

WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH

DO PROJEKTU BUDOWLANEGO PRZEBUDOWA I REMONT BUDYNKU GMINNEGO – MIESZKALNEGO, ZMIANA SPOSOBU UŻYTKOWANIA NA BUDYNEK UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ NA POTRZEBY SPOŁECZNO-KULTURALNE.

o PRZYJĘTE NORMY :

PN-80/B – 02010/Az1 Obc. w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem
PN-77/B – 02011/Az1 Obc. w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem
PN-82/B – 02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości
PN-82/B – 02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe
PN-82/B – 02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne
PN-81/B – 03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli
PN-B – 03264 :2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-B – 03002 :2007 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie
PN-B – 03150 :2000 Konstrukcje z drewna i mat. drewnopochodnych. Obliczenia statyczne i projektowanie

- o w 2 strefie śniegowej wg. PN-80/B – 02010/Az1
- o w I strefie wiatrowej wg. PN-77/B – 02011/Az1

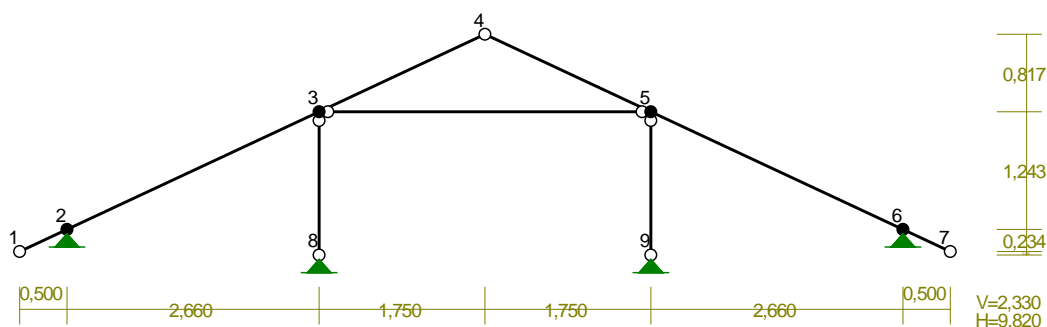
POZ.1 WIEŻBA DACHOWA

• OBCIĄŻNIA - KONSTRUKCJA DACHU

- Konstrukcja drewniana z pokryciem przyjęto..... = $0,35 \times 1,2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
- Folia paroprzepuszczalna..... = $0,05 \times 1,3 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- Wełna mineralna $0,20 \times 1,75$ = $0,35 \times 1,3 = 0,46 \text{ kN/m}^2$
- Paraizolacja..... = $0,05 \times 1,3 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- płyta GK na stelażu = $0,15 \times 1,3 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- $1,00 \times 1,22 = 1,22 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie śniegiem $0,80 \times 0,90$ = $0,72 \times 1,5 = 1,08 \text{ kN/m}^2$
- $1,10 \times 0,90$ = $0,99 \times 1,5 = 1,49 \text{ kN/m}^2$
- Parcie wiatru $0,20 \times 0,30 \times 1,8$ = $0,11 \times 1,5 = 0,17 \text{ kN/m}^2$
- Ssanie wiatru $-0,40 \times 0,30 \times 1,8$ = $0,22 \times 1,5 = -0,33 \text{ kN/m}^2$

Pochylenie dachu $\alpha = 25^\circ$ $\cos \alpha = 0,906$

WEZŁY:



WEZŁY:

Nr:	X [m]:	Y [m]:	Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	0,000	0,036	6	9,320	0,270

2	0,500	0,270	7	9,820	0,036
3	3,160	1,513	8	3,160	0,000
4	4,910	2,330	9	6,660	0,000
5	6,660	1,513			

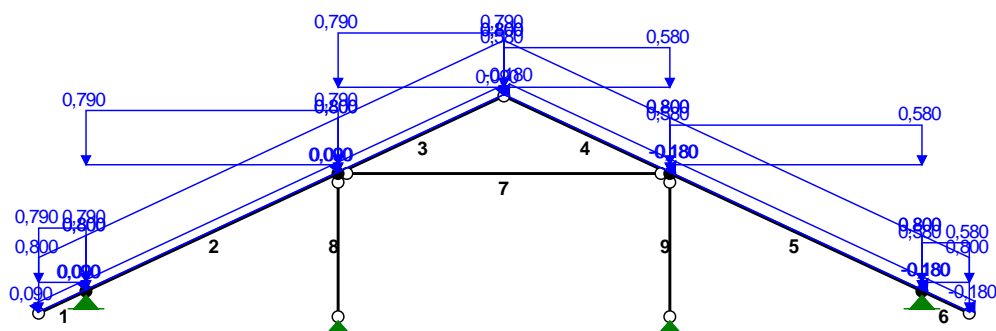
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _g [cm ³]	W _d [cm ³]	h[cm]	Materiał:
1	128,0	2731	683	341	341	16,0	71 Drewno C24
2	196,0	3201	3201	457	457	14,0	71 Drewno C24
3	84,0	1372	252	196	196	14,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: A ""			Stałe		γ _f = 1,22	
1	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	0,55
2	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	2,94
3	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	1,93
4	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	1,93
5	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	2,94
6	Liniowe	0,0	0,800	0,800	0,00	0,55
Grupa: S ""			Zmienne		γ _f = 1,50	
1	Liniowe-Y	0,0	0,790	0,790	0,00	0,55
2	Liniowe-Y	0,0	0,790	0,790	0,00	2,94
3	Liniowe-Y	0,0	0,790	0,790	0,00	1,93
4	Liniowe-Y	0,0	0,580	0,580	0,00	1,93
5	Liniowe-Y	0,0	0,580	0,580	0,00	2,94
6	Liniowe-Y	0,0	0,580	0,580	0,00	0,55

Grupa:	W	"			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$
1	Liniowe	25,0	0,090	0,090	0,00	0,55
2	Liniowe	25,0	0,090	0,090	0,00	2,94
3	Liniowe	25,0	0,090	0,090	0,00	1,93
4	Liniowe	-25,0	-0,180	-0,180	0,00	1,93
5	Liniowe	-25,0	-0,180	-0,180	0,00	2,94
6	Liniowe	-25,0	-0,180	-0,180	0,00	0,55

=====

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń

=====

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A -"	Stałe		1,22
S -"	Zmienne	1	1,00
W -"	Zmienne	1	1,00

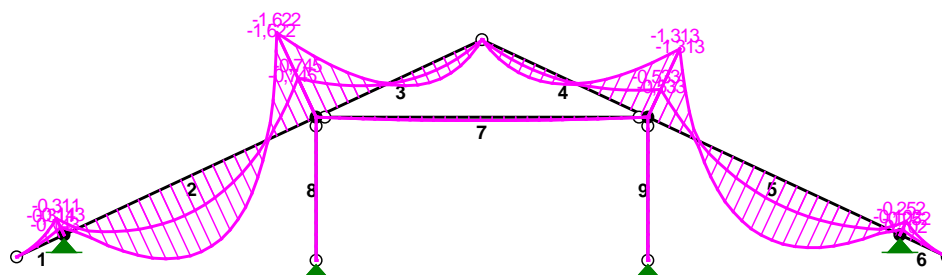
RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
Ciężar wł.	ZAWSZE
A -"	EWENTUALNIE
S -"	EWENTUALNIE
W -"	EWENTUALNIE

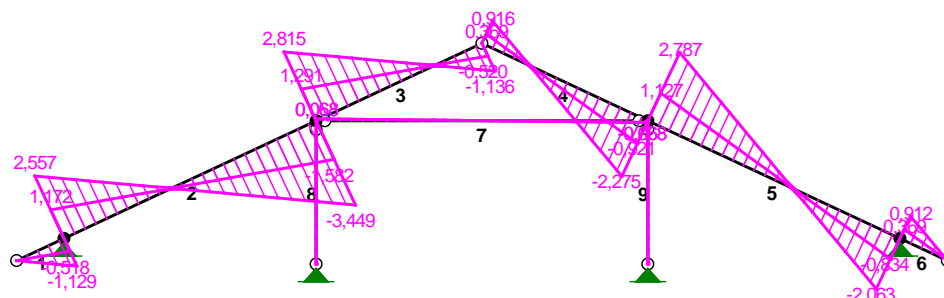
KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : A EWENTUALNIE: S
2	ZAWSZE : A EWENTUALNIE: S+W

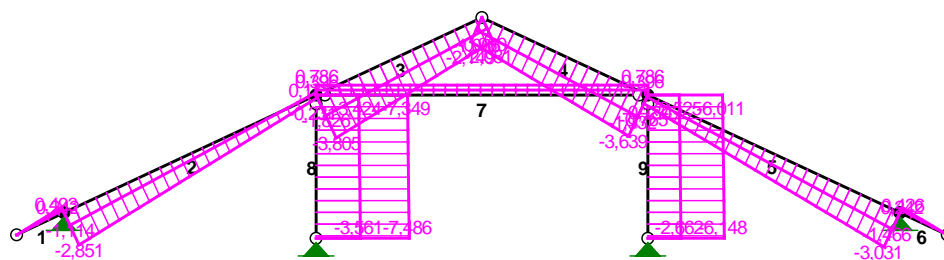
MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



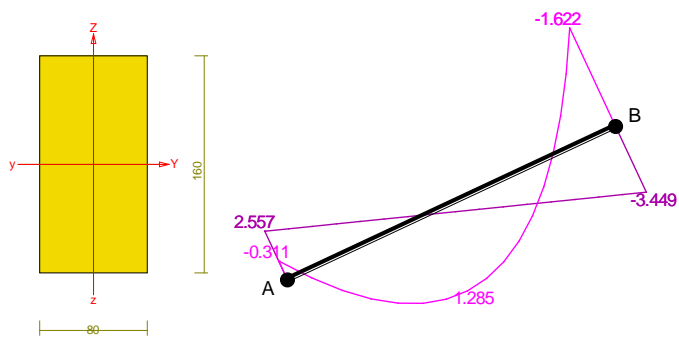
SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,000	0,000*	-0,000	-0,000	AS
	0,552	-0,311*	-1,129	0,493	ASW
	0,552	-0,311	-1,129*	0,493	ASW
	0,552	-0,311	-1,129	0,493*	ASW
	0,000	0,000	-0,000	-0,000*	A
2	1,284	1,285*	-0,071	-1,352	ASW
	2,936	-1,622*	-3,449	0,122	ASW
	2,936	-1,622	-3,449*	0,122	ASW
	2,936	-0,850	-1,809	0,172*	AW
	0,000	-0,291	2,387	-2,851*	AS
3	1,328	0,313*	0,099	-2,486	ASW
	0,000	-1,622*	2,815	-3,671	ASW
	0,000	-1,622	2,815*	-3,671	ASW
	1,932	-0,000	-0,596	-0,980*	AW
	0,000	-1,516	2,630	-3,805*	AS
4	0,604	0,252*	-0,082	-2,614	AS
	1,932	-1,313*	-2,275	-3,639	AS
	1,932	-1,313	-2,275*	-3,639	AS
	0,000	0,000	0,369	-1,086*	AW

	1,932	-1,313	-2,275	-3,639*	AS
5	1,651	1,036*	0,058	-1,709	AS
	0,000	-1,313*	2,787	-0,434	AS
	0,000	-1,313	2,787*	-0,434	AS
	0,000	-0,745	1,582	-0,180*	A
	2,936	-0,210	-1,725	-3,031*	ASW
6	0,552	0,000*	0,000	0,000	ASW
	0,000	-0,252*	0,912	0,426	AS
	0,000	-0,252	0,912*	0,426	AS
	0,000	-0,252	0,912	0,426*	AS
	0,552	0,000	0,000	0,000*	A
7	1,750	0,059*	-0,000	0,786	ASW
	0,000	0,000*	0,068	0,786	ASW
	0,000	0,000	0,068*	0,786	ASW
	0,000	0,000	0,068	0,786*	ASW
	1,750	0,059	-0,000	0,786*	ASW
	0,000	0,000	0,068	0,396*	A
	1,750	0,059	-0,000	0,396*	A
8	0,000	0,000*	0,000	-7,349	ASW
	1,513	0,000*	0,000	-7,486	ASW
	0,000	0,000*	0,000	-7,349	ASW
	1,513	0,000*	0,000	-7,486	ASW
	0,000	0,000	0,000*	-7,349	ASW
	1,513	0,000	0,000*	-7,486	ASW
	0,000	0,000	0,000	-3,424*	A
	1,513	0,000	0,000	-7,486*	ASW
9	0,000	0,000*	0,000	-6,011	AS
	1,513	0,000*	0,000	-6,148	AS
	0,000	0,000*	0,000	-6,011	AS
	1,513	0,000*	0,000	-6,148	AS
	0,000	0,000	0,000*	-6,011	AS
	1,513	0,000	0,000*	-6,148	AS
	0,000	0,000	0,000	-2,525*	AW
	1,513	0,000	0,000	-6,148*	AS

Pręt nr 2



Przekrój: 1 „B 16.0x8.0”

Wymiary przekroju:

$h=160.0$ mm $b=80.0$ mm.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_y=2730.7$; $J_z=682.7$ cm⁴; $A=128.00$ cm²; $i_y=4.6$; $i_z=2.3$ cm; $W_y=341.3$; $W_z=170.7$ cm³.

Własności techniczne drewna:

$K_{mod} = 0.50$

$\gamma_M = 1.3$

Cechy drewna: Drewno C24.

$f_{m,k} = 24.00$

$f_{m,d} = 9.23$ MPa

$$\begin{aligned}
f_{t,0,k} &= 14.00 & f_{t,0,d} &= 5.38 \text{ MPa} \\
f_{t,90,k} &= 0.50 & f_{t,90,d} &= 0.19 \text{ MPa} \\
f_{c,0,k} &= 21.00 & f_{c,0,d} &= 8.08 \text{ MPa} \\
f_{c,90,k} &= 2.50 & f_{c,90,d} &= 0.96 \text{ MPa} \\
f_{v,k} &= 2.50 & f_{v,d} &= 0.96 \text{ MPa} \\
E_{0,\text{mean}} &= 11000 \text{ MPa} & E_{90,\text{mean}} &= 370 \text{ MPa} & E_{0,05} &= 7400 \text{ MPa} \\
G_{\text{mean}} &= 690 \text{ MPa} & \rho_k &= 350 \text{ kg/m}^3
\end{aligned}$$

Oslabienia przekroju:

Na podporze B przyjęto podcięcie krawędzi dolnej rozpoczynające się w odległości $x = 0$ mm, na długości 200 mm. Wysokość przekroju nad podporą wynosi 120 mm.

Sprawdzenie nośności pręta nr 2

Sprawdzenie nośności przeprowadzono wg PN-B-03150:2000. W obliczeniach uwzględniono ekstremalne wartości wielkości statycznych przy uwzględnieniu niekorzystnych kombinacji obciążeń.

Nośność na zginanie:

Długość obliczeniowa dla *pręta swobodnie podpartego, obciążonego równomiernie lub momentami na końcach*, przy obciążeniu przyłożonym do powierzchni górnej, wynosi:

$$l_d = 1.00 \times 2936 + 160 + 160 = 3256 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{l_d h f_{m,d}}{\pi b^2 E_k}} \sqrt{\frac{E_{0,\text{mean}}}{G_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{3256 \times 160 \times 9.23}{3,142 \times 80^2 \times 7400}} \times \sqrt{\frac{4 \times 11000}{690}} = 0.359$$

Wartość współczynnika zwichrzenia:

$$\text{dla } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \quad k_{\text{crit}} = 1$$

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 1.622 / 341.33 \times 10^3 = 4.751 < 9.231 = 1.000 \times 9.23 = k_{\text{crit}} f_{m,d}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0.013}{5.38} + \frac{8.446}{9.23} + 0.7 \times \frac{0.000}{9.23} = 0.917 < 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0.013}{5.38} + 0.7 \times \frac{8.446}{9.23} + \frac{0.000}{9.23} = 0.643 < 1$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a = 2.94$ m; $x_b = 0.00$ m, przy obciążeniach „AS”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0.024^2}{8.08^2} + \frac{7.897}{9.23} + 0.7 \times \frac{0.000}{9.23} = 0.855 < 1$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcie graniczne

$$u_{\text{net,fin}} = l / 250 = 11.7 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń stałych (ciężar własny + „A”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1 + k_{\text{def}}) = -1.2 \times [1 + 19,2 \times (160.0/2936)^2] (1 + 2.00) = -3.8 \text{ mm}$$

Ugięcia od obciążeń zmiennych („SW”):

$$u_{z,\text{fin}} = u_{z,\text{inst}} [1 + 19,2 (h/L)^2] (1 + k_{\text{def}}) = -1.1 \times [1 + 19,2 \times (160.0/2936)^2] (1 + 2.00) = -3.6 \text{ mm}$$

Ugięcie całkowite:

$$u_{z,\text{fin}} = -3.8 + -3.6 = 7.4 < 11.7 = u_{\text{net,fin}}$$

POZ.2 STROPY

Płyty stropowe WPS... , uzupełniające wlewkę stropową i przyścienne przyjęto na podstawie opracowania „Zestaw przyładowych rwińzań elementów budynków remontowanych i modernizowanych” zeszyt 3 – Stropy . Opcowanie zostało wykonane przez Miejskie Biuro Projektów we Wrocławiu 1981r.

• **OBCIĄŻENIA STROPU**

- Warstwy posadzkowe przyjęto.....= $0,50 \times 1,3 = 0,65 \text{ kN/m}^2$
 - Jastrych cement. gr.5 cm $0,05 \times 21,00$ = $1,05 \times 1,3 = 1,37 \text{ kN/m}^2$
 - Styropian z izolacją z folii przyjęto = $0,05 \times 1,3 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
 - Beton gr.4cm $0,04 \times 24,00$= $0,96 \times 1,1 = 1,06 \text{ kN/m}^2$
 - Keramzyt gr.17cm $0,17 \times 8,00$= $1,36 \times 1,3 = 1,77 \text{ kN/m}^2$
 - Płyty WPS= $1,21 \times 1,1 = 1,33 \text{ kN/m}^2$
 - Tynk cem. - wap. $0,025 \times 19,00$= $0,48 \times 1,3 = 0,62 \text{ kN/m}^2$
- Razem g = $5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2$
- Obc. użytkowe..... p = $4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2$
- Ogółem g+p = $9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2$

- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b = 0,60 \text{ kN/m}$

• **OBCIĄŻENIA STROPU nad I piętrzem**

- Obc. j.w. g = $5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2$
 - Obc. konstr. dachu i warstwami wykończeniowymi wg poz1
1,00/0,906..... = $1,10 \times 1,22 = 1,34 \text{ kN/m}^2$
 - Obc. użytkowe przyjęto..... = $1,50 \times 1,4 = 2,10 \text{ kN/m}^2$
 - Obc. ściegiem wg. poz.1..... = $0,99 \times 1,5 = 1,49 \text{ kN/m}^2$
- Ogółem= $11,77 \text{ kN/m}^2$

Przyjęto obciążenie jak dla stropu nad parterem i piwnicami g+p = $9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2$

POZ.2.1 BELKA STROPU L=5,04m

OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned} g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\ p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\ g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b = 0,60 \text{ kN/m}$

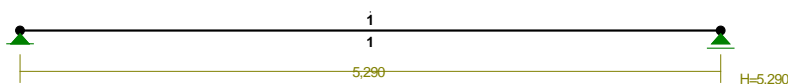
Rozstaw belek $b = 1,30 \text{ m}$

$L_o = 1,05 \times 5,04 = 5,29 \text{ m}$

$$q = 1,30 \times 6,84 + 0,60 = 9,49 \text{ kN/m}$$

$$p = 1,30 \times 5,20 = 6,76 \text{ kN/m}$$

PRZEKROJE PRĘTÓW:

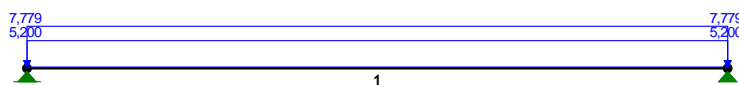


PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	5,290	0,000	5,290	1,000	1 I 240

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN] , [kNm] , [kN/m])

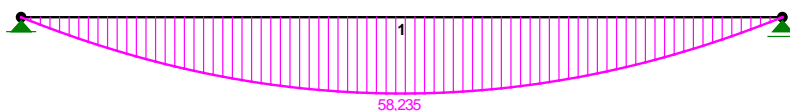
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "obc. stałe"			Stałe	$\gamma_f = 1,22$	
1	Liniowe	0,0	7,779	7,779	0,00	5,29
Grupa:	B "ob zmienne"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	5,200	5,200	0,00	5,29

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

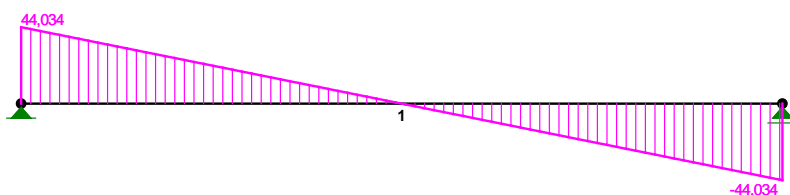
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "obc. stałe"	Stałe		1,22
B - "ob zmienne"	Zmienne	1	0,80
			1,30

MOMENTY:



TNĄCE:



SILY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	44,034	0,000
	0,50	2,645	58,235*	0,000	0,000
	1,00	5,290	0,000	-44,034	0,000

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA: T.I rzędu

Obciążenia char. dłg.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/350	5290,0	15,1	14,4	0,952

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54): T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	jL:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,500	1,000	-58,235	76,146	0,000	8,965	0,000	0,765

POZ.2.2 BELKA STROPU L=4,05m

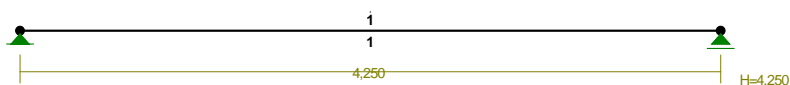
OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned} g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\ p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\ g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b=0,60 \text{ kN/m}$
 Rozstaw belek $b=1,30\text{m}$
 $Lo=1,05 \times 4,05= 4,25\text{m}$

$$\begin{aligned} q &= 1,30 \times 6,84 + 0,60 = 9,49 \text{ kN/m} \\ p &= 1,30 \times 5,20 = 6,76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

PRZEKROJE PRĘTÓW:

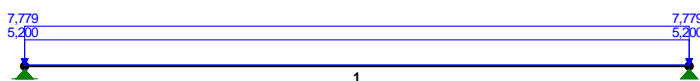


PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
 10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,250	0,000	4,250	1,000	1 I 200

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "obc. stałe"			Stałe	$\gamma_f=$	1,22
1	Liniowe	0,0	7,779	7,779	0,00	4,25
Grupa:	B "ob zmienne"			Zmienne	$\gamma_f=$	1,30
1	Liniowe	0,0	5,200	5,200	0,00	4,25

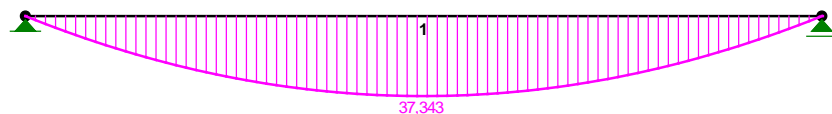
W Y N I K I

Teoria I-go rzędu

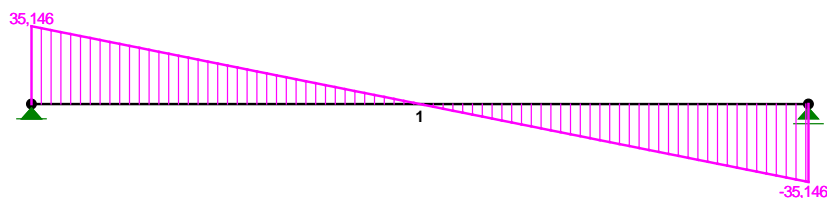
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A -"obc. stałe"	Stałe		1,22
B -"ob zmienne"	Zmienne	1	0,80
			1,30

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZESKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-0,000	35,146	0,000
	0,50	2,125	37,343*	0,000	0,000
	1,00	4,250	0,000	-35,146	0,000

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54): T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	L:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,500	1,000	-37,343	46,010	0,000	5,590	0,000	0,812

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA: T.I rzędu

Obciążenia char. dłg.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/350	4250,0	12,1	11,8	0,973

POZ.2.3 BELKA STROPU L=6,08m w poziomie parteru

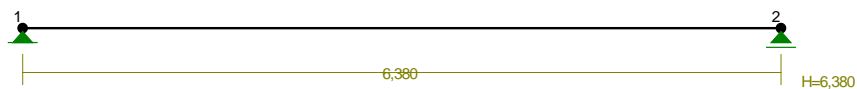
OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned}
 g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\
 p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\
 g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

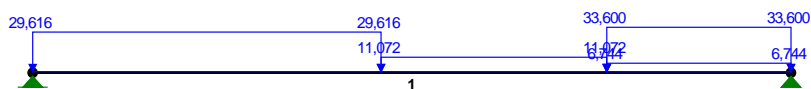
- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b=0,60 \text{ kN/m}$
 $L_o=1,05 \times 6,08= 6,38 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0,5 \times 1,30 \times 12,04 + 0,60 = 8,43 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= 0,5(0,90 + 1,30) \times 12,04 + 0,60 = 13,84 \text{ kN/m} \\
 q_3 &= 0,5(1,30 + 4,75) \times 12,04 + 0,60 = 37,02 \text{ kN/m} \\
 \text{obc. z poz.3.2 } q_4 &= 39,42 + 0,60 + 2,00 = 42,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

SCHEMAT:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,25$	
1	Liniowe	0,0	6,744	6,744	4,83	6,38
1	Liniowe	0,0	33,600	33,600	4,83	6,38
1	Liniowe	0,0	29,616	29,616	0,00	2,93
1	Liniowe	0,0	11,072	11,072	2,93	4,83

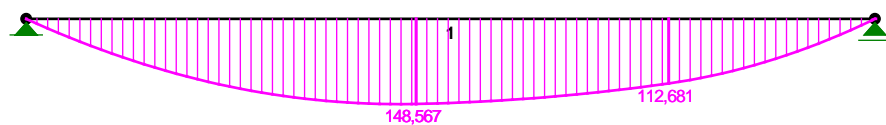
W Y N I K I

Teoria I-go rzędu

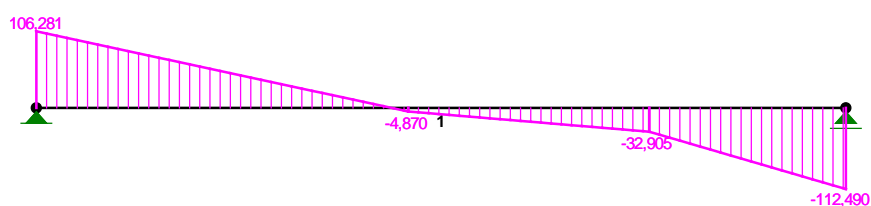
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne	1	0,87

MOMENTY:



SIŁY PRZESZKÓNY:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	106,281	0,000
	0,44	2,793	148,878*	0,340	0,000
	1,00	6,380	-0,000	-112,490	0,000

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54):

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	jL:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,459	0,991	-1E+02	192,358	0,000	66,967	0,000	0,779

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:

T.I rzędu

Obciążenia char.: Ciężar wł.+A

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/350	6380,0	18,2	22,4x0,8 =17,92	0,985

Zgodnie z PN-90-B-3200 pkt.3.3.2 ze względu na betonowanie belki zmniejszono obliczeniowe ugięcie o 20%.

POZ.2.4 BELKA STROPU L=6,08m w poziomie lp**OBCIĄŻENIA Z POZ.2**

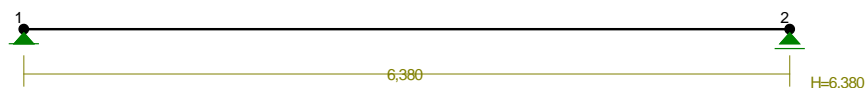
$$\begin{aligned}
 g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\
 p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\
 g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b = 0,60 \text{ kN/m}$
 $Lo = 1,05 \times 6,08 = 6,38 \text{ m}$

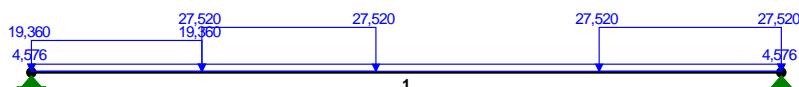
$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0,5 \times 0,85 \times 12,04 + 0,60 = 5,72 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= 0,5 \times 3,92 \times 12,04 + 0,60 = 24,20 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{obc. ze schodów przyjęto } q_3 = 33,80 + 0,60 = 34,40 \text{ kN/m}$$

WEZŁY:



OBCIĄŻENIA:

**OBCIĄŻENIA:** ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
-------	---------	------	----------	----------	--------	--------

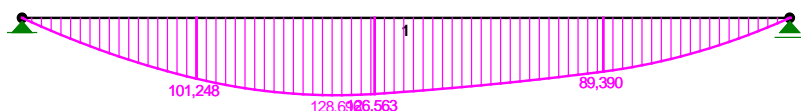
Grupa:	A "			Zmienne	$\gamma_f = 1,25$	
1	Liniowe	0,0	4,576	4,576	0,00	6,38
1	Liniowe	0,0	19,360	19,360	0,00	1,45
1	Liniowe	0,0	27,520	27,520	4,83	6,38
1	Liniowe	0,0	27,520	27,520	1,45	2,93

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

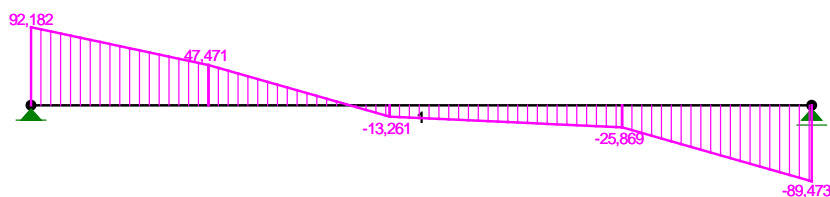
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne 1	1,00	1,25

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	0,000	92,182	0,000
	0,41	2,606	128,706*	0,024	0,000
	1,00	6,380	-0,000	-89,473	0,000

Przyjęto konsukcyjnie HEB 240 wg poz. 2.3

POZ.2.5 BELKA STROPU L=4,85m

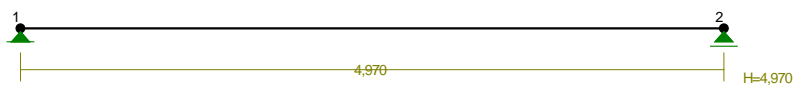
OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned}
 g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\
 p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\
 g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

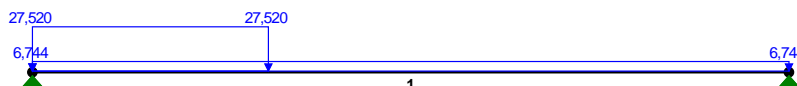
- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b = 0,60 \text{ kN/m}$
 $Lo = 1,025 \times 4,85 = 4,97 \text{ m}$

$q_1 = 0,5 \times 1,30 \times 12,04 + 0,60 = 8,43 \text{ kN/m}$
obc. ze schodów przyjęto $q_2 = 33,80 + 0,60 = 34,40 \text{ kN/m}$

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A "			Zmienne	$\gamma_f = 1,25$	
1	Linowe	0,0	6,744	6,744	0,00	4,97
1	Linowe	0,0	27,520	27,520	0,00	1,55

=====

W Y N I K I

Teoria I-go rzędu

=====

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne 1	1,00	1,25

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	0,000	68,229	0,000
	0,32	1,603	53,215*	-0,076	0,000
	1,00	4,970	0,000	-31,538	0,000

Przyjęto konsukcyjnie HEB 240 wg poz. 2.3

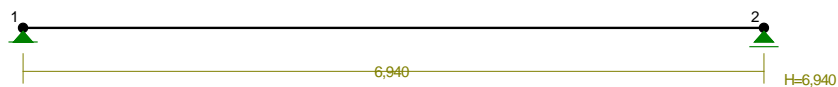
POZ.2.6 BELKA STROPU L=6,61m w poziomie poddasza
OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned} g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\ p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\ g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Obetonowanie belki stalowej przyjęto $q_b = 0,60 \text{ kN/m}$
 $Lo = 1,05 \times 6,61 = 6,94 \text{ m}$

$$\begin{aligned} P1 &= [0,5 \times (1,30 + 1,20) \times 12,04 + 0,60] \times 0,5 \times 4,97 = 38,90 \text{ kN} \\ P2 &= (0,5 \times 1,20 \times 12,04 + 0,60) \times 0,5 \times 4,97 = 19,44 \text{ kN} \\ \text{obc. z poz.2.5 } P3 &= 68,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

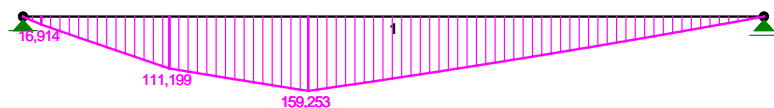
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A "			Zmienne	$\gamma_f = 1,25$	
1	Skupione	0,0	54,584		2,67	
1	Skupione	0,0	31,120		1,37	
1	Skupione	0,0	15,552		0,17	
1	Linowe	0,0	1,000	1,000	0,00	6,94

W Y N I K I Teoria I-go rzędu

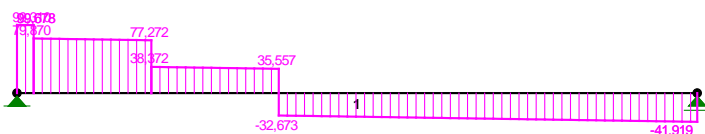
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne 1	1,00	1,25

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	99,678	0,000
	0,38	2,670	159,253*	35,557	0,000
	1,00	6,940	0,000	-41,919	0,000

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54): T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	jL:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,385	0,988	-1E+02	192,358	0,000	66,967	0,000	0,838

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA: T.I rzędu

Obciążenia char.: Ciężar wł.+A

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/350	6940,0	19,8	23,4	1,182

Ze względu na przekroczone ugięcie przyjęto HEB260

POŻ.2.7 PODCIAG STROPU L=5,70m

OBCIĄŻENIA Z POZ.2

$$\begin{aligned}
 g &= 5,61 \times 1,22 = 6,84 \text{ kN/m}^2 \\
 p &= 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2 \\
 g+p &= 9,61 \times 1,25 = 12,04 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Obetonowanie belki stalowej i nadeton przyjęto $q_b=5,00 \text{ kN/m}$

$L_0=6,05 \text{ m}$

$q_1=0,5 \times (4,38+4,29) \times 12,04+0,60=52,80 \text{ kN/m}$

$q_2=0,5 \times (5,26+4,29) \times 12,04+0,60=58,10 \text{ kN/m}$

do obliczeń przyjęto $q_1=55,00 \text{ kN/m}$

$q_2=60,00 \text{ kN/m}$

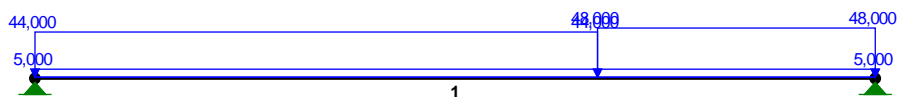
WĘZŁY:



WĘZŁY:

Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	0,000	0,000
2	6,050	0,000

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:

Grupa:	A "			Zmienne	$\gamma_f = 1,25$	
1	Liniowe	0,0	44,000	44,000	0,00	4,05
1	Liniowe	0,0	48,000	48,000	4,05	6,05

Grupa:	B "			Zmienne	$\gamma_f = 1,10$	
1	Liniowe	0,0	5,000	5,000	0,00	6,05

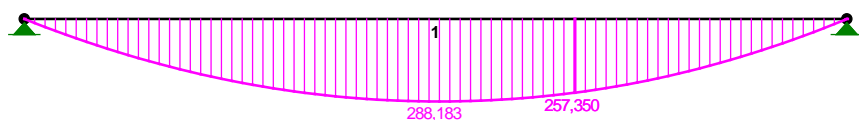
W Y N I K I Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

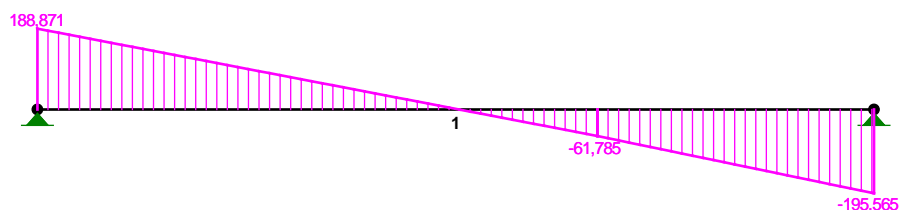
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :

Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne 1	1,00	1,25
B - "	Zmienne 1	1,00	1,10

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:

1	0,00	0,000	0,000	188,871	0,000
	0,50	3,037	288,183*	0,879	0,000
	1,00	6,050	0,000	-195,565	0,000

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54):

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt: x/L:	jL:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,502	1,000	-2E+02 394,881	0,000	126,280	0,000	0,730
STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA: T.I rzędu							
Obciążenia char.: Ciężar wł.+AB							
Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:	
1	Ugięcie Y	L/350	6050,0	17,3	14,1	0,818	

POZ.2.8 NADPŹE NAD OTWOREM W POZIOMIE PIWNIC L=1,86m

OBCIĄŻENIA:

- Obciążenie ze stropów $3 \times 0,5 \times (4,96 + 6,08) \times 12,64 = 209,32 \text{ kN/m}$
 - Ściana z cegły ceramicznej pełnej $(6,47 + 0,34) \times 0,40 \times 18,00 \times 1,1 = 53,95 \text{ kN/m}$
 - Tynk cem. - wap. $0,06 \times (6,47 + 0,34) \times 19,00 \times 1,3 = 10,08 \text{ kN/m}$
- Razem $q = 273,35 \text{ kN/m}$

- Obetonowanie belki stalowej i nadeton przyjęto $q_b = 2,00 \text{ kN/m}$
 $Lo = 1,05 \times 1,86 = 1,95 \text{ m}$ przyjęto $Lo = 2,00 \text{ m}$

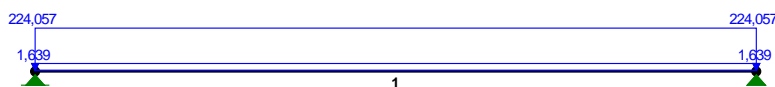
WEZŁY:



WEZŁY:

Nr:	X [m]:	Y [m]:
1	0,000	0,000
2	2,000	0,000

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	B	"	Zmienne		$\gamma_f = 1,22$	
1	Linowe	0,0	224,057	224,057	0,00	2,00
1	Linowe	0,0	1,639	1,639	0,00	2,00

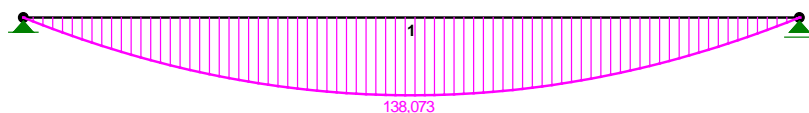
W Y N I K I Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

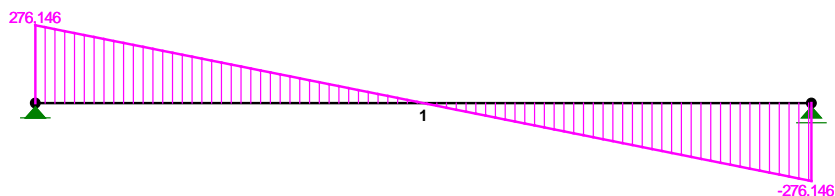
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
--------	------------	------------	--------------

Ciężar wł.
B - " " Zmienne 1 1,00 1,10
1,22

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+B

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	276,146	0,000
	0,50	1,000	138,073*	0,000	0,000
	1,00	2,000	0,000	-276,146	0,000

NOŚNOŚĆ NA ZGINANIE (54):

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+B

Pręt:	x/L:	jL:	Mx:	Mrx:	My:	Mry:	N/Nr:	SW:
1	0,500	1,000	0,000	135,366	138,073	152,292	0,000	0,907

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:

T.I rzędu

Obciążenia char.: Ciężar wł.+B

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie X	L/500	2000,0	4,0	2,7	0,677

POZ.3 SCHODY

POZ.3.1 BIEG KLATKI SCHODOWEJ B6

• OBCIĄŻENIA

„q1”

- Warstwy posadzkowe przyjęto.....= 1,00x1,3 = 1,30kN/m²
- Płyta żelbet. gr.17cm 0,17x25,00.....= 4,25x1,1 = 4,68kN/m²
- Tynk cem. - wap. 0,015x19,00.....= 0,29x1,3 = 0,38kN/m²
- Razem g = 5,54x1,15 = 6,36kN/m²
- Obc. użytkowe..... p = 4,00x1,3 = 5,20kN/m²
- Ogółem g+p = 9,54x1,21 = 11,56 kN/m²

$$\operatorname{tg} \alpha = 16,35/30 = 0,545 \quad \cos \alpha = 0,878$$

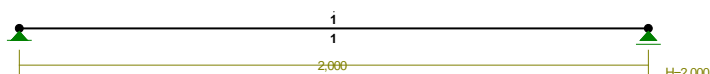
„q2”

- Warstwy posadzkowe przyjęto.....= 1,00x1,3 = 1,30kN/m²

- Stopnie betonowe 0,5x0,1735x24,00.....= 2,08x1,1 = 2,29kN/m²
 - Płyta żelbet. gr.17cm 0,17x25,00/0,878.....= 4,84x1,1 = 5,32kN/m²
 - Tynk cem. - wap. 0,015x19,00/0,878.....= 0,33x1,3 = 0,43kN/m²
- Razem g = 8,25x1,3 = 9,34kN/m²
- Obc. użytkowe..... p = 4,00x1,3 = 5,20kN/m²
- Ogółem g+p = 12,25x1,19 = 14,54 kN/m²

$$L_0 = 1,05 \times 1,90 = 2,00\text{m}$$

PRZEKROJE PRĘTÓW:

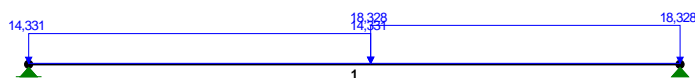


PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	2,000	0,000	2,000	1,000	1 B 17,0x150,0

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

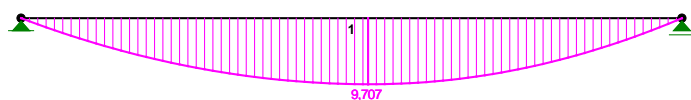
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "			Zmienne	γf= 1,19	
1	Liniowe	0,0	18,328	18,328	1,05	2,00
Grupa:	B "			Zmienne	γf= 1,21	
1	Liniowe	0,0	14,331	14,331	0,00	1,05

W Y N I K I Teoria I-go rzędu

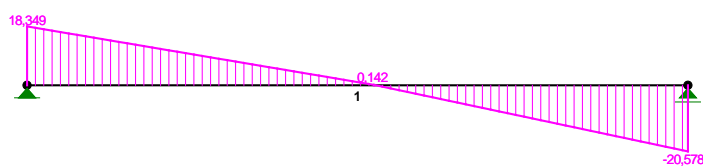
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψd:	γf:
A - "	Zmienne	1	1,00
B - "	Zmienne	1	1,00

MOMENTY:



TNAĆCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: AB

Pręt:	x/L:	x [m] :	M [kNm] :	Q [kN] :	N [kN] :
1	0,00	0,000	-0,000	18,349	0,000
	0,53	1,050	9,707*	0,142	0,000
	1,00	2,000	0,000	-20,578	0,000

WYMIAROWANIE:

Beton B25 ; stal A-IIIIN ; b=1,50m ; h=17cm ; a=3cm

Wg. RM-WIN zbrojenie przyjęto konstrukcyjnie $\varnothing 8$ co 15cm

POZ.3.2 BIEG KLATKI SCHODOWEJ Bs2

Obciążenia wg. Poz.3.1

• OBCIĄŻENIA

„q1”

$$g1 = 5,54 \times 1,15 = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

$$p1 = 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2$$

„q2”

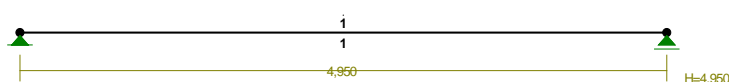
$$g2 = 8,25 \times 1,13 = 9,34 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2$$

„q3” przyjęto

$$g3+p3 = 12,23 \text{ kN/m} \quad \gamma=1,20$$

PRZEKROJE PRĘTÓW:



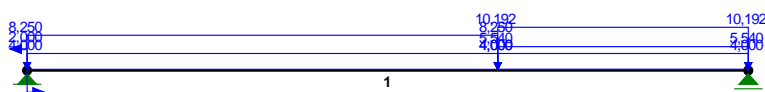
PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;

10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,950	0,000	4,950	1,000	1 B 17,0x100,0

OBCIĄŻENIA:



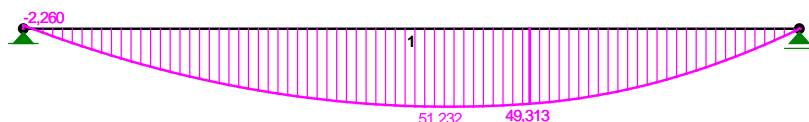
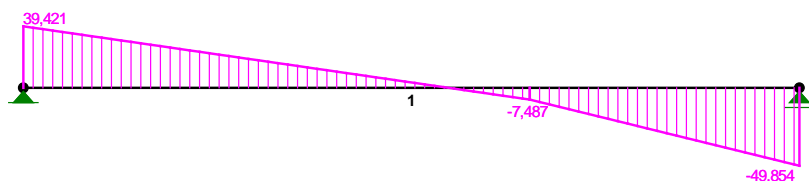
OBCIĄŻENIA: ([kN],[kNm],[kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: A ""				Stałe	$\gamma_f = 1,13$	
1	Liniowe	0,0	8,250	8,250	0,00	3,23
1	Moment		2,000		0,00	
Grupa: B ""				Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	5,540	5,540	3,23	4,95
Grupa: C ""				Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	4,000	4,000	0,00	3,23
1	Liniowe	0,0	4,000	4,000	3,23	4,95
Grupa: D ""				Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
1	Liniowe	0,0	10,192	10,192	3,23	4,95

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
A -""	Stałe		1,13
B -""	Stałe		1,30
C -""	Zmienne 1	0,35	1,30
D -""	Zmienne 1	0,87	1,20

MOMENTY:

TNĄCE:

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: ABCD

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-2,260	39,421	0,000
	0,55	2,725	51,242*	-0,158	0,000
	1,00	4,950	-0,000	-49,854	0,000

Beton B25 ; stal A-IIIIN ; b=1,00m ; h=17cm ; a=2,5cm

 Wg. RM-WIN zbrojenie przyjęto $\varnothing 16$ co 9cm a=24,4<24,8cm wk=0,08cm,<0,3cm

POZ.3.3 BIEG KLATKI SCHODOWEJ Bs4

Obciążenia wg. Poz.3.1

• OBCIĄŻENIA

„q1”

$$g1 = 5,54 \times 1,15 = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

$$p1 = 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2$$

„q2”

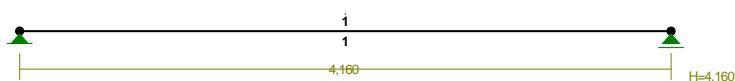
$$g2 = 8,25 \times 1,13 = 9,34 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = 4,00 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN/m}^2$$

„q3” przyjęto

$$g3+p3 = 12,23 \text{ kN/m} \quad \gamma=1,20$$

PRZEKROJE PRĘTÓW:

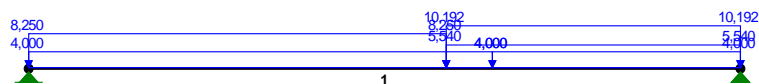


PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,160	0,000	4,160	1,000	1 B 17,0x100,0

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A "				Stałe	$\gamma_f = 1,13$	
1	Liniowe	0,0	8,250	8,250	0,00	2,44
Grupa: B "				Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	5,540	5,540	2,44	4,16
Grupa: C "				Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	4,000	4,000	0,00	2,71
1	Liniowe	0,0	4,000	4,000	2,71	4,16
Grupa: D "				Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
1	Liniowe	0,0	10,192	10,192	2,44	4,16

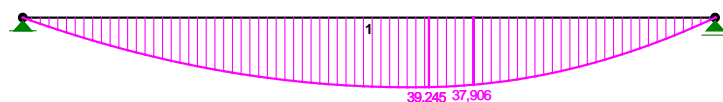
W Y N I K I Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

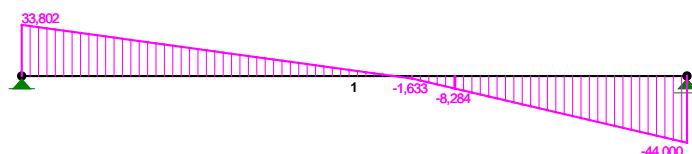
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
--------	------------	------------	--------------

A - ""	Stałe			1,13
B - ""	Stałe			1,30
C - ""	Zmienne	1	0,35	1,30
D - ""	Zmienne	1	0,87	1,20

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: ABCD

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-0,000	33,802	0,000
	0,56	2,326	39,337*	0,028	0,000
	1,00	4,160	0,000	-44,000	0,000

Beton B25 ; stal A-IIIIN ; b=1,00m ; h=17cm ; a=2,5cm

Wg. RM-WIN zbrojenie przyjęto $\varnothing 16$ co 11cm a=20,0<20,8cm wk=0,15cm,<0,3cm

POZ.4 SŁUPY

POZ.4.1 SŁUP MONOLITYCZNY S2 (42x35)

• OBCIĄŻENIA

„P1”

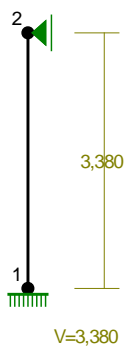
- Obc. wg poz.2.7 $2 \times 195,57 \dots\dots\dots = 391,14 \text{ kN}$

- Słup żelbetowy $0,35 \times 0,40 \times 6,95 \times 25,00 \times 1,1 \dots\dots\dots = 26,76 \text{ kN}$

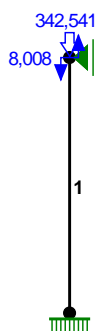
Razem P1 = 417,90 kN

M=195,57x0,05=9,77 kNm

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A "			Zmienne	$\gamma_f = 1,22$	
1	Skupione	0,0	342,541		3,38	
1	Moment		8,008		3,38	

W Y N I K I Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

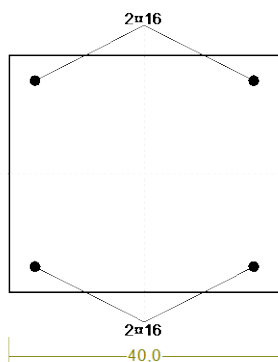
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "	Zmienne	1	1,00
			1,22

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-4,885	4,336	-430,392
	1,00	3,380	9,770	4,336	-417,900

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$h=35,0$, $b=40,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B25

$f_{ck} = 20,0$ MPa, $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,50 = 13,3$ MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$A_c = 1400$ cm², $J_{cx} = 142917$ cm⁴, $J_{cy} = 186667$ cm⁴

STAL: A-IIIIN (RB 500 W)

$f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = 420$ MPa

$\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 420 / 200000) = 0,625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1} + A_{s2} = 8,04$ cm², $\rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 8,04 / 1400 = 0,57$ %,

$J_{sx} = 1509$ cm⁴, $J_{sy} = 2111$ cm⁴,

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

Momenty zginające: $M_x = -4,732$ kNm,

$M_y = 0,000$ kNm,

Siły poprzeczne: $V_y = 4,336$ kN,

$V_x = 0,000$ kN,

Siła osiowa: $N = -422,194$ kN = N_{sd} ,

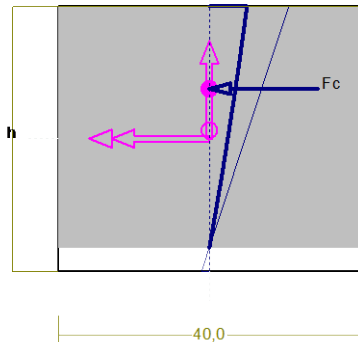
Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

$$e_{ey} = M_x / N = (-4,732) / (-422,194) = 0,011 \text{ m},$$

$$M_{Sdx} = \eta_x (e_{ay} + e_{ey}) N = 1,079 \times (0,050 + 0,011) \times (-422,194) = -27,875 \text{ kNm},$$

Zbrojenie wymagane:



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd} = -422,194 \text{ kN},$$

$$M_{sd} = \sqrt{(M_{Sdx})^2 + (M_{Sdy})^2} = \sqrt{(-27,875)^2 + 0,000^2} = 27,875 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa} = f_{td},$$

Dodatkowe zbrojenie mniej ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h = 35,0, d = 35,0, x = 35,8 (\xi = 1,022), a_c = 10,9, A_{cc} = 1276 \text{ cm}^2, \epsilon_c = -0,55 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -422,189,$$

$$M_c = 27,874,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c = -422,189 = -422,189 \text{ kN} (N_{sd} = -422,194 \text{ kN})$$

$$M_c = 27,874 = 27,874 \text{ kNm} (M_{sd} = 27,875 \text{ kNm})$$

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 21,0 cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0,57 / (21,0 \times 40,0 \times 1,000) = 0,00067$$

$$\rho_w = 0,00067 < 0,00072 = \rho_{w \text{ min}}$$

POZ.4.2 **SŁUP MONOLITYCZNY S2** (42x79)

• OBCIĄŻENIA

$$P1 = 417,90 \text{ kN} \quad \text{Wg. poz.4.1}$$

$$P2 = 276,15 \text{ kN} \quad \text{Wg. poz.2.8}$$

$$M = 414,56 \times 0,22 - 276,15 \times 0,24 = 24,92 \text{ kNm}$$

- Słup żelbetowy 0,40x0,79x2,35x25,00x1,1= 20,42kN

$$P = 417,90 + 276,15 + 20,42 = 714,47 \text{ kN}$$

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,22$	
1	Skupione	0,0	585,631		2,35	
1	Moment		20,426		2,35	

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

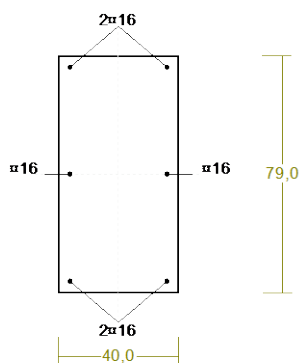
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - " "	Zmienne	1	1,00
			1,22

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-12,460	15,906	-734,075
	1,00	2,350	24,920	15,906	-714,470

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$h=79,0$, $b=40,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B25

$f_{ck} = 20,0$ MPa, $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,50 = 13,3$ MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$A_c = 3160$ cm², $J_{cx} = 1643463$ cm⁴, $J_{cy} = 421333$ cm⁴

STAL: A-IIIIN (RB 500 W)

$f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = 420$ MPa

$\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 420 / 200000) = 0,625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1} + A_{s2} = 12,06$ cm², $\rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 12,06 / 3160 = 0,38$ %,

$J_{sx} = 10250$ cm⁴, $J_{sy} = 3166$ cm⁴,

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

Momenty zginające: $M_x = -12,071$ kNm,

$M_y = 0,000$ kNm,

Siły poprzeczne: $V_y = 15,906$ kN,

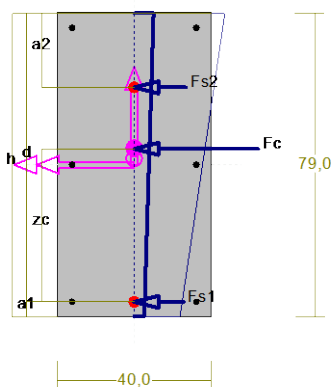
$V_x = 0,000$ kN,

Siła osiowa: $N = -721,209$ kN = N_{sd} .

Zbrojenie wymagane:

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego ($A_{s1} = 4,02$ cm², $A_{s2} = 8,04$ cm²),



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd} = -721,209 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(-31,062^2 + 0,000^2)} = 31,062 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa} = f_{td}$$

Dodatkowe zbrojenie mniej ściskane nie jest obliczeniowo wymagane (przyjęto $A_{s1} = \min A_{s1} = 4,74 \text{ cm}^2$).

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h = 79,0, d = 75,2, x = 159,5 (\xi = 2,121),$$

$$a_1 = 3,8, a_2 = 19,3, a_c = 35,4, z_c = 39,8, A_{cc} = 3160 \text{ cm}^2,$$

$$\varepsilon_c = -0,23 \text{ ‰}, \varepsilon_{s2} = -0,22 \text{ ‰}, \varepsilon_{s1} = -0,12 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -680,185, F_{s1} = -9,600, F_{s2} = -31,402,$$

$$M_c = 28,157, M_{s1} = -3,427, M_{s2} = 6,331,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c + F_{s1} + F_{s2} = -680,185 + (-9,600) + (-31,402) = -721,187 \text{ kN} (N_{sd} = -$$

$$721,209 \text{ kN})$$

$$M_c + M_{s1} + M_{s2} = 28,157 + (-3,427) + (6,331) = 31,061 \text{ kNm} (M_{sd} = 31,062 \text{ kNm})$$

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 24,0 cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0,57 / (24,0 \times 40,0 \times 1,000) = 0,00059$$

$$\rho_w = 0,00059 < 0,00072 = \rho_{w \text{ min}}$$

POZ.4.3 SŁUP MONOLITYCZNY S3(42x25)

• OBCIĄŻENIA

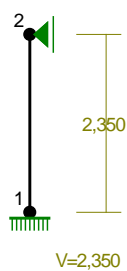
„P1”

- Obc. wg poz.2.8 = 276,15kN

- Słup żelbetowy 0,40x0,25x2,35x25,00x1,1.....= 6,46kN

Razem P1 = 282,61kN

WĘZŁY:



WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _g [cm ³]	W _d [cm ³]	h[cm]	Materiał:
1	1000,0	133333	52083	4167	4167	25,0	19 B25

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
19 B25	30	13,300	1,00E-05

OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt: Rodzaj: Kąt: P1 (Tg): P2 (Td): a[m]: b[m]:

Grupa: A " " Zmienne $\gamma_f = 1,22$
1 Skupione 0,0 231,648 2,35

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

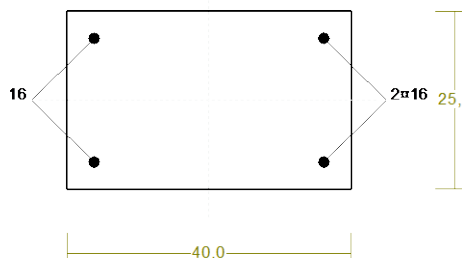
Grupa: Znaczenie: ψ_d : γ_f :
Ciężar wł. Zmienne 1 1,00 1,10
A " " Zmienne 1 1,00 1,22

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-0,000	0,000	-288,814
	1,00	2,350	0,000	0,000	-282,610

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$h=25,0$, $b=40,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B25

$f_{ck} = 20,0$ MPa, $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,00 \times 20,0 / 1,50 = 13,3$ MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$A_c = 1000$ cm², $J_{cx} = 52083$ cm⁴, $J_{cy} = 133333$ cm⁴

STAL: A-IIIIN (RB 500 W)

$f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = 420$ MPa

$\xi_{lim} = 0,0035 / (0,0035 + f_{yd} / E_s) = 0,0035 / (0,0035 + 420 / 200000) = 0,625$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1} + A_{s2} = 8,04$ cm², $\rho = 100 (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 100 \times 8,04 / 1000 = 0,80$ %,

$J_{sx} = 609$ cm⁴, $J_{sy} = 2111$ cm⁴,

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

Momenty zginające: $M_x = 0,000$ kNm,

$M_y = 0,000$ kNm,

Siły poprzeczne: $V_y = 0,000$ kN,

$V_x = 0,000$ kN,

Siła osiowa: $N = -288,487$ kN = N_{sd} ,

Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

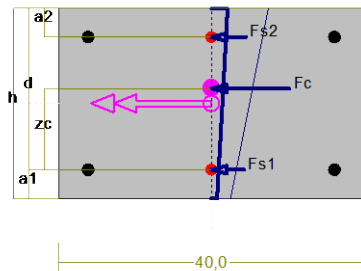
$e_{ey} = M_x / N = (0,000) / (-288,487) = -0,000$ m,

$M_{sdx} = \eta_x (e_{ay} + e_{ey}) N = 1,038 \times (0,020 + 0,000) \times (-288,487) = -5,992$ kNm,.

Zbrojenie wykonane:

Obliczenia wykonano:

- z uwzględnieniem wkładek zbrojenia rzeczywistego ($A_{s1} = 4,02$ cm², $A_{s2} = 4,02$ cm²),



Wielkości obliczeniowe: ZEWNĘTRZNA

$$N_{sd} = -288,487 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(-5,992^2 + 0,000^2)} = 5,992 \text{ kNm}$$

$$f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa} = f_{td}$$

Dodatkowe zbrojenie mniej ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h = 25,0, d = 21,2, x = 37,7 (\xi = 1,778),$$

$$a_1 = 3,8, a_2 = 3,8, a_c = 10,5, z_c = 10,7, A_{cc} = 1000 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c = -0,31 \text{ ‰}, \epsilon_{s2} = -0,28 \text{ ‰}, \epsilon_{s1} = -0,13 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -255,499, F_{s1} = -10,795, F_{s2} = -22,184,$$

$$M_c = 5,001, M_{s1} = -0,939, M_{s2} = 1,930,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c + F_{s1} + F_{s2} = -255,499 + (-10,795) + (-22,184) = -288,478 \text{ kN} (N_{sd} = -$$

$$288,487 \text{ kN})$$

$$M_c + M_{s1} + M_{s2} = 5,001 + (-0,939) + (1,930) = 5,991 \text{ kNm} (M_{sd} = 5,992 \text{ kNm})$$

POZ.5 ŁAWY FUNDAMENTOWE

POZ.5.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA POD ŚCIANĘ ZEWNĘTRZNĄ

• OBCIĄŻNIA

- Obc. ze stropów wg. poz2 $3 \times 0,5 \times 6,08 \times 12,64 \dots = 115,28 \text{ kN/m}$
- Ściana z cegły ceram. pełnej $(6,60 \times 0,54 + 0,46 \times 3,96) \times 18,00 \times 1,1 \dots = 106,56 \text{ kN/m}$
- Tynk cem. – wap. $0,06 \times 19,00 \times (6,60 + 3,96) \times 1,3 \dots = 15,65 \text{ kN/m}$
- C. fundamentu $1,20 \times 0,50 \times 25,00 \times 1,1 \dots = 16,50 \text{ kN/m}$

$$\text{Razem Nr} = 253,99 \text{ kN/m}$$

Szerokość ławy fundamentowej $B = 1,20 \text{ m}$

Grunty – piasek średnioziarnisty o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

$$\phi^{(n)} = 30^\circ \quad \rho^{(n)} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi^{(r)} = 0,9 \times 33^\circ = 29,7^\circ \quad \rho^{(r)} = 0,9 \times 1,85 = 1,66 \text{ t/m}^3$$

$$N_D = 18,40 \quad N_B = 7,53$$

$$B = 1,20 \text{ m} \quad B/L = 0 \quad D_{\min} = 0,50 \text{ m}$$

$$18,4 \times 0,50 \times 1,66 \times 10 = 153 \text{ kPa}$$

$$7,53 \times 1,20 \times 1,66 \times 10 = 150 \text{ kPa}$$

$$\Sigma = 303 \text{ kPa}$$

$$mqf = 0,81 \times 303 = 245 \text{ kPa} \quad \text{do obliczeń przyjęto } mqf = 230 \text{ kPa}$$

Nośność ławy fundamentowej szer. $B = 1,20 \text{ m}$; $D_{\min} = 0,50 \text{ m}$

$$Nr = 1,20 \times 230 = 276,00 \text{ kN/m} > 253,99 \text{ kN/m}$$

Przyjęto ławę fundamentową z betonu B25 (C20/25) o wymiarach $120 \times 50 \text{ cm}$ zbrojoną podłużnie $4\phi 12$ (A-IIIIN); strzemiona $\phi 6$ (A-IIIIN) co 20 cm .

POZ.5.2 ŁAWA FUNDAMENTOWA POD ŚCIANĘ SZCZYTOWĄ

• OBCIĄŻNIA

- Obc. ze stropów wg. poz2 $3 \times 0,5 \times 0,60 \times 12,64 \dots = 9,10 \text{ kN/m}$
- Ściana z cegły ceram. pełnej $(6,60 \times 0,54 + 0,46 \times 3,96) \times 18,00 \times 1,1 \dots = 106,56 \text{ kN/m}$
- Tynk cem. – wap. $0,06 \times 19,00 \times (6,60 + 3,96) \times 1,3 \dots = 15,65 \text{ kN/m}$
- C. fundamentu $0,90 \times 0,50 \times 25,00 \times 1,1 \dots = 12,38 \text{ kN/m}$

$$\text{Razem Nr} = 143,69 \text{ kN/m}$$

Szerokość ławy fundamentowej $B = 0,90 \text{ m}$

Grunty – piasek średnioziarnisty o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

$$\phi^{(n)} = 30^\circ \quad \rho^{(n)} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi^{(r)} = 0,9 \times 33^\circ = 29,7^\circ \quad \rho^{(r)} = 0,9 \times 1,85 = 1,66 \text{ t/m}^3$$

Tablice PZITB 1983

$$mqf = 0,81 \times 250 = 200 \text{ kPa}$$

Nośność ławy fundamentowej szer. $B = 90 \text{ m}$; $D_{\min} = 0,50 \text{ m}$

$$N_r = 0,90 \times 200 = 180,00 \text{ kN/m} > 143,69 \text{ kN/m}$$

Ze względów konstrukcyjnych (wymagany opór) przyjęto ławę szerokości $B = 1,00$

Przyjęto ławę fundamentową z betonu B25 (C20/25) o wymiarach $100 \times 50 \text{ cm}$ zbrojoną podłużnie $4\phi 12$ (A-IIIN) ; strzemiona $\phi 6$ (A-IIIN) co 20 cm .

POZ.5.3 ŁAWA FUNDAMENTOWA POD ŚCIANĘ WEWNĘTRZNĄ

• OBCIĄŻENIA - na fundamenty

- Obc. ze stropów wg. poz2 $3 \times 0,5 \times (6,08 + 4,98) \times 12,64 \dots = 209,70 \text{ kN/m}$
- Ściana z cegły ceram. pełnej $(6,60 \times 0,38 + 0,38 \times 3,96) \times 18,00 \times 1,1 \dots = 79,45 \text{ kN/m}$
- Tynk cem. – wap. $0,06 \times 19,00 \times (6,60 + 3,96) \times 1,3 \dots = 15,65 \text{ kN/m}$
- C. fundamentu $1,20 \times 0,75 \times 25,00 \times 1,1 \dots = 24,75 \text{ kN/m}$

Razem $N_r = 329,55 \text{ kN/m}$

Szerokość ławy fundamentowej $B = 1,20 \text{ m}$

Grunty – piasek średnioziarnisty o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

$$\phi^{(n)} = 30^\circ \quad \rho^{(n)} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi^{(r)} = 0,9 \times 33^\circ = 29,7^\circ \quad \rho^{(r)} = 0,9 \times 1,85 = 1,66 \text{ t/m}^3$$

$$N_D = 18,40 \quad N_B = 7,53$$

$$B = 1,20 \text{ m} \quad B/L = 0 \quad D_{\min} = 0,65 \text{ m}$$

$$18,4 \times 0,65 \times 1,66 \times 10 = 198 \text{ kPa}$$

$$7,53 \times 1,20 \times 1,66 \times 10 = 150 \text{ kPa}$$

$$\Sigma = 348 \text{ kPa}$$

$$mqf = 0,81 \times 348 = 280 \text{ kPa}$$

Nośność ławy fundamentowej szer. $B = 1,20 \text{ m}$; $D_{\min} = 0,65 \text{ m}$

$$N_r = 1,20 \times 280 = 336,00 \text{ kN/m} > 329,55 \text{ kN/m}$$

Przyjęto ławę fundamentową z betonu B25 (C20/25) o wymiarach $120 \times 50 \text{ cm}$ zbrojoną podłużnie $4\phi 12$ (A-IIIN) ; strzemiona $\phi 6$ (A-IIIN) co 20 cm .

POZ.5.4 STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUP S2

• OBCIĄŻENIA

- Obc. ze słupa wg. poz.4.2 $\dots = 714,47 \text{ kN}$
- Obc. ze stropu nad piwnicami $0,5 \times (6,08 + 4,98) \times 12,64 \times 1,25 \dots = 87,37 \text{ kN}$
- C. fundamentu $1,80 \times 1,70 \times 0,50 \times 25,00 \times 1,1 \dots = 42,07 \text{ kN}$

Razem $N_r = 843,91 \text{ kN}$

dwukierunkowe

Szerokość ławy fundamentowej $B = 1,70 \text{ m}$; $L = 1,80 \text{ m}$

Grunty – piasek średnioziarnisty o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,55$

$$\phi^{(n)} = 30^\circ \quad \rho^{(n)} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi^{(r)} = 0,9 \times 33^\circ = 29,7^\circ \quad \rho^{(r)} = 0,9 \times 1,85 = 1,66 \text{ t/m}^3$$

$$N_D = 18,40 \quad N_B = 7,53$$

$$B = 1,70 \text{ m} \quad L = 1,80 \text{ m} \quad B/L = 0,90 \quad D_{\min} = 0,50 \text{ m}$$

$$(1 + 1,5 \times 0,9) \times 18,4 \times 0,50 \times 1,66 \times 10 = 358 \text{ kPa}$$

$$(1 - 0,25 \times 0,9) \times 7,53 \times 1,70 \times 1,66 \times 10 = 164 \text{ kPa}$$

$$\Sigma = 522 \text{ kPa}$$

$$mqf = 0,81 \times 522 = 420 \text{ kPa} \quad \text{do obliczeń przyjęto } mqf = 280 \text{ kPa}$$

Nośność stopy fundamentowej szer. $B = 1,70 \text{ m}$; $D_{\min} = 0,50 \text{ m}$

$$N_r = 1,80 \times 1,70 \times 280 = 856,80 \text{ kN/m} > 843,91 \text{ kN/m}$$

Przyjęto stopę fundamentową z betonu B25 (C20/25) o wymiarach $180 \times 170 \text{ cm}$ gr. 50 cm zbrojoną podłużnie $4\phi 12$ (A-IIIN) ; strzemiona $\phi 6$ (A-IIIN) co 20 cm . Zbrojenie podstawy dwukierunkowe $\phi 12$ (A-IIIN) co 20 cm .

POZ.5.5 STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUP S1

• OBCIĄŻNIA

- Obc. ze słupa wg. poz.4.1.....=417,90kN
 - Obc. ze ściany szczytowej wg. poz.5.2 (143,69-12,38)x2,10.....=275,75kN
 - C. ściany piwc 0,38x2,11x18,00x1,1.....= 15,88kN
 - C. belki żelbetowej 0,50x0,38x25,00x1,1.....= 5,23kN
 - Obc. ze stropu nad piwnicami 0,5x8,51x12,64.....= 53,78kN
 - Tynk cem. – wap. 0,06x2,61x19,00x1,3.....= 3,87kN
 - C. fundamentu 2,40x1,50x0,50x25,00x1,1.....= 49,50kN
- Razem Nr = 821,91N

Szerokość ławy fundamentowej B=1,50m

Grunty – piasek średnioziarnisty o stopniu zagęszczenia $I_d=0,55$

$\phi^{(n)}=30^\circ$ $\rho^{(n)}=1,85t/m^3$

$\phi^{(r)}=0,9 \times 33^\circ=29,7^\circ$ $\rho^{(r)}=0,9 \times 1,85=1,66t/m^3$

ND=18,40 NB=7,53

B=1,50m L=2,40m B/L=0,60 Dmin=0,50m

$(1+1,5 \times 0,6) \times 18,4 \times 0,50 \times 1,66 \times 10 = 290 \text{ kPa}$

$(1-0,25 \times 0,6) \times 7,53 \times 1,50 \times 1,66 \times 10 = 160 \text{ kPa}$
 $\Sigma \quad 450 \text{ kPa}$

$m_{qf} = 0,81 \times 450 = 365 \text{ kPa}$ do obliczeń przyjęto $m_{qf} = 250 \text{ kPa}$

Nośność stopy fundamentowej szer. B= 1,50m; L=2,40m; Dmin=0,50m

$N_r = 2,40 \times 1,50 \times 250 = 900,00 \text{ kN} > 821,91 \text{ kN}$

Przyjęto ławę fundamentową z betonu B25 (C20/25) o wymiarach 240x150cm gr.50cm zbrojoną podłużnie 4 ϕ 12 (A-IIIIN) ; strzemiona ϕ 6 (A-IIIIN) co 20cm. Zbrojenie podstawy dwukierunkowe ϕ 12 (A-IIIIN) co 20cm.

POZ.6 KONSTRUKCJA WERANDY

Program PL-WIN ; Beton B25 , stal kl A-IIIIN , grubość płyty h=15cm , żebra 30x25cm

1.1. Grupy obciążeń

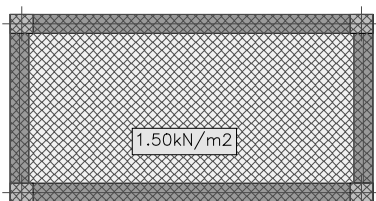
Symbol	Nazwa	Rodzaj	Znaczenie	γ_{f1}	γ_{f2}	Ψ_d
c.w.	ciężar własny	stałe		1.1	1	1
A	warstwy posadzkowe	stałe		1.17	1	1
B	obc. użytkowe	zmienne	1	1.3		0.8

1.2. Lista obciążeń

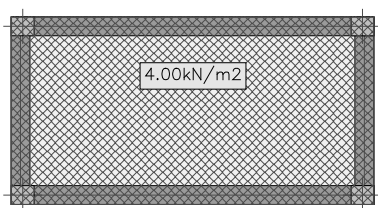
Lp.	Grupa	Rodzaj	γ_{f1}	γ_{f2}	Wartość obc.	Współrzedne
1	A	cała płyta	1.17	1	1.50kN/m2	płyta "1"
2	B	cała płyta	1.3	1	4.00kN/m2	płyta "1"

1.3. Schematy obciążeń dla poszczególnych grup

Grupa A



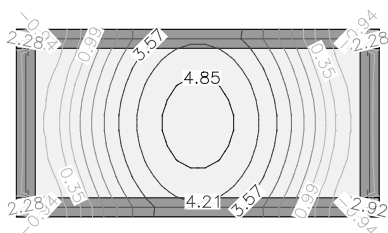
Grupa B



2. Analiza

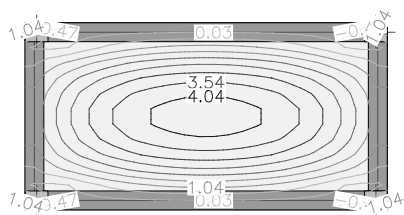
2.1. Płyty - momenty zginające M_x

Wartości maksymalne $[\text{kNm/m}]$ - (obc. obliczeniowe)



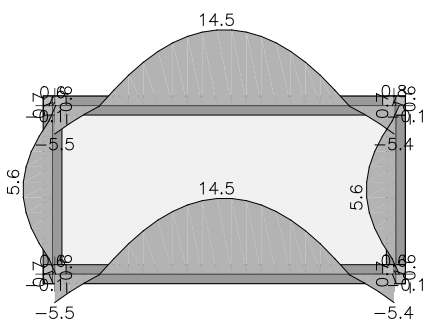
2.2. Płyty - momenty zginające M_y

Wartości maksymalne $[\text{kNm/m}]$ - (obc. obliczeniowe)



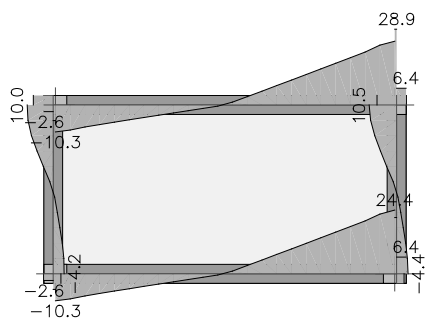
2.4. Żebra - momenty zginające M

Wartości maksymalne $[\text{kNm}]$ - (obc. obliczeniowe)



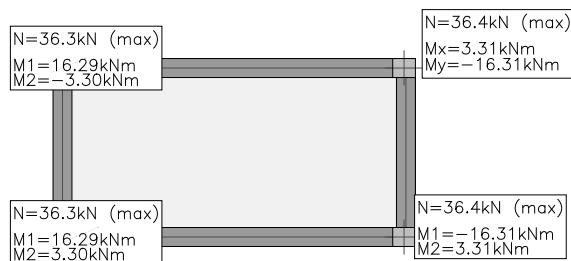
2.5. Żebra - siły tnące T

Wartości maksymalne $[\text{kN}]$ - (obc. obliczeniowe)



2.7. Słupy - reakcje

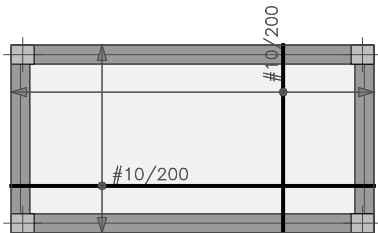
Siła N - Wartości maksymalne - (obc. obliczeniowe)



3. Wymiarowanie (wg PN-B-03264:2002)

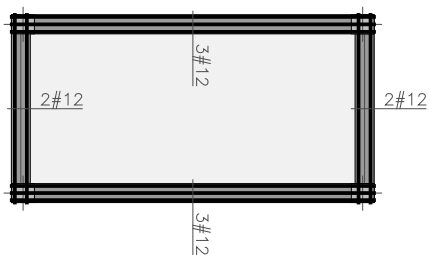
3.1. Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w płytach

Zbrojenie dolne i górne



3.2. Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w żebrach

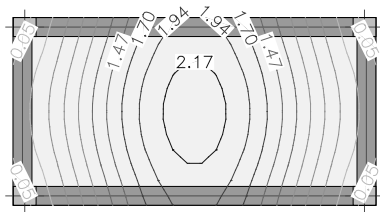
Zbrojenie dolne i górne



4. Analiza stanu granicznego użytkowości (wg PN-B-03264:2002)

4.1. Płyty - SGU - przemieszczenia w

[mm] - (obc. charakterystyczne, długotrwałe, dla grup obc.: c.własny, A, B)

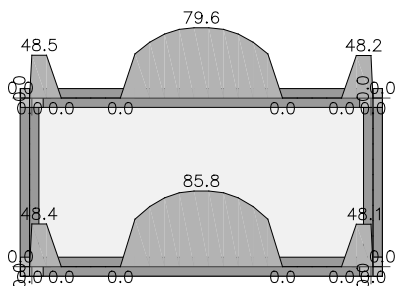


4.2. Płyty - SGU - rozwartości rys

- (obc. charakterystyczne, długotrwałe, dla grup obc.: c.własny, A, B) - rysy nie występują

4.4. Żebra - SGU - rozwartości rys

[0.001*mm] - (obc. charakterystyczne, długotrwałe, dla grup obc.: c.własny, A, B)



$$af=0,085\text{mm}<0,2\text{mm}$$

POZ.7 PODPARCIE ŚCIAN PZ-1

Obciążenie wiatrem :

$$q_k=0,30 \text{ kN/m}^2 \quad C_e=0,8 \quad \beta=1,8 \quad \text{przyjęto } C=1,4 \quad \gamma_f=1,5$$

$$p_w=0,30 \times 0,8 \times 1,4 \times 1,8 \times 1,5 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$P=0,90 \times 0,5(4,7+3,50) \times (3,60+0,5 \times 4,90) = 22,32 \text{ kN}$$

$$\text{Pochylenie podpory } \alpha = 38,25^\circ \quad \cos \alpha = 0,785 \quad \sin \alpha = 0,619$$

$$\text{Siła w podparciu } P_z = 22,32 / 0,785 = 28,43 \text{ kN}$$

$$\text{Oddziaływanie na fundament } P_x = 22,32 \text{ kN}$$

$$P_y = 22,32 \times 0,619 = 13,82 \text{ kN}$$

Długość teoretyczna podpory PZ-1 wynosi $l=7,95\text{m}$

$$\text{Smukłość max } \lambda=150 \quad i_{\min}=795/150=5,30\text{cm}$$

Przyjęto 2 [] 200 (StS3) zespawane półkami $i_y=5,89\text{cm} > 5,30\text{cm}$

Fundament FZ-1

$$N=1,80 \times 1,60 \times 1,45 \times 24,00 \times 0,9 = 13,82 = 76,38 \text{ kN}$$

Przyjęto współczynnik tarcia $\mu=0,35$

Sprawdzenie stateczności na przesunięcie

$$Q_{tr}=22,32 \text{ kN} < 0,9 \times 0,35 \times 76,38 = 24,06 \text{ kN}$$

Przyjęto fundament z betonu B25 o wymiarach podstawy $1,80 \times 1,60\text{m}$ i wysokości $1,45\text{m}$.

Zbrojenie konstrukcyjne ze stali kl. A-IIIIN.

Opracował:

inż. Ryszard Mazurek
upr.216/Lb/76