

Obliczenia statyczne

Poz. 1.0 Obciążenia

Poz. 1.1 Obciążenia dachu

Poz. 1.1.1 Dach - Obciążenia stałe

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Blachodachówka	0,110	1,20	0,132
Łaty 4x6cm (0,04m x 0,06m x 6kN/m ³) / 0,30m	0,048	1,20	0,058
Kontrłaty 0,5x6cm (0,025m x 0,06m x 6kN/m ³) / 1,00m	0,009	1,20	0,011
Papa na deskowaniu	0,300	1,20	0,360
Krokwie	0,000	1,10	0,000
$q_k =$	0,467		$q_o =$ 0,560

Obciążenia obliczeniowe na 1m² rzutu poziomego dachu

$\alpha = 22,00^\circ$	$\cos\alpha = 0,927$	\Rightarrow	$q_k/\cos\alpha =$	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
			0,504	1,20	0,604	

Poz. 1.1.2 Dach łącznika - Obciążenia stałe

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Papa termozgrzewalna - wieżchniego krycia	0,050	1,20	0,060
Papa termozgrzewalna - podkładowa	0,050	1,20	0,060
Papa termozgrzewalna - podkładowa	0,050	1,20	0,060
Szlichta wyrównująca 2cm 0,02m x 24kN/m ³	0,480	1,30	0,624
Płyty korytkowe zamknięte + zamki	1,800	1,20	2,160
$q_k =$	2,430	1,22	2,964

Obciążenia obliczeniowe na 1m² rzutu poziomego dachu

$\alpha = 2,86^\circ$	$\cos\alpha = 0,999$	\Rightarrow	$q_k/\cos\alpha =$	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
			2,433	1,22	2,968	

Poz. 1.1.3 Wiatr I strefa

Obciążenie wiatrem połaci dachu przyjęto zgodnie z normą "wiatrową" tabela Z1-3.

$$h = 7,70 \text{ m} \quad h/L = 0,51 < 2$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2 \quad C_e = 1,00 \quad \beta = 1,8$$

$$\alpha = 22,00^\circ \quad C_n = 0,015\alpha - 0,2 = 0,13 \quad C_z = -0,40$$

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
połac nawietrzna	$p_k = q_k C_e C_n \beta = 0,070$	1,50	0,105
połac zawietrzna	$p_k = q_k C_e C_z \beta = -0,216$	1,50	-0,324

Poz. 1.1.4 Wiatr I strefa - łącznik

Z uwagi na niewielkie nachylenie połaci dachu, a w związku z tym jedynie ujemne działanie wiatru w dalszych obliczeniach jego wpływ pominięto.

Poz. 1.1.5 Śnieg IV strefa

Obliczenia wykonano zgodnie z nowelizacją normy śniegowej PN-80/B-02010/Az1:2006

$$Q_k = 1,60 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha = 22,00^\circ \Rightarrow C = 0,8 + 0,4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right) = 0,99$$

	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Obciążenie śniegiem	$S_k = Q_k C = 1,579$	1,50	2,368

Poz. 1.1.6 Śnieg IV strefa - łącznik

Obliczenia wykonano zgodnie z nowelizacją normy śniegowej PN-80/B-02010/Az1:2006

Efekt wiatru $l_1 = 33,90 \text{ m}$ $h = 8,70 \text{ m}$
 $l_2 = 11,60 \text{ m}$

$$C_5 = \frac{l_1 + l_2}{2h} = 2,61 < \begin{cases} 2h / Q_k = 10,88 \\ 2,50 \end{cases} \quad \text{dalej przyjęto } C_5 = 2,50$$

Efekt ześlizgu $C_6 = 0,00$ $C_4 = C_5 + C_6 = 2,50$

Obciążenie śniegiem przy ścianie szczytowej $S_{k4} = Q_k C_4 = 4,000$ $\gamma_f = 1,50$ kN/m^2 kN/m^2

$l_s = 2h = 17,40 \text{ m} > 15,00 \text{ m}$ dalej przyjęto $l_s = 15,00 \text{ m}$

Powyższe obciążenie będzie działać w postaci trapezu o wartości boków:

	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
$S_1 = S_{k4} =$	4,000	1,50	6,000
$S_2 = ((S_{k4} - S_k) (l_s - l_2) / l_s) + S_k =$	2,128	1,50	3,191

Poz. 1.1.7 Obciążenia od paneli fotowoltaicznych

Do dalszych obliczeń przyjęto panele fotowoltaiczne o wymiarach 0,992m x 1,64m ustawione pod kątem $\alpha = 79,00^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,191$

	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
Panel fotowoltaiczny (0,20kN / (0,992m x 1,64m)) / $\cos\alpha$	0,644	1,20	0,773
Systemowa aluminiowa konstrukcja wsporcza (belki 2szt. itp)	0,050	1,20	0,060
$q_k =$	0,694	1,20	0,833

Poz. 1.2 Obciążenia stropów

Poz. 1.2.1 Stropodach (strop) nad parterem łącznika

	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
Wełna mineralna 0,24m x 1,00kN/m ³	0,240	1,20	0,288
Folia paroizolacyjna	0,003	1,20	0,004
Strop z płyt kanałowych 24cm	3,040	1,10	3,344
$q_k =$	3,283	1,11	3,636

Poz. 1.2.2 Strop nad piwnicą łącznika

	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
Płytki ceramiczne (terakota) 0,01m x 21kN/m ³	0,210	1,20	0,252
Zaprawa cementowa (klej) 0,005m x 21kN/m ³	0,105	1,30	0,137
Szlichta cementowa zbrojona 0,05m x 25kN/m ³	1,250	1,30	1,625
Styropian 0,02m x 0,45kN/m ³	0,009	1,20	0,011
Folia PE	0,003	1,20	0,004
Strop z płyt kanałowych 24cm	3,040	1,10	3,344
Tynk cementowo wapienny 0,015m x 19kN/m ³	0,285	1,30	0,371
Obciążenie technologiczne - oświetlenie itp.	0,100	1,20	0,120
$q_k =$	5,002	1,18	5,862

	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
Obciążenia zmienne (szkoła komunikacja)	2,500	1,30	3,250

Poz. 1.3 Obciążenia ścian

Poz. 1.3.1 Wiatr I strefa

Obciążenie wiatrem działające na panele fotowoltaiczne przyjęto zgodnie z normą "wiatrową"

tabela Z1-23 - schemat najbardziej zbliżony do przyjętego modelu.

$l = 8,35 \text{ m}$	$q_k = 0,30$	kN/m^2	$\beta = 1,8$	
$h = 1,64 \text{ m}$	$C_e = 1,00$		$F = l \times h = 13,69$	m^2
$l/h = 5,09$				
dla $l/h = 1,00$	$C_p = 1,80$	\Rightarrow	dla $l/h = 5,09$	$C_p = 1,66$
dla $l/h = 10,00$	$C_p = 1,50$			
Wypadkowa obciążenia całkowitego	$P = q_k C_e C_p F \beta =$	$12,302$	$\gamma_f = 1,50$	$18,453 \text{ kN/m}^2$
Mimośród wypadkowej	$e = 0,15 l =$	$1,25 \text{ m}$		
Zamiana obciążenia skupionego na powierzchniowe:				
Siła na krawędzi "a"	$q_{ka} =$	$1,707$	$\gamma_f = 1,50$	$2,561 \text{ kN/m}^2$
Siła na krawędzi "b"	$q_{kb} =$	$0,090$	$\gamma_f = 1,50$	$0,135 \text{ kN/m}^2$
Sprawdzenie przyjętych obciążeń krawędziowych:				
Wypadkowa	$P =$	$12,304$	$\gamma_f = 1,50$	$18,456 \text{ kN/m}^2$
Mimośród	$e =$	$1,25 \text{ m}$		

Poz. 2.0 Ruszt podpierający panele fotowoltaiczne

W związku z planowanym usytuowaniem na ścianie szczytowej budynku paneli fotowoltaicznych projektuje się konstrukcję wsporczą podpierającą systemowe belki aluminiowe, do których bezpośrednio będą mocowane panele fotowoltaiczne.

Konstrukcję wsporczą przyjęto w postaci ram mocowanych do ściany szczytowej śrubami M12 wklejanymi chemicznie. Należy zwrócić szczególną uwagę aby śruby kotwić w warstwie nośnej ściany tj. w pustakach ceramicznych SZ 32 (zgodnie z dokumentacją archiwalną) na głębokość min. 20cm. Niedopuszczalne jest kotwienie śrub w warstwie osłonowej ściany (cegła silikatowa). Projektowane ramy należy rozmieścić w rozstawie co 2,10m.

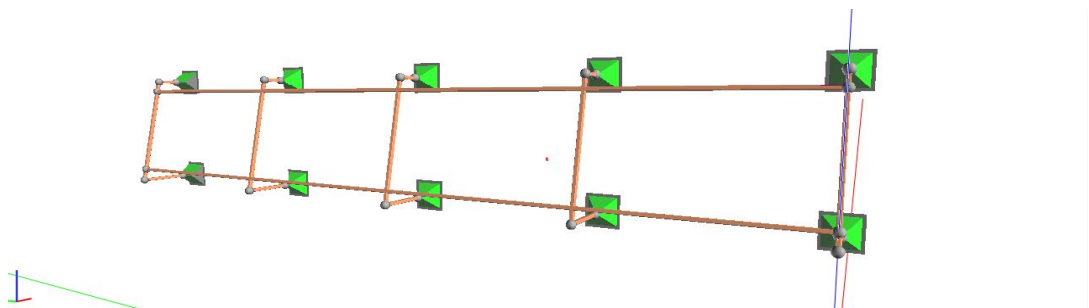
Na przedmiotowe ramy będą działać następujące obciążenia:

	q_k	kN/m^2	γ_f	kN/m^2
Obciążenie pionowe od paneli Poz. 1.1.7	$q_k =$	0,694	1,20	0,833
Obciążenie poziome od wiatru Poz. 1.3.1 - "a"	$q_k =$	1,707	1,50	2,561
Obciążenie poziome od wiatru Poz. 1.3.1 - "b"	$q_k =$	0,090	1,50	0,135

Obciążenia działające na jedną belkę:

	q_k	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenie pionowe od paneli Poz. 1.1.7 x 0,45m x 0,5	$q_k =$	0,156	1,20	0,187
Obciążenie pozi. wiatrem Poz. 1.3.1 - "a" x 1,64m x 0,5	$q_k =$	1,400	1,50	2,100
Obciążenie pozi. wiatrem Poz. 1.3.1 - "b" x 1,64m x 0,5	$q_k =$	0,074	1,50	0,111

Do dalszych obliczeń przyjęto poniższy schemat statyczny:



Dla powyższych obciążeń oraz schematu statycznego uzyskano następujące maksymalne

siły przekrojowe w elementach ramy:

$$\begin{array}{lll} M_x = 0,89 \text{ kNm} & M_x = 0,89 \text{ kNm} & T_x = 4,74 \text{ kN} \\ M_y = 0,79 \text{ kNm} & M_y = 0,79 \text{ kNm} & T_y = 2,24 \text{ kN} \\ N_{sci,max} = 4,49 \text{ kN} & N_{roz,max} = 0,93 \text{ kN} & \end{array}$$

Wszystkie elementy ramy przyjęto jako stalowe profile kwadratowe 50x50x3mm ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{array}{ll} W_x = 7,79 \text{ cm}^3 & h = 5,00 \text{ cm} \\ W_y = 7,79 \text{ cm}^3 & b = 5,00 \text{ cm} \\ A = 5,41 \text{ cm}^2 & t_w = t_f = 0,30 \text{ cm} \\ i_x = 1,90 \text{ cm} & b_0 = b - t = 4,7 \text{ cm} \\ i_y = 1,90 \text{ cm} & \mu_x = \mu_y = 1 \\ L = l_0 = 1,45 \text{ m} & \beta = 1 \\ l_1 = 1,45 \text{ m} & f_d = 235 \text{ MPa} \end{array} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,957$$

klasa przekroju

$$\begin{array}{llll} \text{Środek} & h / t_w = 16,67 & < 65\varepsilon = 62,17 & \text{Przekrój klasy 1} \\ \text{Półka} & b / t_f = 16,67 & < 23\varepsilon = 22,00 & \text{Przekrój klasy 1} \end{array}$$

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 1,83 \text{ kNm} \quad M_{Ry} = \alpha_p W_y f_d = 1,83 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 1,45 \text{ m} < 100 b_0 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 4,50 \text{ m}$$

przekrój konstrukcyjnie zabezpieczony jest przed zwichrzeniem $\varphi_L = 1,00$

$$N_{Rc} = \psi A f_d = 127,1 \text{ kN} \quad N_{Rt} = A f_d = 127,1 \text{ kN} \quad \lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 80,35 \text{ MPa}$$

$$\begin{array}{llll} \lambda_x = \frac{\mu_x l_0}{i_x} = 76,316 & \Rightarrow \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = 0,950 & \text{dla } n = 1,6 & \Rightarrow \varphi_x = 0,681 \\ \lambda_y = \frac{\mu_y l_0}{i_y} = 76,316 & \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 0,950 & \text{dla } n = 1,6 & \Rightarrow \varphi_y = 0,681 \end{array}$$

Przypadek dla $N_{sci,max}$

$$\begin{array}{l} \Delta_x = 1,25 \varphi_x \bar{\lambda}_x^{-2} \frac{M_x}{M_{Rx}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,01 < 0,1 \quad \Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^{-2} \frac{M_y}{M_{Ry}} \frac{N}{N_{Rc}} = 0,01 < 0,1 \\ \frac{N}{\varphi_x N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0,983 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony} \\ \frac{N}{\varphi_y N_{Rc}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_y = 0,981 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony} \end{array}$$

Przypadek dla $N_{roz,max}$

$$\frac{N}{N_{Rt}} + \frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = 0,925 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$$\begin{array}{ll} A_{Vx} = 2 h t_w = 3,000 \text{ cm}^2 & A_{Vy} = 2 b t_f = 3,000 \text{ cm}^2 \\ \bar{\lambda}_{px} = \frac{2h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,622 & \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 1,61 > 1 \\ \bar{\lambda}_{py} = \frac{2b K}{t_f 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,622 & \Rightarrow \varphi_{pv,y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{py}} = 1,61 > 1 \end{array}$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\varphi_{pv,x} = 1,00$ $\varphi_{pv,y} = 1,00$

$$V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 40,89 \text{ KN}$$

$$V_{Ry} = 0,58 \varphi_{pv,y} A_{Vy} f_d = 40,89 \text{ KN}$$

$$T_{x,max} = 4,74 \text{ kN} < 0,3 V_{Rx} = 12,27 \text{ kN}$$

$$T_{y,max} = 2,24 \text{ kN} < 0,3 V_{Ry} = 12,27 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć $f_x = 0,15 \text{ cm}$ $f_y = 0,48 \text{ cm}$ $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0,50 \text{ cm}$

$$f = 0,50 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 0,58 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Połączenia poszczególnych elementów ramy wykonać jako spawane spoiną czołową na pełen ich przetop tj. 3mm. Pozostałe połączenia wykonać zgodnie z projektem wykonawczym.

Poz. 3.0 Stropodach nad parterem - łącznik

W związku z planowaną rozbiórka komina zachodzi konieczność uzupełnienia stropodachu łącznik. Istniejącą połączyć dachu wykonano w postaci płyt korytkowych zamkniętych (299x59x10cm) opartych na ścianach zewnętrznych łącznika oraz na jednej ścianie działowej opartej na prefabrykowanych żelbetonowych płytach kanałowych.

Projektuje się uzupełnienie otworu po kominie płytami korytkowymi zamkniętymi (299x59x10cm) jak istniejące poszycie dachu.

Poz. 3.1 Płyta uzupełniająca

Po rozbiórce komina zachodzi konieczność uzupełnienia fragmentu płyty stropowej. W związku z powyższym projektuje się wykonanie monolitycznej żelbetonowej wylewki z betonu C20/25 (B-25) zbrojonej jednokierunkowo prętami ze stali A-III N oraz prętami rozdzielczymi ze stali A-0.

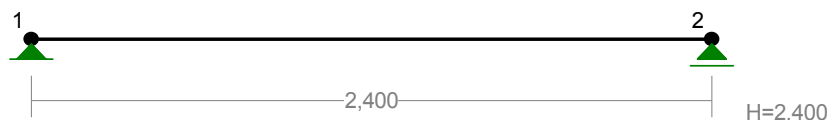
Na przedmiotową wylewkę będą działać następujące obciążenia:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenie stropu Poz. 1.2.1 x 1,00m	3,283	1,11	3,636
Strop z płyt kanałowych 24cm x -1,00m	-3,040	1,10	-3,344
$q_k =$	0,243	1,20	0,292

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenie użytkowe $0,5\text{kN/m}^2 \times 1,00\text{m}$	0,500	1,40	0,700

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym

Jako schemat statyczny przyjęto płytę jednoprzęsłową swobodnie podpartą o szerokości 1m jak niżej:



Dla powyższych obciążeń i schematu uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 2,62 \text{ kNm}$$

Parametry zastosowanych materiałów i przekroju

Beton C20/25 (B-25) $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 30 \text{ GPa}$

Stal A-III N $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Klasa ekspozycji XC1

$c_{min} = 15 \text{ mm}$

rozpiętość efektywna $l_{eff} = 2,40 \text{ m}$

wysokość płyty $h = 0,10 \text{ m}$

szerokość płyty $b = 1,00 \text{ m}$

średnica pręta podłużnego $\phi = 8 \text{ mm}$

otulenie zbrojenia $c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 25 \text{ mm}$

a_1 i $a_2 = 29 \text{ mm}$

$$\Delta c = 10 \text{ mm}$$

$$\text{użyteczna wysokość przekroju } d = 0,071 \text{ m}$$

$$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = 0,039$$

$$\Rightarrow \xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 0,040$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0,5\xi_{eff} = 0,980$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} df_{yd}} = 0,895 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{co } 15 \text{ cm} \quad \circ \quad A_{s1,prov} = 3,351 \text{ cm}^2$$

Ugięcie konstrukcji

$$a = 0,22 \text{ cm} < a_{lim} = l_{eff} / 200 = 1,20 \text{ cm}$$

warunek normowy spełniony

Poz. 3.2 Ruszt podpierający płyty stropowe

W związku z rozbiórką komina stanowiącego podparcie żelbetowych prefabrykowanych kanałowych płyt stropowych zachodzi konieczność wykonania stalowego rusztu podpierającego obciążoną płytę stropową i wylewkę uzupełniającą.

Na poprzeczkę rusztu Poz. 3.2.2 będą działać następujące obciążenia stałe:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenia stałe stropodachu Poz. 1.1.2 x 3,00m	7,299	1,22	8,903
Obciążenie ścianką działową 0,12m x 19kN/m ³ x 0,45m	1,026	1,20	1,231
Obciążenia stałe Poz. 1.2.1 x 3,00m	9,849	1,11	10,907
Strop z płyt kanałowych 24cm x -1,10m	-3,344	1,10	-3,678
Wylewka uzupełniająca 0,10m x 25kN/m ³ x 1,20m	3,000	1,10	3,300
$q_k =$	17,830	1,16	20,663

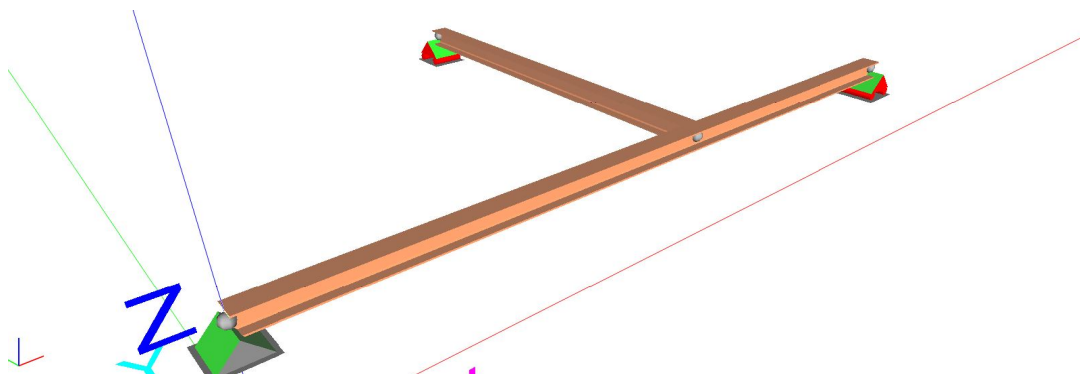
oraz zmienne:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenie śniegiem Poz. 1.1.6 x 3,00m	12,000	1,50	18,000
Obciążenia zmienne stropu 0,5kN/m ² x 3,00m	1,500	1,40	2,100
$q_k =$	13,500	1,49	20,100

Ciężar własny rusztu uwzględniono w programie obliczeniowym RM-3d.

Ruszt wykonać tak aby pomiędzy jego elementami, a sufitem pozostała 2cm szczelina. Przedmiotową szczelinę wypełnić gęstą zaprawą cementową jedynie na odcinku około 1,50m poprzeczki Poz. 3.2.2 (przecięte płyty stropowe). Z uwagi na statykę istniejących stropowych płyt kanałowych jak i samego rusztu niedopuszczalne jest wypełniania przedmiotowej szczeliny nad belką główną Poz. 3.2.1 oraz pozostałą częścią poprzeczki Poz. 3.2.2.

Jako schemat statyczny przyjęto poniższy układ:



Poz. 3.2.1 Belka główna

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 3.2 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 37,07 \text{ kNm} \quad T = 15,36 \text{ kN}$$

Dalej przyjęto belkę stalową z dwuteownika gorącwałcowanego HEB 160 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{aligned} W_x &= 311,00 \text{ cm}^3 & h &= 16,00 \text{ cm} \\ i_y &= 111,00 \text{ cm} & b &= 16,00 \text{ cm} & \varepsilon &= \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,96 \\ L = l_0 &= 6,00 \text{ m} & t_w &= 0,80 \text{ cm} \\ l_1 &= 6,00 \text{ m} & t_f &= 1,30 \text{ cm} & f_d &= 235 \text{ MPa} \\ & & R &= 1,50 \text{ cm} & \beta &= 1 \end{aligned}$$

klasa przekroju

$$\text{Środek} \quad \frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 13,00 < 66\varepsilon = 63,13 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

$$\text{Półka} \quad \frac{b - t_w - 2R}{2t_f} = 4,69 < 9\varepsilon = 8,61 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$\begin{aligned} M_{Rx} &= \alpha_p W_x f_d = 73,1 \text{ kNm} & l_1 = 6,00 \text{ m} &> \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 37,16 \text{ m} \\ \bar{\lambda}_L &= 0,045 \sqrt{\frac{l_1 h}{bt_f} \beta \frac{f_d}{215}} = 1,011 & \text{dla } n = 2,5 &\Rightarrow \varphi_L = 0,750 \end{aligned}$$

$$\frac{M}{\varphi_L M_{Rx}} = 0,677 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środka na ścinanie $K = 1,00$ $A_{Vx} = h t_w = 12,800 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,373 \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 2,68 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\varphi_{pv,x} = 1,00$ $V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 174,46 \text{ kN}$

$$T = 15,36 \text{ kN} < 0,6 V_{Rx} = 104,68 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć

$$f = 1,68 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 2,40 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Poz. 3.2.2 Poprzeczka

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 3.2 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 42,40 \text{ kNm} \quad T = 59,22 \text{ kN}$$

Dalej przyjęto belkę stalową z dwuteownika gorącwałcowanego HEB 160 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{aligned} W_x &= 311,00 \text{ cm}^3 & h &= 16,00 \text{ cm} \\ i_y &= 111,00 \text{ cm} & b &= 16,00 \text{ cm} & \varepsilon &= \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,96 \\ L = l_0 &= 3,50 \text{ m} & t_w &= 0,80 \text{ cm} \\ l_1 &= 3,50 \text{ m} & t_f &= 1,30 \text{ cm} & f_d &= 235 \text{ MPa} \\ & & R &= 1,50 \text{ cm} & \beta &= 1 \end{aligned}$$

klasa przekroju

Środek $\frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 13,00 < 66\varepsilon = 63,13$ Przekrój klasy 1

Półka $\frac{b - t_w - 2R}{2t_f} = 4,69 < 9\varepsilon = 8,61$ Przekrój klasy 1

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1

$\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 73,1 \text{ kNm}$

$l_1 = 3,50 \text{ m} > \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 37,16 \text{ m}$

$\bar{\lambda}_L = 0,045 \sqrt{\frac{I_1 h}{b t_f} \beta \frac{f_d}{215}} = 0,772$

dla $n = 2,5 \Rightarrow \varphi_L = 0,908$

$\frac{M}{\varphi_L M_{Rx}} = 0,639 < 1$ Warunek normowy spełniony

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$A_{Vx} = h t_w = 12,800 \text{ cm}^2$

$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,373 \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 2,68 > 1$

Do dalszych obliczeń przyjęto

$\varphi_{pv,x} = 1,00$ $V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 174,46 \text{ kN}$

$T = 59,22 \text{ kN} < 0,6 V_{Rx} = 104,68 \text{ kN}$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć

$f = 0,74 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 1,40 \text{ cm}$ warunek normowy spełniony

Poz. 4.0 Strop nad piwnicą - łącznik

W związku z planowaną rozbiórka komina zachodzi konieczność uzupełnienia stropu nad piwnicą łącznik.

Poz. 4.1 Płyta uzupełniająca

Po rozbiórce komina zachodzi konieczność uzupełnienia fragmentu płyty stropowej. W związku z powyższym projektuje się wykonanie monolitycznej żelbetowej wylewki z betonu C20/25 (B-25) zbrojonej jednokierunkowo prętami ze stali A-III N oraz prętami rozdzielczymi ze stali A-0.

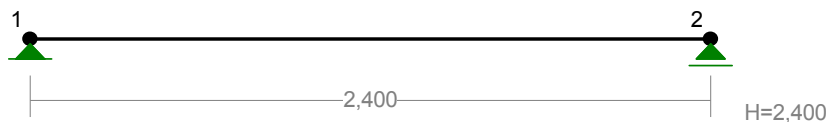
Na przedmiotową wylewkę będą działać następujące obciążenia:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenia stałe stropu Poz. 1.2.2 x 1,00m	5,002	1,18	5,862
Strop z płyt kanałowych 24cm x -1,00m	-3,040	1,10	-3,344
$q_k =$	1,962	1,29	2,518

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenia zmienne stropu Poz. 1.2.2 x 1,00m	$q_k = 2,500$	1,30	3,250

Ciężar własny konstrukcji uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym

Jako schemat statyczny przyjęto płytę jednoprzęsłową swobodnie podpartą o szerokości 1m jak niżej:



Dla powyższych obciążeń i schematu uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 6,06 \text{ kNm}$$

Parametry zastosowanych materiałów i przekroju

Beton C20/25 (B-25)	$f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$	rozpiętość efektywna $l_{eff} = 2,40 \text{ m}$
	$E_{cm} = 30 \text{ GPa}$	wysokość płyty $h = 0,10 \text{ m}$
Stal A-III N	$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$	szerokość płyty $b = 1,00 \text{ m}$
Klasa ekspozycji XC1		średnica pręta podłużnego $\phi = 10 \text{ mm}$
	$c_{min} = 15 \text{ mm}$	otulenie zbrojenia $c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 25 \text{ mm}$
	$\Delta c = 10 \text{ mm}$	a_1 i $a_2 = 30 \text{ mm}$
		użyteczna wysokość przekroju $d = 0,07 \text{ m}$
	$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = 0,093$	$\Rightarrow \xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 0,098$
	$\zeta_{eff} = 1 - 0,5\xi_{eff} = 0,951$	$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} df_{yd}} = 2,168 \text{ cm}^2$
	przyjęto $\phi = 10 \text{ mm}$	co 15 cm o $A_{s1,prov} = 5,236 \text{ cm}^2$

Ugięcie konstrukcji

$$a = 0,47 \text{ cm} < a_{lim} = l_{eff} / 200 = 1,20 \text{ cm}$$

warunek normowy spełniony

Poz. 4.2 Ruszt podpierający płyty stropowe

W związku z rozbiórką komina stanowiącego podparcie żelbetonowych prefabrykowanych kanałowych płyt stropowych zachodzi konieczność wykonania stalowego rusztu podpierającego obciążoną płytę stropową i wylewkę uzupełniającą.

Na poprzeczkę rusztu Poz. 4.2.2 będą działać następujące obciążenia stałe:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenia stałe Poz. 1.2.2 x 3,00m	15,006	1,18	17,587
Strop z płyt kanałowych 24cm x -1,10m	-3,344	1,10	-3,678
Wylewka uzupełniająca 0,10m x 25kN/m ³ x 1,20m	3,000	1,10	3,300
$q_k =$	14,662	1,18	17,209

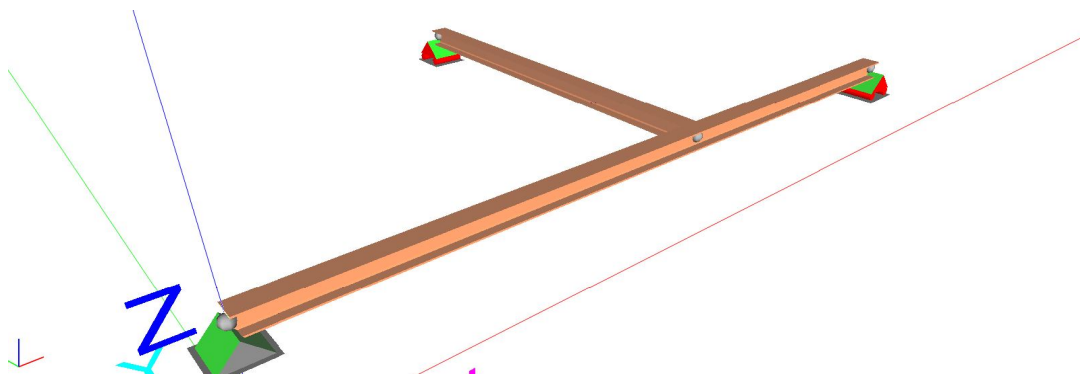
oraz zmienne:

	kN/m	γ_f	kN/m
Obciążenia zmienne stropu Poz. 1.2.2 x 3,00m	$q_k = 7,500$	1,30	9,750

Ciężar własny rusztu uwzględniono w programie obliczeniowym RM-3d.

Ruszt wykonać tak aby pomiędzy jego elementami, a sufitem pozostała 2cm szczelina. Przedmiotową szczelinę wypełnić gęstą zaprawą cementową jedynie na odcinku około 1,70m poprzeczki Poz. 4.2.2 (przecięte płyty stropowe). Z uwagi na statykę istniejących stropowych płyt kanałowych jak i samego rusztu niedopuszczalne jest wypełniania przedmiotowej szczeliny nad belką główną Poz. 4.2.1 oraz pozostałą częścią poprzeczki Poz. 4.2.2.

Jako schemat statyczny przyjęto poniższy układ:



Poz. 4.2.1 Belka główna

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 4.2 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 27,42 \text{ kNm} \quad T = 11,50 \text{ kN}$$

Dalej przyjęto belkę stalową z dwuteownika gorącowalcowanego HEB 160 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{aligned} W_x &= 311,00 \text{ cm}^3 & h &= 16,00 \text{ cm} \\ i_y &= 111,00 \text{ cm} & b &= 16,00 \text{ cm} & \varepsilon &= \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,96 \\ L = l_0 &= 6,00 \text{ m} & t_w &= 0,80 \text{ cm} \\ l_1 &= 6,00 \text{ m} & t_f &= 1,30 \text{ cm} & f_d &= 235 \text{ MPa} \\ & & R &= 1,50 \text{ cm} & \beta &= 1 \end{aligned}$$

klasa przekroju

$$\text{Środek} \quad \frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 13,00 < 66\varepsilon = 63,13 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

$$\text{Półka} \quad \frac{b - t_w - 2R}{2t_f} = 4,69 < 9\varepsilon = 8,61 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1

$$\alpha_p = 1 \quad \psi = 1$$

$$M_{Rx} = \alpha_p W_x f_d = 73,1 \text{ kNm}$$

$$l_1 = 6,00 \text{ m} > \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 37,16 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_L = 0,045 \sqrt{\frac{l_1 h}{b t_f} \beta \frac{f_d}{215}} = 1,011 \quad \text{dla } n = 2,5 \Rightarrow \varphi_L = 0,750$$

$$\frac{M}{\varphi_L M_{Rx}} = 0,500 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$

$$A_{Vx} = h t_w = 12,800 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,373 \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 2,68 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto

$$\varphi_{pv,x} = 1,00$$

$$V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 174,46 \text{ kN}$$

$$T = 11,50 \text{ kN}$$

$$< 0,6 V_{Rx} = 104,68 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć

$$f = 1,28 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 2,40 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Poz. 4.2.2 Poprzeczka

Dla obciążeń oraz schematu statycznego jak w Poz. 4.2 uzyskano następujące maksymalne siły przekrojowe:

$$M = 29,04 \text{ kNm} \quad T = 41,03 \text{ kN}$$

Dalej przyjęto belkę stalową z dwuteownika gorącowalcowanego HEB 160 ze stali S235 o następujących parametrach przekroju:

$$\begin{aligned} W_x &= 311,00 \text{ cm}^3 & h &= 16,00 \text{ cm} \\ i_y &= 111,00 \text{ cm} & b &= 16,00 \text{ cm} & \varepsilon &= \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 0,96 \\ L = l_0 &= 3,40 \text{ m} & t_w &= 0,80 \text{ cm} \\ l_1 &= 3,40 \text{ m} & t_f &= 1,30 \text{ cm} & f_d &= 235 \text{ MPa} \\ & & R &= 1,50 \text{ cm} & \beta &= 1 \end{aligned}$$

klasa przekroju

$$\text{Środek} \quad \frac{h - 2t_f - 2R}{t_w} = 13,00 < 66\varepsilon = 63,13 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

$$\text{Półka} \quad \frac{b - t_w - 2R}{2t_f} = 4,69 < 9\varepsilon = 8,61 \quad \text{Przekrój klasy 1}$$

Ostatecznie ustalono że przekrój jest klasy 1 $\alpha_p = 1$ $\psi = 1$

$$\begin{aligned} M_{Rx} &= \alpha_p W_x f_d = 73,1 \text{ kNm} & l_1 = 3,40 \text{ m} &> \frac{35i_y}{\beta} \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 37,16 \text{ m} \\ \bar{\lambda}_L &= 0,045 \sqrt{\frac{l_1 h}{b t_f} \beta \frac{f_d}{215}} = 0,761 & \text{dla } n = 2,5 &\Rightarrow \varphi_L = 0,913 \end{aligned}$$

$$\frac{M}{\varphi_L M_{Rx}} = 0,435 < 1 \quad \text{Warunek normowy spełniony}$$

Nośność środnika na ścinanie $K = 1,00$ $A_{Vx} = h t_w = 12,800 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda}_{px} = \frac{h K}{t_w 56} \sqrt{\frac{f_d}{215}} = 0,373 \Rightarrow \varphi_{pv,x} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{px}} = 2,68 > 1$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\varphi_{pv,x} = 1,00$ $V_{Rx} = 0,58 \varphi_{pv,x} A_{Vx} f_d = 174,46 \text{ kN}$

$$T = 41,03 \text{ kN} < 0,6 V_{Rx} = 104,68 \text{ kN}$$

Warunek normowy spełniony nie ma konieczności uwzględniania redukcji nośności belki na zginanie z uwagi na występowanie siły poprzecznej równocześnie z momentem zginającym.

Sprawdzenie ugięć

$$f = 0,49 \text{ cm} < f_{gr} = \frac{L}{250} = 1,36 \text{ cm} \quad \text{warunek normowy spełniony}$$

Poz. 5.0 Ściana oporowa schodów do piwnicy

Z uwagi na obniżenie poziomu posadzki w kotłowni zachodzi konieczność wykonania nowego wejścia. W związku z powyższym projektuje się schody terenowe z kostki brukowej pomiędzy ścianą zewnętrzną budynku i projektowaną ścianą oporową.

Ścianę oporową wykonać jako monolityczną żelbetową z betonu C20/25 (B-25) W-8 zbrojoną prętami głównymi ze stali A-III N i rozdzielczymi ze stali A-0.

Pod ścianą oporową wykonać podkład z chudego betonu C8/10 (B-10) o grubości min. 10cm.

Na przedmiotową ścianę oporową będzie działać parcie gruntu obsypki oraz obciążenie naziomu. Przyjęto obciążenie naziomu $q = 10,00 \text{ kN/m}^2$

Wymiary ściany oporowej

$$\begin{aligned} \text{całkowita wysokość ściany oporowej} & \quad h_s = 2,50 \text{ m} & h &= h_s - h_{na} - D_{\min} = 0,95 \text{ m} \\ \text{grubość ściany oporowej} & \quad b_s = 0,15 \text{ m} & D_{\min} &= 1,00 \text{ m} \end{aligned}$$

długość odsadki zewnętrznej	$l_{sz} = 0,10 \text{ m}$	$B = b_s + l_{sz} + l_{sw} = 0,95 \text{ m}$
długość odsadki wewnętrznej	$l_{sw} = 0,70 \text{ m}$	$L = 1,00 \text{ m}$
grubość płyty	$a_s = 0,30 \text{ m}$	
obniżenie naziomu	$h_{na} = 0,55 \text{ m}$	

Obciążenia działające na ścianę oporową:

Po wykonaniu ściany oporowej projektuje się zasypanie wykopu pospółką zagęszczoną do $I_D = 0,50$. Nie dopuszcza się wykonania obsypki w odległości mniejszej niż 2,00m od ściany oporowej (zasypiania wykopów po wykonaniu ścian oporowych) gruntami rodzimymi w szczególności gruntami spoistymi.

Pospółka

$\rho^{(n)} = 1,90$	t/m^3	$\rho^{(r)} = 1,71$	t/m^3	
$\gamma^{(n)} = 19,00$	kN/m^3	$\gamma^{(r)} = 17,10$	kN/m^3	
$\Phi_u^{(n)} = 38,50$	$^\circ$	$\Phi_u^{(r)} = 34,65$	$^\circ$	$\text{tg } \Phi_u^{(r)} = 0,691$
$c_u^{(n)} = 0,00$		$c_u^{(r)} = 0,00$		

$$N_D = e^{\pi \text{tg} \Phi} \text{tg}^2(\pi/4 + \Phi/2) = 31,883 \quad \text{współczynnik materiału. dla gruntu} \quad \gamma_m = 0,9$$

$$N_C = (N_D - 1) \text{ctg} \Phi = 44,684 \quad \text{współczynnik korekcyjny} \quad m = 0,81$$

$$N_B = 0,75(N_D - 1) \text{tg} \Phi = 16,009$$

Boczne parcie jednostkowe gruntu od obciążeń charakterystycznych na 1m długości ściany

$p_{n1} = q_n \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi^{(n)}}{2}\right) =$	2,327	γ_f	2,792
$p_{n2} = \gamma^{(n)} h \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi^{(n)}}{2}\right) =$	4,199	1,20	5,039
	kN/m^2		kN/m^2
siła pozioma $F_{n1} = p_{n1} \times (h_s - h_{na}) =$	4,537	γ_f	5,444
siła pozioma $F_{n2} = 0,5 \times p_{n2} \times h =$	1,995	1,20	2,394
siła pozioma $F_{n3} = p_{n2} \times D_{\min} =$	4,199	1,20	5,039
	kN/m		kN/m

Ciężar własny ściany żelbetowej - obciążenie charakterystyczne. Ścianę oporową myślowo podzielono na dwie bryły pionową i poziomą

siła pionowa $G_{n1} = (h_s - a_s) \times b_s \times 25kN/m^3 =$	8,250	γ_f	7,425
siła pionowa $G_{n2} = (b_s + l_{sz} + l_{sw}) \times a_s \times 25kN/m^3 =$	7,125	0,90	6,413
	kN/m		kN/m

Ciężar gruntu

siła pionowa $G_{n3} = l_{sw} \times (h_s - h_{na} - a_s) \times \gamma^{(n)} =$	21,945	γ_f	17,556
	kN/m	0,80	kN/m

Sprawdzenie stateczności ściany

Sprawdzenie stateczności ściany na obrót względem punktu A podstawy fundamentu.

ramie działania siły pionowej G_1 $e_1 = 0,175 \text{ m}$	ramie działa. siły poziom. F_1 $z_1 = 0,975 \text{ m}$
ramie działania siły pionowej G_2 $e_2 = 0,475 \text{ m}$	ramie działa. siły poziom. F_2 $z_2 = 1,317 \text{ m}$
ramie działania siły pionowej G_3 $e_3 = 0,600 \text{ m}$	ramie działa. siły poziom. F_3 $z_3 = 0,500 \text{ m}$

$$M_{or} = F_{r1}z_1 + F_{r2}z_2 + F_{r3}z_3 = 10,979 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ur} = G_{r1}e_1 + G_{r2}e_2 + G_{r3}e_3 = 14,879 \text{ kNm/m} \quad m_o = 0,9$$

$$M_{or} = 10,979 \text{ kNm/m} < m_o M_{ur} = 13,391 \text{ kNm/m}$$

Sprawdzenie stateczności ściany na przesunięcie.

Z uwagi na fakt, iż przedmiotowa ściana opiera się na konstrukcji budynku sprawdzenie niniejszego warunku pominięto.

Zbrojenie pionowe ściany

$$M = 10,98 \text{ kNm/m}$$

Parametry zastosowanych materiałów i przekroju

Beton C20/25 (B-25) $f_{cd} = 13,3 \text{ MPa}$

$$f_{ctd} = 1 \text{ MPa}$$

Stal A-III N $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

wysokość przekroju $h = 0,15 \text{ m}$

szerokość przekroju $b = 1,00 \text{ m}$

średnica zbrojenia $\phi = 10 \text{ mm}$

otulenie zbrojenia $c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 35 \text{ mm}$

a_1 i $a_2 = 40 \text{ mm}$

użyteczna wysokość przekroju $d = 0,11 \text{ m}$

Klasa ekspozycji

$$c_{min} = 25 \text{ mm}$$

$$\Delta c = 10 \text{ mm}$$

$$\mu_{eff} = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = 0,068$$

$$\Rightarrow \xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{eff}} = 0,071$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0,5\xi_{eff} = 0,965$$

$$\Rightarrow A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\zeta_{eff} d f_{yd}} = 2,464 \text{ cm}^2$$

$$\text{przyjęto } \phi = 10 \text{ mm} \quad \text{co } 15 \text{ cm} \quad \text{o} \quad A_{s1,prov} = 5,236 \text{ cm}^2$$

Ostatecznie jako zbrojenie pionowe ściany oporowej przyjęto pręty $\phi 10$ ze stali A-III N w rozstawie co 15cm.

Projektował:

mgr inż. Jacek Kędziński
upr. bud. WAM/0003/POOK/05

Sprawdził:

mgr inż. Andrzej Kozłowski
upr. bud. WAM/0005/POOK/03