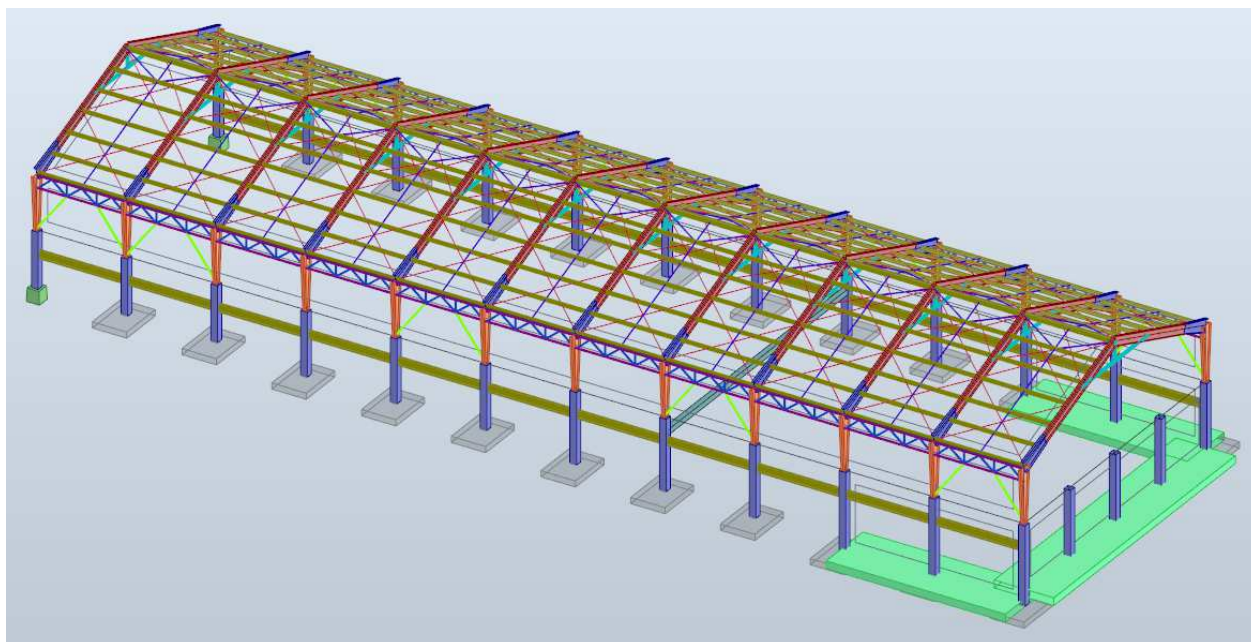


Rodzaj opracowania:

PROJEKT WYKONAWCZY KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ



Inwestycja:

BUDOWA WIATY – ZADASZENIE TABORU KOLEJOWEGO

Lokalizacja:

Dz. ewid. nr 147/5, Obręb: Żubracze, Majdan, Gmina Cisna.

Inwestor:

Fundacja Bieszczadzkiej Kolejki Leśnej, Majdan 17, 38-607 Cisna

Funkcja	Imię i nazwisko	Nr uprawnień	Podpis
projektant	mgr inż. Piotr Kubacki	SLK/6627/PWBKb/16	
sprawdzający	mgr inż. Stanisław Szewczyk	7/64	
opracował:	mgr inż. Emil Kubacki		

- Nowy Sącz, SIERPIEŃ 2019 –

SPIS TREŚCI:

1	OPIS TECHNICZNY	3
1.1.	Rodzaj i zakres opracowania.....	3
1.2.	Podstawa opracowania	3
1.3.	Charakterystyka konstrukcyjna obiektu projektowanego	3
1.4.	Materiały konstrukcyjne – założenia ogólne	3
1.5.	Przyjęte obciążenia	3
1.6.	Warunki gruntowo-wodne i kategoria geotechniczna –	5
	WNIOSKI I ZALECENIA ODNOŚNIE POSADOWIENIA OBIEKTU	5
1.7.	Ustalenie kategorii geotechnicznej.	5
1.8.	Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe.....	6
1.8.1	Posadowienie.	6
1.8.2	Fundamenty.....	6
1.8.3	Ściany fundamentowe.....	6
1.8.4	Słupy i trzpień	6
1.8.5	Wieńce.....	7
1.8.6	Elementy konstrukcyjne stalowe (słupy, rygle)	7
1.8.7	Konstrukcja stalowa hali.	7
2	Wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych	8

SPIS RYSUNKÓW

K-1	RZUT FUNDAMENTÓW	1:100
K-2	SCHEMAT KONSTRUKCJI PRZYZIEMIA	1:100
K-3	SCHEMAT KONSTRUKCJI DACHU	1:100
	SCHEMAT KONSTRUKCJI POSADOWIENIA W OSI a -	
K-4	ZBROJENIE poz. Bp-1.1, Bp-1.2, Tr-1.1, Tr-1.2, Tr-1.3, Tr-1.4, Sc-1, Łmr-1, St-1	1:20/1:50
	SCHEMAT KONSTRUKCJI POSADOWIENIA W OSI B -	
K-5	ZBROJENIE poz. Bp-1.1, Bp-1.2, Tr-1.5, Tr-1.6, Tr-1.7, Tr-1.8, Sc-1, Łmr-1	1:20/1:50
K-6	SCHEMAT KONSTRUKCJI POSADOWIENIA W OSI 12 - ZBROJENIE poz. Tr-2.1, Tr-2.2, Sc-1, Łmr-1, Schody terenowe	1:20/1:50

1 OPIS TECHNICZNY

1.1. Rodzaj i zakres opracowania

Projekt wykonawczy konstrukcji żelbetowej dla zadaszenia składu kolejowego zlokalizowanego w Majdan 17, 38-607 Cisna, dz. ewid. nr 147/5, Obręb: Żubracze, Majdan, Gmina Cisna.

Podstawa opracowania

- projekt architektoniczny
- dokumentacja badań geotechnicznych opracowana

1.2. Charakterystyka konstrukcyjna obiektu projektowanego

Budynek obejmuje zadaszenie składu kolejowego, zaprojektowanego w konstrukcji stalowej.

Układ konstrukcyjny stanowią poprzeczne układy złożone z rygli jednoprzęsłowych opartych na słupach zewnętrznych sztywno połączonych z fundamentem. W stopach i trzpieniach żelbetowych zabetonowano kotwy fundamentowe pod montaż słupów stalowych.

Rozpiętość ram wynosi ok. 19700 mm. Konstrukcję zadaszenia stanowi układ 12 ram w rozstawie 6000mm. Rygle stalowe z profilu IKSH 600-3, połączone sztywno z słupami zbieżnymi. Na dachu zaprojektowano układ stężający z cięgien $\varnothing 16\text{mm}$ napinanych śrubą rzymską. Płatwie projektuje się z kształowników zimno giętych Z200X68/60x2, do których mocowana będzie blacha trapezowa. Płatwie stężone w połowie rozpiętości przęsła stężeniem pościowym projektowanym w formie rur kwadratowych RK30x2.

1.3. Materiały konstrukcyjne – założenia ogólne

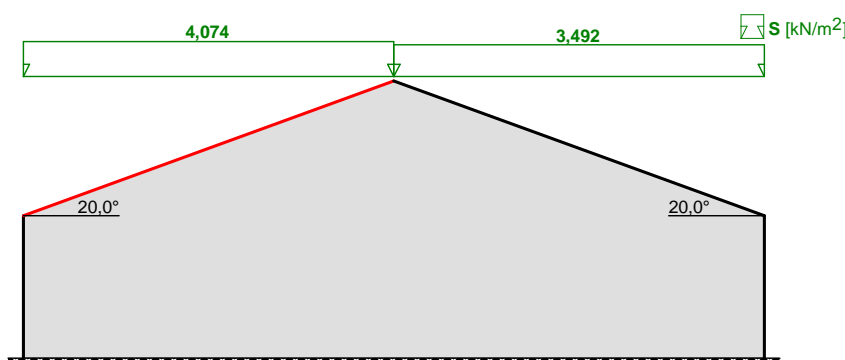
- Beton **C20/25** (B25) – elementy żelbetowe
- Stal zbrojeniowa: **AIIIIN–RB500W** zbrojenie główne, **AI** zbrojenie pomocnicze
- Stal kształtowa: **S355**.
- Płatwie – **S350GD**

1.4. Przyjęte obciążenia

- obciążenie śniegiem – STREFA III /PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1/
- obciążenie wiatrem – III strefa
- obciążenie stałe dachu (bez ciężaru własnego płatwi) – $0,30 \text{ kN/m}^2$

Tablica 1. Obciążenie stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha fałdowa stalowa o wysokości fałdy 100 (T-100) gr. 1,25 mm [0,188kN/m ²]	0,19	1,10	0,21
2.	Pokrycie	0,05	1,10	0,06
3.	Obciążenie dodatkowe	0,01	1,10	0,01
4.	Łączniki	0,02	1,10	0,02
5.	Wyposażenie	0,02	1,10	0,02
Σ:		0,29	1,10	0,32

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1

Połąć bardziej obciążona:

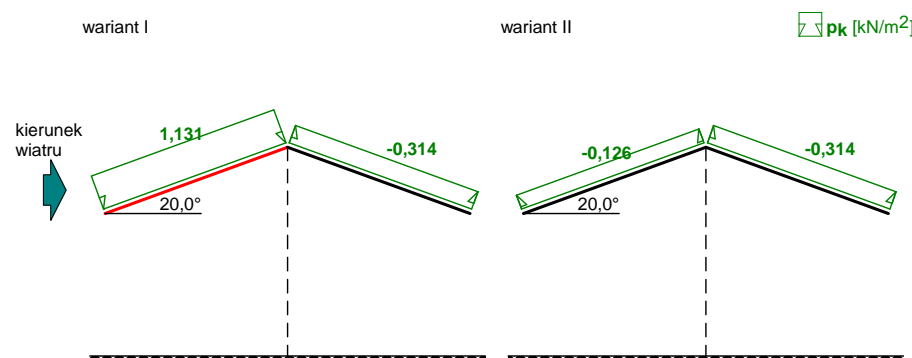
- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
 - strefa obciążenia śniegiem 3; A = 585 m n.p.m. → $Q_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 2,910 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 20,0^\circ$
 - $C_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15^\circ) / 15^\circ = 0,8 + 0,4 \cdot (20,0^\circ - 15^\circ) / 15^\circ = 0,933$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 2,910 \cdot 0,933 = \mathbf{2,716 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 2,716 \cdot 1,5 = \mathbf{4,074 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-9


Połąć nawietrzna - wariant I:

- Wiata o wymiarach: $L = 60,0 \text{ m}$, $H = 8,0 \text{ m}$
- Dach dwuspadowy wypukły, kąt nachylenia połaci $\alpha = 20,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem III; $H = 585 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \cdot [1 + 0,0006 \cdot (H - 300)]^2 \cdot [(20000 - H) / (20000 + H)] = 388 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,388 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; $z = H = 8,0 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 8,0 = 0,90$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$
- Współczynnik aerodynamiczny:
 - $C_p = 1 + 0,04 \cdot \alpha = 1 + 0,04 \cdot 20,0^\circ = 1,800$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,388 \cdot 0,90 \cdot 1,800 \cdot 1,80 = 1,131 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 1,131 \cdot 1,5 = 1,697 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Warunki gruntowo-wodne i kategoria geotechniczna –**WNIOSKI I ZALECENIA ODNOŚNIE POSADOWIENIA OBIEKTU**

Podłoże gruntowe budują osady czwartorzędowe pochodzenia fluwialnego w postaci zwietrzelinowych pokryw zboczowych, głównie glin pylastych i glin z rumoszem miejscami zapiaszczonych, zalegających na spękanych cienko i średnio ławicowych piaskowcach oraz łupkach z wkładkami piaskowców gruboławicowych.

Teren badań nie należy do terenów osuwiskowych, ani do terenów zalewowych.

Walunki geologiczne należy uznać za złożone. Grunt odzyskany w postaci nasypu przy wybieraniu fundamentów nie nadaje się do wykorzystania, np. jako zasypka przy posadowieniu budynku.

Posadowienie projektowanej budowy zadaszenia zaleca się w obrębie podłoża gruntowego w stanie nienaruszonym o konsystencji twaroplastycznej $0,00 < I_L < 0,15$.

Posadowienie w warstwie spękanych cienko i średnioławicowych piaskowców oraz łupków z wkładkami piaskowców gruboławicowych o wytrzymałości na ściskanie $R_c = 900$ do 2000 kPa – warstwa IV.

W poziomie posadowienia w obrębie lokalizacji obiektu budowlanego panują **złożone warunki gruntowe** z uwagi na występowanie gruntów genetycznie jednorodnych. W poziomie projektowanego posadowienia brak lustra wód gruntowych.

1.6. Ustalenie kategorii geotechnicznej.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz. U. Nr 81/2912, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, występujące na działkach warunki gruntowe należy zakwalifikować jako proste, a wielkość projektowanego obiektu powoduje, że należy zaliczyć go do **drugiej kategorii geotechnicznej**.

1.7. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe

1.7.1 Posadowienie.

Posadowienie zaprojektowano w warstwie IV reprezentowanej przez spękane cienko i średnio-ławicowe piaskowce oraz łupki z wkładkami piaskowców gruboławicowych.

Podbudowę gruntową żwirowo piaskową różnoziarnistą należy wykonać na podłożu gruntowym. W przypadku stwierdzenia zalegania warstwy plastycznych należy je usunąć i zastąpić zagęszczoną podbudową żwirowo piaskową. Do wykonania podbudowy można użyć gruntów rodzimych w postaci glin twardoplastycznych i piasków gliniastych jeżeli będzie możliwość wykonania zagęszczenia mechanicznego.

Bezwzględnie nasypy wykonywać warstwami wraz z zagęszczeniem mechanicznym do $is=0.95$ pod ścisłą kontrolą geologa. Błędy przy zagęszczeniu lub użycie złego materiału na podbudowę może skutkować nadmiernym osiadaniem posadzki.

1.7.2 Fundamenty

Ławy fundamentowe z betonu B25 ze zbrojeniem konstrukcyjnym podłużnym. Stopy fundamentowe żelbetowe z betonu B25 zbrojone dołem siatką (krzyżowo). Otulina zbrojenia fundamentów 5cm. Rzędne spodu i wymiary fundamentów podano na rzucie. Generalnie pod fundamenty wylać warstwę betonu B10 grubości min.10cm.

Zaprojektowano w osi [12] oraz osi [A], [B] mur oporowy mający na celu przejście poziomego parcia gruntu od wysokiego zasypu. Mur oporowy w postaci ściany żelbetowej grubości 30cm do wysokości +0,45m, posadowiony na żelbetowej płycie podstawy 310cmx40cm. Mur oporowy przedzielony trzpieniami żelbetowymi do kotwienia słupów konstrukcji stalowej.

Pomiędzy trzpieniami żelbetowymi w poziomie -0,30m [góra belki] wykonać ściągi żelbetowe w postaci belki żelbetowej 40cmx40cm.

Przed betonowaniem fundamentów osadzić dolne zbrojenie słupów i trzpieni. Należy unikać przekopania wykopy, ostatnią warstwę gruntu usunąć ręcznie. Po osiągnięciu warstwy nośnej odebraniu wykopu przez geologa natychmiast wylać chudy beton w celu uniknięcia zalania dna wykopu wodami opadowymi.

1.7.3 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe żelbetowe gr. 30cm zaprojektowano osi [12] oraz pomiędzy osiami [10] i [12] w osiach [A] i [B].

Na pozostałej części zastosowano belki podwalinowe gr 30cm do poziomu - +0,45m lub -0,30m wg. rzutu w stosunku do poziomu 0,00. W betonowaniu ścian wykonać przerwę technologiczną co 20m i zabetonować ją po 7 dniach.

Wierzch ścian podano na rysunkach. Zwrócić szczególną uwagę na ciągłość zbrojenia podłużnego ścian. Górne pręty ścian łączyć w środku między słupami, dolne w miejscu słupów. Zbrojenie ścian wypuścić z ławy fundamentowej.

1.7.4 Słupy i trzpienie

Słupy i trzpienie żelbetowe z betonu B25. Wymiary wg. rysunków.

1.7.5 Wieńce

Na ścianach zaprojektowano wieńce żelbetowe. Na ścianach fundamentowych zaprojektowano wieńce żelbetowe W-1. Zachować ciągłość zbrojenia wieńców.

1.7.6 Elementy konstrukcyjne stalowe (słupy, rygle)

Wszystkie elementy stalowe zaprojektowano ze stali S355 i St3S.

1.7.7 Konstrukcja stalowa hali.

Konstrukcję główną stanowią dźwigary jednoprzęsłowe IKSH 600x3 wraz ze słupami zewnętrznymi zbieżnymi [szer. słupa na poziomie kotwienia 300mm].

Ramy skrajne stanowią dźwigary jednoprzęsłowe IKSH 600x3 wraz ze słupami zewnętrznymi zbieżnymi [szer. słupa na poziomie kotwienia 300mm].

Rygle usztywnione za pomocą ściągu w postaci kształownika HEA140.

Usztywniania w ścianach podłużnych zaprojektowano z kratownic z zastrzałami. Pasy dolne i górne z RP 120x60x3, krzyżulce RK 60x60x3, zastrzały RP 80x80x3. Rygiel dachowy profilujący spadek dachu.

Usztywnienie w dachu zaprojektowano jako prętowe, krzyżowe #16. W ścianach zewnętrznych zaprojektowano usztywnię sztywne z RK 90x3.

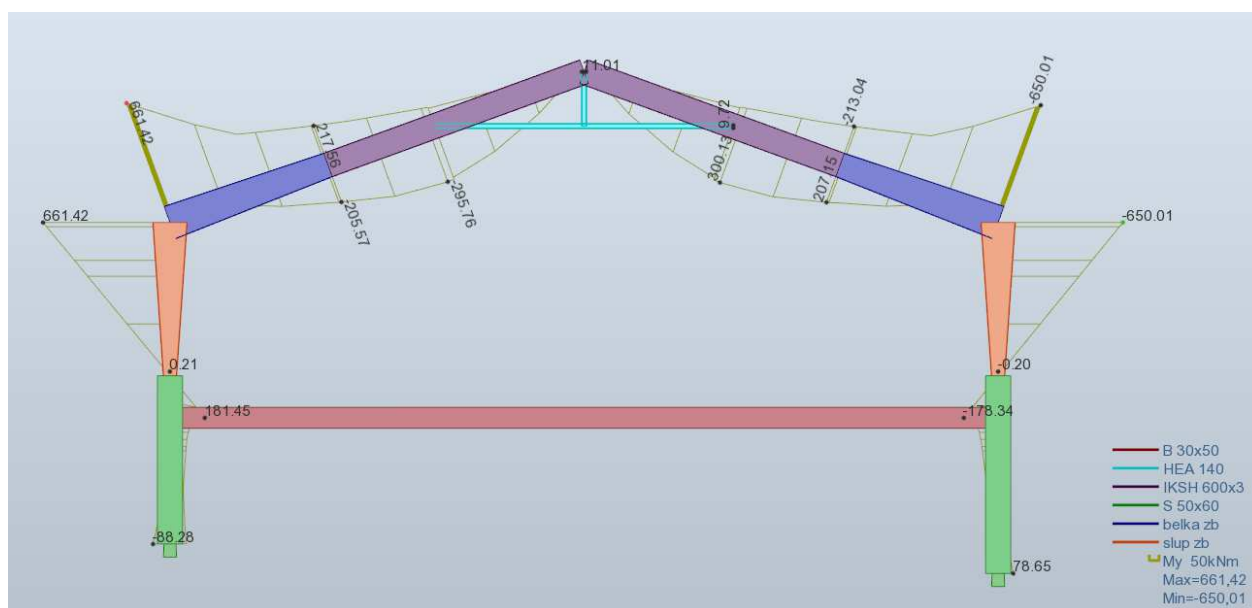
Rozmieszczenie poszczególnych ram podano na rysunkach. Przed wyboczeniem słupy w ścianach zabezpieczają rygle ścinane.

Projektuje się pokrycie z blachy trapezowej T50 na płatwiach zimnogiętych Z 200/68/60/2,0 oraz Z 200/68/60/2,0 w części obniżonej [jednoprzęsłowe].

Usztywnienie połączeniowe z prętów # 16 z naciągami w pierścieniu krzyżowym lub za pomocą nakrętek napinających.

ZABEZPIECZENIE P.POŻ WYKONAĆ ŚCIŚLE WG. WYTYCZNYCH Z ARCHITEKTURY.

2 Wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych



Rygiel główny - IKSH600x3

NORMA: PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 402

PUNKT: 1 **WSPÓŁRZĘDNA:** $x = 0.42 L = 2.70 \text{ m}$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 21 SGN /151/ $1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.05 + 4*1.50 + 6*0.90$

MATERIAŁ:

S 355_en $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRY PRZESZKROJU: IKSH 600x3

$h=60.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=32.49 \text{ cm}^2$	$A_z=47.34 \text{ cm}^2$	$A_x=78.70 \text{ cm}^2$
$t_w=0.8 \text{ cm}$	$I_y=41317.00 \text{ cm}^4$	$I_z=1069.00 \text{ cm}^4$	$I_x=16.79 \text{ cm}^4$
$t_f=0.8 \text{ cm}$	$W_{ely}=1377.23 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=106.90 \text{ cm}^3$	
	$W_{eff,y}=1367.19 \text{ cm}^3$	$W_{eff,z}=106.90 \text{ cm}^3$	$A_{eff}=78.27 \text{ cm}^2$

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$N_{Ed} = 183.65 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 287.88 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.12 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.16 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2793.85 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 297.45 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.12 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 665.94 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 2119.96 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 488.92 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 37.95 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -46.89 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 426.29 \text{ kN*m}$		$V_{z,T,Rd} = 970.26 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$
			KLASA PRZESZKROJU = 3



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1484.62 \text{ kN*m}$	Krzywa,LT - d	$X_{LT} = 0.86$
$L_{cr,upp} = 1.80 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.57$	$\phi_{LT} = 0.69$	$X_{LT,mod} = 0.88$

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:


względem osi y:

$L_y = 6.48 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.37$
 $L_{cr,y} = 6.48 \text{ m}$ $\chi_y = 0.94$
 $\lambda_{m,y} = 28.29$ $\chi_{zy} = 1.00$



względem osi z:

$L_z = 1.80 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 0.64$
 $L_{cr,z} = 1.80 \text{ m}$ $\chi_z = 0.76$
 $\lambda_{m,z} = 48.84$ $\chi_{zz} = 0.93$

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:
Kontrola wytrzymałości przekroju:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{xz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$\lambda_{m,y} = 28.29 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 48.84 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABILNY
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$
 $N_{Ed} / (\chi_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + \chi_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + \chi_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$
 $N_{Ed} / (\chi_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + \chi_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + \chi_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia (UKŁAD LOKALNY):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.2 \text{ cm}$ Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia: 24 SGU /46/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00 + 6*0.60
 $u_z = 1.0 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.2 \text{ cm}$ Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia: 24 SGU /46/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00 + 6*0.60


Przemieszczenia (UKŁAD GLOBALNY): Nie analizowano
Profil poprawny !!!
Rygiel zbieżny
NORMA: PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:
PRĘT: 28
 0.00 m

PUNKT: 1

WSPÓŁRZĘDNA: x = 0.00 L =

OBCIĄŻENIA:
Decydujący przypadek obciążenia: 21 SGN /153/ 1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.05 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90

MATERIAŁ:

 S 355_en $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

PARAMETRY PRZEKROJU: belka zb

$h = 82.0 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 25.0 \text{ cm}$	$A_y = 50.00 \text{ cm}^2$	$A_z = 64.00 \text{ cm}^2$	$A_x = 114.00 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 116150.00 \text{ cm}^4$	$I_z = 2607.58 \text{ cm}^4$	$I_x = 29.81 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.0 \text{ cm}$	$W_{ely} = 2832.93 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 208.61 \text{ cm}^3$	
	$W_{eff,y} = 2786.82 \text{ cm}^3$	$W_{eff,z} = 208.61 \text{ cm}^3$	$A_{eff} = 75.89 \text{ cm}^2$

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

$N_{Ed} = 255.53 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -650.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.16 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4047.00 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 1005.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 74.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1024.66 \text{ kN}$

Nb,Rd = 2437.20 kN	My,c,Rd = 1005.69 kN*m	Mz,c,Rd = 74.06 kN*m	Vz,Ed = 180.66 kN
			Vz,T,Rd = 1311.60 kN
	Mb,Rd = 939.51 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
	dMy,Ed = 0.60 kN*m		KLASA PRZEKROJU = 3


PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 1.00	Mcr = 4246.01 kN*m	Krzywa,LT - d	XLT = 0.93
Lcr,low=1.80 m	Lam_LT = 0.48	fi,LT = 0.62	XLT,mod = 0.95

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:


względem osi y:

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.15
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 14.15	kzy = 1.00



względem osi z:

Lz = 1.80 m	Lam_z = 0.39
Lcr,z = 1.80 m	Xz = 0.90
Lamz = 36.16	kzz = 0.92

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:
Kontrola wytrzymałości przekroju:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.71 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2}/(f_y/gM0) = 0.71 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\text{Tau},ty,Ed/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\text{Tau},tz,Ed/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$\Lambda_{b,y} = 14.15 < \Lambda_{b,max} = 210.00$ $\Lambda_{b,z} = 36.16 < \Lambda_{b,max} = 210.00$ STABILNY
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.69 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*(M_{y,Ed} + dM_{y,Ed})/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*(M_{y,Ed} + dM_{y,Ed})/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.76 < 1.00$ (6.3.3.(4))

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE

Ugięcia (UKŁAD LOKALNY):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$ Zweryfikowano
Decydujący przypadek obciążenia: 24 SGU /50/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 5*1.00 + 7*0.60

$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$ Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: 24 SGU /48/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00 + 5*1.00 + 7*0.60



Przemieszczenia (UKŁAD GLOBALNY): Nie analizowano

Profil poprawny !!!

Słup zbieżny

NORMA: PN-EN 1993-1:2006/NA:2010/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYP ANALIZY: Weryfikacja prętów

GRUPA:

PRĘT: 33
3.64 m

PUNKT: 3

WSPÓŁRZĘDNA: x = 1.00 L =

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 21 SGN /153/ 1*1.15 + 2*1.15 + 3*1.05 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90

MATERIAŁ:

S 355_en fy = 355.00 MPa



PARAMETRY PRZEKROJU: słup zb

h=82.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=25.0 cm	Ay=60.00 cm ²	Az=80.00 cm ²	Ax=140.00 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=141575.47 cm ⁴	Iz=3131.67 cm ⁴	Ix=54.39 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=3436.30 cm ³	Welz=250.53 cm ³	

SIŁY WEWNĘTRZNE I NOŚNOŚCI:

N,Ed = 257.16 kN	My,Ed = -650.01 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.16 kN
Nc,Rd = 4970.00 kN	My,el,Rd = 1219.89 kN*m	Mz,el,Rd = 88.94 kN*m	Vy,T,Rd = 1229.69 kN
Nb,Rd = 2937.29 kN	My,c,Rd = 1219.89 kN*m	Mz,c,Rd = 88.94 kN*m	Vz,Ed = -178.33 kN
			Vz,T,Rd = 1639.60 kN
	Mb,Rd = 976.79 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			KLASA PRZEKROJU = 3



PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

z = 0.00	Mcr = 2703.72 kN*m	Krzywa,LT - d	XLT = 0.78
Lcr,low=3.64 m	Lam_LT = 0.67	fi,LT = 0.77	XLT,mod = 0.80

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi y:

Ly = 3.64 m	Lam_y = 0.20
Lcr,y = 3.64 m	Xy = 1.00
Lamy = 15.33	kzy = 0.99



względem osi z:

Lz = 3.64 m	Lam_z = 0.91
Lcr,z = 3.64 m	Xz = 0.59
Lamz = 69.87	kzz = 0.94

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

Kontrola wytrzymałości przekroju:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2}/(fy/gM0) = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Kontrola stateczności globalnej pręta:

$$\text{Lambda},y = 15.33 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 69.87 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABILNY}$$

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia (UKŁAD LOKALNY): Nie analizowano



Przemieszczenia (UKŁAD GLOBALNY):

$$vx = 2.3 \text{ cm} < vx \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Zweryfikowano}$$

$$\text{Decydujący przypadek obciążenia: } 24 \text{ SGU } /50/ \quad 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 5*1.00 + 7*0.60$$

$$vy = 0.0 \text{ cm} < vy \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Zweryfikowano}$$

$$\text{Decydujący przypadek obciążenia: } 24 \text{ SGU } /46/ \quad 1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00 + 6*0.60$$

Profil poprawny !!!

- **poz. Pł-1 Z200x68x60x2 – płatwie**



L = 6,000 m

Pokrycie blachą trapezową

Obciążenia:

Przypadek 1: Obciążenie obliczeniowe (typ 1) $Q_d = 4,600 \text{ kN/m}$

Przypadek 2: Obciążenie obliczeniowe (typ 2) $Q_{dN} = 4,000 \text{ kN/m}$ $N = 6,000 \text{ kN}$

Przypadek 3: Ssanie wiatru $w = 2,800 \text{ kN/m}$

Przypadek 4: Obciążenie charakterystyczne (dla ugięcia $L/200$) $q = 3,500 \text{ kN/m}$



Wyniki:

Płatew Z200x68/60x2.00

Stal: S350GD Ciężar 0,087 kN/m

Wykorzystanie nośności

Przypadek 1 85%

Przypadek 2 78%

Przypadek 3 40%

Przypadek 4 64%

Wymagana liczba tężników w każdym przęśle: 1

Do zadanych obciążeń dodano automatycznie ciężar własny płatwi.

Minimalna sztywność tarczy usztywniającej: $S \geq 1\,120,0 \text{ kN}$

- **poz. Pł-2 Z200x68x60x3 – płatwie**



L = 6,000 m

Pokrycie blachą trapezową

Obciążenia:

Przypadek 1: Obciążenie obliczeniowe (typ 1) $Q_d = 3,800 \text{ kN/m}$

Przypadek 2: Obciążenie obliczeniowe (typ 2) $Q_{dN} = 3,500 \text{ kN/m}$ $N = 6,000 \text{ kN}$

Przypadek 3: Ssanie wiatru $w = 2,200 \text{ kN/m}$

Przypadek 4: Obciążenie charakterystyczne (dla ugięcia $L/200$) $q = 3,000 \text{ kN/m}$



Wyniki:

Płatew Z200x68/60x3.00

Stal: S350GD Ciężar 0,081 kN/m

Wykorzystanie nośności

Przypadek 1 87%

Przypadek 2 82%

Przypadek 3 79%

Przypadek 4 140%

Wymagana liczba tężników w każdym przęśle: 1

Do zadanych obciążeń dodano automatycznie ciężar własny płatwi.

Minimalna sztywność tarczy usztywniającej: $S \geq 1\,792,0 \text{ kN}$

- poz. Sd-1 #16 – stężenie dachu
- poz. Sp-1 RK30x2 – stężenie płatwi
- poz. Uskr-1 – stężenie podłużne ścian w postaci kratownic
 - pas górny – RP 100x60x3
 - pas dolny – RP 100x60x3
 - krzyżulce – RK 60x3
- poz. Jt-1 HEA 160 – jetka rygli głównych

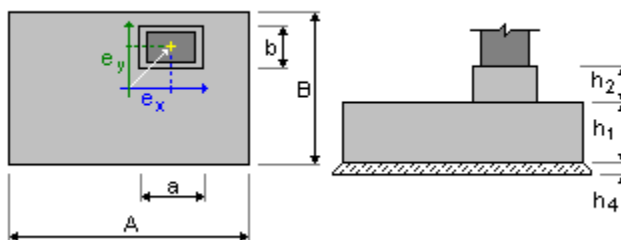
KONSTRUKCJA ŻELBETOWA

poz. St-1 300x220x40 –stopa żelbetowa pod słupy główne

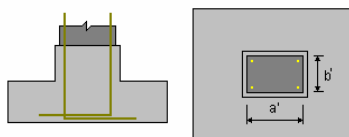
1.1.1 Założenia

- Obliczenia geotechniczne wg normy : PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010
- Obliczenia żelbetu wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008
- Dobór kształtu : bez ograniczeń

1.1.2 Geometria:



A	= 3,00 (m)	a	= 0,60 (m)
B	= 2,20 (m)	b	= 0,50 (m)
h1	= 0,40 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h2	= 0,00 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 45,0 (cm)
b'	= 40,0 (cm)
c _{nom1}	= 6,0 (cm)
c _{nom2}	= 6,0 (cm)
Odchyłki otuliny: C _{dev} = 1,0(cm), C _{dur} = 0,0(cm)	

1.1.3 Materiały

- Beton : C20/25; wytrzymałość charakterystyczna = 20,00 MPa
ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m3)
prostokątny rozkład naprężeń [3.1.7(3)]
- Zbrojenie podłużne : typ A-IIIN (B500SP) wytrzymałość charakterystyczna = 500,00 MPa
Klasa ciągliwości: C

gałąź pozioma wykresu naprężenie-

odkształcenie

- | | | | |
|--------------------------------|-------|-----------------|--------------|
| • Zbrojenie poprzeczne | : typ | A-IIIN (B500SP) | wytrzymałość |
| charakterystyczna = 500,00 MPa | | | |
| • Dodatkowe zbrojenie: | : typ | A-III (RB400W) | wytrzymałość |
| charakterystyczna = 400,00 MPa | | | |

1.1.4 Obciążenia:
Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	N	Fx	Fy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)
STA1	stałe(Konstrukcyjne)	54	46,71	-1,22	0,17	-0,27	-0,86
STA2	stałe(Konstrukcyjne)	54	26,25	-2,62	0,01	-0,05	-2,43
EKSP1	zmiennie(Kategoria A)	54	8,38	-1,03	0,00	-0,02	-0,95
SN1	śnieg	54	116,03	-9,93	0,14	-0,19	-8,07
SN2	śnieg	54	51,53	-10,73	-0,14	-0,17	-11,00
WIATR1	wiatr	54	-15,01	-10,52	0,10	0,25	-31,76
WIATR2	wiatr	54	-11,86	9,52	-0,03	-0,08	21,75
WIATR3	wiatr	54	-20,70	1,65	-0,01	0,04	1,54

1.2 Wymiarowanie geotechniczne
1.2.1 Założenia

- Współczynnik redukujący kohezję: 0,00
- Poślizg z uwzględnieniem parcia gruntu: dla kierunków X i Y
- Podejście obliczeniowe: 2
A1 + M1 + R2
- $\gamma_{\phi'} = 1,00$
- $\gamma_{c'} = 1,00$
- $\gamma_{cu} = 1,00$
- $\gamma_{qu} = 1,00$
- $\gamma_{\gamma} = 1,00$
- $\gamma_{R,v} = 1,40$
- $\gamma_{R,h} = 1,10$

1.2.2 Grunt:

Poziom gruntu:	N_1	= 0,00 (m)
Poziom trzonu słupa:	N_a	= -2,80 (m)
Minimalny poziom posadowienia:	N_f	= -0,50 (m)

Piasek gliniasty

- Poziom gruntu: 0.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 2192.39 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2702.25 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 16.4 (Deg)
- Kohezja: 0.02 (MPa)

1.2.3 Stany graniczne
Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

 Kombinacja wymiarująca **SGN A1** :

1.35STA1+1.35STA2+1.05EKSP1+0.90WIATR1+1.50SN1+1.50SN2

Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu

1.35 * ciężar gruntu

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu

 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 599,43$ (kN)

Obciążenie wymiarujące:

 $N_r = 944,55$ (kN)

 $M_x = -0,90$ (kN*m)

 $M_y = -81,33$ (kN*m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Półempiryczna - limit naprężeń

Mimośród działania obciążenia:

 $|e_B| = 0,00$ (m)

 $|e_L| = 0,09$ (m)

Wymiary zastępcze fundamentu:

 $B' = B - 2|e_B| = 2,20$ (m)

 $L' = L - 2|e_L| = 2,83$ (m)

 $q_u = 0,32$ (MPa)

 $p_{le}^* = 0,15$ (MPa)

 $D_e = D_{min} - d = 3,20$ (m)

 $k_p = 1,17$
 $q'_0 = 0,07$ (MPa)

 $q_u = k_p * (p_{le}^*) + q'_0 = 0,24$ (MPa)

 Naprężenie w gruncie: $q_{ref} = 0,17$ (MPa)

 Współczynnik bezpieczeństwa: $q_{lim} / q_{ref} = 1,029 > 1$
Odrywanie
Odrywanie w SGN

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 :
1.00STA1+1.00STA2+1.05EKSP1+1.50WIATR1+0.75SN2

 Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

Powierzchnia kontaktu:

 $s = 0,04$
 $s_{lim} = 0,33$
Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca

SGN A1 :
1.00STA1+1.00STA2+1.50WIATR3

 Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 444,02$ (kN)

Obciążenie wymiarujące:

 $N_r = 485,93$ (kN)

 $M_x = -0,33$ (kN*m)

 $M_y = -1,53$ (kN*m)

 Wymiary zastępcze fundamentu: $A_ = 3,00$ (m)

 $B_ = 2,20$ (m)

 Powierzchnia poślizgu: $6,60$ (m²)

 Współczynnik tarcia fundament - grunt: $\tan(\delta_d) = 0,25$

Kohezja:

 $c_u = 0,02$ (MPa)

Uwzględnione parcie gruntu:

 $H_x = -1,37$ (kN)

 $H_y = 0,16$ (kN)

 $P_{px} = 50,65$ (kN)

 $P_{py} = -69,07$ (kN)

 $P_{ax} = -15,90$ (kN)

 $P_{ay} = 21,68$ (kN)

Wartość siły poślizgu

 $H_d = 0,00$ (kN)

Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:

 - na poziomie posadowienia: $R_d = 111,16$ (kN)

 Stateczność na przesunięcie: ∞

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca **SGU :****1.00STA1+1.00STA2+1.00EKSP1+1.00SN1+1.00SN2**Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu**1.00** * ciężar gruntuCiężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 444,02$ (kN)Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: $q = 0,10$ (MPa)Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 1,65$ (m)Naprężenie na poziomie z :- dodatkowe: $\sigma_{zd} = 0,02$ (MPa)- wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{zg} = 0,10$ (MPa)

Osiadanie:

- pierwotne $s' = 0,1$ (cm)- wtórne $s'' = 0,0$ (cm)- CAŁKOWITE $S = 0,1$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)Współczynnik bezpieczeństwa: $46.4 > 1$ **Różnica osiadań**Kombinacja wymiarująca **SGU :****1.00STA1+1.00STA2+1.00EKSP1+1.00WIATR1+1.00SN1+1.00SN2**Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu**1.00** * ciężar gruntuRóżnica osiadań: $S = 0,2$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)Współczynnik bezpieczeństwa: $28.15 > 1$ **Obrót**Wokół osi OXKombinacja wymiarująca **SGN A1 :****1.35STA1+1.35STA2+1.05EKSP1+0.90WIATR2+1.50SN1+1.50SN2**Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu**1.00** * ciężar gruntuCiężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 444,02$ (kN)

Obciążenie wymiarujące:

 $N_r = 791,97$ (kN) $M_x = -1,15$ (kN*m) $M_y = -25,96$ (kN*m)Moment stabilizujący: $M_{stab} = 871,17$ (kN*m)Moment obracający: $M_{renv} = 1,15$ (kN*m)Stateczność na obrót: $754.8 > 1$ Wokół osi OYKombinacja wymiarująca: **SGN A1 :****1.00STA1+1.00STA2+1.05EKSP1+1.50WIATR1+0.75SN2**Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu**1.00** * ciężar gruntuCiężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 444,02$ (kN)

Obciążenie wymiarujące:

 $N_r = 541,91$ (kN) $M_x = -0,18$ (kN*m) $M_y = -71,68$ (kN*m)Moment stabilizujący: $M_{stab} = 812,87$ (kN*m)Moment obracający: $M_{renv} = 71,68$ (kN*m)Stateczność na obrót: $11.34 > 1$

Przyjęte zbrojenie: siatka dołem #16 14x14cm; siatka górą #12 20x20cm.

W stopie zabetonować zbrojenie trzpieni i kotwy fundamentowe.

poz. Tr-1 50x60 trzpień żelbetowy – zbrojenie podłużne 14#16,
strzemiona 4-ciete #8co16cm, zagęścić podwójnie przy kotwieniu słupa

poz. Tr-2 50x40 trzpień żelbetowy – zbrojenie podłużne 14#12,
strzemiona 4-ciete #8co16cm, zagęścić podwójnie przy kotwieniu słupa

poz. Bp-1 30x120 - belka podwalinowa – zbrojenie podłużne: dołem 3#12, górą 3#12, środkowe 2x 3#10, strzemiona #8co15cm.

poz. Sc-1 gr.30cm ściana żelbetowa – zbrojenie pionowe #12 co 15cm, zbrojenie poziome #12 co 15cm, zbrojenie kotwić w ławach i trzpieniach.

poz. Łmr- 300x40 ława muru oporowego – zbrojenie dolne poprzeczne #12 co 14cm, zbrojenie dolne podłużne #12 co 14cm, zbrojenie dolne poprzeczne #10 co 14cm, zbrojenie dolne podłużne #10 co 14cm

Projektował:

mgr inż. Piotr Kubacki

Opracował:

mgr inż. Emil Kubacki