

Zamierzenie budowlane:

Projekt techniczny pod nazwą „Przebudowa mostu na rzece Brynicy w miejscowości Grążawy”

Przedmiot opracowania:

Most drogowy w km 3+130 Kanału Brynica w ciągu drogi gminnej bez nazwy.

Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe

Podpory

Metryka dokumentu :

Opracował	Sprawdził	Opublikował
Bydgoszcz		
P. Stejbach		
07.2021r.		

Historia zmian :

[illegible]

Spis treści

1	Ogólny opis konstrukcji	4
1.1	Stan istniejący.....	4
1..	Informacje ogólne	4
2..	Konstrukcja nośna	5
3..	Podpory	6
4..	Wyposażenie	6
1.2	Stan projektowany	7
5..	Przeznaczenie i program użytkowy obiektu	7
6..	Rozwiązania konstrukcyjne	7
2	Dokumentacja geologiczna	8
3	Przyjęte parametry materiałowe	8
4	Trwałość konstrukcji.....	9
4.1	Projektowany okres użytkowania	9
4.2	Elementy betonowe	9
5	Współczynniki częściowe do sprawdzania stanów granicznych	9
6	Zebranie obciążeń	11
6.1	Obciążenia stałe	11
7..	Ciężar własny konstrukcji	11
8..	Obciążenie zasyпки na fundamencie.....	11
9..	Wyposażenie	11
10..	Parcie zasyпки na ścianę korpusu	11
11..	Parcie zasyпки na ściany boczne	11
6.2	Oddziaływania zmienne	12
12..	Parcie od obciążeń ruchomych.....	12
7	Wyniki obliczeń statyczno - wytrzymałościowych.....	13
7.1	Korpus przyczółka.....	13
7.2	Ściana boczna przyczółka	16
7.3	Obliczenie nosności pali drewnianych.....	26

1 Ogólny opis konstrukcji

1.1 Stan istniejący

1.. Informacje ogólne

Istniejący obiekt jest mostem drogowym zlokalizowanym w km 3+130 Kanału Brynica w miejscowości Grążawy w gminie Bartniczka.



Rysunek 1 Położenie mostu

Podstawowe parametry geometryczne obiektu:

- | | |
|---|--------------------|
| • Rok budowy obiektu | nieznany |
| • Rozpiętości teoretyczne | 4,75+4,80+2,46 [m] |
| • Kąt skrzyżowania z przeszkodą | ~94,81° |
| • Szerokość obiektu w świetle balustrad | 3,85m |
| • Wysokość konstrukcyjna | 0,39m |



Rysunek 2 Widok mostu od strony górnej wody



Rysunek 3 Widok od strony drogi

2.. Konstrukcja nośna

Most prawdopodobnie został zbudowany w II połowie XX wieku. Dokładna data wykonania konstrukcji nie jest znana. Konstrukcja nośna została wykonana w całości z drewna. Obiekt został zaprojektowany i wykonany w schemacie belki ciągłej 3 przęsłowej. W przekroju poprzecznym zastosowano 4 dźwigary leżajowe, które nad filarami posiadają siodełka dla zmniejszenia rozpiętości teoretycznej przęsła. Na dźwigarach bezpośrednio ułożono jezdnię drewnianą wykonaną z desek ułożoną prostopadłe do osi mostu. W wyniku korozji biologicznej drewna konieczne było ułożenie 2 pasm dyliny równoległe do osi mostu w rozstawie ok 1,5m.

3.. Podpory

Podpory skrajne zostały wykonane z betonu i prawdopodobnie posadowione na palach drewnianych. Konstrukcja przyczółków składa się z bloków betonowych, na których oparte na przekładce z papy są dźwigary drewniane. Widoczne są uszkodzenia powierzchniowe betonu.

Podpory pośrednie w całości zostały wykonane z drewna. Filary posadowiono pośrednio za pomocą 4 pali drewnianych spiętych oczepem drewnianym. Długość pali nie jest znana. Z uwagi na znaczne zniszczenia pali w wyniku działania bobrów oraz korozji biologicznej część z pali utraciła nośność.

4.. Wyposażenie

Obiekt pełni funkcję dojazdu do okolicznych pól uprawnych i został wyposażony tylko w balustradę drewnianą.



Rysunek 4 Uszkodzenia filarów



Rysunek 5 Uszkodzenia filarów

1.2 Stan projektowany

5.. Przeznaczenie i program użytkowy obiektu

Ze względu na przedawaryjny stan mostu oraz wydane przez Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego postanowienie o wyłączeniu obiektu z użytkowania konieczna jest odbudowa mostu. Po analizie uszkodzeń obiektu zdecydowano o odbudowie mostu w obecnym kształcie z dostosowaniem rzędnej jezdni do rzędnej wody wysokiej.

6.. Rozwiązania konstrukcyjne

1.2.1.1 Konstrukcja przęsła

Przęsło zostanie wykonane w całości z drewna .

1.2.1.2 Konstrukcja podpór

2 Dokumentacja geologiczna

LEGENDA DO KART OTWORÓW I PRZEKROJU Grązewy

OBJAŚNIENIA GEOLOGICZNE			PARAMETRY GEOTECHNICZNE wg PN-81/B-03020													
			wartość charakterystyczna $x^{(n)}$													
			współczynnik materiałowy γ_m													
			wartość obliczeniowa $x^{(r)} = x^{(n)} \cdot \gamma_m$													
Profil stratygraficzno- litologiczny		Opis litologiczno- genetyczno- stratygraficzny	Nr warstwy geologicznej	Symbol gruntu wg PN - 86/B - 02480	Symbol geologiczny konsolidacji gruntu	Stan gruntu		Ciężar objętościowy	Spójność	Kąt tarcia wewnętrznego	Elastometryczny moduł ściśliwości		Wartości jednostkowego granicznego oporu gruntu		Wydatkowość	
						stopień zagęszczenia	stopień plastyczności				pienistej	wilgotnej	pod podstawą pala	wzdłuż podłoża pala		
						I_p	I_L				M_v	M	σ	τ		
						kN/m ³	kPa				kPa	kPa	kPa	kPa		
Czwartorzęd	Holocen	otwory wzrostowe	I	$nN(H, Pd, K)$	Grunty wątpliwe do bezpośredniego posadowienia ze względu na zmienny skład, dodatek części organicznych oraz bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych.											
		otwory organiczne	IIa	GbH	Grunty nie nadające się do bezpośredniego posadowienia ze względu na zmienny skład, występowanie części organicznych, bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych, małą nośność oraz dużą odkształcalność.										grunty bardzo wydatkowe	
		otwory organiczne	IIb	$Nmg+T$												
		otwory rzeczne	półki / biedy	IIIa	$Pd+Nmp$	0,24 1: 0,28	17,8 1: 0,10	29,0 1: 0,10	38 500 1: 0,13	48 000 1: 0,13	1 244 1: 0,28	25 1: 0,28	grunty nie wydatkowe			
	IIIb			Pd	0,45 1: 0,19	18,1 1: 0,10	30,5 1: 0,10	56 500 1: 0,17	70 500 1: 0,17	1 956 1: 0,19	41 1: 0,19					
	IV			Ps	0,24 1: 0,33	18,9 1: 0,10	31,5 1: 0,10	60 500 1: 0,15	67 500 1: 0,15	1 672 1: 0,33	38 1: 0,33					
	Plejstocen	otwory rzeczne	półki	Va	$Pd//Ps$	0,61 1: 0,10	19,2 1: 0,10	31,0 1: 0,10	75 000 1: 0,11	94 000 1: 0,11	2 535 1: 0,10	56 1: 0,10		grunty nie wydatkowe		
				Vb	$Pd, Pd//Ps$	0,77 1: 0,10	19,7 1: 0,10	32,0 1: 0,10	98 000 1: 0,13	122 500 1: 0,13	3 146 1: 0,17	73 1: 0,17				
		otwory zasłotkowe	muli	VIa	$G \pi$	0,32 1: 0,11	20,2 1: 0,10	12,0 1: 0,10	22 500 1: 0,10	37 500 1: 0,10	1 112 1: 0,11	33 1: 0,11		grunty wydatkowe		
				VIb	$G \pi + II, G \pi // Pd$	0,18 1: 0,16	20,7 1: 0,10	18,0 1: 0,10	31 500 1: 0,10	52 500 1: 0,10	1 509 1: 0,16	46 1: 0,16				

Uwagi: 1. Wartości parametrów geotechnicznych określono metodą A, oraz B wg PN-81/B-03020.

Uwagi: 1. Wartości parametrów geotechnicznych określono metodą A oraz B wg PN-81/B-03020.

ZALĄCZNIK NR 3.1

3 Przyjęte parametry materiałowe

Konstrukcje mostu wykonana z następujących materiałów :

Beton nadbudowy przyczółków : C30/37

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie: $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$
 Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie: $f_{cd} = 18,21 \text{ MN/m}^2$
 Średnia wytrzymałość na rozciąganie: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$
 Moduł sprężystości: $E_{cm} = 33000 \text{ MN/m}^2$

Częściowe współczynniki bezpieczeństwa:

Kombinacja podstawowa: $\gamma_c = 1,4$
 Kombinacja wyjątkowa: $\gamma_c = 1,2$
 współczynnik korekcyjny: $\alpha_{cc} = 0,85$

Stal zbrojeniowa

Gatunek stali zbrojeniowej:	$f_{yk}=500\text{MPa}$ klasa ciągliwości C
Charakterystyczna granica plastyczności:	$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$
Obliczeniowa granica plastyczności:	$f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie:	$f_{tk} = 525 \text{ MN/m}^2$
Moduł sprężystości:	$E_s = 200\,000 \text{ MN/m}^2$
Częściowe współczynniki bezpieczeństwa:	
Kombinacja podstawowa:	$\gamma_s = 1,15$
Kombinacja wyjątkowa:	$\gamma_s = 1,0$

4 Trwałość konstrukcji

4.1 Projektowany okres użytkowania

Dla konstrukcji mostowych przyjęto kategorię 5 projektowanego okresu użytkowania – 100 lat.

4.2 Elementy betonowe

Klasa ekspozycji : XC2

Klasa betonu C30/37

Otulenie zbrojenia :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

$$c_{min,b} = \phi = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}, \quad \Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}, \quad \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max \{ 25 ; 45 ; 10 \} \text{ mm}$$

$$c_{min} = 45 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 45 + 5 = 50 \text{ mm}$$

Ograniczenie szerokości rys

Szerokość rysy: $w_k = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalna średnica pręta: $d_s = 25 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw: $s = 150 \text{ mm}$

5 Współczynniki częściowe do sprawdzania stanów granicznych

Zastosowano podejście obliczeniowe

Kombinacja: A1 + M1 + R2

**Tablica A.3 – Współczynniki częściowe do oddziaływań (γ_F)
lub do efektów oddziaływań (γ_E)**

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw	
			A1	A2
Stałe	Niekorzystne	γ_G	1,35	1,0
	Korzystne		1,0	1,0
Zmienne	Niekorzystne	γ_Q	1,5	1,3
	Korzystne		0	0

Tablica A.4 – Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych (γ_M)

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Kąt tarcia wewnętrznego ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Spójność efektywna	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odplywu	γ_{cu}	1,0	1,4
Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe	γ_{qu}	1,0	1,4
Ciężar objętościowy	γ_T	1,0	1,0

^a Współczynnik ten stosuje się do wartości $\tan \varphi'$

**Tablica A.5 – Współczynniki częściowe do oporu/nośności (γ_R)
dotyczące fundamentów bezpośrednich**

Nośność	Symbol	Zestaw		
		R1	R2	R3
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Kombinacje obciążeń w ujęciu PN-EN 1990

Zastosowano następujący układ kombinacji:

Kombinacja oddziaływań w przypadku trwałych lub przejściowych sytuacji obliczeniowych

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinacja charakterystyczna

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinacja częsta

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinacja quasi-stała

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinacja wyjątkowa

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinacja w przypadku sprawdzenia zmęczenia stali, betonu i drewna

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) \leq Q_{fat}$$

gdzie:

Q_{fat} jest obciążeniem zmęczeniowym

$Q_{k,1}, Q_{k,i}$ są to oddziaływania niecykliczne i nie stałe

6 Zebranie obciążeń

6.1 Obciążenia stałe

7.. Ciężar własny konstrukcji

Ciężar własny konstrukcji przyjęto zgodnie z wprowadzonym przekrojem poprzecznym.

Ciężar betonu 25 kN/m³

8.. Obciążenie zasyпки na fundamencie

Przyjęto zasypanie konstrukcji gruntem zasypany o parametrach podanych w pkt. 1.2.2.2.

Ciężar gruntu 19 kN/m³

9.. Wyposażenie

Przyjęto ciężar wyposażenia (balustrady) o wartości 1,0 kN/m

1 pas umowny o szerokości 3,0m.

10.. Parcie zasyпки na ścianę korpusu

Parcie zasyпки na ścianę korpusu zostało przyjęte jako parcie spoczynkowe

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \cdot (\text{OCR})^{0.5} = (1 - \sin 35^\circ) \cdot 1 = 0,426$$

maksymalna wartość parcia na korpus :

$$\sigma(h=1,92\text{m}) = 0,426 \cdot 19,0 \cdot 1,92 = 15,54 \text{ kN/m}^2$$

11.. Parcie zasyпки na ściany boczne

Parcie zasyпки na ściany boczne zostało przyjęte jako parcie czynne na podstawie Rysunku C.1.1.

Normy EC 1997 przyjęto $K_a = 0,271$

maksymalna wartość parcia na ścianę boczną :

$$\sigma(h=1,92\text{m}) = 0,271 \cdot 19,0 \cdot 1,92 = 9,88 \text{ kN/m}^2$$

6.2 Oddziaływania zmienne

12.. Parcie od obciążeń ruchomych
rozkład obciążenia ruchomego model 1

$$q_{eq}=900/(2,2*3,0)=45,45 \text{ kN/m}^2$$

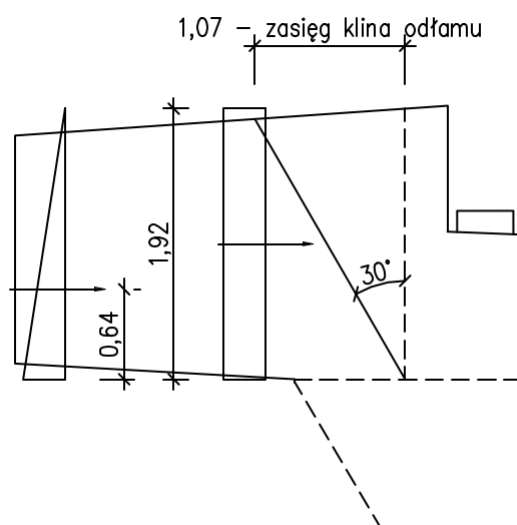
parcie na ścianę czołową :

$$\sigma(q_{eq})=45,45*0,426=19,36 \text{ kN/m}^2$$

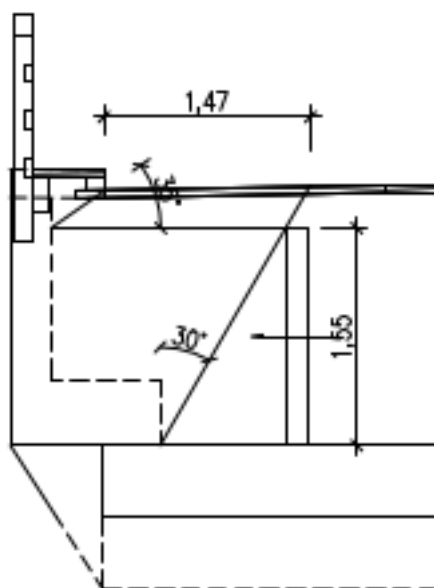
parcie na ścianę boczną

$$\sigma(q_{eq})=45,45*0,271=12,32 \text{ kN/m}^2$$

Schemat obciążenia parciem ściany czołowej :



Schemat obciążenia parciem dla ścian bocznych



7 Wyniki obliczeń statyczno - wytrzymałościowych

7.1 Korpus przyczółka

– wyznaczenie sił w poziomie połączenie z istn. przyczółkiem na 1m długości korpusu

Obciążenia stałe :

ciężar własny : $\gamma_G=1,35$

$$G1 = 25 * 1,12 = 28 \text{ kN/m}$$

$$G2 = 25 * 0,062 * 0,36 / 0,8 = 0,70 \text{ kN/m}$$

parcie gruntu : $\gamma_G=1,35$

$$E1 = 0,5 * 1,92 * 15,54 = 14,92 \text{ kN/m}$$

reakcja stała z przęsła

$$R = 5,0 / 0,8 = 6,25 \text{ kN/m}$$

Obciążenia zmienne :

$$E2 = 1,92 * 19,36 = 37,17 \text{ kN/m} \text{ – pojazd za przyczółkiem}$$

$$Q1 = 151 / 0,8 = 188,75 \text{ kN/m} \text{ – max obciążenie charakterystyczne z przęsła}$$

$$Q2 = -31,2 / 0,8 = -39 \text{ kN/m} \text{ - min obciążenie charakterystyczne z przęsła}$$

Kombinacje do wymiarowania korpusu

Kombinacja 1 – bez obciążeń ruchomych

$$F_{x,d} = 1,35(G1+G2+R) = 1,35*(28+0,7+6,25)=43,71 \text{ kN/m}$$

$$V_{y,d} = 1,35 * E1 = 1,35 * 14,92 = 20,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,d} = 1,35(28*(-0,06)+0,7*0,16+6,25*0,16+14,92*0,64)=8,08 \text{ kNm/m}$$

Kombinacja 2 – obciążenia na przęsle (dodatnie reakcje)

$$F_{x,d} = 1,35(G1+G2+R)+1,35*0,75*Q1 = 1,35*(28+0,7+6,25)+1,35*0,75*188,75=234,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{y,d} = 1,35 * E1 = 1,35 * 14,92 = 20,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,d} = 1,35(28*(-0,06)+0,7*0,16+6,25*0,16+14,92*0,64+0,75*188,75*0,16)=38,66 \text{ kNm/m}$$

Kombinacja 3 – obciążenia na przęsle (ujemne reakcje)

$$F_{x,d} = 1,35(G1+G2+R)+1,35*0,75*Q2 = 1,35*(28+0,7+6,25)+1,35*0,75*(-39)=4,22 \text{ kN/m}$$

$$V_{y,d} = 1,35 * E1 = 1,35 * 14,92 = 20,14 \text{ kN/m}$$

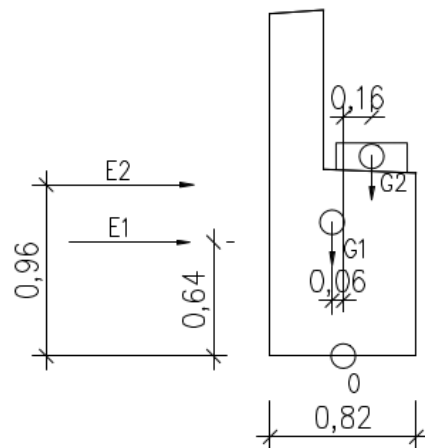
$$M_{y,d} = 1,35(28*(-0,06)+0,7*0,16+6,25*0,16+14,92*0,64+0,75*(-39)*0,16)=1,76 \text{ kNm/m}$$

Kombinacja 4 – obciążenia ruchome na gruncie

$$F_{x,d} = 1,35(G1+G2+R) = 1,35*(28+0,7+6,25)=43,71 \text{ kN/m}$$

$$V_{y,d} = 1,35 * E1 + 1,35 * E2 = 1,35 * (14,92 + 37,17) = 70,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,d} = 1,35(28*(-0,06)+0,7*0,16+6,25*0,16+14,92*0,64+0,96*37,17)=56,25 \text{ kNm/m}$$



Przyjęto do wymiarowania kombinacje nr 1

$$F_{x,d} = 43,71 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = 70,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 56,25 \text{ kNm/m}$$

Beton C30/37

$$h_p = 0,82 \text{ m} - \text{wysokość przekroju}$$

$$b = 1,0 \text{ m} - \text{szerokość przekroju}$$

$$c_{nom} = 0,05 \text{ m}$$

Maksymalne naprężenie w betonie i stali :

$$\sigma_c = \eta * f_{cd} = 1,0 * 18,21 = 18,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

obliczeniowe odkształcenie w zbrojeniu odpowiadające granicy plastyczności

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 435 / 200000 = 2,17 \text{ ‰}$$

$$\zeta_{eff,lim} = 0,0035 / (0,0035 + 0,0021) = 0,625$$

założenie średnicy f_i 20mm

$$d_{p1} = 0,82 - 0,05 - 0,01 = 0,76 \text{ m}$$

graniczna wysokość strefy ściskanej :

$$x_{lim} = 0,8 * 3,5 * 0,76 / (3,5 + 2,17) = 0,375 \text{ m}$$

$$x_{lim} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} d_{p1}$$

Efektywna wysokość strefy ściskanej

$$M_{p,Ed} = b_p x_{eff} \eta f_{cd} (d_{p1} - 0,5 x_{eff}).$$

Z rozwiązania równania kwadratowego oblicza się wartość x_{eff} :

$$x_{eff}^2 - 2d_{p1}x_{eff} + 2 \frac{M_{p,Ed}}{b_p f_{cd}} = 0,$$

$$x_{eff1} = \frac{2d_{p1} - \sqrt{\Delta}}{2} \text{ lub } x_{eff2} = \frac{2d_{p1} + \sqrt{\Delta}}{2},$$

$$x_{eff} = \begin{cases} x_{eff1} & \text{gdy } x_{eff1} > 0 \text{ i } x_{eff1} \leq x_{lim} \\ x_{eff2} & \text{gdy } x_{eff2} > 0 \text{ i } x_{eff2} \leq x_{lim} \end{cases},$$

gdzie:

$$\Delta = 4d_{p1}^2 - \frac{4M_{Ed}(x-x)}{b_p f_{cd}},$$

$$\Delta = 4 * 0,76^2 - (56,25 / (1 * 18210)) = 2,307$$

$$x_{eff1} = (2 * 0,76 - (2,307)^{0,5}) / 2 = 0,000559 \text{ m}$$

$$x_{eff1} = (2 * 0,76 + (2,307)^{0,5}) / 2 = 3,039 \text{ m}$$

$$x_{eff} = 0,0006 \text{ m} < x_{lim} = 0,375 \text{ m}$$

$$\zeta_{eff} = 0,0006 / 0,76 = 0,000789 \text{ m} < \zeta_{eff,lim} = 0,375 \text{ m}$$

$$A_{s1,req} = (1 * 0,0006 * 1,0 * 18210) / 435000 = 0,00002511 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min(x-x)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right)$$

$$A_{s,min} = \max(0,26 * 2,9/500 * 1,0 * 0,76; 0,0013 * 1,0 * 0,76) = \max(0,00114608; 0,000988) = 0,001146 \text{ m}^2 = 11,46 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie minimalne : fi 16 co 15cm $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie nośności przekroju na ścinanie :

- element bez zbrojenia

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_s,$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_s,$$

$$k = \min(1 + (200/d_s)^{0,5}; 2,0) = \min(1 + (200/770)^{0,5}; 2,0) = \min(1,509; 2,0) = 1,51$$

$$\rho_l = \min(A_s / (b_w * d); 0,02) = \min(12,06 / (100 * 77) * 0,02) = \min(0,0015; 0,02) = 0,0015$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,4 = 0,13$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,51^{3/2} * 30^{1/2} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd1} = (0,13 * 1,51 * (100 * 0,0015 * 30)^{1/3} + 0,15 * 0,0) * 1000 * 770 = 249,54 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = (0,36 + 0,15 * 0,00) * 1000 * 770 = 277 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 70,32 \text{ kN} < V_{Rd} = 277 \text{ kN} \quad - \quad \text{przekrój nie wymaga zbrojenia na ścinanie}$$

Obliczenie połączenia pomiędzy projektowanym i istniejącym przyczółkiem : (pkt 6.2.5)

$$V_{Ed} = 70,32 \text{ kN}$$

$$\beta = 1,0$$

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i}$$

$$z = 0,82 - 0,05 - 0,05 - 0,016 = 0,704 \text{ m}$$

$$b_i = 1,00 \text{ m}$$

$$v_{Edi} = 1,0 * 70,32 / (0,704 * 1,00) = 99,88 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \text{ lecz nie więcej niż } 0,5 v_{fcd}$$

$$c = 0,40$$

$$\mu = 0,70$$

$$f_{ctd} = 1,0 * 2,0 / 1,4 = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 43,71 / (0,82 * 1,0) = 53,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 36 * 0,000079 / 0,82 * 1,00 = 0,0035$$

przyjęto połączenie fi 10 co 15x15cm

$$\alpha = 90^\circ$$

$$v = 0,6 * (1 - f_{ck}/250) = 0,6 * (1 - 30/250) = 0,528$$

$$v_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_N + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) < 0,5 * v * f_{cd}$$

$$v_{Rdi} = 0,4 * 1430 + 0,7 * 53,30 + 0,0035 * 435000 * (0,7 * \sin 90 + \cos 90) = 572 + 37,31 + 1066 = 1675 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{Rdi} = 0,5 * 0,528 * 18210 = 4807 \text{ kN/m}^2$$

warunek złącza

$$v_{Edi} = 99,88 \text{ kN/m}^2 < v_{Rdi} = 1675 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{warunek spełniony}$$

7.2 Ściana boczna przyczółka

Ścianę boczną obliczono jako ramę w programie Midas Civil

przyjęto posadowienie w gruntach warstwy IIIb Ps o następujących parametrach geotechnicznych :

$$I_D = 0,45 \quad \phi = 30,5^\circ \quad M_0 = 56,5 \text{ MPa} \quad M = 70,5 \text{ MPa} \quad \nu = 0,30 \quad \delta = 0,74$$

przyjęte wymiary fundamentu:

$$B = 2,00 \text{ m} \quad L = 5,30 \text{ m} \quad D_{\min} = 0,50 \text{ m} \quad L/B = 5,30/2,00 = 2,65$$

obliczenie podatności gruntu dla modelu numerycznego:

$$E_0 = \delta * M_0 = 0,74 * 56,5 = 41,81 \text{ MPa} = 41810 \text{ kN/m}^2$$

na podstawie stosunku $L/B = 2,65$ określono $\omega = 1,33$

współczynnik wpływu głębokości posadowienia

$$D/(L*B)^{0,5} = 0,5/(2,0*5,30)^{0,5} = 0,153 \quad \alpha = 0,95$$

współczynnik podatności pionowej gruntu

$$k_z = 41810 / (0,95 * 1,33 * 2,00 * (1 - 0,3^2)) = 18178 \text{ kN/m}^3$$

$$k_z = \frac{E_0}{\alpha * \omega * B * (1 - \nu^2)}$$

obliczenie podatności bocznej fundamentu

$$\sigma_{stale} = 220/5,3 = 41,5 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{średni nacisk ławy fundamentowej na grunt}$$

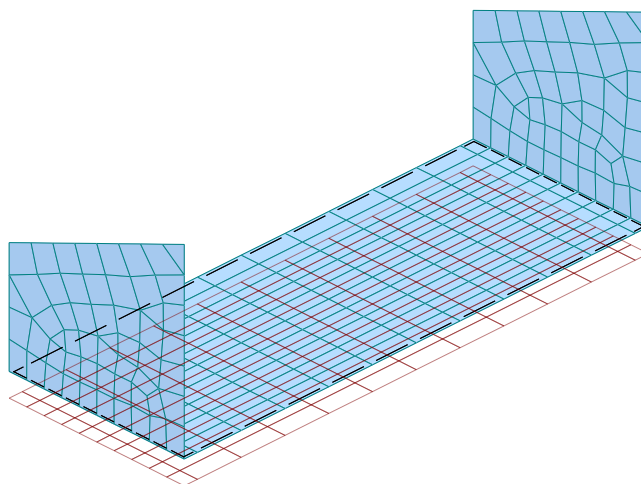
$\alpha = 35^\circ$ - kat tarcia ławy fundamentowej o piaski średnie

$$T_{ława} = 0,5 * 41,5 * \tan(35) = 14,52 \text{ kN/m}^2$$

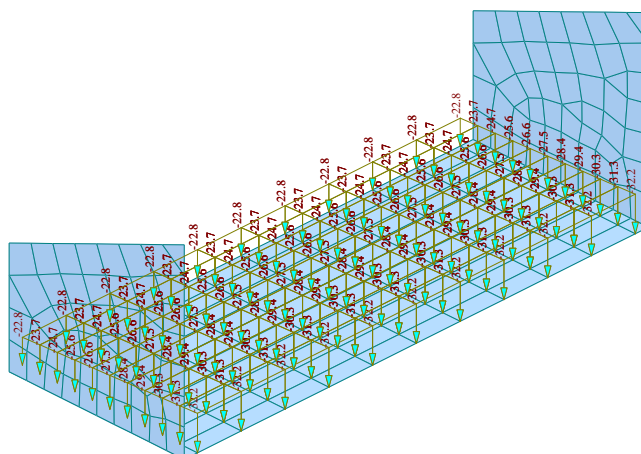
$\Delta_{dop} = 0,01 \text{ m}$ – dopuszczalne przemieszczenie boczne ławy fundamentowej

$$k_x = 14,52/0,01 = 1452 \text{ kN/m}^3$$

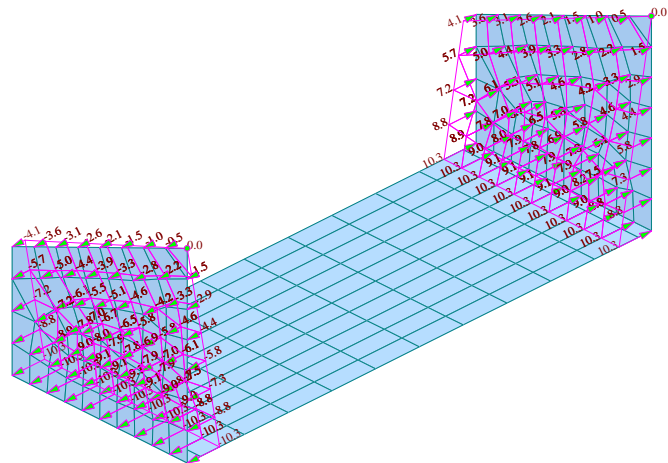
Model przyjęty do obliczeń:



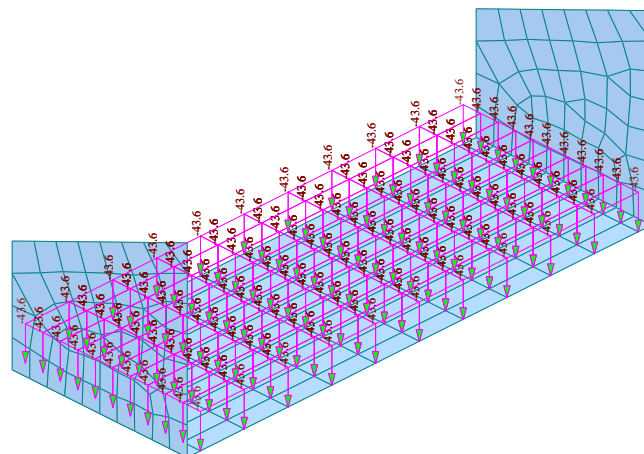
Rysunek 6 Model przyjęty do obliczeń



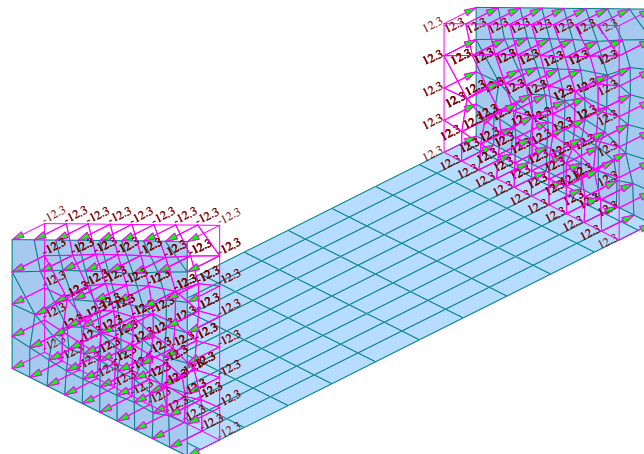
Rysunek 7 Obciążenie gruntem



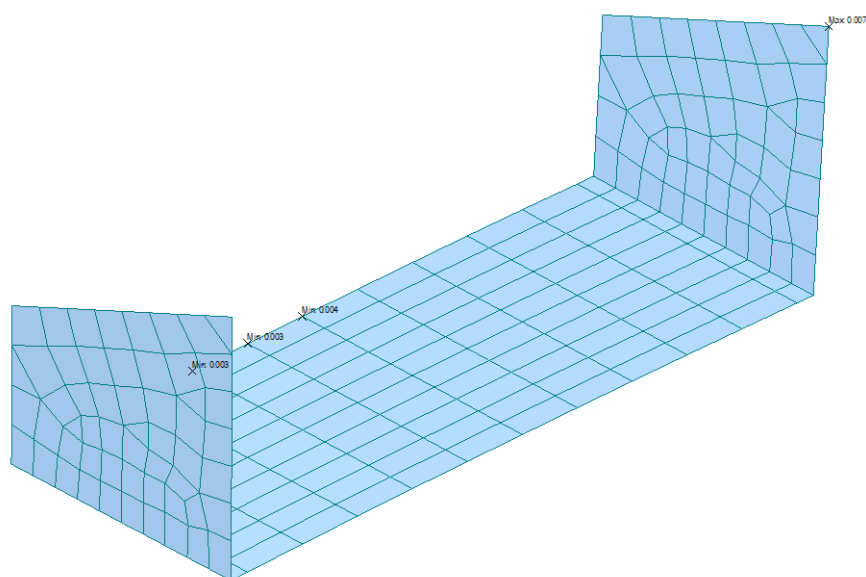
Rysunek 8 Obciążenie parciem zasypki



Rysunek 9 Obciążeni fundamentu pojazdem

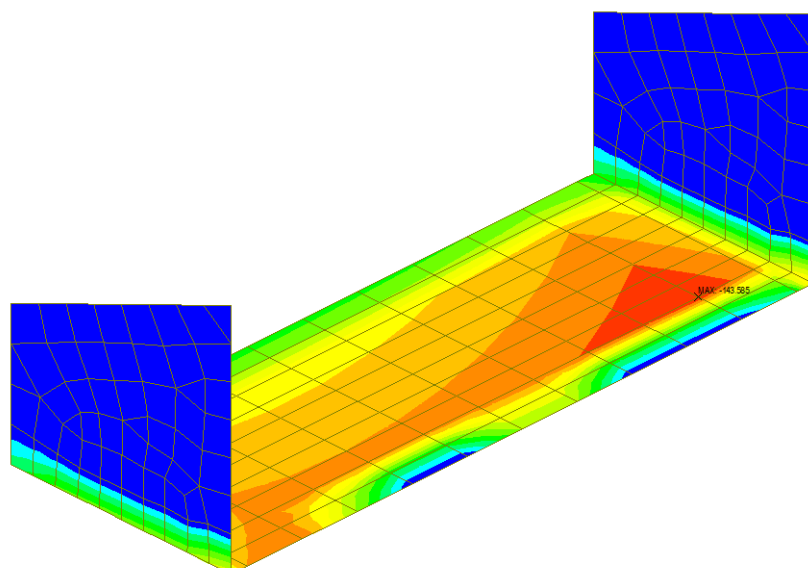


Rysunek 10 Obciążenie parciem od pojazdu



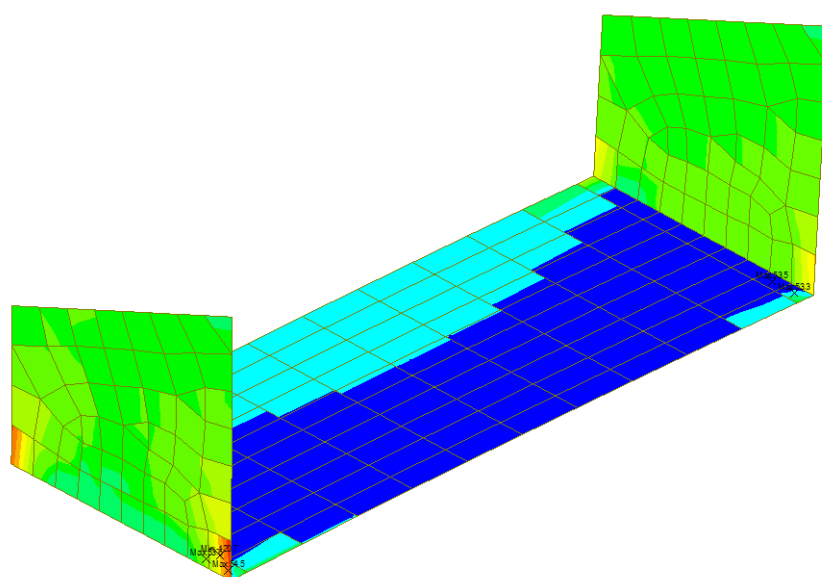
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
RESULTANT
X-DIR= 1.829E-003
NODE= 247
Y-DIR= -1.785E-003
NODE= 247
Z-DIR= -6.338E-003
NODE= 247
COHB.= 6.833E-003
NODE= 247
SCALEFACTOR=
3.878E+001
CBCALL: EC SER
MAX : 247
MIN : 136
FILE: SCIANY OPOROWI
UNIT: m
DATE: 07/11/2021
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

Rysunek 11 Przeszczenia układu



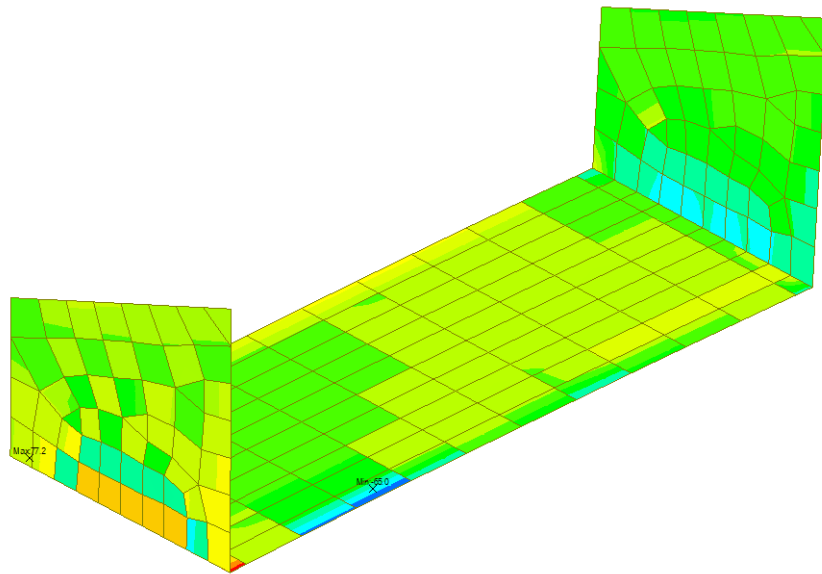
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
SOIL PRESSURE	
PZ	
	-0.00000e+000
	-1.30532e+001
	-2.61064e+001
	-3.91596e+001
	-5.22128e+001
	-6.52660e+001
	-7.83192e+001
	-9.13724e+001
	-1.04426e+002
	-1.17479e+002
	-1.30532e+002
	-1.43585e+002
CB: GLCB4	
MAX :	5
MIN :	37
FILE :	SCIANY OPOROWI
UNIT :	kN/m ²
DATE :	07/11/2021
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Rysunek 12 Odziaływanie na grunt



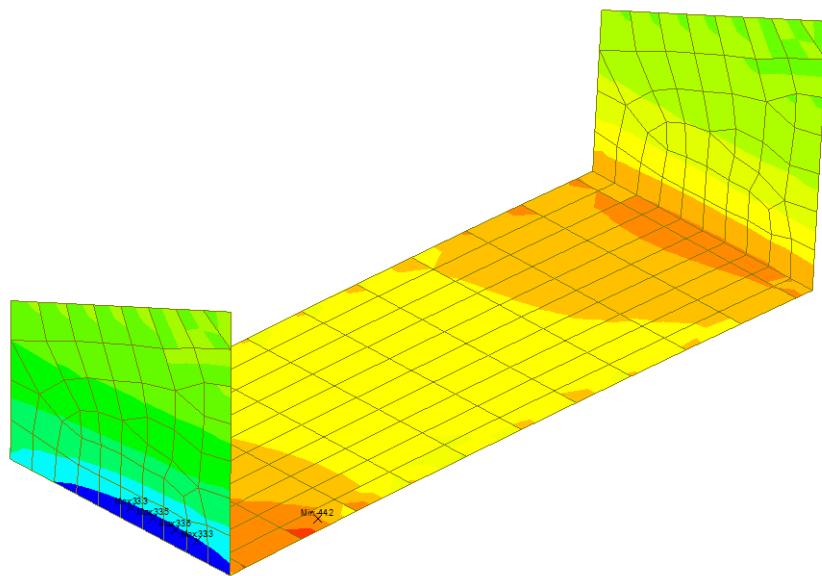
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
FORCE-AbsMax	
	5.44786e+001
	3.85522e+001
	2.26257e+001
	0.00000e+000
	-9.22716e+000
	-2.51536e+001
	-4.10801e+001
	-5.70065e+001
	-7.25330e+001
	-8.88594e+001
	-1.04786e+002
	-1.20712e+002
SCALEFACTOR=	2.8726E+001
CBCALL: EV STR ELEMENT	
MAX :	1
MIN :	125
FILE :	SCIANY OPOROWI
UNIT :	kN/m
DATE :	07/11/2021
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Rysunek 13 Obliczeniowe siły normalne



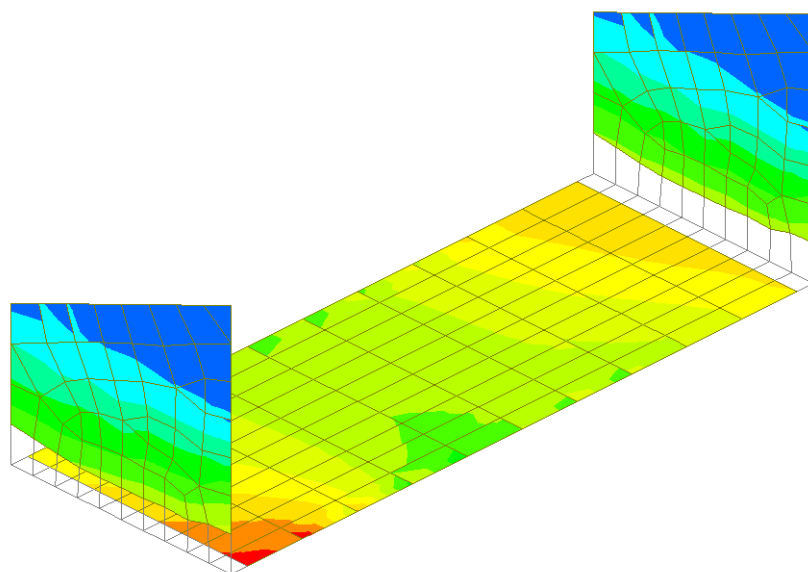
MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
SHEAR-Max	
	7.72165e+001
	6.42849e+001
	5.13533e+001
	3.94217e+001
	2.54900e+001
	1.25584e+001
	0.00000e+000
	-1.33049e+001
	-2.62365e+001
	-3.91681e+001
	-5.20998e+001
	-6.50314e+001
SCALEFACTOR=	
2.8726E+001	
CBCALL: EV STR	
ELEMENT	
MAX : 109	
MIN : 4	
FILE: SCIANY OPOROW	
UNIT: kN/m	
DATE: 07/11/2021	
VIEW-DIRECTION	
X:-0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

Rysunek 14 Obliczeniowe siły ścinające



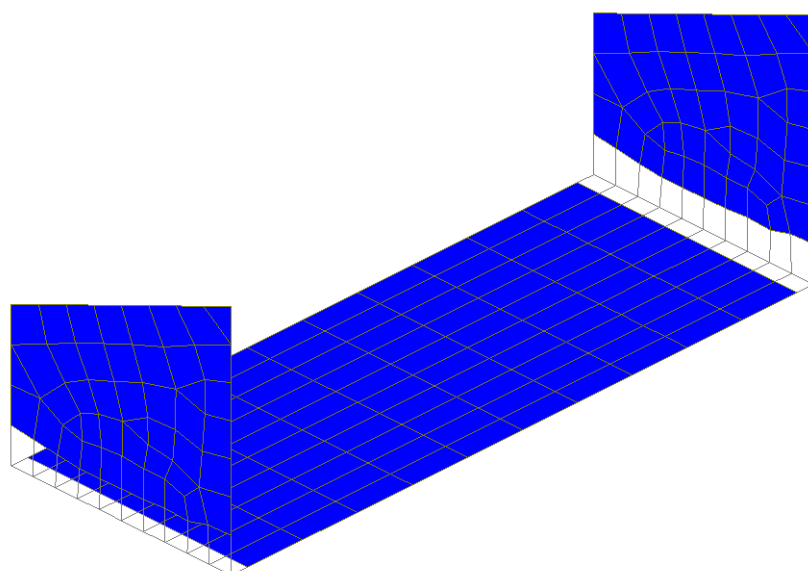
MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-AbsMax	
	3.35545e+001
	2.64846e+001
	1.94146e+001
	1.23446e+001
	5.27467e+000
	0.00000e+000
	-8.86526e+000
	-1.59352e+001
	-2.30052e+001
	-3.00752e+001
	-3.71451e+001
	-4.42151e+001
SCALEFACTOR=	
2.8726E+001	
CBCALL: EV STR	
ELEMENT	
MAX : 133	
MIN : 3	
FILE: SCIANY OPOROW	
UNIT: kN*m/m	
DATE: 07/11/2021	
VIEW-DIRECTION	
X:-0.612	
Y:-0.612	
Z: 0.500	

Rysunek 15 Obliczeniowe momenty zginające



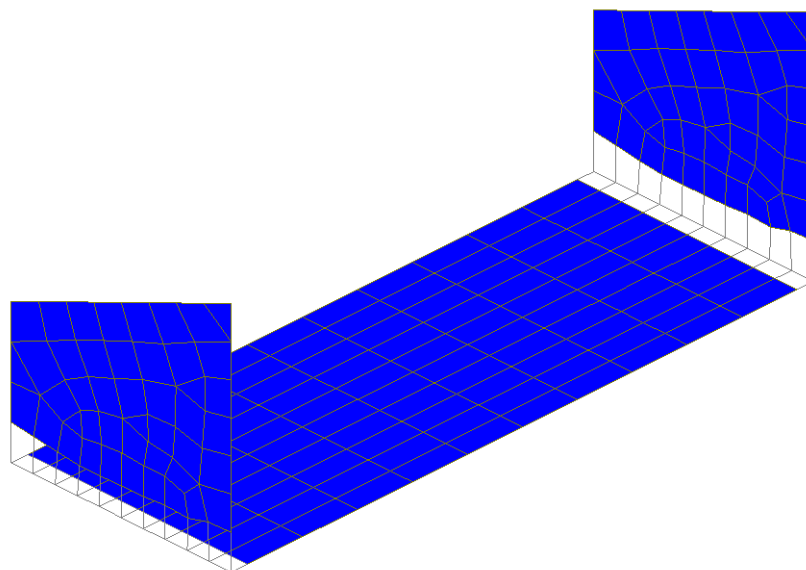
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
SHELL DESIGN	
	2.35098e+003
	2.14116e+003
	1.93135e+003
	1.72153e+003
	1.51171e+003
	1.30190e+003
	1.09208e+003
	8.82263e+002
	6.72446e+002
	4.62629e+002
	2.52812e+002
	4.29952e+001
Position: Top & Bot	
Smoothing: Cell (Avg.Nodal)	
Component: Concrete Principal Stress	
ALL COMBINATION	
MAX :	3
MIN :	175
FILE: SCIANY OPOROWI	
UNIT: kN/m ²	
DATE: 07/11/2021	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Rysunek 16 Naprężenia w betonie



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
SHELL DESIGN	
	1128150
	None
Position: Top & Bot	
Smoothing: Cell (Avg.Nodal)	
Component: Direction 1 Rebar Arrangement	
ALL COMBINATION	
MAX :	2
MIN :	2
FILE: SCIANY OPOROWI	
UNIT: None	
DATE: 07/11/2021	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Rysunek 17 Zbrojenie w kierunku x (pionowe)



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
SHELL DESIGN
File Edit View Window Help
File: F12200
Unit: None
Position: Top & Bot
Smoothing: Cell (Avg. Nodal)
Component: Direction 2
Rebar Arrangement
ALL COMBINATION
MAX : 2
MIN : 2
FILE: SCIANY OPOROWI
UNIT: None
DATE: 07/11/2021
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

Rysunek 18 Zbrojenie w kierunku y (poziome)

Zbrojenie minimalne

$$A_{s,min(x-x)} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_p d_{p1}; 0,0013 b_p d_{p1}\right)$$

$$A_{s,min} = \max(0,26 * 2,9/500 * 1,0 * 0,25; 0,0013 * 1,0 * 0,25) = \max(0,000377; 0,000325) = 0,000377 m^2 = 3,77 cm^2$$

Przyjęto zbrojenie minimalne : fi 12 co 15cm $A_s = 6,78 cm^2$

Sprawdzenie nośności przekroju na ścinanie :

- element bez zbrojenia

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_s$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_s$$

$$k = \min(1 + (200/d_s)^{0,5}; 2,0) = \min(1 + (200/250)^{0,5}; 2,0) = \min(1,89; 2,0) = 1,89$$

$$\rho_l = \min(A_s / (b_w * d); 0,02) = \min(6,78 / (100 * 25); 0,02) = \min(0,027; 0,02) = 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 MPa$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,4 = 0,13$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,51^{3/2} * 30^{1/2} = 0,36 MPa$$

$$V_{Rd1} = (0,13 * 1,89 * (100 * 0,02 * 30)^{1/3} + 0,15 * 0,0) * 1000 * 250 = 240,14 kN$$

$$V_{Rd2} = (0,36 + 0,15 * 0,00) * 1000 * 250 = 90 kN$$

$$V_{Ed} = 77 kN < V_{Rd} = 240,14 kN \quad - \quad \text{przekrój nie wymaga zbrojenia na ścinanie}$$

Weryfikacja posadowienia fundamentu

$N_{Ed}=144 \text{ kN/m}^2$ – z obliczeń numerycznych

Opór graniczny podłoża na wyparcie spod fundamentu (GEO)

Parametry geotechniczne gruntu zalegającego pod fundamentem

Grunt : IIIB Pd

$ID / IL = 0,45$

$\phi = 30,5^\circ$ $\gamma_\phi = 1,0$ $\phi' = 32,4^\circ$

$c = 0,0 \text{ kPa}$ $\gamma_c = 1,0$ $c' = 0,00 \text{ kPa}$

$\gamma = 18,10 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_\gamma = 1,0$ $\gamma' = 8,10 \text{ kN/m}^3$

$D_{min} = 0,60 \text{ m}$

$\alpha = 0,00^\circ$, - kąt nachylenia fundamentu względem poziomu

Wymiary zastępczego fundamentu

Obliczenie mimośrodów działania siły na fundament (obciążenia stałe) :

$e_B = 0/762 = 0,000 \text{ m}$

$e_L = 0/762 = 0,000 \text{ m}$

$L = 5,30 \text{ m}$ $L' = 5,30 - 2 * 0,00 = 5,30 \text{ m}$

$B = 2,00 \text{ m}$ $B' = 2,00 - 2 * 0,00 = 2,00 \text{ m}$

$A' = 2,00 * 5,30 = 10,60 \text{ m}^2$

$h = 0,60 \text{ m}$ - wysokość gruntu istniejącego (D_{min})

$\gamma = 18,10 \text{ kN/m}^3$ - ciężar gruntu istniejącego

$q_1 + q_2 = 10,68 \text{ kPa}$ - przyjęto brak naprężeń od ciężaru gruntu na fundamencie

$h = 0,00 \text{ m}$ - wysokość odsadzki wraz z chudym betonem

$\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ - ciężar betonu

$q_3 = 0,00 \text{ kPa}$ - przyjęto brak naprężeń od ciężaru odsadzki w poziomie posadowienia

$q = q_1 + q_2 + q_3 = 10,68 \text{ kPa}$ - naprężenia od nadkładu w poziomie posadowienia

$\gamma_\gamma = 1,0$

$q' = q * \gamma_\gamma$

$q' = 10,68 \text{ kPa}$ - obliczeniowe naprężenia od nadkładu w poziomie posadowienia

Warunek z odpływem [7] p. D.4

$R / A' = c_k' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$

- współczynniki nośności

$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$ $N_q = 24,30$

$$N_c = (N_q - 1) c \tan \phi'$$

$$N_c = 0,00$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 29,57$$

jeżeli $\delta \geq \phi'/2$ $\delta = 2/3 * \phi' = 20,1^\circ \geq 16,2^\circ$ - dla el. betonowych

- współczynniki nachylenia podstawy fundamentu

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi') \quad b_c = 1,000$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad b_q = b_\gamma = 1,000$$

- współczynniki kształtu podstawy fundamentu

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad s_c = 1,035$$

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi' \quad s_q = 2,424$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L') \quad s_\gamma = 0,205$$

- współczynniki nachylenia obciążenia poziomego "H"

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi') \quad i_c = 0,280$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^m \quad i_q = 0,321$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^{m+1} \quad i_\gamma = 0,145$$

$$m = m_b = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \quad m = 1,42 \text{ na kierunku B}$$

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$R / A' = 0,00 + 201,94 + 16,26 = 218,20 \text{ kPa}$$

Warunek nośności

$$V_d \leq R_d$$

$$R_d = (R/A') / \gamma_{R,\gamma}$$

$$\gamma_{R,\gamma} = 1,4$$

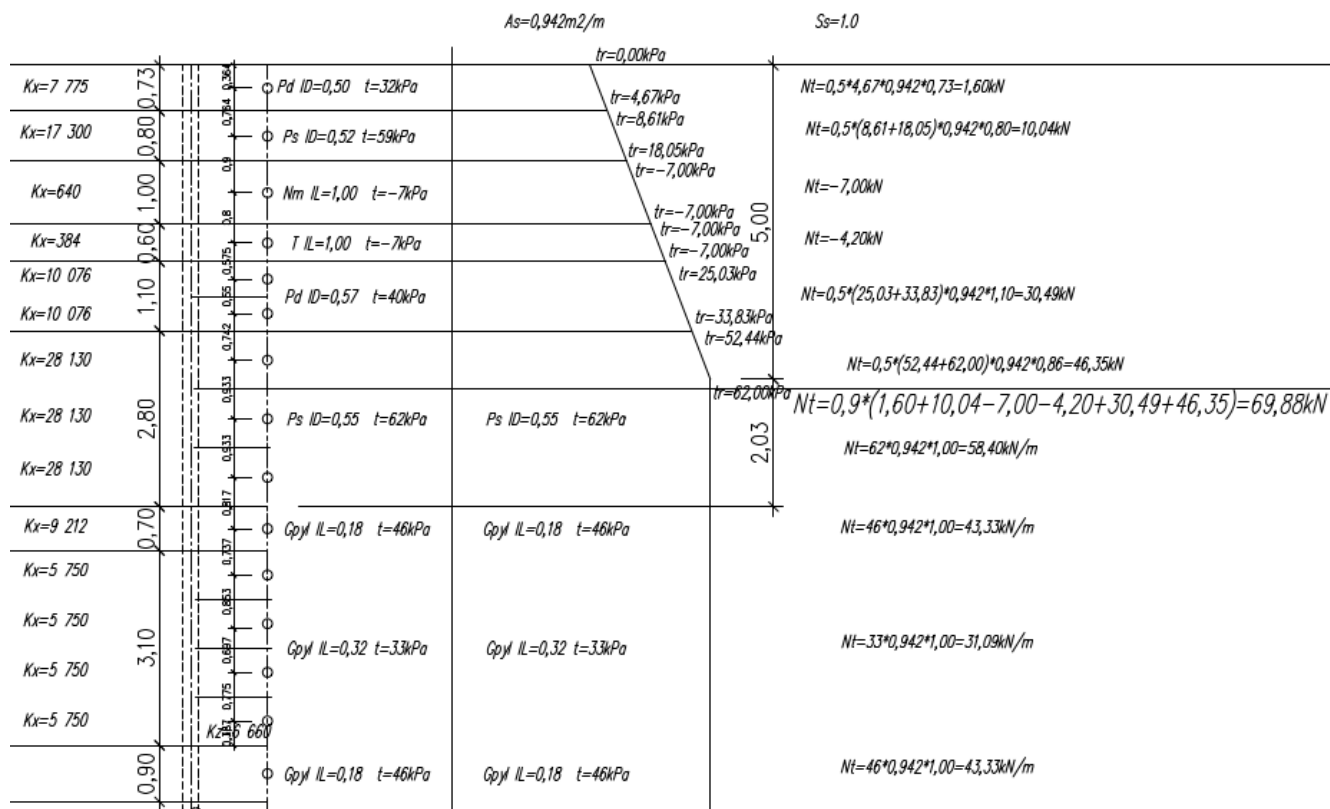
$$V_d = 144 \text{ kPa} \leq R_d = 156 \text{ kN} (92,3\%)$$

Warunek spełniony

Ze względu na posadowienie na płycie zrezygnowano ze sprawdzania obrotu i przesunięcia fundmanetu.

7.3 Obliczenie nośności pali drewnianych

Maksymalna siła obliczeniowa na pal $N_{\max, \text{pal}} = 127 \text{ kN}$



Dla pali długości $L=11,0\text{m}$ przyjęto nośność całkowitą równa

$$N_p = 69,88 + 2,03 \cdot 58,40 + 0,7 \cdot 43,33 + 3,1 \cdot 31,09 = 315,14 \text{ kN}$$

Sprawdzenie redukcji pracy pali w grupie

$$R = D/2 + h_{\text{pala}} \cdot \tan \alpha = 0,3/2 + 11 \cdot \tan 5^\circ = 1,112 \text{ m}$$

minimalny rozstaw $r_{\min} = 0,80 \text{ m}$

$$r_{\min}/R = 0,80/1,11 = 0,72 \text{ – wymagana jest redukcja pracy pala w grupie } m_1 = 0,525$$

Nośność po redukcji :

$$N_p = 0,525 \cdot 315,14 = 165,45 \text{ kN}$$

nośność wg EC7 :

$$R_{c,d} = 1,4 \cdot N_p / (1,1 \cdot 1,0 \cdot 1,4) = 150,41 \text{ kN} < N_{\max, \text{pal}} = 127 \text{ kN} \quad - \text{warunek spełniony}$$