

INWESTYCJA: ROZBUDOWA REMIZY STRAŻACKIEJ WRAZ Z INFRASTRUKTURĄ TOWARZYSZĄCĄ PRZY ULICY PYRZYCKIEJ 4A W SZCZECINIE

FAZA OPRACOWANIA: **PROJEKT TECHNICZNO-WYKONAWCZY**

BRANŻA: **KONSTRUKCJE**

NUMER EWIDENCYJNY DZIAŁKI: **326201_1.4198.65/11, 326201_1.4198.65/15**

KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: **XVII**

INWESTOR: **GMINA MIASTO SZCZECIN- ZARZĄD BUDYNKÓW I LOKALI KOMUNALNYCH, ul. Marciacka 25, 70-546 Szczecin**

JEDNOSTKA PROJEKTOWA: **AKINT Sp. z o. o. 02-952 Warszawa, ul. Wiertnicza 143 A. NIP 9512000083**

KONSTRUKCJA:

PROJEKTANT:

mgr inż. Janusz Gagatko - nr upr. PDK/0135/PWOK/06

.....

SPRAWDZAJĄCY:

mgr inż. Paweł Chiliński - nr upr. LUB/0222/PBKb/17

.....

Spis treści

1. DOKUMENTY DOŁĄCZONE DO PROJEKTU	3
2 . CZĘŚĆ OPISOWA	9
A1. DANE OGÓLNE.....	9
A2. WARUNKI GRUNTOWE I KATEGORIA GEOTECHNICZNA.	9
A3. OPIS KONSTRUKCJI.	10
A4. WYTYCZNE REALIZACJI.....	13
A5. OBLICZENIA.....	134
A6. CZĘŚĆ RYSUNKOWA	40

1. DOKUMENTY DOŁĄCZONE DO PROJEKTU

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z art. 20 ust. 4 Prawa Budowlanego z dnia 7 lipca 1994r. (Dz.U. z 2019 r. poz. 1186 tekst jednolity ze zm.) my niżej podpisani oświadczamy, że wymieniony projekt „Rozbudowa remizy strażackiej wraz z infrastrukturą towarzyszącą przy ulicy Pyrzyckiej 4A w Szczecinie” został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

PROJEKTANT:

mgr inż. Janusz Gagatko - nr upr. PDK/0135/PWOK/06

.....

SPRAWDZAJĄCY:

mgr inż. Paweł Chiliński - nr upr. LUB/0222/PBKb/17

.....



PODKARPACKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

35-060 Rzeszów, ul. J. Słowackiego 20



Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
PDK OIIB/KK/0054/0059/06

Rzeszów, 2006- 12- 29

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz.42, z późn. zm.) i art. 12 ust. 1 pkt 1, art. 12 ust 3, art.13 ust.1 pkt 1, art. 13 ust 4 art.14 ust.1 pkt 1 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz.U. z 2003 r. Nr 207 poz.2016 z późn. zm.) oraz § 11 ust 1 pkt 1, § 15 i § 16 ust 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578), w związku z art.104 § 1 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r., Nr 98 poz.1071 z późn. zm)

stwierdzamy, że

Pan JANUSZ GAGATKO

magister inżynier

/kierunek studiów- budownictwo /

ur. 4 maja 1972 r., miejsce urodzenia - Sanok
otrzymał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny PDK/0164/ZOOA/06

**do projektowania
w specjalności architektonicznej
w ograniczonym zakresie**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.) odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane - podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

2.Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający PDK OIIB

dr inż. Zbigniew Plewako

mgr inż. Andrzej Hliniak

mgr inż. Lech Krupiński



Otrzymują:
1) Pan Janusz Gagatko
zam. Nagórzański 12
38-505 Bukowsko
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
3. a/a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

PDK-BXU-QIC-BIN *

Pan Janusz Wojciech Gagatko o numerze ewidencyjnym PDK/BO/0037/07
adres zamieszkania m. Jędruszkowce 21, 38-533 Zarszyn
jest członkiem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2022-08-01 do 2023-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-07-15 roku przez:

Grzegorz Dubik, Przewodniczący Rady Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

* 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.



Weryfikacja poprawności danych
została przeprowadzona w dniu 2022-07-15
przez Grzegorza Dubika, Przewodniczącą Rady
Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



LUBELSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Lublin, dnia 12 grudnia 2017 r.

LOIB.OKK.7131/43/12

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz.U. z 2014 r. poz. 1946) i art. 12 ust. 2 i 3, art. 12 ust. 4e pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j. Dz.U. z 2017 r. poz. 1332 z późn. zm.), § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2014 r. poz. 1278), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Paweł CHILIŃSKI

magister inżynier

urodzony dnia 10 grudnia 1978 r. w Działdowie

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Nr ewidencyjny: LUB/0222/PBKb/17

*do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej*

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie :

Od decyzji niniejszej służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Lubelskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Lublinie, w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Członek

inż. Jerzy Kamiński

Członek

dr inż. Andrzej Pichla

Członek

dr hab. inż. Anna Haliuka

Przewodniczący

dr inż. Wiesław Nurek

Otrzymują:

1. Pan Paweł CHILIŃSKI
ul. Opunogórska 5/31
04-039 Warszawa

2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego

3. a/a





**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

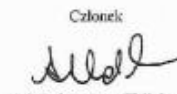
Pan Paweł CHILIŃSKI

- I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 13 ust. 3 i 4 ustawy - Prawo budowlane, w zakresie objętym wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:
- projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
 - sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych, bez ograniczeń.
- II. Na mocy § 10 i § 12 ust. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2014 r. poz. 1278), uprawnienia budowlane w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń uprawniają do:
- projektowania konstrukcji obiektu,
 - sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie tej specjalności.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Członek

inż. Jerzy Kamiński

Członek

dr inż. Andrzej Pichla

Członek

dr hab. inż. Anna Ilańska

Przewodniczący

dr inż. Wiesław Nurek



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:
MAZ-LHA-BVF-HM8 *

Pan PAWEŁ CHILIŃSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0201/17
adres zamieszkania ul. OPINOGÓRSKA 5 / 31, 04-039 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2022-04-01 do 2023-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2022-03-17 roku przez:

Roman Lulis, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* 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.



2 . CZĘŚĆ OPISOWA

A1. DANE OGÓLNE.

A1.1. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt garażu dla wozu bojowego straży pożarnej wraz z pomieszczeniem technicznym.

Budynek został zaprojektowany jako obiekt parterowy z dachem płaskim. Przy budynku zaprojektowano mur oporowy.

A2. WARUNKI GRUNTOWE I KATEGORIA GEOTECHNICZNA.

W podłożu gruntowym wydzielono, trzy pakiety warstw geotechnicznych

– I. Pakiet antropogenicznych nasypów niebudowlanych – Warstwa geotechniczna I.

– II. Pakiet plejstocénskich gruntów niespoistych – Warstwy geotechniczne IIa - IIb.

– III. Pakiet plejstocénskich gruntów spoistych – Warstwa geotechniczna III.

Podczas prowadzonych wierceń (lipiec 2022 r.) stwierdzono występowanie ustabilizowanego zwierciadła wód gruntowych na głębokości 1,4-1,5 m p.p.t. Zwierciadło wód gruntowych może podlegać wahaniom rocznym i wieloletnim.

Grunty spoiste charakteryzują się wrażliwością na kontakt z wodą, na skutek którego pogarszają swoje parametry wytrzymałościowe – uplastyczniają się. Również drgania od maszyn budowlanych mogą powodować uplastycznienie tych gruntów. Należy zwrócić szczególną uwagę na występowanie tych gruntów podczas rozważania posadowienia obiektu budowlanego oraz unikać ich zalania przez wody. W czasie wykonywania wykopów w w/w gruntach zaleca się zabezpieczenie powierzchniowe przed działaniem wód opadowych oraz niedopuszczenie do stagnacji wody w wykopie. Grunty spoiste należy również zabezpieczyć przed przemarzaniem (grunty wysadzinowe). Grunty uplastycznione należy usunąć z wykopu i zastąpić chudym betonem lub stabilizacją

W podłożu gruntowym występują nasypy niebudowlane o niejednorodnym składzie i właściwościach (warstwa geotechniczna I), ze względu na występujące w gruntach piasków drobnych próchniczych można je uznać za nienośne.

Grunty niespoiste (warstwy geotechniczne IIa – IIb) mogą być przydatne dla potrzeb budownictwa, tj. np. wykorzystane na budowie. Mogą wymagać konieczności wykonania zabiegów uzdatniających.

Na podstawie wykonanych badań proponujemy przyjąć proste warunki gruntowe i I kategorię geotechniczną obiektu budowlanego, ale ostateczna decyzja w tej sprawie, zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i

Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 r. poz. 463) - należy do projektanta.

Fundamenty należy zabezpieczyć izolacją przeciw wilgoci ze względu na podciąganie kapilarne oraz okresowe wahania poziomu wód gruntowych.

Głębokość przemarzania gruntu wynosi w tym rejonie Polski 0,8 m.

Nie przewiduje się negatywnego oddziaływania projektowanego obiektu na środowisko, a w szczególności na wody gruntowe.

UWAGA:

W celu właściwego posadowienia projektowanego budynku z podłoża budowlanego należy usunąć wszelkie grunty nasypowe. Posadowienie ław fundamentowych na nienaruszonym gruncie. W przypadku stwierdzenia gruntów nienośnych należy je usunąć i zastąpić pospółką zagęszczając do $I_s > 0,98$. Ze względu na wysoki stan wody gruntowej na czas wykopów należy odwodnić obszar wykopów przy pomocy igłofiltrów. Zalecane jest wykonanie ścianki szczelnej po obwodzie prowadzonych wykopów.

Dla wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych należy przyjąć współczynnik materiałowy $\gamma_m = 1 + 0,1$ (0,9 lub 1,1 w zależności od parametru geotechnicznego).

Warunki gruntowe zaliczam do I kategorii geotechnicznej.

Po wykonaniu przygotowanego podłoża budowlanego należy wykonać badania odbiorcze poziomów zagęszczenia przez uprawnionego geologa.

A3. OPIS KONSTRUKCJI.

1. Budynek garażu

Obliczenia wykonano dla obciążenia śniegiem dla drugiej strefy, obciążenia wiatrem dla strefy 1 oraz obciążenia ciężarem własnym warstwami konstrukcyjnymi i niekonstrukcyjnymi.

Dach

Projekt zakłada wykonanie płaskiego stropodachu pełnego odwróconego. Konstrukcję nośną stropodachu i stropu nad parterem stanowi układ prefabrykowanych płyt kanałowych grubości 24cm o nośności 4,5 kN/m² (dodatkowe obciążenie charakterystyczne ponad ciężar własny). Płyty kanałowe układać na wieńcach żelbetowych. Przy zamówieniu stropu prefabrykowanego wykonany projekt

warsztatowy stropu i stropodachu z płyt kanałowych należy uzgodnić i zatwierdzić przez projektanta konstrukcji.

Fundamenty

Projektuje się bezpośrednie posadowienie obiektu w postaci układu stóp i ław fundamentowych, wykonanych z betonu C20/25 XC2. Ławy fundamentowe o grubości 40 cm i szerokości 60cm, zbrojone czterema prętami podłużnymi o średnicy 12mm oraz prętem poprzecznym o średnicy 8mm w rozstawie co 25cm.

Otulenie prętów zbrojenia ław fundamentowych dołem 5 cm, pozostałe 3cm.

W fundamentach należy wykonać uziemienie jako uziom fundamentowy z płaskownika Fe 30x4mm. Uziemienie łączyć ze zbrojeniem za pomocą spawania co max. 2 m.

Fundamenty bezpośrednie posadowione na głębokości 1,4 m poniżej "zera" budynku. Ściana fundamentowa murowana z bloczków betonowych fundamentowych o grubości 25 cm zakończona wieńcem żelbetowym.

Wszystkie powierzchnie betonowe stykające się z gruntem należy izolować emulsjami asfaltowymi – izolacja typu ciężkiego.

Zasypywanie wykopów fundamentowych, po wykonaniu fundamentów i ścian fundamentowych, połączyć z zabiegiem zagęszczania gruntu wokół fundamentu i ścian.

Istniejące fundamenty od strony nowoprojektowanego garażu podbijać odcinkowo do poziomu 1,4m.

Podbicie odcinkowe dotyczy wymiany całości ściany fundamentowej, tzn. na całej jej wysokości aż do izolacji poziomej. Podbicie ma być wykonane metodą tradycyjną, odcinkową. Odcinki 60x100cm zgodnie z rysunkami z betonu klasy C20/25, zbroić prętami podłużnymi $\phi 12\text{mm}$ i strzemionami $\phi 8\text{mm}$ co 25cm. Podbicie fundamentu i nowoprojektowaną ławę fundamentową oddzielić dylatacją za pomocą styropianu grubości 1cm – na poziomie ławy fundamentowej i 5cm – na poziomie ściany fundamentowej.

Ściany konstrukcyjne

Zewnętrzne

Ściany zewnętrzne budynku oraz ściany konstrukcyjne wewnętrzne projektuje się jako ściany z pustaków silikatowych o wytrzymałości minimum 15 MPa i grubości 25cm.

Między projektowanym a istniejącym garażem wprowadzono dylatację gr. 5cm, izolowana termicznie wełną mineralną twardą o $\lambda=0,035 \text{ W/mK}$.

Nadproża

Nad oknami i drzwiami i bramą garażową projektuje się nadproża żelbetowe wykonane z betonu C20/25 XC1 zbrojone prętami $\phi 12\text{mm}/\phi 14\text{mm}$ i $\phi 6\text{mm}$ strzemiona.

Posadzki

Projektuje się posadzka z płyty betonowej gr. 20cm C20/25 XD3, zbrojona

siatkami fi8mm z oczkiem 20x20cm w pomieszczeniu technicznym i fi10mm z oczkiem 15x15cm w garażu, krawędzie płyt dodatkowo zbrojone bieglami. Połączenia ścian i płyt posadzki wykleić taśmą bentonitową i uszczelnić silikonem. Posadzka ocieplona płytami XPS. Szczegółowe warstwy posadzki według projektu architektury.

Otulenie prętów zbrojenia głównego posadzki, nadproży i wieńców wynosi 30mm. Minimalna długość zakładów prętów zbrojenia głównego 40 średnic większego z łączonych prętów.

Na zbrojenie konstrukcyjne przewidziano stal żebrowaną A-IIIIN, zbrojenie rozdzielcze pomocnicze A-I. W przypadku betonowania w temperaturze powietrza powyżej 20°C na płytę fundamentową należy bezwzględnie użyć mieszanki sporządzonej na cemencie CEM II/B lub CEM III.

A4. WYTICZNE REALIZACJI.

A4.1. Ogólne warunki prowadzenia robót.

Wykonywanie robót powinno odpowiadać „Warunkom technicznym wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” tom I-IV MGPIB W-wa 1989r, odpowiednim normom oraz zaleceniom producenta oraz zeszytom ITB do poszczególnych typów prac. Zastosowane materiały powinny posiadać odpowiednie atesty i świadectwa dopuszczenia potwierdzone znakiem „B” (Rozporządzenie MSWiA z 31.07.1998 Dz.U.98 nr 113 poz.728).

A4.2. Uwagi końcowe.

Wszystkie roboty rozbiórkowe i adaptacyjne należy prowadzić ze szczególną ostrożnością. W przypadku zauważenia jakichkolwiek objawów wpływu prowadzonych robót na stan budynku (odkształcenia, pęknięcia, zarysowania) należy je wstrzymać, obiekt zabezpieczyć i bezzwłocznie wezwać projektanta konstrukcji.

Wszelkie prace budowlane należy wykonywać zgodnie z przepisami BHP dotyczącymi budownictwa. Pracownicy powinni być przeszkoleni, a nadzór prowadzi osoba posiadająca odpowiednie uprawnienia. W szczególności należy zwrócić uwagę na prace montażowe na wysokości wymagające odpowiednich rusztowań, sprzętu ochrony osobistej. Wszelkie prace należy wykonywać zachowując szczególną ostrożność i przestrzegając przepisów ochrony przeciwpożarowej. Należy się stosować do wymagań właściciela obiektu oraz państwowych służb nadzoru budowlanego.

Wszelkie zmiany projektowe należy uzgadniać z projektantem konstrukcji. Wszelkie odstępstwa od stanu faktycznego należy wyjaśniać i rozwiązywać w ramach nadzoru autorskiego. Wymiary sprawdzać na budowie. Wszystkie odstępstwa od przyjętych do projektowania wymiarów i materiałów istniejącej konstrukcji należy zgłosić projektantowi.

Prace żelbetowe i murowe konstrukcyjne należy wykonywać zgodnie z warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlanych:

- część A: roboty ziemne i konstrukcyjne – zeszyt 5 konstrukcje betonowe i żelbetowe

A5. OBLICZENIA.

Zebranie obciążeń 1. Obciążenia stałe

1.1. Dach część górna

ELEMENT	CHARAKTERYSTYCZNE	γ	OBLICZENIOWE
2x Papa termozgrzewalna	0,3		
Płyta XPS gr 20cm	0,4		
Izolacja przeciwwodna	0,1		
Beton spadkowy – od 4cm do 11cm	1,2		
Płyta kanałowa gr. 24cm	3,3		
	5,3 kN/m ²	1,35	7,16 kN/m ²

1.2 Ściana zewnętrzna

ELEMENT	CHARAKTERYSTYCZNE	γ	OBLICZENIOWE
Tynk gipsowy 2cm	0,38		
Pustaki gazobetonowe 25cm	3,5		
Wełna mineralna elewacyjna 20cm	0,24		
Tynk cienkowarstwowy 2cm	0,38		
	4,5 kN/m ²	1,35	6,08 kN/m ²

1.3 Ściana wewnętrzna

ELEMENT	CHARAKTERYSTYCZNE	γ	OBLICZENIOWE
Tynk gipsowy 2cm	0,38		
Pustaki gazobetonowe 25cm	3,5		
Tynk cienkowarstwowy 2cm	0,38		
	4,26 kN/m ²	1,35	5,75 kN/m ²

1.4 Ściana fundamentowa

ELEMENT	CHARAKTERYSTYCZNE	γ	OBLICZENIOWE
Folia fundamentowa	0,05		
Ściana fundamentowa gr 25cm	6,25		
Folia fundamentowa	0,05		
Płyta XPS gr 14cm	0,25		
	6,6 kN/m	1,35	8,91 kN/m

1.5 Obciążenie użytkowe

Dach płaski kategoria H (Zgodnie z normą PN-EN 1991-1-1:2004) – 0,4 kN/m²

Posadzka garażu – 5,0 kN/m²

1.6 Obciążenie fundamentów

N_{f1} = 87.42 kN/mb – obciążenie ławy fundamentowej środkowej

N_{f2} = 61.35 kN/mb – obciążenie ławy fundamentowej zewnętrznej

N_{f3} = 74.42 kN/mb – obciążenie ławy fundamentowej zewnętrznej od strony istniejącego garażu

2. Obciążenia zmienne

2.1 Śnieg

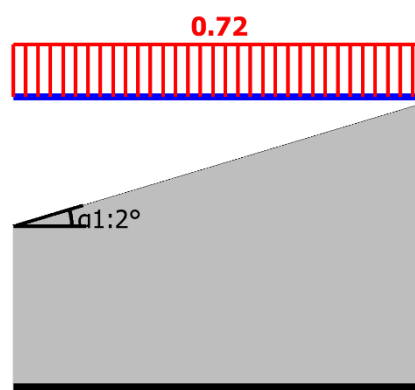
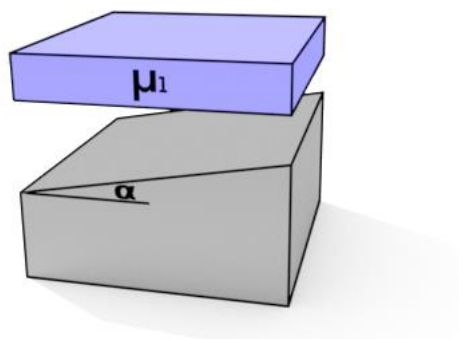
Obciążenie śniegiem

Typ: Obciążenie śniegiem

Opis: Dach jednospadowy

Współczynniki normowe: $+ \gamma = 1.50$; $\Psi_0 = 0.50$; $\Psi_1 = 0.20$; $\Psi_2 = 0.20$

Widok oraz schemat obciążenia



Oznaczenia

$\alpha = 2.0^\circ$

Parametry obciążenia

Wybrana kategoria: Dach jednospadowy

Wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu (wg. tablicy NB.1) dla strefy: 2

$$s_k = 0.9 = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Współczynnik termiczny $\rightarrow C_t = 1.0$ (dach o niskim współczynniku przenikania ciepła)

Współczynnik ekspozycji $\rightarrow C_e = 1.0$ (teren: z umiarkowanymi przeszkodami)

Warunki lokalizacyjne: normalne (przypadek A)

Sytuacja obliczeniowa: trwała/przejściowa $\rightarrow C_{esl} = 1.0$

Obciążenie charakterystyczne

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot C_{esl} \cdot s_k = 0.800 \cdot 1.00 \cdot 1.000 \cdot 1.00 \cdot 0.900 = 0.720 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Do dalszych obliczeń przyjęto: $\mu_1 = 0.72 \text{ kN/m}^2$ (Zalecana)

2.2 Wiatr

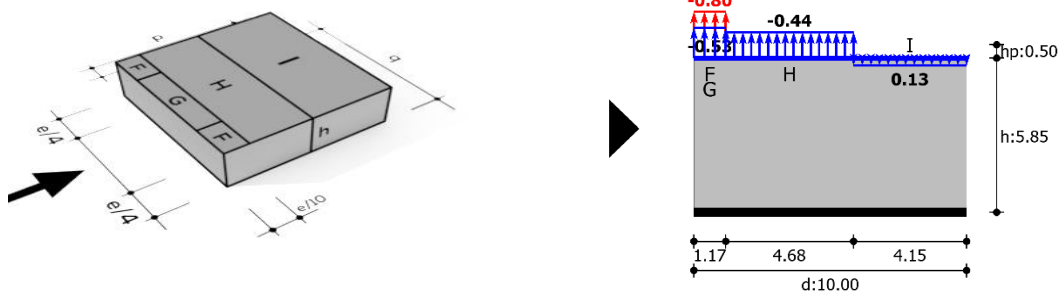
Wiatr schemat 1

Typ: Obciążenie wiatrem

Opis: Dach jednopołaciowy płaski, strefa obciążenia F

Współczynniki normowe: $+ \gamma = 1.50$; $\Psi_0 = 0.60$; $\Psi_1 = 0.20$

Widok oraz schemat obciążenia



Oznaczenia

$$h = 5.85\text{m} \quad d = 10.0\text{m} \quad b = 12.0\text{m} \quad e = 11.7\text{m} \quad h_p = 0.5\text{m}$$

Parametry obciążenia

Wybrana kategoria: Dach jednopołaciowy płaski

Strefa obciążenia wiatrem: 1

Wysokość n.p.m.: $A = 40.0 \text{ m}$

Kategoria terenu: II

Kierunek wiatru: 0

Wartość współczynnika kierunkowego: $c_{dir} = 1.0$

Wartość współczynnika sezonowego: $c_{season} = 1.0$

Wartość współczynnika orografii: $c_o = 1.0$

Wysokość odniesienia przyjęta jako całkowita wysokość budynku.

Wysokość odniesienia: $z_e = 6.35\text{m}$

Wartość współczynnika konstrukcyjnego: $c_s c_d = 1.0$

Obliczany element: $A > 10 \text{ m}^2 \rightarrow c_{pe} = -1.258$

Obciążenie charakterystyczne

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia F**

Podstawowa bazowa prędkość wiatru: $v_{b,o} = 22.00 \text{ m/s}$

Intensywność turbulencji: $I_v = 0.206$

Współczynnik chropowatości: $c_r = 0.926$

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru: $q_p = (1 + 7 \cdot I_v) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot (c_r \cdot c_o \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o})^2$

$q_p = (1 + 7 \cdot 0.206) \cdot 0.5 \cdot 1.25 \cdot (0.926 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 22.00)^2 = 0.634 \text{ kPa}$

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia H**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia I (parcie)**

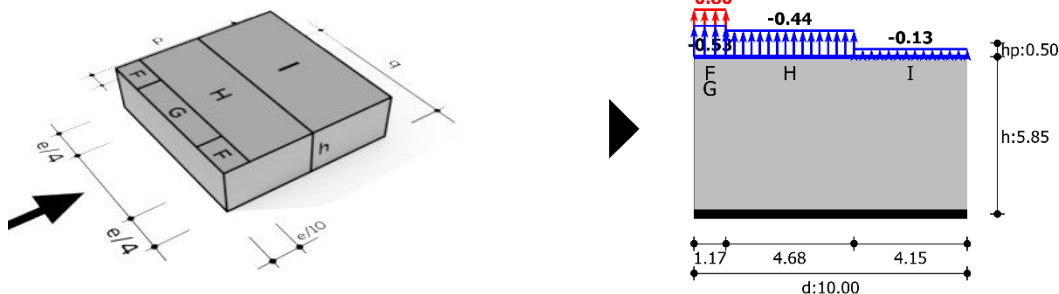
Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = 0.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia G**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Wiatr schemat 2

Widok oraz schemat obciążenia



Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia F**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia H**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia I (ssanie)**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Przypadek obciążenia: **strefa obciążenia G**

Wartość oddziaływania: $s = c_s c_d \cdot c_{pe} \cdot q_p = -0.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nadproże N1

Pręt nr 2 - Element żelbetowy [PN-EN 1992-1-1]

Informacje o elemencie

Nazwa/Opis: element nr 2 (belka) - Brak opisu elementu.

Węzły: 7 (x=17.900m, y=8.400m); 8 (x=20.550m, y=8.400m)

Profil: 30x24cm zb (C20/25)

Zbrojenie podłużne (RB500W (A))

Krawędź 1 - 2#14; od L1=0.00m do L2=2.65m; lbd1=0.63m; lbd2=0.63m

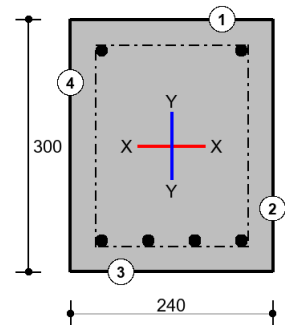
Krawędź 3 - 4#14; od L1=0.00m do L2=2.65m; lbd1=0.63m; lbd2=0.63m

Strzemiona (RB500W (A))

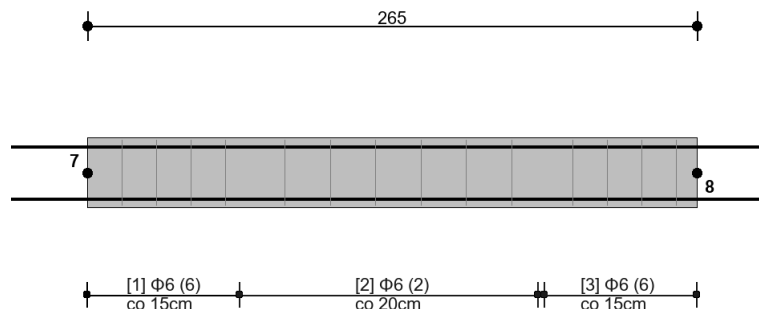
Odcinek 1 od x1/L=0.00 do x2/L=0.25: (Y-Y) 6#6 (X-X) 2#6 co 15cm

Odcinek 2 od x1/L=0.25 do x2/L=0.75: (Y-Y) 2#6 (X-X) 2#6 co 19cm

Odcinek 3 od x1/L=0.74 do x2/L=1.00: (Y-Y) 6#6 (X-X) 2#6 co 15cm



Widok elementu



Całkowite wyężenie elementu: 67%

Zbrojenie główne: 59 %

Ścinanie: 67 %

Zbrojenie główne (ścinanie): 62 %

Rysy prostopadłe: 54 %

Przemieszczenia (sprężyste): 12 %

Ugięcia: 43 %

Zbrojenie minimalne: 0 %

Zbrojenie minimalne (rysy): 0 %

Zakotwienie zbrojenia: 0 %

Rozstaw strzemion: 0 %

Zbrojenie min. strzemionami: 0 %

Smukłość: 0 %

Wyniki szczegółowe

Zbrojenie minimalne (0.0 %)

Przekrój: x/L=0.833, L=2.21m; Kombinacja: max Mx (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)

Zbrojenie minimalne przy zginaniu bez udziału siły podłużnej dla przekroju prostokątnego oraz teowego z półką w strefie ściskanej:

$$A_{s1,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0.26 \frac{2.2}{500.0} 24.0 \cdot 26.2 = 0.7 \text{ cm}^2 < 6.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = 0.0013 bd = 0.0013 \cdot 24.0 \cdot 26.2 = 0.8 \text{ cm}^2 < 6.2 \text{ cm}^2$$

Zakotwienie zbrojenia (0.0 %)

Przekrój: $x/L=0.833$, $L=2.21m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Wyniki dla najslabiej zakotwionego pręta (krawędź: 0, $x=37.0mm$, $y=37.0mm$).

$$\text{Podstawowa długość zakotwienia: } l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1.4}{4} \cdot \frac{|-57.6|}{2.41} = 8.4cm$$

$$\text{Minimalna długość zakotwienia: } l_{b,min} = \max(0.6l_b, 10\phi, 10cm) = 37.9cm$$

$$\text{Dodatkowe zakotwienie od ścinania: } a_L = 0.5z \cot \theta = 0.5 \cdot 22.7 \cdot 1.000 = 0.0cm$$

$$\text{Obliczeniowa długość zakotwienia: } l_{bd} = \max(|\alpha l_{b,rqd}| + a_L, l_{b,min}) = \max(|1.0 \cdot 8.4| + 0.0, 37.9) = 37.9cm$$

$$\text{Warunek na zakotwienie: } l_{bd} = 37.9cm < 107.3cm = l$$

Długość wyboczeniowa

Współczynniki długości wyboczeniowej przyjęto wg Rysunku 5.7

Klasyfikacja: X-X → Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty; Y-Y → Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty

Przyjęto: $\beta_x = 1.000$, $\beta_y = 1.000$ oraz $l_{col} = 2.650m$

Zbrojenie główne (59.1 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.33m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Dane: $\alpha_{cc} = 1.00$, $x_{eff} = 10.1cm$, $a_1 = 3.6cm$, $d = 26.2cm$

Nośność przy ściskaniu/rozciąganiu:

$$\min N_{Rd} = -978.4kN < 0.0kN = N_{Sd}$$

$$\max N_{Rd} = 224.0kN > 0.0kN = N_{Sd}$$

Nośność przy zginaniu:

$$M_{Rd} = 63.4kNm > 37.5kNm = M_{Sd}$$

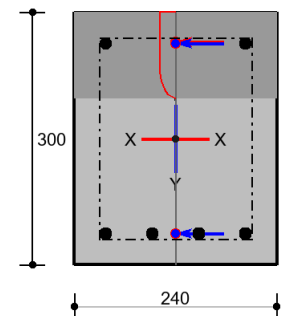
Odkształcenia:

$$\varepsilon_{s1} = -0.00134 > -0.0100$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.00084 < 0.0035$$

$$\varepsilon_c = -0.00022 < 0.0020$$

$x/L=0.500$ (max M_x)



Zbrojenie główne (ścianie) (61.7 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.33m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Siły przekrojowe: $N_{Ed} = 0.0kN$, $M_{Ed} = 37.5kNm$, $V_{Ed} = 0.0kN$

Przyrost siły w zbrojeniu głównym: $\Delta F_{td} = 0.5V_{Ed} \cot \theta = 0.5 \cdot 0.0 \cdot 1.000 = 0.0kN$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym: $F_{td} = \varepsilon_{s1} A_{s1} E_s = 0.00134 \cdot 6.16 \cdot 20000.0 = 165.1kN$

Maksymalna siła w zbr. rozciągającym na długości elementu: $\max F_{td} = 165.1kN$

Warunek nośności: $\min(F_{td} + \Delta F_{td}, \max F_{td}) = 165.1kN < 267.7kN = A_{s1} f_{yd} = 6.16 \cdot 43.5$

Ścinanie (66.5 %)

Przekrój: $x/L=0.667$, $L=1.77m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Weryfikacja zbrojenia strzemionami dla siły tnącej: Y-Y

Pochylenie betonowych krzyżulców: $\cot \theta = 1.000$

Nośność obliczeniowa ze względu na rozciąganie strzemion:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd1} \cot \theta = \frac{0.57}{19.7} 22.7 \cdot 43.5 \cdot 1.000 = 28.4kN$$

gdzie przyjęto:

$$- A_{sw} = \min \left(A_{sw}, \frac{0.5 \alpha_{cc} v f_{cd} b_w s}{f_{ywd}} \right) = \min(56.55, 429.31) = 0.57cm^2$$

Nośność obliczeniowa ze względu na ściskanie betonowych krzyżulców:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1.000 \cdot 24.0 \cdot 22.7 \cdot 0.552 \cdot 1.43}{\cot 45.0 + \tan 45.0} = 215.2 \text{ kN}$$

gdzie przyjęto:

$$v_1 = v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 20.0/250) = 0.552$$

Warunki nośności:

$$V_{Rd,s} = 28.4 \text{ kN} > 18.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 215.2 \text{ kN} > 18.9 \text{ kN}$$

Rysy prostopadłe (54.0 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.33\text{m}$; Kombinacja: $\min N_SGU (0,1,2,7,8,)$

Stosunek naprężeń rysujących do aktualnych:

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = \frac{f_{ct,eff} W_c}{M_{Ed}} = \frac{2.2 \cdot 0.0036}{34.2} = 0.230$$

Maksymalny rozstaw rys:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3.4 \cdot 30 + 0.8 \cdot 0.500 \cdot 0.425 \frac{14.0}{0.0403} = 161.0 \text{ mm}$$

gdzie przyjęto:

– $k_1 = 0.8$ (pręty żebrowane), $k_2 = 0.500$ (ściskanie lub/i zginanie),

– efektywny stopień zbrojenia: $\rho_r = A_s/A_{c,eff} = 6.2/152.6 = 0.0403$

Różnica średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego i betonu:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_{et} \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{242.9 - 0.6 \frac{2.2}{0.0403} (1 + 6.67 \cdot 0.0403)}{200000.0} = 0.001007$$

gdzie przyjęto:

– $k_t = 0.6$ (obc. krótkotrwałe),

Obliczeniowa szerokość rys prostopadłych do osi elementu:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 161.0 \cdot 0.001007 = 0.16 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{k,lim.}$$

Przemieszczenia (sprężyste) (11.6 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.33\text{m}$; Kombinacja: $\text{ext } U (0,1,2,7,8,)$

Przemieszczenia prostopadłe do osi elementu wyznaczone w układzie centralnym przekroju:

$$1. \quad Y-Y: v_y = |-1.5 \text{ mm}| < 13.2 \text{ mm} = v_{y,lim}$$

$$2. \quad X-X: v_x = |-0.0 \text{ mm}| < 13.2 \text{ mm} = v_{x,lim}$$

Przemieszczenie wzdłuż osi elementu: $u = |-0.0 \text{ mm}| < 13.2 \text{ mm} = u_{lim}$

Ugięcia (43.0 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.33\text{m}$; Kombinacja: $\max v (0,1,2,7,8,)$

Obciążenia: tylko część długotrwała; schemat statyczny elementu: belka wolnopodparta

$$\text{Efektywny moduł sprężystości betonu: } E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{30000.0}{1 + 2.000} = 10000.0 \text{ MPa}$$

Maksymalne ugięcie uzyskano poprzez całkowanie równania linii ugięcia belki z uwzględnieniem pełzania, zarysowania i rzeczywistego rozkładu zbrojenia oraz przebiegu momentów. Sztywność elementu niezarysowanego przyjęto równą $B_\infty = E_{c,eff} I_I$ lub $B_0 = E_{cm} I_I$ odpowiednio przy obciążeniu długotrwałym i krótkotrwałym, natomiast sztywność przekrojów zarysowanych wyznaczono wg wzoru:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} I_I}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_I}{I_{II}} \right)},$$

gdzie w przypadku B_0 przyjęto $E_{c,eff} = E_{cm}$.

Warunek projektowy (kierunek Y-Y): $a = 5.7 \text{ mm} < 13.2 \text{ mm} = a_{lim.}$

Nadproże N2

Pręt nr 0 - Element żelbetowy [PN-EN 1992-1-1]

Informacje o elemencie

Nazwa/Opis: element nr 0 (belka) - Brak opisu elementu.

Węzły: 5 (x=14.700m, y=8.400m); 6 (x=16.850m, y=8.400m)

Profil: 30x24cm zb (C20/25)

Zbrojenie podłużne (RB500W (A))

Krawędź 1 - 2#14; od L1=0.00m do L2=2.15m; lbd1=0.63m; lbd2=0.63m

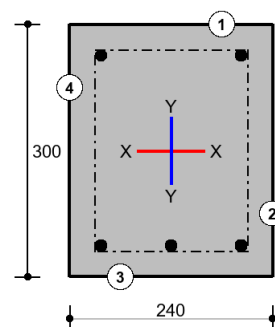
Krawędź 3 - 3#14; od L1=0.00m do L2=2.15m; lbd1=0.63m; lbd2=0.63m

Strzemiona (RB500W (A))

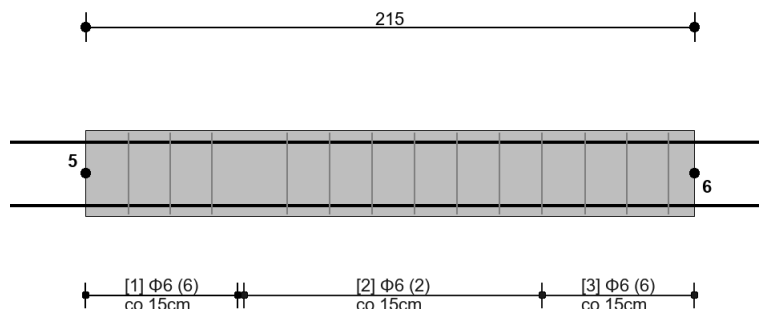
Odcinek 1 od x1/L=0.00 do x2/L=0.25: (Y-Y) 6#6 (X-X) 2#6 co 14cm

Odcinek 2 od x1/L=0.26 do x2/L=0.75: (Y-Y) 2#6 (X-X) 2#6 co 15cm

Odcinek 3 od x1/L=0.75 do x2/L=1.00: (Y-Y) 6#6 (X-X) 2#6 co 14cm



Widok elementu



Całkowite wyężenie elementu: 68%

Zbrojenie główne: 65 %

Ścinanie: 51 %

Zbrojenie główne (ścinanie): 68 %

Rysy prostopadłe: 65 %

Przemieszczenia (sprężyste): 8 %

Ugięcia: 35 %

Zbrojenie minimalne: 0 %

Zbrojenie minimalne (rysy): 0 %

Zakotwienie zbrojenia: 0 %

Rozstaw strzemion: 0 %

Zbrojenie min. strzemionami: 0 %

Smukłość: 0 %

Wyniki szczegółowe

Zbrojenie minimalne (0.0 %)

Przekrój: x/L=0.833, L=1.79m; Kombinacja: max Mx (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)

Zbrojenie minimalne przy zginaniu bez udziału siły podłużnej dla przekroju prostokątnego oraz teowego z półką w strefie ściskanej:

$$A_{s1,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0.26 \frac{2.2}{500.0} 24.0 \cdot 26.2 = 0.7 \text{ cm}^2 < 4.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = 0.0013bd = 0.0013 \cdot 24.0 \cdot 26.2 = 0.8\text{cm}^2 < 4.6\text{cm}^2$$

Zbrojenie minimalne ze względu na rysy

Minimalne (sumaryczne) pole zbrojenia ze względu na rysy:

$$A_{s,min} = k_c k_{f_{ct,eff}} \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}} = \frac{0.400 \cdot 1.0 \cdot 0.22 \cdot 360.0}{28.0} = 1.1\text{cm}^2 < 4.6\text{cm}^2 = A_{s1}$$

gdzie:

$$k_c = \min \left[0.4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 f_{ct,eff}} \right), 1.0 \right] = \min \left[0.4 \left(1 - \frac{-0.00}{0.67 \frac{30.0}{30.0} 0.22} \right), 1.0 \right] = 0.400$$

Długość wyboczeniowa

Współczynniki długości wyboczeniowej przyjęto wg Rysunku 5.7

Klasyfikacja: X-X → Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty; Y-Y → Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty

Przyjęto: $\beta_x = 1.000$ $\beta_y = 1.000$ oraz $l_{col} = 2.150\text{m}$

Zbrojenie główne (64.9 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.07\text{m}$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Dane: $\alpha_{cc} = 1.00$, $x_{eff} = 8.9\text{cm}$, $a_1 = 3.6\text{cm}$, $d = 26.2\text{cm}$

Nośność przy ściskaniu/rozciąganiu:

$$\min N_{Rd} = -1028.2\text{kN} < 0.0\text{kN} = N_{Sd}$$

$$\max N_{Rd} = 145.7\text{kN} > 0.0\text{kN} = N_{Sd}$$

Nośność przy zginaniu:

$$M_{Rd} = 48.3\text{kNm} > 31.4\text{kNm} = M_{Sd}$$

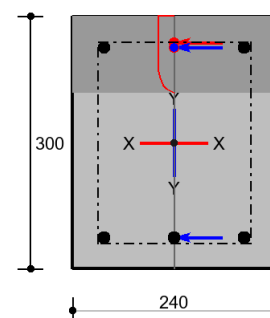
Odkształcenia:

$$\varepsilon_{s1} = -0.00149 > -0.0100$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.00077 < 0.0035$$

$$\varepsilon_c = -0.00033 < 0.0020$$

$x/L=0.500$ (max M_x)



Zbrojenie główne (ściananie) (68.5 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.07\text{m}$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Siły przekrojowe: $N_{Ed} = 0.0\text{kN}$, $M_{Ed} = 31.4\text{kNm}$, $V_{Ed} = 0.0\text{kN}$

Przyrost siły w zbrojeniu głównym: $\Delta F_{td} = 0.5 V_{Ed} \cot \theta = 0.5 \cdot 0.0 \cdot 1.000 = 0.0\text{kN}$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym: $F_{td} = \varepsilon_{s1} A_{s1} E_s = 0.00149 \cdot 4.62 \cdot 20000.0 = 137.5\text{kN}$

Maksymalna siła w zbr. rozciągającym na długości elementu: $\max F_{td} = 137.5\text{kN}$

Warunek nośności: $\min(F_{td} + \Delta F_{td}, \max F_{td}) = 137.5\text{kN} < 200.8\text{kN} = A_{s1} f_{yd} = 4.62 \cdot 43.5$

Ściananie (51.3 %)

Przekrój: $x/L=0.667$, $L=1.43\text{m}$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+K3,+K4,+6,+7,+8,)$

Weryfikacja zbrojenia strzemionami dla siły tnącej: Y-Y

Pochylenie betonowych krzyżulców: $\cot \theta = 1.000$

Nośność obliczeniowa ze względu na rozciąganie strzemion:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd1} \cot \theta = \frac{0.57}{15.0} 23.1 \cdot 43.5 \cdot 1.000 = 37.9\text{kN}$$

gdzie przyjęto:

$$-A_{sw} = \min \left(A_{sw}, \frac{0.5 \alpha_{cc} v f_{cd} b_w s}{f_{ywd}} \right) = \min(56.55, 326.47) = 0.57\text{cm}^2$$

Nośność obliczeniowa ze względu na ściananie betonowych krzyżulców:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1.000 \cdot 24.0 \cdot 23.1 \cdot 0.552 \cdot 1.43}{\cot 45.0 + \tan 45.0} = 219.0\text{kN}$$

gdzie przyjęto:

$$-v_1 = v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 20.0/250) = 0.552$$

Warunki nośności:

$$V_{Rd,s} = 37.9 \text{ kN} > 19.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 219.0 \text{ kN} > 19.4 \text{ kN}$$

Rysy prostopadłe (65.2 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.07\text{m}$; Kombinacja: $\min N_SGU (0,1,2,7,8,)$

Stosunek naprężeń rysujących do aktualnych:

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = \frac{f_{ct,eff} W_c}{M_{Ed}} = \frac{2.2 \cdot 0.0036}{28.1} = 0.279$$

Maksymalny rozstaw rys:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3.4 \cdot 30 + 0.8 \cdot 0.500 \cdot 0.425 \frac{14.0}{0.0281} = 186.6 \text{ mm}$$

gdzie przyjęto:

– $k_1 = 0.8$ (pręty żebrowane), $k_2 = 0.500$ (ściskanie lub/i zginanie),

– efektywny stopień zbrojenia: $\rho_r = A_s/A_{c,eff} = 4.6/164.2 = 0.0281$

Różnica średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego i betonu:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_{et} \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{265.5 - 0.6 \frac{2.2}{0.0281} (1 + 6.67 \cdot 0.0281)}{200000.0} = 0.001049$$

gdzie przyjęto:

– $k_t = 0.6$ (obc. krótkotrwałe),

Obliczeniowa szerokość rys prostopadłych do osi elementu:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 186.6 \cdot 0.001049 = 0.20 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{k,lim.}$$

Przemieszczenia (sprężyste) (7.8 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.07\text{m}$; Kombinacja: $\text{ext } U (0,1,2,7,8,)$

Przemieszczenia prostopadłe do osi elementu wyznaczone w układzie centralnym przekroju:

$$3. \quad Y-Y: v_y = |-0.8 \text{ mm}| < 10.8 \text{ mm} = v_{y,lim}$$

$$4. \quad X-X: v_x = |-0.0 \text{ mm}| < 10.8 \text{ mm} = v_{x,lim}$$

Przemieszczenie wzdłuż osi elementu: $u = |-0.0 \text{ mm}| < 10.8 \text{ mm} = u_{lim}$

Ugięcia (34.6 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=1.07\text{m}$; Kombinacja: $\max v (0,1,2,7,8,)$

Obciążenia: tylko część długotrwała; schemat statyczny elementu: belka wolnopodparta

$$\text{Efektywny moduł sprężystości betonu: } E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{30000.0}{1 + 2.000} = 10000.0 \text{ MPa}$$

Maksymalne ugięcie uzyskano poprzez całkowanie równania linii ugięcia belki z uwzględnieniem pełzania, zarysowania i rzeczywistego rozkładu zbrojenia oraz przebiegu momentów. Sztywność elementu niezarysowanego przyjęto równą $B_\infty = E_{c,eff} I_I$ lub $B_0 = E_{cm} I_I$ odpowiednio przy obciążeniu długotrwałym i krótkotrwałym, natomiast sztywność przekrojów zarysowanych wyznaczono wg wzoru:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} I_I}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_I}{I_{II}} \right)},$$

gdzie w przypadku B_0 przyjęto $E_{c,eff} = E_{cm}$.

Warunek projektowy (kierunek Y-Y): $a = 3.7 \text{ mm} < 10.8 \text{ mm} = a_{lim.}$

Nadproże N3

Pręt nr 1 - Element żelbetowy [PN-EN 1992-1-1]

Informacje o elemencie

Nazwa/Opis: element nr 1 (belka) - Brak opisu elementu.

Węzły: 2 (x=9.400m, y=8.400m); 3 (x=13.560m, y=8.400m)

Profil: 30x24cm zb (C20/25)

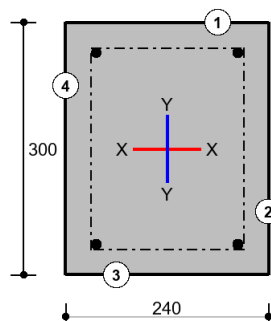
Zbrojenie podłużne (RB500W (A))

Krawędź 1 - 2#12; od L1=0.00m do L2=4.16m; lbd1=0.54m; lbd2=0.54m

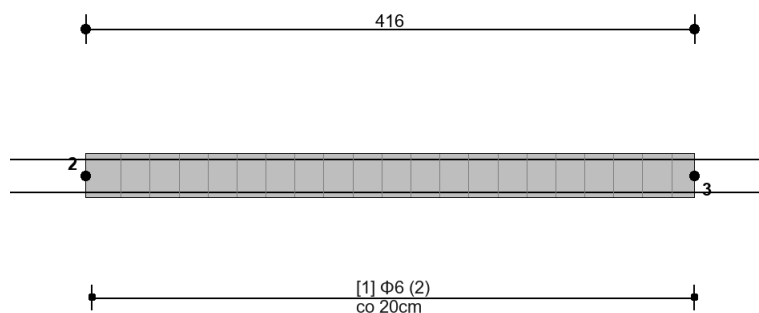
Krawędź 3 - 2#12; od L1=0.00m do L2=4.16m; lbd1=0.54m; lbd2=0.54m

Strzemiona (RB500W (A))

Odcinek 1 od x1/L=0.01 do x2/L=1.00: (Y-Y) 2#6 (X-X) 2#6 co 19cm



Widok elementu



Całkowite wyężenie elementu: 58%

Zbrojenie główne: 48 %

Ścinanie: 39 %

Zbrojenie główne (ścinanie): 0 %

Rysy prostopadłe: 58 %

Przemieszczenia (sprężyste): 6 %

Ugięcia: 38 %

Zbrojenie minimalne: 0 %

Zbrojenie minimalne (rysy): 0 %

Zakotwienie zbrojenia: 0 %

Rozstaw strzemion: 0 %

Zbrojenie min. strzemionami: 0 %

Smukłość: 0 %

Wyniki szczegółowe

Zbrojenie minimalne (0.0 %)

Przekrój: x/L=0.833, L=3.47m; Kombinacja: max Mx (+0,+1,+2,+7,+8,)

Zbrojenie minimalne przy zginaniu bez udziału siły podłużnej dla przekroju prostokątnego oraz teowego z półką w strefie ściskanej:

$$A_{s1,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0.26 \frac{2.2}{500.0} 24.0 \cdot 26.3 = 0.7 \text{ cm}^2 < 2.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = 0.0013bd = 0.0013 \cdot 24.0 \cdot 26.3 = 0.8 \text{ cm}^2 < 2.3 \text{ cm}^2$$

Zakotwienie zbrojenia (0.0 %)

Przekrój: $x/L=1.000$, $L=4.16m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+7,+8,)$

Wyniki dla najslabiej zakotwionego pręta (krawędź: 2, $x=204.0mm$, $y=36.0mm$).

$$\text{Podstawowa długość zakotwienia: } l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1.2}{4} \cdot \frac{|-0.1|}{2.41} = 0.0cm$$

$$\text{Minimalna długość zakotwienia: } l_{b,min} = \max(0.3l_b, 10\phi, 10cm) = 16.2cm$$

$$\text{Dodatkowe zakotwienie od ścinania: } a_L = 0.5z \cot \theta = 0.5 \cdot 24.1 \cdot 1.000 = 12.0cm$$

$$\text{Obliczeniowa długość zakotwienia: } l_{bd} = \max(|\alpha l_{b,rqd}| + a_L, l_{b,min}) = \max(|1.0 \cdot 0.0| + 12.0, 16.2) = 16.2cm$$

$$\text{Warunek na zakotwienie: } l_{bd} = 16.2cm < 54.1cm = l$$

Długość wyboczeniowa

Współczynniki długości wyboczeniowej przyjęto wg Rysunku 5.7

Klasyfikacja: X-X \rightarrow Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty; Y-Y \rightarrow Element wydzielony obustronnie przegubowo podparty

Przyjęto: $\beta_x = 1.000$ $\beta_y = 1.000$ oraz $l_{col} = 4.160m$

Zbrojenie główne (48.0 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=2.08m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+7,+8,)$

Dane: $\alpha_{cc} = 1.00$, $x_{eff} = 6.6cm$, $a_1 = 3.5cm$, $d = 26.3cm$

Nośność przy ściskaniu/rozciąganiu:

$$\min N_{Rd} = -1124.3kN < 0.0kN = N_{Sd}$$

$$\max N_{Rd} = 105.0kN > 0.0kN = N_{Sd}$$

Nośność przy zginaniu:

$$M_{Rd} = 24.7kNm > 11.8kNm = M_{Sd}$$

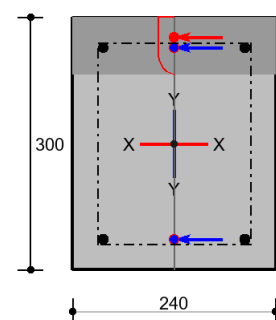
Odkształcenia:

$$\varepsilon_{s1} = -0.00112 > -0.0100$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.00038 < 0.0035$$

$$\varepsilon_c = -0.00035 < 0.0020$$

$x/L=0.500$ (max M_x)



Ścinanie (38.7 %)

Przekrój: $x/L=1.000$, $L=4.16m$; Kombinacja: $\max M_x (+0,+1,+2,+7,+8,)$

Weryfikacja zbrojenia strzemionami dla siły tnącej: Y-Y

Obliczeniowa nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie (rozciąganie betonowych krzyżulców):

$$V_{Rd,c} = [0.18/\gamma_c k(100\rho_L f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = [0.18/1.4 \cdot 1.870(100 \cdot 3.570e-03 \cdot 20.0)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.00] \cdot 240 \cdot 264.0 \cdot 1e-3 = 29.3kN$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.400 + 0.150 \cdot 0.000) 0.240 \cdot 0.264 = 25.4kN$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 29.3kN > 11.4kN = V_{Ed} \rightarrow \text{zbrojenie nie jest wymagane}$$

gdzie przyjęto:

$$-k = 1 + \sqrt{(200/d)} = 1.870$$

$$-\rho_L = \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{b_w d}\right) = \min\left(0.02, \frac{2.26}{24.0 \cdot 26.4}\right) = 3.570e-03$$

$$-v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.870^{3/2} 20.0^{1/2} = 0.400$$

W A_{sl} uwzględnione są pręty zakotwione na długości nie mniejszej niż $\max(l_{bd} + a_L, l_{b,min}) + d$, gdzie l_{bd} wyznaczane jest dla bieżącej współrzędnej z pominięciem ΔF_{td} .

Nośność obliczeniowa ze względu na ściskanie betonowych krzyżulców:

$$V_{Rd,max} = 0.5 v b_w d f_{cd} = 0.5 \cdot 0.552 \cdot 24.0 \cdot 26.4 \cdot 1.43 = 249.8kN$$

gdzie przyjęto:

$$-v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 20.0/250) = 0.552$$

Warunki nośności:

$$V_{Rd,c} = 29.3 \text{ kN} > 11.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 249.8 \text{ kN} > 11.4 \text{ kN}$$

Rysy prostopadłe (58.3 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=2.08\text{m}$; Kombinacja: $\min N_SGU (0,1,2,S3,S6,7,8,)$

Stosunek naprężeń rysujących do aktualnych:

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = \frac{f_{ct,eff} W_c}{M_{Ed}} = \frac{2.2 \cdot 0.0036}{11.8} = 0.664$$

Maksymalny rozstaw rys:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3.4 \cdot 30 + 0.8 \cdot 0.500 \cdot 0.425 \frac{12.0}{0.0129} = 260.4 \text{ mm}$$

gdzie przyjęto:

– $k_1 = 0.8$ (pręty żebrowane), $k_2 = 0.500$ (ściskanie lub/i zginanie),

– efektywny stopień zbrojenia: $\rho_r = A_s/A_{c,eff} = 2.3/175.7 = 0.0129$

Różnica średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego i betonu:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_{et} \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{224.0 - 0.6 \frac{2.2}{0.0129} (1 + 6.67 \cdot 0.0129)}{200000.0} = 0.000672$$

gdzie przyjęto:

– $k_t = 0.6$ (obc. krótkotrwałe),

Obliczeniowa szerokość rys prostopadłych do osi elementu:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 260.4 \cdot 0.000672 = 0.18 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{k,lim.}$$

Przemieszczenia (sprężyste) (6.3 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=2.08\text{m}$; Kombinacja: $\text{ext } U (0,1,2,7,8,)$

Przemieszczenia prostopadłe do osi elementu wyznaczone w układzie centralnym przekroju:

$$5. \quad Y-Y: v_y = |-1.3 \text{ mm}| < 20.8 \text{ mm} = v_{y,lim}$$

$$6. \quad X-X: v_x = |-0.0 \text{ mm}| < 20.8 \text{ mm} = v_{x,lim}$$

Przemieszczenie wzdłuż osi elementu: $u = |-0.0 \text{ mm}| < 20.8 \text{ mm} = u_{lim}$

Ugięcia (38.5 %)

Przekrój: $x/L=0.500$, $L=2.08\text{m}$; Kombinacja: $\max v (0,1,2,7,8,)$

Obciążenia: tylko część długotrwała; schemat statyczny elementu: belka wolnopodparta

$$\text{Efektywny moduł sprężystości betonu: } E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{30000.0}{1 + 2.000} = 10000.0 \text{ MPa}$$

Maksymalne ugięcie uzyskano poprzez całkowanie równania linii ugięcia belki z uwzględnieniem pełzania, zarysowania i rzeczywistego rozkładu zbrojenia oraz przebiegu momentów. Sztywność elementu niezarysowanego przyjęto równą $B_\infty = E_{c,eff} I_I$ lub $B_0 = E_{cm} I_I$ odpowiednio przy obciążeniu długotrwałym i krótkotrwałym, natomiast sztywność przekrojów zarysowanych wyznaczono wg wzoru:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} I_I}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_I}{I_{II}} \right)},$$

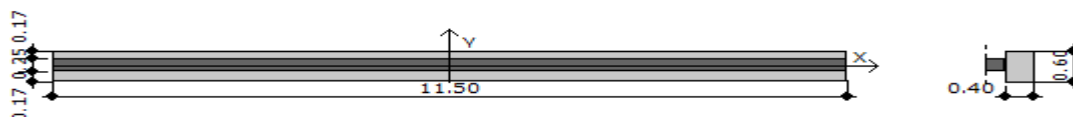
gdzie w przypadku B_0 przyjęto $E_{c,eff} = E_{cm}$.

Warunek projektowy (kierunek Y-Y): $a = 8.0 \text{ mm} < 20.8 \text{ mm} = a_{lim.}$

Ława fundamentowa pod ścianą środkową

Geometria

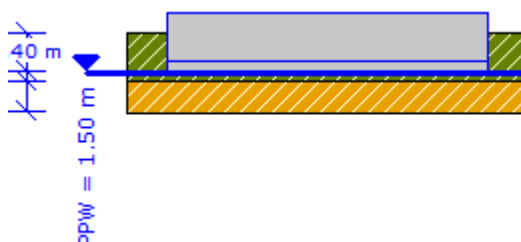
Szerokość ławy B	[m]	0.60
Długość ławy L	[m]	11.50
Wysokość ławy H_f	[m]	0.40
Grubość ściany b	[m]	0.25
Mimośród e_y	[m]	0.00



Materiały

Klasa betonu		C25/30
Ciężar objętościowy betonu	[kN/m ³]	24.0
Ciężar zasypki	[kN/m ³]	18.0
Czas realizacji budynku		poniżej roku
Element prefabrykowany		Tak
Granica plastyczności stali (f_{yk})	[MPa]	500
Średnica zbrojenia	[mm]	12.00
Grubość otuliny	[mm]	50.00

Warunki gruntowe



Legenda:

- Warstwa - numer porządkowy warstwy
- Nazwa - nazwa warstwy gruntu
- Mięższczość - mięższczość warstwy
- γ - ciężar właściwy
- ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu
- C' - spójność efektywna gruntu
- C_u - wytrzymałość na ścinanie
- M - moduł sprężystości
- M_o - moduł sprężystości pierwotnej

Warstwa	Nazwa gruntu	Mięższczość [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	C' [kPa]	C_u [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni (MSa)	1.8	20.0	33.6	0.0	0.0	110400.0	122700.0
2	Piasek średni (MSa)	1.1	20.0	32.6	0.0	0.0	83700.0	93000.0

Głębokość posadowienia	[m]	1.4
Poziom wody gruntowej	[m]	1.5
Ciężar zasypki	[kN/m³]	18.0

Obciążenia charakterystyczne rozdzielone (stałe/zmienne)

Zestaw nr 1:

Nazwa	V [kN]	M _B [kNm]	M _L [kNm]	H _B [kN]	H _L [kN]
stałe	82.00	0.00	0.00	0.00	0.00
zmienne	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Stan graniczny nośności (GEO)

Podejście obliczeniowe DA2

$$\gamma_{G, \text{niekorzystne}} = 1.35, \gamma_Q = 1.50$$

$\gamma_R = 1,4$ - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na wyparcie

$\gamma_{R,h} = 1,1$ - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na ścięcie gruntu pod fundamentem

Głębokość posadowienia $h_f = 1.40$ m

Schemat nr 1

SPRAWDZENIE PIONOWEJ NOŚNOŚCI PODŁOŻA.

Warunki "z odpływem"

Dodatkowe obciążenia podłoża:

Ciężaru fundamentu (całkowity):

$$G_{fk} = V_f \cdot (\gamma_f - \gamma_w) = 2.76 \cdot (24.00 - 9.81) = 39.2 \text{ [kN]}$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 72.45 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, \text{niekorzystne}} \cdot (N_{Gk} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1.35 \cdot (82.00 + 39.16 + 72.45) + 1.50 \cdot 6.00 = 270.38$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne, wartości momentów bez uwzględnienia nieosiowego działania siły pionowej):

$$V_k = N_{G,k} + G_{fk} + G_k + N_{Q,k} = 82.00 + 39.16 + 72.45 + 6.00 = 199.61 [kN]$$

$$M_{Bk} = M_{OBG,k} + M_{OBQ,k} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.40 = 0.00 [kNm]$$

$$M_{Lk} = M_{OLG,k} + M_{OLQ,k} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.40 = 0.00 [kNm]$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BG,k} + H_{BQ,k})^2 + (H_{LG,k} + H_{LQ,k})^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 0.00)^2} = 0.00 [kN]$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{OB} \cdot N_{G,Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 88.00}{199.61} = |0.00| < 0,3 \quad B = 0.18 [m]$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{OL} \cdot N_{G,Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 88.00}{199.61} = |0.00| < 0,3 \quad L = 3.45 [m]$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 0.60 - 2 \cdot 0.00 = 0.60 [m]$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 11.50 - 2 \cdot 0.00 = 11.50 [m]$$

$$A' = B' \cdot L' = 0.60 \cdot 11.50 = 6.90 [m^2]$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + g' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma =$$

$$= 0.00 \cdot 40.70 \cdot 1.00 \cdot 1.03 \cdot 1.00 + 28.00 \cdot 28.04 \cdot 1.00 \cdot 1.03 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 20.00 \cdot 0.60 \cdot 35.94 \cdot 1.00$$

q – napężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia (całkowite)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{7039.06}{1.40} = 5027.90 [kN]$$

Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 270.38 < R_d = 5027.90 kN$$

Warunek nośności na wyparcie spełniony.

SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI GRUNTU NA ŚCIĘCIE W POZIOMIE POSADOWIENIA

$$H < R_d + R_{p,d}$$

gdzie:

H_d - wartość obliczeniowa siły poziomej przekazywanej przez fundament na grunt,

R_d - opór graniczny podłoża pod fundamentem na ściecie,

$R_{p,d}$ - opór graniczny podłoża na przesunięcie fundamentu, przyjęto = 0,0

Warunki "z odpływem"

Wartość obliczeniowa oporu granicznego gruntu pod fundamentem

$$R_d = \min \left(\frac{V_k \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{Rh}} ; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left(\frac{199.61 \cdot 0.66}{1.10} ; 0.4 \cdot 270.38 \right) = 98.32 [kN]$$

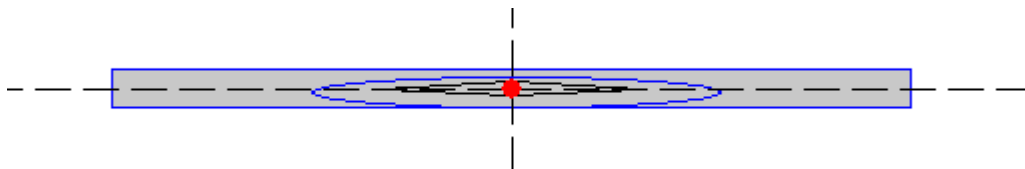
$$H_d = 0.00 < R_d = 98.32 [kN]$$

Warunek nośności na ściecie spełniony.

Sprawdzenie nośności pozostałych warstw

Poziom spr.	Nawodniona	Warunki z odpływem		Warunki bez odpływu	
		Ed/Rd (H)	Ed/Rd (V)	Ed/Rd (H)	Ed/Rd (V)
1.80	NIE	0.000	0.052	-	-

Położenie wypadkowej sił:



Sprawdzenie stateczności fundamentu (EQU):

Oznaczenia:

- std - oddziaływania stabilizujące
- dst - oddziaływania destabilizujące

Współczynniki częściowe do oddziaływań:

$$\gamma_{G, dst} = 1.10$$

$$\gamma_{G, stb} = 0.90$$

$$\gamma_{Q, dst} = 1.50$$

$$M_{B, dst} = 0.00 < M_{B, stb} = 66.25 \text{ [kNm]}$$

$$M_{L, dst} = 0.00 < M_{L, stb} = 1269.76 \text{ [kNm]}$$

Warunek stateczności spełniony.

Wymiarowanie zbrojenia

Zbrojenie potrzebne dla schematu nr 1

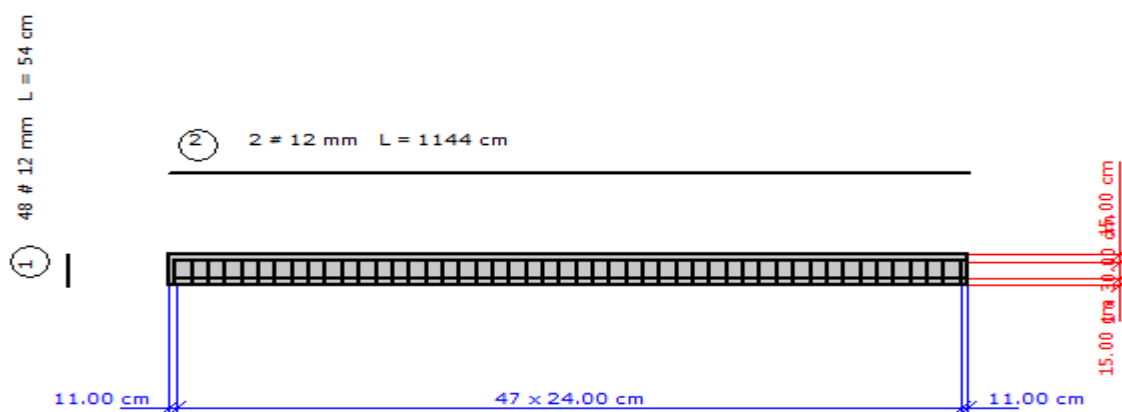
$$A_y = 0.20 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Minimalne zbrojenie konstrukcyjne dla fundamentu wynosi: $A_k = 4.67 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku y (B) przyjęto $f_i = 12.0 \text{ mm}$ w rozstawie $s_1 = 24.3 \text{ cm}$

$$A_{s1} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Rozkład prętów fundamentie



Nr pręta	Ilość	Długość pręta [cm]	Długość całkowita [m]
1	48	54	25.92
2	2	1144	22.88

Średnica	[mm]	12.0
Granica plastyczności stali	[MPa]	500
Masa jednostkowa	[kg/m]	0.888
Długość ogółem	[m]	48.80
Masa ogółem	[kg]	43.3

Osiadanie fundamentu

Schemat nr 1

Osiadania pierwotne = 0.001 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.001 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = -0.00000

Przechyłka = 0.00000 rad

Warunek naprężeniowy

$$0.2 \cdot \sigma_p = 0.2 \cdot 50.00 = 10.00 \sigma_{zd} = 9.60 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 2.50 m

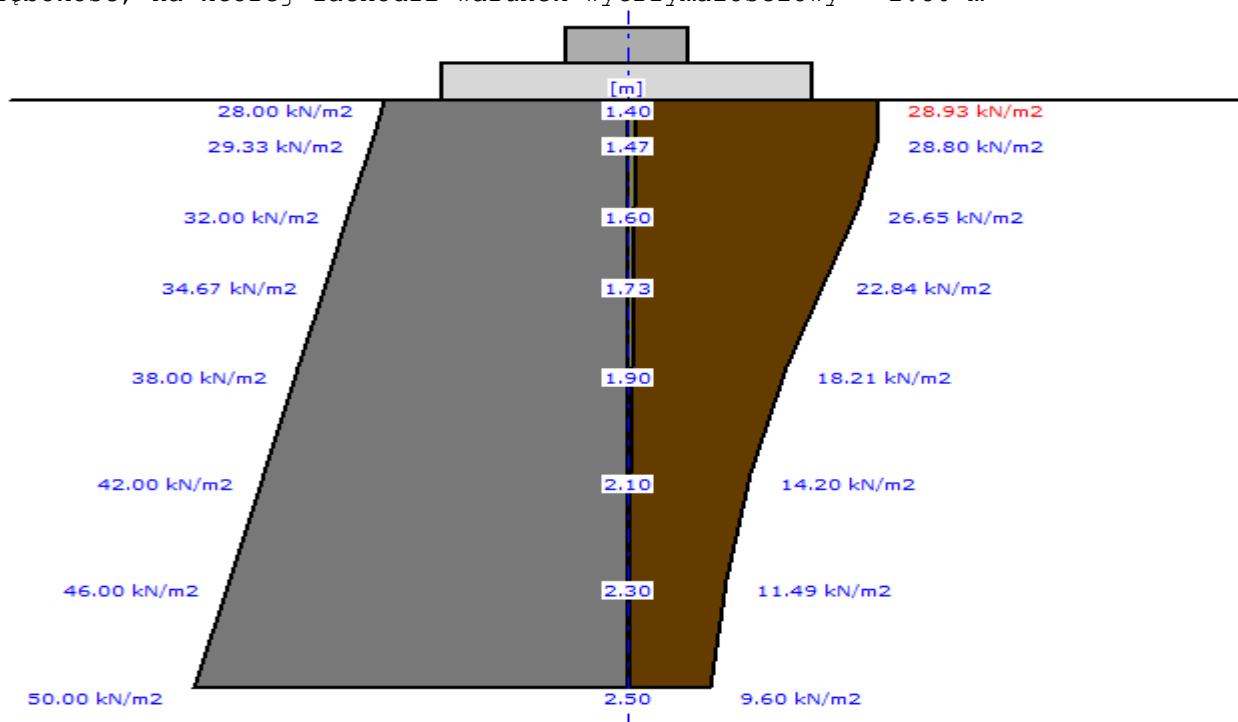


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	ρ_{zR} [kN/m²]	ρ_{zS} [kN/m²]	ρ_{zD} [kN/m²]	Suma = $\rho_{zS} + \rho_{zD} + \rho_{zDsiła} + \rho_{zDfund}$
0	1.40	28.00	28.00	0.93	28.93
1	1.47	29.33	27.88	0.93	28.80
2	1.60	32.00	25.79	0.86	26.65
3	1.73	34.67	22.11	0.73	22.84
4	1.90	38.00	17.63	0.59	18.21
5	2.10	42.00	13.74	0.46	14.20
6	2.30	46.00	11.12	0.37	11.49
7	2.50	50.00	9.29	0.31	9.60

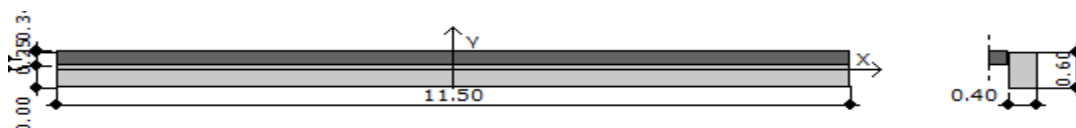
Legenda:

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

Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną (od strony budynku istniejącego)

Geometria

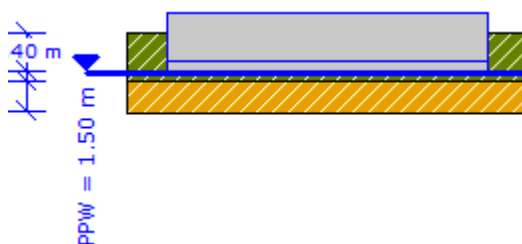
Szerokość ławy B	[m]	0.60
Długość ławy L	[m]	11.50
Wysokość ławy H_f	[m]	0.40
Grubość ściany b	[m]	0.25
Mimośród e_y	[m]	0.17



Materiały

Klasa betonu		C25/30
Ciężar objętościowy betonu	[kN/m ³]	24.0
Ciężar zasypki	[kN/m ³]	18.0
Czas realizacji budynku		poniżej roku
Element prefabrykowany		Tak
Granica plastyczności stali (f_{yk})	[MPa]	500
Średnica zbrojenia	[mm]	12.00
Grubość otuliny	[mm]	50.00

Warunki gruntowe



Legenda:

- Warstwa - numer porządkowy warstwy
- Nazwa - nazwa warstwy gruntu
- Mięższność - miąższność warstwy
- γ - ciężar właściwy
- ϕ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu
- C' - spójność efektywna gruntu
- C_u - wytrzymałość na ścinanie
- M - moduł sprężystości
- M_o - moduł sprężystości pierwotnej

Warstwa	Nazwa gruntu	Mięższność [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	C' [kPa]	C_u [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni (MSa)	1.8	20.0	33.6	0.0	0.0	110400.0	122700.0
2	Piasek średni (MSa)	1.1	20.0	32.6	0.0	0.0	83700.0	93000.0

Głębokość posadowienia	[m]	1.4
Poziom wody gruntowej	[m]	1.5
Ciężar zasypki	[kN/m ³]	18.0

Obciążenia charakterystyczne rozdzielone (stałe/zmienne)

Zestaw nr 1:

Nazwa	V [kN]	M _B [kNm]	M _L [kNm]	H _B [kN]	H _L [kN]
stałe	71.00	0.00	0.00	0.00	0.00
zmienne	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Stan graniczny nośności (GEO)

Podejście obliczeniowe DA2

$$\gamma_{G, niekorzystne} = 1.35, \gamma_Q = 1.50$$

$\gamma_R = 1,4$ - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na wyparcie

$\gamma_{R,h} = 1,1$ - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na ścięcie gruntu pod fundamentem

Głębokość posadowienia $h_f = 1.40$ m

Schemat nr 1

SPRAWDZENIE PIONOWEJ NOŚNOŚCI PODŁOŻA.

Warunki "z odpływem"

Dodatkowe obciążenia podłoża:

Ciężaru fundamentu (całkowity):

$$G_{fk} = V_f \cdot \gamma_f = 2.76 \cdot 24.00 = 66.2 \text{ [kN]}$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 72.45 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, niekorzystne} \cdot (N_{Gk} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1.35 \cdot (71.00 + 66.24 + 72.45) + 1.50 \cdot 6.00 = 292.08 \text{ [kN]}$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne, wartości momentów bez uwzględnienia nieosiowego działania siły pionowej):

$$V_k = N_{Gk} + G_{fk} + G_k + N_{Qk} = 71.00 + 66.24 + 72.45 + 6.00 = 215.69 \text{ [kN]}$$

$$M_{Bk} = M_{OBGk} + M_{OBQk} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.40 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Lk} = M_{OLGk} + M_{OLQk} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.40 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BG,k} + H_{BQ,k})^2 + (H_{LG,k} + H_{LQ,k})^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 0.00)^2} = 0.00 [kN]$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{0B} \cdot N_{G-Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.17 \cdot 77.00}{215.69} = |0.06| < 0,3 \quad \cdot B = 0.18 [m]$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{0L} \cdot N_{G-Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 77.00}{215.69} = |0.00| < 0,3 \quad \cdot L = 3.45 [m]$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 0.60 - 2 \cdot 0.06 = 0.48 [m]$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 11.50 - 2 \cdot 0.00 = 11.50 [m]$$

$$A' = B' \cdot L' = 0.48 \cdot 11.50 = 5.50 [m^2]$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + g' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma =$$

$$= 0.00 \cdot 40.70 \cdot 1.00 \cdot 1.02 \cdot 1.00 + 28.00 \cdot 28.04 \cdot 1.00 \cdot 1.02 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 20.00 \cdot 0.48 \cdot 35.94 \cdot 1.00 \cdot$$

q - naprężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia (całkowite)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{5356.51}{1.40} = 3826.08 [kN]$$

Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 292.08 < R_d = 3826.08 kN$$

Warunek nośności na wyparcie spełniony.

SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI GRUNTU NA ŚCIĘCIE W POZIOMIE POSADOWIENIA

$$H < R_d + R_{p,d}$$

gdzie:

H_d – wartość obliczeniowa siły poziomej przekazywanej przez fundament na grunt,

R_d – opór graniczny podłoża pod fundamentem na ścięcie,

$R_{p,d}$ – opór graniczny podłoża na przesunięcie fundamentu, przyjęto = 0,0

Warunki "z odpływem"

Wartość obliczeniowa oporu granicznego gruntu pod fundamentem

$$R_d = \min \left(\frac{V_k \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{Rh}} ; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left(\frac{215.69 \cdot 0.66}{1.10} ; 0.4 \cdot 292.08 \right) = 106.21 [kN]$$

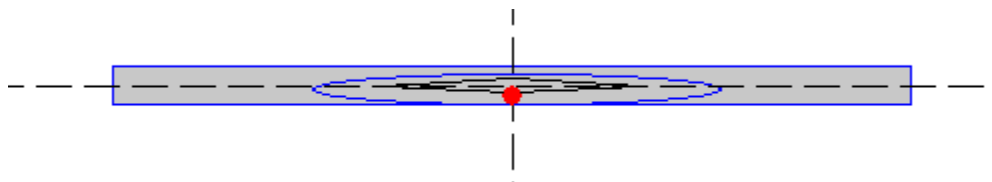
$$H_d = 0.00 < R_d = 106.21 [kN]$$

Warunek nośności na ścięcie spełniony.

Sprawdzenie nośności pozostałych warstw

Poziom spr.	Nawodniona	Warunki z odpływem		Warunki bez odpływu	
		Ed/Rd (H)	Ed/Rd (V)	Ed/Rd (H)	Ed/Rd (V)
1.50	TAK	0.000	0.076	-	-
1.80	TAK	0.000	0.076	-	-

Położenie wypadkowej sił:



Sprawdzenie stateczności fundamentu (EQU):

Oznaczenia:

- std - oddziaływania stabilizujące
- dst - oddziaływania destabilizujące

Współczynniki częściowe do oddziaływań:

$$\gamma_{G, dst} = 1.10$$

$$\gamma_{G, stb} = 0.90$$

$$\gamma_{Q, dst} = 1.50$$

$$M_{B, dst} = 0.00 < M_{B, stb} = 59.73 [kNm]$$

$$M_{L, dst} = 0.00 < M_{L, stb} = 1352.95 [kNm]$$

Warunek stateczności spełniony.

Wymiarowanie zbrojenia

Zbrojenie potrzebne dla schematu nr 1

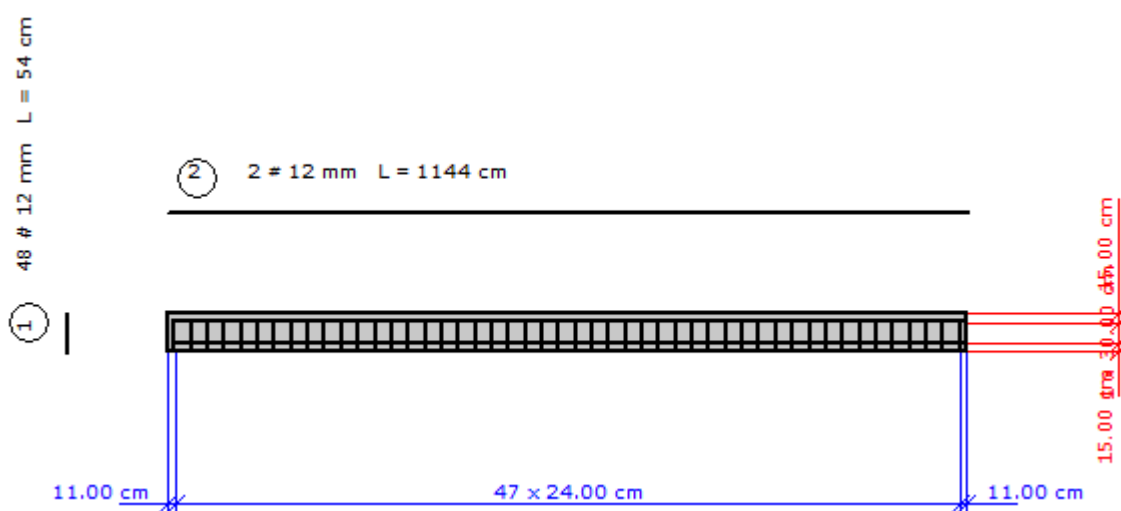
$$A_y = 0.20 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Minimalne zbrojenie konstrukcyjne dla fundamentu wynosi: $A_k = 4.67 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku y (B) przyjęto $f_i = 12.0 \text{ mm}$ w rozstawie $s_1 = 24.3 \text{ cm}$

$$A_{s1} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Rozkład prętów fundamentu



Nr pręta	Ilość	Długość pręta [cm]	Długość całkowita [m]
1	48	54	25.92
2	2	1144	22.88

Średnica	[mm]	12.0
Granica plastyczności stali	[MPa]	500
Masa jednostkowa	[kg/m]	0.888
Długość ogółem	[m]	48.80
Masa ogółem	[kg]	43.3

Osiadanie fundamentu

Schemat nr 1

Osiadania pierwotne = 0.003 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.003 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = -0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = -0.00004

Przechyłka = 0.00004 rad

Warunek naprężeniowy

$$0.2 \cdot \sigma_{\rho} = 0.2 \cdot 44.27 = 8.856 \sigma_{zd} = 7.76 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 2.90 m

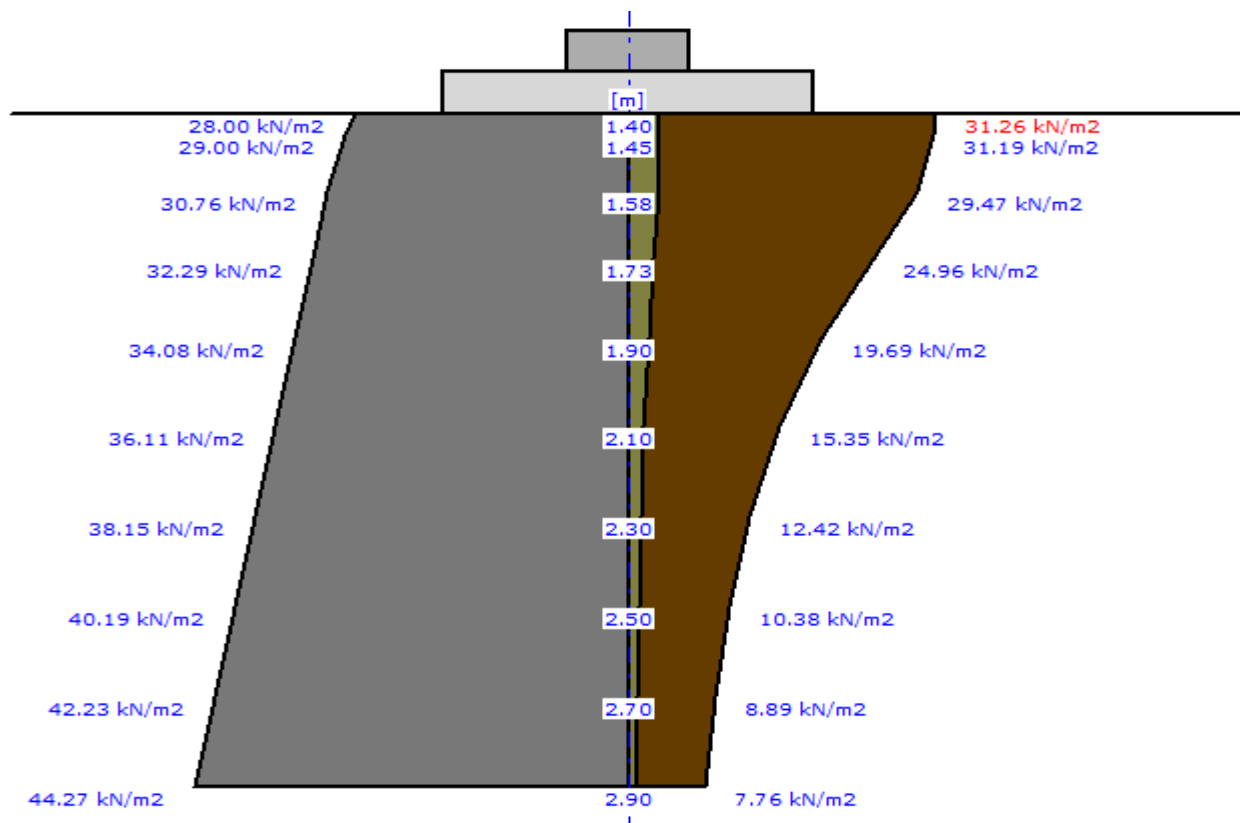


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	ρ_{ZR} [kN/m²]	ρ_{ZS} [kN/m²]	ρ_{ZD} [kN/m²]	Suma = $\rho_{ZS} + \rho_{ZD} + \rho_{ZDsila} + \rho_{ZDfund}$
0	1.40	28.00	28.00	3.26	31.26
1	1.45	29.00	27.94	3.25	31.19
2	1.58	30.76	26.38	3.09	29.47
3	1.73	32.29	22.35	2.61	24.96
4	1.90	34.08	17.63	2.06	19.69
5	2.10	36.11	13.74	1.61	15.35
6	2.30	38.15	11.12	1.30	12.42
7	2.50	40.19	9.29	1.09	10.38
8	2.70	42.23	7.96	0.93	8.89
9	2.90	44.27	6.95	0.81	7.76

Legenda:

H [m]	głębokość liczona od poziomemu terenu
ρ_{ZR} [kN/m²]	naprężenia pierwotne
ρ_{ZS} [kN/m²]	naprężenia wtórne
ρ_{ZD} [kN/m²]	naprężenia dodatkowe

Podstawa opracowania:

PN-EN 1990, Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji, PKN, Warszawa 2004.

PN-EN 1991-1-3, Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3: Oddziaływania ogólne- Obciążenie śniegiem, PKN, Warszawa 2005.

PN-EN 1991-1-1, Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach, PKN, Warszawa 2004.

PN-EN 1991-1-4, Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływanie wiatru, PKN, Warszawa 2008.

PN-EN 1992-1:2008 Eurokod 2: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i wymiarowanie.

PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne

Krzysztof Schabowicz – „Budownictwo ogólne, podstawy projektowania i obliczania konstrukcji budynków”

PN-EN 1993-1-1, Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa 2006.

A6. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

K-1.1 – Rozmieszczenie nadproży

K-1.2 – Zbrojenie nadproży

K-2.1 – Rozmieszczenie płyt kanałowych oraz wieńców

K-2.2 – Detale połączenia płyt kanałowych

K-2.3 – Zbrojenie wieńców

K-3.1 – Rzut fundamentów

K-3.2 – Zbrojenie fundamentów

K-4.1 – Zbrojenie posadzek