoża gruntowego nie jest przekroczony.
- Wartości przemieszczenia konstrukcji są znaczne jednak są to wartości mniejsze od wartości dopuszczalnych.
- Jako materiał zasypki segmentu wykorzystano grunt mieszany ze znaczną przewagą gruntów spoistych i domieszkami gruntów niespoistych. Dla takiego rodzaju zasypki wielkości obciążeń działających na ścianę wywołują mniejsze wartości wyłężenia warstw gruntu znajdującego się pod fundamentem ściany, oraz powodują mniejsze wartości oddziaływań wpływających na możliwość utraty stateczności.
- Przeprowadzone wiercenie przed ścianą potwierdza, że fundament posadowiony jest na poduszce żwirowej, co jest zgodne z przyjętymi na podstawie dokumentacji archiwalnej założeniami oraz wpływa korzystnie na bezpieczeństwo przedmiotowego segmentu.
- Bezpośredniej i jednoznacznej przyczyny oraz okresu powstania przesunięcia nie określono.

6.2. Wnioski dla wszystkich segmentów ściany oporowej.

- Konstrukcja jako całość nie wykazuje uszkodzeń, które świadczą o istnieniu niebezpieczeństw w zakresie jej nośności lub stateczności, mogących ograniczać jej użytkowanie oraz wymagających dokonania wzmocnień.
- Zaistniałe uszkodzenia na powierzchni ściany są uszkodzeniami o charakterze lokalnym nie wpływającymi na bezpieczeństwo konstrukcji ściany.
- Uszkodzenia okładzin w rejonach przerw dylatacyjnych wynikają z ich niewłaściwego sposobu wykonstruowania i zabezpieczenia, co w połączeniu z działaniem czynników atmosferycznych oraz długim okresem użytkowania konstrukcji doprowadziło do powstania pęknięć i odpadania tynku, powstania zacieków i wykwitów.
- Uszkodzenia gzymsów, oraz ubytki betonu na żebrach poprzecznych mają charakter lokalny i nie wpływają bezpośrednio na bezpieczeństwo konstrukcji. Elementy na których stwierdzono występowanie uszkodzeń wymagają przeprowadzenia prac naprawczych celem ograniczenia dalsze degradacji elementów.
- Zawilgocenia ściany powstałe poniżej zamontowanych rurek drenarskich wynikają z ich niewłaściwego zamontowania oraz braku należytej konserwacji i wymagają przeprowadzenia naprawy.

7. ZALECENIA

Na podstawie dokonanych oględzin, przeprowadzonych pomiarów i obliczeń zaleca się przeprowadzenie następujących czynności mających na celu poprawę stanu istniejącego konstrukcji ściany oporowej:

1. Zaleca się obserwację przemieszczeń segmentu 8 (segment przesunięty w stosunku do pozostałych). Obserwacja przemieszczeń polegać ma np. na zamontowaniu na koronie ściany w styku segmentu 8 z segmentami sąsiednimi po jego obu stronach przyrządów pomiarowych pozwalających na jednoznaczne określenie wielkości ewentualnych przyrostów przemieszczeń. Pomiarów należy dokonywać w pierwszych trzech miesiącach co 2 tygodnie, a w dalszym okresie jeśli przyrostów nie będzie lub ich wielkość będzie nieznaczna, to kontrolę należy przeprowadzać raz w miesiącu.
2. Jak najszybciej należy przeprowadzić prace naprawcze w segmencie 6, w miejscu powstania dużego ubytku i korozji betonu konstrukcji ściany (miejsce nadbudowy ściany opisane w pkt. 4.2 opracowania na str. 9).
3. Jak najszybciej należy naprawić wszystkie miejsca w których doszło do odspojenia betonu i odsłonięcia prętów zbrojenia, w szczególności dotyczy to żeber od strony ul. Długiej, oraz gzymsu segmentu nr 1.
4. Należy oczyścić i udrożnić wszystkie rurki i otwory odwodnienia występujące na długości ściany.
5. Należy opracować projekt remontu przedmiotowej ściany obejmujący swoim zakresem naprawy i zabezpieczenie dylatacji, wykonanie odwodnienia terenu na poziomie korony muru i odwodnienia zasypki, naprawę powierzchni okładzin oraz prace związane z zabezpieczeniem i odnowieniem ogrodzenia zamontowanego w poziomie korony ściany. Projekt powinien zawierać również zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonowych.
6. Należy systematycznie dokonywać przeglądu ściany, a zaistniałe usterki należy na bieżąco usuwać.

Bielsko – Biała, grudzień 2008r.

8. ZAŁĄCZNIKI

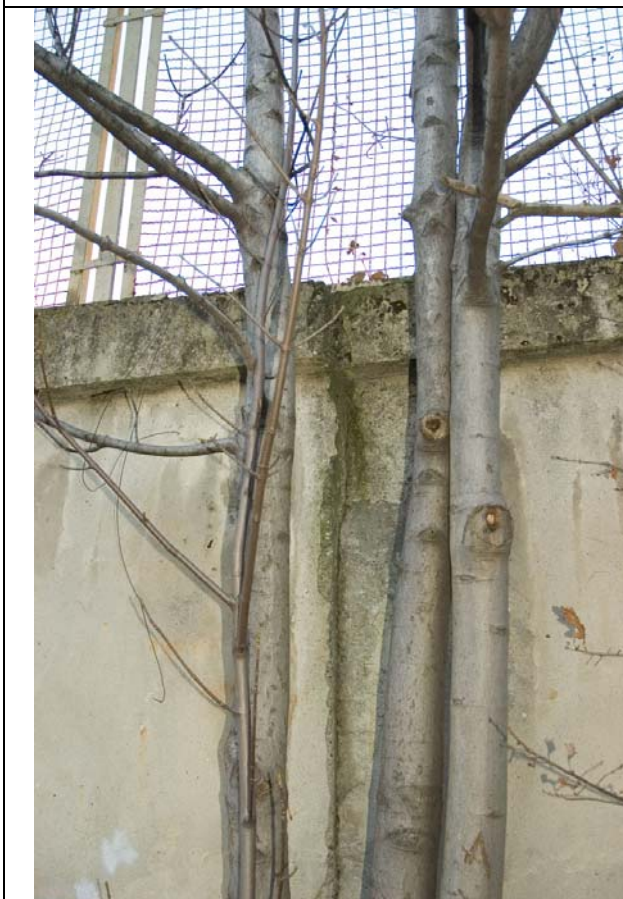
8.1. Załącznik 1 – Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń.

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

Dokumentacja stanu istniejącego ściany oporowej od strony ul. Długiej.



Fot 1 i 2. Przesunięcie w styku segmentu nr 7 i 8



Fot 3 i 4. Przesunięcie w styku segmentu nr 8 i 9



Fot 5 i 6 Uszkodzenia korony ściany segmentu 1



Fot 7, 8 i 9 Uszkodzenia korony ściany segmentu 1



Fot. 10 - Rysa w miejscu styku segmentu 2 i 3



Fot. 11 – Odpadający tynk w miejscu dylatacji



Fot.12 – Zarośnięty otwór odwodnienia



Fot. 13 – Odpadający tynk w miejscu dylatacji



Fot. 14 – Odpadający tynk w miejscu dylatacji, korozja betonu żebra poprzecznego



Fot. 15 – Odpadający tynk w miejscu dylatacji, szczegół fot 14



Fot.16 – Zarośnięty otwór odwodnienia, zawilgocenie ściany i porastający mech



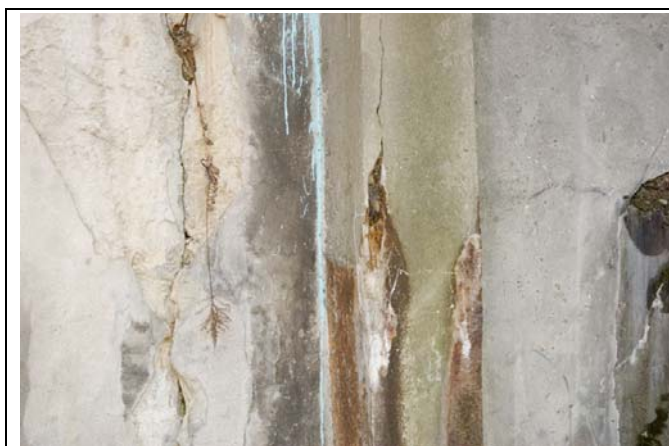
Fot.17 – Zawilgocenia powierzchni ściany poniżej otworu odwodnienia



Fot. 18 – Uszkodzony i zmurszały beton w miejscu nadbudowy ściany, poniżej widoczny grzyb



Fot. 19 – Grzyb na powierzchni ściany, szczegół fot. 18



Fot. 20 – Korozja betonu i uszkodzenia powierzchni żebra i powierzchni ściany



Fot. 21 – Brak otuliny zbrojenia żebra i uszkodzenia na powierzchni ściany



Fot.22 – Odspojony i skorodowany beton żebra, korozja zbrojenia



Fot. 23 i 24 – Uszkodzenia konstrukcji krawędzi segmentu w miejscu dylatacji, widoczna niejednorodna powierzchnia ściany



Fot. 25 – Zawilgocenie poniżej odwodnienia zasypki ściany



Fot. 26 – Rysa na powierzchni tynku



Fot. 27 – Rośliność przerastająca przez dylatację



Fot. 28 – Porośnięta mchem korona ściany wraz z widoczną korozją elementu ogrodzenia



Fot. 29 – Zawilgocenie ściany poniżej otworu odwodnienia



Fot. 30 – Zanieczyszczony otwór odwodnienia



Fot. 31 Porastające krzewy tuż przy ścianie

8.2. Załącznik 2 – Wyciąg z obliczeń statycznych uzupełnienie dla wariantów 1, 2 i 3.

8.2.1. Osiadanie fundamentu i stateczność zbocza dla wariantu 1

Osiadania pierwotne = 0.0059 cm

Osiadania wtórne = 0.0000 cm

Osiadania całkowite = 0.0059 cm

Przechyłka = 0.001979 °

Stosunek różnicy osiadań ściany jest dopuszczalny i wynosi $0.0020 < 0.006$

Warunek naprężeniowy $0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 148.52 \text{ kN/m}^2 = 44.56 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 27.94 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 6.20 m

Rozkład naprężeń pod ścianką

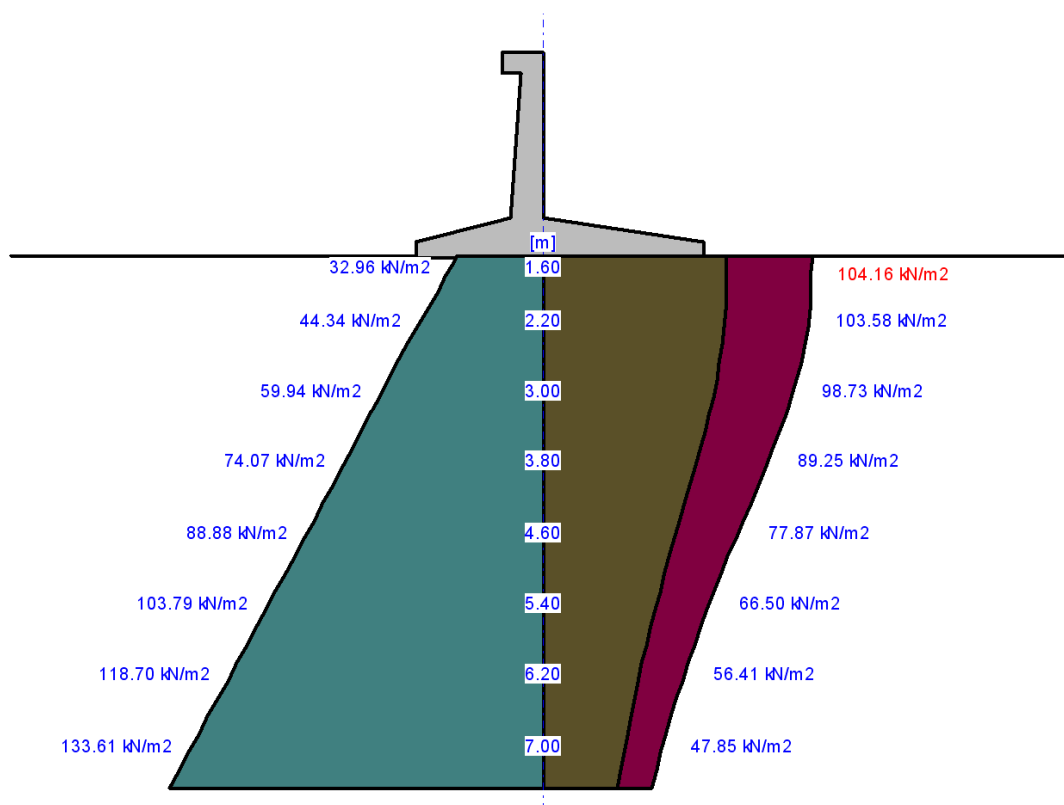


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ_{ZR} [kN/m ²]	σ_{ZS} [kN/m ²]	σ_{ZD} [kN/m ²]	Suma = $\sigma_{ZS} + \sigma_{ZD}$ [kN/m ²]
0	1.60	32.96	32.96	71.18	104.14
1	1.68	34.51	32.97	71.19	104.16
2	1.85	37.62	32.94	71.14	104.08
3	2.02	40.73	32.90	71.05	103.95
4	2.20	44.34	32.78	70.79	103.58
5	2.40	48.46	32.58	70.35	102.93
6	2.60	52.58	32.24	69.62	101.86
7	2.80	56.41	31.81	68.68	100.48
8	3.00	59.94	31.25	67.48	98.73
9	3.20	63.47	30.61	66.09	96.69
10	3.40	67.00	29.88	64.52	94.39
11	3.60	70.53	29.07	62.77	91.84
12	3.80	74.07	28.25	61.00	89.25
13	4.00	77.70	27.36	59.07	86.43
14	4.20	81.42	26.44	57.08	83.52
15	4.40	85.15	25.58	55.23	80.81
16	4.60	88.88	24.65	53.22	77.87
17	4.80	92.61	23.72	51.22	74.94
18	5.00	96.33	22.81	49.25	72.06

19	5.20	100.06	21.92	47.33	69.24
20	5.40	103.79	21.05	45.45	66.50
21	5.60	107.52	20.21	43.63	63.84
22	5.80	111.25	19.39	41.87	61.27
23	6.00	114.97	18.61	40.18	58.79
24	6.20	118.70	17.85	38.55	56.41
25	6.40	122.43	17.13	36.99	54.13
26	6.60	126.16	16.44	35.50	51.94
27	6.80	129.88	15.78	34.07	49.85
28	7.00	133.61	15.14	32.70	47.85
29	7.20	137.34	14.54	31.40	45.94
30	7.40	141.07	13.97	30.16	44.12
31	7.60	144.80	13.42	28.97	42.39

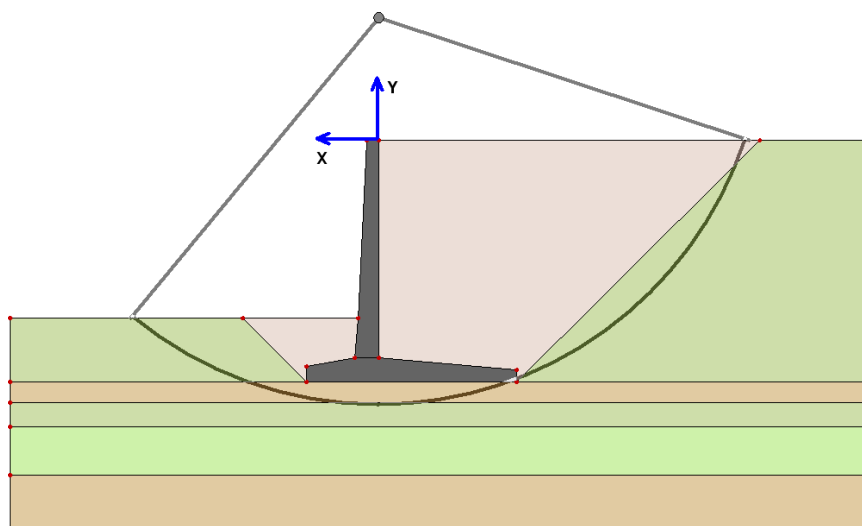
Legenda:

- H [m] - głębokość liczona od poziomu terenu
- σ_{zR} [kN/m²] - naprężenia pierwotne
- σ_{zS} [kN/m²] - naprężenia wtórne
- σ_{zD} [kN/m²] - naprężenia dodatkowe od obciążenia własnego

Przemieszczenia korony ściany

Przemieszczenie względne wywołane nierównomiernym osiadaniem $f_1/H = 0.0020 < 0.006$
 Przemieszczenie względne wywołane odkształceniem elementu żelbetowego $f_2/H = 0.0032 < 0.004$
 Sumaryczne ugięcie korony ściany $f = f_1 + f_2 = 1.19 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm} = 3.09 \text{ cm} \leq 0.015 \cdot H = 9.00 \text{ cm}$

Najniekorzystniejszy łuk



Charakterystyka łuku:

$x_{sr} = 0.00 \text{ m}$; $y_{sr} = 3.00 \text{ m}$; $R = 9.63 \text{ m}$;

Współczynniki bezpieczeństwa (pewności) :

Fmaxmax	Fmaxmin	Fminmax	Fminmin
2.36	2.38	1.79	1.81

Objętość gruntu leżącego wewnątrz danego łuku poślizgu dla 1 mb. zbocza $V = 55.69 \text{ m}^3$.

8.2.2. Osiadanie fundamentu i stateczność zbocza dla wariantu 2

Osiadania pierwotne = 0.0046 cm

Osiadania wtórne = 0.0000 cm

Osiadania całkowite = 0.0046 cm

Przechyłka = 0.000388 °

Stosunek różnicy osiadań ściany jest dopuszczalny i wynosi $0.0004 < 0.006$

Warunek naprężeniowy $0.3 * \sigma_{zp} = 0.3 * 104.77 \text{ kN/m}^2 = 31.43 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 21.43 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 8.30 m

Rozkład naprężeń pod ścianką

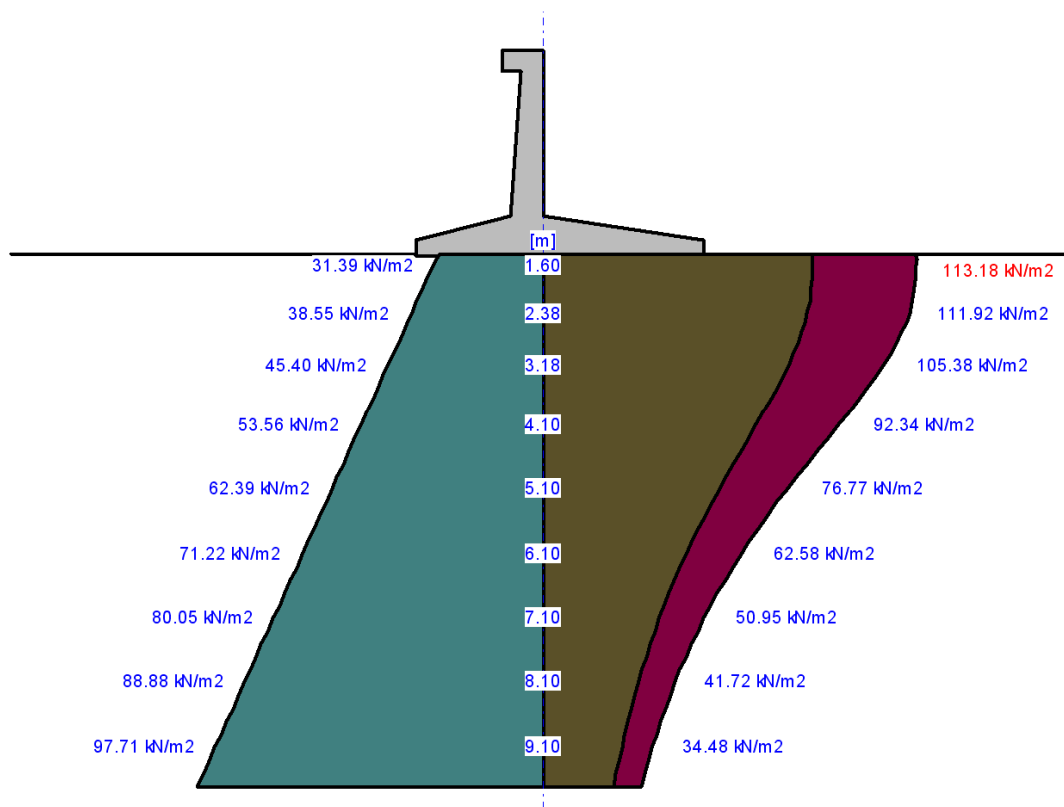


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ_{zR} [kN/m ²]	σ_{zS} [kN/m ²]	σ_{zD} [kN/m ²]	Suma = $\sigma_{zS} + \sigma_{zD}$ [kN/m ²]
0	1.60	31.39	31.39	81.77	113.16
1	1.68	32.13	31.40	81.79	113.18
2	1.85	33.60	31.37	81.72	113.10
3	2.02	35.07	31.33	81.62	112.96
4	2.20	36.89	31.22	81.33	112.56
5	2.38	38.55	31.05	80.87	111.92
6	2.53	39.73	30.83	80.32	111.15
7	2.68	40.98	30.56	79.61	110.17
8	2.83	42.31	30.23	78.74	108.97
9	3.00	43.85	29.76	77.52	107.28
10	3.18	45.40	29.23	76.14	105.38
11	3.33	46.72	28.71	74.79	103.50
12	3.50	48.27	28.08	73.15	101.23
13	3.70	50.03	27.32	71.16	98.48
14	3.90	51.80	26.48	68.99	95.47
15	4.10	53.56	25.62	66.72	92.34
16	4.30	55.33	24.80	64.61	89.41
17	4.50	57.09	23.92	62.30	86.21
18	4.70	58.86	23.03	59.99	83.02
19	4.90	60.63	22.16	57.71	79.87
20	5.10	62.39	21.30	55.47	76.77
21	5.30	64.16	20.46	53.29	73.74
22	5.50	65.92	19.64	51.16	70.80

23	5.70	67.69	18.85	49.11	67.96
24	5.90	69.45	18.09	47.13	65.22
25	6.10	71.22	17.36	45.22	62.58
26	6.30	72.99	16.66	43.39	60.04
27	6.50	74.75	15.98	41.63	57.61
28	6.70	76.52	15.34	39.95	55.29
29	6.90	78.28	14.72	38.35	53.07
30	7.10	80.05	14.13	36.81	50.95
31	7.30	81.82	13.57	35.35	48.92
32	7.50	83.58	13.04	33.96	46.99
33	7.70	85.35	12.52	32.62	45.15
34	7.90	87.11	12.04	31.36	43.40
35	8.10	88.88	11.57	30.15	41.72
36	8.30	90.64	11.13	29.00	40.13
37	8.50	92.41	10.71	27.90	38.61
38	8.70	94.18	10.31	26.86	37.17
39	8.90	95.94	9.93	25.86	35.79
40	9.10	97.71	9.57	24.92	34.48
41	9.30	99.47	9.22	24.01	33.23
42	9.50	101.24	8.89	23.15	32.04
43	9.70	103.01	8.57	22.33	30.91
44	9.90	104.77	8.27	21.55	29.82

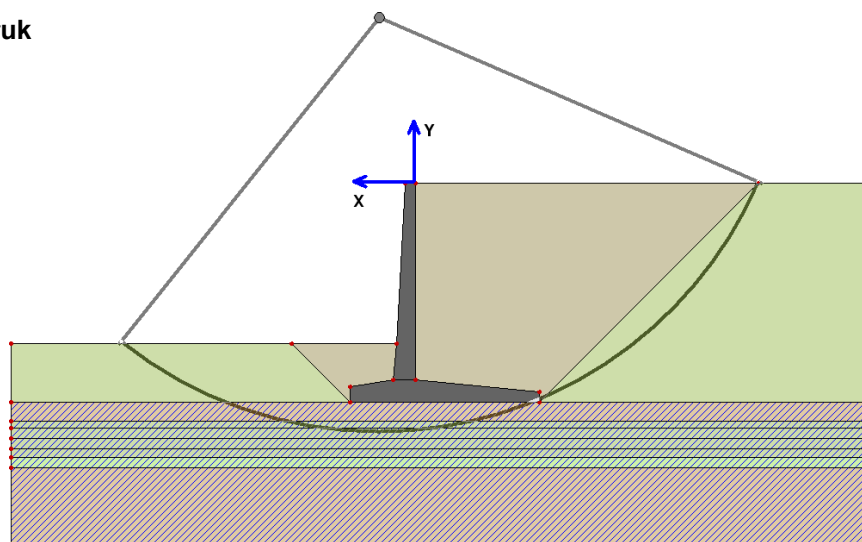
Legenda:

H [m]	- głębokość liczona od poziomu terenu
σ_{zR} [kN/m ²]	- naprężenia pierwotne
σ_{zS} [kN/m ²]	- naprężenia wtórne
σ_{zD} [kN/m ²]	- naprężenia dodatkowe od obciążenia własnego

Przemieszczenia korony ściany

Przemieszczenie względne wywołane nierównomiernym osiadaniem $f_1/H = 0.0004 < 0.006$
 Przemieszczenie względne wywołane odkształceniem elementu żelbetowego $f_2/H = 0.0035 < 0.004$
 Sumaryczne ugięcie korony ściany $f = f_1 + f_2 = 0.23 \text{ cm} + 2.08 \text{ cm} = 2.31 \text{ cm} < 0.015 \cdot H = 9.00 \text{ cm}$

Najniekorzystniejszy łuk



Charakterystyka łuku:

$x_{sr} = 1.00 \text{ m}$; $y_{sr} = 4.50 \text{ m}$; $R = 11.39 \text{ m}$;

Współczynniki bezpieczeństwa (pewności) :

Fmaxmax	Fmaxmin	Fminmax	Fminmin
2.40	2.42	1.92	1.94

Objętość gruntu leżącego wewnątrz danego łuku poślizgu dla 1 mb. zbocza $V = 61.58 \text{ m}^3$.

8.2.3. Osiadanie fundamentu i stateczność zbocza dla wariantu 3

Osiadania pierwotne = 0.0041 cm Osiadania wtórne = 0.0000 cm

Osiadania całkowite = 0.0041 cm

Przechyłka = 0.001239 °

Stosunek różnicy osiadań ściany jest dopuszczalny i wynosi 0.0012 < 0.006

Warunek naprężeniowy $0.3 * \sigma_{zp} = 0.3 * 104.77 \text{ kN/m}^2 = 31.43 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 19.11 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 8.30 m

Rozkład naprężeń pod ścianką

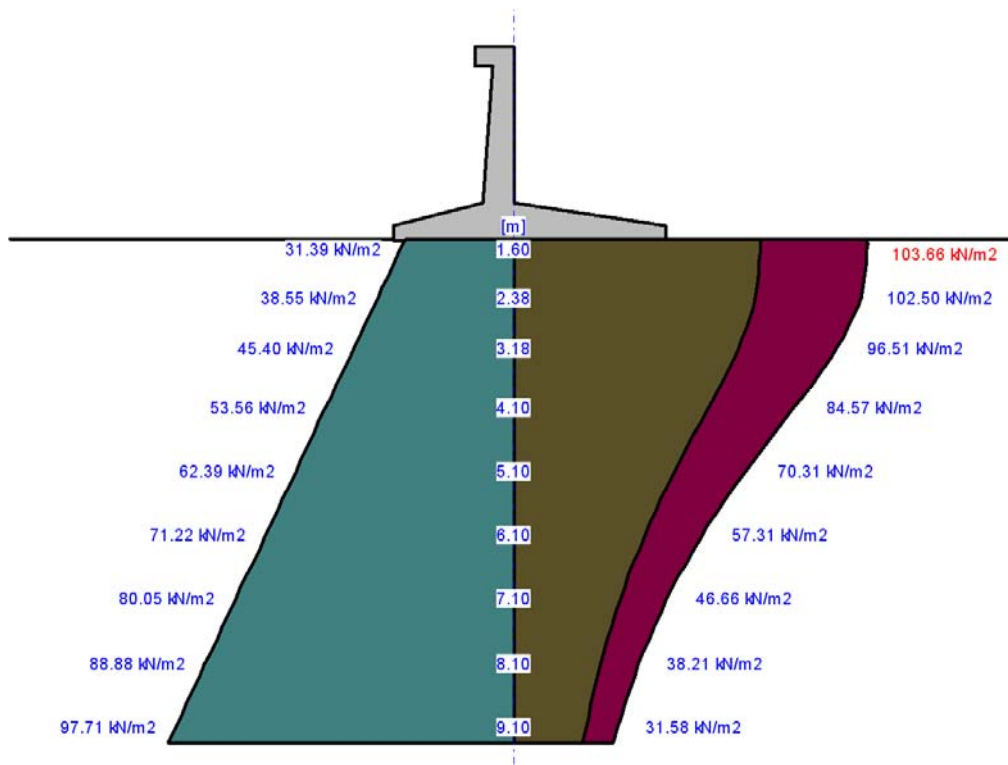


Tabela z wartościami:

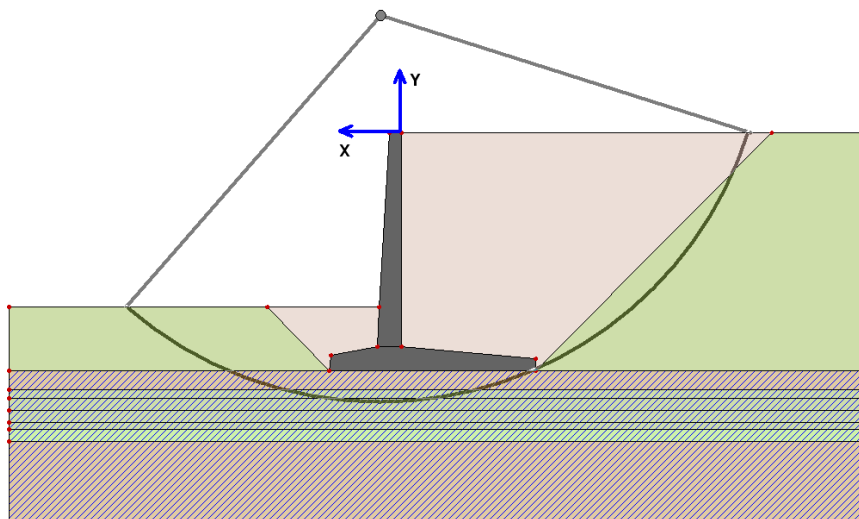
Nr	H [m]	σ_{zR} [kN/m ²]	σ_{zS} [kN/m ²]	σ_{zD} [kN/m ²]	Suma = $\sigma_{zS} + \sigma_{zD}$ [kN/m ²]
0	1.60	31.39	31.39	72.25	103.64
1	1.68	32.13	31.40	72.26	103.66
2	1.85	33.60	31.37	72.21	103.58
3	2.02	35.07	31.33	72.12	103.45
4	2.20	36.89	31.22	71.86	103.08
5	2.38	38.55	31.05	71.46	102.50
6	2.53	39.73	30.83	70.96	101.80
7	2.68	40.98	30.56	70.34	100.90
8	2.83	42.31	30.23	69.57	99.80
9	3.00	43.85	29.76	68.50	98.26
10	3.18	45.40	29.23	67.28	96.51
11	3.33	46.72	28.71	66.08	94.79
12	3.50	48.27	28.08	64.63	92.71
13	3.70	50.03	27.32	62.88	90.20
14	3.90	51.80	26.48	60.96	87.44
15	4.10	53.56	25.62	58.95	84.57
16	4.30	55.33	24.80	57.08	81.89
17	4.50	57.09	23.92	55.04	78.96
18	4.70	58.86	23.03	53.01	76.04
19	4.90	60.63	22.16	50.99	73.15
20	5.10	62.39	21.30	49.01	70.31
21	5.30	64.16	20.46	47.08	67.54
22	5.50	65.92	19.64	45.20	64.85

23	5.70	67.69	18.85	43.39	62.24
24	5.90	69.45	18.09	41.64	59.73
25	6.10	71.22	17.36	39.95	57.31
26	6.30	72.99	16.66	38.33	54.99
27	6.50	74.75	15.98	36.78	52.77
28	6.70	76.52	15.34	35.30	50.64
29	6.90	78.28	14.72	33.88	48.60
30	7.10	80.05	14.13	32.53	46.66
31	7.30	81.82	13.57	31.23	44.81
32	7.50	83.58	13.04	30.00	43.04
33	7.70	85.35	12.52	28.83	41.35
34	7.90	87.11	12.04	27.71	39.74
35	8.10	88.88	11.57	26.64	38.21
36	8.30	90.64	11.13	25.62	36.75
37	8.50	92.41	10.71	24.65	35.37
38	8.70	94.18	10.31	23.73	34.04
39	8.90	95.94	9.93	22.85	32.78
40	9.10	97.71	9.57	22.01	31.58
41	9.30	99.47	9.22	21.22	30.44
42	9.50	101.24	8.89	20.46	29.35

Legenda:

- H [m] - głębokość liczona od poziomu terenu
- σ_{zR} [kN/m²] - naprężenia pierwotne
- σ_{zS} [kN/m²] - naprężenia wtórne
- σ_{zD} [kN/m²] - naprężenia dodatkowe od obciążenia własnego

Najniekorzystniejszy łuk



Charakterystyka łuku:

$x_{sr} = 0.50$ m; $y_{sr} = 3.00$ m; $R = 9.82$ m;

Współczynniki bezpieczeństwa (pewności) :

Fmaxmax	Fmaxmin	Fminmax	Fminmin
2.40	2.41	1.90	1.92

Objętość gruntu leżącego wewnątrz danego łuku poślizgu dla 1 mb. zbocza $V = 57.05$ m³.

8.3. Załącznik 3 – Dokumentacja geologiczna.
(tylko w wersji papierowej)