

PROJEKT TECHNICZNY

OBIEKT BUDOWLANY

nazwa zamierzenia budowlanego	BUDOWA DŹWIGU OSOBOWEGO PRZY BUDYNKU SZKOŁY PODSTAWOWEJ NR 10 Z ODDZIAŁAMI INTEGRACYJNYMI W ZAMOŚCIU
kategoria obiektu	IX
adres	Zamość, ul. Peowiaków 30A
jednostka ewidencyjna	066401_1 Miasto Zamość
obręb ewidencyjny	01-Miasto Zamość
numer działki	18

INWESTOR

imię i nazwisko / nazwa	SZKOŁA PODSTAWOWA NR 10 Z ODDZIAŁAMI INTEGRACYJNYMI W ZAMOŚCIU
adres	22-400 Zamość, ul. Peowiaków 30A

JEDNOSTKA PROJEKTOWANIA

imię i nazwisko / nazwa	USŁUGI PROJEKTOWE MAREK NICGORSKI
adres	22-400 Zamość, ul. Nadrzeczna 39d

PROJEKTANT

branża konstrukcyjna				
mgr inż. Marek Nicgorski	nr uprawnień 55/98/Za	specjalność konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń	data opracowania maj 2024	podpis

SPRAWDZAJĄCY

branża konstrukcyjna				
inż. Henryk Grzeszczuk	nr uprawnień BGPK-VI- 8387/21/89	specjalność konstrukcyjno-budowlana do projektowania bez ograniczeń	data opracowania maj 2024	podpis

Oświadczenie
(art. 34, ust. 3d Ustawy Prawo Budowlane):

Oświadczam, że projekt techniczny „BUDOWA DŹWIGU OSOBOWEGO PRZY BUDYNKU SZKOŁY PODSTAWOWEJ NR 10 Z ODDZIAŁAMI INTEGRACYJNYMI W ZAMOŚCIU” został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej.

Zakres opracowania	Funkcja	Imię i nazwisko, specjalność, nr uprawnień	Data opracowania	Podpis
BRANŻA KONSTRUKCYJNA	<u>Projektant:</u>	mgr inż. Marek Nicgorski <i>upr. bud. do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej nr 55/98/Za</i>	Maj 2024	
	<u>Sprawdzający:</u>	inż. Henryk Grzeszczuk <i>upr. bud. do proj. do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej nr BGPK-VI-8387/21/89</i>	Maj 2024	

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

1. STRONA TYTUŁOWA	str. 1
2. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW	str. 2
2. ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA	str. 3
3. DOKUMENTY FORMALNO-PRAWNE	str. 4 - 7
4. OPIS TECHNICZNY	str. 8 - 12
5. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ	str. 13 - 14
6. OBLICZENIA STATYCZNE	str. 15 - 21
7. CZĘŚĆ RYSUNKOWA:	
K01 - Rzut fundamentu, szybu w poziomie piwnicy, parteru, 1 i 2 piętra	skala 1:50
K02 - Przekrój A-A	skala 1:50
K03 - Fundament szybu dźwigowego F1	skala 1:25
K04 - Trzpień żelb., nadproże N1	skala 1:20
K05 - Wieniec żelbetowy W1, W2	skala 1:20
K06 - Płyta żelbetowa PL1	skala 1:25
K07 - Płyta żelbetowa PL2	skala 1:20

2. zobowiązać Pana Marka Niegorskiego do posługiwania się, przy potwierdzaniu wykonania czynności związanych z pełnioną samodzielną funkcją techniczną w budownictwie, pieczęcią, zgodną ze wzorem określonym w załączniku nr 2 do Rozporządzenia powołanego w podstawie prawnej niniejszej decyzji, o numerze ewidencyjnym:

Nr ewid. 55/98/Za

Uzasadnienie:

Pan Marek Niegorski złożył wniosek o nadanie uprawnień budowlanych składając odpis dyplomu, udokumentował odpowiednimi zaświadczeniami odbycie wymaganej praktyki zawodowej oraz złożył z wynikiem pozytywnym egzamin, w którym wykazał się znajomością przepisów prawnych dotyczących procesu budowlanego oraz umiejętnościami praktycznymi zastosowania wiedzy technicznej.

Z przeprowadzonego postępowania administracyjnego wynika, że kandydat spełnił warunki w zakresie przygotowania zawodowego niezbędne do uzyskania uprawnień budowlanych. Wobec powyższego orzeczono jak w sentencji decyzji.

Od decyzji służy stronom odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego za pośrednictwem Wojewody Zamojskiego w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Z UP. WOJEWÓDY
Marka Niegorskiego
DYREKTOR WYDZIAŁU
Gospodarki Przemysłowej

Otrzymują:

1. Adresat,
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego,
3. a/a.

URZĄD WOJEWÓDZKI
w ZAMOJSKU
Wydział GOS. Przemysłowej
ul. Omińska 9/11
22-400 ZAMOŚĆ
GP-IL-7342/44/98

Zamość 1998-12-17

Pan

Marek Niegorski
ul. Poprzeczna 13/14
22-400 Zamość

DECYZJA Nr 55/98/Za

Na podstawie Art. 13 ust.1 pkt 1, ust.2 i 4, Art. 14 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 Prawo budowlane (Dz. U. z 1994 Nr 89 poz. 414), § 9 ust.1, § 17 Rozporządzenia Ministra Gospodarki Przemysłowej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 1995 Nr 8 poz. 38), po przeprowadzeniu postępowania kwalifikacyjnego

orzeka się:

1, nadać Panu **Markowi Niegorskiemu**
magistrowi inżynierowi budownictwa
urodzonemu 05 czerwca 1966 roku w Tomaszowie Lubelskim

**Uprawnienia budowlane
do projektowania bez ograniczeń.**

w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej,
w zakresie: 1. projektowania bez ograniczeń i sprawdzania projektów architektoniczno -
budowlanych i sprawowanie nadzoru autorskiego,
2. sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych,
3. wykonywania państwowego nadzoru budowlanego.



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

LUB-XNZ-AIB-85W *

Pan Marek Nicgorski o numerze ewidencyjnym LUB/BO/1474/01
adres zamieszkania ul. Nadrzeczna 39 D, 22-400 Zamość
jest członkiem Lubelskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-01-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2024-01-03 roku przez:

Joanna Gieroba, Przewodniczący Rady Lubelskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go
kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



Nr ewid. BGPK-VI-8387/21/89

STWIERDZENIE

PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO DO PEŁNIENIA SAMODZIELNEJ FUNKCJI TECHNICZNEJ W BUDOWNICTWIE

Na podstawie §13 ust.1 pkt 2 oraz §6 ust.3 i §4 ust.2, §7
rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia
20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budow-
nictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46) stwierdza się, że

Ob. HENRYK STANISŁAW GRZESZCZUK
- inżynier budownictwa

urodzony dnia 11 maja 1959 r. w Michałowie

ma przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonania samodzielnej
funkcji projektanta

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Ob. HENRYK STANISŁAW GRZESZCZUK jest upoważniony do:

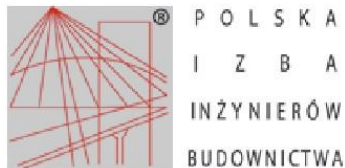
1. sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych
budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejo-
wych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów,
budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
2. sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań
architektonicznych:
a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych
i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowa-
nia działki związanych z realizacją tych budynków,
b/ budowli nie będących budynkami,
3. W budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowa-
nia budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elemen-
tów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów
budowlanych.

Otrzymuje:

1. Ob. Henryk Grzeszczuk
zam. Zamość,
ul. 22 Lipca 24A
2. a/a.

DYREKTOR WYDZIAŁU

mgr inż. arch. Wiktor Wilk



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

LUB-78B-YP7-8JU *

Pan Henryk Grzeszczuk o numerze ewidencyjnym LUB/BO/2954/01

adres zamieszkania Kamienna 13/81, 22-400 Zamość

jest członkiem Lubelskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-01-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2023-12-14 roku przez:

Joanna Gieroba, Przewodniczący Rady Lubelskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



1. Podstawa opracowania:

- a) zlecenie Inwestora,
- b) uzgodnienia z właścicielem obiektu,
- c) wizje lokalne i pomiary inwentaryzacyjne,
- d) obowiązujące normatywy i literatura techniczna.

2. Przedmiot opracowania:

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany dźwigu osobowego dla osób niepełnosprawnych przy istniejącym budynku szkoły położonym w Zamościu przy ul. Peowiaków 30A.

3. Warunki gruntowo-wodne

Wzięto pod uwagę archiwalne badania gruntu wykonane w łączniku pomiędzy dwoma skrzydłami szkoły, w grudniu 2009 r. oraz odkrywkę fundamentów i badania gruntu wykonane w strefie projektowanego dźwigu, w lutym 2024 r. przez Geoproblem z Zamościa.

Badania gruntu archiwalne

W oparciu o wykonane wiercenia stwierdza się, że w podłożu projektowanego obiektu występują utwory holoceneskie, utwory plejstoceneskie i osady kredowe.

Osady kredowe reprezentowane są przez zwietrzeliny gliniaste (gliny pylaste z okruchami kamieni), które w wykonanych odwiertach stwierdzono na głębokości 1,7m ppp i nie przewiercono do głębokości badania.

Utwory plejstoceneskie (lessy) wykształcone w postaci pyłów nawiercono je pod nasypami, a występują do stropu osadów kredowych.

Utwory holoceneskie to nasypy (grunty spoiste, cegły i okruchy cegieł, kamienie) występujące pod betonową posadzką warstwą o miąższości 0,63m.

Lessy to grunty mało spoiste wrażliwe na działanie wody. Pod wpływem wód płynących ulegają rozmyciu, zaś zawilgocone uplastyczniają się. Zawilgocone grunty tego typu pod wpływem drgań wykazują cechę „pseudotiksotropii” tj. upłynniają się, tracąc swoje pierwotne własności fizyczno-mechaniczne.

WARUNKI WODNE

W okresie wykonywania prac tj. w grudniu 2009 r. do głębokości 3,5m ppp wody gruntowej nie stwierdzono. Na rozpatrywanym terenie wody gruntowe związane są z osadami kredowymi, występują na głębokości ponad 10,0m ppt i nie będą miały wpływu na posadowienie obiektu.

CHARAKTERYSTYKA GEOTECHNICZNA PODŁOŻA

Na podstawie wykonanych badań i normy PN-86/B-02480 stwierdza się, że w podłożu badanego terenu występują:

- grunty kamieniste
- grunty mineralne spoiste
- nasypy

Kierując się zaleceniami PN-81/B-03020 dokonano podziału podłoża na warstwy geotechniczne o symbolach I - III. Jako parametr wiodący przyjęto dla gruntów spoistych i

gruntów kamienistych stopień plastyczności i ustalono go w terenie metodą „A”. Pozostałe parametry geotechniczne przyjęto za normą i literaturą. Grunty warstw I zaliczono do grupy konsolidacyjnej „C” tj. „Inne grunty spoiste nieskonsolidowane”, natomiast grunty warstw II i III do grupy konsolidacyjnej „B” tj. „Grunty morenowe nieskonsolidowane i inne grunty spoiste skonsolidowane”.

Pod warstwą nasypu, który wyłączono z podziału geotechnicznego stwierdzono:

warstwa I - zaliczono do niej wilgotne pyły, plastyczne o $IL=0,30$ i 50% normowych wartości edometrycznych modułów ścisłości. W wykonanym odwiercie zalegają pod nasypami do głębokości 1,7m ppp.

warstwa II - to mało wilgotne zwiaterzliny gliniaste margla, twaroplastyczne o $IL=0,20$. Nawiercono je pod gruntami warstwy I, gdzie osiągają miąższość 0,8m.

warstwa III - obejmuje mało wilgotne zwiaterzliny gliniaste margla, półzwarte o $IL=0,00$. Zalegają pod gruntami warstwy II do głębokości 3,5m ppt.

Badania gruntu z lutego 2024 r.

W oparciu o wykonane wiercenia stwierdza się, że w podłożu projektowanego dźwigu występują osady kredowe oraz utwory plejstocénskie i holocénskie.

Osady kredowe to stropowa partia zwiaterzłych margli reprezentowana przez zwiaterzliny gliniaste (gliny pylaste z okruchami margla). Zalegają od głębokości 2,2m ppp.

Utwory plejstocénskie to rumosze gliniaste (gliny pylaste z okruchami margla) i lessy. Rumosze gliniaste występują w przelocie 2,1-2,2m ppp, zaś lessy w przelocie 0,55-2,2m ppp.

Utwory holocénskie reprezentowane przez nasypy to pyły i piaski drobne. Istnieją pod posadzką, gdzie mają miąższość 0,31m.

Lokalnie zarówno skład, jak i miąższość nasypów mogą być odmienne od opisanych.

Wymienione wyżej grunty przykryte są warstwą posadzki o grubości 0,24m.

Pyły i gliny pylaste to grunty mało i średnio spoiste wrażliwe na działanie wody. Pod wpływem wód płynących ulegają rozmyciu, zaś zawilgocone uplastyczniają się. Zawilgocone grunty tego rodzaju pod wpływem wstrząsów upłynniają się tracąc swoje pierwotne własności fizyczno-mechaniczne.

INTERPRETACJA WYNIKÓW BADAŃ PODŁOŻA

Na podstawie wykonanych prac stwierdza się, że w podłożu badanego terenu występują:

- grunty kamieniste
- grunty mineralne spoiste
- nasypy

Kierując się dotychczasowymi doświadczeniami wydzielono w podłożu dwie warstwy geotechniczne o symbolu I i II. Jako parametr wyprowadzony dla lessów i gliniastego lepiszcza w gruntach kamienistych przyjęto stopień plastyczności i ustalono go na podstawie analizy makroskopowej z uwzględnieniem wyników badań sondą. Część parametrów dla lessów przyjęto za badaniami archiwalnymi, pozostałe parametry geotechniczne przyjęto z tabel i wykresów zamieszczonych w normie PN-81/B-0302 traktując je jako doświadczenie porównywalne.

Lessy i rumosze zaliczono do grupy konsolidacyjnej „C” tj. „Inne grunty spoiste nieskonsolidowane”, zaś zwiaterzliny zaliczono do grupy konsolidacyjnej „B” tj. „Grunty morenowe nieskonsolidowane i inne grunty spoiste skonsolidowane”.

Pod posadzką i nasypami o miąższości 0,55m stwierdzono:

warstwa I - to wilgotne pyły i rumosze gliniaste, plastyczne o $IL=0,30$. Występują w przelocie 0,55-2,2m ppp.

warstwa II - zaliczono do niej mało wilgotne zwiaterzliny gliniaste (gliny pylaste z okruchami margla), twardoplastyczne bliskie półzwardych o $IL \leq 0,10$. Stwierdzono je od głębokości 2,2m ppp.

WARUNKI WODNE

Wody gruntowe w podłożu badanego terenu związane są ze spękanymi osadami kredowymi i według mapy hydrogeologicznej występują na rzędnej około 203,0m npm. Potwierdzają to archiwalne badania hydrogeologiczne.

Z różnicy wysokości terenu i powyższych rzędnych wynika, że zwierciadło wody w rejonie przewidzianym do zagospodarowania występuje na głębokości ponad 10,0m ppt.

OPINIA GEOTECHNICZNA

Dla działki nr 18 w Zamościu, ul. Peowiaków 30A.

Na podstawie paragrafu 4, ust.3, pkt 1 Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U z 27 kwietnia 2012 r., poz.463) projektowany dźwig osobowy przy istniejącym budynku szkoły, na w/w działce, zaliczono do pierwszej kategorii geotechnicznej, która obejmuje posadawianie niewielkich obiektów budowlanych w prostych warunkach gruntowych.

Na podstawie wykonanych badań geotechnicznych gruntu stwierdzono, że teren planowanej inwestycji to obszar gruntów jednorodnych genetycznie i litologicznie, zalegających poziomo. W terenie inwestycji, w poziomie posadowienia, występują wilgotne pyły i rumosze gliniaste, plastyczne o stopniu plastyczności $IL=0,30$.

Wody gruntowe w podłożu badanego terenu związane są ze spękanymi osadami kredowymi i w rejonie badania występują na głębokości ponad 10m ppt. Poziom zwierciadła wody gruntowej znajduje się poniżej rzędnej posadowienia budynku. Nie stwierdzono występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych.

Z uwagi na powyższe, warunki gruntowe w obszarze planowanej inwestycji klasyfikuje się jako **proste**.

Planowany obiekt zakwalifikowano do **pierwszej kategorii geotechnicznej**.

Uwaga: w przypadku pojawienia się w trakcie realizacji robót ziemnych wątpliwości co do jakości gruntu lub lokalnych anomalii niezgodnych z powyższym opisem należy skontaktować się z projektantem w celu dokonania korekty fundamentów.

4. Rozwiązania projektowe

Przy budynku szkolnym zlokalizowanym na działce od południa, przy ścianie zewnętrznej, podłużnej, w sąsiedztwie korytarza, zlokalizowano szyb dźwigu osobowego dla osób niepełnosprawnych, zapewniający komunikację pionową pomiędzy parterem i 1 oraz 2 piętrem. Nie przewiduje się przystanku w poziomie piwnicy.

W projekcie przyjęto dźwig hydrauliczny osobowy OB630H1 firmy Lift Service SA. Parametry dźwigu hydraulicznego:

- wymiary kabiny (szer.*gł.): 1100*1400 mm
- wymiary wewnętrzne szybu: 1650*1750 mm
- drzwi otwierane automatycznie
- ilość przystanków: 3
- udźwig: 630 kg

- głębokość podszybia: 1,40 m
- nacisk na płytę podszybia ok. 62 i 54 kN
- wysokość nadszybia > 3,40 m.

4.1. Fundamenty

Przyjęto posadowienie fundamentu szybu windowego (spód warstwy chudego betonu) na rzędnej -4,43 m, tj. na rzędnej posadowienia istniejących fundamentów.

Fundament szybu windowego przyjęto w postaci płyty fundamentowej wysokości 40 cm zbrojonej dołem i górą krzyżowo prętami #12 co 20 cm ze stali BSt500S. Beton klasy C25/30, wodoszczelność W8.

Pomiędzy projektowany fundament a istniejącą ławę wprowadzić dylatację pionową gr. 2 cm wypełnioną styropianem.

Płytę wykonywać na podbudowie z chudego betonu klasy C8/10 gr. 10 cm.

Na projektowanym fundamencie oraz na istniejącej ławie ściany podłużnej wykonać płytę żelbetową gr. 22 cm zbrojoną krzyżowo dołem i górą prętami #12 co 20 cm ze stali BSt500S. W płycie zabetonować pręty startowe dla trzpieni żelbetowych szybu dźwigowego.

Powierzchnie betonowe narażone na kontakt z gruntem zabezpieczyć powłokową izolacją bitumiczną – typ lekki izolacji.

4.2. Ściany szybu, nadproże N1

Ściany szybu windowego gr. 24 cm wykonać z bloczków z betonu klasy C16/20 układanych na zaprawie cementowej klasy M15. Ściany wykonywać na izolacji poziomej z folii PCV ułożonej na płycie fundamentowej.

Ściany wzmocnione wieńcami żelbetowymi o wymiarach 24*24 cm. Ściana przyległa do prowadnic z dodatkowym odcinkiem wieńca.

W narożnikach szybu windowego wykonać trzpienie żelbetowe z betonu klasy B30 zbrojonego czterema prętami #12 ze stali BSt500S, strzemiona #6 co 9 i 18 cm.

Nad projektowanymi otworami wejściowymi do szybu, przyjęto nadproża żelbetowe N1 o przekroju 24*24 cm zbrojone dołem 3#12 i górą 2#12 ze stali BS500S, strzemiona #6 co 15 cm. W poziomie nadproży N1 przyjęto wieńce żelbetowe okalające szyb dźwigu.

Poniżej płyty przekrywającej szyb windowy, w płaszczyźnie prowadnic, osadzić belkę montażową – I 140.

4.3. Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe W1 o wymiarach 24*24 cm z betonu klasy C25/30 zbrojonego czterema prętami #12 ze stali BSt500S, strzemiona #6 co 25 cm.

Wieńce W2 o przekroju 24*10 cm wykonać w poziomie góry ścianki attykowej. Zbrojenie 2#12, strzemiona #6 co 25 cm.

Dla połączenia projektowanego szybu windowego z istniejącym budynkiem, dla ustabilizowania szybu w płaszczyźnie poziomej, przyjęto łączniki izolowane termicznie w poziomach istniejącego stropu nad piwnicą, parterem, 1 i 2 piętrem.

W istniejące wieńce stropowe wkleić za pomocą żywicy pręty elementów izolacyjnych gr. 120 mm wraz z łożyskiem oporowym. Od strony szybu pręty wprowadzić w projektowane wieńce żelbetowe i zabetonować.

4.4. Płyty żelbetowe

Góra płyty żelbetowej podszybia na rzędnej -1,40 m, grubość 24 cm.

Płytę wykonywać na podkładzie z chudego betonu klasy C8/10, gr. 10 cm, niżej wypełnienie przestrzeni szybu piaskiem stabilizowanym cementem o wytrzymałości 2,5 MPa.

Płyta zbrojona krzyżowo dołem i górą prętami #12 co 15 cm.

Szyb przekryty płytą żelbetową gr. 15 cm. Płyta zbrojona krzyżowo dołem i górą prętami #8 co 15 cm.

5. Uwagi końcowe

Przy wykonywaniu robót należy stosować wyroby dopuszczone do obrotu w Polsce i stosowania w budownictwie. Są to wyroby, dla których wydano certyfikat na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z Polską Normą lub aprobatę techniczną.

Roboty należy wykonywać zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” oraz przepisami BHP.

Zamość, maj 2024 r. Opracował:

mgr inż. Marek Nicgorski

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Grupa norm: Eurokod

Lokalizacja: Zamość

Opis	Jedn.	Q _k	γ _{f1}	γ _{f2}	Q _{o1}	Q _{o2}
1. Ciężar						
1.1. Ściana szybu windowego	kN/m ²	6,22	1,35	1,00	8,40	6,22
1.1.1. Tynk cienkowarstwowy	kN/m ²	0,10	1,35	1,00	0,14	0,10
1.1.2. Styropian	kN/m ²	0,09	1,35	1,00	0,12	0,09
1.1.3. Beton zwykły	kN/m ²	5,76	1,35	1,00	7,78	5,76
1.1.4. Tynk wewnętrzny	kN/m ²	0,27	1,35	1,00	0,36	0,27
1.2. Płyta szybu	kN/m ²	5,41	1,35	1,00	7,30	5,41
1.2.1. Papa termozgrzewalna	kN/m ²	0,18	1,35	1,00	0,24	0,18
1.2.2. Styropian	kN/m ²	0,16	1,35	1,00	0,21	0,16
1.2.3. Płyta żelbetowa	kN/m ²	4,80	1,35	1,00	6,48	4,80
1.2.4. Zaprawa wapienno-cementowa	kN/m ²	0,27	1,35	1,00	0,36	0,27
2. Śnieg						
2.1. Dach jednospadowy	kN/m ²	0,96	1,50	1,50	1,44	1,44

1. Ciężar

1.1. Ściana szybu windowego

Obciążenie charakterystyczne Q_k = 6,22 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = **8,40 kN/m²**
 Q_{o2} = **6,22 kN/m²**

1.1.1. Tynk cienkowarstwowy

Obciążenie charakterystyczne 21kN/m³×0,005m = 0,10 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 0,10 kN/m² = **0,14 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 0,10 kN/m² = **0,10 kN/m²**

1.1.2. Styropian

Obciążenie charakterystyczne 0,45kN/m³×0,20m = 0,09 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 0,09 kN/m² = **0,12 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 0,09 kN/m² = **0,09 kN/m²**

1.1.3. Beton zwykły

Obciążenie charakterystyczne Q_k = 24,0 kN/m³ × 0,24 m = 5,76 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 5,76 kN/m² = **7,78 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 5,76 kN/m² = **5,76 kN/m²**

1.1.4. Tynk wewnętrzny

Obciążenie charakterystyczne 18kN/m³×0,015m = 0,27 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 0,27 kN/m² = **0,36 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 0,27 kN/m² = **0,27 kN/m²**

1.2. Płyta szybu

Obciążenie charakterystyczne Q_k = 5,41 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = **7,30 kN/m²**
 Q_{o2} = **5,41 kN/m²**

1.2.1. Papa termozgrzewalna

Obciążenie charakterystyczne 0,18kN/m² = 0,18 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 0,18 kN/m² = **0,24 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 0,18 kN/m² = **0,18 kN/m²**

1.2.2. Styropian

Obciążenie charakterystyczne 0,45kN/m³×0,35m = 0,16 kN/m²
 Obciążenie obliczeniowe Q_{o1} = 1,35 × 0,16 kN/m² = **0,21 kN/m²**
 Q_{o2} = 1,00 × 0,16 kN/m² = **0,16 kN/m²**

1.2.3. Płyta żelbetowa

Obciążenie charakterystyczne	$24 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 4,80 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 4,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{6,48 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 4,80 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{4,80 \text{ kN/m}^2}$

1.2.4. Zaprawa wapienno-cementowa

Obciążenie charakterystyczne	$Q_k = 18,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,015 \text{ m} = 0,27 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie obliczeniowe	$Q_{o1} = 1,35 \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,36 \text{ kN/m}^2}$
	$Q_{o2} = 1,00 \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,27 \text{ kN/m}^2}$

2. Śnieg

2.1. Dach jednospadowy

Położenie obiektu: strefa 3, wysokość n.p.m. $A = 100 \text{ m}$

$\Rightarrow s_k = 0,006 \times A - 0,6 \leq 1,20 \quad s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

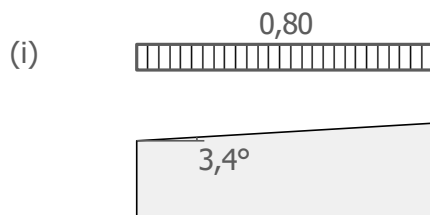
Ekspozycja obiektu: teren normalny $\Rightarrow C_e = 1,00$

Przenikanie ciepła przez dach: temp. wewn. $t_i = 18 \text{ }^\circ\text{C}$, wsp. przenikania ciepła $U = 0 \text{ W/(m}^2 \text{ K)}$ $\Rightarrow C_t = 1,00$

Rodzaj dachu: dach jednospadowy

Kąt połaci dachu $\alpha = 3,4^\circ$

$\Rightarrow \mu_1 = 0,80$



Obciążenie charakterystyczne $s = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k = 0,80 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,20 \text{ kN/m}^2 = 0,96 \text{ kN/m}^2$

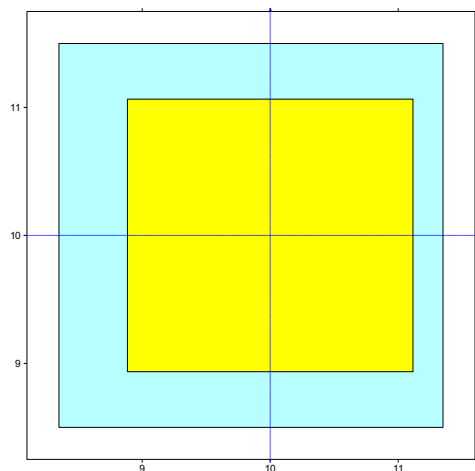
Obciążenie obliczeniowe $s_o = 1,50 \times 0,96 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,44 \text{ kN/m}^2}$

Zamość, maj 2024 r.

wykonał: mgr inż. Marek Nicgorski

OBLICZENIA STATYCZNE

DANE OGÓLNE PROJEKTU



1. Grunty występujące w Projekcie

Parametry geotechniczne gruntów

Lp.	Nazwa gruntu	Symbol	Spójność c_u	Kąt tarcia φ_u	Identyfikator	Etykieta
			[kPa]	[stopnie]		
1	Gлина pylasta	G?	13,33	13,2	G?_c:13,33_f:13,2	
2	Gлина pylasta	G?	35,48	20,1	G?_c:35,48_f:20,1	

Uwaga: Parametry gruntów c_u , φ_u są wartościami charakterystycznymi.

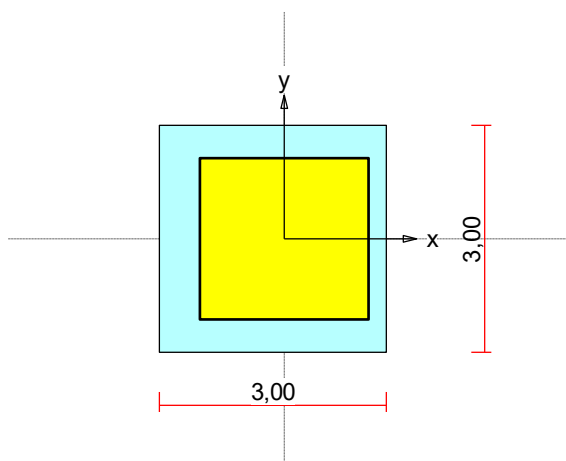
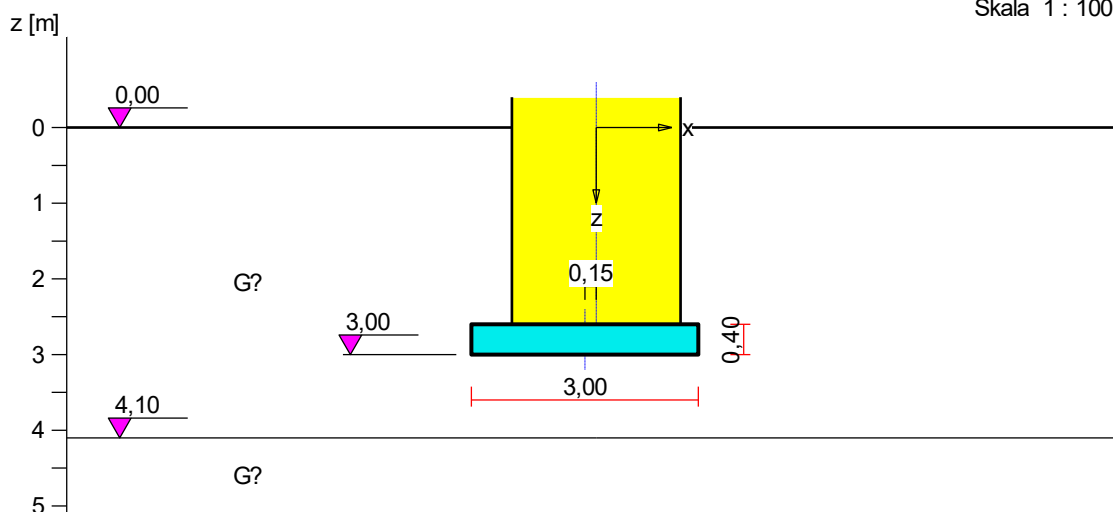
2. Grupy obciążeń

Symbol	Nazwa	Rodzaj	γ_{f1}	γ_{f2}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
CW	ciężar własny	stałe	1,10	0,90			

FUNDAMENT 1. STOPA PROSTOKĄTNA

Nazwa fundamentu: stopa prostokątna

Skala 1 : 100



1. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 3,00$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 3,00$ m, $B_y = 3,00$ m,

Wysokość: $H = 0,40$ m,

Mimośrod: $E_x = -0,15$ m, $E_y = 0,00$ m.

1.1. Podłoże gruntowe

1.2. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0,00$ m,

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0,00$ m.

1.3. Warstwy gruntu

Lp.	Poz. stropu	Grubość	Nazwa gruntu	Identyfikator	Poz. wody gr.
1	0,00	4,10	Gлина pylasta	G?_c:13,33_f:13,2	brak wody
2	4,10	nieokreśl.	Gлина pylasta	G?_c:35,48_f:20,1	brak wody

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup prostokątny**

Wymiary słupa: $b = 2,23 \text{ m}$, $l = 2,13 \text{ m}$,

Współrzędne osi słupa: $x_0 = 10,00 \text{ m}$, $y_0 = 10,00 \text{ m}$,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

3. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 2,60 \text{ m}$.

Parametry importu obciążenia:

Nazwa zadania: Nieokreślona.

Data utworzenia: 03.05.2024 10:44.

Oznaczenie podpory: .

Lista kombinacji obciążeń fundamentu:

Lp.	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y
	obciążenia	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	podst.- trwała	1201,5	0,0	0,0	0,00	0,00
		1001,3	0,0	0,0	0,00	0,00

4. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B30, Klasa stali: B500SP (A-IIIN),

Zbrojenie dolne:

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 16 \text{ mm}$, na kierunku y: $d_y = 16 \text{ mm}$,

strzemiona $d_s = 6 \text{ mm}$.

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 50 mm.

Zbrojenie górne:

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 16 \text{ mm}$, na kierunku y: $d_y = 16 \text{ mm}$,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 50 mm.

Zbrojenie na przebiecie strzemionami: średnica $d_{sp} = 6 \text{ mm}$.

5. Stan graniczny I

5.1. Zestawienie wyników analizy nośności, przesunięcia i mimośrod

Nr komb.	Rodzaj komb.	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. przes.	Wsp. mimośr.
* 1	podstawowa	3,00	0,424		0,206
	podstawowa	4,10	0,142		

5.2. Analiza stanu granicznego I dla kombinacji obciążenia nr 1

Literał kombinacji obciążeń:

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 3,00 \text{ m}$, $B_y = 3,00 \text{ m}$.

Względny poziom posadowienia: $H = 3,00 \text{ m}$.

Rodzaj kombinacji obciążenia: podstawowa.

Zestawienie obciążeń:

Pozycja	Obc. char.	E_x	E_y	γ	Obc. obl.	Mom. obl.	Mom. obl.
	[kN]	[m]	[m]	[-]	G [kN]	M_{Gx} [kNm]	M_{Gy} [kNm]
Fundament	90,00	0,00	0,00	1,10(0,9)	99,00	0,00	0,00
Grunt - pole 1	43,55	0,99	-1,06	1,20(0,8)	52,26	-55,31	51,82
Grunt - pole 2	66,95	-0,92	-0,95	1,20(0,8)	80,34	-76,37	-74,05
Grunt - pole 3	66,95	-0,92	0,95	1,20(0,8)	80,34	76,37	-74,05
Grunt - pole 4	43,55	0,99	1,06	1,20(0,8)	52,26	55,31	51,82

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Wartości obliczeniowe | charakterystyczne obciążenia zewnętrznego fundamentu:

siła pionowa $N = 1201,5 \mid 1001,3$ kN, mimośrodowość wzgl. podst. fund. $E_x = -0,15$ m, $E_y = 0,00$ m,

siła pozioma $H_x = 0,0 \mid 0,0$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

siła pozioma $H_y = 0,0 \mid 0,0$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

moment $M_x = 0,0 \mid 0,0$ kNm, moment $M_y = 0,0 \mid 0,0$ kNm.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = N + G = 1201,5 + 364,2 \mid 257,8 = 1565,7 \mid 1459,3 \text{ kN.}$$

Momenty względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 1201,5 \cdot 0,00 - 0,0 \cdot 0,40 + 0,0 + 0,0 \mid 0,0 = 0,0 \mid 0,0 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -1201,5 \cdot (-0,15) + 0,0 \cdot 0,40 + 0,0 + (-44,5) \mid (-29,6) = 135,8 \mid 150,6 \text{ kNm.}$$

Mimośrodowość sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 150,6/1459,3 = 0,10 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,0/1459,3 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,034 + 0,000 = 0,034 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Wypadkowa obciążenia wewnątrz rdzenia podstawy fundamentu.**Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego**

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 3,00 - 2 \cdot 0,09 = 2,83 \text{ m, } B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 3,00 - 2 \cdot 0,00 = 3,00 \text{ m.}$$

Minimalna intensywność obciążenia podłoża obok ławy: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 54,00$ kPa.

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 13,20 \cdot 0,90 = 11,88^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 12,00 \text{ kPa,}$$

$$N_B = 0,31 \quad N_C = 9,22, \quad N_D = 2,94.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,06 \cdot 0,90 \cdot 10,00 = 18,57 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_x'/B_y' = 0,76, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_x'/B_y' = 1,28, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_x'/B_y' = 2,41$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_B) = 4557,6 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 1565,7 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 4557,6 = 3691,6 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B_x = 3,27 \text{ m}$, $B_y = 3,27 \text{ m}$.

Względny poziom posadowienia: $H = 4,10 \text{ m}$.

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 259,6 \text{ kN}$.

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego:

$$N_r = N + G + G_z = 1201,5 + 364,2 + 259,6 = 1825,3 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 1201,5 \cdot 0,00 + 0,0 = 0,0 \text{ kNm}.$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -1201,5 \cdot (-0,15) + (-44,5) = 135,8 \text{ kNm}.$$

Mimośrodki sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 135,8/1825,3 = 0,07 \text{ m},$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,0/1825,3 = 0,00 \text{ m}.$$

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 3,27 - 2 \cdot 0,07 = 3,13 \text{ m}, \quad B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 3,27 - 2 \cdot 0,00 = 3,27 \text{ m}.$$

Minimalna intensywność obciążenia podłoża obok ławy: $\rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 73,80 \text{ kPa}$.

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 20,13 \cdot 0,90 = 18,12^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 35,48 \cdot 0,90 = 31,93 \text{ kPa},$$

$$N_B = 1,06 \quad N_C = 13,20, \quad N_D = 5,32.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,10 \cdot 0,90 \cdot 10,00 = 18,90 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_x'/B_y' = 0,76, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_x'/B_y' = 1,29, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_x'/B_y' = 2,43$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_B) = 15814,4 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 1825,3 \text{ kN} > m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 15814,4 = 12809,6 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

6. Przebiecie fundamentu

6.1. Zestawienie wyników wymiarowania stopy na przebiecie

Nr komb.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Min. nośność strzemion
		$V_{Sd} \text{ [kN/m]}$	$V_{Rd} \text{ [kN/m]}$	$V_{Rs} \text{ [kN/m]}$
* 1	1	141	3230	-

Nie jest wymagane zbrojenie fundamentu z uwagi na przebiecie.

Wniosek: warunki wytrzymałości przebiecia fundamentu są spełnione.

6.2. Wymiarowanie stopy na przebiecie dla kombinacji obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

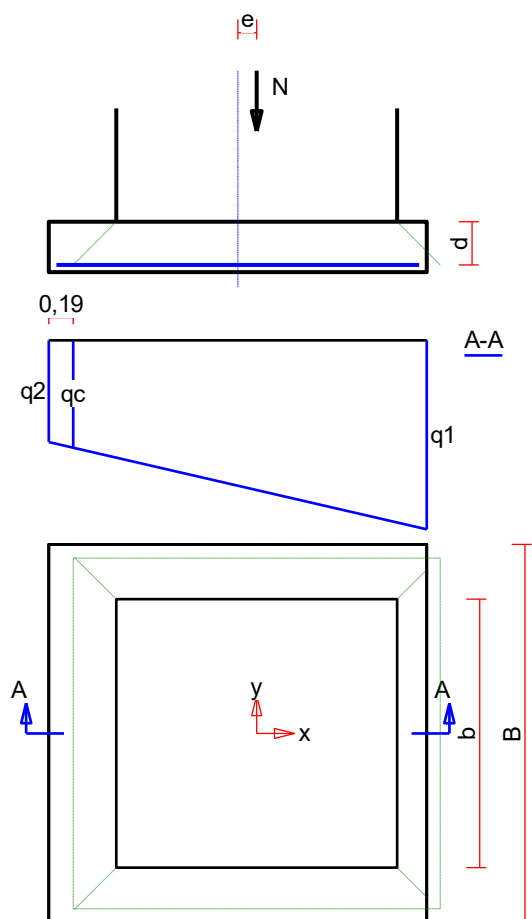
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 1202 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 180,22 \text{ kNm}$.

Mimośrodki siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,15 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$



Oddziaływanie podłoża wywołana obciążeniem zewnętrznym:

Oddziaływania w narożach fundamentu:

$$q_1 = 174 \text{ kPa}, \quad q_2 = 93 \text{ kPa}, \quad q_3 = 93 \text{ kPa}, \quad q_4 = 174 \text{ kPa}.$$

Oddziaływania na krawędziach fundamentu w przekroju środkowym A-A:

$$q_1 = 174 \text{ kPa}, \quad q_2 = 93 \text{ kPa}.$$

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $q_c = 98,60 \mid 176,41 \text{ kPa}$.

Przebieg stopy na obwodzie kontrolnym 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = V_{Sd1} + V_{Sd2} + V_{Sd3} + V_{Sd4} = 55 + 43 + 0 + 43 = 141 \text{ kN/m}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} + V_{Rd3} + V_{Rd4} = 1087 + 1071 + 0 + 1071 = 3230 \text{ kN/m}$.

Wsp. przebiecia: $\max(V_{Sdi} / V_{Rdi}) = 0,05$.

$$V_{Sd} = 141 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 3230 \text{ kN/m}.$$

7. Zginanie fundamentu

7.1. Zestawienie wyników wymiarowania stopy na zginanie

Nr komb.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Min. przekrój zbrojenia
			M [kNm]	$A_s \text{ [cm}^2\text{]}$
*1	x	1	115	8,2
	y	1	114	8,5

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wydzielonych współników trapezowych.

Przyjęto zbrojenie o powierzchni przekroju:

na kier. x: $A_{sx} = 8,2 \text{ cm}^2$, na kier. y: $A_{sy} = 8,5 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunki wytrzymałości na zginanie fundamentu są spełnione.

8. Zbrojenie stopy

8.1. Zbrojenie dolne stopy na zginanie

Zbrojenie główne na kierunku x:

Obliczona powierzchnia przekroju poprzecznego: $A_s = 8,2 \text{ cm}^2$.

Średnica prętów: $\phi = 16,0 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{xs} = 13$.

Przyjęta liczba prętów: $L_{xr} = 15$ co 205 mm.

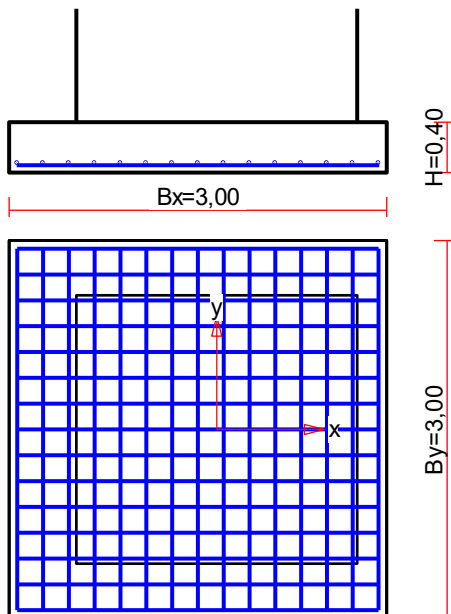
Zbrojenie główne na kierunku y:

Obliczona powierzchnia przekroju poprzecznego: $A_s = 8,5 \text{ cm}^2$.

Średnica prętów: $\phi = 16,0 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{ys} = 13$.

Przyjęta liczba prętów: $L_{yr} = 15$ co 205 mm.



8.2. Zestawienie materiałów

Ilość stali: **141,3 kg**, ilość betonu: **3,60 m³**.

Ilość stali na 1 m³ betonu: **39,3 kg/m³**.

Zamość, maj 2024 r.

wykonał: mgr inż. Marek Nicgorski