

obliczenia statyczne

i wymiarowanie podstawowych betonowych i żelbetowych elementów budynku

projekt **zamienny** w odniesieniu do pozwolenia na budowę
nr 708/06 z dnia 2006.11.30

1. opis techniczny konstrukcji

1.1. charakterystyka budynku

Obiekt sportowy z zapleczem zaprojektowany na planie dwóch przesuniętych względem siebie prostokątów przy ulicy Kościuszki w Ostrowi Mazowieckiej. Budynek parterowy, z zapleczem socjalno-sanitarnym. Usytuowany w bezpośrednim styku z istniejącym budynkiem Liceum i połączony z nim łącznikiem. Zaplecze przybudowane do projektowanej sali wzdłuż ściany poprzecznej (szczytowej). Wejście i wyjście na boisko bezpośrednio z terenu poprzez łącznik oraz bezpośrednio z sali gimnastycznej.

Nad salą gimnastyczną dach cztero-spadowy oparty na dźwigarach stalowych. Nad zapleczem części środkowej dach drewniany dwu-spadowy. Po stronach skrajnych zaplecza stropodachy.

1.2. parametry techniczne konstrukcji

Zasadnicze wymiary budynku których identyfikacja jest niezbędna przy wykonywaniu obliczeń statycznych:

długość budynku $L = (45.88 + 12.00) = 57.88 \text{ m}$

szerokość budynku $B = 24.88 \text{ m}$ sala gimnastyczna 21.04 m zaplecze

wysokość obiektu od poziomu posadzki 7.60 m

wysokość posadzki nad poziomem terenu 0.58 m

kąt pochylenia dachu sali gimnastycznej i części środkowej zaplecza 27°

kąt pochylenia stropodachu części skrajnych zaplecza 3°

1.3. opis poszczególnych ustrojów konstrukcyjnych

Rola poszczególnych elementów budynku w całokształcie pracy statycznej oraz przenoszeniu obciążeń stałych i zmiennych:

- fundamenty; przekazują obciążenia z budynku na grunt
- ściany fundamentowe; przekazują obciążenia ze ścian nadziemna na ławy i stopy
- ściany nadziemne; przenoszą obciążenia od stropów i dachu
- stropy budynku; przekazanie obciążeń stałych i zmiennych na ściany oraz utworzenie sztywnych tarcz poziomych
- konstrukcja dachu; zewnętrzna osłona budynku oraz przekazanie obciążeń od śniegu i wiatru
- wieńce stropowe; równomierne przekazanie obciążeń ze stropów na ściany budynku
- belki nadprożowe; przeniesienie ciężaru ściany nad otworem
- słupy; zebranie i przeniesienie obciążeń z podciągów
- podciągi; zebranie i przeniesienie obciążeń od ścian i stropów

1.4. obciążenia działające na obiekt

Budynek przenosi następujące obciążenia stałe i zmienne:

- obciążenia stałe pochodzące od ciężaru elementów
- obciążenie zmienne; śnieg
- obciążenie zmienne; wiatr
- obciążenie zmienne użytkowe

1.5. rozwiązania materiałowe

Obiekt zaprojektowano w ogólnie stosowanej technologii tradycyjnej stosując następujące rozwiązania materiałowe:

- ławy i stopy fundamentowe; żelbetowe
- ściany fundamentowe; betonowe (alternatywa-murowane z bloczków)
- ściany zewnętrzne; warstwowe (gazobeton 24 cm+ wełna mineralna 20cm)
- ściany wewnętrzne; murowane grubości 24 cm
- stropodach nad zapleczem (części skrajne) ze spadkami ukształtowanymi grubością warstwy termoizolacyjnej (keramzyt) na

- żelbetowej płycie stropowej
- wieńce: wewnętrzne i zewnętrzne żelbetowe
- słupy; zewnętrzne żelbetowe o przekroju prostokątnym 24/30 cm; narożne żelbetowe 24/60 cm
- podciągi: żelbetowe opuszczone, połączone z płytą stropową
- schody wewnętrzne; żelbetowe płytowe jedno biegowe
- belki nadprożowe; żelbetowe prefabrykowane typu „L-22”
- konstrukcja dachu nad zapleczem (część środkowa) drewniana w układzie krokwiowo-kleszczowym podparta pośrednio płatwiami
- konstrukcja dachu sali gimnastycznej; dwuspadowa na dźwigarach stalowych IPE 330 mm. Węzeł kalenicowy wzmocniony IPE 120 mm na dwóch wieszakach

1.6. posadowienie budynku

Warunki gruntowe (parametry geotechniczne) w poziomie posadowienia budynku ustalono metodą B, zgodnie z PN-81/B-03020, na podstawie opinii geotechnicznej, w oparciu o rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku, w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych.

Proste warunki gruntowe. Pod warstwą gleby grubości występują na nieznacznej powierzchni działki świeże nasypy niekontrolowane nieprzydatne do posadowienia bezpośredniego. Ich miąższość osiąga wartość do 1.90 m. Jest to powierzchnia sztucznie nadsypana szczególnie w pasie od ulicy Kościuszki. Na pozostałej powierzchni działki w poziomie posadowienia i poniżej tego poziomu występują warstwy piasków gliniastych i glin piaszczystych. Posadowienie budynku przewidziano w obrębie tych warstw. Brak niekorzystnych zjawisk geologicznych. Zwierciadło wody gruntowej poniżej poziomu projektowanego posadowienia. Grunt mineralny przydatny dla celów fundamentowania.

Przyjęto poziom posadowienia fundamentów 1.60 m poniżej poziomu terenu. W miejscach występowania nasypów na większej głębokości należy nasyp usunąć i uzupełnić pospółką zagęszczając warstwami grubości 20 cm. Wymagany wskaźnik zagęszczenia $\min I_D = 0.95$.

Alternatywa: usunięty nasyp uzupełnić chudym betonem klasy B-7.5

Niezależnie od danych w projekcie, po wykonaniu wykopów należy na głębokości posadowienia stóp sprawdzić nośność gruntu na obciążenia, przez uprawnionego geologa.

Projektowany budynek zakwalifikowano **do pierwszej kategorii geotechnicznej**.

Na podstawie przeprowadzonych badań geotechnicznych, w poziomie posadowienia (1.60 m) stwierdzono występowanie następujących rodzajów gruntu:

- otwór nr 1
głina piaszczysta małowilgotna, twardoplastyczna o $IL=0.20$
wysokość warstwy 0.80 m (1.10-1.90 m ppt)
- otwór nr 2
głina piaszczysta małowilgotna, twardoplastyczna o $IL=0.10$
wysokość warstwy 1.80 m (1.00-2.80 m ppt)
- otwór nr 3
głina piaszczysta wilgotna, plastyczna o $IL=0.30$
wysokość warstwy 1.30 m (1.30-2.60 m ppt)
- otwór nr 4
piasek gliniasty małowilgotny, półzwarty $IL=0.00$
wysokość warstwy 1.40 m (0.50-1.90 m ppt)
- otwór nr 5
piasek gliniasty małowilgotny, półzwarty $IL=0.00$
wysokość warstwy 1.00 m (0.90-1.90 m ppt)

2. obciążenia zewnętrzne budynku

2.1. obciążenie śniegiem

Zgodnie z PN-80/B-02010:Az1:2006 charakterystyczne obciążenie śniegiem działające na powierzchnię poziomą wynosi:

$$S_k = Q_k C$$

Q_k charakterystyczne obciążenie śniegiem

C współczynnik kształtu dachu

$Q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$ (dla III strefy śniegowej)
 dla dachu o nachyleniu $\alpha = 27^\circ$ współczynnik kształtu dachu C wynosi:
 $C = 0.80 + 0.40(\alpha - 15)/15 = 0.80 + 0.32 = 1.12$
 charakterystyczne obciążenie połaci dachu o nachyleniu $\alpha = 27^\circ$
 $S_k = 1.20 \times 1.12 = 1.34 \text{ kN/m}^2$
 obciążenie obliczeniowe po uwzględnieniu współczynnika obciążenia
 1.50 wynosi:
 $S = 1.34 \times 1.50 = 2.02 \text{ kN/m}^2$

2.2. obciążenie wiatrem dachu

Zgodnie z PN-77/B-02011:Az1:2009 wartość charakterystycznego obciążenia wiatrem połaci dachowych wyznaczamy ze wzoru:

$$P_k = q_k C_e C_\beta$$

q_k charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru

$q_k = 0.30 \text{ kN/m}^2$ (dla I strefy wiatrowej)

C_e współczynnik ekspozycji

teren A otwarty z nielicznymi przeszkodami

ponieważ wysokość budynku $z = 16.00 \text{ m} > 10.00 \text{ m}$, z tablicy 4 normy dla terenu A przyjmujemy:

$$C_e = (0.80 + 0.02 \times 16.00) = 1.12$$

C współczynnik aerodynamiczny

C_z ciśnienie zewnętrzne

$$H = z = 16.00 \text{ m}$$

$$L = 59.22 \text{ m}$$

$$B = 32.90 \text{ m}$$

ponieważ $H/L = 16.00/59.22 = 0.27 < 2.00$

oraz $B/L = 32.90/59.22 = 0.56 < 1.00$

uwzględniono jedynie parcie wiatru na połac dachową tj obciążenie dociążające budynek, rezygnując z obliczeń ssania

$$\text{dla kąta } \alpha = 27^\circ \Rightarrow C_z = 0.30$$

logarytmiczny dekrement tłumienia drgań (dla konstrukcji murowanych),

z tablicy 1 normy odczytano $\Delta = 0.30$

T okres drgań własnych

dla budynków murowanych $T = 0.015H$

$$T = 0.015H = 0.015 \times 16.00 = 0.24 \text{ s}$$

z rys 1 normy odczytano, że budynek nie jest podatny na dynamiczne działanie wiatru, a więc zgodnie z p.5.1. należy przyjąć $\beta = 1.80$

$$P_k = 0.25 \times 1.12 \times 0.30 \times 1.80 = 0.15 \text{ kN/m}^2 \quad \text{dla } \alpha = 27^\circ$$

2.3. obciążenie wiatrem ścian

Zgodnie z PN-77/B-02011 wartość charakterystycznego obciążenia wiatrem ścian wyznaczamy ze wzoru:

$$P_k = q_k C_e C_\beta$$

q_k charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru

$q_k = 0.30 \text{ kN/m}^2$ (dla I strefy wiatrowej)

C_e współczynnik ekspozycji

teren A otwarty z nielicznymi przeszkodami

ponieważ wysokość budynku $z = 16.00 \text{ m} > 10.00 \text{ m}$, z tablicy 4 normy dla terenu A przyjmujemy:

$$C_e = (0.80 + 0.02 \times 16.00) = 1.12$$

C współczynnik aerodynamiczny

C_z ciśnienie zewnętrzne

$$H = z = 16.00 \text{ m}$$

$$L = 59.22 \text{ m}$$

$$B = 32.90 \text{ m}$$

ponieważ $H/L = 16.00/59.22 = 0.27 < 2.00$

oraz $B/L = 32.90/59.22 = 0.56 < 1.00$

uwzględniono parcie i ssanie wiatru na ściany podłużne, rezygnując z obliczeń ścian poprzecznych

$$\text{parcie} \Rightarrow C_z = 0.70$$

$$\text{ssanie} \Rightarrow C_z = 0.40$$

logarytmiczny dekrement tłumienia drgań (dla konstrukcji murowanych),

z tablicy 1 normy odczytano $\Delta = 0.30$

T okres drgań własnych

dla budynków murowanych $T = 0.015H$

$$T = 0.015H = 0.015 \times 16.00 = 0.24 \text{ s}$$

z rys 1 normy odczytano, że budynek nie jest podatny na dynamiczne działanie wiatru, a więc zgodnie z p.5.1. należy przyjąć $\beta = 1.80$

$$P_k = 0.25 \times 1.12 \times 0.70 \times 1.80 = 0.35 \text{ kN/m}^2 \quad \text{parcie}$$

$$P_k = 0.25 \times 1.12 \times 0.40 \times 1.80 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ssanie}$$

3. obciążenia poszczególnych elementów budynku

parametry geometryczne połaci dachowych:

połaci o kącie nachylenia 27°

$$\sin \alpha = \sin 27^\circ = 0.5446$$

$$\cos \alpha = \cos 27^\circ = 0.8387$$

$$\tan \alpha = \tan 27^\circ = 0.6494$$

3.1. słup prostokątny poz.1.1. (sala sportowa)

zestawienie obciążeń stałych w kN:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	pokr. dachu $0.05 \times 6.00 \times 12.00 : 0.8387 =$	4.29	1.2	5.15
2.	łaty drew. $0.023 \times 6.00 \times 12.00 : 0.8387 =$	1.97	1.2	2.37
3.	kontrłaty $0.02 \times 6.00 \times 12.00 : 0.8387 =$	1.72	1.2	2.06
4.	Izolacja term. $0.18 \times 6.00 \times 12.00 : 0.8387 =$	15.45	1.2	18.54
5.	płatwie $2 \times C 200/60/2 \quad 2 \times 0.12 \times 6.00 \times 7 =$	10.08	1.1	11.09
6.	pod suf. z bl. T-18 $; 0.05 \times 6.00 \times 12.00 : 0.8387 =$	4.29	1.2	5.15
7.	dźwigar stal. z IPE 330 $0.49 \times 12.00 : 0.8387 =$	7.01	1.1	7.71
	razem obciążenia stałe $g =$	44.81		52.07
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł. $g =$	45.00		52.10

zestawienie obciążeń zmiennych w kN:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	obciążenie śniegiem $0.97 \times 6.00 \times 12.00 =$	69.84	1.4	97.78
2.	obciążenie technologiczne przyjęto $=$	10.00	1.4	14.00
	razem obciążenia zmienne $=$	79.84		111.78
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł	80.00		112.00
zestawienie obciążeń zmiennych w kN/m:				
3.	obciążenie wiatrem dachu $0.15 \times 6.00 =$	0.90	1.3	1.17
4.	obciążenie wiatrem słupa			
	parcie $0.35 \times 6.00 =$	2.10	1.3	2.73
	ssanie $0.20 \times 6.00 =$	1.20	1.3	1.56

3.2. stopa fundamentowa poz.1.2. (sala sportowa)

zestawienie obciążeń stałych w kN:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	obciążenia od słupa poz. 1.1. charakterystyczne: obliczeniowe:	45.00		52.10
2.	ciężar własny słupa $25.00 \times 0.24 \times 0.30 \times 8.95 =$	16.11	1.1	17.72
	razem obciążenia stałe	56.11		69.82
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł	56.10		69.80

zestawienie obciążeń zmiennych w kN:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	obciążenie śniegiem $0.97 \times 6.00 \times 12.00 =$	69.84	1.4	97.78
2.	obciążenie technologiczne przyjęto $=$	10.00	1.4	14.00
	razem obciążenia zmienne $=$	79.84		111.78
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł	80.00		112.00
zestawienie obciążeń zmiennych w kN/m:				
3.	obciążenie wiatrem dachu $0.15 \times 6.00 =$	0.90	1.3	1.17

4.	obciążenie wiatrem słupa parcie 0.35x6.00= ssanie 0.20x6.00=	2.10 1.20	1.3 1.3	2.73 1.56
----	--	--------------	------------	--------------

Obciążenia stopy wyliczone przez projektanta konstrukcji stalowej dachu (stopa połączona ze słupem przegubowo nieprzesuwnie); wartości obliczeniowe:

- reakcja pionowa 122.00 kN
- reakcja pozioma 143.00 kN

3.3. ława fundamentowa poz.1.3. (sala sportowa)

zestawienie obciążeń stałych w kN/m:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	wieniec żelbetowy 25.00x0.24x0.30=	1.80	1.1	1.98
2.	ściana murowana 12.00x0.24x7.25=	20.88	1.1	22.97
3.	ściana fundament. 24.00x0.24x1.40=	8.06	1.1	8.87
4.	termoizolacja 1.00x0.08x8.95=	0.72	1.2	0.86
5.	ściana murowana 12.00x0.12x7.55=	10.87	1.2	13.05
6.	ściana fundament. 24.00x0.12x1.40=	4.03	1.2	4.84
7.	wyprawa wewn. 19.00x0.015x7.55=	2.15	1.3	2.80
8.	wyprawa zewn. 19.00x0.020x8.95=	3.40	1.3	4.42
	razem obciążenia stałe	51.91		59.79
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł	51.90		59.80

zestawienie obciążeń zmiennych w kN/m:

lp	rodzaj obciążenia	charakter	wsp	obliczen
1.	obciążenie śniegiem 0.97x12.00=	11.64	1.4	16.30
2.	obciążenie technolog. przyjęto=0.50x7.55=	3.78	1.4	5.28
	razem obciążenia zmienne =	15.42		21.58
	przyjęto do obliczeń po zaokrągł	15.40		21.60
zestawienie obciążeń zmiennych w kN/m:				
3.	obciążenie wiatrem dachu 0.15x6.00=	0.90	1.3	1.17
4.	obciążenie wiatrem ściany: parcie 0.35x7.55= ssanie 0.20x7.55=	2.64 1.51	1.3 1.3	3.44 1.96

Obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów wykonano za pomocą programu komputerowego Robot Millenium, zamie-szczając również wersję graficzną.

6. Pozostałe elementy konstrukcyjne

Rozwiązanie pozostałych elementów konstrukcyjnych przedstawiono w formie opisowej, kierując się normowymi zasadami konstruowania, zasadami sztuki budowlanej oraz powszechnie stosowaną praktyką.

6.1. nadproża okienne i drzwiowe

Zaprojektowano typowe belki nadprożowe typu „L-22” o wymiarach poprzecznych: wysokość=22 cm, szerokość stopki=12 cm, grubość ścianek=6 cm. Minimalna długość oparcia na murze=10 cm.

Nadproża drzwiowe typu „D” stosować nad wszystkimi otworami o rozpiętości w świetle do 1.80 m (max długość belki l=2.10 m). Prefabrykat liczony na obustronne obciążenie stropem rozpiętości 6.00 m i ciężarze 3.00 kN/m². oraz obciążenie użytkowe do 4.50 kN/m².

Nadproża okienne typu „N” przewidziano w ścianach zewnętrznych obciążonych stropami. Belki liczone na jednostronne obciążenie stropem o rozpiętości 6.00 m. Nadproża stosować nad wszystkimi otworami okiennymi o rozpiętości w świetle do 2.40 m (max długość=2.70 m).

6.2. wieńce żelbetowe

W poziomie spocznika schodów wieniec 24/24 cm z betonu B-20, zbrojone stalą klasy A-III (34GS) 4 Φ 12 mm oraz strzemionami ze stali klasy A-0 (St0S) Φ 6 mm rozstawionymi co 25 cm. Taki sam wieniec przewidziano w poziomie stropu monolitycznego **na ścianach zewnętrznych** oraz w poziomie górnej monolitycznej płyty stropowej części zaplecza z dachem drewnianym.

W górnej części ścian sali gimnastycznej projektuje się wieniec spinający konstrukcję. Przekrój poprzeczny wieńca 24/30 cm. Zbrojenie i klasa betonu jak dla wieńcy zewnętrznych.

6.3 strop nad zapleczem; płyta monolityczna 2-przęsłowa poz.2.1.

rozpiętość w świetle podpór (ścian) (5.76+5.76) m

rozpiętość efektywna (osiowa) płyty (6.00+6.00) m

Zaprojektowano monolityczny płytowy żelbetowy strop nad całym przyziemiem zaplecza. Grubość płyty przyjęto z warunku sztywności płyt podpartych przegubowo. Minimalna grubość płyt betonowanych na miejscu budowy w obiektach budownictwa powszechnego wynosi 6.00 cm jednak nie może być mniejsza niż wynika to z warunku nieprzekroczenia granicznych wartości ugięć. Decydują jest więc sztywność płyty. Obliczenia przeprowadzono dla płyty o rozpiętości w świetle podpór (ścian) 5.76 m

osiowa rozpiętość dłuższego przęsła $l = 5.76$ m

grubość płyty ustalono przyjmując warunek: stosunek wysokości użytecznej

przekroju płyty d do jej rozpiętości efektywnej l_{eff} wynosi $d/l_{eff} = 0.020-0.025$

stąd $d = 0.022 \times 576 = 12.60$ cm

przyjęto grubość płyty $h = 15.00$ cm

rozpiętość efektywna przęsła $(5.76+0.24)+(5.76+0.24) = (6.00+6.00)$ m

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe płyty w kN/m²:

obciążenia stałe:

masa własna konstrukcji $25.00 \times 0.15 =$	3.75	1.10	4.12
tynek cementowo-wapienny $19.00 \times 0.015 =$	0.29	1.30	0.37
obciążenie sufitem podwieszonym	0.40	1.20	0.48
keramzyt ze spadkiem $6.00 \times 0.25 =$	1.50	1.20	1.80
1xfolia izolacyjna PE grubości 0.2 mm	0.04	1.20	0.05
wylewka cementowa ze spadkiem $21.00 \times 0.06 =$	1.26	1.30	1.64
pokrycie papą termozgrzewalną	0.30	1.20	0.36

razem obciążenia stałe: $g =$ 7.54 1.17 8.82

obciążenia zmienne:

obciążenie śniegiem III strefa $1.20 \times 0.80 =$ 0.96 1.50 1.44

razem obciążenia zmienne $p =$ 0.96 1.50 1.44

razem obciążenia stałe i zmienne $q =$ 8.50 1.24 10.26

wyznaczenie momentu zginającego

moment zginający płyty (pasma szerokości 1,00 m.) obliczony jak dla belki ciągłej dwu przęsłowej o szerokości pasma $b = 1.00$ m

moment podporowy (ujemny)

$M = 0.125ql^2$ q – obciążenie obliczeniowe całkowite

$M = 0.125 \times 10.26 \times 6.00^2 = 46.17$ kNm = 4617 kNcm

moment przęsłowy (dodatni)

$M = 0.096ql^2$ q – obciążenie obliczeniowe całkowite

$M = 0.096 \times 10.26 \times 6.00^2 = 35.46$ kNm = 3546 kNcm

wymiarowanie płyty – warunek nośności

przyjęto **beton klasy B-25** (C-20/25)

$f_{cd} = 13.30$ MPa (wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie)

$f_{ctm} = 2.20$ MPa (wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie)

przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS

$f_{yd} = 350$ MPa (obliczeniowa granica plastyczności)

$f_{yk} = 410$ MPa (charakterystyczna granica plastyczności)

przyjęto wstępnie średnicę prętów zbrojenia głównego $\Phi 12$ mm

grubość otulenia dla środowiska (klasa ekspozycji XC1 środowisko suche)

$C_{min} = 15$ mm, przyjęto $C = 15$ mm

odchyłka montażowa 5-10 mm; przyjęto 5 mm

wysokość użyteczna przekroju:

$d = h - (c + 7) - 0.5\phi = 150 - (15 + 5) - 0.5 \times 12 = 150 - 20 - 6 = 124$ mm = 12.40 cm

przekrój zbrojenia A_{s1} nie może być mniejszy od przekroju minimalnego

$A_{s1min} = 0.26(f_{ctm}/f_{yk})bd$ $A_{s1min} = 0.0013bd$

b - szerokość strefy rozciąganej

d - wysokość użyteczna przekroju
 $0.26 \times (2.20/410) \times 1.00 \times 0.124 = 0.00017 \text{ m}^2 = 1.70 \text{ cm}^2$
 $0.0013 \times 1.00 \times 0.124 = 0.00016 \text{ m}^2 = 1.60 \text{ cm}^2$
 obliczeniowa wartość współczynnika μ
 $\mu = M_{sd} / (b d^2 f_{cd}) = 46160 / (1.00 \times 0.124^2 \times 13300000) = 46170 / 204501 = 0.226$
 $\mu = 0.226 \Rightarrow \zeta = 0.867$
 obliczeniowy przekrój zbrojenia A_{s1}
 $A_{s1} = M_{sd} / (\zeta d f_{yd}) = 461.70 / (0.867 \times 0.124 \times 350) = 461.70 / 37.63 = 12.27 \text{ cm}^2$
 obliczony przekrój zbrojenia spełnia warunki normowe zbrojenia minimalnego
 $A_{s1} = 12.27 \text{ cm}^2 > A_{s1\min} = 1.70 \text{ cm}^2$
przyjęto $\Phi 12 \text{ mm}$, co 9 cm
 $A_s = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 12.27 \text{ cm}^2$

w płytach zbrojonych jednokierunkowo osiowy rozstaw s prętów nośnych nie powinien być większy niż:

$h = 150 \text{ mm} \quad s < 250 \text{ mm}$
 oraz $s < 1.20 h = 1.20 \times 150 = 180 \text{ mm}$
 obydwa warunki normowe są spełnione

pręty rozdzielcze

przyjęto **stal klasy A-0** o znaku St0S
 o $f_{yd} = 190 \text{ Mpa}$

stosunek wytrzymałości stali głównej i poprzecznej $350/190 = 1.84$ warunek normowy (PN-B-03264:2002):

przekrój zbrojenia poprzecznego min 0,10 nośności prętów zbrojenia głównego

wymagany przekrój zbrojenia poprzecznego:

$0.10 \times 12.57 \times 1.84 = 2.31 \text{ cm}^2$
 maksymalny rozstaw prętów $s_{\max} = 30 \text{ cm}$
przyjęto pręty $\Phi 8 \text{ mm}$, co 18 cm o
 przekroju $A_p = 2.79 \text{ cm}^2 > 2.31 \text{ cm}^2$

zalecenia konstrukcyjne

na odcinku min 1/5l (jedna piąta rozpiętości przęsła) od każdego podparcia płyty należy zastosować pręty odgięte (wyprowadzone do górnej strefy płyty)

przyjęto co drugi pręt główny (co 18cm)
 odgięty do górnej strefy płyty, na odcinku:
 $l = 0.20 \times 6.00 = 1.20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$ licząc
 od lica muru (podpór)

na odcinkach 1/4l od lica ścian i podciągu w górnej strefie płyty stropowej, dodatkowe zbrojenie prętami $\Phi 12 \text{ mm}$ co 18 cm, długości $l = 0.25 \times 6.00 = 1.50 \text{ m}$ (zbrojenie umieszczone między prętami odgiętymi).

sprawdzenie stanu granicznego użytkowości

dane wyjściowe do obliczeń: $h = 140 \text{ mm}$ (grubość płyty)
 $d = 124 \text{ mm}$ (wysokość użyteczna przekroju)
 $b = 1.00 \text{ m}$ (szerokość pasma obliczeniowego)
 $l = 5.76 \text{ m}$ (średnia rozpiętość płyt)
 beton klasy B-25 (C-20/25)
 $f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$ (obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie)
 $E_{cm} = 27500 \text{ MPa}$ (współczynnik odcz. podłużnej)
 stal klasy A-III
 $A_{s1} = 11.31 \text{ cm}^2$ (przekrój zbrojenia głównego)
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (współczynnik sprężystości podłużnej stali)
 q – obciążenie całkowite charakterystyczne
 $q = 8.50 \text{ kN/m}$

moment od obciążeń charakterystycznych:

$M_{sd} = 0.096 \times 8.50 \times 5.76^2 = 27.07 \text{ kNm} = 2707 \text{ kNcm}$

efektywna rozpiętość płyty $l_{\text{eff}} = (5.76 + 0.24) = 6.00 \text{ m}$.

stopień zbrojenia płyty w przekroju krytycznym

$\rho_1 = 12.57 / (100 \times 12.40) = 12.57 / 1240 = 0.010\%$

dla tak wyznaczonego stopnia zbrojenia i klasy betonu B-25 odczytujemy wartość podstawową granicznego wskaźnika sztywności (dla $A_s/bd = 12.57 / (100 \times 12.4) = 0.010 = 1.00\%$

$$(l_{eff}/d)_{lim} = 25.00$$

obliczamy kolejno współczynniki:

a_{lim} – graniczna wartość ugięcia

$$a_{lim} = l_{eff} / 250 = 600 / 250 = 2.40 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = (200a_{lim}) / l_{eff} = (200 \times 0.0240) / 6.00 = 7.80 / 6.00 = 1.30$$

w zależności od naprężeń w zbrojeniu przyjęto, że ramie sił wewnętrznych wynosi

$$z = 0.85d = 0.85 \times 0.124 = 0.105 \text{ m.}$$

$$\delta_s = M_{sd} / (z A_s \sigma_s) = 0.02707 / (0.105 \times 0.001257) = 0.02707 / 0.000132 = 205 \text{ MPa}$$

$$\delta_2 = 250 / \delta_s = 250 / 205 = 1.22$$

$$\delta_3 = 1.10 \text{ (dla płyt wolno podpartych)}$$

warunek stanu granicznego w metodzie uproszczonej kontroli ugięcia zapisujemy jako nierówność:

$$l_{eff}/d = 600 / 12.40 = 48.39 > (l_{eff}/d)_{lim} \delta_1 \delta_2 \delta_3 = 25.00 \times 1.30 \times 1.22 \times 1.10 = 43.62$$

wynik wskazuje, że wskaźnik sztywności płyty l_{eff}/d jest bliski wartości granicznej

Przeprowadzony uproszczony sposób kontroli ugięcia płyty jest wystarczający – nie zachodzi potrzeba wykonania obliczeń metodą ścisłą. Ugięcie płyty nie powinno przekroczyć wartości uznanej za graniczną.

uwaga: w celu kompensacji części ugięcia zaleca się nadać płytom stropowym wstępne ugięcie odwrotne. Zalecana odwrotna strzałka ugięcia $a = l/400 = 600/400 = 1.50 \text{ cm}$.

6.4. obciążenia i wymiarowanie płyty stropowej 1-przęsłowej nad zapleczem, poz. 2.2.

Nad zapleczem sali gimnastycznej zaprojektowano płyty stropowe jedno przęsłowe nad korytarzami komunikacyjnymi. Do wymiarowania przejęto obciążenia pochodzące od płyty o większej rozpiętości.

rozpiętość w świetle podpór (ścian) 5.76 m

rozpiętość efektywna (osiowa) płyty 6.00 m

Zaprojektowano monolityczny płytowy żelbetowy strop nad całym zapleczem budynku. Grubość płyty przyjęto z warunku sztywności płyt podpartych przegubowo. Minimalna grubość płyt betonowanych na miejscu budowy w obiektach budownictwa powszechnego wynosi 6.00 cm jednak nie może być mniejsza niż wynika to z warunku nieprzekroczenia granicznych wartości ugięć. Decydują jest więc sztywność płyty.

grubość płyty ustalono przyjmując warunek: stosunek wysokości użytecznej

przekroju płyty d do jej rozpiętości efektywnej l_{eff} wynosi $d/l_{eff} = 0.020-0.025$

$$\text{stad } d = 0.020 \times 576 = 11.52 \text{ cm}$$

przyjęto grubość płyty $h = 15.00 \text{ cm}$

$$\text{rozpiętość efektywna przeseł } (4.56 + 0.24) = 4.80 \text{ m}$$

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe płyty w kN/m²:

obciążenia stałe:

masa własna konstrukcji 25.00x0.15=	3.75	1.10	4.12
tynk cementowo-wapienny 19.00x0.015=	0.29	1.30	0.37
izolacja akustyczna 3 cm 2.00x0.03=	0.06	1.20	0.07
1xfolia izolacyjna PE grubości 0.2 mm	0.04	1.30	0.05
wylewka cementowa grub.5 cm 21.00x0.05 =	1.05	1.30	1.37
płytki ceramiczne gr.10 mm na zaprawie	0.44	1.20	0.53

razem obciążenia stałe: $g = 5.63 \quad 1.16 \quad 6.51$

obciążenia zmienne:

obciążenie użytkowe stropu $2.00 \quad 1.40 \quad 2.80$

razem obciążenia zmienne $p = 2.00 \quad 1.40 \quad 2.80$

razem obciążenia stałe i zmienne $q = 7.63 \quad 1.21 \quad 9.31$

wyznaczenie momentu zginającego

$$\text{rozpiętość efektywna } l_{eff} = (4.56 + 0.24) = 4.80 \text{ m}$$

moment zginający płyty (pasma szerokości 1,00 m.) obliczony jak dla belki jedno przęsłowej swobodnie podpartej o szerokości pasma $b = 1.00 \text{ m}$

moment przęsłowy (dodatni)

$$M. = 0.125ql^2$$

q – obciążenie obliczeniowe całkowite

$$M = 0.125 \times 9.31 \times 6.00^2 = 41.90 \text{ kNm} = 4190 \text{ kNcm}$$

wymiarowanie płyty – warunek nośności

przyjęto **beton klasy B-25 (C-20/25)**

$f_{cd} = 13.30 \text{ MPa}$ (wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie)

$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$ (wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie)

przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS

$f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ (obliczeniowa granica plastyczności stali)

$f_{yk} = 410 \text{ MPa}$ (charakterystyczna granica plastyczności stali)

przyjęto wstępnie średnicę prętów zbrojenia głównego $\Phi 12 \text{ mm}$
grubość otulenia dla środowiska (klasa ekspozycji XC1 środowisko suche)

$C_{min} = 15 \text{ mm}$, przyjęto $C = 15 \text{ mm}$

odchyłka montażowa 5-10 mm; przyjęto 5 mm

wysokość użyteczna przekroju:

$$d = h - (c + 7) - 0.5\phi = 140 - (15 + 5) - 0.5 \times 12 = 150 - 20 - 6 = 124 \text{ mm} = 12.40 \text{ cm}$$

przekrój zbrojenia A_{s1} nie może być mniejszy od przekroju minimalnego

$$A_{s1min} = 0.26(f_{ctm}/f_{yk})bd$$

$$A_{s1min} = 0.0013bd$$

b- szerokość strefy rozciąganej

d -wysokość użyteczna przekroju

$$0.26 \times (2.20/410) \times 1.00 \times 0.124 = 0.00014 \text{ m}^2 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$0.0013 \times 1.00 \times 0.124 = 0.00016 \text{ m}^2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

obliczeniowa wartość współczynnika μ

$$\mu = M_{sd}/(bd^2 f_{cd}) = 41900/(1.00 \times 0.124^2 \times 13300000) = 41900/204501 = 0.205$$

$$\mu = 0.205 \Rightarrow \zeta = 0.884$$

obliczeniowy przekrój zbrojenia A_{s1}

$$A_{s1} = M_{sd}/(\zeta d f_{yd}) = 419.00/(0.884 \times 0.124 \times 350) = 419.00/38.36 = 10.92 \text{ cm}^2$$

obliczony przekrój zbrojenia spełnia warunki

normowe zbrojenia minimalnego

$$A_{s1} = 10.92 \text{ cm}^2 > A_{s1min} = 1.70 \text{ cm}^2$$

przyjęto $\Phi 12 \text{ mm}$, co 10.00 cm

$$A_s = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{s1} = 10.92 \text{ cm}^2$$

w płytach zbrojonych jednokierunkowo osiowy rozstaw s prętów nośnych nie powinien być większy niż:

$$h = 150 \text{ mm} \quad s < 250 \text{ mm}$$

$$\text{oraz } s < 1.20 h = 1.20 \times 150 = 180 \text{ mm}$$

obydwa warunki normowe są spełnione

pręty rozdzielcze

przyjęto **stal klasy A-0** o znaku St0S

o $f_{yd} = 190 \text{ Mpa}$

stosunek wytrzymałości stali głównej i poprzecznej $350/190 = 1.84$ warunek normowy (PN-B-03264:2002):

przekrój zbrojenia poprzecznego min 0,10 nośności prętów zbrojenia głównego

wymagany przekrój zbrojenia

poprzecznego:

$$0.10 \times 10.92 \times 1.84 = 2.01 \text{ cm}^2$$

maksymalny rozstaw prętów $s_{max} = 30 \text{ cm}$

przyjęto pręty $\Phi 8 \text{ mm}$, co 20 cm o

$$\text{przekroju } A_p = 2.51 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2$$

zalecenia konstrukcyjne

na odcinku min 1/10l (jedna dziesiąta rozpiętości przęsła) od każdego podparcia płyty należy zastosować pręty odgięte (wyprowadzone do górnej strefy płyty)

przyjęto co drugi pręt główny (co 10 cm)

odgięty do górnej strefy płyty, na odcinku:

$$l = 0.10 \times 6.00 = 0.60 \text{ m} = 60 \text{ cm} \text{ licząc}$$

od lica muru (podpory)

na odcinkach 1/5l od lica ścian i podciagu w górnej strefie płyty stropowej, dodatkowe zbrojenie prętami $\Phi 12 \text{ mm}$ co 10 cm, długości $l = 0.20 \times 6.00 = 1.20 \text{ m}$ (zbrojenie umieszczone między prętami odgiętymi).

sprawdzenie stanu granicznego użytkowości

dane wyjściowe do obliczeń: $h = 150 \text{ mm}$ (grubość płyty)

$d = 124 \text{ mm}$ (wysokość użyteczna przekroju)

obliczeniowego)

b=1.00 m (szerokość pasma)

l= 4.80 m (średnia rozpiętość płyt)
 beton klasy B-25 (C-20/25)
 $f_{ctm}=2.20$ MPa (obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie)
 $E_{cm}=27500$ MPa (współczynnik okształcalności podłużnej stal klasy A-III)
 $A_{s1} = 9.42$ cm² (przekrój zbrojenia głównego)
 $E_s = 200000$ MPa (współczynnik sprężystości podłużnej stali)
 q – obciążenie całkowite charakterystyczne
 q = 7.63 kN/m

moment od obciążeń charakterystycznych:
 $M_{sd} = 0.125 \times 7.63 \times 4.80^2 = 21.97$ kNm = 2197 kNcm
 efektywna rozpiętość płyty $l_{eff} = (4.56+0.24) = 4.80$ m.
 stopień zbrojenia płyty w przekroju krytycznym
 $\rho_1 = 10.92/(100 \times 12.40) = 10.92/1240 = 0.88\%$
 dla tak wyznaczonego stopnia zbrojenia i klasy betonu B-20 odczytujemy wartość podstawową granicznego wskaźnika sztywności (dla $A_s/bd = 10.92/(100 \times 12.4) = 0.0088 = 0.88\%$
 $(l_{eff}/d)_{lim} = 21.50$ obliczamy kolejno współczynniki:
 a_{lim} – graniczna wartość ugięcia
 $a_{lim} = l_{eff}/250 = 480/250 = 1.92$ cm
 $\delta_1 = (200a_{lim})/l_{eff} = (200 \times 0.0192)/4.80 = 5.84/4.80 = 1.22$
 w zależności od naprężeń w zbrojeniu przyjęto, że ramię sił wewnętrznych wynosi
 $z=0.85d = 0.85 \times 0.124 = 0.105$ m.
 $\delta_s = M_{sd}/(zA_{s1}) = 0.02197/(0.105 \times 0.000942) = 0.02197/0.000989 = 222.14$ MPa
 $\delta_2 = 250/\delta_s = 250/222.14 = 1.13$
 $\delta_3 = 1.10$ (dla płyt wolno podpartych)
 warunek stanu granicznego w metodzie uproszczonej kontroli ugięcia zapisujemy jako nierówność:
 $l_{eff}/d = 426/12.40 = 34.35 > (l_{eff}/d)_{lim} \delta_1 \delta_2 \delta_3 = 21.50 \times 1.22 \times 1.13 \times 1.10 = 32.60$

wynik wskazuje, że wskaźnik sztywności płyty l_{eff}/d jest bliski wartości granicznej

Przeprowadzony uproszczony sposób kontroli ugięcia płyty jest wystarczający – nie zachodzi potrzeba wykonania obliczeń metodą ścisłą. Ugięcie płyty nie powinno przekroczyć wartości uznanej za graniczną.

uwaga: w celu kompensacji części ugięcia zaleca się nadać płytom stropowym wstępne ugięcie odwrotne. Zalecana odwrotna strzałka ugięcia $a = l/400 = 480/400 = 1.20$ cm.

6.5. obciążenia podciągu wewnętrznego 1-przęsłowego poz.2.3.

rozpiętość przęsła w świetle podpór $l = 2.16$ m
 rozpiętość efektywna podciągu $l = (2.16+0.24) = 2.40$ m
 Podciąg przenosi obciążenia przekazywane przez płytę stropową na parterem. Założony przekrój poprzeczny podciągu 24x30 cm. Poprzeczne usztywnienie podciągu monolityczną płytą stropową.
 Schemat statyczny: belka 1-przęsłowa oparta na ścianach murowanych.
 Wszystkie obciążenia przekazywane na podciąg mają charakter obciążeń równomiernie rozłożonych. Różna szerokość obu pasm obciążeniowych.
 szerokość pasma obciążenia $b = (5.76+1.24) \times 0.5 = 7.00 \times 0.5 = 3.50$ m
 obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe podciągu w kN/m:

obciążenia stałe:

masa własna podciągu	$25.00 \times 0.24 \times 0.30 =$	1.80	1.10	1.98
wyprawa tynkarska podciągu	$19.00 \times 0.015 \times 0.97 =$	0.28	1.30	0.36
płyta stropowa nad parterem	$25.00 \times 0.15 \times 3.50 =$	13.12	1.10	14.44
wyprawa tynkarska stropu	$19.00 \times 0.015 \times 3.50 =$	1.00	1.30	1.30
izolacja akustyczna stropu	$2.00 \times 0.03 \times 3.50 =$	0.21	1.20	0.25
wylewka wyrównawcza 5 cm	$21.00 \times 0.05 \times 3.50 =$	3.68	1.30	4.78

plytki ceramiczne gr.1 cm na zaprawie	$0.44 \times 3.50 =$	1.54	1.20	1.85
folia paroizolacyjna stropu	$0.03 \times 3.50 =$	0.10	1.20	0.12
obciążenie stropodachem	$3.80 \times 1.24 =$	4.71	1.20	5.65
obciążenie ścianką kolankową	$12.00 \times 0.24 \times 2.20 =$	6.34	1.10	6.97
termoizolacja ściany	$4.00 \times 0.15 \times 2.40 =$	1.44	1.20	1.73
obciążenie konstrukcją dachu	$0.45 \times 3.50 : 0.8387 =$	1.88	1.20	2.25

razem obciążenia stałe:	$g =$	36.10	1.16	41.70
<u>obciążenia zmienne:</u>				
obciążenie użytkowe poddasza	$2.00 \times 6.00 \times 0.5 =$	6.00	1.40	8.40
obciążenie śniegiem III strefa	$1.20 \times 0.96 \times 3.50 =$	4.03	1.50	6.05
obciążenie wiatrem I strefa	$0.15 \times 3.50 : 0.8387 =$	1.63	1.50	2.45

razem obciążenie zmienne $p =$ **11.70** 1.45 **16.90**

przekrój teowy z półkami po obu stronach:

b_{eff} - szerokość efektywna półki przekroju teowego
 $b_w = 0.24$ m dolna szerokość przekroju
 $b_{1,2}$ = połowa rozpiętości przęsła w świetle
 $b_1 = 5.76 \times 0.5 = 2.88$ m
 $b_2 = 1.24 \times 0.5 = 0.62$ m

l_0 = odległość obliczeniowa między zerowymi wartościami momentów zginających = 0.85 osiowej rozpiętości przęsła = $0.85 \times 2.16 = 1.84$ m
 $b_{eff} = b_w + l_0/5 = 0.24 + 1.84/5 = 0.24 + 0.36 = 0.60$ m

przyjęto $b_{eff} = 0.60$ m

h = grubość płyty stropowej = 0.15 m

$b_{eff1} = 0.60 < 6h = 6 \times 0.15 = 0.90$ m

przyjęto do obliczeń najmniejszą z wartości b_{eff}

przyjęto **$b_{eff} = 0.60$ m**

Obliczenia statyczne i wymiarowanie podciagu przeprowadzono za pomocą programu obliczeniowego *Autodesk Robot Struktural Analysis*.

Uwaga: uwzględniając w programie masę własną elementu, należy zmniejszyć wartość obciążeń stałych przyjmując $g = (36.10 - 1.80) = 34.30$ kN/m (wsp.1.16).

przyjęto **beton klasy B-25** $f_{cd} = 13.30$ MPa

zbrojenie podłużne przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS $f_y = 350$ MPa

zbrojenie poprzeczne przyjęto **stal klasy A-0** znaku St0S $f_y = 190$ MPa

6.6. obciążenia podciagu zewnętrznego 1-przęsłowego poz.2.4.

rozpiętość przęsła w świetle podpór $l = 4.26$

rozpiętość efektywna podciagu $l = (4.26 + 0.24) = 4.50$ m

Podciąg przenosi obciążenia przekazywane przez płytę stropową nad wejściem do zaplecza, a także obciążenia od konstrukcji dachu. Założony przekrój poprzeczny podciagu 24x30 cm. Poprzeczne usztywnienie podciagu monolityczną płytą stropową.

Schemat statyczny: belka 1-przęsłowa oparta na ścianach murowanych.

Wszystkie obciążenia przekazywane na podciąg mają charakter obciążeń równomiernie rozłożonych.

wysokość trójkąta obciążenia stropem $h = 0.5 \times 4.26 \times \tan 45^\circ = 2.13 \times 1.00 = 1.13$ m

szerokość pasma obciążenia prostokątnego $b = 1.13 \times 0.5 = 0.56$ m

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe podciagu w kN/m:

obciążenia stałe:

masa własna podciagu	$25.00 \times 0.24 \times 0.30 =$	1.80	1.10	1.98
wyprawa tynkarska podciagu	$19.00 \times 0.015 \times 0.77 =$	0.22	1.30	0.29
obciążenie płytą stropową	$25.00 \times 0.15 \times 0.56 =$	2.10	1.10	2.31
wyprawa tynkarska stropu	$19.00 \times 0.015 \times 0.56 =$	0.16	1.30	0.21
izolacja akustyczna stropu	$2.00 \times 0.03 \times 0.56 =$	0.03	1.20	0.04
obciążenie ścianą szczytową	$12.00 \times 0.24 \times 3.40 =$	9.79	1.10	10.77
termoizolacja ściany	$4.00 \times 0.15 \times 3.40 =$	2.04	1.20	2.45
obciążenie konstrukcją dachu	$0.45 \times 3.50 : 0.8387 =$	1.88	1.20	2.25

razem obciążenia stałe:	$g =$	18.00	1.13	20.30
<u>obciążenia zmienne:</u>				
obciążenie użytkowe stropu	$2.00 \times 0.56 =$	1.12	1.40	1.57
obciążenie śniegiem III strefa	$1.20 \times 0.96 \times 1.13 =$	1.30	1.50	1.95

obciążenie wiatrem I strefa	$0.15 \times 1.13 : 0.8387 =$	0.20	1.50	0.30
-----------------------------	-------------------------------	------	------	------

razem obciążenie zmienne	$p =$	2.60	1.47	3.80
--------------------------	-------	-------------	------	-------------

Obliczenia statyczne i wymiarowanie podciagu przeprowadzono za pomocą programu obliczeniowego *Autodesk Robot Struktural Analysis*.

Uwaga: uwzględniając w programie masę własną elementu, należy zmniejszyć wartość obciążeń stałych przyjmując $g = (18.00 - 1.80) = 16.20$ kN/m (wsp.1.13).

przyjęto **beton klasy B-25** $f_{cd} = 13.30$ MPa

zbrojenie podłużne przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS $f_y = 350$ MPa

zbrojenie poprzeczne przyjęto **stal klasy A-0** znaku St0S $f_y = 190$ MPa

6.7. obciążenia podciagu zewnętrznego 1-przęsłowego poz.2.5.

rozpiętość przęsła w świetle podpór $l = 5.76$

rozpiętość efektywna podciagu $l = (5.76 + 0.24) = 6.00$ m

Podciąg przenosi obciążenia przekazywane przez płytę stropową nad wejściem do sali gimnastycznej, a także obciążenia od konstrukcji dachu. Założony przekrój poprzeczny podciagu 24x30 cm. Poprzeczne usztywnienie podciagu monolityczną płytą stropową.

Schemat statyczny: belka 1-przęsłowa oparta na ścianach murowanych.

Wszystkie obciążenia przekazywane na podciąg mają charakter obciążeń równomiernie rozłożonych.

wysokość trójkąta obciążenia stropem $h = 0.5 \times 4.26 \times \tan 45^\circ = 2.13 \times 1.00 = 1.13$ m

szerokość pasma obciążenia prostokątnego $b = 1.13 \times 0.5 = 0.56$ m

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe podciagu w kN/m:

obciążenia stałe:

masa własna podciagu	$25.00 \times 0.24 \times 0.30 =$	1.80	1.10	1.98
wyprawa tynkarska podciagu	$19.00 \times 0.015 \times 0.77 =$	0.22	1.30	0.29
obciążenie płytą stropową	$25.00 \times 0.15 \times 0.56 =$	2.10	1.10	2.31
wyprawa tynkarska stropu	$19.00 \times 0.015 \times 0.56 =$	0.16	1.30	0.21
izolacja akustyczna stropu	$2.00 \times 0.03 \times 0.56 =$	0.03	1.20	0.04
obciążenie ścianą szczytową	$12.00 \times 0.24 \times 3.40 =$	9.79	1.10	10.77
termoizolacja ściany	$4.00 \times 0.15 \times 3.40 =$	2.04	1.20	2.45
obciążenie konstrukcją dachu	$0.45 \times 3.50 : 0.8387 =$	1.88	1.20	2.25

razem obciążenia stałe:	$g =$	18.00	1.13	20.30
-------------------------	-------	--------------	------	--------------

obciążenia zmienne:

obciążenie użytkowe stropu	$2.00 \times 0.56 =$	1.12	1.40	1.57
obciążenie śniegiem III strefa	$1.20 \times 0.96 \times 1.13 =$	1.30	1.50	1.95
obciążenie wiatrem I strefa	$0.15 \times 1.13 : 0.8387 =$	0.20	1.50	0.30

razem obciążenie zmienne	$p =$	2.60	1.47	3.80
--------------------------	-------	-------------	------	-------------

Obliczenia statyczne i wymiarowanie podciagu przeprowadzono za pomocą programu obliczeniowego *Autodesk Robot Struktural Analysis*.

Uwaga: uwzględniając w programie masę własną elementu, należy zmniejszyć wartość obciążeń stałych przyjmując $g = (18.00 - 1.80) = 16.20$ kN/m (wsp.1.13).

przyjęto **beton klasy B-25** $f_{cd} = 13.30$ MPa

zbrojenie podłużne przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS $f_y = 350$ MPa

zbrojenie poprzeczne przyjęto **stal klasy A-0** znaku St0S $f_y = 190$ MPa

6.8. żebro stropowe łącznika poz.2.6.

rozpiętość żebra w świetle podpór $l = 4.56$ m

rozpiętość efektywna żebra $l = (4.56 + 0.24) = 4.80$ m

Żebro przenosi obciążenia przekazywane przez płytę stropową nad łącznikiem. Element oddzielony dylatacją od istniejącej szczytowej ściany Liceum. Założony przekrój poprzeczny żebra 24x25 cm. Poprzeczne usztywnienie żebra monolityczną płytą stropową. Schemat statyczny: belka 1-przęsłowa oparta na ścianach murowanych. Wszystkie obciążenia przekazywane na podciąg mają charakter obciążeń równomiernie rozłożonych.

wysokość trójkąta obciążenia stropem $h = 0.5 \times 4.56 \times \tan 45^\circ = 2.28 \times 1.00 = 2.28$ m

szerokość pasma obciążenia prostokątnego $b = 2.28 \times 0.5 = 1.14$ m

obciążenia charakterystyczne i obliczeniowe podciagu w kN/m:

obciążenia stałe:

masa własna żebra	$25.00 \times 0.24 \times 0.30 =$	1.80	1.10	1.98
wyprawa tynkarska żebra	$19.00 \times 0.015 \times 0.27 =$	0.08	1.30	0.10
obciążenie płytą stropową	$25.00 \times 0.15 \times 1.14 \times 0.5 =$	2.16	1.10	2.37
wyprawa tynkarska stropu	$19.00 \times 0.015 \times 0.57 =$	0.16	1.30	0.21

izolacja akustyczna stropu	$2.00 \times 0.03 \times 0.56 =$	0.03	1.20	0.04
obciążenie konstrukcją dachu	$0.35 \times 4.56 \times 0.5 : 0.8387 =$	0.95	1.20	1.14

.....
razem obciążenia stałe: $g =$ **5.20** 1.12 **5.80**

obciążenia zmienne:

obciążenie użytkowe żebra	$0.50 \times 1.14 =$	0.57	1.40	0.80
obciążenie śniegiem III strefa	$1.20 \times 0.96 \times 1.14 \times 0.5 =$	0.66	1.50	0.98
obciążenie wiatrem I strefa	$0.15 \times 1.14 : 0.8387 =$	0.20	1.50	0.30

.....
razem obciążenie zmienne $p =$ **1.40** 1.49 **2.10**

Obliczenia statyczne i wymiarowanie podciągu przeprowadzono za pomocą programu obliczeniowego *Autodesk Robot Structural Analysis*.

Uwaga: uwzględniając w programie masę własną elementu, należy zmniejszyć wartość obciążeń stałych przyjmując $g = (5.20 - 1.80) = 3.40$ kN/m (wsp. 1.12).

przyjęto **beton klasy B-25** $f_{cd} = 13.30$ MPa

zbrojenie podłużne przyjęto **stal klasy A-III** znaku 34GS $f_y = 350$ MPa

zbrojenie poprzeczne przyjęto **stal klasy A-0** znaku St0S $f_y = 190$ MPa

PIŚMIENNICTWO:

1.	PN-82/B-02000	Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
2.	PN-82/B-02001	Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
3.	PN-82/B-02003	Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
4.	PN-80/B-02010 Az1:2006	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
5.	PN-77/B-02011 Az1:2009	Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
6.	PN-81/B-03020	Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
7.	PN-B-03264:2002	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Ostrów Mazowiecka, maj 2013 rok

asystent projektanta:

projektant:

sprawdzający: