

OBLICZENIA KONSTRUKCYJNE

1 ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ

1.1. Użytkowe Rodzaj: użytkowe Typ: zmienne

1.1.1. Balkony

$$Q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 = 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_o = 6,50 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1,30,$$

1.2. Ciężar Rodzaj: ciężar Typ: stałe

1.2.1. Ciężar stropodachu projektowanego

$$Q_k = 2,93 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{o1} = 3,29 \text{ kN/m}^2, \gamma_{f1} = 1,12,$$

Składniki obciążenia:

3x papa na lepiku

$$Q_k = 0,150 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

Płyta żelbetowa gr. 10 cm

$$Q_k = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 10 \text{ cm} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{o1} = 2,75 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,10,$$

Tynk cem.-wap. gr. 1,5cm

$$Q_k = 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ cm} = 0,28 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{o1} = 0,36 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,30,$$

1.2.3. Gładź cementowa gr. 3,5cm

$$Q_k = 21,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,5 \text{ cm} = 0,74 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{o1} = 0,96 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,30,$$

1.3. Śnieg Rodzaj: śnieg Typ: zmienne

1.3.2. Śnieg - dachy o różnych wysokościach

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy I ($H = 88,5 \text{ m n.p.m.}$) i zwiększono o 20% jak dla obiektu niższego od otaczającego terenu lub otoczonego obiektami wyższymi.

Współczynnik kształtu $C = 1,52$ jak dla dachów na różnych wysokościach (brak dachu z lewej strony, dach z prawej strony wg Poz. 1.3.1.).

$$Q_k = 1,2 \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,52 = 1,28 \text{ kN/m}^2 \quad Q_o = 1,92 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1,50.$$

2.0. Zebranie obc. na fundament

2.0.1. Ściana zewnętrzna zachodnia pomieszczenia gospodarczego pod tarasem.

$$Q_{o1} = 64,67 \text{ kN/mb}$$

Składniki obciążenia:

Ściana z cegły pełnej gr. 25 cm; $h=2,80\text{m}$

$$Q_k = 18,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} = 12,60 \text{ kN/mb.} \quad Q_{o1} = 13,86 \text{ kN/mb}, \quad \gamma_{f1} = 1,10,$$

Tynk cementowo-wapienny gr. 1,5cm; $h=1,89\text{m}$

$$Q_k = 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \cdot 0,015 \text{ m} \cdot 1,89 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,54 \text{ kN/mb.} \quad Q_{o1} = 0,70 \text{ kN}, \quad \gamma_{f1} = 1,30,$$

Reakcja z belki stropowej

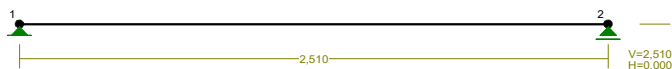
$$Q_{o1} = 47,11 \text{ kN/mb}$$

2 PŁYTA STROPOWA - TARAS

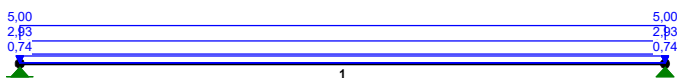
2.1 Płyta żelbetowa swobodnie podparta na belkach.

2.1.1 OBLICZENIA STATYCZNE.

WZGLĘDY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA:

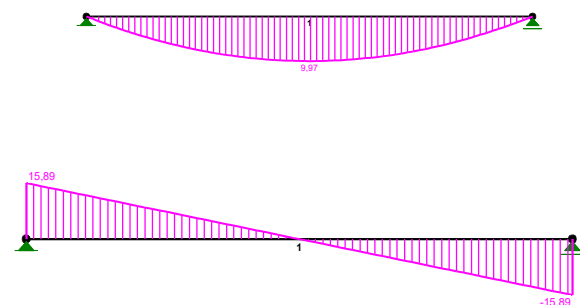
([kN] , [kNm] , [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kat:	P1 (Tq):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	$\gamma_f = 1,10/1,00$	
Grupa:	A "Stałe - stropodach"			Stałe	$\gamma_f = 1,12/0,90$	
1	Liniowe	0,0	2,93	2,93	0,00	2,51
1.2.1. Ciężar stropodachu projektowanego $p=2,93*1,000$						
Grupa:	B "Stałe - w-wa spadkowa"			Stałe	$\gamma_f = 1,30/0,90$	
1	Liniowe	0,0	0,74	0,74	0,00	2,51
1.2.3. Gładź cementowa gr. 3,5c $p=0,74*1,000$						
Grupa:	S "Śnieg"			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Liniowe	0,0	1,28	1,28	0,00	2,51
1.3.2. Śnieg - dachy o różnych wysokościach $p=1,28*1,000$						
Grupa:	U "Użytkowe-taras"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	5,00	5,00	0,00	2,51
1.1.1. Balkon $p=5,00*1,000$						

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

MOMENTY:

TNACE:



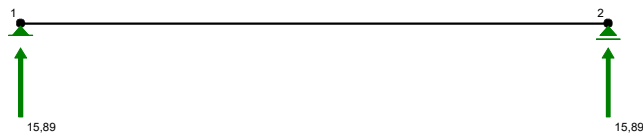
SIŁY PRZEKROJOWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: ABSU

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,00	15,89	0,00
	0,50	1,255	9,97*	0,00	0,00
	1,00	2,510	0,00	-15,89	0,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: ABSU

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,00	15,89	15,89	
2	0,00	15,89	15,89	

REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

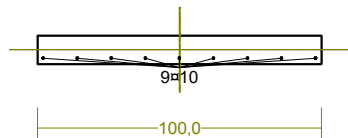
Obciążenia char.: ABSU

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,00	12,49	12,49	
2	0,00	12,49	12,49	

2.1.2 WYMIAROWANIE PRZEKROJU.

Wyniki wymiarowania elementu żelbetowego wg PN-EN-1992

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]: $h=10,0$, $b=100,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C20/25

STAŁ: $f_{yk}=500$

$$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+435/200000)=0,617,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=7,07 \text{ cm}^2, \rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c=100 \times 7,07/1000=0,71 \%,$$

$$J_{sy}=64 \text{ cm}^4, J_{sz}=6786 \text{ cm}^4,$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **ABSU**

Momenty zginające: $M_y = -9,97 \text{ kNm}$, $M_z = 0,00 \text{ kNm}$,

Siły poprzeczne: $V_z = 0,00 \text{ kN}$, $V_y = 0,00 \text{ kN}$,

Siła osiowa: $N = 0,00 \text{ kN} = N_{Ed}$.

Zbrojenie wymagane:

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed}=0,00 \text{ kN}, M_{Ed}=(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)^{0,5}=(-9,95^2+0,00^2)^{0,5}=9,95 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=14,3 \text{ MPa}, f_{yd}=435 \text{ MPa}=f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane ($s_1=10,00 \%$): $A_{s1}=3,06 \text{ cm}^2$ ($410 = 3,14 \text{ cm}^2$),

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=3,06 \text{ cm}^2, =100A_s/A_c=1003,06/1000=0,31 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=10,0, d=8,0, x=1,4 (=0,171), a_1=2,0, a_c=0,5, z_c=7,5, A_{cc}=137 \text{ cm}^2, z_c=-2,07 \%, s_1=10,00 \%,$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-132,93, F_{s1}=132,93, M_c=5,96, M_{s1}=3,99,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}=-132,93+(132,93)=0,00 \text{ kN} (N_{Ed}=0,00 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}=5,96+(3,99)=9,95 \text{ kNm} (M_{Ed}=9,95 \text{ kNm})$$

Nośność przekroju prostokątnego:

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed}=0,00 \text{ kN}, M_{Ed}=(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)^{0,5}=(-9,95^2+0,00^2)^{0,5}=9,95 \text{ kNm} \quad f_{cd}=14,3 \text{ MPa}, f_{yd}=435 \text{ MPa}=f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane: $A_{s1}=7,07 \text{ cm}^2$,

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=7,07 \text{ cm}^2, =100A_s/A_c=1007,07/1000=0,71 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=10,0, d=8,0, x=3,3 (=0,407), a_1=2,0, a_c=1,1, z_c=6,9, A_{cc}=326 \text{ cm}^2, z_c=-0,70 \%, s_1=1,02 \%,$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-144,62, F_{s1}=144,62, M_c=5,61, M_{s1}=4,34,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd} = 21,19 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_c + M_{sl} = 5,61 + (4,34) = 9,95 \text{ kNm}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

Sprawdzenie siły przenoszanej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 1,177 \text{ m}$:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Ed}| (\cot \alpha - \cot \alpha) = 0,5 \times 0,99 \times (1,000 - 0,000) = 0,99 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 144,43 + 0,99 = 145,42 \text{ kN}; \quad F_{td} \quad F_{td,max} = 145,01 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 145,01 \text{ kN}$

$$F_{td} = 145,01 < 307,33 = 7,07 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Zarysowanie

Położenie przekroju:

$$x = 1,255 \text{ m}$$

Siły przekrojowe od obc. quasi-stałych:

$$M_{Ed} = 7,84 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 100,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 10,0 - 2,0 = 8,0 \text{ cm}$$

$$A_c = 1141 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 1890 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi:

$$\sigma_c = N_{Ed} / b h = 0,00 / (100,0 \times 10,0) \times 10 = 0,000 \text{ Mpa}$$

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 h / h^* f_{ct,eff}} \right) = 0,4 \times [1 - 0,000 / (0,800 \times 10,0 / 10,0 \times 2,20)] = 0,400; \quad k_c \geq 1,0$$

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s = 0,400 \times 1,0 \times 2,20 \times 500 / 500 = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,07 > 0,88 = A_{s,min}$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 1890 \times 10^{-3} = 4,16 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 7,84 > 4,16 = M_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,500$.

$$p_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 7,07 / 215 = 0,03287$$

Dla rozstawu prętów zbrojenia wynoszącego 120 mm, który jest większy niż $5(c/2)$

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) = 1,3 \times (100 - 35,5) = 83,88 \text{ mm}$$

$$s_m - c_m = [s - k_1 f_{ct,eff} / p_{eff} (1 + e_{p,eff})] / E_s =$$

$$= [162,6 - 0,400 \times 2,20 / 0,03287 \times (1 + 200000 / 30000 \times 0,03287)] / 200000 = 0,00065$$

$$s_m - c_m = 0,6 \text{ s} / E_s = 0,6 \times 162,6 / 200000 = 0,00049$$

Przejęto $s_m - c_m = 0,00065$.

$$w_k = s_{r,max} (s_m - c_m) = 83,88 \times 0,00065 = 0,05 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,05 < 0,3 = w_{lim}$$

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla obciążeń quasi-stałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $(t_0) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{30000}{1 + 2,000} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 1890 \times 10^{-3} = 4,16 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{Ed} = 7,84 \text{ kN}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność elementu z uwzględnieniem pełzania betonu:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M = 7,84 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju:

$$x_I = 5,4 \text{ cm} \quad I_I = 9448 \text{ cm}^4$$

$$x_{II} = 3,5 \text{ cm} \quad I_{II} = 4291 \text{ cm}^4$$

Sztywność elementu niezarysowanego: $B_I = E_{c,eff} I_I = 10000 \times 9448 \times 10^{-5} = 945 \text{ kNm}^2$

Sztywność elementu w pełni zarysowanego: $B_{II} = E_{c,eff} I_{II} = 10000 \times 4291 \times 10^{-5} = 429 \text{ kNm}^2$

Sztywność elementu: $= 1 - (s_r / s)^2 = 1 - (M_{cr} / M)^2 = 1 - 0,50 \times (4,16 / 7,84)^2 = 0,859$

$$1/B = 1/B_{II} + (1 - 1/B_I)$$

$$B = \frac{B_{II}}{\zeta + (1 - \zeta) B_{II} / B_I} = \frac{429}{0,859 + (1 - 0,859) \times 429 / 945} = 465 \text{ kNm}^2$$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 1,255$ m, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta (1/) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, **liczone od cięciwy osi ugiętej**, wynosi:

$$a = a_d = 10,5 \text{ mm}$$

$$a = 10,5 < 12,5 = a_{\text{lim}}$$

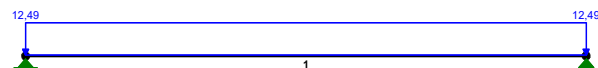
2.2 Belki stropowe.

2.2.1 OBLICZENIA STATYCZNE.

WZĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt: Rodzaj: Kat: P1 (Tq): P2 (Td): a[m]: b[m]:

Grupa: CW "Ciężar własny" Stałe $\gamma_f = 1,10$

Grupa: A "Strop żelbetowy" Zmienne $\gamma_f = 1,27$

1 Liniowe 0,0 12,49 12,49 0,00 2,94

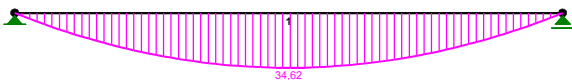
1.2 Reakcja $R_{ch}=12,49$ kN/mb wsp. 1,272 $R_o=15,89$ kN/m

1 Liniowe 0,0 12,49 12,49 0,00 2,94

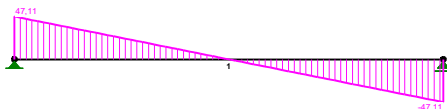
1.2 Reakcja $R_{ch}=12,49$ kN/mb wsp. 1,272 $R_o=15,89$ kN/m

W Y N I K I wg PN 82/B-02000

MOMENTY:



TNĄCE:



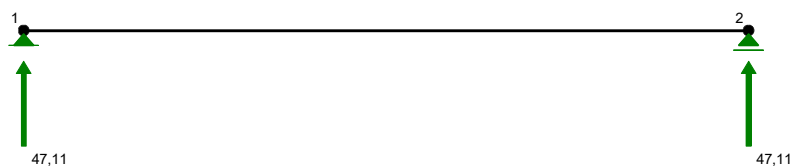
SIŁY PRZEKROJOWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,00	47,11	0,00
	0,50	1,470	34,62*	0,00	0,00
	1,00	2,940	0,00	-47,11	0,00

REAKCJE PODPOROWE:



REAKCJE PODPOROWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW A

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	0,00	47,11	47,11	
2	0,00	47,11	47,11	

2.2.2 WYMIAROWANIE PRZEKROJU.**Pręt nr 1**
Wzrosty i spadki wzdłuż osi X: 0,00 (0,00/0,00) x 1,00 (0,00/0,00) m

Przekrój: 1 - HEA140

Wymiary przekroju: h=133,0 g=5,5 s=140,0 t=8,5 r=12,0

Materiał: S 235 Granica plastyczności $f_y=235$ MPa oraz wytrzymałość na rozciąganie $f_u = 360$ dla g=5,5.**Obciążenia prostopadłe:**

Obciążenia działające prostopadle do płaszczyzny układu:

- obciążenie rozłożone $q = 0$ kN/m,
- momenty przywęzłowe $M_a = 0$, $M_b = 0$ kNm,
- moment skręcający $T = 0$ kNm.

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla tych obciążeń wynosi $\gamma = 1$.**Nośność przekroju na zginanie**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{34,62}{40,74} = 0,850 < 1 \quad (6.31)$$

Zlinearyzowany warunek nośności:

Stan graniczny użytkowalności:

Ugięcia względem osi Z liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{max} = 11,3 < 11,8 = a_{gr}$$

Największe ugięcie wypadkowe wynosi:

$$a = 11,313 \text{ mm}; \quad L / a = 2940,0 / 11,313 = 259,9$$

3 FUNDAMENTY

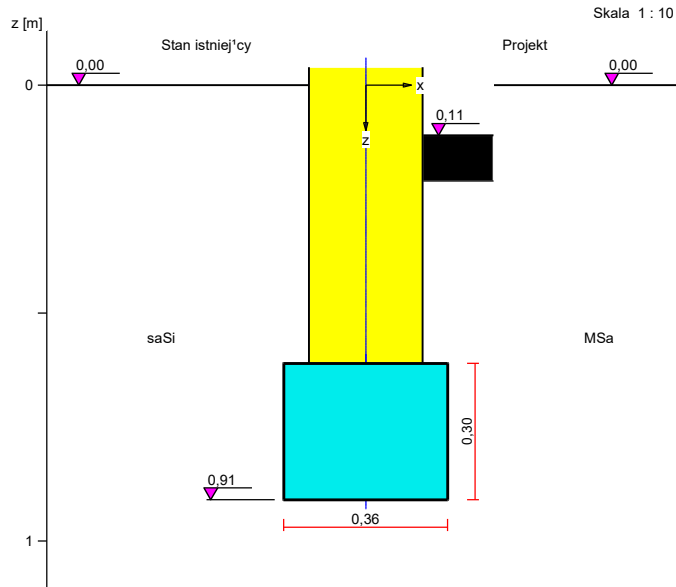
1.1 Zebranie obciążeń na ławę.

Składowe ciężarów poszczególnych pozycji rozpisano w punkcie 1.

3.1 Ława fundamentowa – ceglana.

Założenia do obliczeń:

- ława fundamentowa szerokości 36 cm,
- poziom posadowienia 91 cm poniżej poziomu gruntu i 80 cm poniżej poziomu posadzki wewnątrz oraz poziomu przed bramą,
- zaprojektowano wymianę gruntu o miąższości 50 cm poniżej poziomu posadowienia, aby spełnić warunek nośności. Rezygnacja z wymianu gruntu spowoduje konieczność poszerzenia ławy fundamentowej do 80 cm.



1. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 0,91$ m Kształt przekroju fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B = 0,36$ m, $L = 1,00$ m, Wysokość: $H = 0,30$ m, mimośród: $E = 0,00$ m.

2. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,91$ m.

Parametry importu obciążenia:

Oznaczenie podpory: .

Lista kombinacji obciążeń fundamentu:

Lp.	Rodzaj	N	Hx	My
	obciążenia	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
1	podst.- trwała	64,7	0,0	0,00
		64,7	0,0	0,00

3. Stan graniczny I

3.1. Zestawienie wyników analizy nośności, przesunięcia i mimośrodu

Nr komb.	Rodzaj komb.	Poziom	Wsp. nośności	Wsp. przesun.	Wsp. mimośr.
1	podstawowa	0,91	0,266	0,000	0,004
*	podstawowa	1,40	0,748		

Uwaga: Do warunku na przesuw fundamentu przyjęto $\phi'_{cv} = \phi'$, ponieważ parametr ϕ'_{cv} nie jest określony.

3.2. Analiza stanu granicznego I dla kombinacji obciążenia nr 1

Litera kombinacji obciążeń:

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 0,36$ m, $L = 1,00$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 0,91$ m.

Rodzaj kombinacji obciążenia: podstawowa.

Sytuacja obliczeniowa: trwała.

Zestawienie obciążeń:

Pozycja	Obc. char.	Ex	γ	Obc. obl. G	Mom. obl. M_G
	[kN/m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kNm/m]
Fundament	2,70	0,00	1,35(1,0)	3,65	0,00
Grunt - pole 1	0,60	-0,15	1,35(1,0)	0,82	-0,12
Grunt - pole 2	0,40	0,15	1,35(1,0)	0,53	0,08
C.wł. posadzki 2	0,12	0,15	1,35(1,0)	0,16	0,02

Wartości obliczeniowe | charakterystyczne obciążenia zewnętrzne na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 64,7 \mid 64,7 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,0 \mid 0,0 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,00 \text{ m}$,

moment: $M_y = 0,0 \mid 0,0 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie połozenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe: $V_d = (N + G) \cdot L = (64,7 + 5,2 \mid 3,8) \cdot 1,00 = 69,8 \mid 68,5 \text{ kN}$.

Moment względem środka podstawy:

$M_d = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-64,7 \cdot 0,00 + 0,0 \mid 0,0) \cdot 1,00 = 0,0 \mid 0,0 \text{ kNm}$.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_d = |M_d/V_d| = 0,0/69,8 = 0,00 \text{ m}$. $e_d = 0,00 \text{ m} < 0,06 \text{ m}$.

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

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

Obciążenia charakterystyczne: $V_k = 68,5 \text{ kN}$, $M_k = 0,0 \text{ kNm}$.

$e_k = |M_k/V_k| = 0,0/68,5 = 0,00 \text{ m}$,

$B = B - 2 \cdot e_k = 0,36 - 2 \cdot 0,00 = 0,36 \text{ m}$, $L = L = 1,00 \text{ m}$.

Efektywne naprężenie w poz. posadowienia fund.: $q = 14,80 \text{ kPa}$.

Efektywny ciężar obj. gruntu poniżej posadowienia fund.: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$.

Współczynniki nośności podłoża:

efektywny kąt tarcia wewnętrznego: $\varphi_d = \varphi/\gamma_\varphi = 37,48^\circ$,

efektywna spójność: $c_d = c/\gamma_c = 0,00 \text{ kPa}$,

$N_c = 58,29$, $N_q = 45,70$, $N_\gamma = 68,55$,

wykładnik: $m = 0,00$, $i_c = 1,00$, $i_q = 1,00$, $i_\gamma = 1,00$,

współczynniki kształtu: $s_c = 1,22$, $s_q = 1,22$, $s_\gamma = 0,89$, $b_c = 1,00$, $b_q = 1,00$, $b_\gamma = 1,00$.

Odpór graniczny podłoża:

$R_k = BL(c_d \cdot b_c \cdot s_c \cdot N_c \cdot i_c + q \cdot b_q \cdot s_q \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma) = 367,6 \text{ kN}$.

Nośność podłoża: $R_d = R_k/\gamma_{R,v} = 367,6/1,40 = 262,6 \text{ kPa}$.

Sprawdzenie warunku obliczeniowego: $V_d = 69,8 \text{ kN} < R_d = 262,6 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.**Sprawdzenie warunku granicznej nośności dla fundamentu zastępczego**

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B = 0,69 \text{ m}$, $L = 1,33 \text{ m}$.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,40 \text{ m}$.

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 8,2 \text{ kN/m}$.

Wartość obliczeniowa obciążenia pionowego fundamentu zastępczego

(L_0 – długość fundamentu rzeczywistego): $V_d = (N + G) \cdot L_0 + G_z \cdot L = (64,7 + 5,2) \cdot 1,00 + 8,2 \cdot 1,33 = 78,0 \text{ kN}$.

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

Obciążenie charakterystyczne: $V_k = 74,5 \text{ kN}$, $M_k = 0,0 \text{ kNm}$.

$e_k = |M_k/V_k| = 0,00 \text{ m}$. $B = B - 2 \cdot e_k = 0,69 - 2 \cdot 0,00 = 0,69 \text{ m}$, $L = L = 1,33 \text{ m}$.

Efektywne naprężenie w poz. posadowienia fund.: $q = 23,62 \text{ kPa}$.

Efektywny ciężar obj. gruntu poniżej posadowienia fund.: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

Współczynniki nośności podłoża:

efektywny kąt tarcia wewnętrznego: $\varphi_d = \varphi/\gamma_\varphi = 12,00^\circ$,

efektywna spójność: $c_d = c/\gamma_c = 7,20 \text{ kPa}$,

$N_c = 9,28$, $N_q = 2,97$, $N_\gamma = 0,84$,

wykładnik $m = 0,00$, $i_c = 1,00$, $i_q = 1,00$, $i_\gamma = 1,00$,

współczynniki kształtu: $s_c = 1,16$, $s_q = 1,11$, $s_\gamma = 0,84$, $b_c = 1,00$, $b_q = 1,00$, $b_\gamma = 1,00$.

Odpór graniczny podłoża: $R_k = BL(c_d \cdot b_c \cdot s_c \cdot N_c \cdot i_c + q \cdot b_q \cdot s_q \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma) = 146,0 \text{ kN}$.

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$V_d = 78,0 \text{ kN} < R_k/\gamma_{R,v} = 146,0/1,40 = 104,3 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.