

III.OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE.

1.Zestawienie obciążeń

1.1 STROP DREWNIANY BELKOWY Z PODSUFITKĄ (stan istniejący)

a) obciążenia stałe:

Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Polepa gliniana	$0,09m \cdot 18kN/m^3$	1,62	1,3	2,11
Deskowanie	$0,04m \cdot 6kN/m^3$	0,24	1,2	0,29
Izolacja z trocin	$0,12 \cdot 2,5kN/m^3$	0,30	1,3	0,39
Belka stropowa	$0,26 \times 0,32 \times 1,0 \times 6kN/m^3$	0,50	1,1	0,55
Deskowanie	$0,03 \cdot 6kN/m^3$	0,18	1,2	0,22
Tynk cem-wapienny	$0,02 \cdot 19kN/m^3$	0,29	1,3	0,38
		$\Sigma q_k = 3,13 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma q_o = 3,94 \text{ kN/m}^2$

b) obciążenia zmienne

obciążenie zmienne technologiczne	$1,2 \text{ kN/m}^2$	1,4	$1,68 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------------	----------------------	-----	-----------------------

Suma obciążeń: $\Sigma q_k = 4,33 \text{ kN/m}^2$ $\Sigma q_o = 5,62 \text{ kN/m}^2$

*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f=1,3$

1.2. Obciążenie ze stropu nad piętrem. (stan projektowany)

a) Obciążenia stałe.

Rodzaj obciążenia		Obc. char. q_k	Współ. γ_f	Obc. obl. q_o
Wylewka cem.	4,0 cm	0,84	1,3	1,09
Styropian FS20	12,0 cm	0,05	1,2	0,06
Strop Teriva II	34,0 cm	4,00	1,1	4,40
Tynk cem. – wap.	1,5 cm	0,28	1,3	0,36
		$\Sigma g_k = 5,17 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma g_o = 5,91 \text{ kN/m}^2$

b) Obciążenie zmienne.

Obciążenie użytkowe:	3,0	1,3	3,9
Suma obciążeń ze stropu:	$\Sigma q_k = 8,17 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma q_o = 9,81 \text{ kN/m}^2$

Poz.2. Schody

Zestawienie obciążeń

a) ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA PŁYTĘ BIEGU SCHODÓW PROWADZĄCYCH OD POZIOMU PARTERU NA POZIOM SPOCZNIKA +2,47 ORAZ Z POZIOMU PIĘTRA NA POZIOM SPOCZNIKA+6,76:

Nachylenie biegu $\alpha=30^\circ$ $\cos\alpha=0,866$

Wymiar stopni $h=16,5$ $s=29\text{cm}$

a) obciążenia stałe:

Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Płytki ceramiczne	$0,01 \cdot 25\text{kN/m}^3 / \cos\alpha$	0,29	1,2	0,35
Stopnie	$\frac{0,165 \cdot 0,29}{2} \cdot 24\text{kN/m}^3 \div 0,29$	1,98	1,1	2,18
Płyta biegu	$0,20\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 / \cos\alpha$	5,77	1,1	6,35
Tynk cem-wapienny	$0,015 \cdot 19\text{kN/m}^3 / \cos\alpha$	0,33	1,3	0,43
		$\Sigma q_k = 8,37 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma q_o = 9,31 \text{ kN/m}^2$

b) obciążenia zmienne

obciążenie zmienne technologiczne	4,00 kN/m^2	1,3	5,20 kN/m^2
-----------------------------------	----------------------	-----	----------------------

Suma obciążeń na 1mb biegu schodów: $\Sigma q_k = 12,37 \text{ kN/m}$

$\Sigma q_o = 14,51 \text{ kN/m}$

*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f=1,17$

b) ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA PŁYTĘ SPOCZNIKA:

a) obciążenia stałe:

Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Płytki ceramiczne	$0,01 \cdot 25\text{kN/m}^3$	0,25	1,2	0,30
Płyta spocznika	$0,08\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3$	2,00	1,1	2,20
Tynk cem-wapienny	$0,015 \cdot 19\text{kN/m}^3$	0,29	1,3	0,37
		$\Sigma q_k = 2,54 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma q_o = 2,87 \text{ kN/m}^2$

b) obciążenia zmienne

obciążenie zmienne technologiczne	4,0 kN/m^2	1,3	5,2 kN/m^2
-----------------------------------	---------------------	-----	---------------------

Suma obciążeń na 1mb płyty spocznika: $\Sigma q_k = 6,54 \text{ kN/m}$

$\Sigma q_o = 7,89 \text{ kN/m}$

*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f=1,21$

c) ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA PŁYTĘ BIEGU SCHODÓW PROWADZĄCYCH OD POZIOMU SPOCZNIKA +2,47 NA POZIOM PIĘTRA, ORAZ Z POZIOMU SPOCZNIKA +6,76 NA POZIOM PODDASZA:

Nachylenie biegu $\alpha=29^\circ$ $\cos\alpha=0,875$

Wymiar stopni $h=16,5$ $s=29\text{cm}$

a) obciążenia stałe:

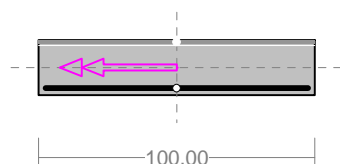
Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Płytki ceramiczne	$0,01 \cdot 25\text{kN/m}^3 / \cos\alpha$	0,29	1,2	0,35
Stopnie	$\frac{0,165 \cdot 0,29}{2} \cdot 24\text{kN/m}^3 \div 0,29$	1,98	1,1	2,18
Płyta biegu	$0,15\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 / \cos\alpha$	4,28	1,1	4,71

Tynk cem-wapienny	$0,015 \cdot 19 \text{ kN/m}^3 / \cos \alpha$	0,33	1,3	0,43
		$\Sigma q_k = 6,88 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma q_o = 7,67 \text{ kN/m}^2$
b) obciążenia zmienne				
obciążenie zmienne technologiczne		4,00 kN/m^2	1,3	5,20 kN/m^2
Suma obciążeń na 1mb biegu schodów:	$\Sigma q_k = 10,80 \text{ kN/m}$			$\Sigma q_o = 12,87 \text{ kN/m}$
*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f = 1,19$				

Poz.2.1. BIEG SCHODÓW PROWADZĄCYCH OD POZIOMU PARTERU NA POZIOM SPOCZNIKA +2,47 ORAZ Z POZIOMU PIĘTRA NA POZIOM SPOCZNIKA +6,76:

Suma obciążeń na 1mb biegu schodów: $\Sigma q_k = 12,37 \text{ kN/m}$ $\Sigma q_o = 14,51 \text{ kN/m}$
 *średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f = 1,18$

Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 1,96 \text{ m}$, $b = 1,96 \text{ m}$,

Siły obliczeniowe:
 $N = 0,0 \text{ kN}$, $M = 28,0 \text{ kNm}$

Wytrzymałość obliczeniowa:
 betonu: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, stali: $R_a = 310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]: $x = 1,5$ ($\xi = 0,085$), $F_{bc} = 148 \text{ cm}^2$,
 $h = 20,0$, $h_o = 17,5$, $a = 2,5$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$AsI_a = 5,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow (7 \times 10 = 5,50 \text{ cm}^2),$$

Przyjęto zbrojenie $\phi 10$ co 12,5cm (8 $\phi 10$ na 1mb)

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,20$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 100,0 \text{ cm}$; $h = 20,0 \text{ cm}$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 179,2 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f = f_{d(d)} = 13,4 \text{ mm} \quad f = 13,4 < 19,6 = f_{dop}$$

Poz.2.2. BIEGU SCHODÓW PROWADZĄCYCH OD POZIOMU SPOCZNIKA +2,47 NA POZIOM PIĘTRA, ORAZ Z POZIOMU SPOCZNIKA +6,76 NA POZIOM PODDASZA:

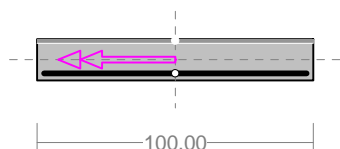
Suma obciążeń na 1mb biegu schodów: $\Sigma q_k = 10,80 \text{ kN/m}$

$\Sigma q_o = 12,87 \text{ kN/m}$

*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f = 1,19$



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a = 1,58 \text{ m}$, $b = 1,58 \text{ m}$,

Siły obliczeniowe:

$N = 0,0 \text{ kN}$, $M = 16,0 \text{ kNm}$

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, stali: $R_a = 310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x = 1,2$ ($\xi = 0,095$), $F_{bc} = 119 \text{ cm}^2$,

$h = 15,0$, $h_o = 12,5$, $a = 2,5$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$AsI = 4,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow (6 \cdot 10 = 4,71 \text{ cm}^2)$,

Przyjęto zbrojenie $\phi 10$ co 12,5cm (8 $\phi 10$ na 1mb)

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,20$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 100,0 \text{ cm}$; $h = 15,0 \text{ cm}$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 138,2 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f = f_{d(d)} = 10,9 \text{ mm}$$

$$f = 10,9 < 12,6 = f_{dop}$$

Poz.2.3. Belka spocznikowa w poziomie $\pm 0,00$

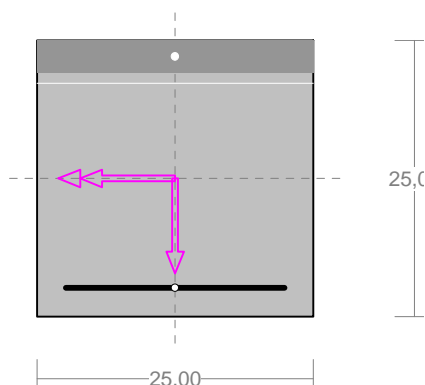
1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA BELKĘ SPOCZNIKOWĄ W POZIOMIE $\pm 0,00$:

Rodzaj obciążenia:	q_k	γ_f	q_o
Ciężar z biegu (zest.a) $12,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,82 \text{ m}$	22,51	1,18	26,56
Ciężar własny belki $0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	1,56	1,1	1,72
$\Sigma q_k = 24,07 \text{ kN/m}$			$\Sigma q_o = 28,28 \text{ kN/m}$

$$l=2,55 \times 1,05=2,70\text{m}$$



Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a=1,61\text{ m}$, $b=1,09\text{ m}$,

Siły obliczeniowe:

$N=0,0\text{ kN}$, $M=17,3\text{ kNm}$

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5\text{ MPa}$, stali: $R_a=310\text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x=2,9$ ($\xi=0,130$), $F_{bc}=73\text{ cm}^2$,

$h=25,0$, $h_o=22,4$, $a=2,6$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$A_{s1}=2,66\text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \times 12 = 3,39\text{ cm}^2)$

Przyjęto zbrojenie dołem 3 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k=0,5$; $\nu_d=0,20$; $\kappa=1,00$.

Cechy przekroju: $b=25,0\text{ cm}$; $h=25,0\text{ cm}$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x=151,6\text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f=f_{d(d)}=5,9\text{ mm} \quad f=5,9 < 10,8=f_{dop}$$

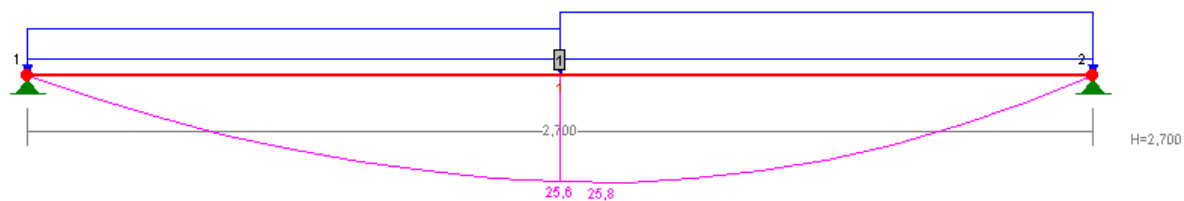
Poz.2.4. Belka spocznikowa w poziomie +2,47

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA BELKĘ SPOCZNIKOWĄ W POZIOMIE 2,47:

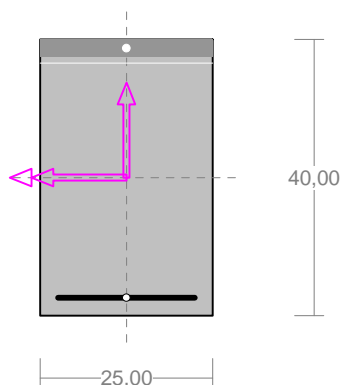
Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Ciężar z biegu (zest.a)	$12,37\text{ kN/m}^2 \cdot 1,82\text{m}$	22,51	1,18	26,56
Ciężar z biegu (zest.c)	$10,80\text{ kN/m}^2 \cdot 1,50\text{m}$	16,20	1,19	19,28
Ciężar z płyt spocznika	$6,54\text{ kN/m}^2 \cdot 0,50\text{m}$	3,27	1,18	3,86
Ciężar własny belki	$0,25 \cdot 0,40 \cdot 25\text{ kN/m}^3$	2,50	1,1	2,75

$$l=2,55 \times 1,05=2,70\text{m}$$

Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=1,46$ m, $b=1,24$ m,

Siły obliczeniowe:

$$N=0,0 \text{ kN}, \quad M=25,8 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b=11,5 \text{ MPa, stali: } R_a=310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr}=0,60$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$$x=2,5 \quad (\xi=0,068), \quad F_{bc}=64 \text{ cm}^2,$$

$$h=40,0, \quad h_o=37,4, \quad a=2,6,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$A_{s_a}=2,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \times 12 = 3,39 \text{ cm}^2),$$

Przyjęto zbrojenie dołem 3 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Ugięcia

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k=0,5$; $\nu_d=0,20$; $\kappa=1,00$.

Cechy przekroju: $b=25,0$ cm; $h=40,0$ cm

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x=135,0$ cm, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f=f_{d(d)}=2,4 \text{ mm} \quad f=2,4 < 10,8=f_{dop}$$

Poz.2.5. Belka spocznikowa w poziomie +2,44 oraz +6,73 przy ścianie

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA BELKĘ SPOCZNIKOWĄ:

Rodzaj obciążenia:

Ciężar z płyt spocznika $6,54 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,50 \text{ m}$

q_k

3,27

γ_f

1,18

q_o

3,86

Ciężar własny belki $0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$

1,56

1,1

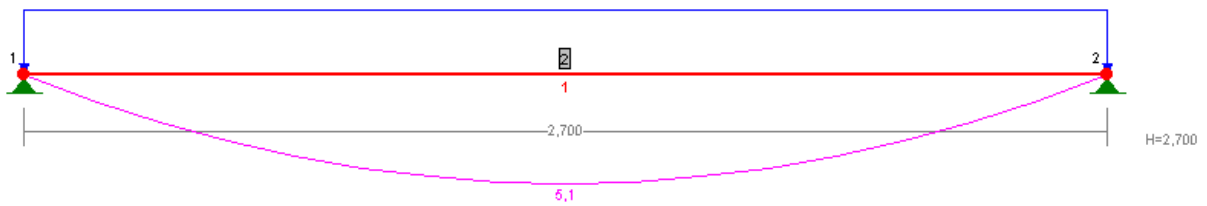
1,72

$$\Sigma q_k = 4,83 \text{ kN/m}$$

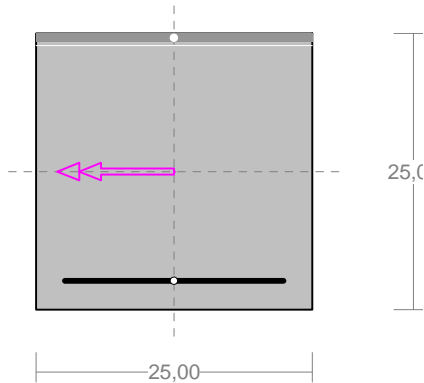
$$\Sigma q_o = 5,58 \text{ kN/m}$$

$$l=2,55 \times 1,05=2,70 \text{ m}$$

Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=1,35$ m, $b=1,35$ m,

Siły obliczeniowe:

$N=0,0$ kN, $M=5,1$ kNm

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5$ MPa, stali: $R_a=310$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x=0,8$ ($\xi=0,037$), $F_{bc}=21$ cm²,

$h=25,0$, $h_o=22,4$, $a=2,6$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$A_{sa}=0,74$ cm² $\Rightarrow (1 \times 12 = 1,13$ cm²),

Przyjęto zbrojenie dołem 2 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (*dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych*).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,20$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 25,0$ cm; $h = 25,0$ cm

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 113,9$ cm, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

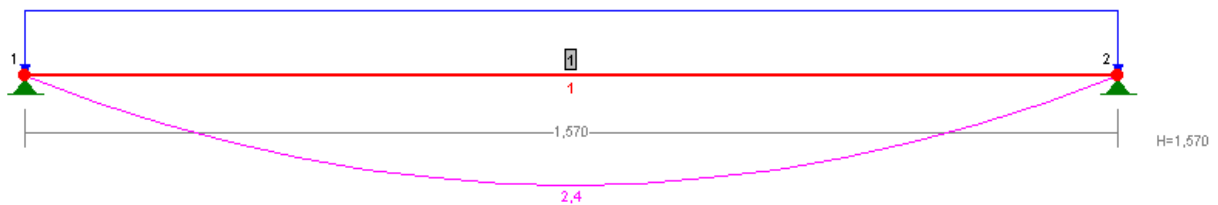
$$f = f_{d(d)} = 0,7 \text{ mm} \quad f = 0,7 < 10,8 = f_{dop}$$

Poz.2.6 Płyta spocznikowa

Suma obciążeń na 1mb płyty spocznikowej: $\Sigma q_k = 6,54$ kN/m

$\Sigma q_o = 7,89$ kN/m

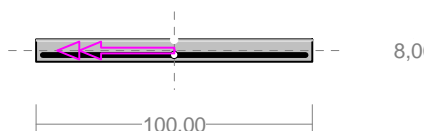
*średni ważony współczynnik obciążenia: $\gamma_f=1,21$



Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a=0,78$ m, $b=0,78$ m,

Siły obliczeniowe:



$N=0,0 \text{ kN}$, $M=2,4 \text{ kNm}$

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5 \text{ MPa}$, stali: $R_a=310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x=0,4$ ($\xi=0,070$), $F_{bc}=39 \text{ cm}^2$,

$h=8,0$, $h_o=5,6$, $a=2,4$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$A_{s1} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \times 8 = 1,51 \text{ cm}^2),$$

Przyjęto pręty $\phi 8$ co 12,5cm, analogicznie przyjęto zbrojenie w pozostałych płytach spocznikowych

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,17$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 100,0 \text{ cm}$; $h = 8,0 \text{ cm}$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 78,5 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f = f_{d(d)} = 0,9 \text{ mm} \quad f = 0,9 < 7,8 = f_{dop}$$

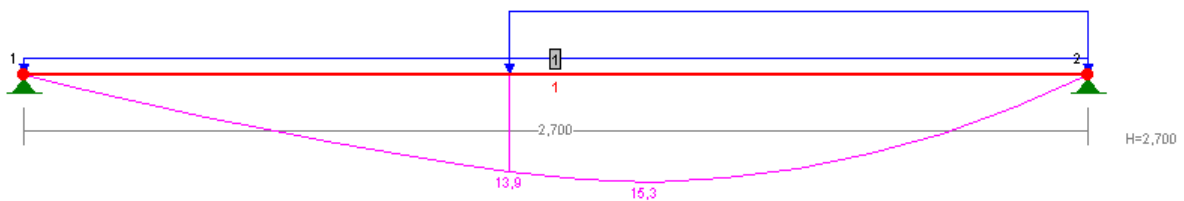
Poz.2.7. Belka spocznikowa w poziomie +4,30

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA BELKĘ SPOCZNIKOWĄ:

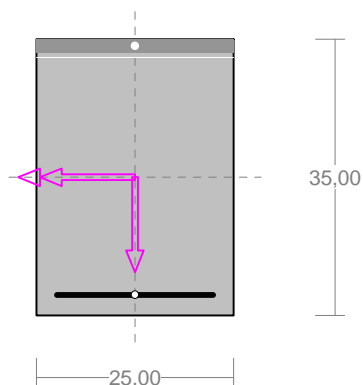
Rodzaj obciążenia:		q_k	γ_f	q_o
Ciężar z płyt spocznika	$6,54 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,30\text{m}$	1,96	1,18	2,31
Ciężar z biegu (zest.c)	$10,80 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,50\text{m}$	16,20	1,19	19,28
Ciężar własny belki	$0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	2,18	1,1	2,40

$$l=2,55 \times 1,05=2,70\text{m}$$

Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=1,58$ m, $b=1,12$ m,

Siły obliczeniowe:

$$N=0,0 \text{ kN}, \quad M=15,3 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b=11,5 \text{ MPa, stali: } R_a=310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr}=0,60$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$$x=1,7 \quad (\xi=0,054), \quad F_{bc}=43 \text{ cm}^2,$$

$$h=35,0, \quad h_o=32,4, \quad a=2,6,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$A_{s1}=1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 12 = 2,26 \text{ cm}^2),$$

Przyjęto zbrojenie dołem 2 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Ugięcia

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k=0,5$; $\nu_d=0,20$; $\kappa=1,00$.

Cechy przekroju: $b=25,0$ cm; $h=35,0$ cm

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x=139,3$ cm, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f=f_{d(d)}=0,9 \text{ mm} \quad f=0,9 < 10,8 = f_{dop}$$

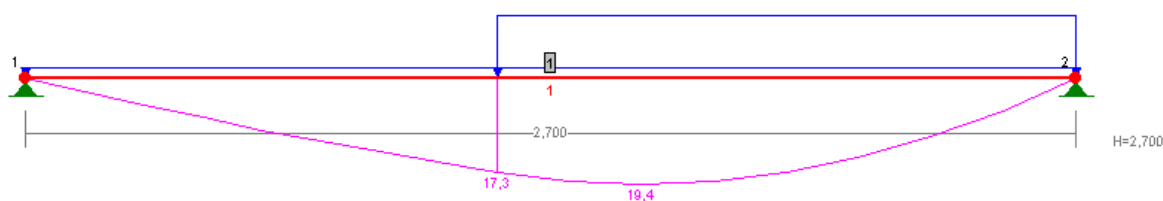
Poz.2.8. Belka spocznikowa w poziomie +4,30

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA BELKĘ SPOCZNIKOWĄ W POZIOMIE $\pm 0,00$:

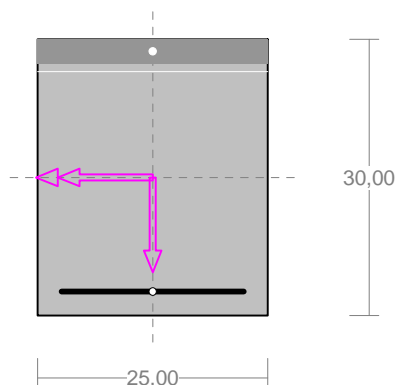
Rodzaj obciążenia:	q_k	γ_f	q_o
Ciężar z biegu (zest.a) $12,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,82 \text{ m}$	22,51	1,18	26,56
Ciężar z płyt spocznika $6,54 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,30 \text{ m}$	1,96	1,18	2,31
Ciężar własny belki $0,25 \cdot 0,30 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	1,87	1,10	2,06

$$l=2,55 \times 1,05=2,70 \text{ m}$$

Schemat statyczny:



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=1,58$ m, $b=1,12$ m,

Siły obliczeniowe:

$$N=0,0 \text{ kN}, \quad M=19,4 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b=11,5 \text{ MPa, stali: } R_a=310 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr}=0,60$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$$x=2,6 \quad (\xi=0,096), \quad F_{bc}=66 \text{ cm}^2,$$

$$h=30,0, \quad h_o=27,4, \quad a=2,6,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$A_{sI_a} = 2,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \times 12 = 3,39 \text{ cm}^2),$$

Przyjęto zbrojenie dołem 3 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Ugięcia

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,20$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 25,0$ cm; $h = 30,0$ cm

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 137,5$ cm, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

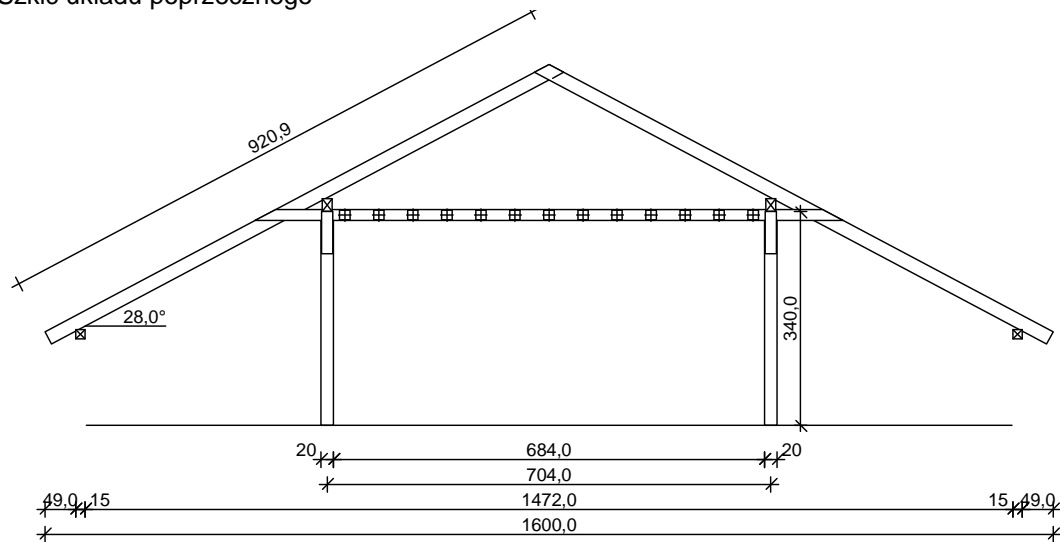
$$f = f_{d(d)} = 3,8 \text{ mm} \quad f = 3,8 < 10,8 = f_{dop}$$

Poz. 3. Dach- płatwiowo-kleszczowy

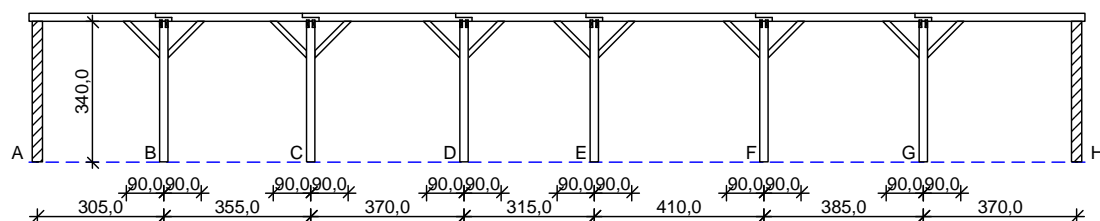
DANE:

Geometria ustroju:

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 28,0^\circ$

Rozpiętość wiażara $l = 16,00$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 14,72$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 7,04$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,05$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,33$ m

Płatew pośrednia złożona z siedmiu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,05$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,55$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,70$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,15$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek E - F o rozpiętości $l = 4,10$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek F - G o rozpiętości $l = 3,85$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m
- odcinek G - H o rozpiętości $l = 3,70$ m
lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m
prawy koniec odcinka oparty na murze

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 3,40$ m

Rozstaw podparć murłaty $= 2,50$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,50$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/22cm (zacios 3 cm) z drewna C30
- płatew 16/20 cm z drewna C30
- słup 20/20 cm z drewna C30
- kleszcze 2x 6,3/17,5 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 54 cm z drewna C30
- murłata 15/15 cm z drewna C30

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,550$ kN/m², $g_o = 0,660$ kN/m²
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 28,0 st.):
- na połaci lewej $s_{kl} = 1,376$ kN/m², $s_{ol} = 2,064$ kN/m²
- na połaci prawej $s_{kp} = 0,960$ kN/m², $s_{op} = 1,440$ kN/m²
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 14,8$ m):
- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,320$ kN/m², $p_{ol I} = -0,479$ kN/m²
- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,130$ kN/m², $p_{ol II} = 0,195$ kN/m²

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,496 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,288 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płaty)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-wariant II

$$M_y = -6,20 \text{ kNm}, \quad N = 9,48 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 18,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 12,88 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,700 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (dla przęsła środkowego)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{\text{net}} = 10,25 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 4434 / 200 = 22,17 \text{ mm}$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{\text{net}} = 4,60 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 640 / 200 = 6,40 \text{ mm}$$

Płatew 16/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 18,2 < 150$$

$$\lambda_z = 22,7 < 150$$

Obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\text{max}} = 18,80 \text{ kN/m} \quad q_{y,\text{max}} = 0,39 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w pławie (odcinek G - H)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$$N = 15,78 \text{ kN}$$

$$M_y = 14,02 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,53 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 18,46 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 18,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 13,15 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m'} \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,737 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_{m'} \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,533 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek G - H)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{\text{net}} = 10,44 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 14,00 \text{ mm}$$

Słup 20/20 cm

Smukłość (słup B)

$$\lambda_y = 97,5 < 150$$

$$\lambda_z = 58,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup G)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$$M_y = -5,60 \text{ kNm}, \quad N = 84,79 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 18,46 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,20 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,321, \quad k_{c,z} = 0,726$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,694 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,434 < 1$$

Kleszcze 2x 6,3/17,5 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 54 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 139,4 < 150$$

$$\lambda_z = 112,7 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 2,21 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 25,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,271 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$u_{net} = 5,58 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7040 / 200 = 35,20 \text{ mm}$$

Murłata 15/15 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Obciążenia obliczeniowe

$$q_z = 8,25 \text{ kN/m} \quad q_y = 2,04 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 1,36 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 20,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 2,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,117 < 1$$

Część wspornikowa murłaty

Obciążenia obliczeniowe

$$q_z = 8,25 \text{ kN/m}, \quad q_y = 2,04 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90-śnieg

$$M_y = 0,97 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,10 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 18,46 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 18,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,73 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,101 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,076 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{net} = 0,14 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 500 / 200 = 5,00 \text{ mm}$$

Poz.3.5. Belka stropowa usztywniająca poddasza

Obciążenie ze stropu poddasza

Obciążenia stałe.

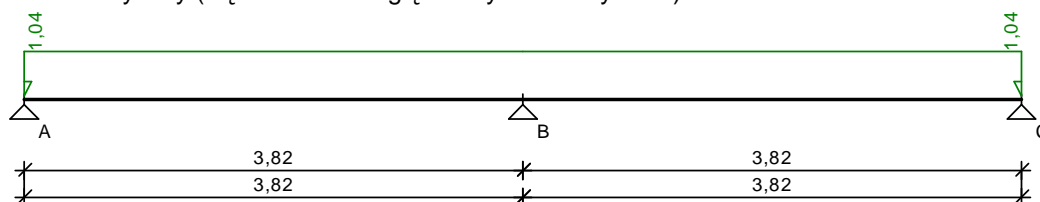
Rodzaj obciążenia	Obc. char.	Współ.	Obc. obl.
	q_k	γ_f	q_o
Izolacja termiczna 20,0 cm	0,24	1,2	0,29
Sufit podwieszony 2xGKF	0,30	1,3	0,39
	$\Sigma g_k = 0,54 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma g_o = 0,68 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie zmienne użytkowe

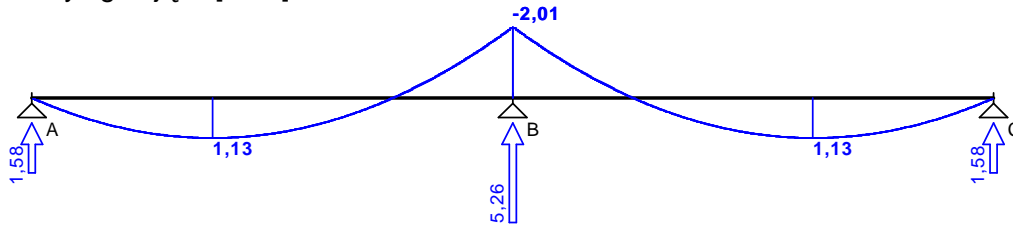
Stropy poddaszy	0,5	1,3	0,65
Suma obciążeń	$\Sigma g_k = 1,04 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma g_o = 1,33 \text{ kN/m}^2$

Przyjęto rozstaw belek stropowych co 100cm-do obliczeń przyjęto belkę dwuprzęsłową

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

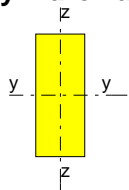


Momenty zginające [kNm]:



- klasa trwania obciążenia od oddziaływania o najkrótszym czasie trwania - stałe
- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $l_0/l = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie rozciągającym (dolnym) belki
- klasa użytkowania konstrukcji - 2

Wymiarowanie wg PN-B-03150 :2000



Przekrój prostokątny **8 / 20 cm**

$W_y = 533 \text{ cm}^3$, $J_y = 5333 \text{ cm}^4$, $m = 8,80 \text{ kg/m}$

drewno z gatunków iglastych, klasy **C24**

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$

Belka

Zginanie

Moment maksymalny $M_{\max} = 2,01 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,34 < 1$

Zwichrzenie

$k_{\text{crit}} = 1,00$

$\sigma_{m,y,d} = 3,77 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Ścinanie

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -2,63 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,25 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 5,26 \text{ kN}$ (wymiarowanie na docisk pominięto)

Stan graniczny użytkowalności ($\gamma_f = 1,28$; $k_{\text{def}} = 0,80$)

Wartość graniczna ugięcia $u_{\text{net,fin}} = l_0 / 250 = 15,28 \text{ mm}$

Ugięcie maksymalne $u_{\text{fin}} = u_M + u_T = 3,23 \text{ mm}$

$u_{\text{fin}} = 3,23 \text{ mm} < u_{\text{fin,net}} = 15,28 \text{ mm}$

Poz.3.6. Belka środkowa pod stropem

DANE:

Wymiary przekroju:

przekrój prostokątny

Szerokość $b = 16,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Drewno:

Drewno z gatunków iglastych, klasy **C24**; Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

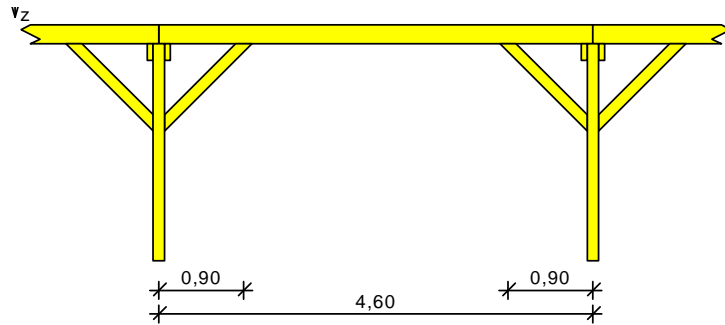
Płatów podparta obustronnie mieczami; Rozstaw słupów $l = 4,60 \text{ m}$

Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,90 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $G_k = 3,400 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,10$
- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

WYNIKI:



Momenty obliczeniowe - kombinacja (obc.stałe max.)

$$M_{y,max} = 4,29 \text{ kNm}; \quad M_{z,max} = 0,00 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,398 < 1$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,568 < 1$$

Warunek użytkowości:

$$u_{fin,z} = 8,89 \text{ mm}; \quad u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = 8,89 \text{ mm} < u_{net,fin} = 14,00 \text{ mm}$$

Poz. 4. Strop poddasza

Obciążenie ze stropu nad piętrem.

a) Obciążenia stałe.

Rodzaj obciążenia		Obc. char.	Współ.	Obc. obl.
		q_k	γ_f	q_o
Wylewka cem.	4,0 cm	0,84	1,3	1,09
Styropian FS20	12,0 cm	0,05	1,2	0,06
Strop Teriva II (l=7,80)	34,0 cm	4,00	1,1	4,40
Tynk cem. – wap.	1,5 cm	0,28	1,3	0,36
		$\Sigma g_k = 5,17 \text{ kN/m}^2$		$\Sigma g_o = 5,91 \text{ kN/m}^2$

b) Obciążenie zmienne.

Obciążenie użytkowe:

3,0

1,3

3,9

Suma obciążeń ze stropu:

$\Sigma q_k = 8,17 \text{ kN/m}^2$

$\Sigma q_o = 9,81 \text{ kN/m}^2$

Poz.4.1. Strop „TERIVA II”

Strop nad piętrem zaprojektowano jako gęstożebrowy typu „TERIVA II” o rozpiętości modularnej l=7,80m z zbrojeniem dodatkowym belek z prętów 2 ϕ 16.

l=7,00

l_o=7,30

Suma obciążeń ze stropu: $\Sigma q_k = 8,17 \text{ kN/m}^2$

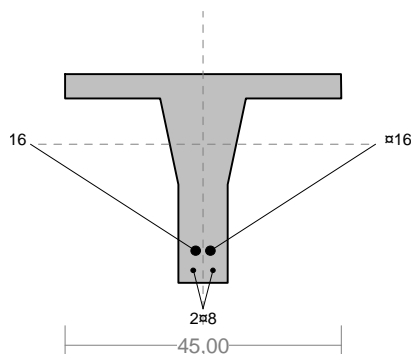
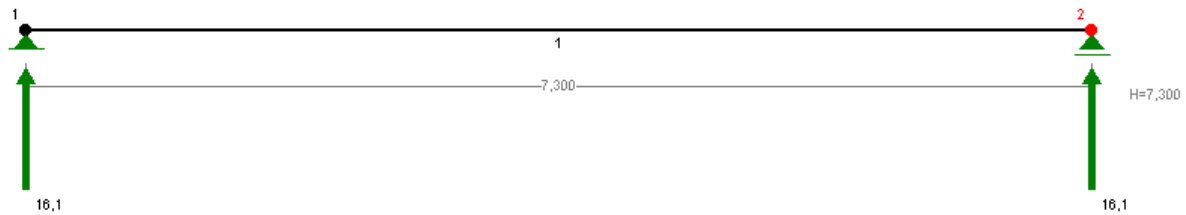
$\Sigma q_o = 9,81 \text{ kN/m}^2$

Suma obciążeń na belkę stropu: $\Sigma q_k = 8,17 \times 0,45 = 3,67 \text{ kN/m}$

$\Sigma q_o = 4,41 \text{ kN/m}$

schemat statyczny:





Położenie przekroju: $a=3,65$ m, $b=3,65$ m,
Wymiary przekroju [cm]:
 $H=34,0$, $S=45,0$, $g=8,0$, $t=4,0$, $v_x=3,0$, $v_y=14,0$.

BETON: B20,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 15,0 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 15,0$ MPa,

Wytrzymałość obliczeniowa:

$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3})$
 $= 11,5 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 11,5$ MPa.

$F_b=462$ cm², $I_{bx}=48778$ cm⁴, $I_{by}=32726$ cm⁴

Graniczna wartość względnej wysokości strefy ściskanej: $\xi_{gr}=0,60$,

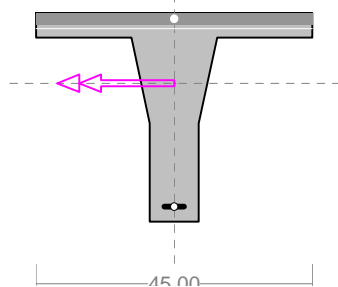
STAL: 34GS, A-III,

Wytrzymałość charakterystyczna: $R_{ak}=410$ MPa,

Wytrzymałość obliczeniowa: $R_a m_{a1} m_{a2} m_{a3} = 350 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00$
 $= 350$ MPa,

Zbrojenie główne: $F_a + F_{ac} = 5,03$ cm², $\mu = 100 (F_a + F_{ac}) / F_b = 100 \times 5,03 / 462 = 1,09$ %, $I_{ax} = 1637$ cm⁴, $I_{ay} = 8$ cm⁴,

Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=3,65$ m, $b=3,65$ m,

Siły obliczeniowe:

$N=0,0$ kN, $M=29,3$ kNm

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5$ MPa, stali: $R_a=350$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Wielkości geometryczne [cm]:

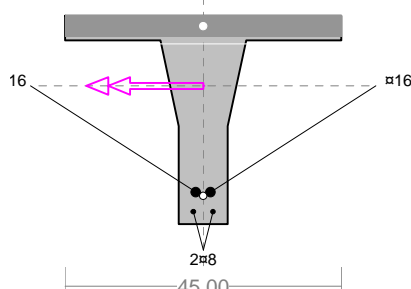
$x=1,9$ ($\xi=0,060$), $F_{bc}=86$ cm²,

$h=34,0$, $h_o=31,6$, $a=2,4$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$F_a = 2,73$ cm² $\Rightarrow (2 \phi 8 + 2 \phi 16 = 5,03$ cm²),

Nośność przekroju prostopadłego:



Położenie przekroju: $a=3,65$ m, $b=3,65$ m,

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5$ MPa, stali: $R_a=350$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Siły obliczeniowe:

$M=29,3$ kNm,

Wielkości geometryczne [m]:

$\xi=0,107 < 0,600$,

Przekrój jest zginany

$h=0,340$, $h_o=0,294$, $F_{bc}=0,0154$ m², $x=\xi h_o=0,032$, $a=0,046$,

$$e_{bc} = -0,097, \quad e_a = 0,180,$$

$$\text{Zbrojenie: } F_a = 5,03 \text{ cm}^2, \quad \mu_a = 1,09 \%$$

Wielkości statyczne:

$$N_{bc} = -R_b F_{bc} = -1000 \times 11,5 \times 0,0154 = -177,6 \text{ kN}, \quad M_{bc} = N_{bc} e_{bc} = -177,6 \times (-0,097) = 17,3 \text{ kNm},$$

$$N_a = 175,9 \text{ kN}, \quad M_a = N_a e_a = 175,9 \times 0,180 = 31,7 \text{ kNm},$$

Warunki stanu granicznego nośności

$$M_{gr} = |M_{bc} + M_a + M_{ac}| = |17,3 + 31,7| = 48,9 > 29,3 = |M|$$

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

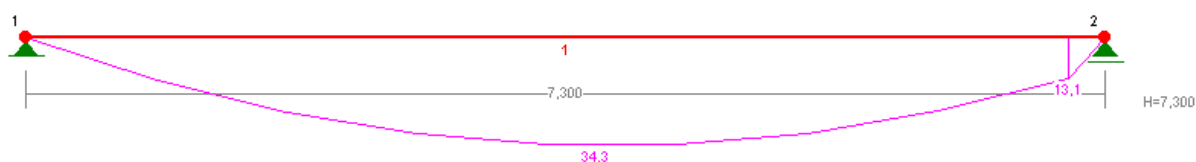
Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,50$; $\kappa = 1,00$.

Cechy przekroju: $b = 8,0 \text{ cm}$; $h = 34,0 \text{ cm}$

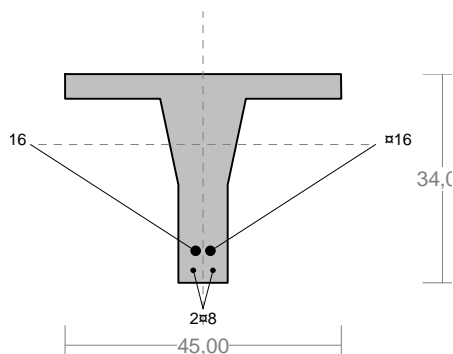
Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 365,0 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f = f_{d(d)} = 21,6 \text{ mm} \quad f = 21,6 < 29,2 = f_{dop}$$

Przeliczenie belki przejmującej obciążenia z wymianów $R = 16,1 \times 2 = 32,2 \text{ kN}$



Przekrój: T 34,0x45,0



Położenie przekroju: $a = 3,86 \text{ m}$, $b = 3,44 \text{ m}$,

Wymiary przekroju [cm]:

$H = 34,0$, $S = 45,0$, $g = 8,0$, $t = 4,0$, $v_x = 3,0$, $v_y = 14,0$.

BETON: **B20**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 15,0 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 15,0 \text{ MPa},$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3})$$

$$= 11,5 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 11,5 \text{ MPa}.$$

$$F_b = 462 \text{ cm}^2, \quad I_{bx} = 48778 \text{ cm}^4, \quad I_{by} = 32726 \text{ cm}^4$$

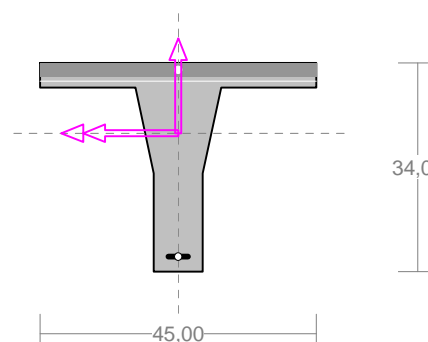
Graniczna wartość względnej wysokości strefy ściskanej: $\xi_{gr} = 0,60$,

STAL: **34GS, A-III**,

Wytrzymałość charakterystyczna: $R_{ak} = 410 \text{ MPa}$,

Wytrzymałość obliczeniowa: $R_a m_{a1} m_{a2} m_{a3} = 350 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 350 \text{ MPa}$,

$$\text{Zbrojenie główne: } F_a + F_{ac} = 5,03 \text{ cm}^2, \quad \mu = 100 (F_a + F_{ac}) / F_b = 100 \times 5,03 / 462 = 1,09 \%, \quad I_{ax} = 1637 \text{ cm}^4, \quad I_{ay} = 8 \text{ cm}^4,$$



Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 3,86 \text{ m}$, $b = 3,44 \text{ m}$,

Siły obliczeniowe:

$$N = 0,0 \text{ kN}, \quad M = 34,3 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, stali: $R_a = 350 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x = 2,2$ ($\xi = 0,071$), $F_{bc} = 100 \text{ cm}^2$,

$h = 34,0$, $h_o = 31,6$, $a = 2,4$,

Zbrojenie wymagane (obliczone): $F_a = 3,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 8 + 2 \times 16 = 5,03 \text{ cm}^2)$

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych (dla zginania bez udziału siły osiowej uwzględniany jest dodatkowo wpływ obciążeń krótkotrwałych).

Współczynniki zależne od czasu działania obciążenia i warunków środowiska: $\nu_k = 0,5$; $\nu_d = 0,50$; $\kappa = 1,00$.

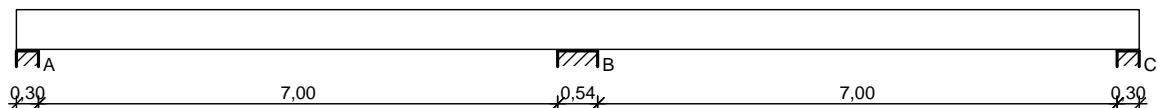
Cechy przekroju: $b = 8,0 \text{ cm}$; $h = 34,0 \text{ cm}$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 418,7 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$), wynosi:

$$f = f_{d(d)} = 26,3 \text{ mm} \quad f = 26,3 < 29,2 = f_{dop}$$

Poz.4.2. Belka pod słup wieżby dachowej

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

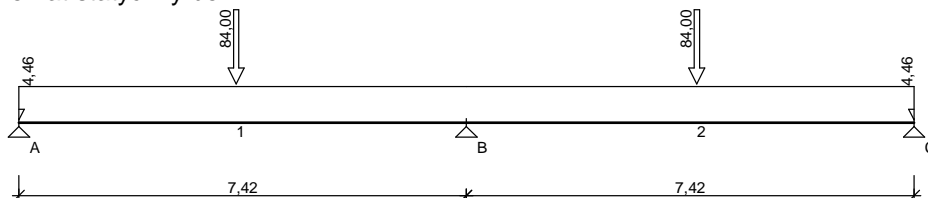
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,30m-0,54m-25,0kN/m3]	4,05	1,10	--	4,46	cała belka
Σ :		4,05	1,10		4,46	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Reakcja ze słupka wieżby	84,00	3,45	1,00	--	84,00
2.	Reakcja ze słupa wieżby	84,00	11,09	1,00	--	84,00

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$

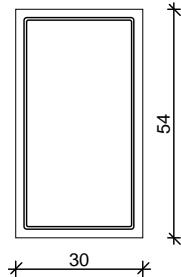
Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
 Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$
 Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}, f_{yd} = 350 \text{ MPa}, f_{tk} = 500 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}, f_{yd} = 190 \text{ MPa}, f_{tk} = 260 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa montażowa A-III (34GS)

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 30,0 \text{ cm}, h = 54,0 \text{ cm}$
 otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 115,35 \text{ kNm}$
 Przyjęto indywidualnie dołem **4φ18** o $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,67\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 115,35 \text{ kNm} < M_{Rd} = 160,08 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)73,54 \text{ kN}$
 Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 370 mm na całej długości przęsła
 Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)73,54 \text{ kN} < V_{Rd1} = 78,48 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 113,92 \text{ kNm}$
 Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,208 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 14,16 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$
 Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 74,02 \text{ kN}$
 Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)146,27 \text{ kNm}$
 Przyjęto indywidualnie górą **5φ18** o $A_s = 12,72 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,84\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)146,27 \text{ kNm} < M_{Rd} = 193,90 \text{ kNm}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)143,48 \text{ kNm}$
 Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,194 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 115,35 \text{ kNm}$
 Przyjęto indywidualnie dołem **4φ18** o $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,67\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 115,35 \text{ kNm} < M_{Rd} = 160,08 \text{ kNm}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 73,54 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 370 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 73,54 \text{ kN} < V_{Rd1} = 78,48 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 113,92 \text{ kNm}$

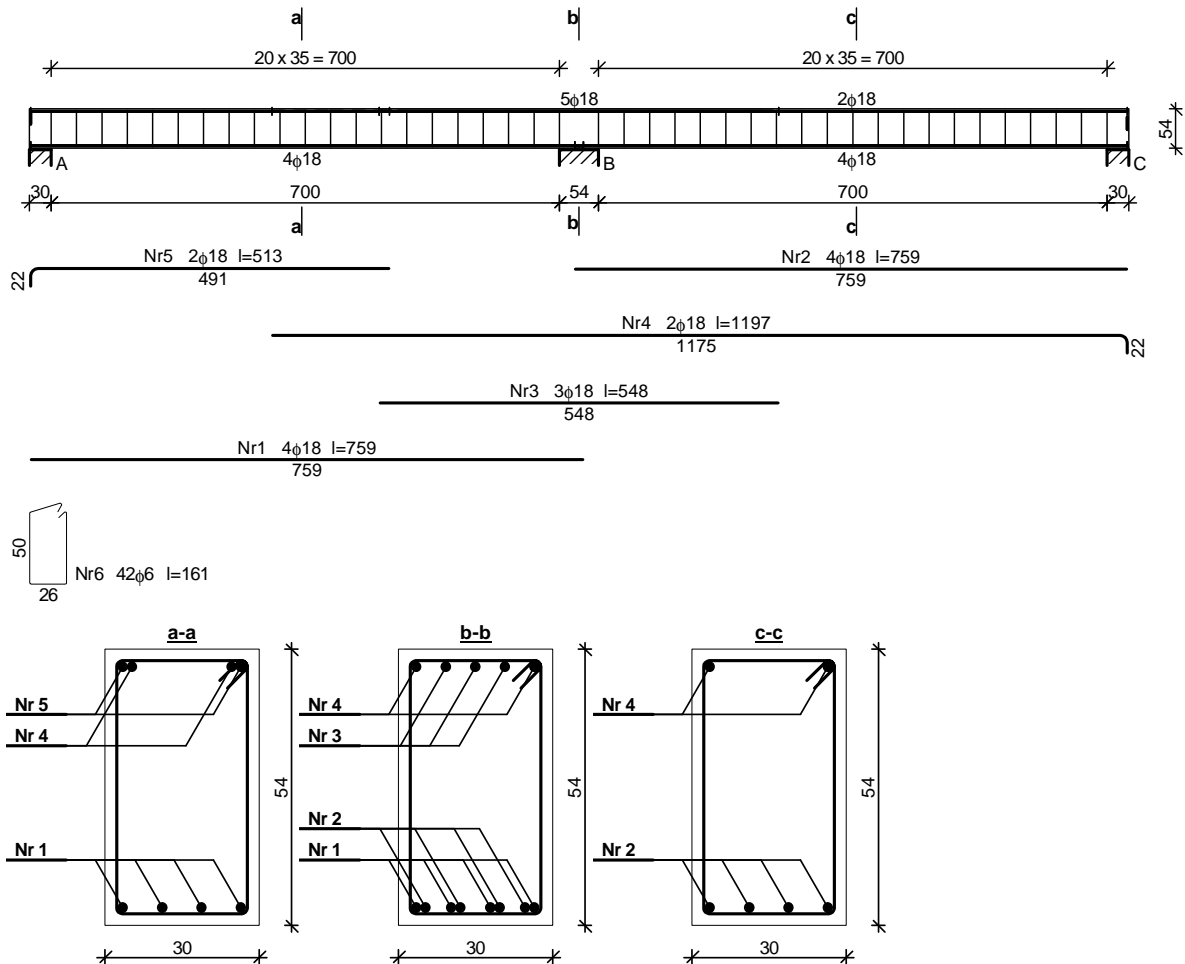
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,208 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 14,16 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 74,02 \text{ kN}$

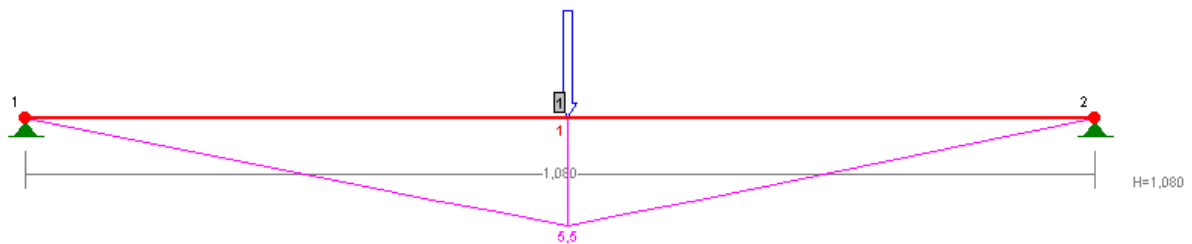
Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

SZKIC ZBROJENIA:

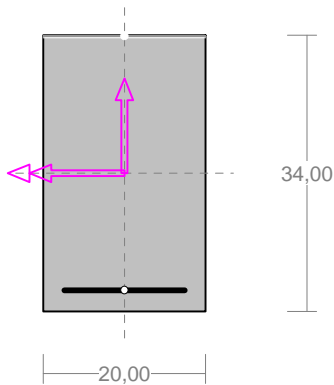


Poz.4.3. Belka wymian

Przyjęto belkę jednoprzęsłową-reakcja żebra stropu $R_a=16,1 \text{ kN}$



Zbrojenie wymagane:



Położenie przekroju: $a=0,11$ m, $b=0,97$ m,

Siły obliczeniowe:

$N=0,0$ kN, $M=1,1$ kNm

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b=11,5$ MPa, stali: $R_a=350$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr}=0,60$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$x=0,2$ ($\xi=0,007$), $F_{bc}=4$ cm²,

$h=34,0$, $h_o=31,4$, $a=2,6$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$F_a = 0,10$ cm² $< \min F_a = \min \mu_a F_b = 0,0010 \times 680 = 0,68$ cm², przyjęto

$F_a = 0,68$ cm², $\Rightarrow (1 \times 12 = 1,13$ cm²),

Przyjęto zbrojenie konstrukcyjnie dołem 2 pręty $\phi 12$ oraz 2 pręty $\phi 12$ górą

Poz.5. Fundament -wzmocnienie

Ławy wewnętrzne podłużne w obiektach dwutraktowych są przeważnie obciążone o 50% więcej, aniżeli ławy zewnętrzne podłużne. Wpływ na takie obciążenie wynika z przejmowania obciążenia ze stropów dwóch traktów (po połowie z każdego z nich), a w naszym obiekcie szer. wewnętrznej ławy podłużnej wynosi $B=66$ cm natomiast ław podłużnych zewnętrznych $B=78$ cm. W związku z tym uznaje się jako niezbędne sprawdzenie nośności wyłącznie ławy podłużnej wewnętrznej wpływ na to ma także zmiana konstrukcji stropu piętra a przez to dociążenie ławy wewnętrznej podłużnej.

Obciążenie ze stropu piętra:

$\Sigma q_k = 8,17$ kN/m²

$\Sigma q_o = 9,81$ kN/m²

Obciążenie ze stropu piwnic i parteru:

$\Sigma q_k = 6,29$ kN/ m²

$\Sigma q_o = 7,54$ kN/ m²

Zestawienie Obciążeń:

	q_k	γ_t	q_o
1. Z dachu	21,80	1,34	29,21
2. Ze stropu piętra $7,25m \cdot 8,17kN/m^2$	51,98	1,21	63,14
3. Z wieńca $0,54m \cdot 0,38m \cdot 25kN/m^3$	5,13	1,10	5,64
4. Ze ściany piętra $0,54m \cdot 3,90m \cdot 18kN/m^3$	37,91	1,10	41,70
5. Ze stropu parteru $7,25m \cdot 6,29kN/m^2$	45,60	1,20	54,66
6. Ze ściany parteru $0,64m \cdot 4,00m \cdot 18kN/m^3$	46,08	1,10	50,69
7. Ze stropu piwnic $7,25m \cdot 6,29kN/m^2$	45,60	1,20	54,66
8. Ze ściany piwnic $0,66m \cdot 3,15m \cdot 18kN/m^3$	37,42	1,10	41,16

$\Sigma q_k = 291,52$ kN/m

$\Sigma q_o = 340,86$ kN/m

Po wykonanych odkrywkach ław wewnętrznych grunt zalegający pod ławami to glina pylasta

Przyjęto opór graniczny $q_f=0,2$ Mpa

Sprawdzenie naprężeń:

$\delta = 340,86/0,66 = 516,46 > 200$ kN/m²

W skutek komrymacji gruntu pod ist. fundamentem istnieje możliwość zwiększenia jego oporu granicznego o ok. 20-30%, ponieważ okres obciążenia jest bardzo długi i wynosi ok. 100lat. Ostatecznie przyjęto $q_f=0,255$ Mpa

Sprawdzenie naprężeń:

$\delta = 340,86/0,66 = 516,46 > 255$ kN/m²

W związku z niewystarczającą szer. ławy podłużnej $B=66$ przewiduje się poszerzenie obustronne ist. ławy ceglanej do szer 1,36m

Sprawdzenie naprężeń:

$$\delta = 340,86/1,36 = 250,63 < 255 \text{ kN/m}^2$$

Projektowane poszerzenie fundamentu jest wystarczające.

Sposób wzmocnienia, poszerzenia fundamentu:

-przyjęto poszerzenie ist. ławy ceglanej do szer. 1,36m

-należy wmurować z obetonowaniem poprzeczne belki stalowe co ok. 1,5m

-oparcie belek poprzecznych na zabetonowanych podłużnie belkach stalowych, zabetonowanych w obustronnych symetrycznych poszerzeniach betonowych.

Obliczenia statyczne projektowanego wzmocnienia:

Przyjęto obustronne poszerzenie $b=35\text{cm}$

$$\delta = 340,86/1,36 = 250,63 \text{ kN/m}^2 - 0,025 \text{ kN/cm}^2$$

$$q_p = \delta \tau \times 35 \times 100 = 0,025 \text{ kN/cm}^2 \times 35 \times 100 = 87,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = -0,1 \times q_p \times l^2 = -0,1 \times 87,5 \times 1,5^2 = -19,68 \text{ kNm}$$

Poz.5.1. Wymiarowanie belki podłużnej:

Przyjęto konstrukcyjnie dwuteownik PE=160 o $W_x=109$

$$\delta = 1968/109 = 18,05 \text{ kN/cm}^2 \text{ m} < 21,5 \text{ przekrój wystarczający}$$

Poz.5.2. Wymiarowanie belki poprzecznej:

Przyjęto 2xdwuteownik PE=180

$$R_g = 1,1 \times q_p \times l = 1,1 \times 87,5 \times 1,5 \text{ m} = 144,37$$

Przyjęto $a=0,3\text{m}$

$$M_w = 144,37 \times 0,3 \text{ m} = 43,31 \text{ kNm}$$

$$\delta = 4331/2 \times 146 = 14,83 \text{ kN/cm}^2 \text{ m} < 21,5 \text{ przekrój wystarczający}$$

Istnieje konieczność sprawdzenia docisku belki obetonowanej do muru, oraz nośności ściany piwnicznej na ściskanie:

Obliczenie wytrzymałości na ściskanie:

-klasa cegły przyjęto na „10Mpa”

-marka zaprawy wapiennej na 0.4-0.8Mpa

$$R_{mk} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_m = 1,5 \text{ dla ściskania}$$

$$m_m = 1,0 \text{ współ. korekcyjny}$$

$$R_m = R_{mk} \times m_m / \gamma_m = 1,2 \times 1,0 / 1,5 = 0,8 \text{ Mpa}$$

Sprawdzenie wytrzymałości na docisk;

$$\text{Pow. docisku } 66 \times 30 = 1980 \text{ cm}^2 = F_d$$

$$\text{Pow. rozdziału } 66 \times 150 = 9900 \text{ cm}^2 = F_r$$

$$\omega_d = \sqrt[3]{\frac{F_r}{F_d}} = 1,71$$

$$a/h = 30/60 < 1 \quad \omega_{\max} = 2,0 > 1,71$$

$$N_{\text{grdoć}} = m_d \times R_m \times F_d$$

Srednie nadprężenie pod pow. rozdziału

$$\delta_{mr} = G \tau / F_m = 340,86 / 66 \times 100 = 0,051 = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$m_d = \omega_d - \delta_{mr} / R_m \quad (\omega_d - 1) = 1,71 - 0,51 / 0,80 (1,71 - 1) = 1,28$$

$$N_{gr} = 1,28 \times 0,08 \times 1980 = 202,75 > R_g = 138,60 \text{ warunek spełniony}$$

KONIEC OBLICZEŃ