

A.G. BIURO PROJEKTÓW

ALEKSANDRA GRUSZCZYŃSKA

Ul. Chłodna 5A, 83-110 Tczew
tel. 58 58 59 035 ; tel. 720 722 822
www.gruszczyńska.com ; ; biuro@gruszczyńska.com
benbud@op.pl



DOKUMENTACJA PROJEKTOWA
EGZEMPLARZ NR 1 2 3 4 5

Stadium dokumentacji:

TOM III – PROJEKT KONSTRUKCYJNY

Przedmiot zamówienia:

Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt:

Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt:

Budowa budynku przedszkola w miejscowości Nowy Duninów

Nazwa i adres obiektu/inwestycji:

Budowa budynku przedszkola w miejscowości Nowy Duninów

działka nr 113/1, obr. 0012, gmina Nowy Duninów, powiat plocki nr ewid. 141909_2.0012.113/1

Inwestor:

Nowy Duninów, ulOsiedlowa 1, 09-505 Nowy Duninów

KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: IX

IMIĘ I NAZWISKO PROJEKTANTA		PODPIS
OPRACOWANIE BRANŻOWE		
BUDOWLANA GŁÓWNY PROJEKTANT	inż. BENEDYKT REDER upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: kontr. – budowlanej nr uprawnień UAN-IV/8346/113/TO/88	
KONSTRUKCJA SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. HENRYK BANIECKI upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno – budowlanej nr uprawnień 46Gd/75	
KONSTRUKCJA ASYSTENT PROJEKTANTA	mgr inż. ŁUKASZ BETKER	
WŁAŚCICIEL ZAKŁADU	inż. BENEDYKT REDER	
DATA OPRACOWANIA	21 września 2023 r.	

1 Spis treści

1	Opis techniczny	5
1.1	Inwestor.	5
1.2	Jednostka projektowania.	5
1.3	Lokalizacja inwestycji.	5
1.4	Akty normatywne.	5
1.5	Zakres opracowania	5
1.6	Opis konstrukcyjny.	5
1.6.1	Warunki gruntowo-wodne.	5
1.7	Fundamenty	6
1.8	Ściany fundamentowe	6
1.9	Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne	6
1.10	Ściany działowe	6
1.11	Nadproża prefabrykowane NKLL	6
1.12	poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu L-19	6
1.13	Nadproża żelbetowe wylewane na mokro	8
1.14	Belki i podciągi	8
1.15	Słupy żelbetowe	8
1.16	Klatki schodowe żelbetowe	8
1.17	Wieńce żelbetowe	8
1.18	Płyty żelbetowe	8
1.19	Wylewki żelbetowe	8
1.20	Strop kondygnacyjny	8
1.21	Konstrukcja dachu	9
I.	OBLICZENIA STATYCZNE	10
2	Obliczenia statyczne	10
2.1	Założenia projektowe	10
3	poz. 1.0 Konstrukcja dachu	11
3.1	Poz. 1.1 Dźwigar dachowy K-1	11
3.2	Poz. 1.2 Dźwigar dachowy K-2	14
3.3	Poz. 1.3 Krokiew koszowa	17
3.4	poz. 1.4 Połączenia	18
3.5	poz. 2.0 Stropy nad piętrem	18
3.5.1	poz. 2.1 Panele stropowe L = 7,65 m	19
3.5.2	poz. 2.2 Panele stropowe L = 6,76 m	19
3.5.3	poz. 2.3 Panele stropowe L = 4,53 m – 1,75 m	19
3.6	poz. 2.4 Podciągi stalowe pod słupy dachu	20
3.6.1	poz. 2.4.1 Podciąg P=1 L = 3,20 m	20
3.6.2	poz. 2.4.2 Podciąg P=2 L = 6,76 m	21
3.6.3	poz. 2.4.3 Podciąg P=3 L = 7,56 m	22
3.6.4	poz. 2.4.4 Podciąg P=4 L = 4,53 m	22
3.7	poz. 2.5 Płyta stropowa	23
3.7.1	poz. 2.5.1 Podciąg	24
3.7.2	poz. 2.5.2 Podciąg przy oknach oddymiających	26
3.8	poz. 3.0 Stropy nad parterem	27
3.8.1	poz. 3.1 Panele stropowe L = 7,67 m – 6,76 m	28
3.8.2	poz. 3.2 Panele stropowe L = 4,53 m – 3,80 m	28
3.8.3	poz. 3.3 Panele stropowe L = 3,26 m – 1,75 m	29
4	poz. 4.0 Klatka schodowa	29
4.1	poz. 4.1 klatka schodowa „1” – bieg 1	29
4.2	poz. 4.1 klatka schodowa „1” – bieg 2	32
4.3	poz. 4.2 Klatka schodowa „2” – birg 1	37
4.4	poz. 4.2 Klatka schodowa „2” – birg 2	40
5	poz. 5.0 Nadproża	45
5.1	poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu NKL	45
5.2	poz. 5.2 Nadproża prefabrykowane typu L19	46
5.3	poz. 5.3 Nadproża żelbetowe wylewane na mokro	47
5.3.1	poz. 5.3.1 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem	47
5.3.2	poz. 5.3.2 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem	49
5.3.3	poz. 5.3.3 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrem	50

5.3.4	poz. 5.3.4 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem	52
5.3.5	poz. 5.3.5 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem	53
5.3.6	poz. 5.3.6 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem	55
5.3.7	poz. 5.3.7 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem	56
5.3.8	poz. 5.3.8 Nadproże typu Klaina	58
6	poz. 6.0 Słupy w ścianie	58
6.1	poz. 6.1 Filarek H = 3,50 m	58
6.2	poz. 6.2 Filarek H = 3,50 m	60
7	poz. 7.0 Wieńce żelbetowe	63
8	poz. 8.0 Ściany fundamentowe	63
9	poz. 9.0 Ławy fundamentowe	63
9.1	Warunki gruntowo-wodne	63
9.2	Założenia materiałowe	64
9.2.1	poz. 9.1 Ława fundamentowa F-1	64
9.2.2	poz. 9.2 Ława fundamentowa F-2	66
9.2.3	poz. 9.3 Ława fundamentowa F-3	67
9.2.4	poz. 9.4 Ława fundamentowa F-4	68
9.2.5	poz. 9.5 Ława fundamentowa F-5	69
9.2.6	poz. 9.6 Ława fundamentowa F-6	71
9.2.7	poz. 9.7 Ława fundamentowa F-7	72
9.2.8	poz. 9.8 Ława fundamentowa F-8	73
9.2.9	poz. 9.9 Ława fundamentowa F-9	74
9.2.10	poz. 9.10 Ława fundamentowa F-10	75
9.2.11	poz. 9.11 Ława fundamentowa F-11	77
9.2.12	poz. 9.12 Ława fundamentowa F-12	78
9.2.13	poz. 9.13 Ława fundamentowa F-13	79
9.2.14	poz. 9.14 Ława fundamentowa F-14	80
9.2.15	poz. 9.15 Ława fundamentowa F-15	82
9.2.16	poz. 9.16 Ława fundamentowa F-16	83
9.2.17	poz. 9.17 Ława fundamentowa S-1	84
10	poz. 10.0 Szyb windy	85
10.1	poz. 10.1 Płyta nadszybia	86
10.2	poz. 10.2 Ściany szybu	88
10.3	poz. 10.3 Płyta podszybia	88

2 Spis rysunków

rys. nr K-01	– Rzut ław fundamentowych
rys. nr K-02	– Ławy fundamentowe – przekroje
rys. nr K-03	– Ławy fundamentowe – przekroje
rys. nr K-04	– Ławy fundamentowe – przekroje
rys. nr K-05	– Rzut parteru – wymiarowanie, układ napeoży
rys. nr K-06	– Rzut pi3tra– wymiarowanie, układ napeoży
rys. nr K-07	– Strop nad parterem – układ paneli stropowych
rys. nr K-08	– Strop nad piętnem – układ paneli stropowych
rys. nr K-09	– Rzut dachu
rys. nr K-010	– Przekrój A –A, B - B
rys. nr K-011	– Przekrój D –D, C - C
rys. nr K-012	– Rzut poddasza – układ słupów dachu
rys. nr K-014	– Rzut konstrukcji dachu
rys. nr K-014	– Konstrukcja dachu - szczegóły
rys. nr K-015	– poz. 2.4.1 i poz. 2.4.5 –podciągi stropowe
rys. nr K-016	– poz. 2.4.3 i poz. 2.4.4 –podciągi stropowe
rys. nr K-017	– poz. 2.4.2 –podciągi stropowe
rys. nr K-018	– poz. 2.5 –płyta stropowa, poz. 2.5.1 i 2.5.2 belki stropowa
rys. nr K-019	– poz. 5.3 –Nadproża
rys. nr K-020	– poz. 5.3 –Nadproża
rys. nr K-021	– poz. 5.3 –Nadproża
rys. nr K-022	– poz. 5.3 –Nadproża
rys. nr K-023	– poz. 6.2 –Filarki parteru
rys. nr K-024	– poz. 6.1 –Filarki piętra
rys. nr K-025	– poz. 4.1 –klatka schodowa 1 – bieg -1

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

- rys. nr K-026 – poz. 4.1 –klatka schodowa 1 – bieg -2
- rys. nr K-027 – poz. 4.2 –klatka schodowa 2 – bieg -1
- rys. nr K-028 – poz. 4.21 –klatka schodowa 2 – bieg -2
- rys. nr K-029 – poz. 7.0 –wieńce żelbetowe
- rys. nr K-030 – Węzły poczne stropu
- rys. nr K-031 – Szczegół wykończenia komina
- rys. nr K-032 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.1 płyta nadszybia
- rys. nr K-033 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.2 ściany szybu windy
- rys. nr K-034 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.3 płyta podszybia
- rys. nr K-035 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.3 płyta podszybia

BUDOWA BUDYNKU PRZEDSZKOLA W MIEJSCOWOŚCI NOWY DUNINÓW

1 Opis techniczny

1.1 Inwestor.

Nowy Duninów, ul. Osiedlowa 1, 09-505 Nowy Duninów

1.2 Jednostka projektowania.

A. G. Biuro Projektów Aleksandra Gruszczyńska ul. Chłodna 5A, 83-110 Tczew

1.3 Lokalizacja inwestycji.

Projektowany budynek mieszkalny wielorodzinny zlokalizowany zostanie na działce działka nr 113/1, obr. 0012, gmina Nowy Duninów, powiat plocki nr ewid. 141909_2.0012.113/1

1.4 Akty normatywne.

- 1) Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. (tekst jednolity: Dz. U. z 2021 r. poz. 2351)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa w sprawie warunków technicznych
- jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 7 czerwca 2019, poz. 1065).
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 07 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony
- przeciwpożarowej budynków, innych obiektów i terenów (Dz.U. 2010 poz. 719).
- Opinia geotechniczna opracowana przez przez BAGEO Sławomis Stawski ul. Nałkowskiej 12/19 85-866 Bydgoszcz.

1.5 Zakres opracowania

Zakres opracowania obejmuje projekt budowy budynku przedszkola w miejscowości Nowy Duninów.

1.6 Opis konstrukcyjny.

1.6.1 Warunki gruntowo-wodne

W dokumentowanym podłożu, w strefie rozpoznanej wykonanymi wierceniami badawczymi, występują utwory czwartorzędowe holoceny. występujące do głębokości 0,5-1,0 m ppt. Poniżej nasypów nawiercone zostały utwory rzeczne, wykształcone w postaci piasków drobnych. Osady te występują do głębokości 1,4- 2,0 m ppt. Poniżej piasków nawiercone zostały osady zastoiskowe, wykształcone z postaci glin pylastych na pograniczu pyłów oraz glin. Osady te występują do głębokości 3,0-3,1 m ppt. Poniżej mułków nawiercone zostały piaski rzeczne średnioziarniste. Osadów tych nie przewiercono do głębokości 4,0 m ppt.

Woda podziemna występuje w piaszczystych osadach rzecznych. Zwierciadło wody ma charakter napięty. Poziom piezometryczny stabilizuje się na głębokości od 2,47 do 2,97 m, ppt. (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

Dokumentowany stan wody podziemnej należy uznać za zbliżony do średniego wieloletniego. Stany wysokie, które występować będą po okresach długotrwałych, intensywnych opadów atmosferycznych oraz po obfitych wiosennych roztopach, charakteryzować się będą podwyższeniem statycznego zwierciadła wody w gruncie o 0,3-0,6 m. Woda gruntowa okresowo może pojawić się w górnych piaskach rzecznych zalegających na utworach nieprzepuszczalnych. Powyższe zapisy nie odnoszą się do stanów katastrofalnych (powodzi, długotrwałego wysokiego stanu wód płynących w rzece Wiśle).

Wszystkie opisane grunty spoiste mają własności wysadzinowe, a ponadto grunty te mogą charakteryzować się podatnością na zmiany wilgotności, szczególnie w warunkach naruszenia ich naturalnej struktury i dodatkowego zawilgocenia (spoiste grunty zastoiskowe zastane w otworach wiertniczych się do nich zaliczają). Mogą wówczas ulegać znacznemu uplastycznieniu. Prace ziemne w tych gruntach muszą być prowadzone „na sucho”, tak aby nie spowodować niekorzystnych zmian w podłożu fundamentów. Wykopy należy chronić przed zalewaniem wodami opadowymi, a wodę pochodzącą z ewentualnych sączek w glinach zbierać drenażem roboczym, prowadzonym w dnie wykopu i odprowadzać na zewnątrz. Otwartych wykopów nie wolno pozostawiać na dłuższy okres, szczególnie zimowy, w czasie którego mogłoby nastąpić przemoczenie lub przemarznięcie gruntów (głębokość przemarzania wynosi 1,0 m).

Wszystkie ewentualnie rozmoczone, przemarznięte, bądź naruszone partie gruntu wybrać narzędziami ręcznymi i zastąpić chudym betonem lub materiałem mineralnym niespoistym stabilizowanym cementem.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, projektowana inwestycja zalicza się

do pierwszej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

1.7 Fundamenty

Ławy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2,), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy pod ławy należy prowadzić na głębokości warstwy nośnej. Rzędne warstw nośnych określa dokumentacja geologiczna badanego podłoża. Grubość warstw nasypowych (nienośnych) waha się w granicach od 0,50 cm – 1.00 m. Warstwę tą należy usunąć i zastąpić piaskiem posadzkowym ustabilizowanym do $I_s = 0,98$. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

1.8 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm nad terenem zaprojektowano z bloczków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cem.-wap. M8,

1.9 Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne gr. 24 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x198x240 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M8.

1.10 Ściany działowe

Ściany wewnętrzne działowe gr. 12 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x199x120 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M5.

1.11 Nadproża prefabrykowane NKLL

Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu NKLL

Nadproża typu NKL to prefabrykowane elementy żelbetowe o wymiarach 11.5x12xL cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 15 cm. Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża NKLL produkowane są w następujących długościach: 90 cm, 120 cm, 150 cm, 180 cm, 210 cm, 240 cm, 270 cm, 300 cm, 330 cm, 360 cm. Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają odporność ogniową NPD.

1.12 poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu L-19

Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają minimalną odporność ogniową elementów REI-60 i mogą być stosowane w budynkach o odporności pożarowej obiektów klasy „C”.

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N” , w ścianach obciążonych stropem																		
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszony przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]													
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262	271
1	N/120	119	19	2,64		X	X											
2	N/150	149	19	2,64				X	X									
3	N/180	179	19	2,64						X	X							
4	N/210	209	19	4,41								X	X					
5	N/240	239	19	5,32											X			
6	N/270	269	19	8,05												X	X	

Montaż belek

Nadproża z belek prefabrykowanych typu „L” montuje się równocześnie z wznoszeniem ścian. Belki należy układać na ścianach z zachowaniem minimalnej głębokości oparcia. Na wyrównanej i wypoziomowanej powierzchni ściany układa się dwie belki nadprożowe, półkami do środka. Belki układa się na zaprawie cementowej. Następnie wypełnia się wewnętrzną część nadproża betonem B25. Dla nadproży z żelbetową częścią monolityczną, przed betonowaniem należy ułożyć zbrojenie, zgodnie z projektem nadproża.

Belki nadprożowe dla nadproży drzwiowych w ścianach wewnętrznych nie wymagają dodatkowych podpór montażowych. W ścianach zewnętrznych nad otworami okiennymi, dla skrajnych belek, na których opierają się płyty stropowe wymagane są dodatkowe podpory montażowe. Należy je wykonać w taki sposób, ażeby ich odległości od końców belki pokrywały się z usytuowaniem uchwytów montażowych danej belki. Dodatkowych podpór montażowych nie trzeba używać, gdy strop układany jest na Rygach przyściennych.

1.13 Nadproża żelbetowe wylewane na mokro

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.14 Belki i podciągi

Belki i podciągi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.15 Słupy żelbetowe

Słupy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.16 Klatki schodowe żelbetowe

Klatki schodowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.17 Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami 4φ 12 ze stali klasy A-III N (BST500S), strzemiona φ 6 co 25 cm ze stali A-I St3SX. W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.18 Płyty żelbetowe

Płyty żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.19 Wylewki żelbetowe

Wylewki żelbetowe w stropie wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

1.20 Strop kondygnacyjny

Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm. Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9.3, 4x 9.3, 2x 12.5 i 2x 9.3, 6x 9.3, 4x 12.5, 2x 12.5 i 4x 9.3. W panelach zastosowano sprzężenie górne 2x 6.85, które stwarza dodatkowe możliwości konstrukcyjne, tj. budowanie tzw. wsporników np. balkonów i klatek schodowych, poprzez wysunięcie panelu poza podpory stałe, oraz minimalizuje ryzyko powstania pęknięć górnej krawędzi stropu w strefie przypodporowej w układach ściennych w panelach dociśniętych murami. Panele posiadają pięć podłużnych kanałów, 60mm x 140mm. Boczne ściany paneli są tak ukształtowane, aby po wypełnieniu ich betonem nastąpiło trwałe połączenie, które zapewni właściwą współpracę między panelami przy przenoszeniu obciążeń skupionych np. obciążenia od ścianek działowych pod warunkiem właściwego wypełnienia zamków najlepiej betonem o ograniczonym skurczu np. na cemencie ekspansywnym. Zapobiega to klawiszowaniu stropu i powstawaniu rys. Panele 20/60 są produkowane z betonu zwykłego klasy C40/50. W panelach istnieje możliwość wykonania otworów, które nie naruszają żebier nośnych i nie mają wpływu na wartość dopuszczalnych obciążeń stropu. Mogą być wykonywane w wytwórni lub na budowie. Maksymalna średnica otworów 80 mm. Panele są zbrojone splotami siedmiodrutowymi ze stali o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie równej 1860 MPa i średnicach φ 9.3 i φ 12.5 mm, zbrojenie górne φ 6.85mm. Początkowe naprężenia strun wynoszą około 1300MPa.

1.21 Konstrukcja dachu

Zaprojektowano konstrukcję dachu drewnianą w układzie wiązarów płatwiowo – kleszczowych. Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m. Drewno kl, C24.

I. OBLICZENIA STATYCZNE

2 Obliczenia statyczne

2.1 Założenia projektowe

Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla budynku przedszkola zlokalizowanej na działka nr nr 113/1 jed. ewid.141909_2.0012.113/1opracowana przez GEOLOOK Łukasz Skrok 09-400 Płock, ul. Przyjazna 84

Podstawa opracowania

Projekt branży architektonicznej i instalacyjnej

Strefy klimatyczne i obciążenia

Strefa obciążenia śniegiem II	-	S_k	=	0,90 kN/m ²
Strefa obciążenia wiatrem II	-	q_0	=	0,92 kN/m ²
Obciążenie technologiczne sale	-	q_k	=	3,0 kN/m ²
Obciążenie technologiczne sale rekreacyjne	-	q_k	=	5,0 kN/m ²
Obciążenie technologiczne korytarze	-	q_k	=	3,0 kN/m ²
Klatki schodowe	-	q_k	=	4,0 kN/m ²
Ciężar świeżej masy betonowej	-	g	=	25,0 kN/m ³

Założenia materiałowe

Klasa betonu	-	C20/25	dal klasy ekspozycji XC1
Klasa betonu	-	C25/30	dal klasy ekspozycji XC2
Klasa betonu	-	C30/37	dal klasy ekspozycji XC3, XC4, XF3, XA1, XF1
Klasa cegły wap-piask.	-	15	
Bločki betonowe	-	C20/25	
Klasa stali zbrojeniowej	-	A-III N (BST500S)	
Klasa stali zbrojeniowej pomocniczej	-	A-I (St3SX-b)	

Posadowienie budynku

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463) warunki gruntowo – wodne na badanym terenie określono jako **proste**.

Normy i normatywy

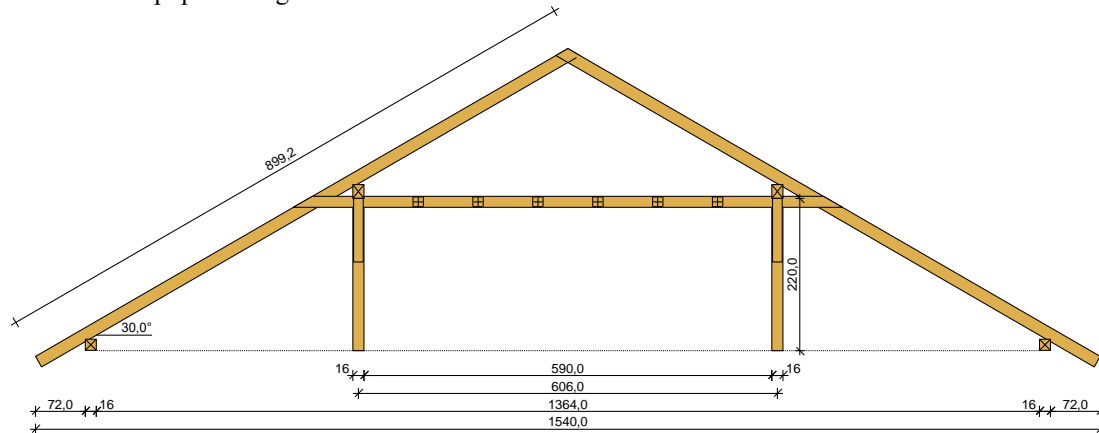
PN-80/B-0210/Az1	– obciążenie śniegiem
PN-B-0211 : 1977/Az1	– obciążenie wiatrem
PN-82/B-02001	– obciążenie stałe
PN-82/B-02003	– obciążenie zmienne
PN-88/B-02014	– obciążenie gruntem
PN-B-03264 : 20002	– konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
PN-90/B-03200	– konstrukcje stalowe
PN-B-3002 :2007	– konstrukcje murowe

3 poz. 1.0 Konstrukcja dachu

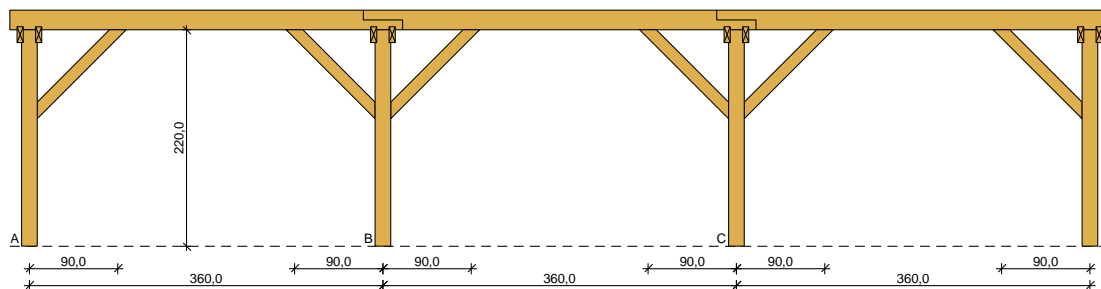
Zaprojektowano konstrukcję dachu drewnianą w układzie wiązarów płatwiowo – kleszczowych. Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m. Drewno kl, C24.

3.1 Poz. 1.1 Dźwigar dachowy K-1

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozpiętość wiażara $l = 15,40$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 13,64$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 6,06$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia złożona z trzech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,60$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,60$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,60$ m

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90$ m

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,20$ m

Rozstaw podparć poziomych murlaty $l_{mo} = 1,50$ m

Wysięg wspornika murlaty $l_{mw} = 0,82$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 12,5/17,5cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 16/20 cm z drewna C24

- słup 16/16 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 6,3/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 87 cm z drewna C24

- murlata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2, \quad g_o = 1,140 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 30,0 st.):

$$\text{- na połaci lewej} \quad s_{kl} = 1,080 \text{ kN/m}^2, \quad s_{ol} = 1,620 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci prawej} \quad s_{kp} = 0,720 \text{ kN/m}^2, \quad s_{op} = 1,080 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z=10,0$ m):

$$\text{- na połaci nawietrznej} \quad p_{klI} = -0,243 \text{ kN/m}^2, \quad p_{olI} = -0,365 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci nawietrznej} \quad p_{klII} = 0,135 \text{ kN/m}^2, \quad p_{olII} = 0,203 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na stronie zawietrznej} \quad p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2, \quad p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$$

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2, \quad g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ - obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0 \text{ kN}, \quad F_o = 1,2 \text{ kN}$ **Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

- współczynniki długości wybozeniowej słupa:

w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie

w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Krokiew 12,5/17,5 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 88,5 < 150$$

$$\lambda_z = 123,8 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 3,25 \text{ kNm}, \quad N = 10,89 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,10 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,388, \quad k_{c,z} = 0,208$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,445 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,531 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$$M_y = -4,34 \text{ kNm}, \quad N = 7,66 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,91 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,672 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

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

$$u_{fin} = 8,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 4469 / 200 = 22,34 \text{ mm} \quad (38,7\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 6,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 924 / 200 = 9,24 \text{ mm} \quad (69,5\%)$$

Płatew 16/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 15,6 < 150$$

$$\lambda_z = 19,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,94 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,40 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek C - D)

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+wiatr-parcie+0,90·śnieg

$$N = 4,63 \text{ kN}$$

$$M_y = 6,61 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,63 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,20 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,607 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,459 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek C - D)

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

$$u_{fin} = 5,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 9,00 \text{ mm} \quad (61,7\%)$$

Słup 16/16 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 69,9 < 150$$

$$\lambda_z = 47,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+wiatr-parcie+0,90·śnieg

$$M_y = -6,02 \text{ kNm}, \quad N = 22,60 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 8,81 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,578, \quad k_{c,z} = 0,875$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,953 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,900 < 1$$

Kleszcze 2x 6,3/16 cm o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 87 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 131,2 < 150$$

$$\lambda_z = 114,3 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 2,17 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,199 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 14,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 6060 / 200 = 30,30 \text{ mm} \quad (47,6\%)$$

Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,85 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,39 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,034 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,85 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 2,84 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,30 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,17 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,303 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,227 < 1$$

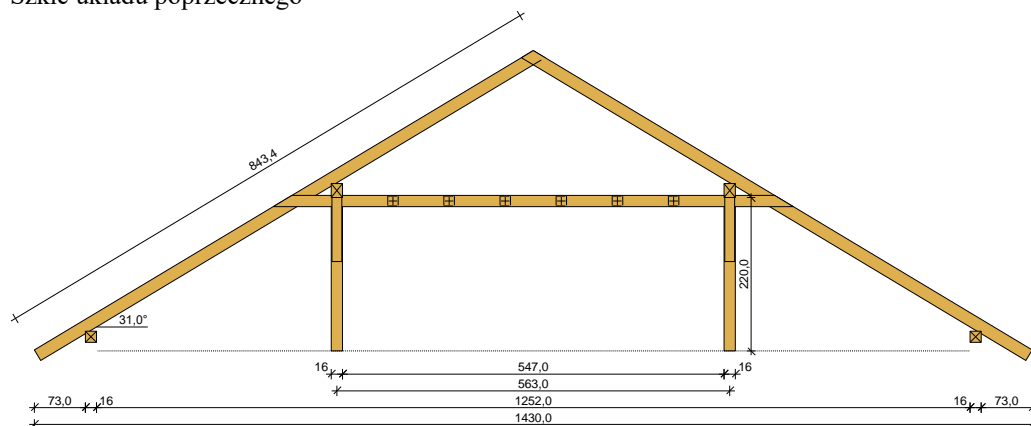
Maksymalne ugięcie:

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

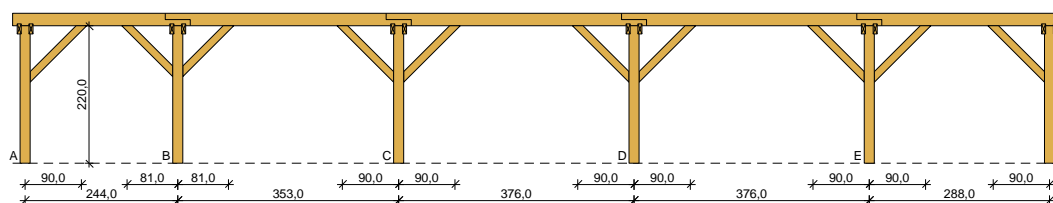
$$u_{fin} = 0,99 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 820 / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (12,0\%)$$

3.2 Poz. 1.2 Dźwigar dachowy K-2

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 31,0^\circ$

Rozpiętość wazara $l = 14,30 \text{ m}$

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 12,52 \text{ m}$

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 5,63 \text{ m}$

Rozstaw krokwi $a = 0,90 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia złożona z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 2,44 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,81 \text{ m}$

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,53 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,81 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,76 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,76 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

- odcinek E - F o rozpiętości $l = 2,88 \text{ m}$

lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,20 \text{ m}$

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,82 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 12,5/17,5cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 16/20 cm z drewna C24

- słup 16/16 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 6,3/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 100 cm z drewna C24
- murlata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):
 - $g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 1,140 \text{ kN/m}^2$

- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 30,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,080 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 1,620 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,720 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,080 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0 \text{ m}$):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,243 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol I} = -0,365 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,135 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol II} = 0,203 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi :
 - $g_{kk} = 0,150 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,180 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0 \text{ kN}$, $F_o = 1,2 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

Krokiew 12,5/17,5 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 81,4 < 150$$

$$\lambda_z = 114,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 2,70 \text{ kNm}, N = 10,32 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,23 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,449, k_{c,z} = 0,243$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,490 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,582 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$$M_y = -3,86 \text{ kNm}, N = 7,40 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 8,82 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,798 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

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

$$u_{fin} = 6,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 4112 / 200 = 20,56 \text{ mm} \quad (31,2\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 4,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 945 / 200 = 9,45 \text{ mm} \quad (45,5\%)$$

Płatw 16/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 15,6 < 150$$

$$\lambda_z = 19,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,74 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,39 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek D - E)

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

$N = -25,28 \text{ kN}$

$M_y = -4,01 \text{ kNm}$,

$M_z = 0,61 \text{ kNm}$

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

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

$f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$

$\sigma_{t,0,d} = 0,79 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,76 \text{ MPa}$,

$\sigma_{m,z,d} = 0,72 \text{ MPa}$

$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,507 < 1$

$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,425 < 1$

Maksymalne ugięcie (odcinek E - F)

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

$u_{fin} = 1,76 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 5,40 \text{ mm} \quad (32,6\%)$

Słup 16/16 cm

Smukłość (słup B)

$\lambda_y = 72,5 < 150$

$\lambda_z = 47,6 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia (słup C)

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

$M_y = -0,34 \text{ kNm}$,

$N = 58,44 \text{ kN}$

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

$f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

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

$\sigma_{c,0,d} = 2,28 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,578$, $k_{c,z} = 0,875$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,452 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,314 < 1$

Kleszcze 2x 6,3/16 cm o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 100 cm

Smukłość

$\lambda_y = 121,9 < 150$

$\lambda_z = 106,2 < 175$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_y = 1,99 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,70 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,182 < 1$

Maksymalne ugięcie:

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

$u_{fin} = 11,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 5630 / 200 = 28,15 \text{ mm} \quad (40,2\%)$

Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 8,54 \text{ kN/m}$

$q_{y,max} = 1,57 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_z = 0,38 \text{ kNm}$

$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 0,55 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,033 < 1$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 8,54 \text{ kN/m}$,

$q_{y,max} = 1,57 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_y = 2,75 \text{ kNm}$, $M_z = -0,29 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$,

$f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 4,03 \text{ MPa}$,

$\sigma_{m,z,d} = 0,43 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,293 < 1$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,220 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 0,96 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 820 / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (11,7\%)$$

3.3 Poz. 1.3 Krokiew koszowa

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość **b = 16,0 cm**

Wysokość **h = 22,5 cm**

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej A $\alpha_A = 30,0^\circ$

Kąt nachylenia połaci dachowej B $\alpha_B = 31,0^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika połaci B $l_{w,x} = 0,72 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego połaci B $l_{d,x} = 3,60 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego połaci B $l_{g,x} = 2,82 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,10$$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi; $\gamma_f = 1,20$

Obciążenia połaci A:

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci $30,0^\circ$):

$$S_k = 1,080 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, $H=60 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=10,0 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=10,0 \text{ m}$, $B=10,0 \text{ m}$, $L=10,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0^\circ$ st., $\beta=1,80$):

$$p_k = 0,135 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant I, strefa I, $H=60 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=10,0 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=10,0 \text{ m}$, $B=10,0 \text{ m}$, $L=10,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0^\circ$ st., $\beta=1,80$):

$$p_k = -0,243 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

Obciążenia połaci B:

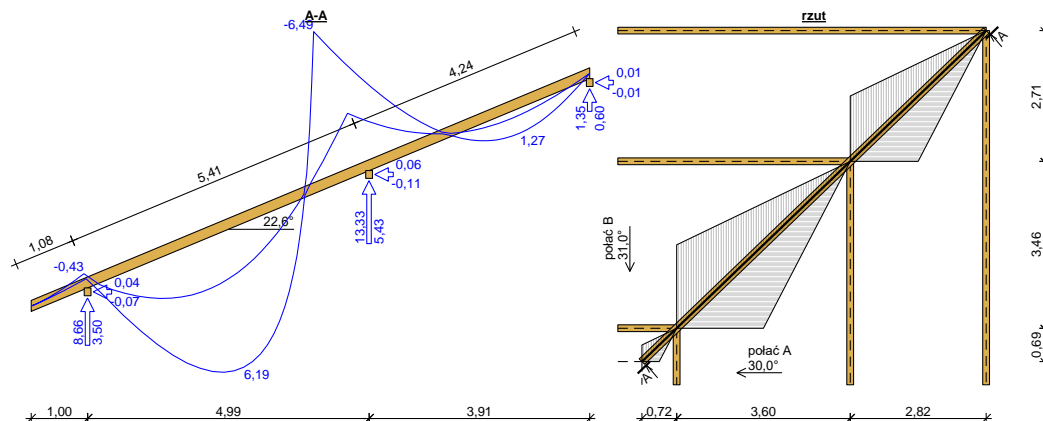
- obciążenie śniegiem $S_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— M [kNm]

— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$$M_{\text{podp}} = -6,49 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 6,40 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,578 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{\text{fin}} = (-) 8,35 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 2,0 \cdot 1 / 200 = 10,82 \text{ mm} \quad (77,2\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{\text{fin}} = 11,27 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 1 / 200 = 27,04 \text{ mm} \quad (41,7\%)$$

3.4 poz. 1.4 Połączenia

Połączenie krokwi z murlatą należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika do drewna - LK 3. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Połączenie jętki z krokwią należy wzmocnić za pomocą śruby M 16. W jętkach należy umieścić przewiązki w ilości 6 szt.

Połączenie wymianu z krokwią należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika kąтового do drewna – KP-2.

Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Ilość otworów i ich średnice oraz schematy poszczególnych typów łącznika określone są w „Katalogu łączników do drewna”

Połączenie murlaty na długości należy wzmocnić obustronnie za pomocą płaskiego łącznika do drewna -

ŁP 2. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoździa. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

3.5 poz. 2.0 Stropy nad piętrem

Zaprojektowano lekki strop panelowy 15/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm.

Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9.3, 4x 9.3, 2x12.5 i 2x9.3, 6x9.3, 4x12.5, 2x12.5 i 4x9.3.

strop Ip. zestawienie oddziaływań kN/m²

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 25 cm [2,0kN/m ³ ·0,25m]	0,50	1,20	0,60
2.	Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, pojedynczo	0,05	1,30	0,07
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
4.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
	Σ:	1,34	1,30	1,74

montażowe. zestawienie oddziaływań kN/m²

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie montażowe (dla konstrukcji żelbetowych i prefabrykowanych) [0,750kN/m ²]	0,75	1,20	0,90
	Σ:	0,75	1,20	0,90

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Ciężar stropu	2,45	1,10	2,70
	Σ:	2,45	1,10	2,70

3.5.1 poz. 2.1 Panele stropowe L = 7,65 m

Klasa betonu:	C40/50		
1.	Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1=$	0,5	$\Psi_2=$	0,3
stałe:	$\gamma_g=$ 1,35	$\gamma_{qk}=$ 1,5	$\beta=$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k=$ 1,34	$q_k=$ 0,75	

Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93 = <	$p_d = 7,80$
Stany graniczne użytkowalności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72 = <	$p_{k1b} = 8,60$ $p_{k2b} = 8,60$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78 = <	$p_{ka} = 3,40$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 3,10$

Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 4 x \emptyset 12.5 mm dołem + 2x \emptyset 6.85 mm górą.

3.5.2 poz. 2.2 Panele stropowe L = 6,76 m

Klasa betonu:	C40/50		
1.	Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1=$	0,5	$\Psi_2=$	0,3
stałe:	$\gamma_g=$ 1,35	$\gamma_{qk}=$ 1,5	$\beta=$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k=$ 1,34	$q_k=$ 0,75	

Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93 = <	$p_d = 8,36$
Stany graniczne użytkowalności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72 = <	$p_{k1b} = 8,66$ $p_{k2b} = 8,66$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78 = <	$p_{ka} = 4,17$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 3,13$

Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 2 x \emptyset 12.5 mm i 2x 9.3 mm dołem + 2x \emptyset 6.85 mm górą

3.5.3 poz. 2.3 Panele stropowe L = 4,53 m – 1,75 m

Klasa betonu:	C40/50
1.	Przeznaczenie obiektu

Kategoria A: powierzchnie mieszkalne				
$\Psi_1 =$	0,5	$\Psi_2 =$	0,3	
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$	1,5
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	1,34	$q_k =$	0,75

Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93 = <	$p_d = 7,57$	
Stany graniczne użytkowości:				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72 = <	$p_{k1b} = 6,69$	$p_{k2b} = 6,69$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78 = <	$p_{ka} = 8,32$	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 2,04$	

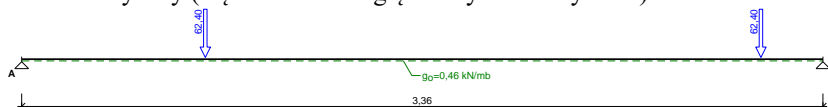
Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 2x 9.3 mm dołem + 2xø 6,85 mm góra

3.6 poz. 2.4 Podciągi stalowe pod słupy dachu

Podciągi stalowe z kształtownika HEB. Głębokość oparcia na murze $a = 24$ cm. Pod słupy należy wykonać żebya usztywniające z blachy gr. 8 mm.

3.6.1 poz. 2.4.1 Podciąg P=1 L = 3,20 m

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



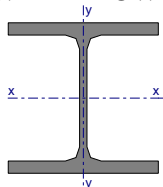
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 160 B**

$$A_v = 12,8 \text{ cm}^2, \quad m = 42,6 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 2490 \text{ cm}^4, \quad J_y = 889 \text{ cm}^4, \quad J_{\omega} = 47940 \text{ cm}^6, \quad J_T = 31,4 \text{ cm}^4, \quad W_x = 311 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

$$\text{- zginanie: klasa przekroju 1 } (\alpha_p = 1,069) \quad M_R = 71,49 \text{ kNm}$$

$$\text{- ścinanie: klasa przekroju 1} \quad V_R = 159,62 \text{ kN}$$

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 0,77 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwichrzenia } \varphi_L = 0,948$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 41,21 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,608 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 3,36 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -72,64 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,455 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)72,64 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 95,77 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 1,59 \text{ m}$

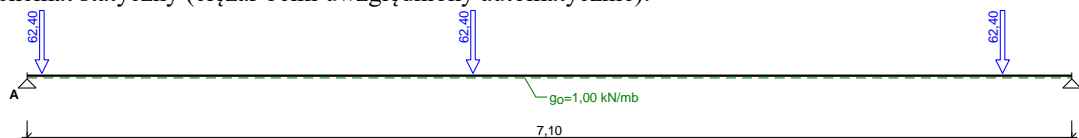
Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 7,47 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 3360 / 350 = 9,60 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 7,47 \text{ mm} < f_{gr} = 9,60 \text{ mm} \quad (77,8\%)$$

3.6.2 poz. 2.4.2 Podciąg P=2 L = 6,76 m

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



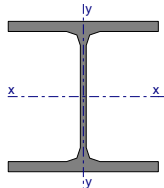
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 260 B**

$$A_v = 26,0 \text{ cm}^2, \quad m = 93,0 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 14920 \text{ cm}^4, \quad J_y = 5130 \text{ cm}^4, \quad J_w = 753700 \text{ cm}^6, \quad J_T = 124 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1150 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,057$) $M_R = 249,28 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 309,14 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 3,03 \text{ m}$

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,868$

Moment maksymalny $M_{\max} = 130,66 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,604 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 104,98 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,340 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 104,98 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 185,48 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 3,48 \text{ m}$

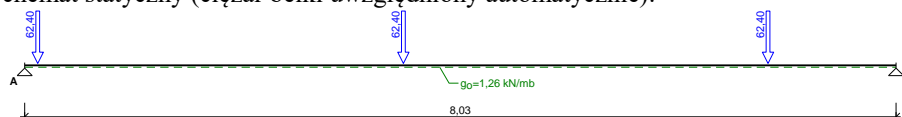
Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 16,99 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 7100 / 350 = 20,29 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 16,99 \text{ mm} < f_{gr} = 20,29 \text{ mm} \quad (83,7\%)$$

3.6.3 poz. 2.4.3 Podciąg P=3 L = 7,56 m

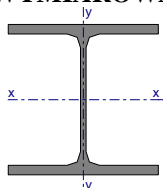
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęsła belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200

Przekrój: **HE 300 B**

$$A_v = 33,0 \text{ cm}^2, \quad m = 117 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 25170 \text{ cm}^4, \quad J_y = 8560 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 1688000 \text{ cm}^6, \quad J_T = 186 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1680 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,056$) $M_R = 363,67 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 392,37 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 3,49 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwichrzenia } \phi_L = 0,858$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 169,36 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,543 < 1$$

Nośność na ścinanie

$$\text{Przekrój } z = 0,00 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{\max} = 110,99 \text{ kN}$$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,283 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 110,99 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 235,42 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 4,03 \text{ m}$$

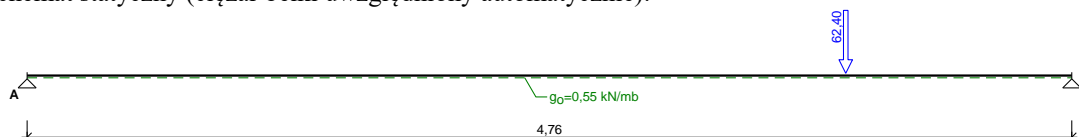
$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 17,64 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 8030 / 350 = 22,94 \text{ mm}$$

$$f_{k,\max} = 17,64 \text{ mm} < f_{gr} = 22,94 \text{ mm} \quad (76,9\%)$$

3.6.4 poz. 2.4.4 Podciąg P=4 L = 4,53 m

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

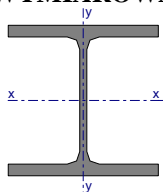
Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;

- brak stężeń bocznych na długości przęsła belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 180 B**

$$A_v = 15,3 \text{ cm}^2, \quad m = 51,2 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 3830 \text{ cm}^4, \quad J_y = 1360 \text{ cm}^4, \quad J_{\omega} = 93750 \text{ cm}^6, \quad J_T = 42,3 \text{ cm}^4, \quad W_x = 426 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,066$) $M_R = 97,61 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 190,79 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 3,73 \text{ m}$

Współczynnik zwiczenia $\phi_L = 0,898$

Moment maksymalny $M_{\max} = 51,43 \text{ kNm}$

(52) $M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,587 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 4,76 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -50,21 \text{ kN}$

(53) $V_{\max} / V_R = 0,263 < 1$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = (-)50,21 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 114,47 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiarodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 2,67 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 10,05 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 4760 / 350 = 13,60 \text{ mm}$

$f_{k,\max} = 10,05 \text{ mm} < f_{gr} = 13,60 \text{ mm} \quad (73,9\%)$

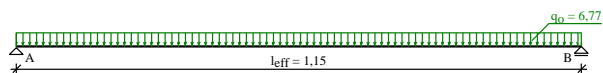
3.7 poz. 2.5 Płyta stropowa

Płyty żelbetowe wylane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

Obciążenia powierzchniowe [kN/m^2]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Obc. z poz. 2.0	1,34	1,30	1,74
2.	Obc. z poz. 2.0	0,75	1,20	0,90
3.	Płyta żelbetowa grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
	Σ :	5,84	1,16	6,77

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{\text{eff}} = 1,15 \text{ m}$

Grubość płyty 15,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 1,12 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,97 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,97 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa lewa $R_A = 3,89 \text{ kN/m}$

Reakcja obliczeniowa prawa $R_B = 3,89 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,77$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,70 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 8$ co $18,0 \text{ cm}$** o $A_s = 2,79 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,22\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 1,12 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 14,37 \text{ kNm/mb}$ (7,8%)

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,05 \text{ mm} < a_{lim} = 5,75 \text{ mm}$ (0,9%)

Podpora:

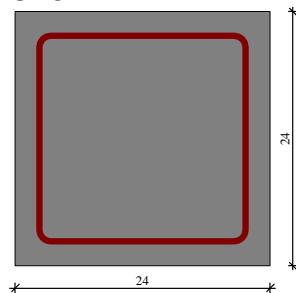
Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 3,89 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 97,06 \text{ kN/mb}$ (4,0%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **$\phi 6$ co max. $30,0 \text{ cm}$** o $A_s = 0,94 \text{ cm}^2/\text{mb}$

3.7.1 poz. 2.5.1 Podciąg

Podciągi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

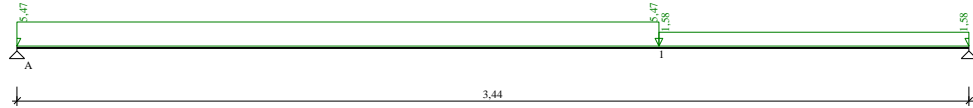
Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 24,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.5	3,35	1,16	3,89	od pocz. do 2,20
2.	Ciężar własny belki $[0,24\text{m} \cdot 0,24\text{m} \cdot 25,0\text{kN/m}^3]$	1,44	1,10	1,58	cała belka

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) → $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

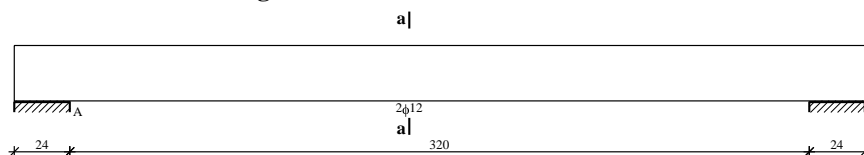
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,92 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 0,81 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,45\%$)**Warunek nośności na zginanie:** $M_{Sd} = 6,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,63 \text{ kNm}$ (37,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 6,91 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła**Warunek nośności na ścinanie:** $V_{Sd} = 6,91 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,31 \text{ kN}$ (17,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,07 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,07 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,076 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (25,5%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,91 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$ (28,5%)

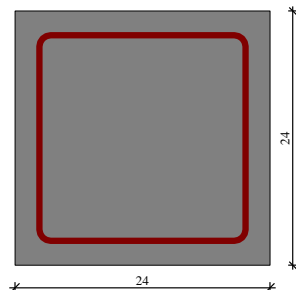
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 7,05 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

3.7.2 poz. 2.5.2 Podciąg przy oknach oddymiających

Podciągi żelbetowe wylwane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

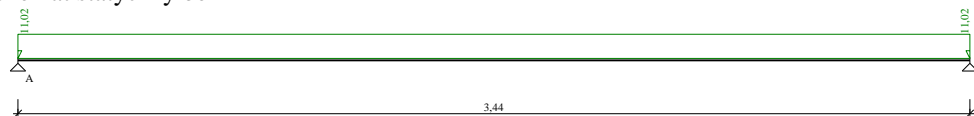
Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 24,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,50 m [19,000kN/m ³ · 0,24m · 1,50m]	6,84	1,10	7,52	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,50 m [19,0kN/m ³ · 0,03m · 1,50m]	0,85	1,30	1,11	cała belka
3.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 30,0 st. -> $C_1 = 0,800$) szer. 0,75 m [0,720kN/m ² · 0,75m]	0,54	1,50	0,81	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m · 0,24m · 25,0kN/m ³]	1,44	1,10	1,58	cała belka
	Σ :	9,67	1,14	11,02	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) → $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

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

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

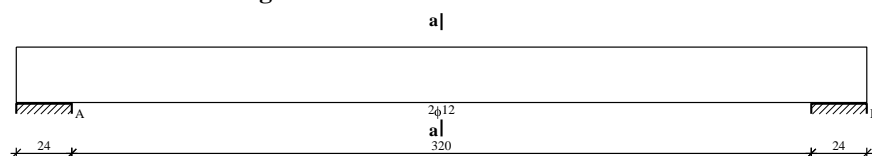
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 16,31$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,96$ cm². Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,45\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 16,31$ kNm $<$ $M_{Rd} = 18,63$ kNm (87,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)15,34$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)15,34$ kN $<$ $V_{Rd1} = 40,31$ kN (38,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 14,30$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 13,51$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,298$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (99,5%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 14,70$ mm $<$ $a_{lim} = 3440/200 = 17,20$ mm (85,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 14,61$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

3.8 poz. 3.0 Stropy nad parterem

Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm.

Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9.3, 4x 9.3, 2x 12.5 i 2x 9.3, 6x 9.3, 4x 12.5, 2x 12.5 i 4x 9.3.

zestawienie oddziaływań kN/m² – obc. stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm	0,44	1,20	0,53
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, niezagęszczony grub. 5 cm [23,0kN/m ³ ·0,05m]	1,15	1,30	1,49
3.	Folia podposadzkowa gr. 0,5 mm	0,05	1,30	0,07
4.	Styropian grub. 5 cm [0,45kN/m ³ ·0,05m]	0,02	1,20	0,02
5.	Obc. ze stropu podwieszonego	0,40	1,20	0,48
	Σ:	2,06	1,26	2,59

zestawienie oddziaływań kN/m² – obc. zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane,	3,00	1,30	3,90

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

	widownie teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.)			
	Σ :	3,00	1,30	3,90

zestawienie oddziaływań kN/m² - ścianki działowe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 1,5 kN/m ² od 2,5 kN/m ²) wys. 3,12 m	1,47	1,20	1,76
	Σ :	1,47	1,20	1,76

zestawienie oddziaływań kN/m² - ciężar stropu.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	Obc. obl. kN/m ²
1.	Ciężar stropu	2,90	1,10	3,19
	Σ :	2,90	1,10	3,19

3.8.1 poz. 3.1 Panele stropowe L = 7,67 m – 6,76 m

Klasa betonu:		C40/50		
1.		Przeznaczenie obiektu		
		Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1 =$		0,5	$\Psi_2 =$	0,3
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$	1,5
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	2,06	$q_k =$	4,47
Stan graniczny nośności:		$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$		
		9,04 = < $p_d = 10,40$		
Stany graniczne użytkowości:				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = <	$p_{k1b} = 11,05$	$p_{k2b} = 11,05$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	4,48 = <	$p_{ka} = 6,20$	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = <	$p_{k2a} = 4,35$	

Wymiatowanie wykonano dla płyty L = 7,65 m

Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 6 x \varnothing 9.3 mm dołem + 2 x \varnothing 6.85 mm górą.**3.8.2 poz. 3.2 Panele stropowe L = 4,53 m – 3,80 m**

Klasa betonu:		C40/50		
1.		Przeznaczenie obiektu		
		Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1 =$		0,5	$\Psi_2 =$	0,3
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$	1,5
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	2,06	$q_k =$	4,47

Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	9,04 = <	$p_d = 25,0$
Stany graniczne użytkowalności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = <	$p_{k1b} = 24,0$ $p_{k2b} = 24,0$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\psi_2 + (1 - \psi_2) / \beta]$	4,48 = <	$p_{ka} = 27,2$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = <	$p_{k2a} = 11,0$

Wymiatowanie wykonano dla płyty L = 4,53 m

Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 4 x ø 9.3 mm dołem + 2 x ø 6.85 mm górą.

3.8.3 poz. 3.3 Panele stropowe L = 3,26 m – 1,75 m

Klasa betonu:	C40/50		
1.	Przeznaczenie obiektu		
	Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1 =$	0,5	$\Psi_2 =$	0,3
stałe:	$\gamma_g =$ 1,35	$\gamma_{qk} =$ 1,5	$\beta =$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$ 2,06	$q_k =$ 4,47	
Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	9,04 = <	$p_d = 25,81$
Stany graniczne użytkowalności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = <	$p_{k1b} = 22,60$ $p_{k2b} = 22,60$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\psi_2 + (1 - \psi_2) / \beta]$	4,48 = <	$p_{ka} = 55,0$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = <	$p_{k2a} = 7,77$

Wymiatowanie wykonano dla płyty L = 3,26 m

Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 2 x ø 9.3 mm dołem + 2 x ø 6.85 mm górą.

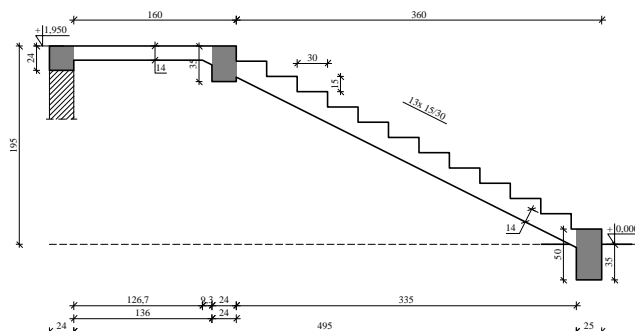
4 poz. 4.0 Klatka schodowa

Klatki schodowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1.).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

4.1 poz. 4.1 klatka schodowa „1” – bieg 1

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 3,60$ mPoziom dolnego spocznika $H_d = 0,00$ mPoziom górnego spocznika $H_g = 1,95$ mLiczba stopni w biegu $n = 13$ szt.Grubość płyty $t = 14,0$ cmDługość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,60$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,55$ m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $10,0$ cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 25,0$ cm, $h = 50,0$ cmBelka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0$ cm, $h = 35,0$ cmWieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0$ cm, $h = 24,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0$ cmDługość podpory prawej $t_P = 24,0$ cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[kN/m^2]$:

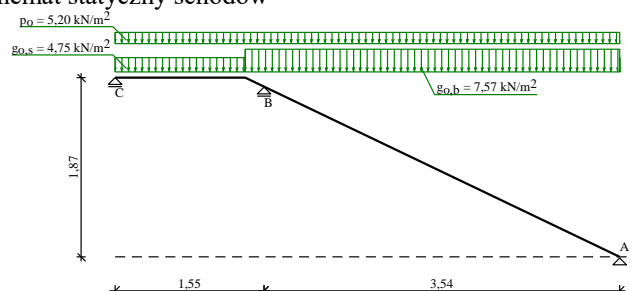
Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0kN/m^2]$	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2; 0,02m]$ grub.2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$)	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$ grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	Σ :	6,77	1,12	7,57

Obciążenia stałe na spoczniku $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2; 0,02m]$ grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$ grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	Σ :	4,23	1,12	4,75

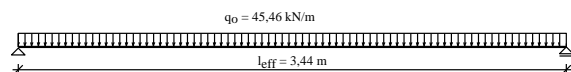
Schemat statyczny schodów

Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	37,15	1,19	44,07	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	39,25	1,18	46,38	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,87$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stżrmion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$ Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -14,83 \text{ kNm/mb}$ Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 18,55 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = 10,82 \text{ kN/mb}$

GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,60$ mDługość biegu $l_n = 3,60$ mPoziom dolnego spocznika $H_d = 1,95$ mPoziom górnego spocznika $H_g = 3,90$ mLiczba stopni w biegu $n = 13$ szt.Grubość płyty $t = 14,0$ cmDługość górnego spocznika $l_{s,g} = 2,45$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,55$ m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $10,0$ cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0$ cm, $h = 24,0$ cmBelka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0$ cm, $h = 35,0$ cmBelka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0$ cm, $h = 35,0$ cmWieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0$ cm, $h = 24,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0$ cmDługość podpory prawej $t_P = 24,0$ cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[kN/m^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0kN/m^2]$	4,00	1,30	5,20

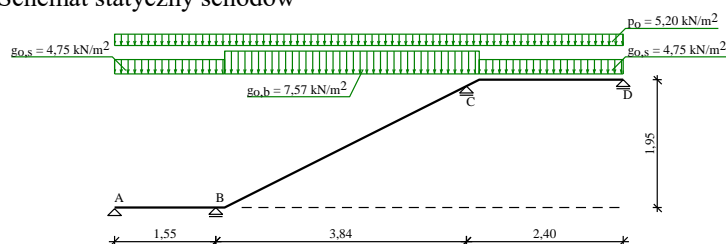
Obciążenia stałe na spoczniku $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2:0,02m]$) grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	Σ :	4,23	1,12	4,75

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2:0,02m]$) grub.2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$) grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	Σ :	6,77	1,12	7,57

Schemat statyczny schodów

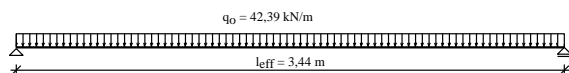


Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	34,56	1,19	41,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	36,66	1,18	43,31	

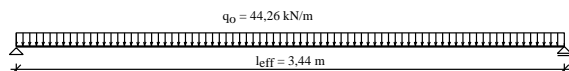
Schemat statyczny belki

**Belka C**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	36,14	1,19	42,87	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	38,24	1,18	45,18	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,87$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stzmion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

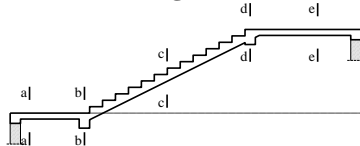
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -13,46 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -13,45 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 2,83 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = -4,68 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 41,00 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 21,85 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 42,87 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 23,66 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,D,max} = 8,20 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,D,min} = 0,79 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (1,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,20 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (24,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,34 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,26 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 11,34 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 8,60 \text{ kNm/m}$ Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,85 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$ (11,0%)**Podpora B**

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,46 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,12 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 13,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$ (32,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 11,34 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,60 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,3%)**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,39 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (36,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 23,42 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 23,42 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (38,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,39 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,12 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,047 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (15,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,11 \text{ mm} < a_{lim} = 3840/200 = 19,20 \text{ mm}$ (21,4%)

Podpora C

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,45 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,12 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą **φ12 co 16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 13,45 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$ (32,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 11,33 \text{ kNm/mb}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,60 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,3%)

Przęsło C-D

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ12 co 16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (11,1%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 16,54 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 16,54 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (27,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 2,85 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 2,16 \text{ kNm/mb}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-) 0,74 \text{ mm} < a_{lim} = 2400/200 = 12,00 \text{ mm}$ (6,2%)

WYNIKI - BELKA B:

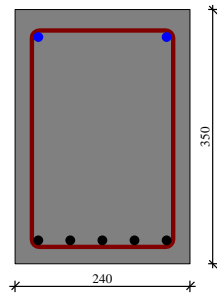
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 52,68 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 39,22 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 72,91 \text{ kN}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,13 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem **5φ12** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,74\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm} < M_{Rd} = 68,48 \text{ kNm}$ (91,6%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 67,82 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co max. 100 mm** na odcinku 70,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 67,82 \text{ kN} < V_{Rd3} = 67,97 \text{ kN}$ (99,8%)

GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 3,60$ mPoziom dolnego spocznika $H_d = 0,00$ mPoziom górnego spocznika $H_g = 1,95$ mLiczba stopni w biegu $n = 13$ szt.Grubość płyty $t = 14,0$ cmDługość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,60$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,55$ m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $10,0$ cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 25,0$ cm, $h = 50,0$ cmBelka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0$ cm, $h = 35,0$ cmWieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0$ cm, $h = 24,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0$ cmDługość podpory prawej $t_p = 24,0$ cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[kN/m^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0kN/m^2]$	4,00	1,30	5,20

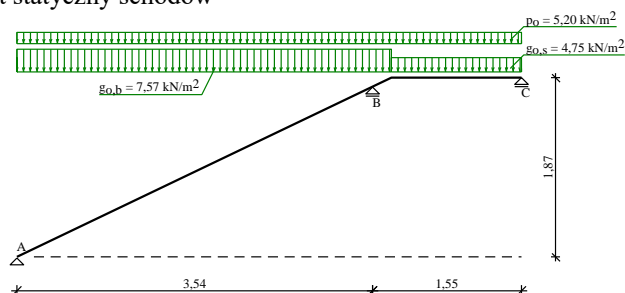
Obciążenia stałe na biegu schodowym $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2; 0,02m]$ grub. 2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$)	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$ grub. 1,5 cm)	0,32	1,30	0,41
	Σ :	6,77	1,12	7,57

Obciążenia stałe na spoczniku $[kN/m^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2; 0,02m]$ grub. 2 cm)	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub. 14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$ grub. 1,5 cm)	0,28	1,30	0,37
	Σ :	4,23	1,12	4,75

Schemat statyczny schodów

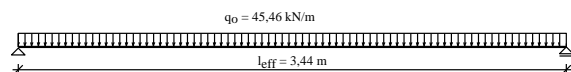


Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	37,15	1,19	44,07	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	39,25	1,18	46,38	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,87$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stżrmion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

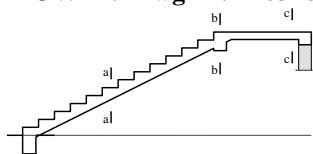
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$ Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -14,83 \text{ kNm/mb}$ Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 18,55 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = 10,82 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 44,07 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 29,61 \text{ kN/mb}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 1,80 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = -5,58 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,91 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (44,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (41,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 11,35 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,61 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (19,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 7,80 \text{ mm} < a_{lim} = 3540/200 = 17,70 \text{ mm}$ (44,0%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 14,83 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12$ co **16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 14,83 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$ (35,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 12,50 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 9,48 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,075 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (24,8%)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (0,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (26,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,14 \text{ kNm/mb}$

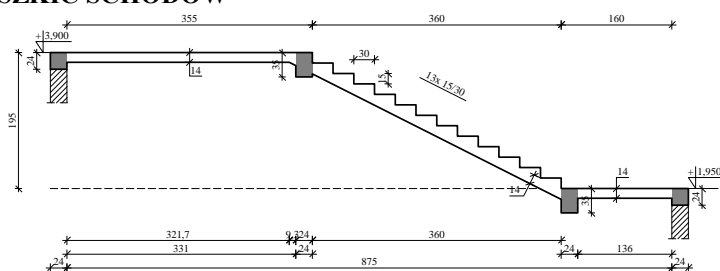
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,10 \text{ kNm/mb}$

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

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk, podp} = 12,50 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt, podp} = 9,48 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-) 1,03 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$ (13,3%)

4.4 poz. 4.2 Klatka schodowa „2” – birg 2**SZKIC SCHODÓW**

GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,60 \text{ m}$ Długość biegu $l_n = 3,60 \text{ m}$ Poziom dolnego spocznika $H_d = 1,95 \text{ m}$ Poziom górnego spocznika $H_g = 3,90 \text{ m}$ Liczba stopni w biegu $n = 13 \text{ szt.}$ Grubość płyty $t = 14,0 \text{ cm}$ Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 3,55 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,55 \text{ m}$

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $10,0 \text{ cm}$

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$ Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$ Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$ Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0 \text{ cm}$ Długość podpory prawej $t_P = 24,0 \text{ cm}$ **OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

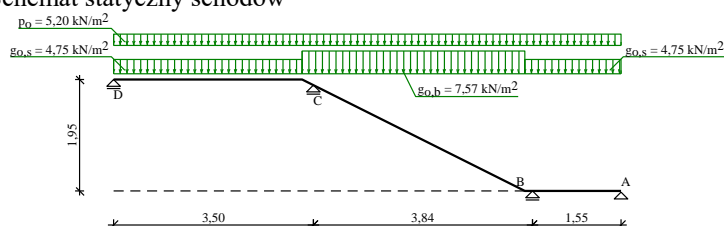
Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0\text{kN/m}^2]$	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440\text{kN/m}^2:0,02\text{m}]$ grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0\text{kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	Σ :	4,23	1,12	4,75

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440\text{kN/m}^2:0,02\text{m}]$ grub.2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0\text{kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	Σ :	6,77	1,12	7,57

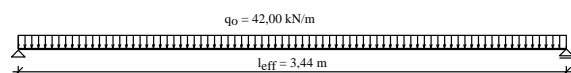
Schemat statyczny schodów

Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	34,23	1,19	40,61	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	36,33	1,18	42,92	

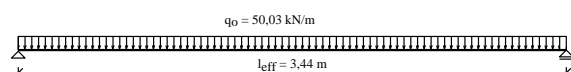
Schemat statyczny belki

**Belka C**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	41,00	1,19	48,64	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	Σ :	43,10	1,18	50,95	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,87$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stzmion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

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

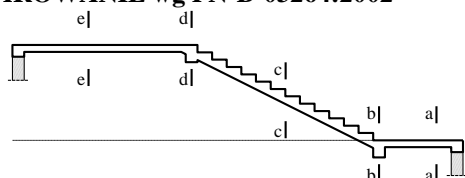
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYNIKI - PŁYTA

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -13,22 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -16,66 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 3,73 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = -4,53 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 40,61 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 19,56 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 48,64 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 26,19 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,D,max} = 13,72 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,D,min} = 4,76 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (2,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 15,04 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 15,04 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (24,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,59 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,45 \text{ kNm/mb}$

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

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 11,14 \text{ kNm/mb}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 8,45 \text{ kNm/mb}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,50 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$ (6,4%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,22 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,08 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górną $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 13,22 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$ (31,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 11,14 \text{ kNm/mb}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,45 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,055 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (18,5%)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co $16,5 \text{ cm}$ o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (36,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 24,40 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,40 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (39,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,21 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,99 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,046 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (15,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,99 \text{ mm} < a_{lim} = 3840/200 = 19,20 \text{ mm}$ (20,8%)

Podpora C

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 16,66 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,63 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12$ co **16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 16,66 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$ (39,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 14,04 \text{ kNm/mb}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 10,65 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,095 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (31,8%)

Przęsło C-D

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,02 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12$ co **16,5 cm** o $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,60\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$ (31,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 21,18 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 21,18 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$ (34,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 7,97 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,05 \text{ kNm/mb}$

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

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,01 \text{ mm} < a_{lim} = 3500/200 = 17,50 \text{ mm}$ (17,2%)

WYNIKI - BELKA B:

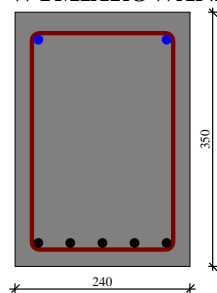
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 52,10 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 38,34 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 72,23 \text{ kN}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,08 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $5\phi 12$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,74\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm} < M_{Rd} = 68,48 \text{ kNm}$ (90,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 67,19 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemiionami dwuciętymi $\phi 6$ co **max. 100 mm** na odcinku 70,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 67,19 \text{ kN} < V_{Rd3} = 67,97 \text{ kN}$ (98,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 52,10 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 38,34 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,172 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (57,2%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,60 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$ (50,0%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 41,47 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,085 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (28,4%)

WYNIKI - BELKA C:

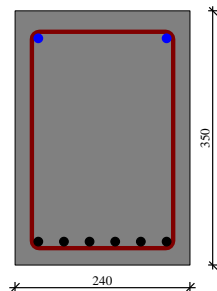
Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 74,00 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 62,01 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 45,55 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 86,05 \text{ kN}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 74,00 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,17 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem **6 ϕ 12** o $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,89\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 74,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 80,48 \text{ kNm}$ (92,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 80,04 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **$\phi 6$ co max. 80 mm** na odcinku 64,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 80,04 \text{ kN} < V_{Rd3} = 84,97 \text{ kN}$ (94,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 62,01 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 45,55 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,160 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (53,3%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,18 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$ (53,4%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 49,27 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,077 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (25,6%)

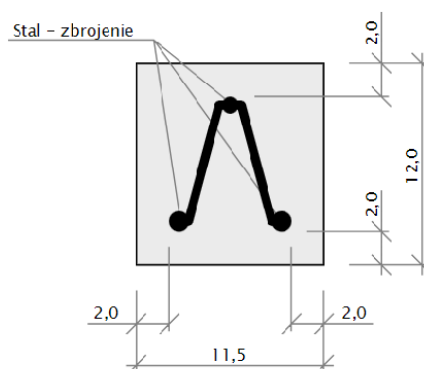
5 poz. 5.0 Nnadproża

5.1 poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu NKL

Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu NKL

Nadproża typu NKL to prefabrykowane elementy żelbetowe o wymiarach 11,5x12xL cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 15 cm. Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża NKLL produkowane są w następujących długościach: 90 cm, 120 cm, 150 cm, 180 cm, 210 cm, 240 cm, 270 cm, 300 cm, 330 cm, 360 cm. Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają odporność ogniową NPD.



Wymiary		Waga	Zbrojenie kratownicy		Nośność q
			pas górny	pas dolny	
NKL90	89x11,5x12 cm	26,5 kg	2φ8 mm	φ8 mm	26 kN/m
NKL120	119x11,5x12 cm	35,5 kg	2φ8 mm	φ8 mm	18 kN/m
NKL150	149x11,5x12 cm	44,4 kg	2φ10 mm	φ8 mm	22 kN/m
NKL180	179x11,5x12 cm	53,3 kg	2φ10 mm	φ8 mm	18 kN/m
NKL210	209x11,5x12 cm	62,3 kg	2φ10 mm	φ8 mm	15 kN/m
NKL240	239x11,5x12 cm	71,2 kg	2φ12 mm	φ8 mm	11 kN/m
NKL270	269x11,5x12 cm	80,2 kg	2φ12 mm	φ8 mm	9 kN/m
NKL300	299x11,5x12 cm	89,1 kg	2φ12 mm	φ8 mm	7 kN/m
NKL330	329x11,5x12 cm	98,0 kg	2φ12 mm	φ8 mm	5 kN/m
NKL360	359x11,5x12 cm	118,0 kg	2φ12 mm	φ8 mm	4 kN/m

Montaż belek

Podczas montażu belek nadprożowych należy zwrócić szczególną uwagę na prawidłową konfigurację przekroju belki, mając na uwadze, iż belka przeznaczona jest do wbudowywania wyłącznie w jeden sposób. Belki nadprożowe na płaszczyznach czołowych powinny posiadać trwałe oznaczenie, informujące o prawidłowej konfiguracji belki przy wbudowaniu.

Nadproża z zastosowaniem belek nadprożowych NKLL montuje się jednocześnie ze wznoszeniem murów. Belki nadprożowe układa się na wyrównanych i wypoziomowanych powierzchniach muru, na warstwie zaprawy cementowej. Układanie belek rozpoczyna się od belki zewnętrznej. Belki nadprożowe przed przystąpieniem do układania warstw wyższych należy podstemplować w środku rozpiętości. Obliczanie zewnętrznej strony nadproża wraz z jego ociepleniem oraz wypełnieniem spoin między belkami zaprawą cementową wykonuje się po ułożeniu stropu i wykonaniu wieńca. Stemplowanie nadproża można usunąć nie wcześniej niż po 14 dniach od jego betonowania. Powierzchnie podniebne belek powinny zostać otynkowane zaprawą cementową o grubości nie mniejszej niż 15 mm. Do wykonywania ścian podokiennych następnej kondygnacji można przystąpić nie wcześniej niż po 14 dniach od betonowania wieńca.

5.2 poz. 5.2 Nadproża prefabrykowane typu L19

Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów.

Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu

powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają minimalną odporność ogniową elementów REI-60 i mogą być stosowane w budynkach o odporności pożarowej obiektów klasy „C”.

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N” , w ścianach obciążonych stropem																			
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszony przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]														
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262	271	
1	N/120	119	19	2,64		X	X												
2	N/150	149	19	2,64				X	X										
3	N/180	179	19	2,64						X	X								
4	N/210	209	19	4,41								X	X						
5	N/240	239	19	5,32										X					
6	N/270	269	19	8,05												X	X		

Montaż belek

Nadproża z belek prefabrykowanych typu „L” montuje się równocześnie z wznoszeniem ścian. Belki należy układać na ścianach z zachowaniem minimalnej głębokości oparcia. Na wyrównanej i wypoziomowanej powierzchni ściany układa się dwie belki nadprożowe, półkami do środka. Belki układa się na zaprawie cementowej. Następnie wypełnia się wewnętrzną część nadproża betonem B25. Dla nadproży z żelbetową częścią monolityczną, przed betonowaniem należy ułożyć zbrojenie, zgodnie z projektem nadproża.

Belki nadprożowe dla nadproży drzwiowych w ścianach wewnętrznych nie wymagają dodatkowych podpór montażowych. W ścianach zewnętrznych nad otworami okiennymi, dla skrajnych belek, na których opierają się płyty stropowe wymagane są dodatkowe podpory montażowe. Należy je wykonać w taki sposób, ażeby ich odległości od końców belki pokrywały się z usytuowaniem uchwytów montażowych danej belki. Dodatkowych podpór montażowych nie trzeba używać, gdy strop układany jest na Rygach przyściennych.

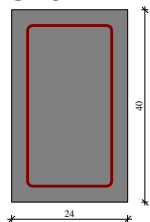
5.3 poz. 5.3 Nadproża żelbetowe wylewane na mokro

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC1, XF3).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

5.3.1 poz. 5.3.1 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0$ cm

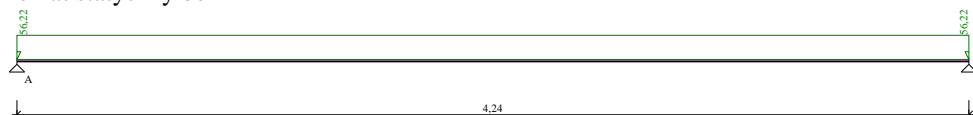
Wysokość przekroju $h = 40,0$ cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 3.1 - obc. stałe [2,06kN/m ² x7,65mx0,5]	7,88	1,26	9,93	cała belka
2.	Obc. z poz. 3.1 - obc.zmienne [3,0kN/m ² x7,65mx0,5]	11,48	1,30	14,92	cała belka
3.	Obc. z poz. 3.1 - obc. ścianki działowe [1,47kN/m ² x7,65mx0,5]	5,62	1,20	6,74	cała belka
4.	Ciężar stropu [2,90kN/m ² x7,65mx0,5]	11,09	1,10	12,20	cała belka

5.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,70 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·1,70m]	7,75	1,10	8,53	cała belka
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,70 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·1,70m]	0,97	1,30	1,26	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ:	47,19	1,19	56,22	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) → $f_{cd} = 20,00$ MPa, $f_{ctd} = 1,33$ MPa, $E_{cm} = 32,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**

Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm

→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

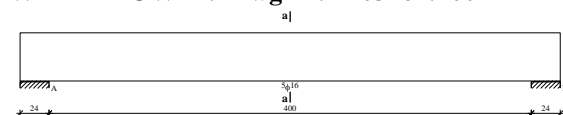
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 126,34$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 9,58$ cm². Przyjęto **5φ16** o $A_s = 10,05$ cm² ($\rho = 1,18\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 126,34$ kNm < $M_{Rd} = 131,74$ kNm (95,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 92,43$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 80 mm** na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 92,43$ kN < $V_{Rd3} = 95,12$ kN (97,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 106,05$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 106,05 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,233 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (77,6%)

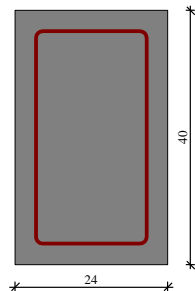
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 18,77 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (88,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 94,38 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,188 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (62,5%)

5.3.2 poz. 5.3.2 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

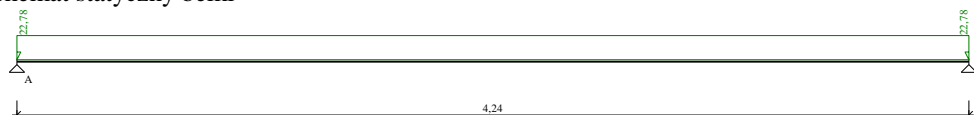
Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

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

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,50 m [19,000kN/m ³ · 0,24m · 3,50m]	15,96	1,10	17,56	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,50 m [19,0kN/m ³ · 0,03m · 3,50m]	1,99	1,30	2,59	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m · 0,40m · 25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ :	20,35	1,12	22,78	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) → $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**

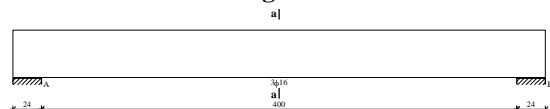
Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4
 Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$
 \rightarrow nominalna grubość otulenia $c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{\text{sd}} = 51,20 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 3,58 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ16** o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,71\%$)
 (decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{\text{sd}} = 51,20 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 83,50 \text{ kNm}$ (61,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{\text{sd}} = 37,46 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{sd}} = 37,46 \text{ kN} < V_{\text{Rd1}} = 73,53 \text{ kN}$ (50,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{\text{Sk}} = 45,73 \text{ kNm}$

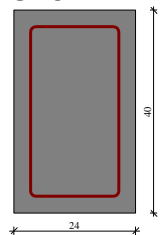
Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk,lt}} = 45,73 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,199 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$ (66,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{\text{Sk,lt}}$: $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 10,82 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (51,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{\text{Sk,lt}} = 40,70 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

5.3.3 poz. 5.3.3 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem**GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

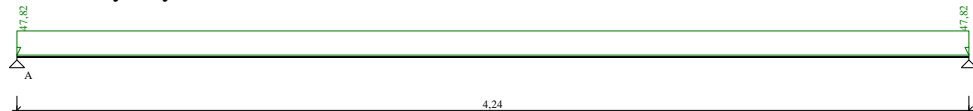
Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.1 - obc. stałe [1,34kN/m ² x7,65mx0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.1 - obc.zmienne [0,75kN/m ² x7,65mx0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m ² x7,65mx0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat),	19,61	1,10	21,57	cała belka

	pełna) grub. 0,24 m i szer. 4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·4,30m]				
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ:	41,83	1,14	47,82	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)** → $f_{cd} = 20,00$ MPa, $f_{ctd} = 1,33$ MPa, $E_{cm} = 32,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mmWilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaŚrednica prętów górnych $\phi_g = 12$ mmŚrednica prętów dolnych $\phi_d = 16$ mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 320$ MPaŚrednica strzemion $\phi_s = 6$ mm

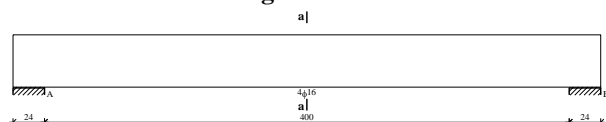
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC4**Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30$ mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mmGraniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 107,45$ kNmZbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 7,97$ cm². Przyjęto **4φ16** o $A_s = 8,04$ cm² ($\rho = 0,94\%$)Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 107,45$ kNm < $M_{Rd} = 108,37$ kNm (99,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)78,61$ kNZbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 80 mm** na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsłaWarunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)78,61$ kN < $V_{Rd3} = 95,12$ kN (82,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 94,00$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 94,00 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,283 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (94,2%)

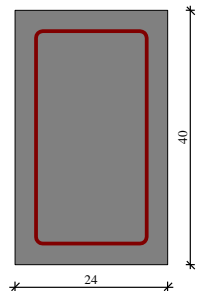
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 19,03 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (89,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 83,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,147 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (49,1%)

5.3.4 poz. 5.3.4 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

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

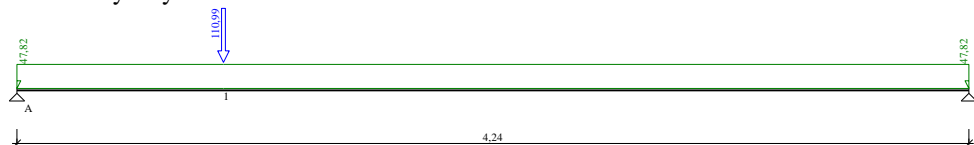
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.1 - obc. stałe [1,34kN/m ² x7,65mx0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.1 - obc.zmienne [0,75kN/m ² x7,65mx0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m ² x7,65mx0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	F_d
1.	Obc. z poz. 2.4.3 [92,490kN]	92,49	0,80	1,20	110,99

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) $\rightarrow f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (BST500S) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 22 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

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

\rightarrow nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

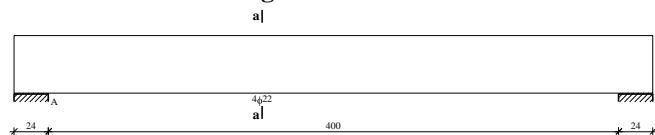
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 164,57 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 13,29 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 22$ o $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,79\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 164,57 \text{ kNm} < M_{Rd} = 182,95 \text{ kNm}$ (90,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 165,66 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 40 mm na odcinku $80,0 \text{ cm}$ przy lewej podporze i na odcinku $88,0 \text{ cm}$ przy prawej podporze oraz co 260 mm na pozostałej części belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 165,66 \text{ kN} < V_{Rd3} = 188,64 \text{ kN}$ (87,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 141,36 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 141,36 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,200 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (66,6%)

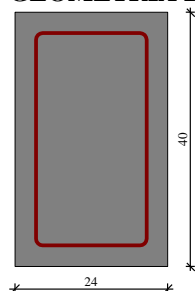
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,42 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (96,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 156,08 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,176 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (58,8%)

5.3.5 poz. 5.3.5 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrzem

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz.1.2 [6,59kN/0,90m]	7,31	1,20	8,77	cała belka
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,10 m [19,00kN/m ³ ·0,24m·1,10m]	5,02	1,10	5,52	cała belka
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,10 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·1,10m]	0,63	1,30	0,82	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ :	15,36	1,16	17,75	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)** → $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

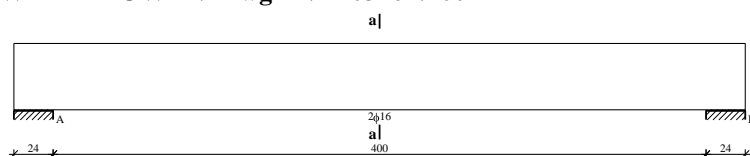
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC4**Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 39,89 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 2,76 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 16$ o $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 39,89 \text{ kNm} < M_{Rd} = 57,15 \text{ kNm}$ (69,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)29,19 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)29,19 \text{ kN} < V_{Rd1} = 68,86 \text{ kN}$ (42,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 34,52 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 34,52 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,272 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (90,6%)

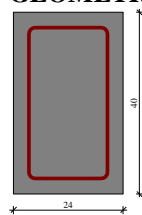
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 10,34 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (48,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 30,72 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

5.3.6 poz. 5.3.6 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrzem

GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

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

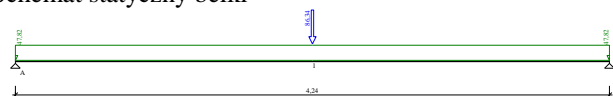
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.2 - obc. stałe [1,34kN/m ² x7,65mx0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.2 - obc.zmienne [0,75kN/m ² x7,65mx0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m ² x7,65mx0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	F_d
1.	Obc. z poz. 2.4.2	71,95	2,00	1,20	86,34

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) $\rightarrow f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (BST500S) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych $\phi_d = 22 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (St3SX-b) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}, f_{yd} = 210 \text{ MPa}, f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

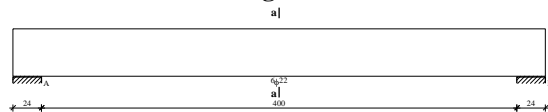
Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$ \rightarrow nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 198,97 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 17,97 \text{ cm}^2$. Przyjęto $6\phi 22$ o $A_s = 22,81 \text{ cm}^2$ ($\rho = 2,83\%$)

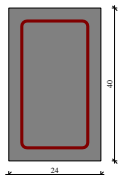
(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 198,97 \text{ kNm} < M_{Rd} = 203,62 \text{ kNm}$ (97,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = (-)122,72 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co **100 mm** na odcinku 140,0 cm przy podporach oraz co 250 mm w środku rozpiętości przęsłaWarunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = (-)122,72 \text{ kN} < V_{Rd3} = 127,81 \text{ kN}$ (96,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 170,27 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 170,27 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,234 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (78,1%)Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,68 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (97,5%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 119,63 \text{ kN}$ Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,223 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (74,2%)**5.3.7 poz. 5.3.7 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrzem****GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$ Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

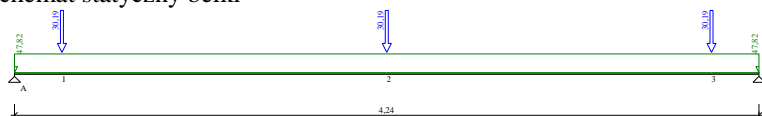
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.2 - obc. stałe [1,34kN/m ² ·7,65m·0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.2 - obc.zmienne [0,75kN/m ² ·7,65m·0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m ² ·7,65m·0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	F_d
1.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	2,00	1,20	30,19
2.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	0,15	1,20	30,19
3.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	3,85	1,20	30,19

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37 (B37)** → $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych $\phi_d = 22 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC4**Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

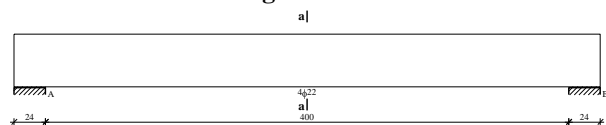
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

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

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 147,61 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 11,73 \text{ cm}^2$. Przyjęto **4φ22** o $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,80\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 147,61 \text{ kNm} < M_{Rd} = 181,67 \text{ kNm}$ (81,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{sd} = 140,92 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ8 co 80 mm** na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 140,92 \text{ kN} < V_{Rd3} = 166,73 \text{ kN}$ (84,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 127,46 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 127,46 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,181 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (60,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 17,98 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$ (84,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 121,40 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,135 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (44,9%)

5.3.8 poz. 5.3.8 Nadproże typu Klaina

Nad wnękami skrzynek hydrantowych należy wykonać nadproże ceglane typu Klaina. Nadproże zbrojone bednarką 3 x 30 mm ze stali nierdzewnej. Głębokość akotwienia bednarki w murze min. 15 cm.

6 poz. 6.0 Słupy w ścianie

Słupy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC1, XF3). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

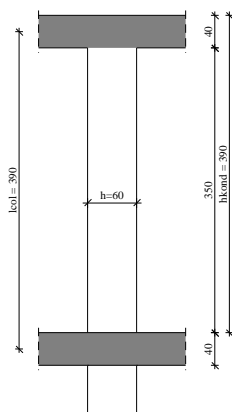
6.1 poz. 6.1 Filarek H = 3,50 m

Wymiarowanie wykonano dla najbardziej obciążonego filarka

zestawienie oddziaływań kN

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 5.3.1	200,32	1,19	238,38
2.	Obc. z poz. 5.3.3	88,92	1,14	101,37
3.	Obc. z poz. 5.3.4	165,16	1,14	188,28
4.	Ciężar filarka [0,24mx0,60x25,0kN/m3x3,50mx2]	25,20	1,10	27,72
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm, szer. 1,68 m i dług. 7,00 m [19,0kN/m3·0,03m·1,68m·7,00m]	6,70	1,30	8,71
	Σ:	486,30	1,16	564,46

SZKIC SŁUPA



GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 60,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego $40,00 \text{ cm}$

- Wysokość rygla prawego $40,00 \text{ cm}$

Wysokość kondygnacji $h_{\text{kond}} = 3,90 \text{ m}$

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego $60,00 \text{ cm}$

- Wysokość rygla lewego $40,00 \text{ cm}$

- Wysokość rygla prawego $40,00 \text{ cm}$

→ przyjęto wysokość słupa $l_{\text{col}} = 3,90 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_x = 0,70$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_y = 1,00$

OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	N_{Sd} [kN]	$N_{\text{Sd,lt}}$ [kN]	$M_{1\text{Sd,x}}$ [kNm]	$M_{3\text{Sd,x}}$ [kNm]	$M_{2\text{Sd,x}}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	564,46	0,00	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 15,44 \text{ kN}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) → $f_{\text{cd}} = 20,00 \text{ MPa}$, $f_{\text{ctd}} = 1,33 \text{ MPa}$, $E_{\text{cm}} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,42$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

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

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

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

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC4**

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

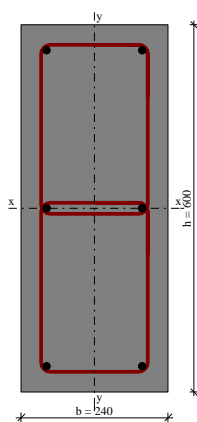
\rightarrow nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **3 ϕ 12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto **6 ϕ 12** o $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 579,90 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 11,60 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 215,37 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = 11,60 \text{ kNm}$: $N_d = 579,90 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 3194,49 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami podwójnymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 263,35 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

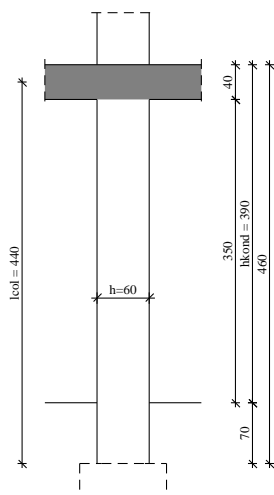
$M_{Rd,x,min} = -263,35 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,max} = 3241,91 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,min} = -380,01 \text{ kN}$

6.2 poz. 6.2 Filarek H = 3,50 m

Wymiarowanie wykonano dla najbardziej obciążonego filarka

SZKIC SŁUPA**GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 60,0$ cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Szerokość słupa górnego 60,00 cm

- Wysokość rygla lewego 40,00 cm

- Wysokość rygla prawego 40,00 cm

Wysokość kondygnacji $h_{kond} = 3,90$ m

Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji 0,70 m

Węzeł dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa $l_{col} = 4,40$ m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_x = 0,70$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_y = 1,00$

OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	N_{Sd} [kN]	$N_{Sd,lt}$ [kN]	$M_{1Sd,x}$ [kNm]	$M_{3Sd,x}$ [kNm]	$M_{2Sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	564,46	564,46	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 17,42$ kN

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) → $f_{cd} = 20,00$ MPa, $f_{ctd} = 1,33$ MPa, $E_{cm} = 32,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,42$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

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

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

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

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

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

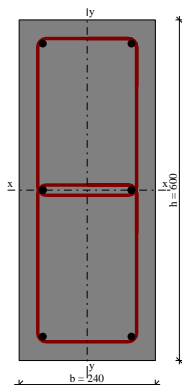
→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto **6φ12** o $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,47\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 581,88 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 11,64 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 215,54 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = 11,64 \text{ kNm}$: $N_d = 581,88 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 3194,29 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami podwójnymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego $\phi 6$ co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Wartości ekstremalne wykresu M-N:

$M_{Rd,x,max} = 263,35 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -263,35 \text{ kNm}$; $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,max} = 3241,91 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$; $N_{Rd,min} = -380,01 \text{ kN}$

7 poz. 7.0 Wieńce żelbetowe

Na obrzeżach stropów, na ścianach konstrukcyjnych i ścianach równoległych do belek należy wykonać w poziomie stropu wieńce żelbetowe o wysokości nie mniejszej niż wysokość konstrukcyjna stropu i szerokości co najmniej 100 mm. Zbrojenie wieńców powinno składać się co najmniej z trzech prętów, zaleca się stosowanie czterech prętów o średnicy 12 mm ze stali klasy A-IIIN (BST500S). Strzemiona o średnicy 6 mm powinny być rozmieszczone co 250 mm. Zbrojenie wieńców należy wykonać tak, aby górne podłużne pręty wieńca znajdowały się około 30 mm poniżej górnej powierzchni stropu. Umożliwi to ułożenie zbrojenia podporowego i właściwe jego otulenie betonem. Wieńce należy betonować równocześnie z betonowaniem stropu, zwracając szczególną uwagę na staranne wypełnienie mieszanką betonową wszystkich przestrzeni, w tym – w przypadku wieńców opuszczonych – przestrzeni pod belkami stropowymi opuszczonych.

Zaprojektowano wieńce żelbetowe wylewaną na mokro z betonu C30/37, zbrojone prętami 4 ϕ 12 ze stali A-IIIN (BST500S). Strzemiona ϕ 6 ze stali A-I St co 250 mm. Klasa ekspozycji XC4, XF1.

W-1 – 24/15 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-2 – 17/15 - wieńce na ścianach obciążonych jednostronnie stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-3 – 10/15 - wieńce na ścianach obciążonych dwustronnie stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-4 – 24/20 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-5 – 17/15 - wieńce na ścianach obciążonych jednostronnie stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

W-6 – 10/15 - wieńce na ścianach obciążonych dwustronnie stropem, zbrojenie 4 ϕ 12, strzemiona ϕ 6 co 25 cm.

WB – węzły boczne wykonać zgodnie z instrukcją montażu stropu.

8 poz. 8.0 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm nad terenem zaprojektowano z bloczków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cem.-wap. M8,

9 poz. 9.0 Ławy fundamentowe**9.1 Warunki gruntowo-wodne**

W dokumentowanym podłożu, w strefie rozpoznanej wykonanymi wierceniami badawczymi, występują utwory czwartorzędowe holoceniowe. występujące do głębokości 0,5-1,0 m ppt. Poniżej nasypów nawiercone zostały utwory rzeczne, wykształcone w postaci piasków drobnych. Osady te występują do głębokości 1,4- 2,0 m ppt. Poniżej piasków nawiercone zostały osady zastoiskowe, wykształcone z postaci glin pylastych na pograniczu pyłów oraz glin. Osady te występują do głębokości 3,0-3,1 m ppt. Poniżej mułków nawiercone zostały piaski rzeczne średnioziarniste. Osadów tych nie przewiercono do głębokości 4,0 m ppt.

Woda podziemna występuje w piaszczystych osadach rzecznych. Zwierciadło wody ma charakter napięty. Poziom piezometryczny stabilizuje się na głębokości od 2,47 do 2,97 m, ppt. (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

Dokumentowany stan wody podziemnej należy uznać za zbliżony do średniego wieloletniego. Stany wysokie, które występować będą po okresach długotrwałych, intensywnych opadów atmosferycznych oraz po obfitych wiosennych roztopach, charakteryzować się będą podwyższeniem statycznego zwierciadła wody w gruncie o 0,3-0,6 m. Woda gruntowa okresowo może pojawić się w górnych piaskach rzecznych zalegających na utworach nieprzepuszczalnych. Powyższe zapisy nie odnoszą się do stanów katastrofalnych (powodzi, długotrwałego wysokiego stanu wód płynących w rzece Wiśle).

Wszystkie opisane grunty spoiste mają własności wysadzinowe, a ponadto grunty te mogą charakteryzować się podatnością na zmiany wilgotności, szczególnie w warunkach naruszenia ich naturalnej struktury i dodatkowego zawilgocenia (spoiste grunty zastoiskowe zastane w otworach wiertniczych się do nich zaliczają). Mogą wówczas ulegać znacznemu uplastycznieniu. Prace ziemne w tych gruntach muszą być prowadzone „na sucho”, tak aby nie spowodować niekorzystnych zmian w podłożu fundamentów. Wykopy należy chronić przed zalewaniem wodami opadowymi, a wodę pochodzącą z ewentualnych sączek w glinach zbierać drenażem roboczym, prowadzonym w dnie wykopu i odprowadzać na zewnątrz. Otwartych wykopów nie wolno pozostawiać na dłuższy okres, szczególnie zimowy, w czasie którego mogłoby nastąpić przemoczenie lub przemarznięcie gruntów (głębokość przemarzania wynosi 1,0 m). Wszystkie ewentualnie rozmoczone, przemarznięte, bądź naruszone partie gruntu wybrać narzędziami ręcznymi i zastąpić chudym betonem lub materiałem mineralnym niespoistym stabilizowanym cementem.

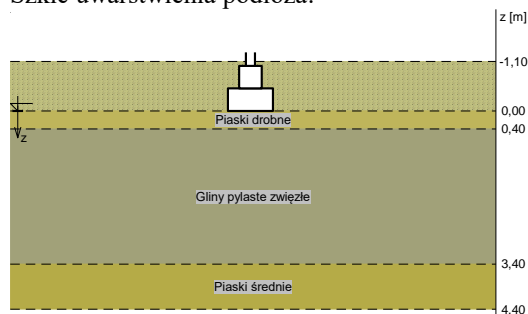
Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, projektowana inwestycja zalicza się do pierwszej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

9.2 Założenia materiałowe

Ławy fundamentowe żelbetowe wylwane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2,), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy pod ławy należy prowadzić na głębokości warstwy nośnej. Rzędne warstw nośnych określa dokumentacja geologiczna badanego podłoża. Grubość warstw nasypowych (nienośnych) waha się w granicach od 0,50 cm – 1,00 m. Warstwę tę należy usunąć i zastąpić piaskiem posadzkowym ustabilizowanym do $I_s = 0,98$. Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	0,40	nie	1,65	0,90	1,10	27,81	0,00	74369	92961
2	Gliny pylaste zwięzłe	3,00	nie	1,90	0,90	1,10	15,17	25,91	24818	27573
3	Piaski średnie	1,00	nie	1,65	0,90	1,10	28,41	0,00	62736	69707

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: $20,0 \text{ kN/m}^3$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-IIIN (BST500S)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

9.2.1 poz. 9.1 Ława fundamentowa F-1

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
----	-----------------	--------------------	------------	-------------------

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer.11,70 m [19,00kN/m ³ ·0,24m·11,70m]	53,35	1,10	58,69
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.11,70 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·11,70m]	6,67	1,30	8,67
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer.0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.1 [4,45kN/m ² ·7,65m·0,5]	17,02	1,20	20,42
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m ² ·7,65m·0,5]	36,49	1,20	43,79
	Σ:	118,50	1,16	137,03

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fN} = 369,8 kN/mb

N_r = 161,0 kN/mb < m·Q_{fN} = 0,81·369,8 kN/mb = 299,5 kN/mb (53,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fT} = 77,9 kN/mb

T_r = 0,0 kN/mb < m·Q_{fT} = 0,72·77,9 kN/mb = 56,1 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający M_{oB,2} = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M_{uB,2} = 77,88 kNm/mb

M_o = 0,00 kNm/mb < m·M_u = 0,72·77,9 kNm/mb = 56,1 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,54 cm, wtórne s'' = 0,09 cm, całkowite s = 0,64 cm

s = 0,64 cm < s_{dop} = 1,00 cm (63,8%)

Napężenia:

Nr	typ	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	161,0	161,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]
1	161,0	369,8	0,44	53,8	0,00	161,0	369,8	0,44	53,8

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	155,8	0,0	77,9	0,00	0,0	0,00	155,8	0,0	77,9	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca N_{sd} = (g+q)_{max} · A = 14,7 kN/mb

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{Sd} = 14,7 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (4,0\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.2 poz. 9.2 Ława fundamentowa F-2

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1 [6,75kN/0,9m]	7,50	1,20	9,00
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,00kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ² ·4,53m·0,5]	10,08	1,20	12,10
6.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m ² ·4,53m·0,5]	21,61	1,20	25,93
7.	Obc. z poz. 2.4.4 [20,42 kN/1,60m]	12,76	1,20	15,31
	Σ :	94,37	1,16	109,83

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,90 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 324,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 131,1 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 324,8 \text{ kN/mb} = 263,1 \text{ kN/mb} \quad (49,8\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 63,2 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 63,2 \text{ kN/mb} = 45,5 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 56,89 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 56,9 \text{ kNm/mb} = 41,0 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,45 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,54 \text{ cm}$

$s = 0,54 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (53,7\%)$

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	145,7	145,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]
1	131,1	324,8	0,40	49,8	0,00	131,1	324,8	0,40	49,8

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	126.4	0.0	63.2	0.00	0.0	0.00	126.4	0.0	63.2	0.00	0.0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 6,0 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 6,0 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (1,6\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,90 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.3 poz. 9.3 Ława fundamentowa F-3

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m [*] (4,53m+1,75m)*0,5]	13,97	1,20	16,76
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m [*] (4,53m+1,75m)*0,5]	29,96	1,20	35,95
6.	Obc. z poz. 2.4.4 [33,88 kN/1,60m]	21,18	1,20	25,42
	Σ:	107,53	1,17	125,63

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 369,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 149,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb} \quad (49,8\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 71,9 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 71,9 \text{ kN/mb} = 51,8 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 71,88 \text{ kNm/mb}$
 $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 71,9 \text{ kNm/mb} = 51,8 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,50 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,59 \text{ cm}$

$s = 0,59 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (59,0\%)$

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,0	149,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najslabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	149,0	369,8	0,40	49,8	0,00	149,0	369,8	0,40	49,8

Nośność pozioma podłoża:

	w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najslabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/m b]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	143.8	0.0	71.9	0.00	0.0	0.00	143.8	0.0	71.9	0.00	0.0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 13,6 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 13,6 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (3,7\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,18 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.4 poz. 9.4 Ława fundamentowa F-4

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m*(6,76m+1,75m)*0,5]	18,93	1,20	22,72
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m*(6,76m+1,75m)*0,5]	40,59	1,20	48,71
6.	Obc. z poz. 2.4.2 [81,58 kN/1,60m]	50,99	1,20	61,19
	Σ:	152,93	1,18	180,11

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,10 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$
Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 416,6 \text{ kN/mb}$

$N_r = 206,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 416,6 \text{ kN/mb} = 337,4 \text{ kN/mb}$ (61,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 100,5 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 100,5 \text{ kN/mb} = 72,3 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 110,52 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 110,5 \text{ kNm/mb} = 79,6 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,69 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,10 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,80 \text{ cm}$

$s = 0,80 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (79,5%)

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	188,0	188,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najslabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	206,8	416,6	0,50	61,3	0,00	206,8	416,6	0,50	61,3

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najslabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	201,0	0,0	100,5	0,0	0,0	0,00	201,0	0,0	100,5	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 26,5 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 26,5 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb}$ (7,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.5 poz. 9.5 Ława fundamentowa F-5

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1 [6,75kN/0,90m]	11,25	1,20	13,50
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer.0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m*(6,76m)*0,5]	15,04	1,20	18,05
6.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m*(6,76m)*0,5]	32,25	1,20	38,70
7.	Obc. z poz. 2.4.2 [79,40 kN/1,60m] [49,630kN/m]	49,63	1,20	59,56
	Σ:	150,59	1,18	177,30

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,10 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fN} = 416,6 kN/mb

N_r = 204,0 kN/mb < m·Q_{fN} = 0,81·416,6 kN/mb = 337,4 kN/mb (60,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fT} = 99,1 kN/mb

T_r = 0,0 kN/mb < m·Q_{fT} = 0,72·99,1 kN/mb = 71,3 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający M_{oB,2} = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M_{uB,2} = 108,98 kNm/mb

M_o = 0,00 kNm/mb < m·M_u = 0,72·109,0 kNm/mb = 78,5 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,68 cm, wtórne s'' = 0,10 cm, całkowite s = 0,78 cm

s = 0,78 cm < s_{dop} = 1,00 cm (78,5%)

Naprężenia:

Nr	typ	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	185,5	185,5	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]
1	204,0	416,6	0,49	60,5	0,00	204,0	416,6	0,49	60,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	198,1	0,0	99,1	0,00	0,0	0,00	198,1	0,0	99,1	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca N_{Sd} = (g+q)_{max} · A = 26,2 kN/mb

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{Sd} = 26,2 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (7,1\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,83 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.6 poz. 9.6 Ława fundamentowa F-6

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ² ·4,42m·0,5]	9,83	1,20	11,80
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m ² ·(4,42m+2,96m)·0,5]	35,20	1,20	42,24
	Σ :	87,45	1,16	101,53

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,80 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 281,6 \text{ kN/mb}$

$N_r = 120,1 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 281,6 \text{ kN/mb} = 228,1 \text{ kN/mb} \quad (52,6\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 58,0 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 58,0 \text{ kN/mb} = 41,8 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 46,40 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 46,4 \text{ kNm/mb} = 33,4 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,43 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,08 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,51 \text{ cm}$

$s = 0,51 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (50,9\%)$

Naprężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	150,1	150,1	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najbliższej				
Nr	N	Q_{fN}	m_N	[%]	z [m]	N	Q_{fN}	m_N	[%]

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

	[kN/mb]	[kN/mb]				[kN/mb]	[kN/mb]		
1	120,1	281,6	0,43	52,6	0,00	120,1	281,6	0,43	52,6

Nośność pozioma podłoża:

	w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{FT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{FT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	116,0	0,0	58,0	0,00	0,0	0,00	116,0	0,0	58,0	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,70 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.7 poz. 9.7 Ława fundamentowa F-7**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m $[19,000 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 7,30 \text{ m}]$	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 7,30 \text{ m}]$	4,16	1,30	5,41
3.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m $[23,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 0,90 \text{ m}]$	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 $[4,45 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,80 \text{ m} + 2,84 \text{ m}) \cdot 0,5]$	14,77	1,20	17,72
5.	Obc. z poz. 3.2 $[9,54 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,80 \text{ m} + 2,84 \text{ m}) \cdot 0,5]$	31,67	1,20	38,00
6.	Obc. z poz. 2.4.2 $[40,80 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,60 \text{ m}]$	25,50	1,20	30,60
	Σ :	114,36	1,17	133,82

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,00 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FN} = 369,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 157,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb}$ (52,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 76,3 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 76,3 \text{ kN/mb} = 54,9 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 76,27 \text{ kNm/mb}$

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 76,3 \text{ kNm/mb} = 54,9 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,53 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,63 \text{ cm}$

$$s = 0,63 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (62,5\%)$$

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	157,8	157,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	157,8	369,8	0,43	52,7	0,00	157,8	369,8	0,43	52,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	152,5	0,0	76,3	0,00	0,0	0,00	152,5	0,0	76,3	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

$$\text{Siła przebijająca } N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 14,4 \text{ kN/mb}$$

$$\text{Nośność na przebicie } N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$$

$$N_{sd} = 14,4 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (3,9\%)$$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

$$\text{Zbrojenie potrzebne } A_s = 1,25 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

$$\text{Przyjęto konstrukcyjnie } \phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm o } A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

9.2.8 poz. 9.8 Ława fundamentowa F-8

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 3.2 [9,54kN/m ³ ·(3,26m+3,26m)·0,5]	31,10	1,20	37,32
	Σ:	73,52	1,15	84,81

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$$B = 0,70 \text{ m} \quad H = 0,40 \text{ m}$$

$$B_s = 0,20 \text{ m} \quad e_B = 0,00 \text{ m}$$

Posadowienie fundamentu:

$$D = 1,10 \text{ m} \quad D_{\min} = 1,10 \text{ m}$$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 240,2 \text{ kN/mb}$

$$N_r = 100,6 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 240,2 \text{ kN/mb} = 194,5 \text{ kN/mb} \quad (51,7\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 48,6 \text{ kN/mb}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 48,6 \text{ kN/mb} = 35,0 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 34,01 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 34,0 \text{ kNm/mb} = 24,5 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,37 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,07 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,44 \text{ cm}$

$$s = 0,44 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (44,1\%)$$

Naprężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	143,7	143,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	100,6	240,2	0,42	51,7	0,00	100,6	240,2	0,42	51,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	97,2	0,0	48,6	0,00	0,0	0,00	97,2	0,0	48,6	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,48 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.9 poz. 9.9 Ława fundamentowa F-9

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ² ·(2,14m+2,09m)·0,5]	9,41	1,20	11,29
5.	Obc. z poz. 3.3 [9,54kN/m ² ·(2,14m+2,09m)·0,5]	20,18	1,20	24,22
6.	Obc. z poz. 2.4.2 [40,80 kN/1,60m]	25,50	1,20	30,60
	Σ:	97,51	1,17	113,60

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,90 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 324,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 134,9 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 324,8 \text{ kN/mb} = 263,1 \text{ kN/mb}$ (51,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 65,1 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 65,1 \text{ kN/mb} = 46,9 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 58,59 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 58,6 \text{ kNm/mb} = 42,2 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,46 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,55 \text{ cm}$

$s = 0,55 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (55,3%)

Naprężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,8	149,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	134,9	324,8	0,42	51,3	0,00	134,9	324,8	0,42	51,3

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	130,2	0,0	65,1	0,00	0,0	0,00	130,2	0,0	65,1	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 6,1 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 6,1 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb}$ (1,7%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,93 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.10 poz. 9.10 Ława fundamentowa F-10

zestawienie oddziaływań kN/m

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ² ·4,53m ² ·0,5]	10,08	1,20	12,10
5.	Obc. z poz. 3.2 [9,54kN/m ² ·4,53m ² ·0,5]	21,61	1,20	25,93
6.	Obc. z poz. 4.2	11,43	1,20	13,72
	Σ:	85,54	1,16	99,24

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,80 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 281,6$ kN/mb

$N_r = 117,8$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 281,6$ kN/mb = 228,1 kN/mb (51,6%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 56,9$ kN/mb

$T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 56,9$ kN/mb = 40,9 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 45,48$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 45,5$ kNm/mb = 32,7 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,42$ cm, wtórne $s'' = 0,08$ cm, całkowite $s = 0,50$ cm

$s = 0,50$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (49,9%)

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	147,2	147,2	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	117,8	281,6	0,42	51,6	0,00	117,8	281,6	0,42	51,6

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	113,7	0,0	56,9	0,00	0,0	0,00	113,7	0,0	56,9	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,69 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **9.2.11 poz. 9.11 Ława fundamentowa F-11****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.2 [5,60kN/0,90m]	9,33	1,20	11,20
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ² ·(3,18m)·0,5]	7,08	1,20	8,50
6.	Obc. z poz. 4,1 [42,50 kN/1,60m]	26,56	1,20	31,87
7.	Obc. z poz. 4,1 [35,73 kN/1,60m]	22,33	1,20	26,80
	Σ :	107,72	1,17	125,85

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna** $B = 1,00 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$ $B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 369,8 \text{ kN/mb}$ $N_r = 149,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb}$ (50,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 72,3 \text{ kN/mb}$ $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 72,3 \text{ kN/mb} = 52,0 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 72,28 \text{ kNm/mb}$ $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 72,3 \text{ kNm/mb} = 52,0 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,50 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,59 \text{ cm}$ $s = 0,59 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm}$ (59,3%)

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,8	149,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]
1	149,8	369,8	0,41	50,0	0,00	149,8	369,8	0,41	50,0

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	144,6	0,0	72,3	0,00	0,0	0,00	144,6	0,0	72,3	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 13,6 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 13,6 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (3,7\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.12 poz. 9.12 Ława fundamentowa F-12

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.2 [5,60kN/0,90m]	9,33	1,20	11,20
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
	Σ:	51,75	1,13	58,69

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 200,5 \text{ kN/mb}$

$N_r = 71,7 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 200,5 \text{ kN/mb} = 162,4 \text{ kN/mb} \quad (44,2\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 34,5 \text{ kN/mb}$ $T_f = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 34,5 \text{ kN/mb} = 24,8 \text{ kN/mb} \text{ (0,0\%)}$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 20,67 \text{ kNm/mb}$ $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 20,7 \text{ kNm/mb} = 14,9 \text{ kNm/mb} \text{ (0,0\%)}$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,26 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,07 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,33 \text{ cm}$ $s = 0,33 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \text{ (32,5\%)}$

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	119,6	119,6	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	71,7	200,5	0,36	44,2	0,00	71,7	200,5	0,36	44,2

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q_{fT} [kN/mb]	m_T	[%]
1	68,9	0,0	34,5	0,00	0,0	0,00	68,9	0,0	34,5	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **9.2.13 poz. 9.13 Ława fundamentowa F-13**

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1 [51,67kN/1,60m]	32,29	1,20	38,75
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
	Σ :	74,71	1,15	86,24

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna** $B = 0,70 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$ $B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 240,2 \text{ kN/mb}$

$$N_r = 102,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 240,2 \text{ kN/mb} = 194,5 \text{ kN/mb} \quad (52,5\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 49,3 \text{ kN/mb}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 49,3 \text{ kN/mb} = 35,5 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{ob,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{ub,2} = 34,51 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 34,5 \text{ kNm/mb} = 24,8 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,37 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,07 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,45 \text{ cm}$

$$s = 0,45 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (44,8\%)$$

Napężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	145,8	145,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	102,0	240,2	0,42	52,5	0,00	102,0	240,2	0,42	52,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	98,6	0,0	49,3	0,00	0,0	0,00	98,6	0,0	49,3	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,49 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ **9.2.14 poz. 9.14 Ława fundamentowa F-14****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47

4.	Obc. z poz. 3.3 [9,54kN/m*1,76m*0,5] [8,400kN/m]	8,40	1,20	10,08
	Σ:	50,82	1,13	57,57

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fN} = 200,5 kN/mb $N_r = 70,6 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 200,5 \text{ kN/mb} = 162,4 \text{ kN/mb} \quad (43,5\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q_{fT} = 33,9 kN/mb $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 33,9 \text{ kN/mb} = 24,4 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M_{oB,2} = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M_{uB,2} = 20,34 kNm/mb $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 20,3 \text{ kNm/mb} = 14,6 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,25 cm, wtórne s'' = 0,07 cm, całkowite s = 0,32 cm

 $s = 0,32 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (32,0\%)$

Naprężenia:

Nr	typ	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	117,7	117,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q _{fN} [kN/mb]	m _N	[%]
1	70,6	200,5	0,35	43,5	0,00	70,6	200,5	0,35	43,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	67,8	0,0	33,9	0,00	0,0	0,00	67,8	0,0	33,9	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A_s = 0,27 cm²/mb

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm}$ co $20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.15 poz. 9.15 Ława fundamentowa F-15

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 10,30 m $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 10,30 \text{ m}]$	46,97	1,10	51,67
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 10,30 m $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 10,30 \text{ m}]$	5,87	1,30	7,63
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m $[23,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 0,90 \text{ m}]$	4,97	1,10	5,47
	Σ :	57,81	1,12	64,77

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,60 \text{ m}$ $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 200,5 \text{ kN/mb}$

$N_r = 77,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 200,5 \text{ kN/mb} = 162,4 \text{ kN/mb}$ (47,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 37,5 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 37,5 \text{ kN/mb} = 27,0 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 22,50 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 22,5 \text{ kNm/mb} = 16,2 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,29 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,07 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,35 \text{ cm}$

$s = 0,35 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm}$ (35,4%)

Naprężenia:

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	129,7	129,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	77,8	200,5	0,39	47,9	0,00	77,8	200,5	0,39	47,9

Nośność pozioma podłoża:

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{FT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{FT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	75,0	0,0	37,5	0,00	0,0	0,00	75,0	0,0	37,5	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,29 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

9.2.16 poz. 9.16 Ława fundamentowa F-16**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 11,30 m [19,000kN/m ³ ·0,24m·11,30m]	51,53	1,10	56,68
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 11,30 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·11,30m]	6,44	1,30	8,37
3.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m ³ ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m ³ ·(3,18m)·0,5]	7,08	1,20	8,50
5.	Obc. z poz. 4.2 [42,50 kN/1,60m] [26,560kN/m]	26,56	1,20	31,87
6.	Obc. z poz. 4.2 [35,73 kN/1,60m] [22,330kN/m]	22,33	1,20	26,80
	Σ:	118,91	1,16	137,69

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D_{min} = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FN} = 369,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 155,7 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb} \quad (52,0\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 75,2 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 75,2 \text{ kN/mb} = 54,1 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 75,20 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 75,2 \text{ kNm/mb} = 54,1 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,52 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,09 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,62 \text{ cm}$

$s = 0,62 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (61,7\%)$

Naprężenia:

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Nr	typ	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	155,7	155,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q_{fN} [kN/mb]	m_N	[%]
1	155,7	369,8	0,42	52,0	0,00	155,7	369,8	0,42	52,0

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q _{fT} [kN/mb]	m _T	[%]
1	150,4	0,0	75,2	0,00	0,0	0,00	150,4	0,0	75,2	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 14,2$ kN/mbNośność na przebicie $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8$ kN/mb $N_{sd} = 14,2$ kN/mb < $N_{Rd} = 370,8$ kN/mb (3,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,23$ cm²/mbPrzyjęto konstrukcyjnie $\phi 12$ mm co 20,0 cm o $A_s = 5,65$ cm²/mb**9.2.17 poz. 9.17 Ława fundamentowa S-1****zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	Obc. obl. kN
1.	Obc. z p[oz. 6.2 [470,380kN]	470,38	1,20	564,46
	Σ :	470,38	1,20	564,46

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna** $B = 1,40$ m $L = 1,40$ m $H = 0,40$ m $B_s = 0,60$ m $L_s = 0,24$ m $e_B = 0,00$ m $e_L = 0,00$ m

Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,10$ m $D_{min} = 1,10$ m

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **z = 0,40 m**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 1508,8$ kN $N_r = 632,4$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 1508,8$ kN = 1222,1 kN (51,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 302,1$ kN $T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 302,1$ kN = 217,5 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 422,99$ kNm $M_o = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 423,0$ kNm = 304,6 kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,83$ cm, wtórne $s'' = 0,07$ cm, całkowite $s = 0,89$ cm $s = 0,89$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (89,3%)

Napężenia:

Nr	ty p	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	σ_3 [kPa]	σ_4 [kPa]	C [m]	C/C'	a_L [m]	a_P [m]
1	D	314,1	314,1	314,1	314,1	--	--	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]	z [m]	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]
1	615,7	1575,0	0,39	48,3	0,40	632,4	1508,8	0,42	51,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN]	T [kN]	Q _{fT} [kN]	m _T	[%]	z [m]	N [kN]	T [kN]	Q _{fT} [kN]	m _T	[%]
1	604.3	0.0	302.1	0.00	0.0	0.00	604.3	0.0	302.1	0.00	0.0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Pole powierzchni wielokąta $A = 0,38$ m²Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 118,9$ kNNośność na przebicie $N_{Rd} = 328,3$ kN $N_{sd} = 118,9$ kN < $N_{Rd} = 328,3$ kN (36,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,61$ cm²Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 9,05$ cm²

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 7,28$ cm²Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 9,05$ cm²**10 poz. 10.0 Szyb windy**

Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone w postaci siatki z prętami $\Phi 8$ o oczkach 20 x 20 cm ze stali A-IIIN (BST500S) Grubość ścian 20 cm.

Dostarczona stal zbrojeniowa powinna być na budowie składowana na placu magazynowym, na podkładach drewnianych (rozstawionych 2,0-2,5 m) bądź przenośnych stojakach, pod zadaszeniem. Nie wolno układać stali pośrednio na gruncie. Pręty zbrojeniowe należy segregować według klas i gatunków, średnicy i długości.

Przygotowanie i obróbka zbrojenia obejmuje takie czynności jak czyszczenie, prostowanie cięcie, gięcie i montaż. Zbrojenie powinno być oczyszczone, aby zapewnić dobrą współpracę betonu i stali w konstrukcji. Należy więc usunąć z powierzchni prętów zanieczyszczenia smarami, farbą olejną itp.

Oczyszczone i wyprostowane pręty tną się na odcinki długości wynikającej z projektu. Pocięte pręty są następnie wyginane zgodnie z rysunkami zbrojenia podanymi w projekcie. Pręty można wyginać ręcznie kluczem zbrojarskim, wykorzystując trzpienie zamocowane w blacie stołu zbrojarskiego lub za pomocą giętarek ręcznych lub mechanicznych. Wygięte pręty zbrojeniowe i strzemiona montuje się bezpośrednio w deskowaniu lub przygotowuje w postaci szkieletów zbrojeniowych.

Zbrojenia należy układać po sprawdzeniu i odbiorze deskowań przez inspektora budowy. Zbrojenie można układać od razu w deskowaniu. Na ustawionej jednej stronie deskowania wyznacza się rozstaw prętów. Ustawia się pręty pionowe, a następnie, poczynając od spodu, łączy z nimi pręty poziome. Pionowe pręty ścian i słupów przywiązuje się do prętów wystających z fundamentu lub poprzedniej kondygnacji. Długość zakładu powinna być zgodna z projektem. Zbrojenie przed zabetonowaniem należy przedstawić inspektorowi budowy i uzyskać jego pozwolenie na wykonywanie dalszych prac. Zbrojenie powinno być tak usytuowane, aby nie uległo uszkodzeniom i przemieszczeniom podczas układania i

zagęszczania mieszanki betonowej. Do stabilizacji zbrojenia w deskowaniu, w celu zapewnienia wymaganego otulenia prętów betonem, stosuje się różnego rodzaju wkładki i podkładki dystansowe (z zaprawy, stali, tworzyw sztucznych). Zbrojenie powinno być połączone drutem wiązałkowym w sztywny szkielet. Obecnie szkielety zbrojeniowe przygotowuje się najczęściej poza placem budowy i gotowe umieszcza się w deskowaniu. Zbrojenie przed betonowaniem powinno być skontrolowane. Kontrola ta polega na sprawdzeniu zgodności ułożonego zbrojenia z projektem oraz wymaganiami norm. Sprawdza się wymiary zbrojenia, jego usytuowanie (w tym grubość otuliny), rozstaw strzemion, położenie złączy, długość zakotwienia itp. Odbiór zbrojenia i zezwolenie na betonowanie należy odnotować w dzienniku budowy.

Mieszkankę betonową układa się po sprawdzeniu desekowań i rusztowań oraz zbrojenia elementów. Skład mieszanki powinien być zgodny z opracowaną receptą roboczą. Jednym z najważniejszych problemów podczas układania mieszanki jest niedopuszczenie do rozsegregowania jej składników. Dlatego wysokość swobodnego zrzucania mieszanki o konsystencji gęstoplastycznej nie powinna przekraczać 3 m. Im mieszanka jest bardziej ciekła, tym łatwiej rozsegregowuje się. Dlatego mieszanka ciekła powinna być układana przy użyciu rynien lub rur i tak, aby wysokość jej swobodnego opadania nie przekraczała 50 cm.

Elementy betonuje się poziomymi warstwami ciągłymi. Ułożona mieszanka betonowa być zagęszczona za pomocą wibratorów wgłębnych. Gdy cała powierzchnia wibrowanej mieszanki pokryje się zaczynem cementowym, wibrowanie można zakończyć. Buława nie powinna dotykać deskowania ani zbrojenia.

Powierzchnia betonu w miejscu przerwy roboczej powinna być prostopadła do kierunku naprężeń głównych. Powierzchnię tę należy starannie przygotować do połączenia betonu stwardniałego z betonem nowym. Wymaga to usunięcia z powierzchni stwardniałego betonu luźnych okruchów betonu oraz warstwy szklawa cementowego i przepłukania wodą.

Dojrzewający beton należy pielęgnować:

- Chronić jego odsłonięte powierzchnie przed szkodliwym działaniem czynników atmosferycznych, szczególnie wiatru i promieni słonecznych (mrozu),
- Utrzymywać w stałej wilgotności – siedem dni w przypadku cementu portlandzkiego,

Obciążenie zabetonowanej konstrukcji przez ludzi, lekki sprzęt transportowy i deskowanie

Dopuszcza się po osiągnięciu przez beton wytrzymałości co najmniej 2,5 MPa, pod warunkiem, że odkształcenie deskowania nie spowoduje rys i uszkodzeń w niedojrzałym betonie.

10.1 poz. 10.1 Płyta nadszymbia

Zaprojektowano płytę żelbetową wylewaną na mokro z betonu C20/25 zbrojone prętami $\Phi 10$ ze stali A-IIIIN (BST500S) co 20 cm, Grubość płyty 15 cm. Klasa ekspozycji betonu XC1

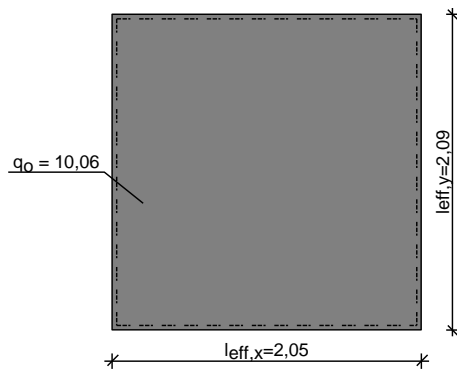
Wentylację szybu należy wykonać w następujący sposób :

- w płycie nadszymbia należy wykonać otwór $\varnothing 200$ mm.
- min. pow. otworu wentylacyjnego 290 cm^2
- przewód wentylacyjny wyprowadzić ponad dach.

Zestawienie oddziaływań kN/m^2

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 25 cm [2,0kN/m ³ ·0,25m]	0,50	1,20	0,60
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,05	1,30	0,07
3.	Papa na podłożu betonowym posypana żwirkiem, podwójnie	0,15	1,30	0,19
4.	Obc. od podwieszenia [10kN/(1,94/1,90)]	3,21	1,30	4,17
5.	Obciążenie montażowe (dla konstrukcji żelbetowych i prefabrykowanych) [0,750kN/m ²]	0,75	1,20	0,90
6.	Płyta żelbetowa grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
	Σ :	8,41	1,20	10,06

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{\text{eff},x} = 2,05 \text{ m}$

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{\text{eff},y} = 2,09 \text{ m}$

Grubość płyty 15,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{\text{Sd},x,p} = 1,60 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{\text{Sk},x} = 1,34 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk},x,lt} = 1,34 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{\text{ox},\text{max}} = 10,31 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y) $Q_{\text{ox}} = 6,57 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{\text{Sd},y} = 1,54 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{\text{Sk},y} = 1,29 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{\text{Sk},y,lt} = 1,29 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{\text{oy},\text{max}} = 10,31 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x) $Q_{\text{oy}} = 6,44 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

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

Wilgotność środowiska $\text{RH} = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$, $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$, $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęsle w kierunku x $\phi_{\text{d},x} = 8 \text{ mm}$

Średnica prętów w przęsle w kierunku y $\phi_{\text{d},y} = 8 \text{ mm}$

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{\text{nom},g} = 15 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{\text{nom},d} = 15 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{\text{lim}} = l_{\text{eff}}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,70 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 8$ co $20,0 \text{ cm}$** o $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{\text{Sd},x} = 1,60 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd},x} = 13,41 \text{ kNm/mb}$ (11,9%)

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

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{Sd},x} = 10,31 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd},x} = 83,41 \text{ kN/mb}$ (12,4%)

Kierunek y:

Przeszło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,60 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 8 \text{ co } 20,0 \text{ cm}$ o $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,20\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{\text{sd,y}} = 1,54 \text{ kNm/mb} < M_{\text{Rd,y}} = 12,57 \text{ kNm/mb}$ (12,3%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{\text{cr}} > M_{\text{sky}}$)

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{\text{sd,y}} = 10,31 \text{ kN/mb} < V_{\text{Rd1,y}} = 78,90 \text{ kN/mb}$ (13,1%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{\text{Sk,lt}}$: $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 0,26 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 10,25 \text{ mm}$ (2,6%)

10.2 poz. 10.2 Ściany szybu

Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe gr. 20 cm wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1, zbrojone w postaci siatki z prętami $\Phi 8$ o oczkach 20 x 20 cm ze stalui A-IIIN (BST500S).

10.3 poz. 10.3 Płyta podszybia

Zaprojektowano płytę podszybia żelbetową wylewaną na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC2), zbrojone w postaci siatki z prętami $\Phi 16$ o oczkach 15 x 15 cm ze stalui A-IIIN (BST500S) Grubość płyty 45 cm.

zestawienie oddziaływań kN - szyb windy

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	γ_f	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 10.1 $[6,57 \text{ kN/m} \cdot (1,90 \text{ m} + 1,94 \text{ m}) \cdot 2]$	50,46	1,20	60,55
2.	Obc. ze ścian szybu $[(2,34 \text{ m} + 1,90 \text{ m}) \cdot 2 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,95 \text{ m}]$	337,08	1,10	370,79
3.	Ciężar tynku $[(2,34 \text{ m} + 1,90 \text{ m}) \cdot 2 \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,95 \text{ m}]$	25,62	1,30	33,31
4.	Obc. z F-1	20,30	1,30	26,39
5.	Obc. siłą F2 $[12,60 \text{ kN} \cdot 4]$	50,40	1,30	65,52
6.	Oddziaływanie na posadzkę podszybia $[29,2 \text{ kN/m}^2 / (1,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m})]$	29,20	1,30	37,96
	Σ :	513,06	1,16	594,52

Zebranie oddziaływań z płyty podszybia kN – ściana przy wejściu [F-11]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	F-11 $[107,72 \text{ kN/m} \cdot 3,55 \text{ m}]$	382,41	1,20	458,89

Zebranie oddziaływań z płyty podszybia kN – sciana prawa [F-3]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	F-3 $[107,53 \text{ kN/m} \cdot 3,40 \text{ m}]$	365,60	1,17	427,75

Zebranie oddziaływań z płyty podszybia kN – sciana prawa [F-6]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	F-6 $[87,45 \text{ kN/m} \cdot 3,50 \text{ m}]$	306,08	1,16	355,05

Zebranie oddziaływań z płyty podszybia kN - sciana tylna [F-12.1]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	Obc. obl. kN/m
1.	F-12.1 $[42,42 \text{ kN/m} \cdot 2,99 \text{ m}]$	126,84	1,12	142,06

$$\Sigma N = 594,52 \text{ kN} + 458,89 \text{ kN} + 427,75 \text{ kN} + 355,05 \text{ kN} + 142,06 \text{ kN} = 1978,27 \text{ kN}$$

$$M[B1] = 427,75 \text{ kN} \cdot 1,32 \text{ m} = 564,63 \text{ kNm}$$

$$M[B2] = 355,05 \text{ kN} \cdot 1,91 \text{ m} = 678,15 \text{ kNm}$$

$$M[L1] = 458,89 \text{ kN} \cdot 1,30 \text{ m} = 596,56 \text{ kNm}$$

$$M[L2] = - 142,06 \text{ kNm} \cdot 1,30 \text{ m} = - 184,68 \text{ kNm}$$

$$M[L] = - 596,63 \text{ kNm} + 184,08 \text{ kNm} = - 412,55 \text{ kNm}$$

$$M[B] = - 564,63 \text{ kNm} + 678,15 \text{ kNm} = + 113,52 \text{ kNm}$$

$$A = 4,63 \text{ m} \cdot 4,69 \text{ m} = 21,71 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{rs}} = 1978,27 \text{ kN} / 20,05 \text{ m}^2 = 98,67 \text{ kN/m}^2$$

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

$B = 4,63 \text{ m}$ $L = 4,69 \text{ m}$ $H = 0,45 \text{ m}$
 $B_s = 2,30 \text{ m}$ $L_s = 2,34 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$ $e_L = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,10 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

WYNIKI-PROJEKTOWANIE**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **$z = 0,40 \text{ m}$** Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fNB} = 13723,8 \text{ kN}$, $Q_{fNL} = 13693,4 \text{ kN}$ **$N_r = 2649,8 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 13693,4 \text{ kN} = 11091,6 \text{ kN} \quad (23,9\%)$**

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 1188,7 \text{ kN}$ **$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 1188,7 \text{ kN} = 855,9 \text{ kN} \quad (0,0\%)$**

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający $M_{oL,1-2} = 412,55 \text{ kNm}$, moment utrzymujący $M_{uL,1-2} = 5539,47 \text{ kNm}$ **$M_o = 412,55 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 5539,5 \text{ kNm} = 3988,4 \text{ kNm} \quad (10,3\%)$**

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,62 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,16 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,78 \text{ cm}$ **$s = 0,78 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm} \quad (78,3\%)$**

Napężenia:

Nr	ty p	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	σ_3 [kPa]	σ_4 [kPa]	C [m]	C/C'	a_L [m]	a_P [m]
1	D	133,1	146,7	97,5	83,8	--	--	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]	z [m]	N [kN]	Q_{fN} [kN]	m_N	[%]
1	2487,2	19126,9	0,13	16,1	0,40	2649,8	13693,4	0,19	23,9

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN]	T [kN]	Q_{fT} [kN]	m_T	[%]	z [m]	N [kN]	T [kN]	Q_{fT} [kN]	m_T	[%]
1	2377,5	0,0	1188,7	0,00	0,0	0,00	2377,5	0,0	1188,7	0,00	0,0

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Pole powierzchni wielokąta $A = 3,14 \text{ m}^2$ Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 461,4 \text{ kN}$ Nośność na przebicie $N_{Rd} = 1126,2 \text{ kN}$ **$N_{Sd} = 461,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 1126,2 \text{ kN} \quad (41,0\%)$**

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne $A_s = 59,08 \text{ cm}^2$ Przyjęto **30 prętów $\phi 16 \text{ mm}$** o $A_s = 60,32 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

TOM III PROJEKT TECHNICZNY KONSTRUKCJI

Zbrojenie potrzebne $A_s = 58,78 \text{ cm}^2$

Przyjęto **30 prętów $\phi 16 \text{ mm}$** o $A_s = 60,32 \text{ cm}^2$