

OPIS KONSTRUKCJI BUDYNKU MIESZKALNEGO - TYP D

1. Stropodach .

Na budynku zaprojektowano stropodach pełny w postaci warstwy nawierzchniowej z papy termozgrzewalnej na twardym styropianie typu EPSj. Styropian ułożony na konstrukcji stropu TERIWA I Stropodach o nachyleniu 3 stopni. Całość oparta na stropie Teriwa 4,0/1. Strop od spodu tynkowany jest tynkiem gipsowym.

Dach nad wiatą ogrodową o konstrukcji w postaci dźwigarów dachowych, wykonanych z drewna klasy C24 .

Osiowy rozstaw drewnianych dźwigarów pełnościennych wynosi 80 cm .

Przyjęto murłatę z drewna sosnowego klasy C24 o wymiarach $b \times h = 12 \times 12$ cm mocowaną do ściany budynku za pomocą kotew stalowych (co 100,0 cm). Od strony frontowej krokwie dachu należy opierać na płatew stalowej z dwóch ceowników [200. Płatew stalową należy oprzeć na słupach stalowych z dwuteowników typu HEB 200 . Połąc dachowa kryta jest płytami OSB o gr. 25,0 mm. Całość pokryta winna być papą termozgrzewalną. .

2. Wieńce

Na ścianach zewnętrznych oraz wewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 24 \times 24$ cm w poziomie stropodachu, zbrojone stalą A-III $4\varnothing 10$, strzemiona $\varnothing 6$ co 25 cm.

Wieńce zewnętrzne ocieplić styropianem, jak ściany zewnętrzne. Styropianem gr 16,0 cm.

3. Ściany zewnętrzne

Ściany zewnętrzne wykonać jako dwuwarstwowe , z bloczków gazobetonowych klasy M600 o gr. 24,0 cm ocieplone styropianem gr. 16,0 cm. Ściany murować na zaprawie cem. - wap. marki 0,75 Mpa (typu TERMOR) .

Ściany fundamentowe należy murować z bloczków betonowych, z betonu klasy B-20 .

4. Ściany wewnętrzne

Ściany nośne należy wykonać z gazobetonu klasy M600 o grubości 24,0 cm.

Ściany działowe należy wykonać z gazobetonu klasy M400 o grubości 12,0 cm. Dopuszcza się murowanie ścian działowych z cegły dziurawki klasy 75 (wg. rys. architektonicznych) na zaprawie cem. – wap. marki 0,75.

Filary obciążone dużymi siłami skupionymi należy murować z cegły pełnej klasy 150 na zaprawie cem. – wap. marki 1,2 (usytuowanie zgodnie z rysunkiem konstrukcji)

5. Nadproża i podciągi

Nad oknami i drzwiami w ścianach zewnętrznych przyjęto nadproża z prefabrykowanych belek żelbetowych typu L-19 .

Szczegółowe usytuowanie nadproży określono na rysunkach rzutów poszczególnych kondygnacji .

Podciągi i nadproża żelbetowe , betonowane na budowie , należy wykonać z betonu B-20 oraz zbroić stalą klasy A-III .Konstrukcja poszczególnych podciągów wg rysunków konstrukcyjnych . Podciągi żelbetowe winny mieć przynajmniej 30,0 cm oparcia na ścianach

z bloczków gazobetonowych (poprzez poduszki betonowe o gr. min. 10,0 cm) po każdej stronie oparcia podciągu.

6. Stropy i daszki wejściowe

Nad pomieszczeniami parteru oraz piętra przyjęto stropy prefabrykowane typu TERIWA 4,0/1 o grubości konstrukcji stropu równej 24,0 cm
Balkony oraz daszki przyattykowe winny być z płyty żelbetowej z betonu marki B20.
Szczegółowe usytuowanie stropów określono na rysunkach rzutów kondygnacji parteru.

7. Fundamenty

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych. Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich i drobnych w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym.

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. (Dz. U. Nr 126, poz. 839) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych.

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne i średnie (Ps) średniowilgotne. Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $mqf = 110 \text{ kPa}$.

Ławy fundamentowe winny być wykonane betonu marki B20, zbrojone konstrukcyjnie stalą klasy AIII - pręty podłużne oraz zbrojenie stóp fundamentowych.

W przypadku stwierdzenia podczas realizacji obiektu (nadbudowy) innych warunków geotechnicznych, należy bezwzględnie skontaktować się z autorem projektu w celu dokonania odpowiednich zmian konstrukcyjnych. Możliwe jest również dokonanie powyższych zmian, wyłącznie przez osoby z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi

OBLICZENIA STATYCZNE

Poz. D1.0. Stropodach nad parterem

Przyjęto strop gęstożebrowy TERIVA 4,0/1 o rozstawie żeber stropu co 60,0 cm oraz grubości stropu równej 24 cm .

Strop ten posiada atest dopuszczenia do stosowania w budownictwie i znak bezpieczeństwa „B”.

Zebranie obciążeń

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m ²]	wsp.	[kN/m ²]
Papa termozgrzewalna	0,15	1,3	0,2
Styropian ekstrudowany typ EPS 100 o średniej gr 40,0 cm 0,4 x 0,45	0,18	1,3	0,24
płyta stropu TERIVA 4,0/1	2,7	1,1	3,0
Tynk gipsowy gr. 1,5 cm 0,015 x 12,0	0,18	1,3	0,23
obciążenie śniegiem	0,72	1,5	1,08
	3,93		4,75

Dopuszczalne obciążenia charakterystyczne jakimi może strop być obciążony , przy obciążeniu równomiernie rozłożonym wynosi 6,7 kN/m²

obciążenie charakterystyczne - $q_{ch} = 3,93 \text{ kN/m}^2$

obciążenie obliczeniowe - $q_{chdop} = 6,7 \text{ kN/m}^2$

$q_{ch} = 3,93 \text{ kN/m}^2 < q_{chdop} = 6,7 \text{ kN/m}^2$ - warunek nośności jest spełniony

Strop stropodachu betonować betonem B- 20 .

Poz. D2.0. Stropodach nad wiatą wejściową o rozp. l= 4,3 m .

Przyjęto stropodach drewniany – płyty OSB oparte na krokwiach drewnianych .Stropodach pokryty papą termozgrzewalną. Krokwie o rozstawie co 0,8 m

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb płyty).

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m ²]	wsp.	[kN/m ² .]
Papa termozgrzewalna	0,15	1,3	0,2
Płyta OSB gr. 25,0 mm 0,025 x 5,0	0,13	1,1	0,14

ciężar krokwi drewnianych	0,72	1,1	0,79
obciążenie śniegiem	0,72	1,5	1,08
RAZEM	1,72		2,21

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Poz. D2.1. Obliczenie krokwi dachowej wiaty ogrodowej .

Przyjęto że krokwie wykonane będą z naturalnego drewna sosnowego klasy C24

Schemat statyczny

Schematem statycznym jest belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta o rozpiętości $l = 4,3 \text{ m}$

Obliczenia sił wewnętrznych (przypodporowych) oraz reakcji podporowych

Przyjęto rozstaw dźwigarów równy $0,8 \text{ m}$

Siła poprzeczna (maksymalna)

$$Q = (1,0 + 0,72) \times 0,8 \times 4,3 \times 0,5 = 2,96 \text{ kN}$$

Reakcje $R_a = R_b = 2,96 \text{ kN}$

Do dalszych obliczeń przyjęto podciąg o przekroju poprzecznym równym $a \times h = 20 \times 8 \text{ cm}$

Do dalszych obliczeń przyjęto, że na podciąg będzie działało

obciążenie charakterystyczne stałe $g = 1,0 \text{ kN/m}^2$ i

użytkowe $p = 0,72 \text{ kN/m}^2$.

Średni współczynnik obciążenia stałego przyjęto $\gamma_{f,(q)} = 1,2$,

a obciążenia zmiennego $\gamma_{f,(p)} = 1,5$,

Obciążenia charakterystyczne stałe i zmiennie równomiernie rozłożone na długości belki :

$$q_k = g_a = 1,0 \times 0,8 = 0,8 \text{ kN/m} = 0,8 \text{ N/mm},$$

$$p_k = p_a = 0,72 \times 0,8 = 0,58 \text{ kN/m} = 0,58 \text{ N/mm},$$

Obciążenia obliczeniowe stałe i zmiennie równomiernie rozłożone na długości belki :

$$q_d = q_k \gamma_{f,(q)} = 0,8 \times 1,2 = 0,96 \text{ N/mm},$$

$$p_d = p_k \gamma_{f,(p)} = 0,58 \times 1,5 = 0,87 \text{ N/mm},$$

Obliczeniowa rozpiętość belki

$$l_d = 1,05 l = 1,05 \times 4,3 = 4,515 \text{ m} = 4515 \text{ mm},$$

największe wartości obliczeniowego momentu zginającego :

- od obciążenia stałego

$$M_{d,(g)} = 1/8 q_d l_d^2 = 1/8 \times 0,96 \times 4515^2 = 2446227 \text{ Nmm},$$

$$M_{d,(p)} = 1/8 p_d l_d^2 = 1/8 \times 0,87 \times 4515^2 = 2216893 \text{ Nmm},$$

Wskaźnik wytrzymałości i moment bezwładności przekroju belki :

$$W_y = 1/6 b h^2 = 1/6 \times 80 \times 200^2 = 533333,3 \text{ mm}^3,$$

$$I_y = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 80 \times 200^3 = 5333333,3 \text{ mm}^4,$$

Wartości charakterystyczne wytrzymałości drewna litego klasy C24 to

- na zginanie $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$,

- na ścinanie $f_{v,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$,
 średni charakterystyczny współczynnik sprężystości wzdłuż włókien

$$E_{0,\text{mean}} = 11 \text{ kN/mm}^2 \text{ (Gpa)} = 11 \text{ 000N/mm}^2,$$

Kombinacja obciążeń zawiera oddziaływania należące do różnych klas trwania obciążenia .
 Współczynnik modyfikacyjny dla klas użytkowania i czasu trwania obciążenia przyjęto dla obciążeń o najkrótszym czasie trwania. Czyli przyjęto obciążenie średniotrwale dla którego $k_{\text{mod}} = 0,8$.

Odpowiednie wytrzymałości obliczeniowe :

$$f_{m,d} = f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M = 24 \times 0,8 / 1,3 = 14,77 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M = 2,5 \times 0,8 / 1,3 = 1,54 \text{ N/mm}^2,$$

Naprężenie normalne w belce

$$\sigma_{m,d} = M_{\text{max},d} / W_y = (M_{d,(g)} + M_{d,(p)}) / W_y = (2446227 + 2216893) / 533333,3 = 8,74 \text{ N/mm}^2$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności

$$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 8,74 / 14,77 = 0,59$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego użyteczności :

$$l_d / h = 4515 / 200 = 22,5 < 20$$

z uwagi na nieznaczne przekroczenie warunku można w obliczeniach pominąć wpływ sił poprzecznych .

ugięcia od obciążeń stałych :

- ugięcie doraźne

$$u_{m,(g)} = 5/384 q_k l_d^4 / (E_{0,\text{mean}} I_y) = 5/384 \times 0,8 \times 4515^4 / (11000 \times 53333333,3) = 7,4 \text{ mm},$$

- ugięcie końcowe

$$u_{\text{fin},(g)} = u_{m,(g)} (1 + k_{\text{def}}) = 7,4 \times (1 + 0,6) = 11,8 \text{ mm},$$

ugięcia od obciążeń zmiennych :

-doraźne

$$u_{m,(p)} = 5/384 p_k l_d^4 / (E_{0,\text{mean}} I_y) = 5/384 \times 0,58 \times 4515^4 / (11000 \times 53333333,3) = 5,3 \text{ mm},$$

- ugięcie końcowe

$$u_{\text{fin},(p)} = u_{m,(p)} (1 + k_{\text{def}}) = 5,3 \times (1 + 0,25) = 6,7 \text{ mm},$$

Graniczne ugięcie nowego stropu nietynkowanego wg. PN-B-03150:2000

$$u_{\text{net},\text{fin}} = l_d / 200 = 4515 / 200 = 22,5 \text{ mm}$$

całkowite

Całkowite ugięcie końcowe

$$u_{fin} = u_{m,(p)} + u_{fin,(p)} = 11,8 + 6,7 = 18,5 \text{ mm},$$

Przyjęto zatem prawidłowo przekrój 20 x 8 cm o rozpiętości krokwi co 0,8 m.

Poz.D3.0. Wieńce – w poziomie stropów

Na obrzeżach stropów, na ścianach nośnych wewnętrznych i zewnętrznych należy wykonać wieńce stropowe żelbetowe o wymiarach $b \times h = 24 \times 24 \text{ cm}$ w poziomie stropodachu zbrojone stalą StoS 4Ø10, strzemiona Ø6 co 20 cm. Beton jak w przypadku stropów, B-20. Wieńce zewnętrzne ocieplić jak ściany zewnętrzne, styropianem gr. 14,0 cm

Poz.D4.0. Podciagi

Poz.D4.1. Podciąg podtrzymujący ażurowe zadaszenie pergoli

Przyjęto podciąg żelbetowy o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,3 \text{ m}$, z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
Obciążenie od drewnianych krokwi pergoli	0,5	1,1	0,55
tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciagu 0,015 x 1,2 x 19,0	0,34	1,3	0,44
ciężar własny podciagu 0,24x0,3x24,0	1,73	1,1	1,9
RAZEM	2,57		2,89

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 3,0 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, wolnopodparta o rozpiętości przęsła $l = 3,87 \text{ m}$

Długość obliczeniowa belki

$$l_o = 3,89 \times 1,05 = 4,06 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{opod} = 3,0 \times 4,06^2 / 8 = 6,18 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_o = 3,0 \times 4,06 \times 0,5 = 6,09 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 6,09 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą 2 Ø 12 o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS), zbrojenie dolne 2 Ø 12 o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS) Strzemiona dwuramiennie Ø 6 w rozstawie co 20,0 cm na całej długości belki,

Poz. D4.2. Podciąg stalowy podpierający konstrukcję stropu drewnianego wiaty

Przyjęto belkę stalową ze stali hutniczej St3 z dwóch ceowników [200 o łącznych parametrach wytrzymałościowych

$$F = 2 \times 32,2 = 64,4 \text{ cm}^2, W_x = 2 \times 191 = 382 \text{ cm}^3, J_x = 2 \times 1910 = 3820 \text{ cm}^4,$$

$$m. = 2 \times 25,3 = 50,6 \text{ kg/m.} = 0,27 \text{ kN/m.}, R = 215 \text{ MPa}$$

Zebranie obciążeń

Warstwa	q_n	n	q_o
Grubość[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]x szer.	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
Obciążenie od płyty wiaty (2,96/0,8 = 3,7	3,7		3,7
Ciężar podciągu stalowego 0,51	0,51	1,1	0,56
	4,21		4,26

Do dalszych obliczeń przyjęto $q_{obl} = 4,5 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny belka wolnopodparta

Długość obliczeniowa

$$l_o = 5,6 \text{ m.}$$

Moment maksymalny

$$M_o = 4,5 \times 5,6^2 / 8 = 17,6 \text{ kNm}$$

Reakcje podporowe

$$R_a = R_b = 4,5 \times 5,6 \times 0,5 = 12,6 \text{ kN}$$

Obliczenie wytrzymałości granicznej

$$\sigma = M_o / W_x < R$$

$$\sigma = 17,6 \times 10^{-3} / 3,82 \times 10^{-4} = 4,1 \text{ Mpa} < R = 215 \text{ MPa}$$

Warunek nośności granicznej jest spełniony

Sprawdzenie ugięcia

Moduł sprężystości $E = 205 \text{ Gpa}$, moduł bezwładności $J = 3820 \text{ cm}^4$

$$S = 5/384 (ql^4/EJ)$$

Po podstawieniu

$$S = 5/384 (4,5 \times 5,6^4 / 205 \times 10^6 \times 3,82 \times 10^{-5}) = 0,7 \text{ cm}$$

$$L_{dop} = 5,6 / 200 = 2,8 \text{ cm} > 0,7 \text{ cm}$$

Warunek stanu granicznego użytkowania jest spełniony

Poz.D4.3. Podciąg podtrzymujący stropodach w salonie

Przyjęto nadproże żelbetowe o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,34$ m. , z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
Obciążenie od stropodachu 3,91(4,7) x (3,96 x 2) x 0,5	15,48		18,6
tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciągu 0,015 x 0,5 x 19,0	0,14	1,3	0,19
ciężar własny podciągu 0,24x0,34x24,0	1,96	1,1	2,15
RAZEM	17,58		20,94

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 21,0$ kN/m

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa , wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_o = 2,48 \times 1,05 = 2,6 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 21,0 \times 2,6^2 / 8 = 17,75 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_o = 21,0 \times 2,6 \times 0,5 = 27,3 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 27,3$ kN

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą 2 $\varnothing 12$ o $F_a = 2,2$ cm² stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne 3 $\varnothing 12$ o $F_a = 3,4$ cm² stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramienne $\varnothing 6$ w rozstawie co 12 cm na całej długości nadproża

Poz.D4.4. Wspornikowy podciąg podtrzymujący belkę z Poz. D4.3 w salonie

Przyjęto nadproże żelbetowe o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,34$ m. , z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciągu 0,015 x 0,5 x 19,0	0,14	1,3	0,19

ciężar własny podciągu 0,24x0,34x24,0	1,96	1,1	2,15
RAZEM	2,1		2,34

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 2,5 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, wspornikowa obciążona reakcją podciągu z Poz. D4.3 o wartości $R = 27,3 \text{ kN}$

Długość obliczeniowa belki

$$l_0 = 0,6 \times 1,025 = 0,62 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 2,5 \times 0,62^2/2 + 27,3 \times 0,62 = 17,4 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_0 = 2,5 \times 0,62 + 27,3 = 28,9 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 27,3 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą $3 \varnothing 12$ o $F_a = 3,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne $3 \varnothing 12$ o $F_a = 3,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramiennie $\varnothing 8$ w rozstawie co 5 cm na całej długości podciągu

Poz.D5.0. Nadproża

Przyjęto nadproża okienne i drzwiowe z prefabrykowanych belek żelbetowych typu L-19. Szczegółowe usytuowanie nadproży określono na rysunkach rzutów poszczególnych kondygnacji.

Poz.D5.1. Nadproża nad oknami i drzwiami w ścianach zewnętrznych.

2 x N/120 2 x N/180, 2 x N/270

Poz.D5.2. Nadproża nad drzwiami w ścianach wewnętrznych.

2x N/120

Poz.D5.3. Nadproże podtrzymujące stropodach nad oknem tarasowym

Przyjęto nadproże żelbetowe o wymiarach $b \times h = 0,24 \times 0,35 \text{ m}$, z betonu B-20, zbrojony stalą grupy A-III (34 GS).

Zebranie obciążeń (na 1.0 mb nadproża).

Warstwa	q_n	n	q_o
grubość[m.] x wys.[m.] x ciężar obj.[kN/m ³]	[kN/m]	wsp.	[kN/m.]
Obciążenie od stropodachu 3,91(4,7) x 4,56 x 0,5	8,92	1,1	9,8
Ściana zewnętrzna o gr. 24,0 cm z	0,52	1,2	0,63

gazobeton 0,24 x 0,24 x 9,0			
tynk ceramiczny gr.0,015 m. na ścianie 2 x 0,015 x 0,5 x 19,0	0,29	1,3	0,37
Styropian gr. 16 cm 0,16 x 0,45 x 1,0	0,07	1,3	0,09
ciężar wieńca żelbetowego stropodachu 0,24x0,24x24,0	1,38	1,1	1,52
tynk cem – wap gr.0,015 m. na podciągu 0,015 x 1,2 x 19,0	0,34	1,3	0,44
ciężar własny podciągu 0,24x0,35x24,0	2,01	1,1	2,22
RAZEM	13,53		15,07

Do dalszych obliczeń przyjęto obciążenie $q = 15,1 \text{ kN/m}$

Schemat statyczny – belka jednoprzęsłowa, wolnopodparta

Długość obliczeniowa belki

$$l_0 = 3,6 \times 1,05 = 3,78 \text{ m}$$

Moment maksymalny przęsłowy

$$M_{\text{opod}} = 15,1 \times 3,78^2 / 8 = 26,96 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła ścinająca

$$Q_0 = 15,1 \times 3,78 \times 0,5 = 28,5 \text{ kN}$$

Reakcja na ścianie $R = 28,5 \text{ kN}$

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu komputerowego ŻELBET

Ostatecznie przyjęto w zbrojenie górą 2 $\varnothing 12$ o $F_a = 2,2 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Zbrojenie dolne 3 $\varnothing 12$ o $F_a = 3,4 \text{ cm}^2$ stal A-III (34 GS)

Strzemiona dwuramiennie $\varnothing 6$ w rozstawie co 20 cm na całej długości nadproża

Poz.D6.0. Słupy i trzpienie

Poz.D6.1. Słup podpierający dźwigar stalowy

Słup obciążony jest reakcją z podciągu stalowego z poz. 6,4 równą $R = 9,8 \text{ kN}$.

Przyjęto słup z profilu hutniczego, a mianowicie z dwuteownika HEB200

Słup winien mieć przyspawaną stopę słupa wykonaną z blachy stalowej gr. 8,0 mm o wymiarach 20,0 x 20,0 cm. Stopa oparta na stopie fundamentowej

Głowica słupa oraz jego stopa winna być spawana spoinami pachwinowymi o grubości $a = 6,0 \text{ mm}$ (obwodowymi – ciągłymi).

Poz.D6.2. Słup żelbetowy o przekroju prostokątnym 0,24 x 0,4 m podtrzymujący podciąg z poz. D4.4, i z Poz. D5.3

Do dalszych obliczeń przyjęto słup obciążony reakcją z podciągu podtrzymującego podciąg parteru oraz ciężarem własnym

Obciążenie skupione od reakcji z podciągu (poz. D4.4) $P = 28,9 \text{ kN}$

Obciążenie skupione od reakcji z podciągu (poz. D5.3) $P = 28,5 \text{ kN}$

Łącznie obciążenie całkowite obliczeniowe wynosi

$$P = 28,9 + 28,5 + 0,25 \times 0,56 \times 24,0 \times 2,9 \times 1,1 + 0,8 \times 0,015 \times 2,9 \times 19,0 \times 1,3 = 68,6 \text{ kN}$$

Ostatecznie przyjęto słup żelbetowy z betonu B 20 na poziomie parteru o przekroju prostokąta 0,24 x 0,4 m zbrojone symetrycznie prętami 2 Ø 12 + 3 Ø 12 (stal A III) $F_a = F_{ac} = 3,01 \text{ cm}^2$, strzemiona Ø 6 co 15 cm

Poz. D7.0.Fundamenty

Budynek z uwagi na jego prostą , statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów , posadowiony w prostych warunkach gruntowych . Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia ław fundamentowych piasków średnich i drobnych w stanie suchym oraz okresowo stanie średniowilgotnym .

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. (Dz. U. Nr 126 , poz. 839) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych .

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia ław fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne i średnie (Ps) średniowilgotne . Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia ław fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110 \text{ kPa}$.

W przypadku stwierdzenia podczas realizacji obiektu (nadbudowy) innych warunków geotechnicznych, należy bezwzględnie skontaktować się z autorem projektu w celu dokonania odpowiednich zmian konstrukcyjnych . Możliwe jest również dokonanie powyższych zmian , wyłącznie przez osoby z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi

Poz. D7.1 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – nośna (oś – 1-1, 3-3, 4-4) .

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 60 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	$q_o[\text{kN/m.}]$
z konstrukcji stropodachu poz. .D1.1 4,7 x 3,96x0,5	9,3
ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1	24,9
wieniec żelbetowy 0,24x0,24x24,0x1,1	2,01
ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2	5,04
tynek cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3	1,56
Tynek gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3	0,65
Styropian gr. 16,0 cm 0,16x 4,2x 0,45 x 1,3	0,4
ława fundamentowa 0,6 x 0,4 x 24,0 x 1,1	6,4
RAZEM	50,26

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 50,26 : 110 = 0,45 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,6 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz. D7.2 Ława fundamentowa pod ścianą wewnętrzną – nośną (oś 2-2) .

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 50 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_0 [kN/m.]
z konstrukcji stropodachu poz. .D1.1 4,7 x 3,96x0,5x2	18,6
ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x 2,8 x 14,0x1,1	11,3
wieniec żelbetowy 0,24x0,24x24,0x1,1	2,01
ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2	5,04
Tynk gipsowy 2x0,015x2,8x12,0x1,3	1,3
ława fundamentowa 0,5 x 0,4 x 24,0 x 1,1	5,3
RAZEM	43,55

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 43,55 : 110 = 0,4 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,5 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz. D7.3 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – nośną (B-B,) .

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 50 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q _o [kN/m.]
Obc. od poz. D2.1 2,96/08	3,7
ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1	24,9
wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1	2,15
ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2	5,04
tynk cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3	1,56
Tynk gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3	0,65
Styropian gr. 16,0 cm 0,16x 4,2x 0,45 x 1,3	0,4
ława fundamentowa 0,4 x 0,5 x 24,0 x 1,1	5,3
RAZEM	43,7

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 43,7 : 110 = 0,4 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,5 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz. D7.4 Ława fundamentowa pod ścianą zewnętrzną – samonośną (D-D, C-C) .

Do obliczeń przyjęto ławę żelbetową zbrojoną konstrukcyjnie stalą klasy A-III z betonu marki B20. Wymiary ławy przyjęto wstępnie $b \times h = 40 \times 40 \text{ cm}$

Zebranie obciążeń :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q _o [kN/m.]
ściana z gazobetonu gr.24 cm 0,24x (2,8 +0,7) x 14,0x1,1	24,9
wieniec żelbetowy 0,24x0,34x24,0x1,1	2,15
ściana z bloczków betonowych 0,25x 0,8x21,0x1,2	5,04
tynk cem.-wap. 0,015x4,2x19,0x1,3	1,56
Tynk gipsowy 0,015x2,8x12,0x1,3	0,65
Styropian gr. 16,0 cm 0,16x 4,2x 0,45 x 1,3	0,4
ława fundamentowa 0,4 x 0,4 x 24,0 x 1,1	4,3
RAZEM	40

Potrzebna szerokość ławy fundamentowej

$$b = 40,0 : 110 = 0,36 \text{ m.}$$

Ze względów konstrukcyjnych przyjęto ławę fundamentową o wymiarach $b \times h = 0,4 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20 zbrojoną podłużnie prętami ze stali A-III o przekroju $\varnothing 10$, zbrojenie poprzeczne z prętów $\varnothing 10$ ze stali klasy A-III co 25 cm.

Poz.D7.5. Stopa pod słup żelbetowy .

Do wstępnych obliczeń przyjęto stopę fundamentową, żelbetową o wymiarach

$$a \times b \times h = 90 \times 90 \times 40 \text{ cm}$$

Stopa fundamentowa obciążona jest siłą od filara murowanego podtrzymującego podciąg z poz.B6,1 :

$$\text{Pionowa siła } P = 68,6 \text{ kN}$$

$$\text{Moment przypadkowy } M_p = 1,0 \text{ kNm}$$

Zebranie obciążeń pionowych :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_0 [kN/m.]
obc. z poz.D6.2.	68,6
stopa fundamentowa 0,9x0,9x0,4x24,0x1,1.	8,6
RAZEM	77,2

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy komputera i program FUNDAMENTY

Ostatecznie przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,9 \times 0,9 \times 0,4 \text{ m.}$ z betonu B-20, zbrojoną stalą (siatką) A-III 6 $\varnothing 10$ w obydwu kierunkach, co 20 cm.

Poz.D7.6. Stopa pod filar murowany.

Do wstępnych obliczeń przyjęto stopę fundamentową, żelbetową o wymiarach

$$a \times b \times h = 70 \times 70 \times 40 \text{ cm}$$

Stopa fundamentowa obciążona jest siłą od filara murowanego podtrzymującego podciąg z poz.D4.1 :

$$\text{Pionowa siła } P = 6,09 \text{ kN}$$

$$\text{Moment przypadkowy } M_p = 1,0 \text{ kNm}$$

Zebranie obciążeń pionowych :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_0 [kN/m.]
obc. z poz.B6,1.	6,09

stopa fundamentowa	0,7x0,7x0,4x24,0x1,1.	5,17
RAZEM		11,26

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy komputera I program FUNDAMENTY
 Ostatecznie przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,7 \times 0,7 \times 0,4$ m. z
 betonu B-20 , zbrojoną stalą (siatką) A-III 6 \varnothing 10 w obydwu kierunkach , co 20 cm .

Poz.D7.7. Stopa pod słup stalowy .

Do wstępnych obliczeń przyjęto stopę fundamentową, żelbetową o wymiarach

$$a \times b \times h = 70 \times 70 \times 40 \text{ cm}$$

Stopa fundamentowa obciążona jest siłą od filara murowanego podtrzymującego podciąg z
 poz.6,4 :

$$\text{Pionowa siła } P = 9,8 \text{ kN} \times 1,5 = 14,7 \text{ kN}$$

$$\text{Moment przypadkowy } M_p = 1,0 \text{ kNm}$$

Zebranie obciążeń pionowych :

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_0 [kN/m.]	
obc. z poz. D6.1.	11,0	
stopa fundamentowa	0,7x0,7x0,4x24,0x1,1.	5,17
RAZEM		16,17

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy komputera I program FUNDAMENTY
 Ostatecznie przyjęto stopę fundamentową o wymiarach $a \times b \times h = 0,7 \times 0,7 \times 0,4$ m. z
 betonu B-20 , zbrojoną stalą (siatką) A-III 6 \varnothing 10 w obydwu kierunkach , co 20 cm .

10.0 Opinia geotechniczna

Budynek z uwagi na jego prostą, statycznie wyznaczalną konstrukcję należy zaliczyć do I-ej kategorii obiektów, posadowiony w prostych warunkach gruntowych. Na podstawie analizy jakościowej gruntu stwierdzono występowanie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych piasków średnich (Ps) i drobnych (Pd) w stanie suchym oraz okresowo w stanie średniowilgotnym.

Kategorię geotechniczną ustalono w oparciu o Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 27.04.2012 r. (Dz. U. z dnia 27.04.2012, poz. 463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych.

Na przedmiotowym terenie w poziomie posadowienia łąw fundamentowych występują grunty piaszczyste - piaski drobne (Pd) oraz średnie (Ps) średniowilgotne. Z uwagi na brak szczegółowych parametrów gruntu przyjęto dla obliczenia łąw fundamentowych wytrzymałość graniczną podłoża $m_{qf} = 110 \text{ kPa}$.

Roboty ziemne i fundamentowe należy prowadzić zgodnie z normą PN-68/B-06050 „Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonania i badania przy odbiorze” oraz normą PN-81/B-03020 „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie”.

W przypadku wystąpienia w poziomie projektowanego posadowienia fundamentów gruntu nienośnego (np. gleba lub nasyp niekontrolowany jak gruz, kamienie itp.) należy go wybrać do poziomu stropu gruntu nośnego i w tym miejscu ułożyć warstwę piasku grubego lub średniego. Warstwę tego gruntu należy odpowiednio zagęścić mechanicznie pod nadzorem osoby kierującej posiadającej obowiązujące uprawnienia budowlane, w taki sposób, aby warstwa nowego ułomnego gruntu uzyskała wskaźnik zagęszczenia $I_s = 0,9$.