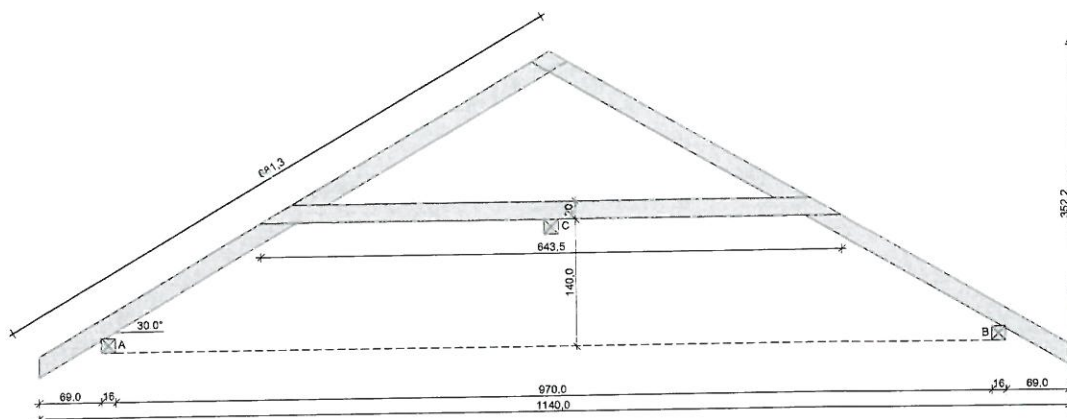


OBLICZENIA STATYCZNE

1. WIĄZAR DACHOWY



Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$
- Rozpiętość wiażara $l = 11,40$ m
- Rozstaw murłat w świetle $l_s = 9,70$ m
- Poziom jętki $h = 1,40$ m
- Rozstaw wiażarów $a = 0,90$ m
- Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu
- Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu
- Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m
- Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,60$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/20 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm) z drewna C24
- jętka 8/20 cm z drewna C24,
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

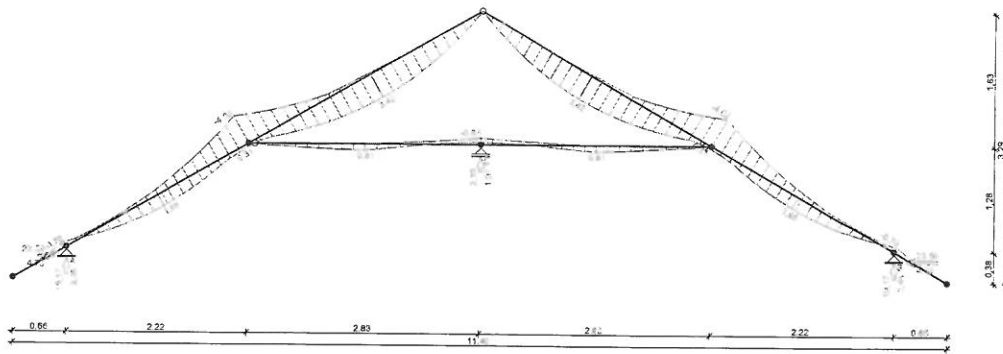
- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,85$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny wiażara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, A=12 m n.p.m., nachylenie połaci 30,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,44$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,96$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z =8,5 m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,22$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,12$ kN/m²
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,20$ kN/m²
- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,30$ kN/m²
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,30$ kN/m²
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0$ kN

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	19,17 16,14	22,30 23,59	K4: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II
6 (B)	19,17 16,14	-22,30 -23,59	K11: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II K4: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej-wariant II
8 (C)	2,30	--	K24: stałe-max+montażowe jętki-wariant I

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Krokwie 8/20 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 80,7 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$$M = -4,02 \text{ kNm}, \quad N = 24,60 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,55 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,456$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,772 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,372 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

decyduje kombinacja: **K17** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -0,54 \text{ kNm}, \quad N = 25,61 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,41 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,165 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej-wariant II

$$M = -4,02 \text{ kNm}, \quad N = 24,60 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 12,07 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,854 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętka a kalenicą)

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

$$u_{fin} = 5,23 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3267 / 200 = 16,33 \text{ mm} \quad (32,0\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 2,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 756 / 200 = 7,56 \text{ mm} \quad (33,1\%)$$

Jętka 8/20 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 98,5 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II

$M = -0,66 \text{ kNm}$, $N = 16,97 \text{ kN}$
 $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,y,d} = 1,24 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 1,06 \text{ MPa}$
 $k_{c,y} = 0,319$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,455 < 1$
 $(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,091 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K25** stałe-max+montażowe jętki-wariant II
 $U_{fin} = 1,01 \text{ mm} < U_{net,fin} = l / 200 = 2829 / 200 = 14,15 \text{ mm} \quad (7,2\%)$

Murłata 16/16 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$Q_{z,max} = 21,30 \text{ kN/m}$, $Q_{y,max} = 26,21 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K17** stałe-max+wiatr z lewej-wariant II+0,90·śnieg-wariant II

$M_z = 6,02 \text{ kNm}$

$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 8,814 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,796 < 1$

Część wspornikowa murłaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$Q_{z,max} = 21,30 \text{ kN/m}$, $Q_{y,max} = 26,21 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K23** stałe-max+wiatr z prawej-wariant II+0,90·śnieg-wariant II

$M_y = 3,63 \text{ kNm}$, $M_z = 4,49 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 5,32 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 6,58 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,897 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,931 < 1$

Maksymalne ugięcie:

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

$U_{fin} = 1,04 \text{ mm} < U_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 600 / 200 = 6,00 \text{ mm} \quad (17,3\%)$

2. BELKA PODPIERAJĄCA JĘTKĘ 16x22

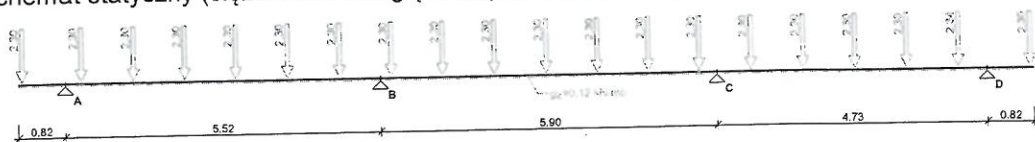
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

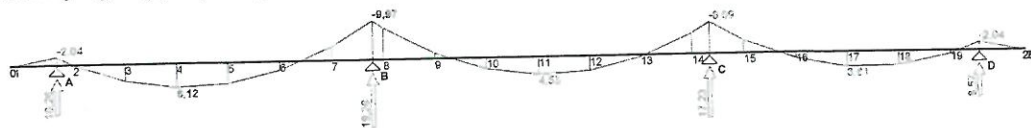
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki

- stosunek $l_d/l = 1,00$

- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki

Ugięcie graniczne przęsła $U_{net,fin} = l_0 / 300$

Ugięcie graniczne wspornika $U_{net,fin} = 2 \cdot l_0 / 300$

**WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH
WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000**



Przekrój prostokątny 16 / 22 cm

$W_y = 1291 \text{ cm}^3$, $J_y = 14197 \text{ cm}^4$, $m = 12,3 \text{ kg/m}$
drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 6,34 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = -9,97 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 7,72 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,70 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 7,72 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (69,7\%)$

Ścinanie

Przekrój $x = 6,34 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 10,16 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,43 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (37,5\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 19,26 \text{ kN}$

$a_p = 16,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,75 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (65,2\%)$

Stan graniczny użytkowalności

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_V = -6,62 \text{ mm}$

3. SŁUP POD BELKĄ PODPIERAJĄCĄ JĘTKĘ 16x16

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 16,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Wysokość słupa $l_{col} = 2,80 \text{ m}$

Współczynniki długości wybozeniowej:

- względem osi y $\mu_y = 1,00$

- względem osi z $\mu_z = 1,00$

Obciążenia:

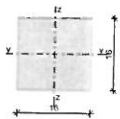
Siła ściskająca $N_c = 19,26 \text{ kN}$

Moment zginający $M_y = 0,00 \text{ kNm}$

Moment zginający $M_z = 0,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: stałe

WYNIKI:



Ściskanie równoległe:

$$N_c = 19,26 \text{ kN}$$

Warunek smukłości:

$$\lambda_y = 60,62 < \lambda_c = 150 \quad (40,4\%)$$

$$\lambda_z = 60,62 < \lambda_c = 150 \quad (40,4\%)$$

Warunek nośności:

$$k_{c,y} = 0,706; \quad k_{c,z} = 0,706$$

$$\sigma_{c,y,d} = 1,07 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa} \quad (11,0\%)$$

$$\sigma_{c,z,d} = 1,07 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa} \quad (11,0\%)$$

4. OBCIĄŻENIA NA STROP NAD PARTEREM PRZY ROZPIĘTOŚCI 6,20m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 2,90 m [0,821kN/m ²]	0,82	1,20	--	0,98
3.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
5.	Styropian grub. 10 cm [0,45kN/m ³ ·0,10m]	0,05	1,30	--	0,07
6.	Papa na podłożu betonowym posypana żwirkiem, pojedynczo [0,100kN/m ²]	0,10	1,30	--	0,13
7.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 20 cm [25,0kN/m ³ ·0,20m]	5,00	1,10	--	5,50
Σ :		9,49	1,21	--	11,46

5. OBCIĄŻENIA NA STROP NAD PARTEREM PRZY ROZPIĘTOŚCIACH 4,85m i 4,52m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 2,90 m [0,821kN/m ²]	0,82	1,20	--	0,98
3.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
4.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
5.	Styropian grub. 10 cm [0,45kN/m ³ ·0,10m]	0,05	1,30	--	0,07
6.	Papa na podłożu betonowym posypana żwirkiem, pojedynczo [0,100kN/m ²]	0,10	1,30	--	0,13
7.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, zagęszczony grub. 16 cm [25,0kN/m ³ ·0,16m]	4,00	1,10	--	4,40
Σ :		8,49	1,22	--	10,36

6. PODCIĄG PŻ-1 25x40cm

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

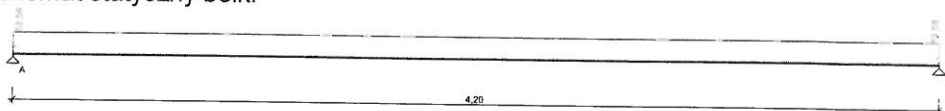
Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	K_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Od stropu nad parterem (4,85m+0,25m+4,52m)/2*10.36kN/m ²	49,83	1,00	--	49,83	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,50	1,10	--	2,75	cała belka
Σ :		52,33	1,00		52,58	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25 (C20/25)** → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 20 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 20 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 300 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: **trwała**

Cotangens kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

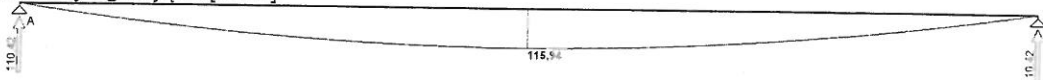
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 115,94 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 10,86 \text{ cm}^2$. Przyjęto **4 ϕ 20** o $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,39\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 115,94 \text{ kNm} < M_{Rd} = 130,20 \text{ kNm}$ (89,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 84,81 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **ϕ 8 co 110 mm** na odcinku 88,0 cm przy podporach oraz co 270 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 84,81 \text{ kN} < V_{Rd3} = 113,15 \text{ kN}$ (75,0%)

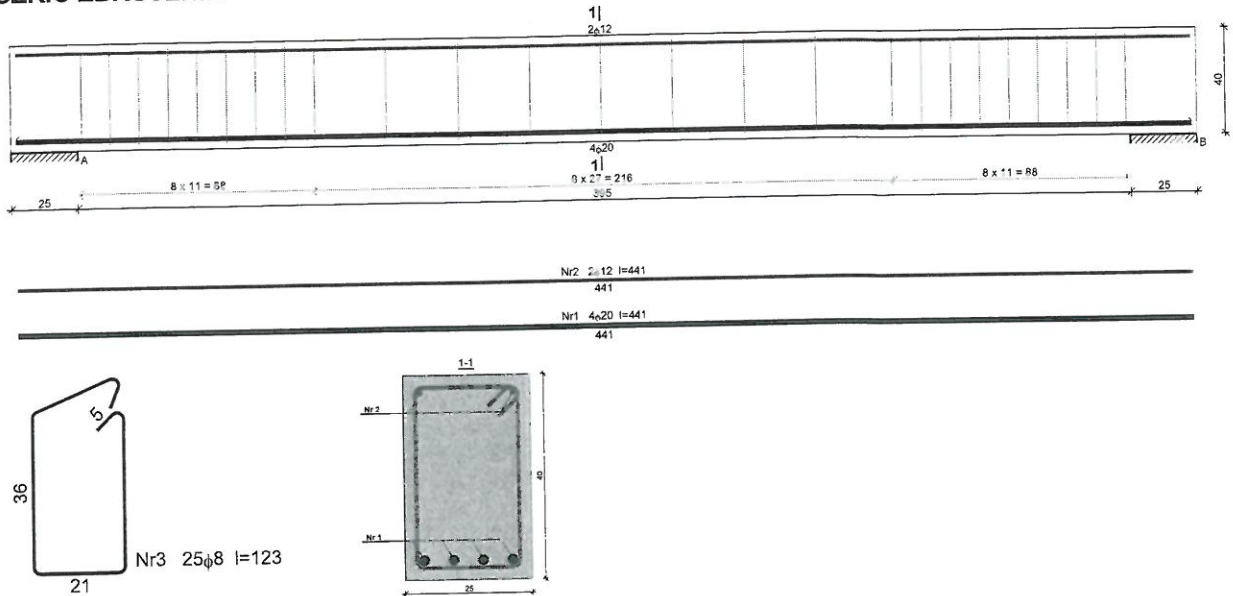
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 115,39 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 115,39 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,200 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (66,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,It}$: $a(M_{Sk,It}) = 18,27 \text{ mm} < a_{lim} = 4200/200 = 21,00 \text{ mm}$ (87,0%)
 Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,It} = 103,35 \text{ kN}$
 Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,260 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (86,7%)
SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b φ8	34GS φ12	φ20
dla jednej belki						
1	20	441	4			17,64
2	12	441	2		8,82	
3	8	123	25	30,75		
Długość całkowita wg średnic [m]				30,8	8,9	17,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395	0,888	2,466
Masa prętów wg średnic [kg]				12,2	7,9	43,6
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				12,2	51,5	
Masa całkowita [kg]				64		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

7. PODCIĄG PŻ-2 25x30cm

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	K_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Od murłaty 26.321kN/m	26,21	1,00	--	26,21	cała belka
2.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 0,30 m i szer.1,60 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·1,60m]	6,24	1,30	--	8,11	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,25m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,50	1,10	--	2,75	cała belka
Σ :		34,95	1,06		37,07	

Schemat statyczny belki



**STAROSTWO POWIATOWE
w ELBLĄGU
82-300 ELBLĄG, ul. Saperów 14A**

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25 (C20/25)** → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 300 \text{ MPa}$

Średnica strzemiem $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Otulinie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulinia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: **trwała**

Cotangens kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

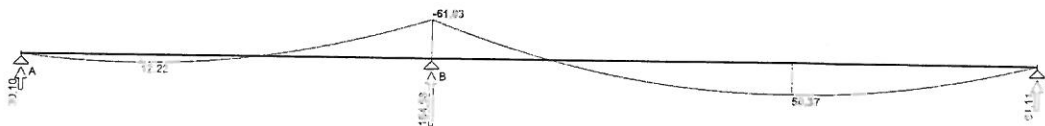
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

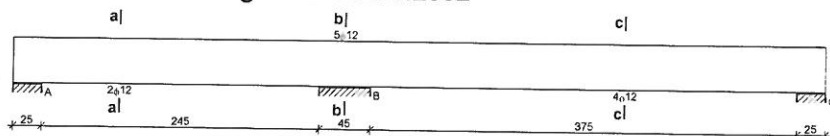
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 12,22 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,28 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,25\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 12,22 \text{ kNm} < M_{Rd} = 28,04 \text{ kNm}$ (43,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)51,79 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)51,79 \text{ kN} < V_{Rd1} = 57,19 \text{ kN}$ (90,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 11,52 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)57,54 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)57,54 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,68 \text{ mm} < a_{lim} = 2800/200 = 14,00 \text{ mm}$ (4,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 61,61 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)61,03 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 5,14 \text{ cm}^2$. Przyjęto **5φ12** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)61,03 \text{ kNm} < M_{Rd} = 66,56 \text{ kNm}$ (91,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)57,54 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)57,54 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,248 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (82,6%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 50,37 \text{ kNm}$
 Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,18 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,49\%$)
 Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 50,37 \text{ kNm} < M_{Rd} = 54,19 \text{ kNm}$ (93,0%)

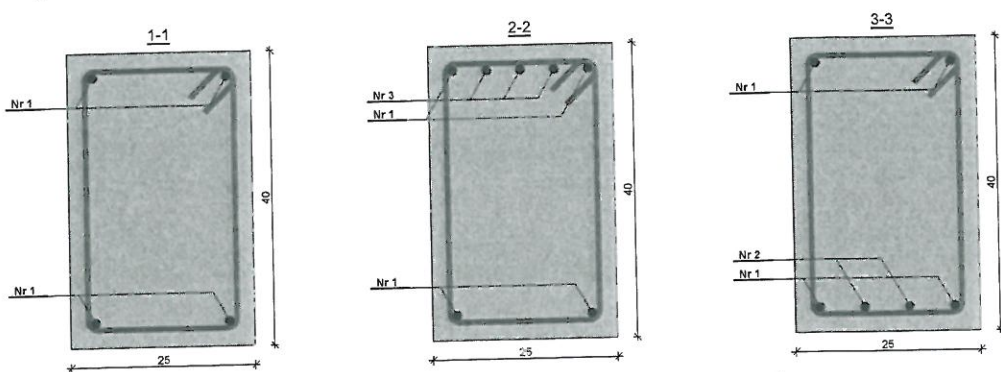
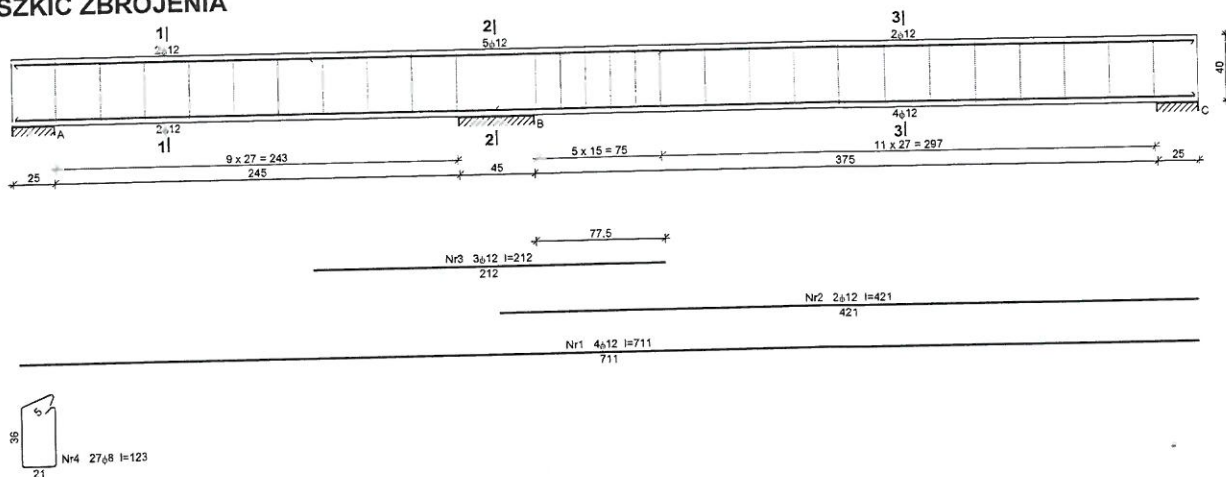
Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 68,97 \text{ kN}$
 Zbrojenie strzemiętami dwuciętymi $\phi 8$ co 150 mm na odcinku $75,0 \text{ cm}$ przy
 lewej podporze oraz co 270 mm na pozostałej części przęsła
 (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)
 Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 68,97 \text{ kN} < V_{Rd3} = 83,89 \text{ kN}$ (82,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 47,49 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 47,49 \text{ kNm}$
 Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,284 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (94,8%)
 Maksymalne ugięcie od $M_{sk,lt}$: $a(M_{sk,lt}) = 10,69 \text{ mm} < a_{lim} = 4100/200 = 20,50 \text{ mm}$ (52,1%)
 Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{sk,lt} = 77,81 \text{ kN}$
 Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,268 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (89,4%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b φ8	34GS φ12	
dla jednej belki						
1	12	711	4		28,44	
2	12	421	2		8,42	
3	12	212	3		6,36	
4	8	123	27	33,21		
Długość całkowita wg średnic				[m]	33,3	43,3
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,395	0,888
Masa prętów wg średnic				[kg]	13,2	38,5
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	13,2	38,5
Masa całkowita				[kg]	52	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

8. SCHODY WEWNĘTRZNE

Bieg schodowy 1

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 2,70$ m
Różnica poziomów spoczników $h = 1,93$ m

Liczba stopni w biegu $n = 11$ szt.

Grubość płyty $t = 14,0$ cm

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,30$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,30$ m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 20,0$ cm, $h = 80,0$ cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 12,0$ cm, $h = 14,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 12,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 25,0$ cm

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (dojścia do wejść i wyjść audytoriów, auli, sal (konferencyjnych, zebrań, sal rekreacyjnych w szkołach itp.)) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.1,5 cm	0,26	1,20	0,32
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 17,5/27	6,37	1,10	7,00
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		6,97	1,11	7,73

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.1,5 cm	0,16	1,20	0,19
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		3,95	1,11	4,38

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 14$ mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 300$ MPa

Średnica prętów $\phi = 6$ mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm

\rightarrow nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: **trwała**

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} =$ jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 24,01 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 24,92 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 22,31 \text{ kN/mb}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 24,01 \text{ kNm/mb}$
Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,57 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 14$ co $12,5 \text{ cm}$ o $A_s = 12,32 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 1,09\%$)

(decyduje warunek granicznego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 24,01 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,74 \text{ kNm/mb}$ (57,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 24,01 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,01 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 53,20 \text{ kN/mb}$ (45,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 20,38 \text{ kNm/mb}$

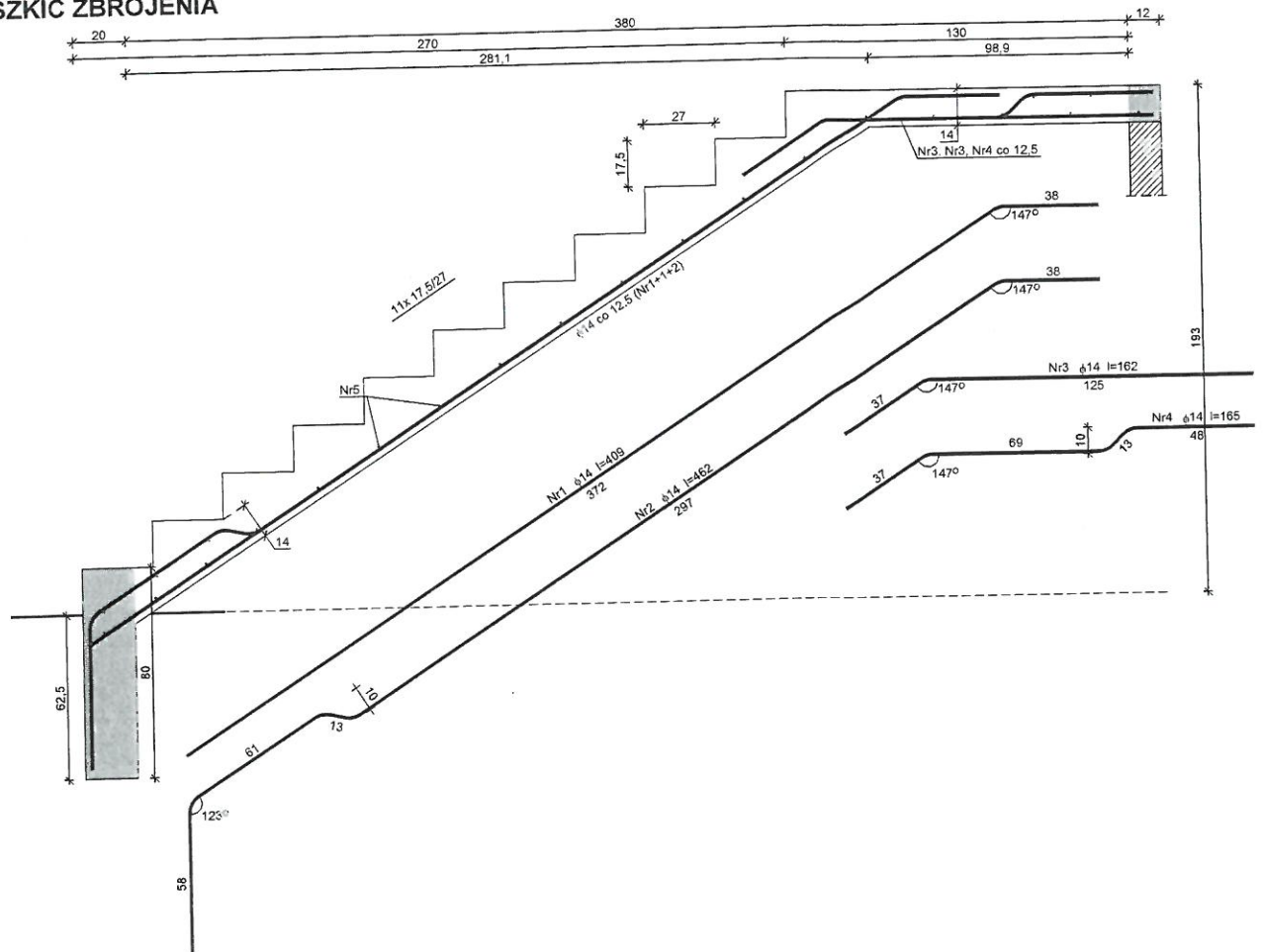
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,55 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,131 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (43,5%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 19,55 \text{ mm} < a_{lim} = 3930/200 = 19,65 \text{ mm}$

(99,5%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b	34GS	
				φ6	φ14	
dla jednego biegu						
1	14	4091	7		28,64	
2	14	4624	3		13,87	
3	14	1619	7		11,33	
4	14	1648	3		4,94	
5	6	1260	26	32,76		
Długość całkowita wg średnic				[m]	32,8	58,8
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	1,208
Masa prętów wg średnic				[kg]	7,3	71,0
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	7,3	71,0
Masa całkowita				[kg]	79	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

Bieg schodowy 2

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,55$ m

Długość biegu $l_n = 2,43$ m

Różnica poziomów spoczników $h = 1,75$ m

Liczba stopni w biegu $n = 10$ szt.

Grubość płyty $t = 14,0$ cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,30$ m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 12,0$ cm, $h = 14,0$ cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 40,0$ cm, $h = 16,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 20,0$ cm

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (dojścia do wejść i wyjść audytoriów, auli, sal (konferencyjnych, zebrań, sal rekreacyjnych w szkołach itp.)) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.1,5 cm	0,16	1,20	0,19
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		3,95	1,11	4,38

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm [0,320kN/m ² :0,03m]) grub.1,5 cm	0,26	1,20	0,32
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 17,5/27	6,36	1,10	6,99
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		6,96	1,11	7,72

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B25 (C20/25)** → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 14$ mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 300$ MPa

Średnica prętów $\phi = 6$ mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 14$ mm

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 300$ MPa

Średnica stżrmion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-III (35G2Y)** → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 14$ mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYNIKI - PŁYTA

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 25,10$ kNm/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 22,19$ kN/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 25,47$ kN/mb

Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 25,10$ kNm/mb

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,90$ cm²/mb. Przyjęto $\phi 14$ co **10,5 cm** o $A_s = 14,66$ cm²/mb ($\rho =$

1,30%)

(decyduje warunek granicznego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 25,10$ kNm/mb < $M_{Rd} = 48,11$ kNm/mb (52,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 24,56$ kN/mb

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,56$ kN/mb < $V_{Rd1} = 54,29$ kN/mb (45,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 21,30$ kNm/mb

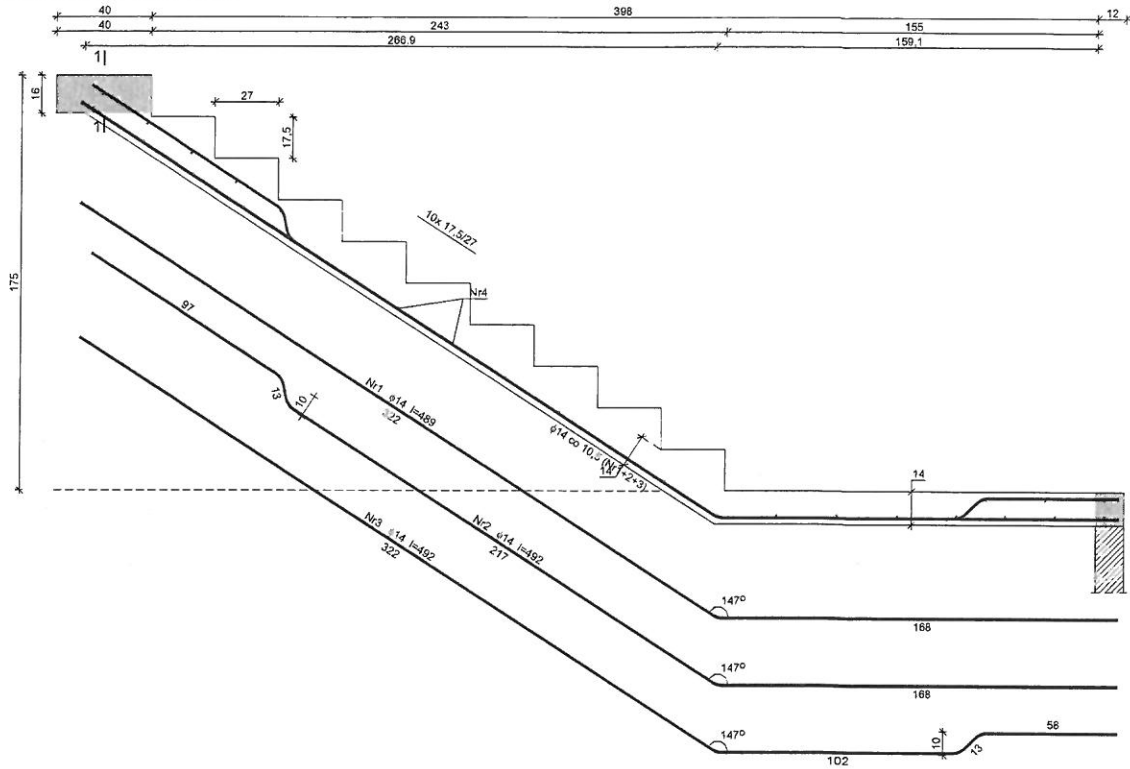
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,25$ kNm/mb

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,106$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (35,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,40$ mm < $a_{lim} = 4110/200 = 20,55$ mm

(99,3%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b	35G2Y	34GS
				φ6	φ14	φ14
dla jednej belki						
5	14	1660	2			3,32
6	14	1660	2		3,32	
7	6	1035	15	15,53		
Długość całkowita wg średnic [m]				15,6	3,4	3,4
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	1,208	1,208
Masa prętów wg średnic [kg]				3,5	4,1	4,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				3,5	4,1	4,1
Masa całkowita [kg]				12		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

9. ŁAWA Ł-1

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Od murłaty (21.3kN/m)	21,30	1,00	--	21,30
2.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 30 cm i szer.5,35 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·5,35m]	20,86	1,30	--	27,12
3.	Cegła cementowa pełna grub. 30 cm i szer.0,65 m [22,0kN/m ³ ·0,30m·0,65m]	4,29	1,30	--	5,58
Σ:		46,45	1,16	--	53,99

10. ŁAWA Ł-2

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Od stropu gr. 20cm (11,46kN/m ² *3,23m)	37,02	1,00	--	37,02
2.	Od stropu gr. 16cm (10,36kN/m ² *2,25m)	26,42	1,00	--	26,42
3.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 30 cm i szer.3,55 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·3,55m]	13,84	1,30	--	17,99
4.	Cegła cementowa pełna grub. 30 cm i szer.0,65 m [22,0kN/m ³ ·0,30m·0,65m]	4,29	1,30	--	5,58
Σ:		81,57	1,07	--	87,01

11. ŁAWA Ł-3

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Od stropu gr. 16 cm (10,36kN/m ² *4,94m)	51,18	1,00	--	51,18
2.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 30 cm i szer.3,55 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·3,55m]	13,84	1,30	--	17,99
3.	Cegła cementowa pełna grub. 30 cm i szer.0,65 m [22,0kN/m ³ ·0,30m·0,65m]	4,29	1,30	--	5,58
Σ:		69,31	1,08	--	74,75

12. ŁAWA Ł-4

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 30 cm i szer.1,50 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·1,50m]	5,85	1,30	--	7,60
2.	Od stropu gr. 20 cm (11,46kN/m ² *3,23m)	37,02	1,00	--	37,02
3.	Cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka grub. 30 cm i szer.5,35 m [13,0kN/m ³ ·0,30m·5,35m]	20,86	1,30	--	27,12
4.	Cegła cementowa pełna grub. 30 cm i szer.0,65 m [22,0kN/m ³ ·0,30m·0,65m]	4,29	1,30	--	5,58
Σ:		68,02	1,14	--	77,32

13. Obliczenia płyty fundamentowej i oczepów –żeber

Obciążenie na płytę w części socjalnej

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1	Warstwa wykończeniowa posadzki 1.5cm 0,015*25=[0,375kN/m ²]	0,375	1,20	--	0,45
2.	Szlachta betonowa zbrojona 5 cm 0,05*23=[1,15 kN/m ²]	1,15	1,20	--	1,38
3.	2xfolia(warstwa poślizgowa)przyjęto	0,01	1,20	--	0,012
4.	Styropian grub. 10 cm [0,45kN/m ³ ·0,10m]	0,045	1,30	--	0,06
5.	Izolacja przeciwwodna (2xpapa termozgrzewalna) 1 cm	0,22	1,30	--	0,29
6.	Podbudowa betonowa 10 cm0,10*21=[2,1kN/m ²]	2,1	1,2	--	2,52
7.	Ubity piasek 53 cm 0,53*18,0=[9,54kN/m ²]	9,54	1,2	-	11,45
Σ:		13,44	1,22	--	16,16

1. Obciążenie zmienne użytkowe [3,0kN/m ²]	3,00	1,3	-	3,9
--	------	-----	---	-----

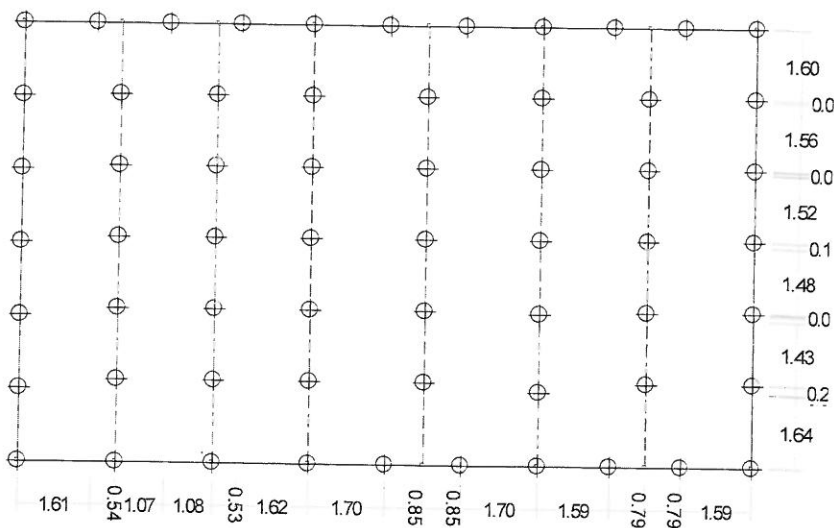
Obciążenie na płytę w części garażowej

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1	Warstwa wykończeniowa	0,05	1,3	--	0,065
2	Płyta betonowa gr 16 cm zbrojona zbrojeniem rozproszonym $0,16 \cdot 25 = [4,0 \text{ kN/m}^2]$	4,0	1,10	--	4,40
3	2xfolia (warstwa poślizgowa) przyjęto	0,02	1,20	--	0,024
4	Podbudowa górna beton B10 gr 10 cm $[0,10 \cdot 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2]$	2,40	1,20	--	2,88
5.	(2xpapa termozgrzewalna) 1 cm	0,22	1,30	--	0,29
5.	Podbudowa z zagęszczonego piasku gr 45 cm $[0,45 \cdot 19,0 = 8,55 \text{ kN/m}^2]$	8,55	1,2	--	10,28
Σ :		15,02	1,20	--	17,63

1. Obciążenie zmienne użytkowe wozem strażackim [15,0kN/m ²]	15,0	1,2*1,2	-	21,6
--	------	---------	---	------

13.1 Obciążenia na płytę fundamentową

13.2 Przyjęty schemat statyczny



Obciążenie płyty pomiędzy osiami 1-3

- ciężar własny warstw posadzki	16,16 kN/m ²
- obciążenie użytkowe	$3,0 \cdot 1,3 = 3,9 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie płyty pomiędzy osiami 3-4

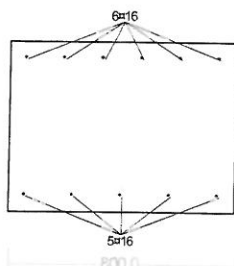
- ciężar własny warstw posadzki	17,63 kN/m ²
- obciążenie użytkowe	$15 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 21,6 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie na żebra z konstrukcji budynku

13.5. Wymiarowanie żeber (maksymalne sity – żebro nr 2 w osi 3)

s/L	s [m]	w [mm]	M [kNm]	Q [kN]	Ms [kN]
0,06	0,55	0,02*	31,91*	5,53	10,45*
0,84	8,25	0,00	-35,02	96,94*	-6,28

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=60,0, \quad b=80,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B25

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

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c=4800 \text{ cm}^2, \quad J_{cx}=1440000 \text{ cm}^4, \quad J_{cy}=2560000 \text{ cm}^4$$

STAL: A-IIIN (RB 500 W)

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

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

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=22,12 \text{ cm}^2, \quad \rho=100(A_{s1}+A_{s2})/A_c=100 \times 22,12/4800=0,46 \%,$$

$$J_{sx}=12952 \text{ cm}^4, \quad J_{sy}=12464 \text{ cm}^4,$$

Sity przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **ABCDEF**

Momenty zginające: $M_x = -22,1 \text{ kNm}, \quad M_y = 0,0 \text{ kNm},$

Sity poprzeczne: $V_y = 66,9 \text{ kN}, \quad V_x = 0,0 \text{ kN},$

Siła osiowa: $N = 0,0 \text{ kN} = N_{sd},$

Zbrojenie wymagane:

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=0,0 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2+M_{sdy}^2)}=\sqrt{(-35,2^2+0,0^2)}=35,2 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=13,3 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=420 \text{ MPa} \quad (f_{td}=478 \text{ MPa} - \text{uwzgl. wzmocnienia}),$$

Zbrojenie rozciągane ($\epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1}=1,54 \text{ cm}^2 < \min A_{s1}=6,50 \text{ cm}^2, \quad \text{przyjęto } A_{s1}=6,50 \text{ cm}^2, \quad \Rightarrow (4 \times 16 = 8,04 \text{ cm}^2),$$

Dodatkowe zbrojenie ściskane (* $A_{s2}=0$ nie jest obliczeniowo wymagane.* | * ($\epsilon_c=-0,51 \text{ ‰}$)):

$$A_{s2}=0,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow (0 \times 16 = 0,00 \text{ cm}^2) *$$

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=1,54 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 1,54/4800=0,03 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=60,0, \quad d=54,2, \quad x=2,6 \quad (\xi=0,049),$$

$$a_1=5,8, \quad a_c=0,9, \quad z_c=53,3, \quad A_{cc}=212 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c=-0,51 \text{ ‰}, \quad \epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-66,0, \quad F_{s1}=66,0,$$

$$M_c=19,2, \quad M_{s1}=16,0,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}=-66,0+(66,0)=-0,0 \text{ kN} \quad (N_{sd}=0,0 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}=19,2+(16,0)=35,2 \text{ kNm} \quad (M_{sd}=35,2 \text{ kNm})$$

Zbrojenie wymagane:

(zadanie żebro, pręt nr 1, przekrój: $x_a=1,31 \text{ m}, \quad x_b=0,34 \text{ m}$)

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=0,0 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2+M_{sdy}^2)}=\sqrt{(3,2^2+0,0^2)}=3,2 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=13,3 \text{ MPa}, f_{yd}=420 \text{ MPa} (f_{td}=478 \text{ MPa} - \text{uwzgl. wzmocnienia}),$$

Zbrojenie rozciągane ($\epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1}=0,14 \text{ cm}^2 < \min A_{s1}=6,50 \text{ cm}^2, \text{ przyjęto } A_{s1}=6,50 \text{ cm}^2, \Rightarrow (4 \times 16 = 8,04 \text{ cm}^2),$$

Dodatkowe zbrojenie ściskane (* $A_{s2}=0$ nie jest obliczeniowo wymagane.* | * ($\epsilon_c=-0,15 \text{ ‰}$),):

$$A_{s2}=0,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow (0 \times 16 = 0,00 \text{ cm}^2) *$$

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=0,14 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 0,14/4800=0,00 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=60,0, d=54,2, x=0,8 (\xi=0,014),$$

$$a_1=5,8, a_c=0,3, z_c=53,9, A_{cc}=62 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c=-0,15 \text{ ‰}, \epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-5,9, F_{s1}=5,9,$$

$$M_c=1,8, M_{s1}=1,4,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}=-5,9+(5,9)=-0,0 \text{ kN} (N_{sd}=0,0 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}=1,8+(1,4)=3,2 \text{ kNm} (M_{sd}=3,2 \text{ kNm})$$

Nośność przekroju prostokątnego:

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=0,0 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2+M_{sdy}^2)}=\sqrt{(3,2^2+0,0^2)}=3,2 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=13,3 \text{ MPa}, f_{yd}=420 \text{ MPa} (f_{td}=478 \text{ MPa} - \text{uwzgl. wzmocnienia}),$$

Zbrojenie rozciągane: $A_{s1}=12,06 \text{ cm}^2$,

Zbrojenie ściskane: $A_{s2}=10,05 \text{ cm}^2$,

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=22,12 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 22,12/4800=0,46 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=60,0, d=54,2, x=12,7 (\xi=0,235),$$

$$a_1=5,8, a_2=5,8, a_c=4,2, z_c=50,0, A_{cc}=1019 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c=-0,01 \text{ ‰}, \epsilon_{s2}=-0,00 \text{ ‰}, \epsilon_{s1}=0,03 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-5,5, F_{s1}=6,4, F_{s2}=-0,9,$$

$$M_c=1,4, M_{s1}=1,5, M_{s2}=0,2,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd}=265,0 \text{ kNm} > M_{sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}=1,4+(1,5)+(0,2)=3,2 \text{ kNm}$$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=8 \text{ mm}$ ze stali A-0, dla której $f_{ywd}=190 \text{ MPa}$.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,\min}=0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}=0,08 \times \sqrt{20} / 500=0,00072$$

Rozstaw strzemion:

Maksymalny rozstaw strzemion:

$$s_{\max}=0,75 d=0,75 \times 542=406 \quad s_{\max} \leq 400 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_{\max}=400 \text{ mm}.$$

Ze względu na pręty ściskane $s_{\max}=15 \phi=15 \times 16,0=240,0 \text{ mm}$.

Przyjęto strzemiona 4-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 24,0 cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w=A_{sw}/(s b_w \sin \alpha)=2,01 / (24,0 \times 80,0 \times 1,000)=0,00105$$

$$\rho_w = 0,00105 > 0,00072 = \rho_{w \min}$$

Ścinanie

Przyjęto podparcie i obciążenie bezpośrednie.

Odcinek nr 2

Początek i koniec odcinka: $x_a = 91,2$ $x_b = 140,0$ cm

Siły przekrojowe: $N_{Sd} = 0,0$;

$$V_{Sd \max} = -129,8 \text{ kN}$$

Siła poprzeczna w odległości d od podpory wynosi: $V_{Sd} = -129,8$ kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{10,05}{80,0 \times 54,2} = 0,00232; \quad \rho_L \leq 0,01$$

Przyjęto $\rho_L = 0,00232$.

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = 0,0 / 4800,00 \times 10 = 0,0 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0,0$ MPa.

$$V_{Rd1} = [0,35 k f_{ctd} (1,2 + 40 \rho_L) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d = \\ = [0,35 \times 1,06 \times 1,00 \times (1,2 + 40 \times 0,00232) + 0,15 \times 0,0] \times 80,0 \times 54,2 \times 10^{-1} = 208,0 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 129,8 < 208,0 = V_{Rd1}$$

Nośność odcinka I-go rodzaju:

$$V_{Sd} = 129,8 < 208,0 = V_{Rd1}$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 20 / 250) = 0,552$$

$$V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w z = 0,5 \times 0,552 \times 13,3 \times 80,0 \times 48,8 \times 10^{-1} = 1432,5 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 129,8 < 1432,5 = V_{Rd2}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 0,250$ m:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Sd}| (\cot \theta - V_{Rd32} / V_{Rd3} \cot \alpha) = 0,5 \times 66,9 \times (1,000) = 33,5 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 44,2 + 33,5 = 77,6 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 70,3 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 70,3$ kN

$$F_{td} = 70,3 < 422,2 = 10,05 \times 420 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Zarysowanie

Położenie przekroju: $x = 0,250$ m

Siły przekrojowe: $M_{Sd} = 20,4$ kNm

$$N_{Sd} = 0,0 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 61,8 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 80,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 60,0 - 5,8 = 54,2 \text{ cm}$$

$$A_c = 4800 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 48000 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

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

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_{s,lim} = 0,4 \times 1,0 \times 2,2 \times 2400 / 240 = 8,80 \text{ cm}^2$$

czyli $q_{(7)}^{(r)} = 0,9 \frac{7,0}{11,18} * 2604,3 = 1467,54 \text{ kPa}$

Wartości jednostkowego granicznego oporu gruntu wzdłuż pobocznicy pala:

$$t_{ni}^{(r)} = \gamma_m \frac{h_i}{5,0} t$$

Warstwa II glina piaszczysta o $l_i = 0,35$, miąższość warstwy 1,15 m $t = 36,7 \text{ kPa}$ (wartość z interpolacji)

$$t_{1,15}^{(r)} = 7,6 \text{ kPa}$$

Warstwa III namułów o $l_i = 0,45$, miąższość warstwy 0,8 m $t = 1,8 \text{ kPa}$ (wartość z interpolacji)

$$t_{1,15}^{(r)} = 0,37 \text{ kPa}$$

$$t_{1,95}^{(r)} = 0,63 \text{ kPa}$$

Warstwa IV Torfów, miąższość warstwy 3,0 m grunt słabonośny wyznaczono dla niej tarcie ujemne
Tarcie ujemne

$$t_{ni}^{(r)} = \gamma_m \frac{h_i}{5,0} t$$

dla torfu i namułu $t_{ni}^{(r)} = 5,0 \text{ kPa}$

$$t_{1,15}^{(r)} = 1,755 \text{ kPa}$$

$$t_{4,95}^{(r)} = 4,455 \text{ kPa}$$

Warstwa Va piasek drobny o $l_i = 0,45$, miąższość warstwy 0,6 m $t = 41,94 \text{ kPa}$ (wartość z interpolacji)

$$t_{4,95}^{(r)} = 37,37 \text{ kPa}$$

$$t_{5,0}^{(r)} = 37,75 \text{ kPa}$$

Warstwa Vb piasek drobny o $l_i = 0,55$, miąższość warstwy 1,45 m $t = 51,06 \text{ kPa}$ (wartość z interpolacji)

$$t_{5,0}^{(r)} = 45,95 \text{ kPa}$$

Pole przekroju poprzecznego podstawy pala o średnicy $D = 0,5 \text{ m}$

$$A_p = 0,19634 \text{ m}^2$$

Pole pobocznicy pala zagłębione w gruncie

$$A_s = 1,5708 * h_i \text{ m}^2$$

Obliczeniowa nośność pala

$$N_t = N_p + N_s = S_p q^{(r)} A_p + \sum S_{si} * t_i * A_{si} = 363,99 \text{ kN}$$

Wyliczone tarcie ujemne

$$T_n = \sum S_{si} t_{ni} A_{si} = 13,17 \text{ kN}$$

$$Q_r = 319 \text{ kN} > m(N_t - m_n T_n) = 315,74 \text{ kN}$$

W tym przypadku nośność obliczeniowa pala jest nieznacznie mniejsza od obciążenia obliczeniowego.

Pal ten został wybrany do obliczeń jako maksymalnie obciążony. Pozostałe pale są obciążone znacznie mniej.

Zalecono w projekcie wykonanie próbnego obciążenia dwóch pali i kontrolowanie podczas zagłębiania pali występujących warstw gruntu.

STAROSTWO POWIATOWE
w ELBLĄGU
82-300 ELBLĄG, ul. Saperów 14A

mgr inż. Dorota Karwanowska
Upr. bud. nr GT-III-630/001/75
Upr. bud. nr 3001/C/187
Upr. bud. nr 6016/Gd/94
Inspekcja NCI SPTIMN w apt. 020001
Dorota Karwanowska

$$A_{s1} = 10,05 > 8,80 = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 48000 \times 10^{-3} = 105,6 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 20,4 < 105,6 = M_{cr}$$

Przekrój niezarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych.

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

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{30000}{1 + 2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 48000 \times 10^{-3} = 105,6 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{sd} = -47,9 \text{ kN}$ nie powoduje zarysowania przekroju.

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 0,722 \text{ cm}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{0,k+d} - a_{0,d} + a_{\infty,d} = 0,0 - 0,0 + 0,0 = 0,0 \text{ mm}$$

14. Obliczenia pali

Występujące warunki gruntowe wymusiły posadowienie pośrednie. Zaprojektowano posadowienie fundamentów hali na palach formowanych w gruncie-palach wierconych.

Pale zaprojektowano o średnicy $\varnothing 500 \text{ mm}$ i długości $l=7,20 \text{ m}$ o wymaganej nośności pala $Q=335 \text{ kN}$ -61 szt. Poziom posadowienia stopy pala $-4,95 \text{ m}$ ppm.

Maksymalne obciążenie obliczeniowe działające na pal wynosi:

$$Q_r = 319 \text{ kN}$$

14.1 Obliczeniowa nośność pali

Do obliczeń pali przyjęto warstwy geotechniczne przedstawione w otworze nr 4 Opinii geotechnicznej

Sprawdzono nośność pojedynczego pala o średnicy 500 mm wierconego z rurą obsadową wyciąganą długości $l=7,0 \text{ m}$. Można wykonać pale innego typu również formowane w gruncie przy zapewnieniu tej samej nośności.

$$N_t = N_p + N_s = S_p q^{(r)} A_p + \sum S_{si} \cdot t_i \cdot A_{si}$$

Dla średnicy podstawy $D=0,5 \text{ m}$:

-wytrzymałość gruntu pod podstawą pala wynosi dla piasków drobnych o $I_D=0,55$ warstwy Vb $q=2329,4 \text{ kPa}$ (wartość wynika z interpolacji)

$$q_i = q \sqrt{\frac{D_0}{D_i}} = 2604,3 \text{ kPa}$$

głębokość krytyczna:
$$h_{ci} = h_c \sqrt{\frac{D_0}{D_i}} = 11,18 \text{ m}$$