1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

1.1. Dach

OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$
OBCIĄŻENIE STAŁE				
1	**Blacha na rąbek** na deskowaniu	$0,250$	$1,2$	$0,300$
2	**Wełna mineralna** grubość 25cm	$0,60 \times 0,25 = 0,150$	$1,2$	$0,180$
3	**Paroizolacja folia PE**	$0,010$	$1,2$	$0,012$
4	**Płyta GK** na ruszcie	$0,300$	$1,2$	$0,360$
5	**Tynk gipsowy 0,5cm**	$0,005 \times 13 = 0,078$	$1,3$	$0,101$
razem stałe		**Σ 0,788**		**Σ 0,953**
OBCIĄŻENIE ZMIENNE KRÓTKOTRWAŁE				
6	**Śnieg II strefa**	$0,80 \times 0,90 = 0,72$	$1,5$	$1,080$
7	**Wiatr I strefa**	$0,25 \times 1,00 \times (-0,4) \times 1,8 = -0,18$ $0,25 \times 1,00 \times 0,9 \times 1,8 = 0,405$	**1,3**	**-0,234** **0,527**
OBCIĄŻENIE ZMIENNE DŁUGOTRWAŁE				
8	**Instalacje podwieszone**	$0,200$	$1,2$	$0,240$

1.2. wieńce, nadproża

a) wieniec

Wieniec W1 - OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 \times 0,25 = 0,071$	$1,3$	$0,092$
2	Część żelbetowa	$0,25 \times 0,25 \times 25 = 1,563$	$1,1$	$1,719$
3	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 \times 0,25 = 0,071$	$1,3$	$0,092$
RAZEM		**Σ 1,705**		**Σ 1,903**

b) nadproże

Wieniec+nadproże WNŻ1 - OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 \times 0,35 = 0,100$	$1,3$	$0,130$
2	Część żelbetowa	$0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,188$	$1,1$	$2,410$
3	Styropian 20cm	$0,20 \times 0,35 \times 0,45 = 0,032$	$1,2$	$0,038$
4	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 \times 0,35 = 0,100$	$1,3$	$0,130$
RAZEM		**Σ 2,420**		**Σ 2,708**

1.3. Ściana projektowana

a) *Zewnętrzna*

Ściana zewnętrzna - OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 = 0,285$	$1,3$	$0,370$
2	Część murowana	$0,25 \times 20 = 5,000$	$1,1$	$5,500$
3	Styropian 15cm	$0,20 \times 0,45 = 0,090$	$1,2$	$0,108$
4	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 = 0,285$	$1,3$	$0,370$
RAZEM		$\Sigma\ 5,660$		$\Sigma\ 6,348$

b) *wewnętrzna*

Ściana wewnętrzna - OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 = 0,285$	$1,3$	$0,370$
2	Część murowana	$0,25 \times 20 = 5,000$	$1,1$	$5,500$
3	Tynk cem-wap wew	$0,015 \times 19 = 0,285$	$1,3$	$0,370$
RAZEM		$\Sigma\ 5,570$		$\Sigma\ 6,240$

c) *ściana zewnętrzna fundamentowa*

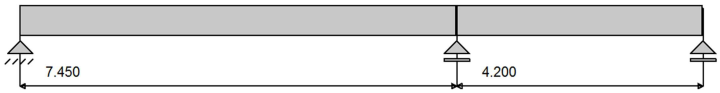
Ściana zewnętrzna - OBCIĄŻENIE STAŁE				
L.p.	**Warstwy**	**Obciążenie charakterystyczne** $\left[\frac{kN}{m}\right]$	γ_f	**Obciążenie obliczeniowe** $\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	Izolacja przeciwwilgociowa	$0,056$	$1,2$	$0,067$
2	Część murowana wzmocniona rdzeniami	$0,25 \times 21 = 5,250$	$1,1$	$5,775$
3	Hydroizolacja	$0,056$	$1,2$	$0,067$
4	Styropian 10cm	$0,10 \times 0,45 = 0,045$	$1,2$	$0,054$
RAZEM		$\Sigma\ 5,407$		$\Sigma\ 5,963$

2. wyniki obliczeń

2.1. podciąg stalowy PS 1

HE 240 B - Stal: ST3S

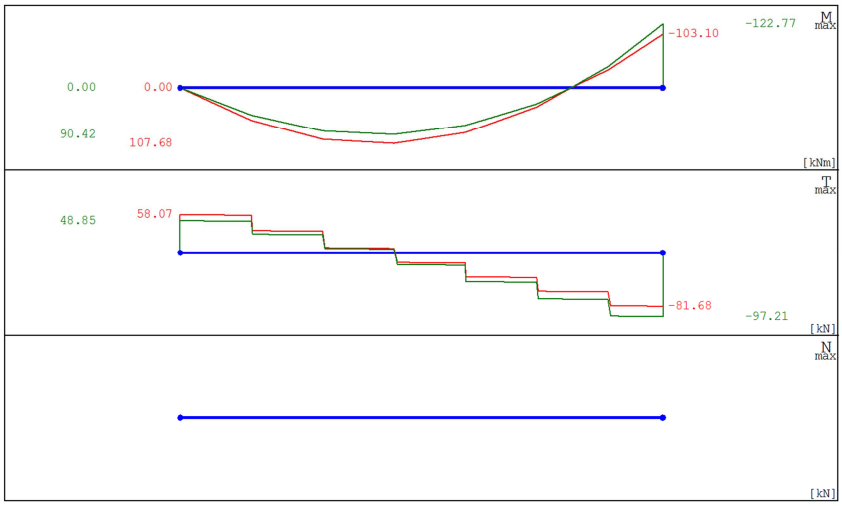
H [mm]	240.0	A [cm²]	106.00
B [mm]	240.0	J_x [cm⁴]	11260.00
T_f [mm]	17.0	J_y [cm⁴]	3923.00
T_w [mm]	10.0	W_x [cm³]	938.30
		W_y [cm³]	326.90



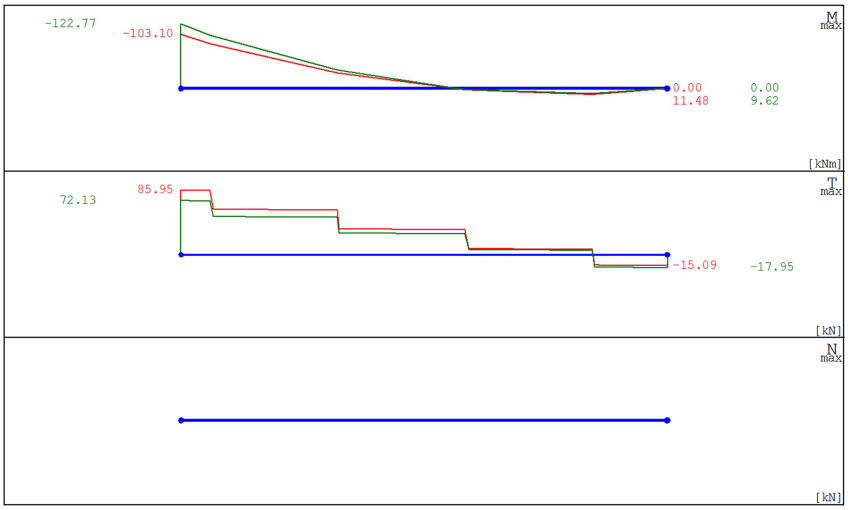
Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	7.45	HE 240 B	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny
2	4.20	HE 240 B	przegub przesuwny	przegub przesuwny

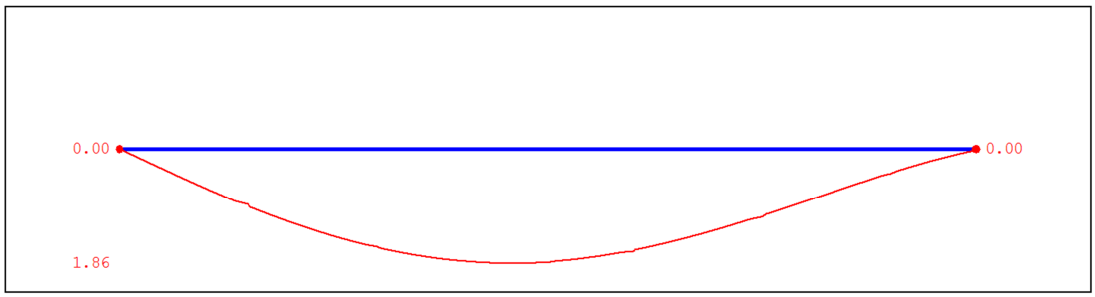
Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Wykresy MNT dla przęsła nr 2

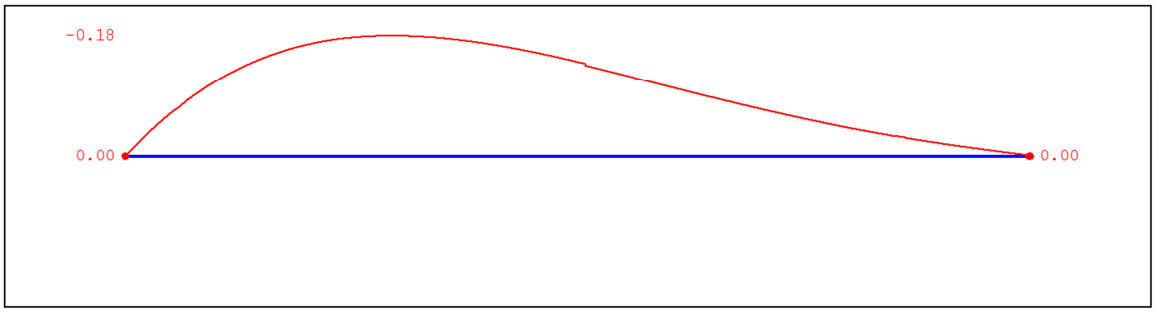


Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1



X [m]	0.000	1.552	3.104	3.725	5.277	6.829	7.388
Y [cm]	0.000	1.250	1.849	1.829	1.214	0.256	0.000

Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 2



X [m]	0.000	0.875	1.750	2.100	2.940	3.780	4.165
Y [cm]	0.000	-0.170	-0.163	-0.135	-0.068	-0.017	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 240.0 x 10.0; 240.0 x 17.0
A = 106.000 cm²
I_x = 11260.000 cm⁴
W_x = 938.300 cm³
Klasa przekroju na zginanie: 1
Współczynnik redukcyjny □ = 0.000
Długość przęsła: 7.450 m
Klasa stali przęsła: St3S
Współczynnik momentów □ = 1.000
Największy rozstaw żeber poprzecznych: 0.000 m

Nośności przekroju:

Stan krytyczny

M_{rx} = 201.969 kNm
M_{rxv_min} = 201.969 kNm
M_{rxv_max} = 201.969 kNm
V_{ry} = 285.360 kN

Warunki nośności

Dla momentu dodatniego x = 3.290 m

Siły: M_{xmax} = 107.675 kNm V_y = 18.364 kN

Odległość między stężeniami pasa górnego: 7.450 m
Stan krytyczny
Współczynnik zwichrzenia: $\square_L$ = 1.000

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.533 <= 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.533 <= 1$$

Dla momentu minimalnego x = 7.450 m

Siły: M_{xmin} = -122.772 kNm V_y = 97.207 kN

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 7.450 m
Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia: $\square_L$ = 1.000

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.608 <= 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.608 <= 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

Siły: V_{ymax} = 97.207 kN V_{ry} = 285.360 kN

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.341$$

Sprawdzenie ugięcia granicznego

Ugięcie maksymalne: U_{max}= 1.862 jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego: U_{dop} = 2.129 cm

Przęsło nr 2

Dane przęsła:

Przekrój: 240.0 x 10.0; 240.0 x 17.0
A = 106.000 cm²
I_x = 11260.000 cm⁴
W_x = 938.300 cm³
Klasa przekroju na zginanie: 1
Współczynnik redukcyjny $\square$ = 0.000
Długość przęsła: 4.200 m
Klasa stali przęsła: St3S
Współczynnik momentów $\square$ = 1.000
Największy rozstaw żeber poprzecznych: 0.000 m

Nośności przekroju:

Stan krytyczny

M_{rx} = 201.969 kNm M_{rxv_max} = 201.969 kNm
M_{rxv_min} = 201.969 kNm V_{ry} = 285.360 kN

<u>Warunki nośności</u>

Dla momentu dodatniego x = 3.535 m

Siły: M_{xmax} = 11.480 kNm V_y = 17.348 kN

Odległość między stężeniami pasa górnego: 4.200 m
Stan krytyczny
Współczynnik zwichrzenia: $\square_L$ = 1.000

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.057 <= 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.057 <= 1$$

Dla momentu minimalnego x = 0.000 m

Siły: M_{xmin} = -122.772 kNm V_y = 85.947 kN

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 4.200 m
Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia: $\square_L$ = 1.000

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.608 <= 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.608 <= 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

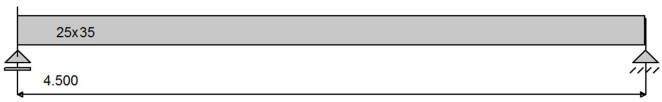
Siły: V_{ymax} = 85.947 kN V_{ry} = 285.360 kN

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.301$$

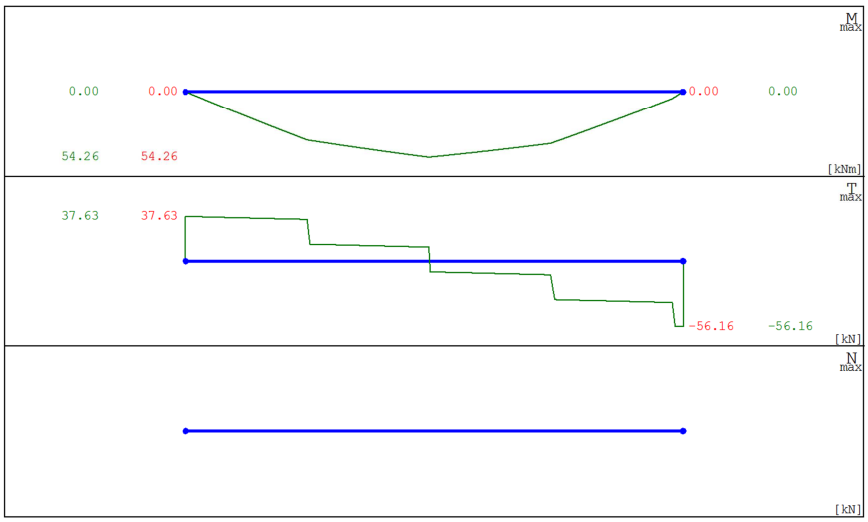
Sprawdzenie ugięcia granicznego

Ugięcie maksymalne: U_{max}= 0.180 jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego: U_{dop} = 1.200 cm

2.2. nadproże



Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Wyniki dla zginania

ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM: PRZĘSŁO NR 1

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy M_{sdmax} [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy M_{sdmin} [kNm]	Zbrojenie wyliczone A_{s1} [cm²]	Zbrojenie przyjęte A_{u1} [cm²]	Ilość sztuk: ☐ 20	Ilość sztuk: ☐ 12
0.00	0.00	0.00	1.83	9.42	3	0
0.41	15.33	15.33	2.34	9.42	3	0
0.82	30.26	30.26	4.73	9.42	3	0
1.24	41.93	41.93	6.70	9.42	3	0
1.65	47.48	47.48	7.67	9.42	3	0
2.06	52.63	52.63	8.59	9.42	3	0
2.48	51.66	51.66	8.42	9.42	3	0
2.89	47.43	47.43	7.66	9.42	3	0
3.30	42.80	42.80	6.85	9.42	3	0
3.71	29.18	29.18	4.56	9.42	3	0
4.13	15.17	15.17	2.31	9.42	3	0
4.50	0.00	0.00	1.83	9.42	3	0

ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRĄ: PRZĘSŁO NR 1

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy M_{sdmax} [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy M_{sdmin} [kNm]	Zbrojenie wyliczone A_{s2} [cm²]	Zbrojenie przyjęte A_{u2} [cm²]	Ilość sztuk: ☐ 12	Ilość sztuk: ☐ 12
0.00	0.00	0.00	1.83	2.26	2	0
0.41	15.33	15.33	1.83	2.26	2	0
0.82	30.26	30.26	1.83	2.26	2	0
1.24	41.93	41.93	1.83	2.26	2	0
1.65	47.48	47.48	1.83	2.26	2	0
2.06	52.63	52.63	1.83	2.26	2	0
2.48	51.66	51.66	1.83	2.26	2	0
2.89	47.43	47.43	1.83	2.26	2	0
3.30	42.80	42.80	1.83	2.26	2	0
3.71	29.18	29.18	1.83	2.26	2	0
4.13	15.17	15.17	1.83	2.26	2	0
4.50	0.00	0.00	1.83	2.26	2	0

STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA: PRZĘSŁO NR 1

Położenie x [m]	Moment maksymalny charakterystyczny M_{skmax} [kNm]	Moment minimalny charakterystyczny M_{skmin} [kNm]	Rysy dołem [mm]	Rysy górą [mm]
0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
0.41	12.99	12.99	0.050	0.000
0.82	25.64	25.64	0.108	0.000
1.24	35.54	35.54	0.152	0.000
1.65	40.24	40.24	0.173	0.000
2.06	44.60	44.60	0.193	0.000
2.25	45.60	45.60	0.197	0.000
2.51	43.47	43.47	0.188	0.000
2.92	39.85	39.85	0.172	0.000
3.34	35.23	35.23	0.151	0.000
3.75	23.66	23.66	0.099	0.000
4.16	11.76	11.76	0.044	0.000
4.50	0.00	0.00	0.000	0.000

Wyniki dla ścinania

PODPORA LEWA PRZĘSŁA NR 1
Odcinek ścinania L_c=0.000 m Nośność przekroju betonowego V_{rd1}=55.05 kN
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie L_k=4.180 m; strzemiona ☐ 6 mm 2-cięte co s=24.0 cm
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi s_z=32.0 cm

Rozstaw strzemion ☐ 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L_s [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V_{rd2} [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju ☐ 16
24.0	0.00	37.63	253.73	0

PODPORA PRAWA PRZĘSŁA NR 1
Odcinek ścinania L_c=0.320 m Nośność przekroju betonowego V_{rd1}=55.05 kN
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie L_k=4.180 m; strzemiona ☐ 6 mm 2-cięte co s=24.0 cm
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi s_z=32.0 cm

Rozstaw strzemion ☐ 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L_s [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V_{rd2} [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju ☐ 16
5.5	0.32	56.16	253.73	0

Ugięcie w stanie sprężystym

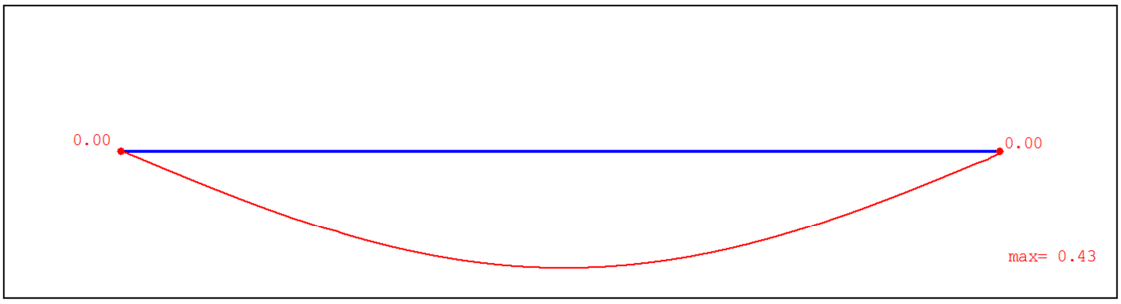


Tabela ugięć sprężystych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	2.25	0.433
Podpora nr 2	0.000	-	-	-

Ugięcie w stanie zarysowanym

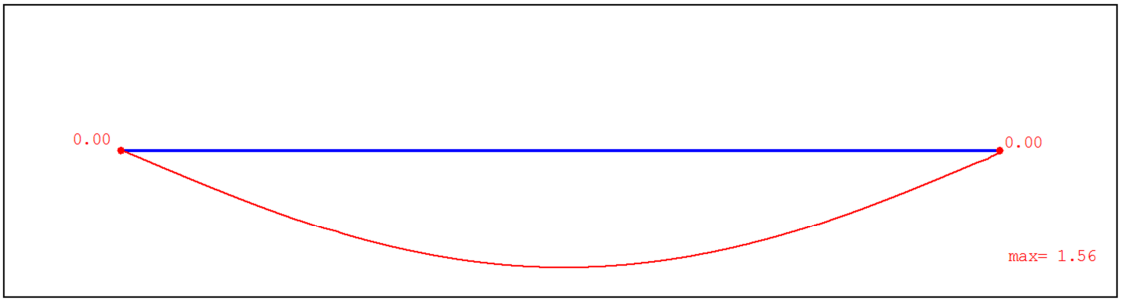
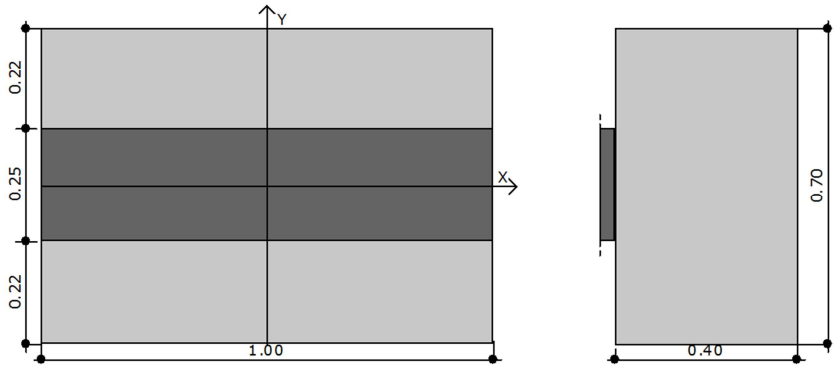


Tabela ugięć rzeczywistych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	2.25	1.560
Podpora nr 2	0.000	-	-	-

2.3. fundamenty

Lawa ŁŻ1



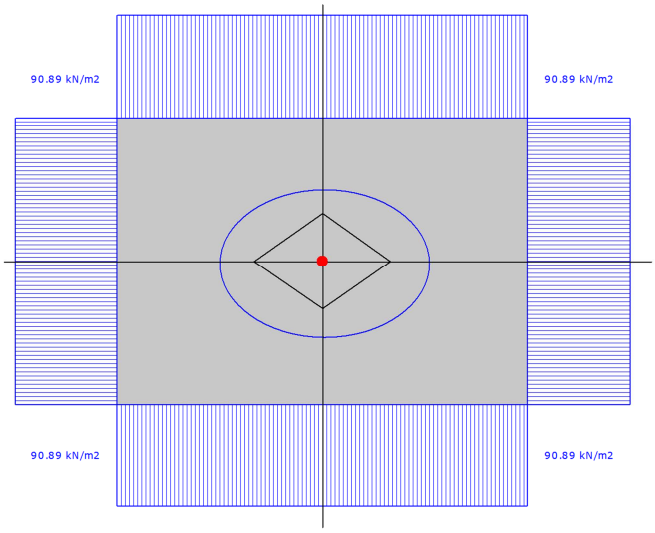
Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1
  DLA WARSTWY NR 1
    N=63.62 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 482.57 = 390.88 kN
  DLA WARSTWY NR 2
    N=109.97 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 2901.39 = 2350.13 kN
  DLA WARSTWY NR 3
    N=206.52 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 5680.66 = 4601.33 kN

Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1
Naprężenia w narożach:
  q_1=90.89 kN/m^2
  q_2=90.89 kN/m^2

q_3=90.89 kN/m^2
q_4=90.89 kN/m^2



Odrywanie nie występuje.

Wyniki obliczeń przebicia

DLA SCHEMATU NR 1
Przebicie nie występuje

Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:
DLA SCHEMATU NR 1
Stateczność OK. M_{wyp}=0.0 kNm ≤ m*M_{otrzym} = 0.72 * 21.9 = 15.8 kNm

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:
DLA SCHEMATU NR 1
Przesuw po warstwie 1
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 18.8 = 13.5 kN
Przesuw po warstwie 2
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 53.0 = 38.2 kN
Przesuw po warstwie 3
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 44.0 = 31.7 kN

Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1
Osiadania pierwotne = 0.056 cm
Osiadania wtórne = 0.000 cm
Osiadania całkowite = 0.056 cm
Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000
Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00000
Przechyłka = 0.00000 rad
Warunek naprężeniowy 0.3*σ_{zp} = 0.3*39.19 kN/m^2 = 11.76 kN/m^2 ≥ σ_{zd} = 9.93 kN/m^2
Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 2.70 m

Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:

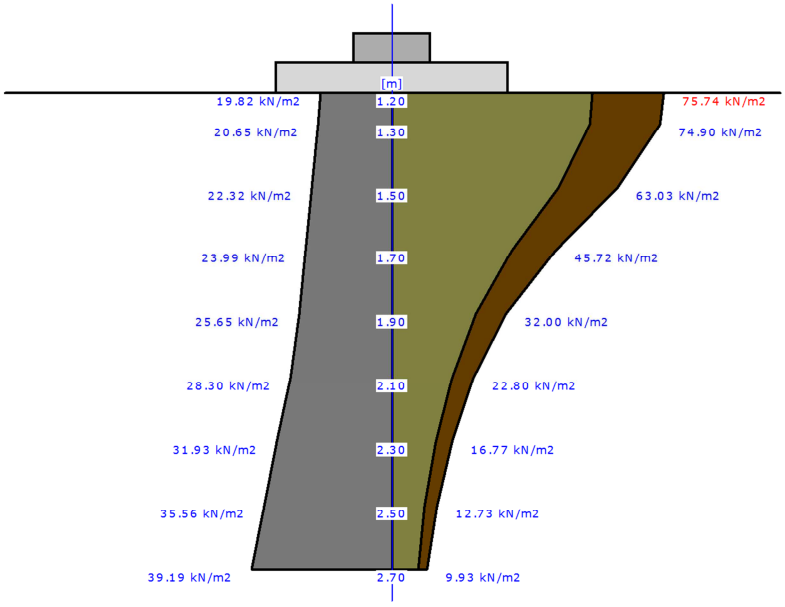


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ_{ZR} [kN/m2]	σ_{ZS} [kN/m2]	σ_{ZD} [kN/m2]	Suma = $\sigma_{ZS}+\sigma_{ZD}+\sigma_{ZDsiła}+\sigma_{ZDfund}$
0	1.20	19.82	19.82	55.92	75.74
1	1.30	20.65	19.60	55.30	74.90
2	1.50	22.32	16.49	46.54	63.03
3	1.70	23.99	11.96	33.76	45.72
4	1.90	25.65	8.37	23.62	32.00
5	2.10	28.30	5.97	16.84	22.80
6	2.30	31.93	4.39	12.38	16.77
7	2.50	35.56	3.33	9.40	12.73
8	2.70	39.19	2.60	7.33	9.93

Legenda:

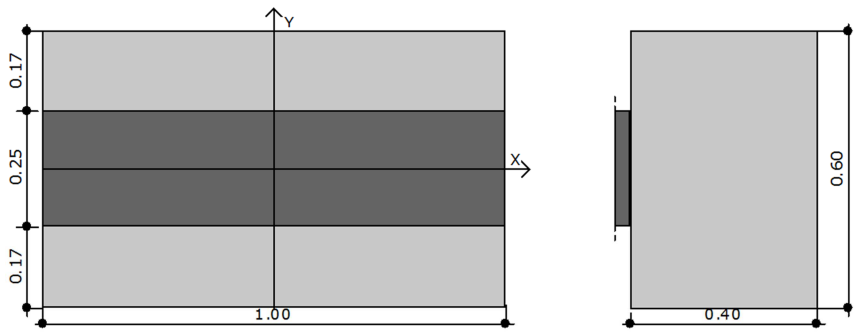
H [m] - głębokość liczona od poziomu terenu

σ_{ZR} [kN/m2] - naprężenia pierwotne

σ_{ZS} [kN/m2] - naprężenia wtórne

σ_{ZD} [kN/m2] - naprężenia dodatkowe

Lawa Łż3

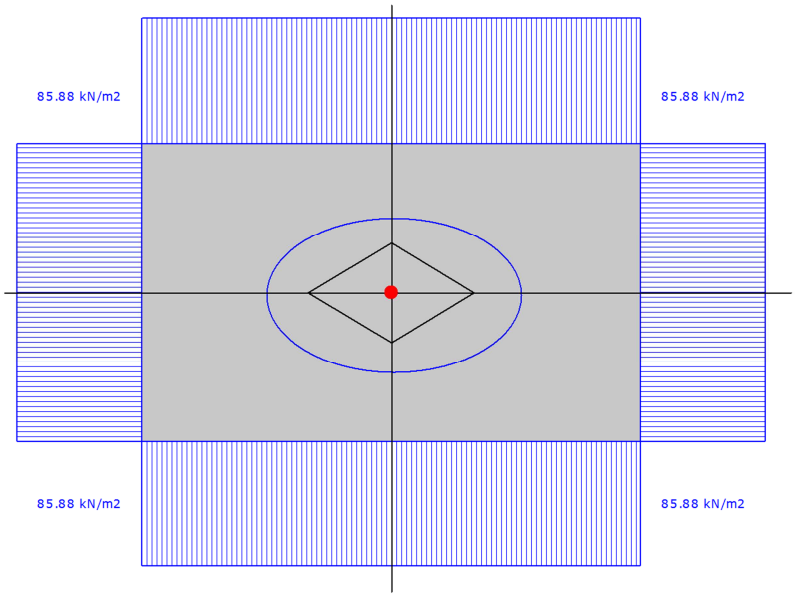


Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1
  DLA WARSTWY NR 1
    N=51.53 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 382.03 = 309.44 kN
  DLA WARSTWY NR 2
    N=94.49 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 2579.14 = 2089.10 kN
  DLA WARSTWY NR 3
    N=186.29 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 5290.95 = 4285.67 kN

Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1
Naprężenia w narożach:
  q_1=85.88 kN/m^2
  q_2=85.88 kN/m^2
  q_3=85.88 kN/m^2
  q_4=85.88 kN/m^2



Odrywanie nie występuje.

Wyniki obliczeń przebicia

DLA SCHEMATU NR 1
Przebicie nie występuje

Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:
DLA SCHEMATU NR 1
Stateczność OK. M_{wyp}=0.0 kNm ≤ m*M_{otrzym} = 0.72 * 15.4 = 11.1 kNm

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:
DLA SCHEMATU NR 1
Przesuw po warstwie 1
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 15.4 = 11.1 kN
Przesuw po warstwie 2
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 45.6 = 32.8 kN
Przesuw po warstwie 3
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 38.9 = 28.0 kN

Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1
Osiadania pierwotne = 0.045 cm
Osiadania wtórne = 0.000 cm
Osiadania całkowite = 0.045 cm
Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000
Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00000
Przechyłka = 0.00000 rad
Warunek naprężeniowy 0.3*σ_{zp} = 0.3*35.56 kN/m^2 = 10.67 kN/m^2 ≥ σ_{zd} = 10.44 kN/m^2
Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 2.50 m

Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:

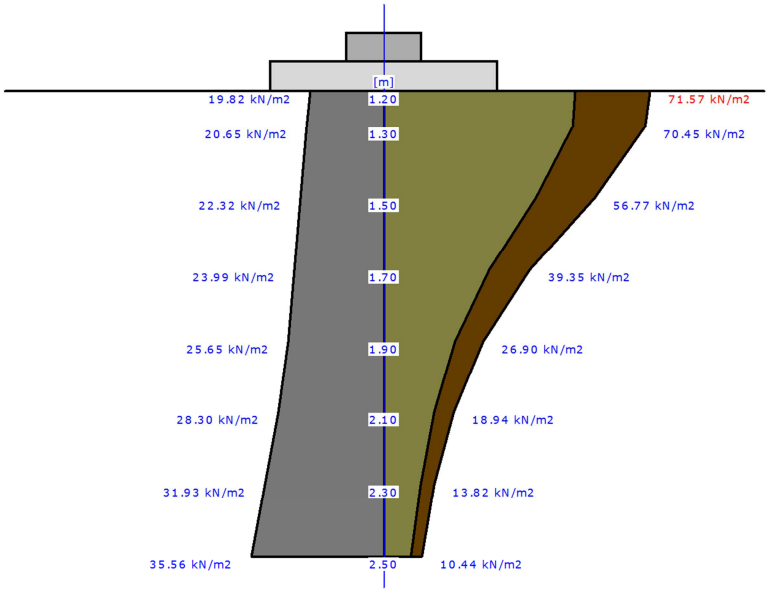


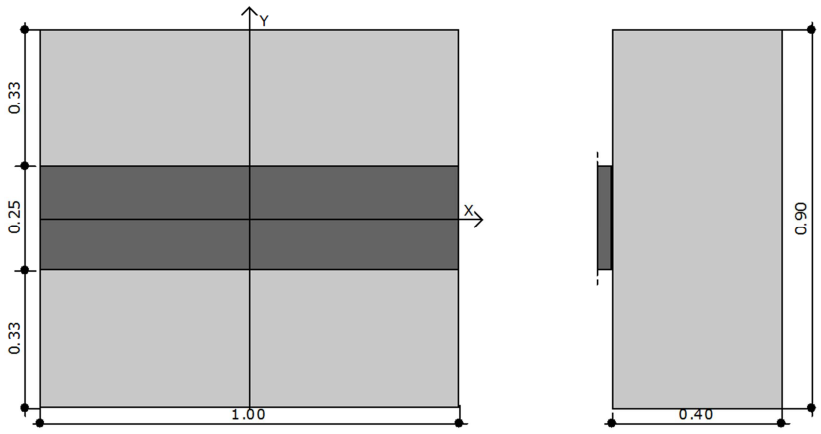
Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ_{ZR} [kN/m2]	σ_{ZS} [kN/m2]	σ_{ZD} [kN/m2]	Suma = $\sigma_{ZS}+\sigma_{ZD}+\sigma_{ZDsiła}+\sigma_{ZDfund}$
0	1.20	19.82	19.82	51.75	71.57
1	1.30	20.65	19.51	50.94	70.45
2	1.50	22.32	15.72	41.05	56.77
3	1.70	23.99	10.90	28.46	39.35
4	1.90	25.65	7.45	19.46	26.90
5	2.10	28.30	5.24	13.69	18.94
6	2.30	31.93	3.83	10.00	13.82
7	2.50	35.56	2.89	7.55	10.44

Legenda:

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

Lawa ŁŻ3

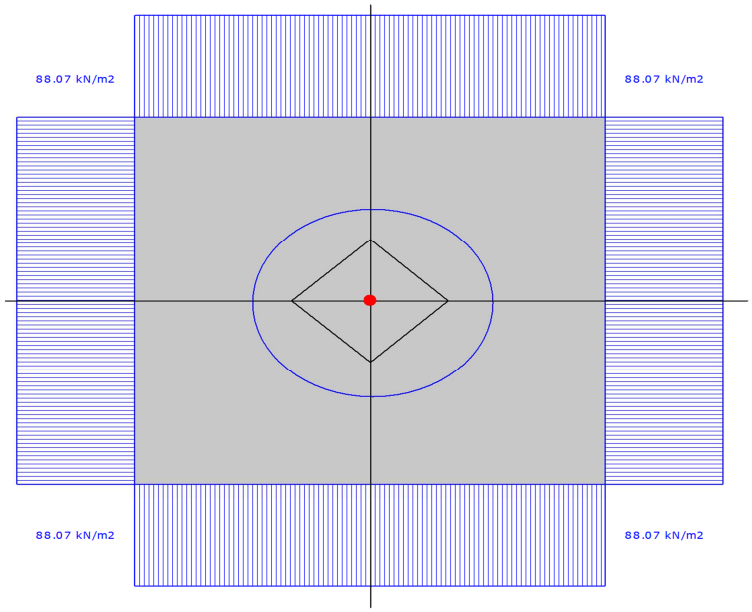


Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1
DLA WARSTWY NR 1
N=79.26 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 714.06 = 578.39 kN
DLA WARSTWY NR 2
N=132.40 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 3597.03 = 2913.59 kN
DLA WARSTWY NR 3
N=238.44 kN ≤ m*Q_{fNB}=0.81 * 6493.76 = 5259.94 kN

Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1
Naprężenia w narożach:
q_1=88.07 kN/m^2
q_2=88.07 kN/m^2
q_3=88.07 kN/m^2
q_4=88.07 kN/m^2



Odrywanie nie występuje.

Wyniki obliczeń przebicia

DLA SCHEMATU NR 1
Przebicie nie występuje

Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:
DLA SCHEMATU NR 1
Stateczność OK. M_{wyp}=0.0 kNm ≤ m*M_{otrzym} = 0.72 * 34.4 = 24.8 kNm

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:
DLA SCHEMATU NR 1
Przesuw po warstwie 1
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 22.9 = 16.5 kN
Przesuw po warstwie 2
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 63.3 = 45.6 kN
Przesuw po warstwie 3
Stateczność OK. T_y=0.0 kN ≤ m*T_{uy} = 0.72 * 51.4 = 37.0 kN

Osiadanie fundamentu

DLA SCHEMATU NR1
Osiadania pierwotne = 0.064 cm
Osiadania wtórne = 0.000 cm
Osiadania całkowite = 0.064 cm
Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000
Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00000
Przechyłka = 0.00000 rad
Warunek naprężeniowy 0.3*σ_{zp} = 0.3*42.82 kN/m^2 = 12.85 kN/m^2 ≥ σ_{zd} = 9.70 kN/m^2
Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 2.90 m

Rozkład naprężeń pod analizowanym fundamentem:

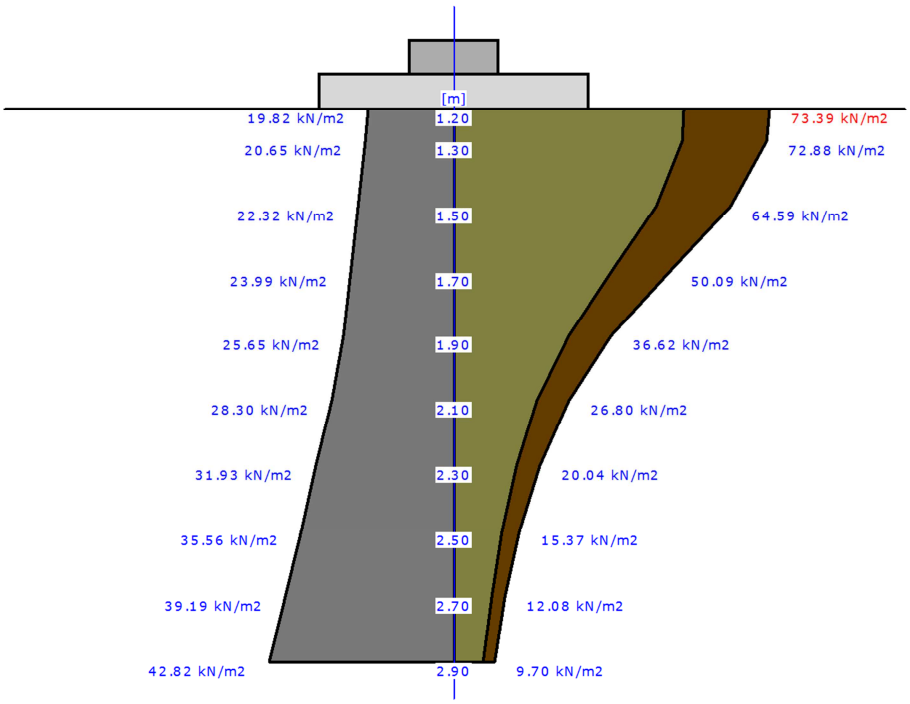


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	σ_{ZR} [kN/m2]	σ_{ZS} [kN/m2]	σ_{ZD} [kN/m2]	Suma = $\sigma_{ZS}+\sigma_{ZD}+\sigma_{ZDsiła}+\sigma_{ZDfund}$
0	1.20	19.82	19.82	53.57	73.39
1	1.30	20.65	19.68	53.20	72.88
2	1.50	22.32	17.44	47.15	64.59
3	1.70	23.99	13.53	36.57	50.09
4	1.90	25.65	9.89	26.74	36.62
5	2.10	28.30	7.24	19.57	26.80
6	2.30	31.93	5.41	14.63	20.04
7	2.50	35.56	4.15	11.22	15.37
8	2.70	39.19	3.26	8.82	12.08
9	2.90	42.82	2.62	7.08	9.70

Legenda:

H [m] - głębokość liczona od poziomu terenu

σ_{ZR} [kN/m2] - naprężenia pierwotne

σ_{ZS} [kN/m2] - naprężenia wtórne

σ_{ZD} [kN/m2] - naprężenia dodatkowe