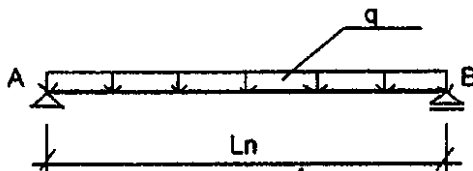


Ociepl. ściany $0,12 \cdot 3,62 \cdot 2,0 =$	0,87	1,2	1,04
Tynk $0,02 \cdot 3,62 \cdot 19,0 =$	1,38	1,3	1,79
Wieniec $2 \cdot 0,24 \cdot 0,24 \cdot 24,0 =$	2,76	1,1	3,04
Belka $b \cdot h \cdot 25,0 =$	4,73	1,1	5,20
Razem	$q_{ch} = 51,89$		$q_{obl} = 60,56$
	[kN/m]		[kN/m]

**Największy moment zginający.**

Głębok. podpory = 0,30 m. $L_n = 6,30$ m.
 Gł. oparcia na podporach $a_1 = 0,5t = 0,15$ m.
 Rozpiętość efektywna belki $L_{eff} = L_n + 2a_1 = 6,6$ m.

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 329,77169 \text{ kNm} = 32977,17 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 190,77701 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

Założono szerokość belki $b = 30$ cm
 Założono stopień zbrojenia podłużnego $\rho_1 = 0,0123$

Beton kl. B20 $\sigma_{fcd} = 10,60$ MPa = 1,060 kN/cm²
 $\tau_{Rd} = 0,20$ MPa = 0,02 kN/cm²
 $f_{ck} = 16,00$ MPa
 Stal kl. A-III $\sigma_{fyd} = 350,00$ MPa = 35,000 kN/cm²

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,479141 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy $\xi_{eff} = 0,479141$ odczytano $1/\mu_{sc} = 1,66$

$$d = 1 / \sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd} / b \cdot a \cdot f_{cd}} = 57,982 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki $h = 63,00$ cm $h/b = 2,1$
 otulinę $c = 15$ mm (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)
 dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta h = 5$ mm
 średnicę prętów $\phi = 20$ mm
 średnicę strzemion $\phi_1 = 6$ mm

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta h = 59,4 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,3457757 \text{ z tb 4-6 } \zeta = 0,7798$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 20,34116 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $7 \phi 20$ $\sigma A_{s1} = 21,98 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,012334 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,479141 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła $7 \phi 20$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1)+0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 84,99976$$

$$k = 1,6 - d = 1,006 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{Sd} - V_{Rd1} / g + q = 1,7465 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{Sd} = V_{Sd} - (g + q)d = 154,80192 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 7,35 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 53,46 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 421,6069 > V_{Sd} = 190,777 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

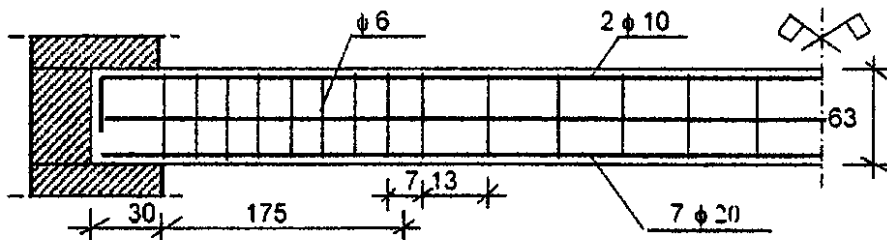
$$s_{max} = 0,6d = 35,64 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 84,32139 \text{ kN} < V_{Sd} = 190,77701 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 281,2118 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3. beton B20. stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_w \cdot b_w = 13,333333 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$ obciąż. zmienne $p = 9$ obciąż. charakterystyczne $g = 42,89 \text{ kN/m}$ $q = 3,15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_n^2 = 250,68399 \text{ kNm} = 25068,4 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 145,0238 \text{ kN}$$

Napężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 1,233446 \% \quad \zeta = 0,80 \text{ gdy } \rho_1 > 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta \cdot d \cdot A_{s1} = 25,934299 \text{ kN/cm}^2 = 259,343 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,942857$ Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$. odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 259,343$ MPa i $\rho_1 = 1,2334456$ %; wynosi **32 mm**
 Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 20$ mm, a zatem szerokość rys. prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 7,35 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 7,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,002667 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 750 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,2328443 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{sd} / b_w * d = 0,081383 \text{ kN/cm}^2 = 0,813826 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

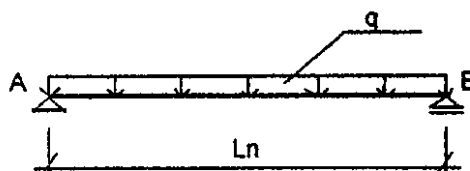
Sprawdzenie ugięcia,

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 1,233$ %, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 18$
 Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 0,9639744$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się
 $L_{eff} / d = 11,11111 < 17,351539$
 Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.3 Belka żelbetowa "BŻ - 4".

Obciążenie:

Dach poz. 1 $q * L * 0,5 =$	1.13	1,1	1,25
Ściana lp $0,24 * 2,0 * 18,0 =$	8.64	1,1	9.50
Ociepl. ściany $0,12 * 2,32 * 2,0 =$	0.56	1,2	0.67
Tynk $0,02 * 2,32 * 19,0 =$	0.88	1,3	1.15
Wieniec $0,24 * 0,24 * 24,0 =$	1.38	1,1	1.52
Belka $b * h * 25,0 =$	1.20	1,1	1.32
Razem	$q_{chl} = 13,79$		$q_{tot} = 15,41$
	[kN/m]		[kN/m]



Największy moment zginający.

$$\text{Głębok. podpory} = 0,24 \text{ m. } L_n = 2,79 \text{ m.}$$

$$\text{Gł. oparcia na podporach } a_1 = 0,5t = 0,12 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość efektywna belki } L_{eff} = L_n + 2a_1 = 3,03 \text{ m.}$$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 17,678985 \text{ kNm} = 1767,899 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 21,489993 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

$$\text{Założono szerokość belki } b = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Założono stopień zbrojenia podłużnego } \rho_1 = 0,0112$$

$$\text{Beton kl. B20} \quad \sigma_{fcd} = 10,60 \text{ MPa} = 1,060 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 0,20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 16,00 \text{ MPa}$$

Stal kl. A-III $\sigma_{f_{yd}} = 350,00 \text{ MPa} = 35.000 \text{ kN/cm}^2$

$$\xi_{\text{eff}} = f_{yd} \cdot \rho_l / a \cdot f_{cd} = 0,435473 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy $\xi_{\text{eff}} = 0,435473$ odczytano $1/\mu_{sc} = 1,715$

$$d = 1/\sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd}/b \cdot a \cdot f_{cd}} = 15,507 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki $h = 20,00 \text{ cm}$ $h/b = 0,833333$

otulinę $c = 15 \text{ mm}$ (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)

dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta = 5 \text{ mm}$

średnicę prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

średnicę strzemion $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta = 16,8 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,2896695 \text{ z tb 4-6 } \zeta = 0,825$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 3,6444 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $4 \phi 12$ $\sigma_{A_{s1}} = 4,52 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_l = A_{s1} / b \cdot d = 0,01121 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{\text{eff}} = f_{yd} \cdot \rho_l / a \cdot f_{cd} = 0,435473 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła $4 \phi 12$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}] b_w \cdot d = 26,64941$$

$$k = 1,6 - d = 1,432 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = -0,3349 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 18,901951 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 17,02 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 15,12 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = u \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 95,39389 > V_{sd} = 21,48999 \text{ kN}$$

$$u = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

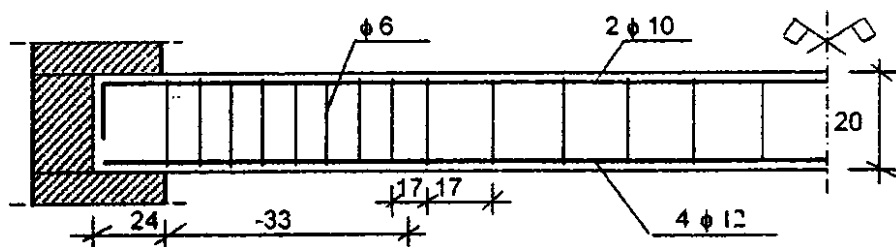
$$s_{\text{max}} = 0,6d = 10,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm. gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 19,07878 \text{ kN} < V_{sd} = 21,489993 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 63,62773 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B20, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{\text{max}} = A_{sw1} / \rho_w \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$

**Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.**

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne $p = 9$

obciąż. charakterystyczne $g = 4,79 \text{ kN/m}$, $q = 3,15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 9,1162297 \text{ kNm} = 911,623 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 11,081389 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 1,121032 \% \quad \zeta = 0,80 \text{ gdy } \rho_1 > 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 18,611867 \text{ kN/cm}^2 = 186,1187 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,84$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 186,1187 \text{ MPa}$ i $\rho_1 = 1,1210317 \%$; wynosi 32 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 17,02 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 17,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001373 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1457,143 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,1002378 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w * d = 0,027484 \text{ kN/cm}^2 = 0,274836 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 1,121 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 17,5$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 1,3432291$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 18,03571 < 23,506508$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.4 Belka żelbetowa "BŻ - 3".

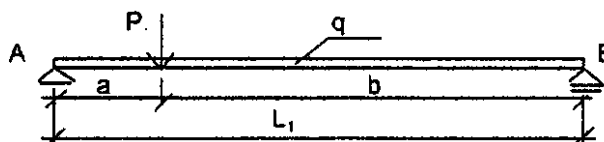
Obciążenie:

Strop nad parterem poz. 2.3	$q * L * 0,3 =$	9.18		11,14
Ściana lp	$0,24 * 2,0 * 18,0 =$	8.64	1,1	9.50
Ociepl. ściany	$0,12 * 2,32 * 2,0 =$	0.56	1.2	0.67

Tynk	0,02*2,32*19,0 =	0,88	1,3	1,15
Wieniec	0,24*0,24*24,0 =	1,38	1,1	1,52
Belka	b*h*25,0 =	2,70	1,1	2,97
	Razem	q_{ch} = 23,35		q_{obl} = 26,95
		[kN/m]		[kN/m]

- z poz. 4.2.3 P = R = 21,49 kN

a = 2,80 m.
b = 2,33 m.



Największy moment zginający.

Głębok. podpory = 0,24 m. $L_n = 5,15$ m.

Gł. oparcia na podporach $a_i = 0,5l = 0,12$ m.

Rozpiętość efektywna belki $L_{eff} = L_n + 2a_i = 5,39$ m.

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$M_{sd} = 0,125(g+q)L_{eff}^2 + Pab/L_{eff} = 116,58$ kNm = 11658,15 kNcm

$V_{sd} = 0,5(g+q)L_n + Pa/L_n = 81,09$ kN

Wysokość użyteczna belki.

Założono szerokość belki $b = 24$ cm

Założono stopień zbrojenia podłużnego $\rho_1 = 0,0101$

Beton kl. B20 $\sigma_{fcd} = 10,60$ MPa = 1,060 kN/cm²

$\tau_{Rd} = 0,20$ MPa = 0,02 kN/cm²

$f_{ck} = 16,00$ MPa

Stal kl. A-III $\sigma_{fyd} = 350,00$ MPa = 35,000 kN/cm²

$\xi_{eff} = f_{yd} \rho_1 / a \sigma_{fcd} = 0,391025 < \xi_{eff,lim} = 0,53$

Z tb. 4-6 przy $\xi_{eff} = 0,391025$ odczytano $1/\mu_{sc} = 1,78$

$d = 1/\sqrt{\mu_{sc}} \sqrt{M_{sd}/b \cdot a \cdot \sigma_{fcd}} = 41,330$ cm

Przyjęto wysokość belki $h = 45,00$ cm $h/b = 1,875$

otulinę $c = 15$ mm (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)

dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta = 5$ mm

średnicę prętów $\phi = 16$ mm

średnicę strzemion $\phi_1 = 6$ mm

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi = 41,6$ cm

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot \sigma_{fcd} = 0,311535$ z tb 4-6 $\zeta = 0,807$

$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot \sigma_{fyd} = 9,921896$ cm²

Przyjęto zbrojenie $5 \phi 16$ $\sigma_{A_{s1}} = 10,05$ cm²

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,010066 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$\xi_{eff} = f_{yd} \rho_1 / a \sigma_{fcd} = 0,391025 < \xi_{eff,lim} = 0,53$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła

5 ϕ 16

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1)+0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 53,04585$$

$$k = 1,6 - d = 1,184 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{Sd} - V_{Rd1} / g + q = 1,0404 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{Sd} = V_{Sd} - (g + q)d = 69,875687 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych ϕ 6 ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 11,40 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 37,44 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = u \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 236,2135 > V_{Sd} = 81,09 \text{ kN}$$

$$u = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

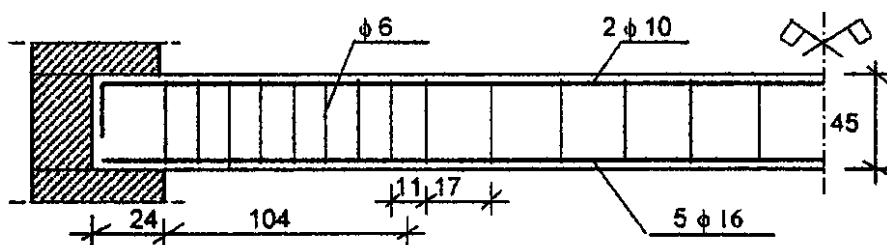
$$s_{max} = 0,6d = 24,96 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 47,24269 \text{ kN} < V_{Sd} = 81,09 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 157,5544 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B25, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_{w1} \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środkowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne $p = 9$

obciąż. charakterystyczne $g = 14,35 \text{ kN/m. } q = 3,15 \text{ kN/m.}$

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 63,534401 \text{ kNm} = 6353,44 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 45,050398 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 1,006611 \% \quad \zeta = 0,80 \text{ gdy } \rho_1 > 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta \cdot d \cdot A_{s1} = 19,241146 \text{ kN/cm}^2 = 192,4115 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,924444$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 192,4115$ Mpa i $\rho_1 = 1,0066106$ %; wynosi **32 mm**
 Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 16$ mm, a zatem szerokość rys. prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 11,40 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 11,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,002121 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 942,8571 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,1131253 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{sd} / b_w * d = 0,045123 \text{ kN/cm}^2 = 0,451226 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

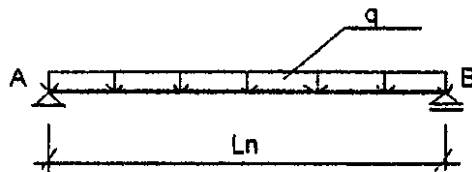
Sprawdzenie ugięcia ,

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 1,007$ %, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 18$
 Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 1,2992989$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się
 $L_{eff} / d = 12,95673 < 23,38738$
 Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.5 Belka żelbetowa "BŻ - 5".

Obciążenie:

Ściana lp $0,24 * 3,3 * 18,0 =$	14,26	1,1	15,68
Ociepl. ściany $0,12 * 3,62 * 2,0 =$	0,87	1,2	1,04
Tynk $0,02 * 3,62 * 19,0 =$	1,38	1,3	1,79
Wieniec $0,24 * 0,24 * 24,0 =$	1,38	1,1	1,52
Belka $b * h * 25,0 =$	1,20	1,1	1,32
Razem	$q_{ch} = 19,08$		$q_{tot} = 21,35$
	[kN/m]		[kN/m]



Największy moment zginający.

$$\text{Głębok. podpory} = 0,24 \text{ m. } L_n = 2,53 \text{ m.}$$

$$\text{Gł. oparcia na podporach } a_1 = 0,5t = 0,12 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość efektywna belki } L_{eff} = L_n + 2a_1 = 2,77 \text{ m.}$$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 20,480006 \text{ kNm} = 2048,001 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 27,011646 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

$$\text{Założono szerokość belki } b = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Założono stopień zbrojenia podłużnego } \rho_1 = 0,0112$$

$$\text{Beton kl. B20} \quad \sigma_{fd} = 10,60 \text{ MPa} = 1,060 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 0,20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 16,00 \text{ MPa}$$

Stal kl. A-III $\sigma_{fyd} = 350,00 \text{ MPa} = 35,000 \text{ kN/cm}^2$

$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_l / a \cdot f_{cd} = 0,435473 < \xi_{eff,lim} = 0,53$
 Z tb. 4-6 przy $\xi_{eff} = 0,435473$ odczytano $1/\sqrt{\mu_{sc}} = 1,715$

$d = 1/\sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd}/b \cdot a \cdot f_{cd}} = 16,690 \text{ cm}$
 Przyjęto wysokość belki $h = 20,00 \text{ cm}$ $h/b = 0,833333$
 otulinę $c = 15 \text{ mm}$ (tb 2-6. środowisko klasy 1 wg tb 1-1)
 dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta h = 5 \text{ mm}$
 średnicę prętów $\phi = 12 \text{ mm}$
 średnicę strzemion $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta h = 16,8 \text{ cm}$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,3355641$ z tb 4-6 $\xi = 0,7875$

$A_{s1} = M_{sd} / \xi \cdot d \cdot f_{yd} = 4,42285 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie $4 \phi 12$ $\sigma A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_l = A_{s1} / b \cdot d = 0,01121 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_l / a \cdot f_{cd} = 0,435473 < \xi_{eff,lim} = 0,53$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła $4 \phi 12$

$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 26,64941$

$k = 1,6 - d = 1,432 > 1$ $\sigma_{cp} = 0,00$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$c_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = 0,0170 \text{ m.}$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 23,424329 \text{ kN}$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 13,74 \text{ cm}$

$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$ $z = 0,9d = 15,12 \text{ cm}$

$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2$ $\text{ctg}\theta = 2$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 95,39389 > V_{sd} = 27,01165 \text{ kN}$

$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

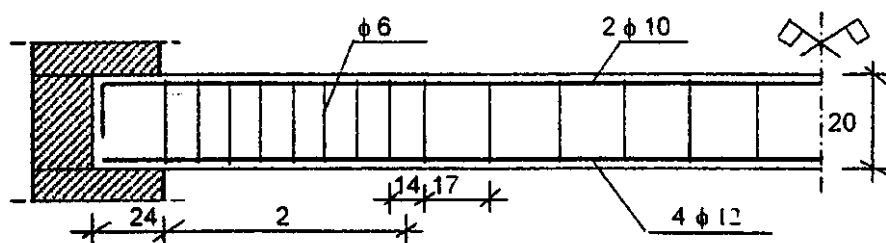
$s_{max} = 0,6d = 10,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$ gdyż

$0,2V_{Rd2} = 19,07878 \text{ kN} < V_{sd} = 27,011646 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 63,62773 \text{ kN}$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B25, stal A - 0)

$\rho_w = 0,0014$

$s_{max} = A_{sw1} / \rho_w \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$

**Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.**

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0.35$

obciąż. zmienne $\rho = g$

obciąż. charakterystyczne $g = 10.08 \text{ kN/m}$. $q = 3.15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0.125(g + q)L_n^2 = 12.691744 \text{ kNm} = 1269.174 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0.5(g + q)L_n = 16.739492 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 1.121032 \% \quad \zeta = 0.80 \text{ gdy } \rho_1 > 1.0 \% \text{ str. 148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 21.35108 \text{ kN/cm}^2 = 213.5108 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0.85$ do 0.95 jest spełniony, gdyż $d/h = 0.84$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 213.5108 \text{ MPa}$ i $\rho_1 = 1.1210317 \%$; wynosi 32 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 13.74 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0.001728 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1157.143 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ct} = 0.1442439 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w * d = 0.041517 \text{ kN/cm}^2 = 0.415166 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 1.121 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 17$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 1.170901$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 16.4881 < 19.905317$$

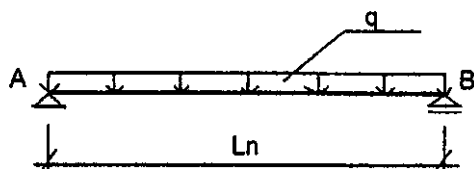
Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.6 Belka żelbetowa "BŻ - 6".

Obciążenie:

Strop nad parterem poz. 2.3 $q * L * 0.5 =$	14,13		17,15
Ściana lp $0,24 * 2,7 * 18,0 =$	11,66	1,1	12,83
Ociepl. ściany $0,12 * 3,02 * 2,0 =$	0,72	1,2	0,87

Tynk $0,02 \times 3,02 \times 19,0 =$	1,15	1,3	1,49
Wieniec $0,24 \times 0,24 \times 24,0 =$	1,38	1,1	1,52
Belka $b \times h \times 25,0 =$	1,80	1,1	1,98
Razem	$q_{ch} = 30,85$		$q_{obl} = 35,84$
	[kN/m]		[kN/m]

**Największy moment zginający.**

Głębok. podpory =	0,37 m.	$L_n =$	2,63 m.
Gl. oparcia na podporach $a_i = 0,5t =$			0,185 m.
Rozpiętość efektywna belki $L_{eff} = L_n + 2a_i =$			3,00 m.

Największa wartość obciążeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 40,322748 \text{ kNm} = 4032,275 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 47,132812 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

Założono szerokość belki $b =$	24 cm
Założono stopień zbrojenia podłużnego $\rho_1 =$	0,0088

Beton kl. B20	$\sigma_{f_{cd}} =$	10,60 MPa =	1,060 kN/cm ²
	$\tau_{Rd} =$	0,20 MPa =	0,02 kN/cm ²
	$f_{ck} =$	16,00 MPa	
Stal kl. A-III	$\sigma_{f_{yd}} =$	350,00 MPa =	35,000 kN/cm ²

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,341229 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy $\xi_{eff} = 0,341229$ odczytano $1/\eta_{sc} = 1,88$

$d = 1/\eta_{sc} \cdot \sqrt{M_{sd}/b \cdot a \cdot f_{cd}} =$	25,672 cm		
Przyjęto wysokość belki $h =$	30,00 cm	$h/b =$	1,25
otulinę $c =$	15 mm (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)		
dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta h =$	5 mm		
średnicę prętów $\phi =$	12 mm		
średnicę strzemion $\phi_1 =$	6 mm		

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi - \Delta h = 26,8 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,2596238 \text{ z tb 4-6} \quad \zeta = 0,853$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 5,039625 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $5 \phi 12$ $\sigma A_{s1} = 5,65 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,008784 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,341229 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęśta $5 \phi 12$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 37,21544$$

$$k = 1,6 - d = 1,332 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{Sd} - V_{Rd1} / (g + q) = 0,2767 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{Sd} = V_{Sd} - (g + q)d = 37,527037 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} * f_{ywd1} * z * \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 13,68 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 * 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 24,12 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v * f_{cd} * b_w * z * \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 152,176 > V_{Sd} = 47,13281 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

$$s_{max} = 0,6d = 16,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

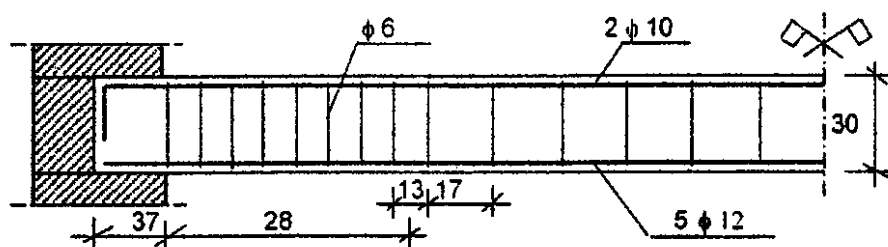
$$0,2V_{Rd2} = 30,43519 \text{ kN} < V_{Sd} = 47,132812 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 101,5014 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień

zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B20, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_{w1} * b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lm} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne $p = 9$

obciąż. charakterystyczne $g = 21,85 \text{ kN/m}$, $q = 3,15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 28,128066 \text{ kNm} = 2812,807 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 32,878583 \text{ kN}$$

Napężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 0,87842 \% \quad \zeta = 0,80 \text{ gdyż } \rho_1 > 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 26,032557 \text{ kN/cm}^2 = 260,3256 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,893333$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lm} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 260,3256 \text{ MPa}$ i $\rho_1 = 0,8784204 \%$; wynosi 29 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 13,68 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001795 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1114,286 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,2027717 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{sd} / b_w * d = 0,051117 \text{ kN/cm}^2 = 0,511172 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 0,878 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 19$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 0,9603359$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

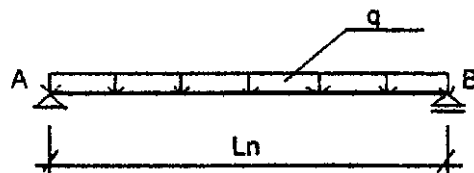
$$L_{eff} / d = 11,19403 < 18,246382$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.7 Belka żelbetowa "BŻ - 7".

Obciążenie:

Strop nad parterem poz. 2.3 $q * L * 0,5 =$	14,08		17,09
Wieniec $0,24 * 0,24 * 24,0 =$	1,38	1,1	1,52
Belka $b * h * 25,0 =$	1,50	1,1	1,65
Razem	$q_{ch} = 16,97$		$q_{obl} = 20,26$
	[kN/m]		[kN/m]

**Największy moment zginający.**

$$\text{Głębok. podpory} = 0,37 \text{ m. } L_n = 2,63 \text{ m.}$$

$$\text{Gł. oparcia na podporach } a_1 = 0,5t = 0,185 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość efektywna belki } L_{eff} = L_n + 2a_1 = 3,00 \text{ m.}$$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{ed} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 22,790801 \text{ kNm} = 2279,08 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 26,639914 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

$$\text{Założono szerokość belki } b = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Założono stopień zbrojenia podłużnego } \rho_1 = 0,0086$$

Beton kl. B20	$\sigma_{fcd} =$	10,60 MPa =	1,060 kN/cm ²
	$\tau_{Rd} =$	0,20 MPa =	0,02 kN/cm ²
	$f_{ck} =$	16,00 MPa	

Stal kl. A-III	$\sigma_{fyd} =$	350,00 MPa =	35,000 kN/cm ²
----------------	------------------	--------------	---------------------------

$$\xi_{eff} = f_{yd} * \rho_1 / a * f_{cd} = 0,335594 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

$$\text{Z tb. 4-6 przy } \xi_{eff} = 0,335594 \quad \text{odczytano } 1 / \sqrt{\xi_{eff}} = 1,885$$

$$d = 1 / \sqrt{\mu_{sc}} \cdot \sqrt{M_{sd} / b \cdot a \cdot f_{cd}} = 19,352 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki $h = 25,00 \text{ cm}$ $h/b = 1,041667$
 otulinę $c = 15 \text{ mm}$ (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)
 dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta = 5 \text{ mm}$
 średnicę prętów $\phi = 12 \text{ mm}$
 średnicę strzemion $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:
 $d = h - c - \phi_1 - 0,5\phi = 21,8 \text{ cm}$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,221774 \text{ z tb 4-6} \quad \zeta = 0,873$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 3,421534 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $4 \phi 12$ $\circ A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,008639 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\zeta_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,335594 < \zeta_{eff \text{ lim}} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła $4 \phi 12$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1)+0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 31,29113$$

$$k = 1,6 - d = 1,382 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = -0,2296 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 22,223564 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 18,79 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 19,62 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 123,7849 > V_{sd} = 26,63991 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

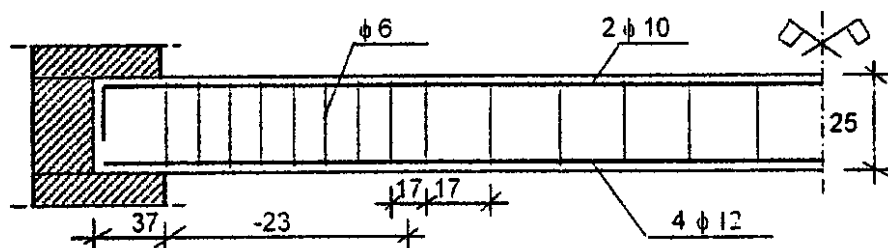
$$s_{max} = 0,6d = 13,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 24,75699 \text{ kN} < V_{sd} = 26,639914 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 82,56455 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B20, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_w \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$
 obciąż. zmienne $p = 9$
 obciąż. charakterystyczne $g = 7,97 \text{ kN/m}$, $q = 3,15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 12,504713 \text{ kNm} = 1250,471 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 14,61662 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 0,863914 \% \quad \zeta = 0,85 \text{ gdy } \rho_1 < 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 19,723205 \text{ kN/cm}^2 = 197,232 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,872$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 197,232 \text{ MPa}$ i $\rho_1 = 0,8639144 \%$: wynosi 32 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 18,79 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 17,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001373 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1457,143 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,1035721 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w * d = 0,027937 \text{ kN/cm}^2 = 0,27937 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 0,864 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 19$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 1,2675425$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 13,76147 < 24,083307$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.8 Belka żelbetowa "BŻ - 8".

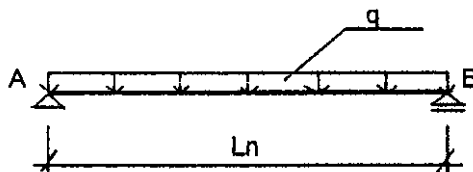
Obciążenie:

Strop nad parterem poz. 2.3 $q * L * 0,5 = 14,13$ 17,15

Wieniec $0,24 * 0,24 * 24,0 = 1,38$ 1,52

Belka $b * h * 25,0 = 1,20$ 1,32

Razem $q_{ch} = 16,72$ $q_{obl} = 19,99$
[kN/m] [kN/m]



Największy moment zginający.

Głębok. podpory = 0,31 m. $L_n = 2,46$ m.
 Gl. oparcia na podporach $a_i = 0,5t = 0,155$ m.
 Rozpiętość efektywna belki $L_{eff} = L_n + 2a_i = 2,77$ m.

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 19,173045 \text{ kNm} = 1917,304 \text{ kNcm}$$

$$V_{sd} = 0,5(g + q)L_n = 24,588195 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

Założono szerokość belki $b = 24$ cm

Założono stopień zbrojenia podłużnego $\rho_1 = 0,0112$

Beton kl. B20 $\sigma_{fcd} = 10,60$ MPa = 1,060 kN/cm²

$\tau_{Rd} = 0,20$ MPa = 0,02 kN/cm²

$f_{ck} = 16,00$ MPa

Stal kl. A-III $\sigma_{fyd} = 350,00$ MPa = 35,000 kN/cm²

$$\xi_{eff} = f_{yd} \rho_1 / a \sigma_{fcd} = 0,435473 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Z tb. 4-6 przy $\xi_{eff} = 0,435473$ odczytano $1/\mu_{sc} = 1,715$

$$d = 1/\sqrt{\mu_{sc}} \sqrt{M_{sd}/b \sigma_{fcd}} = 16,149 \text{ cm}$$

Przyjęto wysokość belki $h = 20,00$ cm $h/b = 0,833333$

otulinę $c = 15$ mm (tb 2-6. środowisko klasy 1 wg tb 1-1)

dopuszczalną odchyłkę otuliny $\Delta = 5$ mm

średnicę prętów $\phi = 12$ mm

średnicę strzemion $\phi_s = 6$ mm

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_s - 0,5\phi - \Delta = 16,8 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b d^2 \sigma_{fcd} = 0,3141496 \text{ z tb 4-6 } \zeta = 0,805$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \sigma_{fyd} = 4,050586 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $4 \phi 12$ $\sigma A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b d = 0,01121 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = f_{yd} \rho_1 / a \sigma_{fcd} = 0,435473 < \xi_{eff,lim} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsta $4 \phi 12$

$$V_{Rd1} = [1,4k \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b_w d = 26,64941$$

$$k = 1,6 - d = 1,432 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$c_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = -0,1031 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 21,229807 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 15,16 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 15,12 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot z \cdot \operatorname{ctg} \theta / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) = 95,39389 > V_{Sd} = 24,5882 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

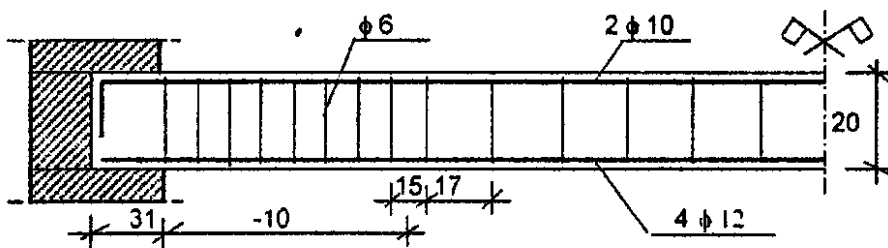
$$s_{max} = 0,6d = 10,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 19,07878 \text{ kN} < V_{Sd} = 24,588195 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 63,62773 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B20, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_{w1} \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $\psi_d = 0,35$

obciąż. zmienne $p = 9$

obciąż. charakterystyczne $g = 7,72 \text{ kN/m}$, $q = 3,15 \text{ kN/m}$.

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 10,422028 \text{ kNm} = 1042,203 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 13,36558 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 1,121032 \% \quad \zeta = 0,80 \text{ gdy } \rho_1 > 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta \cdot d \cdot A_{s1} = 19,144106 \text{ kN/cm}^2 = 191,4411 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,84$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 191,4411 \text{ Mpa}$ i $\rho_1 = 1,1210317 \%$; wynosi 32 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys. prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 15,16 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 15,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 \cdot b_w = 0,001556 \quad \lambda = \beta_1 \cdot \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1285,714 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 \cdot \lambda / \rho_{w1} \cdot E_s \cdot f_{ctk} = 0,1135281 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w \cdot d = 0,033149 \text{ kN/cm}^2 = 0,331488 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 1,121 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla
belek swobodnie podpartych $L_{\text{eff}} / d = 17$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 1,305885$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu
rozciągającym, otrzymuje się

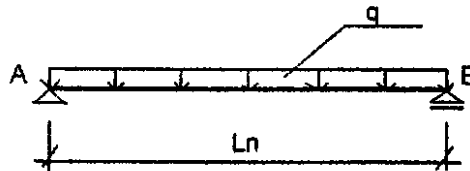
$$L_{\text{eff}} / d = 16,4881 < 22,200044$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.2.9 Belka żelbetowa "BŻ - 9".

Obciążenie:

Ściana tp $0,24 \times 3,5 \times 18,0 =$	15,12	1,1	16,63
Tynk $0,03 \times 3,5 \times 19,0 =$	2,00	1,3	2,59
Strop nad parterem poz. 2.3 $q \cdot L \cdot 0,5 =$	15,31		17,15
Wieniec $0,24 \times 0,24 \times 24,0 =$	1,38	1,1	1,52
Belka $b \times h \times 25,0 =$	0,90	1,1	0,99
Razem	$q_{\text{ch}} = 34,70$		$q_{\text{obl}} = 38,89$
	[kN/m]		[kN/m]



Największy moment zginający.

$$\text{Głębok. podpory} = 0,24 \text{ m. } L_n = 0,98 \text{ m.}$$

$$\text{Gł. oparcia na podporach } a_1 = 0,5t = 0,12 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość efektywna belki } L_{\text{eff}} = L_n + 2a_1 = 1,22 \text{ m.}$$

Największa wartość obliczeniowa momentu zginającego:

$$M_{\text{sd}} = 0,125(g + q)L_{\text{eff}}^2 = 7,2347222 \text{ kNm} = 723,4722 \text{ kNcm}$$

$$V_{\text{sd}} = 0,5(g + q)L_n = 19,054092 \text{ kN}$$

Wysokość użyteczna belki.

$$\text{Założono szerokość belki } b = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Założono stopień zbrojenia podłużnego } \rho_1 = 0,0080$$

$$\text{Beton kl. B20 } \sigma f_{\text{cd}} = 10,60 \text{ MPa} = 1,060 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{Rd}} = 0,20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{\text{ck}} = 16,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Stal kl. A-III } \sigma f_{\text{yd}} = 350,00 \text{ MPa} = 35,000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\xi_{\text{eff}} = f_{\text{yd}} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{\text{cd}} = 0,309998 < \xi_{\text{eff,lim}} = 0,53$$

$$\text{Z tb. 4-6 przy } \xi_{\text{eff}} = 0,309998 \text{ odczytano } 1/\lambda_{\text{sc}} = 1,95$$

$$d = 1/\lambda_{\text{sc}} \cdot \sqrt{M_{\text{sd}}/b \cdot a \cdot f_{\text{cd}}} = 11,279 \text{ cm}$$

$$\text{Przyjęto wysokość belki } h = 15,00 \text{ cm } \quad h/b = 0,625$$

otulinę $c = 15 \text{ mm}$ (tb 2-6, środowisko klasy 1 wg tb 1-1)

$$\text{dopuszczalną odchyłkę otuliny } \Delta = 5 \text{ mm}$$

$$\text{średnicę prętów } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\text{średnicę strzemion } \phi_s = 6 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna przekroju wynosi:

$$d = h - c - \phi_s - 0,5\phi - \Delta = 11,8 \text{ cm}$$

Pole przekroju zbrojenia A_{s1} .

$$\mu_{sc} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot a \cdot f_{cd} = 0,2402823 \quad \text{z tb 4-6} \quad \zeta = 0,86$$

$$A_{s1} = M_{sd} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 2,036917 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie $2 \phi 12$ o $A_{s1} = 2,26 \text{ cm}^2$

Sprawdzenie:

Stopień zbrojenia przekroju $\rho_1 = A_{s1} / b \cdot d = 0,00798 > 0,0015$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\zeta_{eff} = f_{yd} \cdot \rho_1 / a \cdot f_{cd} = 0,309998 < \zeta_{eff,lim} = 0,53$$

Zbrojenie poprzeczne stosując tylko strzemiona (bez prętów odgiętych).

Założono doprowadzenie do podpory wszystkich prętów z przęsła $2 \phi 12$

$$V_{Rd1} = [1,4k \cdot \tau_{Rd}(1,2+40\rho_1)+0,15\sigma_{cp}]b_w \cdot d = 17,85324$$

$$k = 1,6 - d = 1,482 > 1 \quad \sigma_{cp} = 0,00$$

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$s_s = V_{sd} - V_{Rd1} / g + q = 0,0309 \text{ m.}$$

Siła poprzeczna, którą mają przenieść strzemiona

$$V_{Rd3} = V'_{sd} = V_{sd} - (g + q)d = 14,465556 \text{ kN}$$

Wymagany odstęp strzemion dwuramiennych $\phi 6$ ze stali klasy A - 0

$$s_1 = A_{sw1} \cdot f_{ywd1} \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / V_{Rd3} = 15,62 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad z = 0,9d = 10,62 \text{ cm}$$

$$f_{ywd1} = 190,0 \text{ MPa} = 19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2$$

Graniczna siła poprzeczna V_{Rd2} ze względu na ukośne ściskanie

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 67,00285 > V_{sd} = 19,05409 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,62$$

Rozmieszczenie strzemion

Maksymalny dopuszczalny odstęp strzemion s_{max}

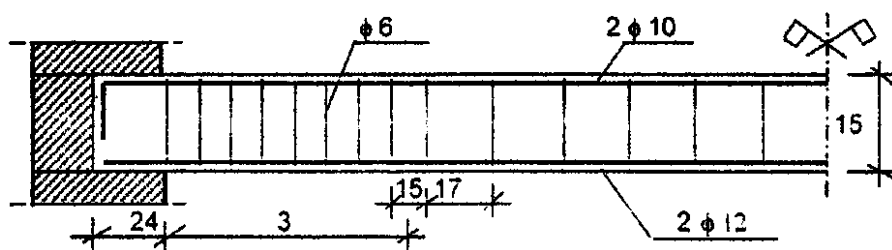
$$s_{max} = 0,6d = 7,08 \text{ cm} < 30 \text{ cm, gdyż}$$

$$0,2V_{Rd2} = 13,40057 \text{ kN} < V_{sd} = 19,054092 \text{ kN} < 0,667 V_{Rd2} = 44,6909 \text{ kN}$$

Maksymalny rozstaw strzemion s_{max} ze względu na wymagany minimalny stopień zbrojenia na ścinanie strzemionami (wg tb 4-3, beton B20, stal A - 0)

$$\rho_w = 0,0014$$

$$s_{max} = A_{sw1} / \rho_w \cdot b_w = 16,666667 \text{ cm}$$



Sprawdzenie szerokości rys prostopadłych.

W środowisku kl.2a graniczna szer. rys wynosi (tb 3-1) $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Wartość obciążenia belki w kombinacji obciążeń długotrwałych wynosi:

w domach mieszkalnych $w_d = 0,35$

obciąż. zmienne $p = 9$

obciąż. charakterystyczne $g = 25,70 \text{ kN/m, } q = 3,15 \text{ kN/m.}$

Największa wartość momentu zginającego dla kombinacji obciążeń długotrwałych

$$M_{Sd} = 0,125(g + q)L_{eff}^2 = 5.3684541 \text{ kNm} = 536.8454 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 0,5(g + q)L_n = 14,138901 \text{ kN}$$

Naprężenia σ_s w zbrojeniu rozciągającym

$$\rho_1 = 0,798023 \% \quad \zeta = 0,85 \text{ gdy } \rho_1 < 1,0 \% \text{ str.148}$$

$$\sigma_s = M_{Sd} / \zeta * d * A_{s1} = 26,27695 \text{ kN/cm}^2 = 262,7695 \text{ MPa}$$

Warunek $d/h = 0,85$ do $0,95$ jest spełniony, gdyż $d/h = 0,786667$

Tak więc max średnica prętów zbrojenia, przy której szerokość rys prostopadłych można uważać za ograniczoną do $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$, odczytana z tb 4-8

(przy $\sigma_s = 262,7695 \text{ MPa}$ i $\rho_1 = 0,7980226 \%$; wynosi 22 mm)

Zaprojektowano pręty o średnicy $\phi = f 12 \text{ mm}$, a zatem szerokość rys prostopadłych będzie mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie szerokości rys ukośnych - zbrojenie strzemionami.

$$s_1 = 15,62 \text{ cm} \quad \phi_1 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{przyjęto } s_1 = 15,0 \text{ cm}$$

$$\rho_{w1} = A_{sw1} / s_1 * b_w = 0,001556 \quad \lambda = \beta_1 * \phi_1 / 3 \rho_{w1} = 1285,714 \text{ mm}$$

$$w_k = 4\tau^2 * \lambda / \rho_{w1} * E_s * f_{ck} = 0,2575217 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\tau = V_{Sd} / b_w * d = 0,049925 \text{ kN/cm}^2 = 0,499255 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Szerokość rys ukośnych będzie więc mniejsza od szerokości granicznej.

Sprawdzenie ugięcia

Z tb 4-9 (jeśli $\rho_1 = 0,798 \%$, a beton jest klasy B20) odczytuje się, że dla belek swobodnie podpartych $L_{eff} / d = 20$

Uwzględniając mnożnik $250/\sigma_s = 0,9514042$ ze względu na naprężenie w zbrojeniu rozciągającym, otrzymuje się

$$L_{eff} / d = 10,33898 < 19,028083$$

Oznacza to, że ugięcie tej belki nie przekroczy wartości granicznej (tb 3-2).

4.3 Belka stalowa "BS - 2".

Obciążenie:

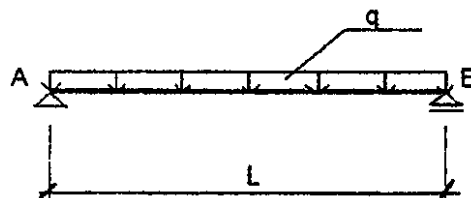
- strop nad parterem poz.2.3 $q \times L \times 0,5 =$

$$50,15 \text{ kN/m.}$$

- c. wł.belki I-240 $1,1 \times G =$

$$1,68 \text{ kN/m.}$$

$$q = \frac{50,15 \text{ kN/m.} + 1,68 \text{ kN/m.}}{51,83 \text{ kN/m.}}$$



$$L = 6,60 \text{ m.}$$

1. Dobór "próbego" przekroju poprzecznego

Wymagany moment bezwładności obliczono

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 282,19 \text{ kNm}$$

$$n_{gr} = 250$$

$$I = 0,051 \times n_{gr} \times M \times L = 23746,29 \text{ cm}^4$$

przyjęto 2I	360	$W_x =$	2180 cm ³ ;	Stal St3S;	$f_d =$	21,5 kN/cm ²
		$J_x =$	39220 cm ⁴ ;	$G =$	1,524 kN/m.	
	$b_f =$	143 mm		$t_f =$	19,5 mm	
	$R =$	13,0 mm		$t_w =$	13,0 mm	

2. Klasa przekroju

Pas : $b/t_f = 3,000 < 9 < 14$

Środek : $b/t_w = 22,692 < 78$

Przekrój spełnia warunki przekrojów klasy 2.

3. Nośność obliczeniowa przekroju belki na zginanie

Przyjęto: $\alpha_p = 1,07$

$$M_R = \alpha_p W f_d = 50150,9 \text{ kNcm} = 501,509 \text{ kNm}$$

4. Nośność belki

Nośność belki jednokierunkowo zginanej. Belka będzie przez krokwie konstrukcyjnie w sposób ciągły zabezpieczona przed zwichrzeniem.

Przyjęto : $\varphi_L = 1$

$$M / (\varphi_L M_R) < 1 ; \quad M / (\varphi_L M_R) = 0,563 < 1$$

5. Nośność belki przy ścinaniu

$$V = 171,0242 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa przekroju ścinanego

$$V_R = 0,58 A_v x f_d = 583,596 \text{ kN}$$

$$V/V_R = 0,293052 < 1$$

6. Ugięcie belki

$$f_{dop} = 1 \times L/350 = 1,886 \text{ cm}$$

$$f_n = 5/48 \times M L^2 / E J_x = 1,593 \text{ cm} < f_{dop} = 1,886 \text{ cm}$$

4.4 Wylewki żelbetowe.

4.4.1 "WL - 1" .

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		2,00	x 1,4 =	2,80	"
			$q =$	4,27	kN/m ²

Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz.4.3.1	$q \times L \times 0,5 =$	0,85	kN/m.
- ciężar wł. żebra	$b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$	2,53	"
	$q =$	3,39	kN/m.

$$L_1 = 3,0 \times 1,05 = 3,15 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 4,20 \text{ kNm} \quad R = 0,5 \times q \times L_1 = 5,34 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20,	Stal A - III (34GS).	$b =$	0,4 m.
		$h_o =$	0,22 m.

$$A = M/b \times h_0^2 = 217,09 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,16$$

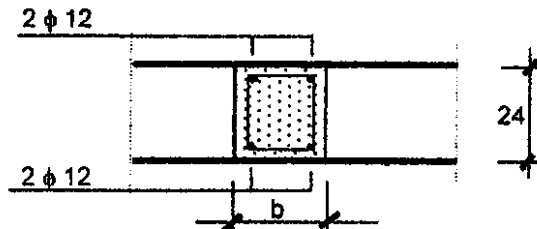
$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \phi 12 \text{ o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona $\phi 6$ co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 49,50 \text{ kN} > R = 5,34 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach c = 60 cm



4.4.2 "WL - 2" .

A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- wypeł. gruzobet.	0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty	h x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		5,00	x 1,4 =	7,00	"
				<u>14,27</u>	kN/m ²
				q =	

$$L = 0,3 \times 1,05 = 0,32 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,18 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS), b=1.0 m h= 0.06 m

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M/b \times h_0^2 = 87,38 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,24$$

$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \text{ o } F_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6$ co 25,0 cm

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz.	q x L x 0,5 =	2,14	kN/m.
- ciężar wł. żebra	b x h x 24,0 x 1,1 =	0,63	"
		<u>2,77</u>	kN/m.
		q =	

$$L_1 = 2,46 \times 1,05 = 2,58 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 2,31 \text{ kNm} \quad R = 0,5 \times q \times L_1 = 3,58 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20, Stal A - III (34GS), b= 0.10 m.

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M/b \times h_0^2 = 524,52 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,153$$

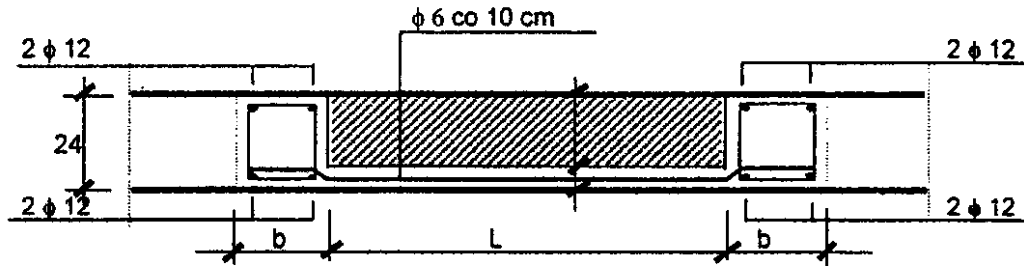
$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 0,32 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \phi 12 \text{ o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona $\phi 6$ co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 11,81 \text{ kN} > R = 3,58 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach c = 49,2 cm



4.4.3 "WL - 3" .

A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- ścianki działowe		1,25	x 1,1 =	1,38	"
- wypeł. gruzob. .	0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty	h x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		2,00	x 1,4 =	2,80	"
				11,44	kN/m²

$$L = 0,4 \times 1,05 = 0,42 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,25 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS). b=1,0 m h= 0,06 m

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M / b \times h_0^2 = 124,59 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,24$$

$$F_a = \mu \times 100 \times h_0 = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm o } F_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6$ co 25,0 cm

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz.	$q \times L \times 0,5 =$	2,29	kN/m.
- ciężar wł. zebra	$b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$	1,27	"
		3,56	kN/m.

$$L_1 = 5,4 \times 1,05 = 5,67 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 14,29 \text{ kNm} \quad R = 0,5 \times q \times L_1 = 10,08 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20, Stal A - III (34GS), b= 0,20 m.

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / b \times h_0^2 = 1619,97 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,50$$

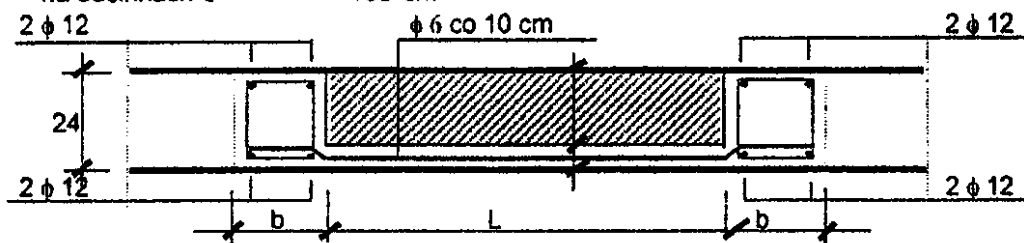
$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 2,10 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \phi 12 \text{ o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona $\phi 6$ co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 23,63 \text{ kN} > R = 10,08 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach c = 108 cm



4.4.4 "WL - 4"

A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- ścianki działowe		1,25	x 1,1 =	1,38	"
- wypeł. gruzob. 0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"	
- ciężar własny płyty h x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"	
- tynk od spodu 0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"	
- obc. użytkowe	2,00	x 1,4 =	2,80	"	
				q =	11,44 kN/m²

$$L = 0,4 \times 1,05 = 0,42 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,25 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS), $b=1,0 \text{ m}$ $h=0,06 \text{ m}$ $h_0=0,045 \text{ m}$

$$A = M / b \times h_0^2 = 124,59 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,24$$

$$F_s = \mu \times 100 \times h_0 = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm o } F_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6$ co 25,0 cm

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

- z poz. $q \times L \times 0,5 =$	2,29	kN/m.
- ciężar wł. żebra $b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$	0,63	"
	q =	2,92 kN/m.

$$L_1 = 2,76 \times 1,05 = 2,90 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 3,07 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 4,23 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20, Stal A - III (34GS), $b=0,10 \text{ m.}$ $h=0,24 \text{ m.}$ $h_0=0,21 \text{ m.}$

$$A = M / b \times h_0^2 = 695,56 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,205$$

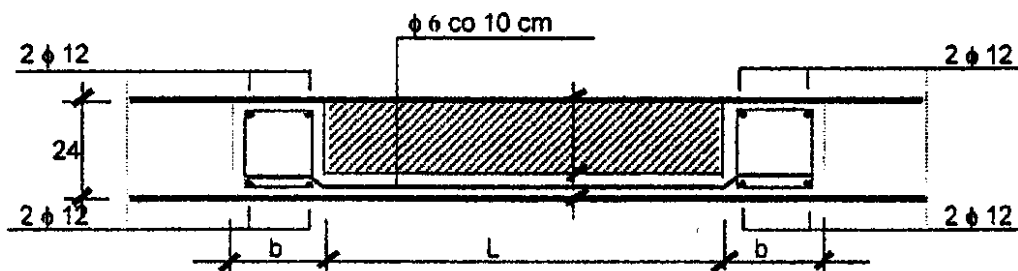
$$F_s = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 0,43 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \phi 12 \text{ o } F_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona $\phi 6$ co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 11,81 \text{ kN} > R = 4,23 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścic konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach $c = 55,2 \text{ cm}$



4.4.5 "WL - 5"

A. Płyta żelbetowa.

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- ścianki działowe		1,25	x 1,1 =	1,38	"
- wypeł. gruzob. 0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"	
- ciężar własny płyty h x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"	

- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		2,00	x 1,4 =	2,80	"
			q =	11,44	kN/m ²

$$L = 0,4 \times 1,05 = 0,42 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,25 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS), $b=1,0 \text{ m}$ $h=0,06 \text{ m}$

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 124,59 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,24$$

$$F_a = \mu \times 100 \times h_0 = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \text{ o } F_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6$ co 25,0 cm

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

$$\text{- z poz. } q \times L \times 0,5 =$$

$$2,29 \text{ kN/m.}$$

$$\text{- ciężar wł. żebra } b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$$

$$1,27 \text{ "}$$

$$q = \frac{2,29 + 1,27}{2} = 3,56 \text{ kN/m.}$$

$$L_1 = 5,4 \times 1,05 = 5,67 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 14,29 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 10,08 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20. Stal A - III (34GS). $b=0,20 \text{ m.}$

$$h = 0,24 \text{ m. } h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M / (b \times h_0^2) = 1619,97 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,50$$

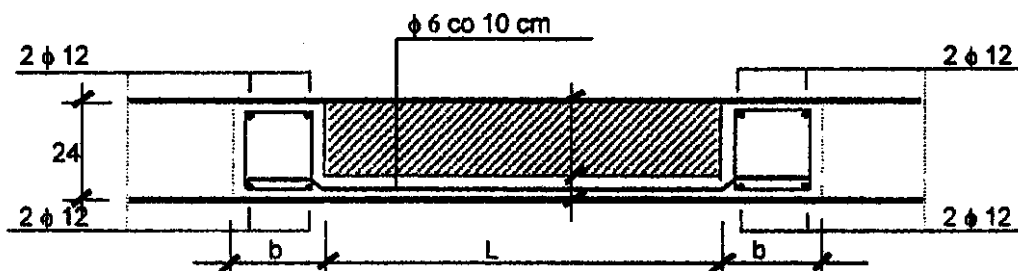
$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 2,10 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 2 \phi 12 \text{ o } F_a = 2,26 \text{ cm}^2$$

przyjęto strzemiona $\phi 6$ co 18 cm

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 23,63 \text{ kN} > R = 10,08 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach $c = 108 \text{ cm}$

**4.4.6 "WL - 6".****A. Płyta żelbetowa.**

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- ścianki działowe		1,25	x 1,1 =	1,38	"
- wypeł. gruzob. 0,18 x 18,0 =		3,24	x 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty $h \times 24,0 =$		1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu 0,015 x 19,0 =		0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		2,00	x 1,4 =	2,80	"
			q =	11,44	kN/m ²

$$L = 0,8 \times 1,05 = 0,84 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 1,01 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS), $b=1,0 \text{ m}$ $h=0,06 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 0,045 \text{ m} \\
 A &= M./bxh_0^2 = 498,34 \quad \text{z tb. odczyt. } \mu = 0,26 \\
 F_s &= \mu \cdot x 100 \times h_0 = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \quad \text{o } F_s = 2,36 \text{ cm}^2 \\
 &\quad \text{pręty rozdzielcze } \phi 6 \text{ co } 25,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

$$\begin{aligned}
 - \text{z poz. } q \times L \times 0,5 &= 4,58 \text{ kN/m.} \\
 - \text{ciężar wł. żebra } b \times h \times 24,0 \times 1,1 &= 1,90 \text{ "} \\
 q &= \underline{6,48 \text{ kN/m.}}
 \end{aligned}$$

$$L_1 = 5,4 \times 1,05 = 5,67 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 26,03 \text{ kNm} \quad R = 0,5 \times q \times L_1 = 18,36 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20, Stal A - III (34GS). $b = 0,30 \text{ m.}$

$$h = 0,24 \text{ m.} \quad h_0 = 0,21 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 1967,51 \quad \text{z tb. odczyt. } \mu = 0,618$$

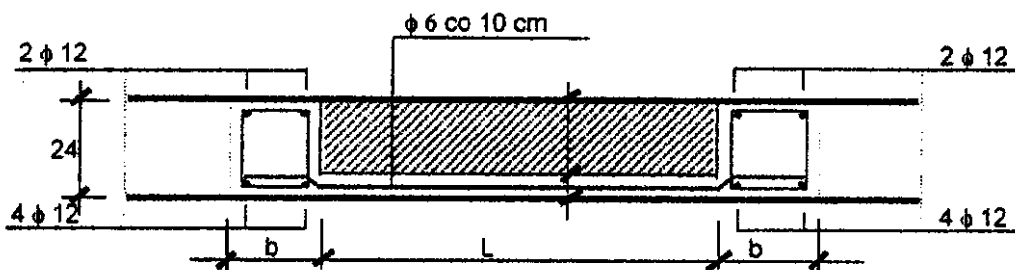
$$F_s = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 3,89 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 4 \phi 12 \quad \text{o } F_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto strzemiona } \phi 6 \text{ co } 18 \text{ cm}$$

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 35,44 \text{ kN} > R = 18,36 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co 8 cm przy podporach
na odcinkach $c = 108 \text{ cm}$

**4.4.7 "WL - 7"****A. Płyta żelbetowa.**

Obciążenia :

- podłoga		1,00	x 1,1 =	1,10	kN/m ²
- wypeł. gruzob.	0,18 x 18,0 =	3,24	x 1,3 =	4,21	"
- ciężar własny płyty	h x 24,0 =	1,44	x 1,1 =	1,58	"
- tynk od spodu	0,015 x 19,0 =	0,29	x 1,3 =	0,37	"
- obc. użytkowe		2,00	x 1,4 =	2,80	"
				<u>10,07</u>	<u>kN/m²</u>

$$L = 0,4 \times 1,05 = 0,42 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 0,22 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

Beton B-20, Stal A-O (StOS). $b = 1,0 \text{ m}$

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,045 \text{ m}$$

$$A = M./bxh_0^2 = 109,61 \quad \text{z tb. odczyt. } \mu = 0,24$$

$$F_s = \mu \cdot x 100 \times h_0 = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 6 \text{ co } 12,0 \text{ cm} \quad \text{o } F_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6 \text{ co } 25,0 \text{ cm}$

B. Żebro żelbetowe.

Obciążenia:

$$- \text{z poz. } q \times L \times 0,5 = 2,01 \text{ kN/m.}$$

- ciężar wł. żebra $b \times h \times 24,0 \times 1,1 =$

$$q = \frac{1,58}{3,60} \text{ kN/m.}$$

$$L_1 = 5,76 \times 1,05 = 6,05 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L_1^2 = 16,45 \text{ kNm}$$

$$R = 0,5 \times q \times L_1 = 10,88 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20, Stal A - III (34GS), $b = 0,25 \text{ m.}$

$h = 0,24 \text{ m.}$ $h_0 = 0,21 \text{ m.}$

$$A = M/b \times h_0^2 = 1491,87 \text{ z tb. odczyt. } \mu = 0,460$$

$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 2,42 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } 3 \phi 12 \text{ o } F_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

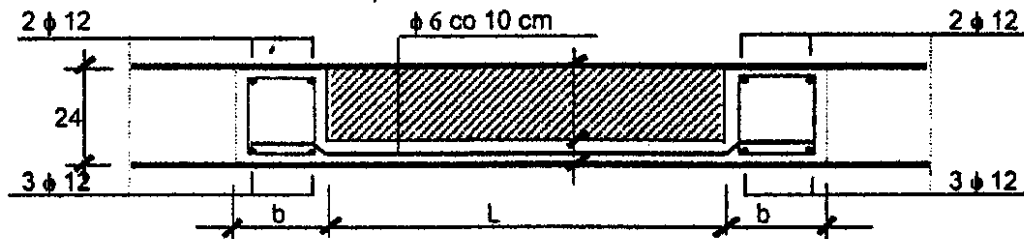
przyjęto strzemiona $\phi 6 \text{ co } 18 \text{ cm}$

Ścinanie:

$$Q_{\min} = 0,75 \times 750 \times b \times h_0 = 29,53 \text{ kN} > R = 10,88 \text{ kN}$$

strzemiona zagęścić konstrukcyjnie $\text{co } 8 \text{ cm}$ przy podporach

na odcinkach $c = 115,2 \text{ cm}$



4.5 Schody płytowe + belka podestowa

Płyta bieżąca. $L_1 = 3,00 \text{ m}$ $h_1 = 0,11 \text{ m}$

Przyjęto stopnie $h = 16,88 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

Nachylenie biegu $\text{tg } \alpha = h/b = 0,56$ $\alpha = 29,4^\circ$ $\cos \alpha = 0,872$

Zestawienie obciążeń :

- ciężar posadzki $0,02 \times 22,0 \times 1,3 =$

$$0,57 \text{ kN/m}^2$$

- ciężar płyty $h_1 \times 24,0 \times 1,1 / \cos \alpha =$

$$3,33 \text{ kN/m}^2$$

- ciężar stopni $h \times 0,5 \times 24,0 \times 1,1 =$

$$2,23 \text{ kN/m}^2$$

- tynk cem - wap. $0,015 \times 19,0 \times 1,3 / \cos \alpha =$

$$0,43 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie zmienne $4,0 \times 1,3 =$

$$5,20 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{11,76 \text{ kN/m}^2}{}$$

$$L = L_1 \times 1,05 = 3,15 \text{ m.}$$

$$M = 0,125 \times q \times L^2 = 14,58 \text{ kNm}$$

Wymiarowanie :

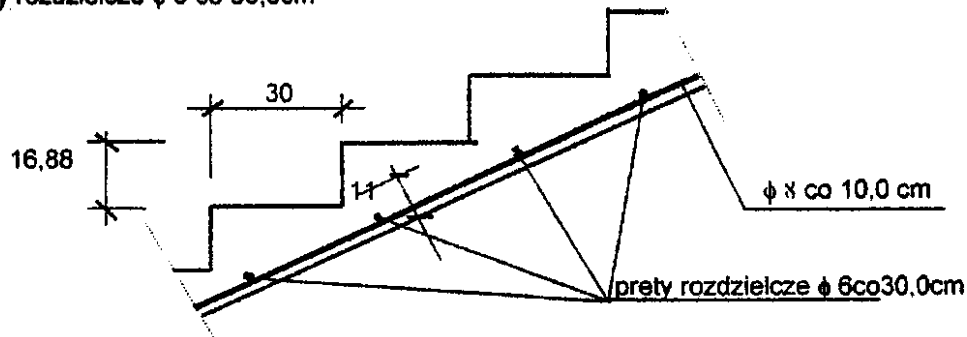
$b = 1 \text{ m.}$ $h_0 = 0,095 \text{ m.}$

Beton B - 20 Stal - III /34GS/

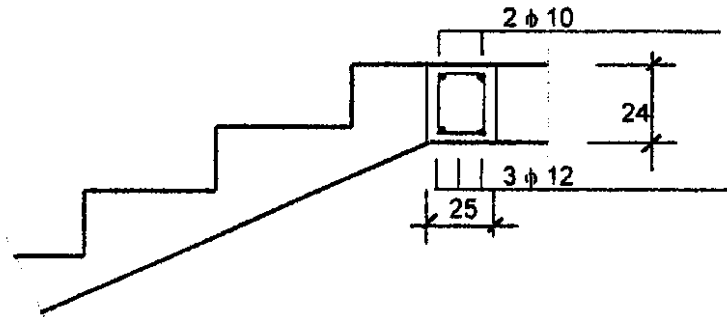
$$A = M/b \times h_0^2 = 1615,83 \text{ z tb. odczytujemy } \mu = 0,498$$

$$F_a = \mu \times 100 \times b \times h_0 = 4,731 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 8 \text{ co } 10,0 \text{ cm} \text{ o } F_a = 5,03 \text{ cm}^2$$

pręty rozdzielcze $\phi 6 \text{ co } 30,0 \text{ cm}$



Belka podestowa	$h =$	0,24 m.	$b =$	0,25 m.
Zestawienie obciążeń:				
- z płyty biegowej $q \cdot L_1 \cdot 0,5 =$				17,64 kN/m.
- c.wł. belki podestowej $h \cdot b \cdot 24,0 \cdot 1,1 =$				1,58 kN/m.
				19,22 kN/m.
$L_1 =$	2,66 m.			
$L = L_1 \cdot 1,05 =$	2,79 m.			
$M = 0,125 \cdot q \cdot L^2 =$	18,74 kNm	$R = 0,5 \cdot q \cdot L =$	26,84 kN	
Wymiarowanie :				
Beton B - 20	Stal A - III	$h_0 =$	0,22 m.	
$A = M / b \cdot h_0^2 =$	1548,90	z tb. odczytujemy $\mu =$		0,48
$F_a = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h_0 =$	2,64 cm ²	przyjęto dołem 3 ϕ 12 o		$F_a = 3,39$ cm ²
		górną 2 ϕ 10		
	przyjęto strzemiona ϕ 6 co	18 cm		
Ścinanie:				
$Q_{min} = 0,75 \cdot 750 \cdot b \cdot h_0 =$	30,94 kN	$> R =$	26,84 kN	
	strzemiona zagęścić konstrukcyjnie co	8 cm	przy podporach	
	na odcinkach $c =$	53,2 cm		



4.6. Słupy.

4.6.1 Słup "SŁŻ - 1".

Obciążenie:

- z "BŻ - 1" poz.4.2.1

- ciężar własny słupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 =$

	58,79 kN
	4,60 kN
$N =$	63,39 kN

$H =$ 3,6 m. $H_0 = 1,0 \times H =$ 3,6 m.

Wymiarowanie:

Beton B - 20;	Stal A - III (34GS);	$b =$	22 cm;	$h =$	22 cm
$R_b =$	1,15 kN/cm ² ;	$\gamma_{b2} =$	1,15	$R_{ac} =$	35 kN/cm ²
$H_0 / b =$	16,36	< 20 z tb. 2 - 3 "Kledzik"		$\phi_s =$	0,67

$F_{ac} = (\gamma_{b2} N - \sigma_g R_b b h) / \gamma_{b2} \sigma_g R_{ac} =$ -11,13 cm²

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 =$ 1,452 cm²; przyjęto 4 ϕ 12 o $F_a = 4,52$ cm²

Rozstaw strzemion ϕ 6 pojedynczych $15d =$ 18 cm

Powyższe słupy jak pozostałe przyjęć ze względów estetycznych okrągłe o ϕ 25 cm zbrojone konstrukcyjnie 6 ϕ 12 i o rozstawie strzemion ϕ 6 co 18,0 cm.

4.6.2 Słup "SŁŻ - 2".

Obciążenie:

- z "BŻ - 1" poz.4.2.1

- z "BŻ - 2" poz.4.2.2

58,79 kN
190,78 kN

- ciężar własny słupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{4,60 \text{ kN}}{254,16 \text{ kN}}$$

$$H = 3,6 \text{ m. } H_0 = 1,0 \times H = 3,6 \text{ m.}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A - III (34GS); $b = 22 \text{ cm}; h = 22 \text{ cm}$
 $R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \gamma_{b2} = 1,15 \quad R_{ac} = 35 \text{ kN/cm}^2$
 $H_0/b = 16,36 < 20$ z tb. 2 - 3 "Kiedzik" $\varphi_s = 0,67$

$$F_{ac} = (\gamma_{b2}N - \varphi_s R_b b h) / \gamma_{b2} \varphi_s R_{ac} = -2,99 \text{ cm}^2$$

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 = 1,452 \text{ cm}^2$; przyjęto 4 $\phi 12$ o $F_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 Rozstaw strzemion $\phi 6$ pojedynczych 15d = 18 cm

Powyższe słupy jak pozostałe przyjąć ze względów estetycznych okrągłe o $\phi 25 \text{ cm}$ zbrojone konstrukcyjnie 6 $\phi 12$ i o rozstawie strzemion $\phi 6$ co 18,0 cm.

4.6.3 Słup "SŁŻ - 3".

Obciążenie:

- z "BŻ - 2" poz.4.2.2 190,78 kN
 - z "BŻ - 3" poz.4.2.4 81,09 kN
 - ciężar własny słupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 =$ 4,60 kN

$$N = \frac{276,47 \text{ kN}}$$

$$H = 3,6 \text{ m. } H_0 = 1,0 \times H = 3,6 \text{ m.}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A - III (34GS); $b = 22 \text{ cm}; h = 22 \text{ cm}$
 $R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \gamma_{b2} = 1,15 \quad R_{ac} = 35 \text{ kN/cm}^2$
 $H_0/b = 16,36 < 20$ z tb. 2 - 3 "Kiedzik" $\varphi_s = 0,67$

$$F_{ac} = (\gamma_{b2}N - \varphi_s R_b b h) / \gamma_{b2} \varphi_s R_{ac} = -2,04 \text{ cm}^2$$

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 = 1,452 \text{ cm}^2$; przyjęto 4 $\phi 12$ o $F_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 Rozstaw strzemion $\phi 6$ pojedynczych 15d = 18 cm

Powyższe słupy jak pozostałe przyjąć ze względów estetycznych okrągłe o $\phi 25 \text{ cm}$ zbrojone konstrukcyjnie 6 $\phi 12$ i o rozstawie strzemion $\phi 6$ co 18,0 cm.

4.6.4 Słup "SŁŻ - 4".

Obciążenie:

- z "BŻ - 3" poz.4.2.4 81,09 kN
 - ciężar własny słupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 =$ 5,47 kN

$$N = \frac{86,56 \text{ kN}}$$

$$H = 3,6 \text{ m. } H_0 = 1,0 \times H = 3,6 \text{ m.}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A - III (34GS); $b = 24 \text{ cm}; h = 24 \text{ cm}$
 $R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \gamma_{b2} = 1,15 \quad R_{ac} = 35 \text{ kN/cm}^2$
 $H_0/b = 15,00 < 20$ z tb. 2 - 3 "Kiedzik" $\varphi_s = 0,74$

$$F_{ac} = (\gamma_{b2}N - \varphi_s R_b b h) / \gamma_{b2} \varphi_s R_{ac} = -13,11 \text{ cm}^2$$

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 = 1,728 \text{ cm}^2$; przyjęto 4 $\phi 12$ o $F_s = 4,52 \text{ cm}^2$
 Rozstaw strzemion $\phi 6$ pojedynczych 15d = 18 cm

4.6.5 Słup "SŁŻ - 5".

Obciążenie:

- z "BŻ - 4" poz.4.2.3 21,49 kN
 - ciężar własny słupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 =$ 5,47 kN

$$H = 3,6 \text{ m. } H_0 = 1,0 \times H = 3,6 \text{ m. } N = 26,96 \text{ kN}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A - III (34GS); $b = 24 \text{ cm}; h = 24 \text{ cm}$
 $R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \gamma_{b2} = 1,15 \quad R_{ac} = 35 \text{ kN/cm}^2$
 $H_0 / b = 15,00 < 20$ z tb. 2 - 3 "Kłedzik" $\varphi_a = 0,74$

$$F_{ac} = (\gamma_{b2}N - \varphi_a R_b b h) / \gamma_{b2} \varphi_a R_{ac} = -15,42 \text{ cm}^2$$

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 = 1,728 \text{ cm}^2$; przyjęto 4 $\phi 12$ o $F_a = 4,52 \text{ cm}^2$
 Rozstaw strzemion $\phi 6$ pojedynczych $15d = 18 \text{ cm}$

4.6.6 Stup "Stłż - 6".

Obciążenie:

- z "BS - 2" poz. 4.3 $171,02 \text{ kN}$
 - ciężar własny stupa $b \times h \times H \times 24,0 \times 1,1 = 6,84 \text{ kN}$

$$N = \frac{171,02 \text{ kN} + 6,84 \text{ kN}}{177,87 \text{ kN}}$$

$$H = 3,6 \text{ m. } H_0 = 1,0 \times H = 3,6 \text{ m.}$$

Wymiarowanie:

Beton B - 20; Stal A - III (34GS); $b = 30 \text{ cm}; h = 24 \text{ cm}$
 $R_b = 1,15 \text{ kN/cm}^2; \gamma_{b2} = 1,15 \quad R_{ac} = 35 \text{ kN/cm}^2$
 $H_0 / b = 12,00 < 20$ z tb. 2 - 3 "Kłedzik" $\varphi_a = 0,81$

$$F_{ac} = (\gamma_{b2}N - \varphi_a R_b b h) / \gamma_{b2} \varphi_a R_{ac} = -14,30 \text{ cm}^2$$

przyjęto $F_{acmin} = \mu_{min} b h / 100 = 2,16 \text{ cm}^2$; przyjęto 4 $\phi 12$ o $F_a = 4,52 \text{ cm}^2$
 Rozstaw strzemion $\phi 6$ pojedynczych $15d = 18 \text{ cm}$

7. Fundamenty.

Wylewane z betonu zwirowego B-15. zbrojone podłużnie 4 ϕ 12(StOS). Strzemiona $\phi 6$ co 25,0 cm. Wysokość ław $h = 30 \text{ cm}$.

Obliczenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża wg. PN-81/B-03020 dla ław fundamentowych.

Wg. dokumentacji geotechnicznej oprac. przez Pracownię Ochrony Środowiska Radom, czerwiec 2005 r w poziomie posadowienia ław fundamentowych występują piaski drobne średnio-zagęszczone (warstwa II a).

$$D_{min} = 0,7 \text{ m.}; J_D = 0,50 \quad ; \quad \varphi^f = 30 \times 0,9 = 27$$

$$C_u^f = 0 \times 0,9 = 0 \quad ; \quad N_D = 13,9$$

$$N_C = 24,8$$

$$N_B = 5,06$$

$$\rho^f = 1,75 \times 0,9 = 1,575 \text{ t/m}^3; g = 9,81 \text{ m./s}^2; B/L = 0;$$

$$B = 0,6 \text{ m.}$$

$$q_r = (1 + 0,3 \times B/L) \times N_c \times C_u^f + (1 + 1,5 \times B/L) \times N_D \times D_{min} \times \rho^f \times g + (1 - 0,25 \times B/L) \times N_B \times B \times \rho^f \times g = 197,24 \text{ kPa}$$

$$mq_r = 0,9 \times 0,9 \times q_r = 159,77 \text{ kPa}$$

Uwaga: W otworze nr 3 w poziomie posadowienia ław i stóp fundamentowych występuje grunt nasypany nie nadający się do posadowienia budynku.

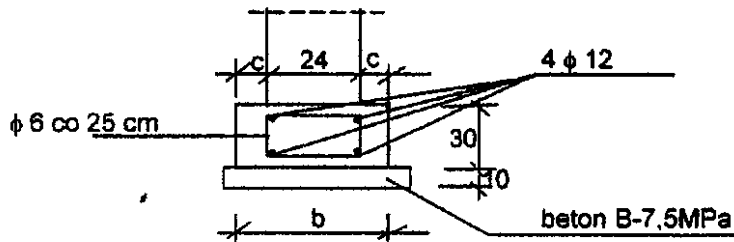
7.1 Ława "Ł - 1" (pod ścianę zewn. nośną); $L = 6,60 \text{ m}$

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1 $q_1 \times 0,5 \times L = 31,21 \text{ kN/m.}$
 - od stropu nad parterem z poz. 2.3 $q_2 \times 0,5 \times L = 40,86 \text{ kN/m.}$

- ściana poddasza	0,24x0,5x18,0x1,1=	2,48 kN/m.
- ściana lp i parteru	0,24x(3,8+3,3)x18,0x1,1=	33,74 kN/m.
- tynk ściany	0,03x7,6x19,0x1,3=	5,63 kN/m.
- wieniec	2x0,24x0,24x24,0x1,1=	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa	0,24x1,5x22,0x1,1=	8,71 kN/m.
- ciężar ławy	0,3xbx24,0x1,1=	6,73 kN/m.
		N = 132,40 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,85 m
 $\sigma = N/1,0xb = 155,8 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$

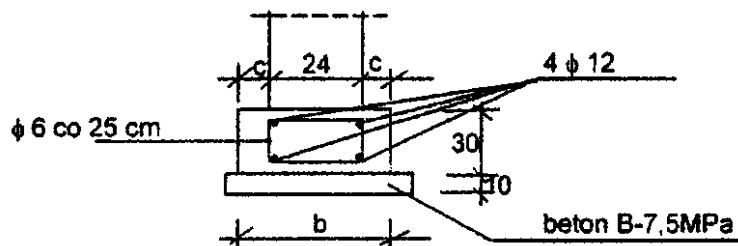


7.2 Ława "Ł - 2" (pod ścianę zewn. nośną); L = 5,64 m

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1	$q_1 \times 0,5 \times L =$	26,67 kN/m.
- od stropu nad parterem z poz. 2.3	$q_2 \times 0,5 \times L =$	34,92 kN/m.
- ściana poddasza	0,24x0,5x18,0x1,1=	2,48 kN/m.
- ściana lp i parteru	0,24x(3,8+3,3)x18,0x1,1=	33,74 kN/m.
- tynk ściany	0,03x7,6x19,0x1,3=	5,63 kN/m.
- wieniec	2x0,24x0,24x24,0x1,1=	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa	0,24x1,5x22,0x1,1=	8,71 kN/m.
- ciężar ławy	0,3xbx24,0x1,1=	6,34 kN/m.
		N = 121,52 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,8 m
 $\sigma = N/1,0xb = 151,9 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$

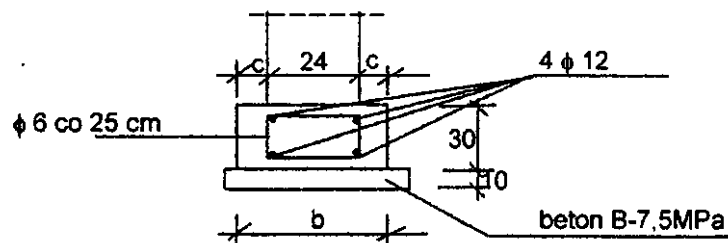


7.3 Ława "Ł - 3" (pod ścianę zewn. nośną); L = 6,00 m

Obciążenie:

- od stropu nad parterem z poz. 2.3	$q_2 \times 0,5 \times L =$	37,15 kN/m.
- ściana lp i parteru	0,24x(3,8+2,3)x18,0x1,1=	28,99 kN/m.
- tynk ściany	0,03x5,8x19,0x1,3=	4,30 kN/m.
- wieniec	2x0,24x0,24x24,0x1,1=	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa	0,24x1,5x22,0x1,1=	8,71 kN/m.
- ciężar ławy	0,3xbx24,0x1,1=	4,36 kN/m.
		N = 86,54 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,55 m
 $\sigma = N/1,0xb = 157,3 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$



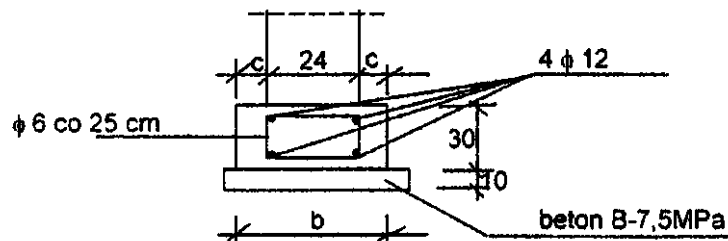
7.4 Ława "Ł - 4" (pod ścianę zewn. nośną); L = 2,765 m

Obciążenie:

- od stropu nad parterem z poz. 2.3	$q_2 \times 0,5 \times L =$	17,12 kN/m.
- ściana parteru	$0,38 \times 3,8 \times 18,0 \times 1,1 =$	28,59 kN/m.
- tynk ściany	$0,03 \times 3,8 \times 19,0 \times 1,3 =$	2,82 kN/m.
- wieniec	$2 \times 0,38 \times 0,24 \times 24,0 \times 1,1 =$	4,82 kN/m.
- ściana fundamentowa	$0,38 \times 1,5 \times 22,0 \times 1,1 =$	13,79 kN/m.
- ciężar ławy	$0,3 \times b \times 24,0 \times 1,1 =$	3,56 kN/m.
N =		70,70 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,45 m

$$\sigma = N/1,0 \times b = 157,1 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$



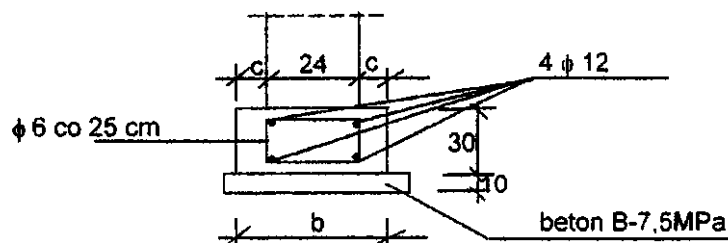
7.5 Ława "Ł - 5" (pod ścianę zewn. nośną); L = 3,00 m

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1	$q_1 \times 0,5 \times L =$	14,18 kN/m.
- od stropu nad parterem z poz. 2.4	$q_2 \times 0,5 \times L =$	11,70 kN/m.
- ściana poddasza	$0,37 \times 3,5 \times 18,0 \times 1,1 =$	25,64 kN/m.
- ściana lp i parteru	$0,37 \times (3,8 + 3,3) \times 18,0 \times 1,1 =$	52,01 kN/m.
- tynk ściany	$0,03 \times 7,6 \times 19,0 \times 1,3 =$	5,63 kN/m.
- wieniec	$3 \times 0,37 \times 0,24 \times 24,0 \times 1,1 =$	7,03 kN/m.
- ściana fundamentowa	$0,38 \times 1,5 \times 22,0 \times 1,1 =$	13,79 kN/m.
- ciężar ławy	$0,3 \times b \times 24,0 \times 1,1 =$	7,13 kN/m.
N =		137,13 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,9 m

$$\sigma = N/1,0 \times b = 152,4 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

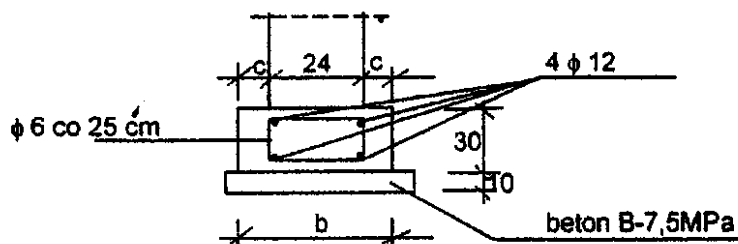


7.6 Ława "Ł - 6" (pod ścianę zewn. nośną); L = 3,00 m

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1 $q_1 \times 0,5 \times L =$	14,18 kN/m.
- od stropu nad parterem z poz. 2.4 $q_2 \times 0,5 \times L =$	11,70 kN/m.
- ściana lp i parteru $0,24 \times (3,8+3,3) \times 18,0 \times 1,1 =$	33,74 kN/m.
- tynk ściany $0,03 \times 7,6 \times 19,0 \times 1,3 =$	5,63 kN/m.
- wieniec $2 \times 0,24 \times 0,24 \times 24,0 \times 1,1 =$	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa $0,24 \times 1,5 \times 22,0 \times 1,1 =$	8,71 kN/m.
- ciężar ławy $0,3 \times b \times 24,0 \times 1,1 =$	4,36 kN/m.
N =	81,37 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 0,55 m
 $\sigma = N/1,0 \times b = 147,9 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$



7.7 Ława "Ł - 7" (pod ścianę wewn. nośną); L = 3,0+6,6 = 9,6 m

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1 $q_1 \times 0,5 \times L =$	45,39 kN/m.
- od stropu nad parterem z poz. 2.3 $q_2 \times 0,5 \times L =$	59,44 kN/m.
- ściana lp i parteru $0,24 \times (3,8+3,3) \times 18,0 \times 1,1 =$	33,74 kN/m.
- tynk ściany $0,03 \times 7,6 \times 19,0 \times 1,3 =$	5,63 kN/m.
- wieniec $2 \times 0,24 \times 0,24 \times 24,0 \times 1,1 =$	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa $0,24 \times 1,5 \times 22,0 \times 1,1 =$	8,71 kN/m.
- ciężar ławy $0,3 \times b \times 24,0 \times 1,1 =$	8,32 kN/m.
N =	164,27 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy b = 1,05 m
 $\sigma = N/1,0 \times b = 156,4 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$

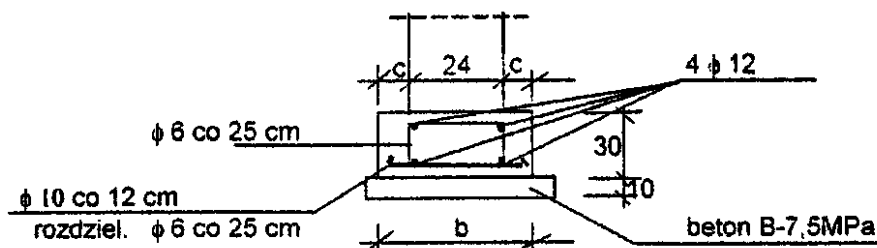
Zbrojenie poprzeczne:

$$M = 0,5 \cdot m_{qf} \cdot c^2 \text{ [kNm]} ; A = M/b \cdot h_0^2 = 0,5 \cdot m_{qf} \cdot c^2 / b \cdot h_0^2 \longrightarrow \mu \text{ [%]}$$

$$F_a = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h_0$$

$$M = 12,83 \text{ kNm}; A = 205,29 \longrightarrow \mu = 0,18$$

$$F_a = 4,50 \text{ cm}^2; \text{przyjęto } \phi 10 \text{ co } 12 \text{ cm o } F_a = 6,54 \text{ cm}^2$$



7.8 Ława "Ł - 8" (pod ścianę wewn. nośną); L = 5,4+5,64 = 11,04 m

Obciążenie:

- ze stropu nad lp z poz. 2.1 $q_1 \times 0,5 \times L =$	52,20 kN/m.
- od stropu nad parterem z poz. 2.3 $q_2 \times 0,5 \times L =$	68,35 kN/m.

- ściana lp i parteru	0,24x(3,8+3,3)x18,0x1,1=	33,74 kN/m.
- tynk ściany	0,03x7,6x19,0x1,3=	5,63 kN/m.
- wieniec	2x0,24x0,24x24,0x1,1=	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa	0,24x1,5x22,0x1,1=	8,71 kN/m.
- ciężar ławy	0,3xbx24,0x1,1=	9,11 kN/m.
		N = 180,78 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy $b = 1,15 \text{ m}$
 $\sigma = N/1,0xb = 157,2 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$

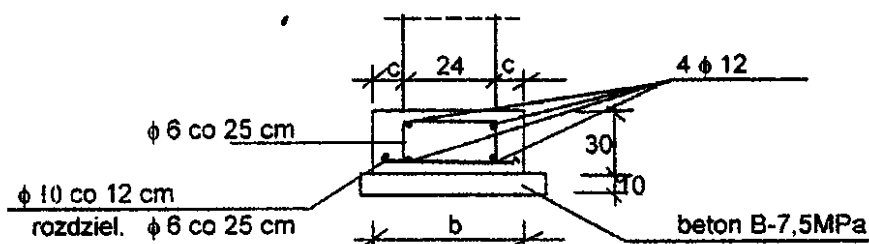
Zbrojenie poprzeczne:

$M = 0,5 \cdot m_{qf} \cdot c^2 \text{ [kNm]}$; $A = M/b \cdot h_0^2 = 0,5 \cdot m_{qf} \cdot c^2 / b \cdot h_0^2 \longrightarrow \mu \text{ [%]}$

$F_s = \mu \cdot 100 \cdot b \cdot h_0$

$M = 16,27 \text{ kNm}$; $A = 260,36 \longrightarrow \mu = 0,18$

$F_s = 4,50 \text{ cm}^2$; przyjęto $\phi 10$ co 12 cm o $F_s = 6,54 \text{ cm}^2$

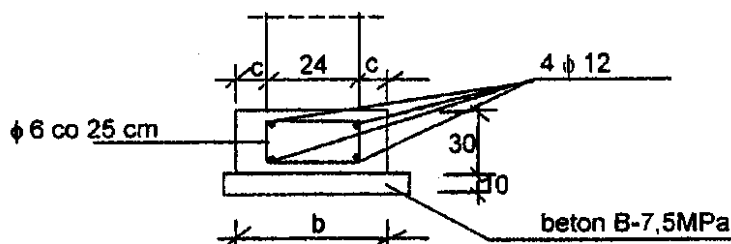


7.9 Ława "Ł - 9" (pod ścianę wewn. nośną); $L = 2,4+3,00 = 5,40 \text{ m}$

Obciążenie:

- od stropu nad parterem z poz. 2.3	$q_2 \times 0,5 \times L =$	33,43 kN/m.
- ściana lp i parteru	$0,24 \times (3,8+2,5) \times 18,0 \times 1,1 =$	29,94 kN/m.
- tynk ściany	$0,03 \times 6,3 \times 19,0 \times 1,3 =$	4,67 kN/m.
- wieniec	$2 \times 0,24 \times 0,24 \times 24,0 \times 1,1 =$	3,04 kN/m.
- ściana fundamentowa	$0,24 \times 1,5 \times 22,0 \times 1,1 =$	8,71 kN/m.
- ciężar ławy	$0,3 \times b \times 24,0 \times 1,1 =$	4,36 kN/m.
		N = 84,15 kN/m.

Przyjęto szerokość ławy $b = 0,55 \text{ m}$
 $\sigma = N/1,0xb = 153,0 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$



7.10 Stopa "ST - 1" pod słup żelbetowy "St.Ż - 1".

Obciążenie :

- z poz. 4. 6. 1	63,39 kN
- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$	21,04 kN
N = 84,42 kN	

Przyjęto stopę o wym :
 $a = 0,75 \text{ m}$.
 $b = 0,75 \text{ m}$.
 $h = 0,5 \text{ m}$.

$\sigma = N/axb = 150,09 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III:

$$c = 0,23 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 2,222 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 2,85 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 18,76 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,11$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

7.11 Stopa "ST - 2" pod słup żelbetowy "Sł.Ż - 2" .

Obciążenie :

- z poz. 4. 6.2

- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{254,16 \text{ kN} + 78,63 \text{ kN}}{332,80 \text{ kN}}$$

Przyjęto stopę o wym :
 $a = 1,45 \text{ m.}$
 $b = 1,45 \text{ m.}$
 $h = 0,5 \text{ m.}$

$$\sigma = N/axb = 158,29 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III:

$$c = 0,58 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 0,870 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 37,94 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 129,22 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,11$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

7.12 Stopa "ST - 3" pod słup żelbetowy "Sł.Ż - 3" .

Obciążenie :

- z poz. 4. 6.3

- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{276,47 \text{ kN} + 89,85 \text{ kN}}{366,32 \text{ kN}}$$

Przyjęto stopę o wym :
 $a = 1,55 \text{ m.}$
 $b = 1,55 \text{ m.}$
 $h = 0,5 \text{ m.}$

$$\sigma = N/axb = 152,47 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III:

$$c = 0,63 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 0,800 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 46,16 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m.} \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 147,06 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu = 0,11$$

$$F_a = \mu \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

7.13 Stopa "ST - 4" pod słup żelbetowy "Sł.Ż - 4" .

Obciążenie :

- z poz. 4. 6.4

- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{86,56 \text{ kN} + 27,02 \text{ kN}}{113,58 \text{ kN}}$$

Przyjęto stopę o wym :
 $a = 0,85 \text{ m.}$
 $b = 0,85 \text{ m.}$
 $h = 0,5 \text{ m.}$

$$\sigma = N/axb = 157,21 \text{ kPa} < m_{qf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III;

$$c = 0,28 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 1,818 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 5,05 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m}. \quad b = 1,00 \text{ m}.$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 29,36 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu. = 0,11$$

$$F_a = \mu. \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

7.14 Stopa "ST - 5" pod słup żelbetowy "St.Ż - 5" .

Obciążenie :

- z poz. 4. 6.5

- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{26,96 \text{ kN} + 9,35 \text{ kN}}{36,31 \text{ kN}}$$

Przyjęto stopę o wym : $a = 0,50 \text{ m}.$
 $b = 0,50 \text{ m}.$
 $h = 0,50 \text{ m}.$

$$\sigma = N/axb = 145,26 \text{ kPa} < \text{mqf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III;

$$c = 0,10 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 5,000 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 0,36 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m}. \quad b = 1,00 \text{ m}.$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 3,59 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu. = 0,11$$

$$F_a = \mu. \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

7.15 Stopa "ST - 6" pod słup żelbetowy "St.Ż - 6" .

Obciążenie :

- z poz. 4. 6.6

- c. wł. stopy $a \times b \times 1,7 \times 20,0 \times 1,1 =$

$$N = \frac{177,87 \text{ kN} + 58,44 \text{ kN}}{236,30 \text{ kN}}$$

Przyjęto stopę o wym : $a = 1,25 \text{ m}.$
 $b = 1,25 \text{ m}.$
 $h = 0,50 \text{ m}.$

$$\sigma = N/axb = 151,23 \text{ kPa} < \text{mqf} = 159,77 \text{ kPa}$$

Zbrojenie stopy:

Beton B-15; Stal A-III;

$$c = 0,48 \text{ m}; \quad \text{tg}\beta = h/c = 1,053 > 0,5$$

$$M. = \sigma \times c^2 \times a/2 = 21,33 \text{ kNm}; \quad h_0 = 0,45 \text{ m}. \quad b = 1,00 \text{ m}.$$

$$A = M./b \times h_0^2 = 84,25 \text{ z tb. odczyt.} \quad \mu. = 0,11$$

$$F_a = \mu. \times b \times h_0 = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ przyjęto } \phi 12 \text{ co } 11,0 \text{ cm o } F_a = 10,28 \text{ cm}^2$$

Obliczenia wykonał:

mgr inż. Krzysztof Wicherek
 Inż. budowlano-projektowania i kierowania
 robotami budowlanymi bez ograniczeń
 w specjalności Konstrukcyjno-budowlanej
 Nr 12 AN-II K-8386197/86

ST. PROJEKTANT

inż. Tadeusz Sokółowski