KONSTRUKCJA

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. OPIS TECHNICZNY

1. PODSTAWA OPRACOWANIA
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA
3. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE
4. OPIS OGÓLNY PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI
5. OPIS KONSTRUKCYJNY
6. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH
7. UWAGI KOŃCOWE

II. OBLICZENIA STATYCZNE

POZ. 1. OBUDOWA STALOWA WENTYLATORNI NA DACHU
POZ. 2. PŁYTA STROPOWA NAD TRZONEM KOMUNIKACYJNYM; h = 12 cm
POZ. 3. PŁYTA STROPODACHU NAD II PIĘTREM; h = 25 cm
POZ. 4. PŁYTA STROPU NAD I PIĘTREM; h = 26 cm
POZ. 5. PŁYTA STROPU NAD PARTEREM; h = 26 cm
POZ. 6. BELKI ŻELBETOWE
POZ. 7. WIEŃCE ŻELBETOWE
POZ. 8. BELKA - ŚCIANA W OSI D
POZ. 9. SŁUPY ŻELBETOWE
POZ. 10. KLATKA SCHODOWA; h = 18 cm
POZ. 11. DŹWIGI OSOBOWE
POZ. 12. GALERIE KOMUNIKACYJNE
POZ. 13. ŚCIANY ŻELBETOWE; h = 25 cm
POZ. 14. ZADASZENIE PODJAZDU
POZ. 15. FUNDAMENTY

III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

RYS. K1. FUNDAMENTY 1:100
RYS. K2. RZUT PARTERU. STROP NAD PARTEREM 1:100
RYS. K3. RZUT 1. PIĘTRA. STROP NAD 1. PIĘTREM 1:100
RYS. K4. RZUT 2. PIĘTRA. STROP NAD 2. PIĘTREM 1:100

PROJEKT BUDOWLANY

BUDOWY NOWEGO BUDYNKU Z BLOKIEM OPERACYJNYM, SALAMI ZABIEGOWYMI, GABINETAMI SPECJALISTYCZNYMI I IZBĄ PRZYJĘĆ, BUDOWY PRZEWIĄZEK KOMUNIKACYJNYCH, BUDOWY TLENOWNI, ROZBIÓRKI ISTNIEJĄCEJ TLENOWNI, PRZEBUDOWY BUDYNKÓW PAWILONU I, II ORAZ BUDYNKU ADMINISTRACJI WRAZ Z NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ TECHNICZNĄ NA DZIAŁCE NR 137/1, OBRĘB 164 DLA SPECJALISTYCZNEGO SZPITALA IM. E. SZCZEKLIKA W TARNOWIE PRZY ULICY SZPITALNEJ 13 JAKO I ETAP INWESTYCJI -

CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

I. OPIS TECHNICZNY

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

1.1. Zlecenie Inwestora.

1.2. Projekt budowlany - część architektoniczna, opracowany równolegle przez ”AKKA Pracownia Architektoniczna" s.c. w Krakowie, ul. Szlak 65.

1.3. "Geotechniczne warunki posadowienia dla projektu budowlanego budynku i przewiązki w obrębie Szpitala im. Szczeklika, przy ul. Starodąbrowskiej w Tarnowie", opracowane przez dr Jerzego Brzozowskiego w Krakowie we wrześniu 2013 r.

1.4. Ekspertyza techniczna stanu technicznego istniejącego budynku Pawilonu Nr I w związku z projektowaną rozbudową i przebudową Zespołu Szpitalnego im. E. Szczeklika przy ul. Szpitalnej w Tarnowie", oprac. przez mgr inż. Andrzeja Palonka w Krakowie w sierpniu 2013 r.

1.5. Ekspertyza techniczna stanu technicznego istniejącego budynku Pawilonu Nr II w związku z projektowaną rozbudową i przebudową Zespołu Szpitalnego im. E. Szczeklika przy ul. Szpitalnej w Tarnowie", oprac. przez mgr inż. Andrzeja Palonka w Krakowie w sierpniu 2013 r.

1.6. Ekspertyza techniczna stanu technicznego istniejącego Budynku Chirurgii w związku z projektowaną rozbudową i przebudową Zespołu Szpitalnego im. E. Szczeklika przy ul. Szpitalnej w Tarnowie", oprac. przez mgr inż. Andrzeja Palonka w Krakowie w sierpniu 2013 r.

1.7. Ekspertyza techniczna stanu technicznego istniejącego Budynku Administracyjnego w związku z projektowaną rozbudową i przebudową Zespołu Szpitalnego im. E. Szczeklika przy ul. Szpitalnej w Tarnowie", oprac. przez mgr inż. Andrzeja Palonka w Krakowie w sierpniu 2013 r.

1.8. Wytyczne technologiczne dostarczone przez Pracownię AKKA.

1.9. Polskie normy budowlane i literatura techniczna.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Nin. opracowanie stanowi część konstrukcyjną projektu budowlanego przedmiotowej rozbudowy szpitala im. E. Szczeklika w Tarnowie wraz z niezbędną infrastrukturą na działce nr 137/1 obr.164 w Tarnowie, sporządzonego w celu uzyskania pozwolenia na budowę.

Opracowanie zawiera opis techniczny, niezbędne obliczenia statyczne i część rysunkową.

3. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Warunki gruntowe

Pod nasypami budowlanymi (żwir z piaskiem drobnym) o miąższości od 0,6 do 3,4 m wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Ia - wilgotne i twardoplastyczne gliny zwięzłe (I_c = 0,90), występujące na głębokości 0,6 m miąższością 0,4 m (otwór badawczy nr 2) oraz na głębokości od 1,5 do 2,0 m - nieprzewiercone

do głębokości badań (3,5 m pod poziomem terenu) - otwór badawczy nr 2 i 3.

I_b - wilgotne i luźne piaski średnie o I_D = 0,19, występujące lokalnie na głęb. 1,0 m miąższością 0,5 m (otwór nr 2).

II - wilgotne i twardoplastyczne iły (I_c = 0,90), zalegające na głęb. 3,4 m nieprzewiercone do głęb. 4,5 m (otwór nr 1).

Warunki wodne

W okresie badań (02.2013 r.) nawiercono w otworze nr 1 wodę gruntową w obrębie nasypów budowlanych na głęb. 2,6 m.; lustro stabilizowało się na głęb. 2,0 m. W pozostałych otworach badawczych do głębokości badań nie stwierdzono obecności wody gruntowej.

4. OPIS OGÓLNY PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI

Projektuje się nowy budynek o 3 kondygnacjach nadziemnych bez podpiwniczenia, połączony z istniejącymi budynkami szpitala. Od strony zachodniej projektowany obiekt przylega bezpośrednio do istniejącego budynku (Pawilon I) łącznikiem 2-kondygnacyjnym. Pozostałe połączenia z innymi obiektami szpitala (Pawilon II i Bud. Administracji) realizuje się za pośrednictwem galerii komunikacyjnych, prowadzonych w poziomie pierwszego piętra, a dla Budynku Chirurgii od strony południowej - krótką galerią w parterze. Nowy budynek zaprojektowano na rzucie opisanym prostokątem o max. wymiarach zewn. 36,3 $\times$ 22,5 m.

Całkowita wysokość kondygnacji:

- parter 3,60 m
- 1. piętro 3,90 m
- 2. piętro 4,20 m

Na dachu przewidziano obudowę instalacji wentylacyjnej, wykonaną w konstrukcji stalowej.

Zasadniczy układ nośny budynku ścianowo-słupowy, 3-przęsłowy, 3-traktowy, z nośnymi ścianami żelbetowymi zewnętrznymi oraz wewnętrznymi w strefie trzonu komunikacyjnego i przewiązki. Podstawowe szerokości traktów w kier. podłużnym wynoszą w osiach: 9,29 m dla traktu środkowego i 6,00 oraz 6,50 m dla traktów skrajnych. W kier. poprzecznym wymiary wynoszą odpowiednio 8,20 m oraz 6,45 i 7,15 m. Łącznik przy budynku Pawilonu I ścianowy 2-przęsłowy, o osiowej rozpiętości przęseł 5,88 i 2,75 m. Obiekt jest w całości oddylatowany konstrukcyjnie od budynku Pawilonu I oraz od projektowanych galerii komunikacyjnych.

Sztywność przestrzenna konstrukcji zapewniona jest przez dwukierunkowy układ żelbetowych ścian nośnych zewnętrznych i wewnętrznych poszczególnych kondygnacji połączonych z tarczami międzykondygnacyjnych, monolitycznych stropów płytowych, wspieranych układem żelbetowych słupów wylewanych na mokro.

5. OPIS KONSTRUKCYJNY

5.1. Fundamenty

Zakłada się posadowienie bezpośrednie na gruncie rodzimym, w obrębie warstwy geotechnicznej Ia, tj. twardoplastycznych glin zwięzłych.

Pod ścianami nośnymi budynku przewidziano ławy ciągłe betonowe, wylewane na mokro, o wys. h=0,50 m i szerokości wynikającej z obliczeń statycznych, z konstrukcyjnym zbrojeniem podłużnym.

Pod słupami żelbetowymi - stopy trapezowe pojedyncze. Wymiary stóp zróżnicowane, max. BxLxH = 3,40x3,40x0,85 m. Zasadnicza rzędna posadowienia wynosi -2,18 m = 216,70 m n.p.m. Ławy łącznika przy Pawilonie I należy obniżyć uskokami do osiągnięcia poziomu posadowienia Pawilonu. Posadowienie galerii komunikacyjnych na stopach pojedynczych pod słupami nośnymi oraz lokalnie na ławach pod fragmentami ścian nośnych. Rzędne fundamentów przy budynkach sąsiednich należy dostosować do poziomów posadowienia tych budynków.
Zgodnie z treścią opracowania geotechnicznego [1.3], do głębokości prowadzonych badań (3,5 m p.p.t.) nie stwierdzono obecności wody gruntowej. Wyjątkiem jest sąsiedztwo Pawilonu II, gdzie w otworze badawczym nr 1 woda gruntowa wystąpiła w obszarze nasypów na głęb. 2,6 m i tam należy liczyć się z koniecznością odprowadzenia wody z wykopów pod fundamenty galerii komunikacyjnej.
Zasadnicze prace ziemne należy wykonywać w porze suchej, aby zapobiec zamoknięciu gruntu w wykopie. W przypadku lokalnego przekopania, rozluźnienia, zamoknięcia czy przemarznięcia dna wykopu, grunt o naruszonej strukturze należy wybrać i zastąpić zagęszczoną zasypką piaskowo-żwirową lub chudym betonem. Bezpośrednio po wykonaniu wykopów zabezpieczyć dno warstwą chudego betonu gr. 15 cm. Po wykonaniu fundamentów i ścian fundamentowych pozostałości wykopu należy zasypać starannie zagęszczanym urobkiem. Powierzchnię terenu bezpośrednio przy budynku należy splantować ze spadkami od ścian budynku.
Izolację przeciwwilgociową należy dostosować do udokumentowanych warunków wodnych i wykonać wg projektu architektonicznego. W czasie prowadzenia prac ziemnych zapewnić stały nadzór uprawnionego geologa.

5.2. Ściany i słupy

Ściany zewnętrzne żelbetowe, wylewane na mokro grub. 25 cm, zbrojone obustronnie siatką prętów: pionowo #12 co 20 i poziomo #10 co 25 cm.
Ściany wewn. nośne żelbetowe, grub. 25 cm, wylewane na mokro; pozostałe ściany grub. 25 cm murowane z pustaków ceramicznych. Ściany działowe grub.12 cm - murowane z lekkich materiałów ściennych (YTONG).
Słupy nośne wewnętrzne i zewnętrzne żelbetowe, wylewane na mokro, o przekrojach odpowiednio: 40x40, 40x60 i 60x60 cm, zbrojone symetrycznie prętami #18 ÷ #25.
Słupy galerii komunikacyjnych o przekroju kołowym D=25 cm, wylewane na mokro, zbrojone po obwodzie 6 prętami #16.

5.3. Stropy i stropodachy

Wszystkie stropy projektuje się jako płytowe grubości 26 cm, wylewane na mokro, krzyżowo zbrojone prętami #14 i #18, oparte na układzie słupów żelbetowych poszczególnych kondygnacji oraz na ścianach żelbetowych wewnętrznych i zewnętrznych.

5.4. Komunikacja pionowa

Projektuje się wewnętrzną klatkę schodową z parteru na 2. piętro.
Konstrukcja klatki płytowa, żelbetowa, wylewana na mokro. Grubości płyt h=18 cm. W sąsiedztwie klatki schodowej usytuowano szyb dźwigu osobowego obsługujący wszystkie kondygnacje.

Przewidziano również dźwig osobowy z parteru na 1. piętro, zamykający galerię prowadzącą w poziomie 1. piętra do istniejącego Budynku Administracji.
Konstrukcja szybów żelbetowa, wylewana na mokro, ze ścianami zbrojonymi obustronnie krzyżowo.

5.5. Komunikacja pozioma

Obiekt nowo wznoszony łączy się komunikacyjnie z oddalonymi istniejącymi budynkami szpitala galeriami komunikacyjnymi w poziomie 1. piętra (dot. Pawilonu II i Bud. Administracji) oraz krótką galerią w parterze (Bud. Chirurgii). Konstrukcja galerii płytowo-belkowo-słupowa, żelbetowa, wylewana na mokro. Łączna długość galerii wynosi ok. 115 m.

6. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Podstawę obliczeń statycznych stanowią polskie normy budowlane:

[1]	Obciążenia budowli. Obc. stałe	PN-82/B-02001
[2]	Obciążenia budowli. Obc. zmienne technolog.	PN-82/B-02003
[3]	Obciążenie śniegiem	PN-80/B-02010 ze zmianą Az1:2006
[4]	Obciążenie wiatrem	PN-77/B-02011
[5]	Konstrukcje betonowe, żelb. i spręż.	PN-B-03264:2002 z poprawką Ap1:2004
[6]	Konstrukcje murowe	PN-B-03002:2007
[7]	Konstrukcje stalowe	PN-90/B-03200 ze zmianą Az3:1995
[8]	Posadowienie bezpośrednie budowli	PN-81/B-03020
[9]	Konstr. budynków ze ścianami monolit.	BN-79/8812-02

Przyjęto następujące materiały konstrukcyjne:

- beton klasy C20/25 (B25): f_{cd}=13,3 MPa; f_{ctd}=1,00 MPa - fundamenty, ściany, galerie kom.
- beton klasy C30/37 (B37): f_{cd}=20,0 MPa; f_{ctd}=1,33 MPa - pozostałe elem. konstr.
- stal zbrojeniowa klasy A-IIIN (RB500W): E_s=200 GPa; f_{yd}=420 MPa – zbr. główne
- stal zbroj. klasy A-I (St3S): E_s=200 GPa; f_{yd}=210 MPa – zbr. pomocnicze
- stal profilowa klasy A-I (St3SX): E=205 GPa; f_d=215 MPa

Lokalizacja:

- 2. strefa obciążenia śniegiem: s_k = 0,9 kPa
- I strefa wiatrowa q_k = 0,30 kPa
- umowna głębokość przemarzania gruntu: h_z = 1,00 m

Przyjęto następujące charakterystyczne obciążenia użytkowe:

- sale operacyjne 7,00 kN/m^2
- stropodach pod wentylatornią 5,00 kN/m^2
- klatka schodowa 3,00 kN/m^2
- korytarze i pom. biurowe 2,00 kN/m^2
- pozostałe pomieszczenia 3,50 kN/m^2

7. UWAGI KOŃCOWE

7.1. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. nr 81 poz. 463, z dn. 27. 04.2012 r.), **projektowany budynek zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej (obiekt 3-kondygnacyjny, w prostych warunkach gruntowych).**

7.2. Nin. opracowanie zostało wykonane w zakresie umożliwiającym uzyskanie pozwolenia na budowę i nie stanowi wystarczającej podstawy dla realizacji obiektu.

Dla realizacji nin. przedsięwzięcia niezbędne jest opracowanie projektu wykonawczego konstrukcji, zawierającego szczegółowe rysunki konstrukcyjne.

7.3. Obliczenia statyczne wykonano przy wykorzystaniu programów komputerowych wspomagających projektowanie:

- RM – Win 10.31 mini + RM – Żelb 5.25
- Alfa – PlaTo 4.0
- ROBOT Millenium 21.0.

II. OBLICZENIA STATYCZNE

POZ. 1. OBUDOWA STALOWA WENTYLATORNI NA DACHU

Poz. 1.1. Płatwie stalowe

(RM-mini Szpital:poz.1-1)

Obciążenia powierzchniowe dachu		charakt. kN/m^2	γ	oblicz. kN/m^2
- śnieg 2 strefa	0,8×0,9 =	0,72	×1,5	1,08
- pokrycie		0,12	× 1,2	0,15
- obc. montażowe		0,50	× 1,2	0,60
	q_k =	1,34 kN/m^2	q =	1,83 kN/m^2

Obciążenie na 1 belkę stalową (a = 1,50 m)

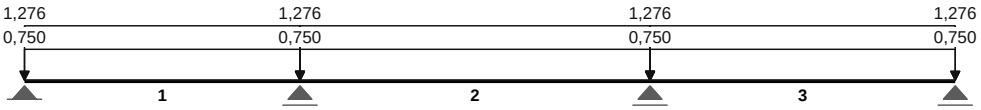
- z dachu 1,83×1,50 = 2,75 kN/m
- ciężar wł. belki 0,25×1,1 = 0,28 kN/m

q = 3,08 kN/m

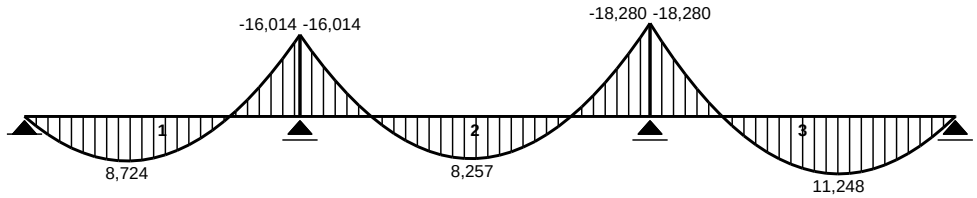
Schemat statyczny

pręt 3-przęsłowy o l_{omax} = 8,20 m, obciążony równomiernie

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE:



MOMENTY:



NAPRĘŻENIA: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Pręt:	x/L:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	SigmaMax/Ro: [MPa]
2 St3S (X,Y,V,W)					
1	0,00	0,000	-0,000	0,000	0,000
	1,00	6,450	103,094	-103,094	**0,503***
2	0,00	0,000	103,094	-103,094	0,503
	1,00	8,200	117,682	-117,682	**0,574***
3	0,00	0,000	117,682	-117,682	**0,574***
	1,00	7,150	-0,000	0,000	0,000

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,000	7,261	7,261	
2	0,000	24,337	24,337	
3	0,000	26,021	26,021	
4	0,000	8,244	8,244	

DEFORMACJE: T.I rzędu
Obciążenia char.: Ciężar wł.+ABCD

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	FIa[deg]:	FIb[deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,337	-0,013	0,0098	659,6
2	-0,0000	0,0000	-0,013	-0,050	0,0120	684,4
3	-0,0000	-0,0000	-0,050	0,493	0,0163	439,6

Poz. 1.2. Rama stalowa; HEB 240

(RM-mini Szpital:poz.1-2)

Obciążenia:

- wiatr (teren B) $C_e = 0,95$
  $C_{z1} = 0,7$ (parcie)
  $C_{z2} = -0,4$ (ssanie)
  $q_k = 0,30$ kN/m^2
  $\beta = 1,8$; $\gamma = 1,5$
  $p_1 = 0,30 \times 0,95 \times 0,7 \times 1,8 \times 1,5 = 0,54$ kN/m^2
  $p_2 = -0,30 \times 0,95 \times 0,4 \times 1,8 \times 1,5 = -0,31$ kN/m^2

Na 1 słup ramy max:

$p_1 = 0,54 \times (8,20+7,15) \times 0,5 = 4,15$ kN/m

$p_2 = -0,31 \times (8,20+7,15) \times 0,5 = -2,38$ kN/m

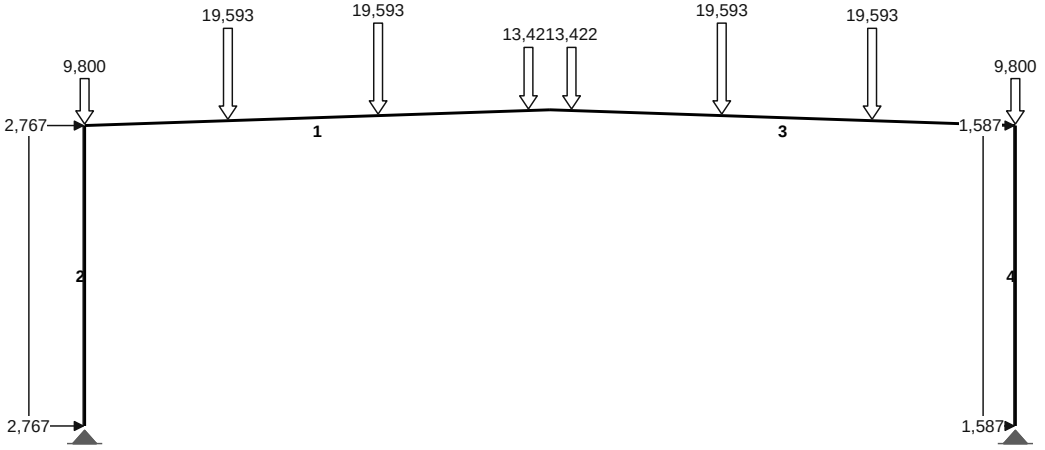
- obc. skupione z płatwi:

  $N_1 = 0,5 \times 26,45 = 13,23$ kN

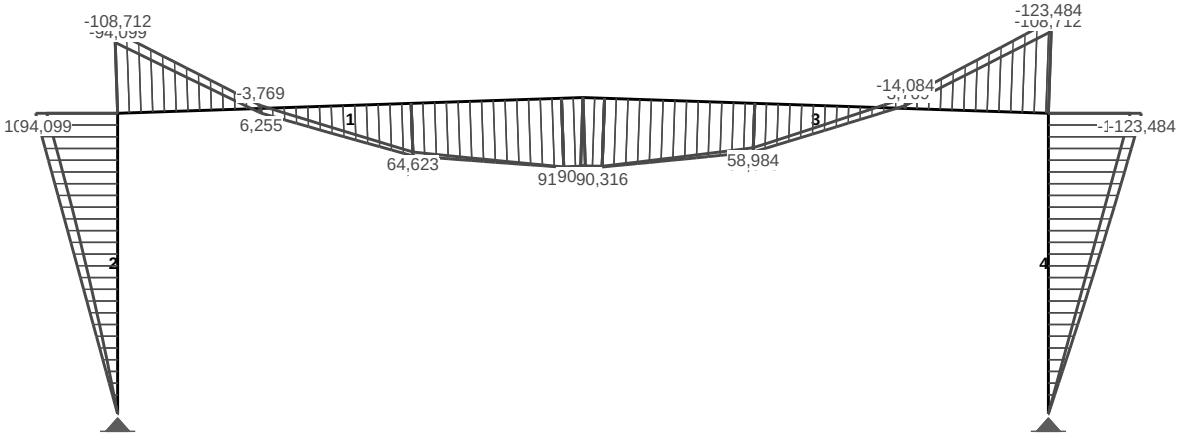
  $N_2 = 26,45$ kN

  $N_3 = 18,12$ kN

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



NAPRĘŻENIA - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	SigmaG: Ro	SigmaD: Ro	Sigma: [MPa]	Kombinacja obciążeń:
1	0,000	**0,547***		112,198	B
	4,433	**-0,494***		-101,294	AB
	4,433		**0,459***	94,167	AB
	0,000		**-0,583***	-119,515	B
2	3,000	**-0,041***		-8,310	AB
	0,000	**-0,606***		-124,206	B
	0,000		**0,524***	107,507	B
	3,000		**-0,042***	-8,608	B
3	4,648	**0,623***		127,804	AB
	0,215	**-0,491***		-100,754	B
	0,215		**0,458***	93,862	B
	4,648		**-0,660***	-135,395	AB
4	0,000	**0,600***		122,952	AB
	3,000	**-0,043***		-8,907	AB
	3,000		**-0,042***	-8,608	B
	0,000		**-0,684***	-140,247	AB

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**36,237***	91,250	98,182		B
	25,141*	88,087	91,604		AB
	36,237	**91,250***	98,182		B
	25,141	**88,087***	91,604		AB
	36,237	91,250	**98,182***		B
5	**-36,237***	91,250	98,182		B
	-44,731*	94,413	104,474		AB
	-44,731	**94,413***	104,474		AB
	-36,237	**91,250***	98,182		B
	-44,731	94,413	**104,474***		AB

* = Wartości ekstremalne

DEFORMACJE: T.I rzędu
Obciążenia char.: Ciężar wł.+AB

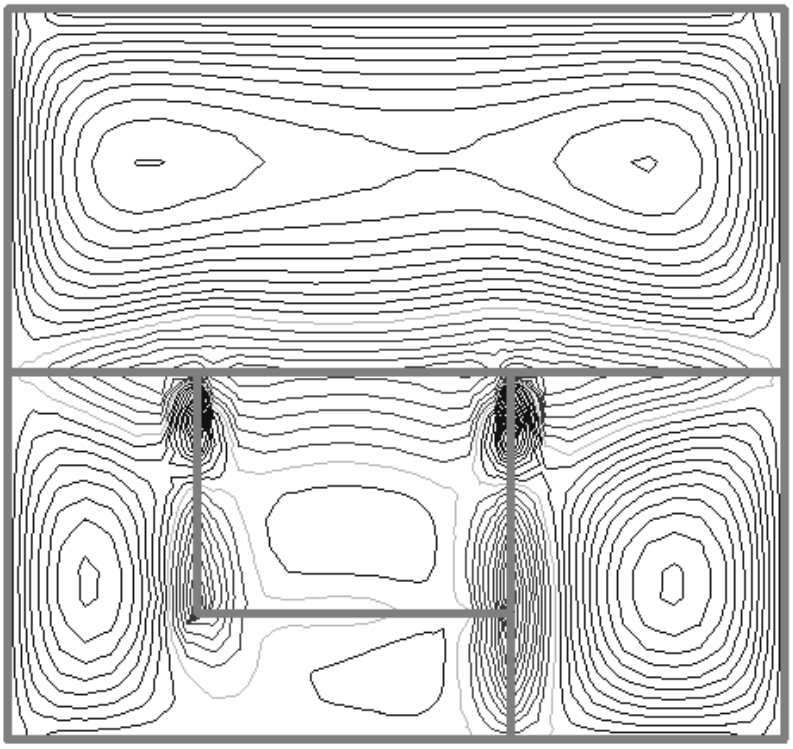
Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	FIa[deg]:	FIb[deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0002	-0,0196	-0,227	0,019	0,0036	1286,9
2	0,0030	-0,0000	-0,227	0,025	0,0017	1799,4
3	-0,0193	0,0000	0,019	0,152	0,0027	1729,3
4	0,0042	-0,0000	0,152	-0,197	0,0024	1275,6

POZ. 2. PŁYTA STROPOWA NAD TRZONEM KOMUNIKACYJNYM; h = 12 cm

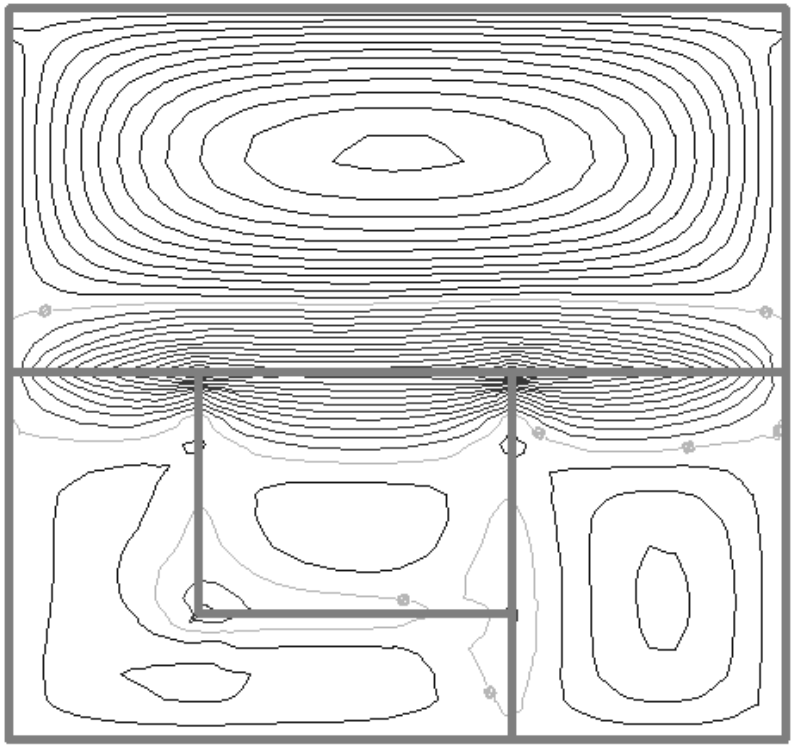
(alfa PlaTo SZPITAL3)

Obciążenia zewnętrzne	charakt. kN/m^2	γ	oblicz. kN/m^2
- śnieg 2. strefa	0,72	×1,5	1,08
- izolacja łącznie	0,50	×1,2	0,60
- obc. montażowe	0,50	×1,2	0,60
- wyprawa cem. – wap.	0,29	×1,3	0,37
- obc. technologiczne nad szybem dźwigowym - wg danych dostawcy			

M_x



M_y



Statyka – wyniki

M_{max} = 6,10 kNm/m
M_{min} = -9,79 kNm/m

Wymiarowanie

Przyjęto konstrukcyjnie zbrojenie krzyżowo dołem i górą nad podporami #10 co 15 cm.

Nad szybem dźwigowym siatka jw. dołem i górą.

POZ. 3. PŁYTA STROPODACHU NAD II PIĘTREM; h = 26 cm

Obciążenia zewnętrzne:		charakt. kN/m^2	γ		oblicz. kN/m^2
a) warstwy stropodachu					
- śnieg 2. strefa 0,8×0,9		0,72	×1,5		1,08
- izolacja łącznie		0,60	×1,2		0,72
- instalacje pod stropem		0,50	×1,2		0,60
- sufit podwieszony		0,25	×1,2		0,30
	g_k =	2,07		g =	2,70
- obc. montażowe w pasie 2-3	q_k =	0,50	×1,2	q =	0,60
- obc. montażowe w pasie 4-6	q_{k1} =	1,00	×1,2	q_1=	1,20
b) warstwy wentylatorni					
- wylewka cementowa 10 cm		2,40	×1,3		3,12
- izolacja łącznie		0,20	×1,2		0,24
- instalacje + sufit podwieszany		0,75	×1,2		0,90
	g_{k1} =	3,35		g_1 =	4,26
- obc. technologiczne	q_{k1} =	5,00	×1,3	q_1 =	6,50
c) obc. technologiczne nad salami operacyjnymi					
- sala 1		5,00	×1,3		6,50
- sala 2		3,50	×1,3		4,55
- sala 3		3,50	×1,3		4,55
d) obciążenie płyty spocznikowej					
- stałe				g =	2,80
- obc. użytkowe	q_k =	3,00	×1,3	q =	3,90
e) obciążenie płyty korytarzowej					
- stałe				g =	2,80
- obc. użytkowe	q_k =	2,00	×1,4	q =	2,80
f) obciążenie płyty korytarzowej w osiach 2-2.1					
- stałe				g =	3,50
- obc. użytkowe	q_k =	2,00	×1,4	q =	2,80

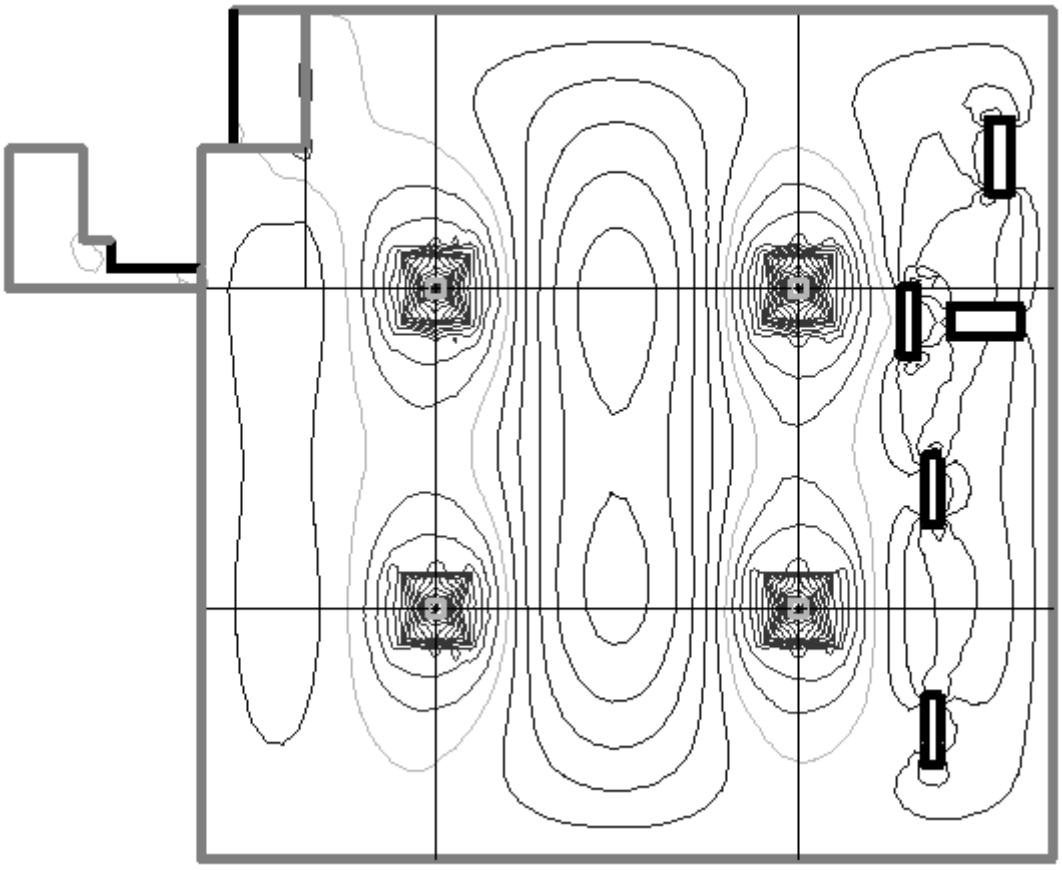
Obciążenia liniowe:

- ze ścian klatki schodowej
  - reakcje z płyty stropowej 6,00 kN/m
  - ciężar ściany z wieńcem 4,5×2,75+1,71 = 14,00 kNm

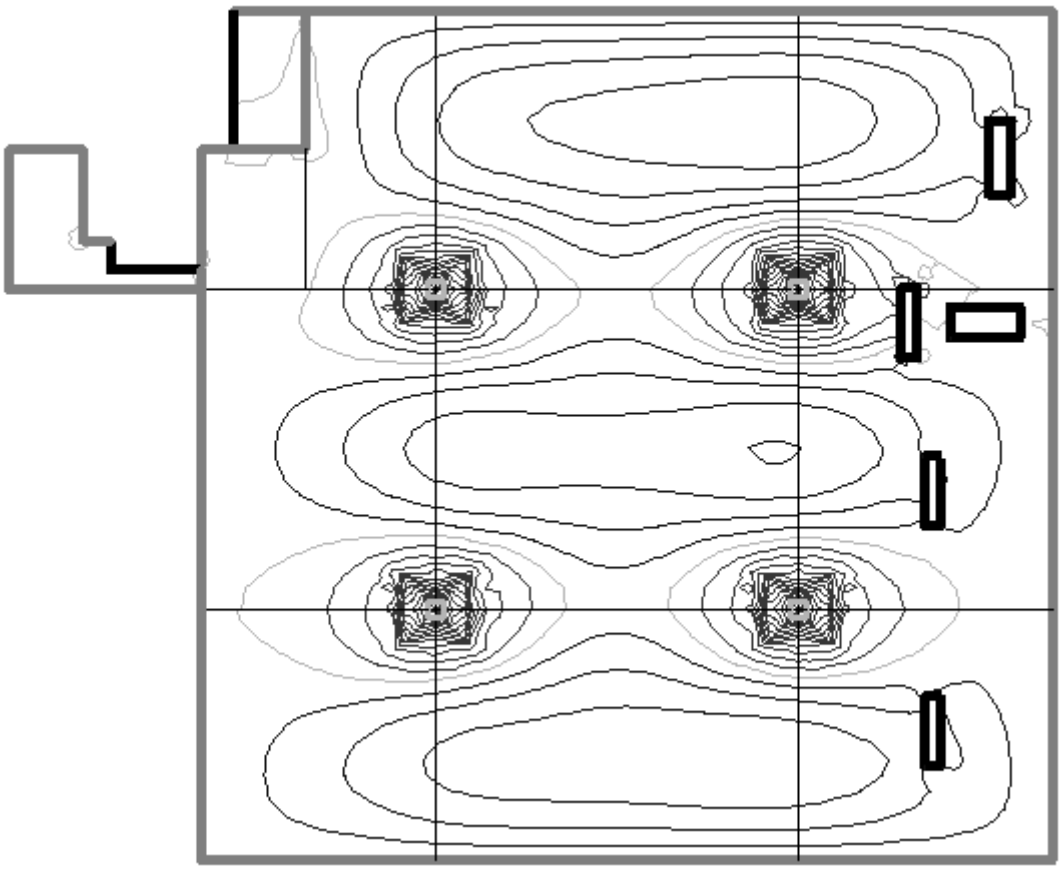
  P_1 = 20,00 kN/m
- reakcja z biegu schodowego P_2 = 25,00 kN/m (na dług. 1,50 m)
- ciężar podwaliny betonowej pod obudowę wentylatorów

  0,25×0,5×25×1,1 = P_3 = 3,50 kN/m

max M_x (alfa PlaTo SZPITA2)



max M_y



Statyka – wyniki (płyty głowicowe B×L×H= 180×180×16 cm – wysięg 70 cm)

Momenty przęsłowe
M_x = 84,39 kNm/m ; $M_{x\,1}$ = 92,13 kNm/m – przy otworze przy osi C
M_y = 72,98 kNm/m

Momenty podporowe
- w licach słupów
  M_x= -420,20 kNm/m ; M_y = -405,10 kNm/m
- w licach płyt głowicowych
  M_{x1}= 223,60 kNm/m ; M_{y1} = 219,60 kNm/m
- nad narożnikiem ścian klatki C2/2.1
  M_{x2}= -64,00 kNm/m ; M_{y2} = -32,40 kNm/m

Wymiarowanie zbrojenia dolnego (kier. x spodem)
dane; h = 26 cm ; d_{min} = 21,0 cm; d_{max} = 22,5 cm (dla #14) - REI120

$A_x = \frac{84{,}39}{0{,}225^2 \times 1{,}0}$ = 1667 kPa → ρ = 0,416%; A_{s1} = 9,36 cm^2/m

Wymiarowanie zbrojenia górnego (kier. x wierzchem)
- w licach słupów

  h = 26+16 = 42 cm ; d_{max} = 39 cm; d_{min} = 37 cm

$A_{max} = \frac{405{,}10}{0{,}37^2 \times 1{,}0}$ = 2959 kPa → ρ = 0,765%; A_{s1} = 28,31 cm^2/m

- w licach płyt głowicowych

  h = 26 cm ; d_{max} = 23,2 cm; d_{min} = 21,3 cm

$A_{max} = \frac{219{,}60}{0{,}213^2 \times 1{,}0}$ = 4840 kPa → ρ = 1,338 %; A_{s1} = 28,50 cm^2/m

Przyjęto zbrojenie:
- **dołem**

- w obu kierunkach #14 co 15 cm o A_{s1} = 10,26 cm^2/m
- płyty głowicowe konstrukcyjnie siatką #14 co 15 cm
- **górą**

- nad słupami w osi 4 siatka #18 co 9 cm o A_{s1} = 28,30 cm^2/m
- nad słupami w osi 3 siatka #18 co 10 cm o A_{s1} = 25,50 cm^2/m
- nad podporami ciągłymi #14 co 18 cm o A_{s1} = 8,55 cm^2/m
- nad narożem ścian klatki C.2/2.1 siatka #14 co 18 cm
- w pasach międzysłupowych 1-kierunkowo #14 co 15 cm (zbrojenie na moment min. 85 kNm/m)

Zbrojenie rozdzielcze #8 co 20 cm.
Wymiary siatek zbrojenia górnego nad słupami 5,00×5,00 m
Przy otworach zbrojenie zagęścić normowo.

Sprawdzenie przebicia:

$N_{Sd\,max}$ = 1390,64 kN ; N_{Rd} = 1330×(0,40+1,16)×2×0,38 = 1576,65 kN
$N_{Rd} > N_{Sd}$ – zbrojenie na przebicie jest zbędne

Sprawdzenie zarysowania:

- przy płycie głowicowej

  $б_s = \frac{0{,}75 \times 223{,}60}{0{,}80 \times 0{,}22 \times 28{,}30 \times 10^{-1}}$ = 336 MPa → $\varphi_{max} \approx 24$ mm > φ_{rzecz} - warunek spełniony

- w przęśle

  $б_s = \frac{0{,}75 \times 84{,}39}{0{,}90 \times 0{,}225 \times 10{,}26 \times 10^{-1}}$ = 305 MPa → $\varphi_{max} \approx 14$ mm = φ_{rzecz} - warunek spełniony

- przy słupie
  $w_k = \beta \times s_m \times \varepsilon_{sm}$
  β = 1,3

$s_m = 50+0{,}25\times0{,}8\times0{,}5\times \dfrac{18}{\dfrac{28{,}30}{2{,}5\times4{,}0\times100}} = 114$; $\varepsilon_{sm} = \dfrac{\sigma_s}{E_s}\left[1-\beta_1\beta_2\left(\dfrac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$

$\dfrac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \dfrac{M_{cr}}{M_{sd}} = \dfrac{f_{ctm}\times W_c}{0{,}75\times420{,}20} = \dfrac{2900\times\dfrac{0{,}42^2\times1{,}0}{6}}{314{,}93} = 0{,}271$

$б_s = \dfrac{0{,}75\times420{,}20}{0{,}85\times0{,}38\times28{,}30\times10^{-1}} = 345$ MPa

$\beta_1 = 1{,}0$; $\beta_2 = 0{,}5$; $\varepsilon_{sm} = \dfrac{345}{200000}\left[1-1{,}0\times0{,}5\times0{,}271^2\right] = 0{,}00165$

$w_k = 1{,}3\times114\times0{,}00165 = 0{,}25$ mm $< w_{k\,lim} = 0{,}3$ mm

Sprawdzenie ugięcia: $a_{max\ (I\ faza)} = 1{,}2$ cm $< a_{lim}$

POZ. 4. PŁYTA STROPU NAD I PIĘTREM; h = 26 cm

Obciążenia zewnętrzne:		charakt. kN/m^2	γ		oblicz. kN/m^2
- posadzka		0,30	×1,2		0,36
- wylewka cement. 5 cm		1,20	×1,3		1,56
- ścianki działowe 1,5×1,25 =		1,88	×1,2		2,26
- izolacja łącznie		0,04	×1,2		0,05
- instalacje podstropowe		0,50	×1,2		0,60
- sufit podwieszony		0,25	×1,2		0,30
	g_k =	4,17		g =	5,13
- obc. użytkowe					
• nad salami operacyjnymi	q_{k1} =	7,00	×1,2	q_1 =	8,40
• nad pozost. pom. w pasie 4-6	q_{k2} =	3,50	×1,3	q_2 =	4,55
• w pasie 2-4	q_{k3} =	2,50	×1,3	q_3 =	3,25
• dod. obc. od ścian dział. w pasie 2-4	q_{k4} =			q_4 =	1,00

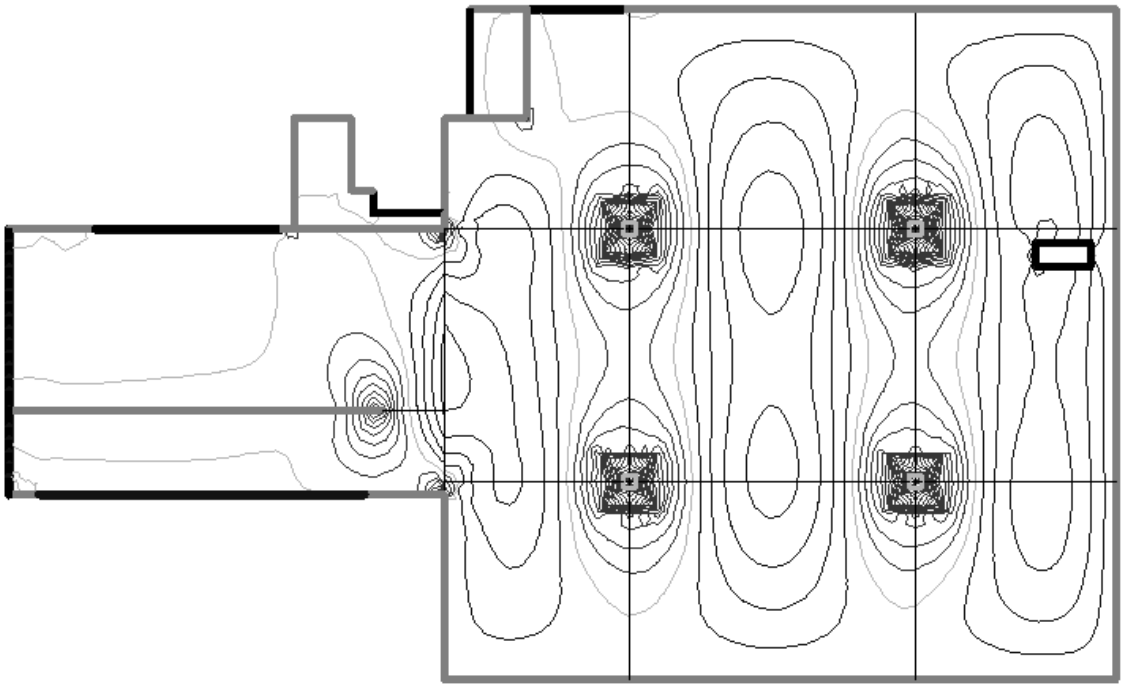
Obciążenie liniowe od ściany zewn. w osi 2

- reakcja średnia ze stropodachu 24,5 kN/m
- ciężar ściany 2. piętra 7,50×5,40 = 40,5 kN/m

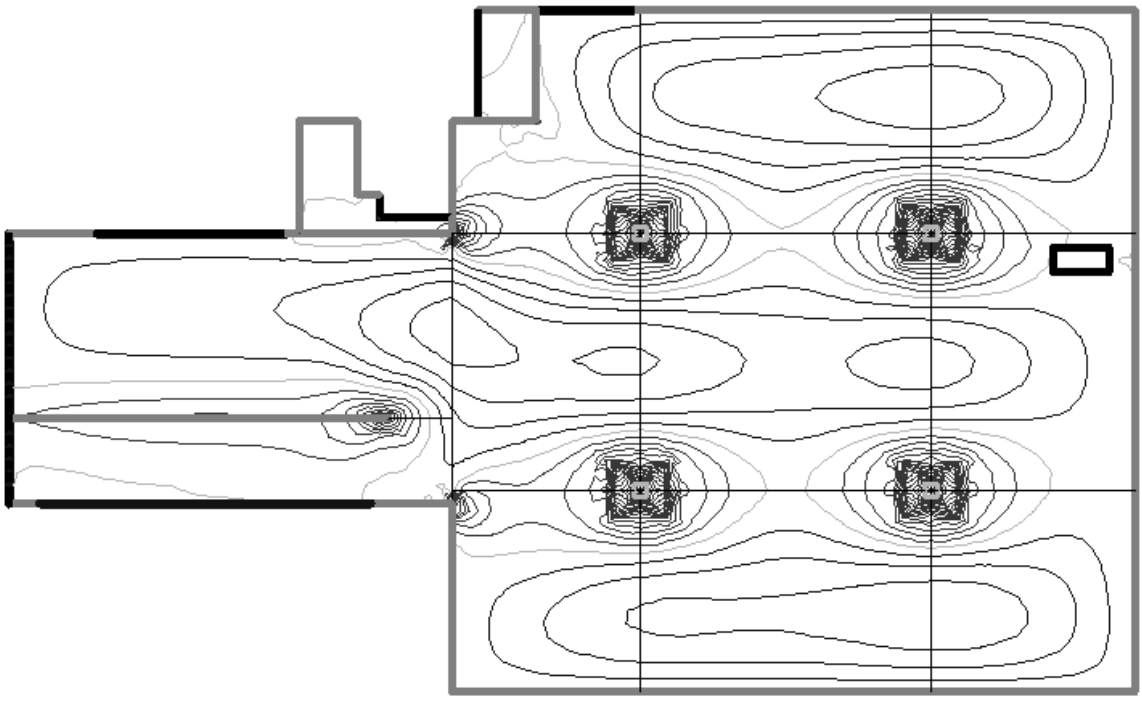
P = 65,0 kN/m

Obciążenia dla płyt stropodachu nad łącznikiem – jak w poz.3a.

max M_x (alfa PlaTo SZPITA1)



max M_y



Statyka – wyniki (płyty głowicowe B×L×H= 180×180×18 cm – wysięg 70 cm)

Momenty przęsłowe
M_x = 69,69 kNm/m
M_y = 70,15 kNm/m

Momenty podporowe
- w licach słupów
  M_x= -410,90 kNm/m ; M_y = -398,70 kNm/m
- w licach płyt głowicowych
  M_{x1}= -222,20 kNm/m ; M_{y1} = -216,90 kNm/m
- nad końcówką ściany w osi B1
  M_{x2}= -140,20 kNm/m ; M_{y2} = -132,10 kNm/m
- nad narożnikami 2/C i 2/B0
  M_{x3}= -195,00 kNm/m ; M_{y3} = -175,00 kNm/m
- nad narożem C2/2.1
  M_{x4}= -56,00 kNm/m ; M_{y4} = -32,90 kNm/m

Wymiarowanie zbrojenia dolnego (kier. x spodem)
dane; h = 26 cm ; d_{min} = 21,0 cm; d_{max} = 22,5 cm (dla #14) - REI120

$A_{max} = \frac{70{,}15}{0{,}21^2 \times 1{,}0}$ = 1591kPa → ρ = 0,395%; A_{s1} = 8,30 cm^2/m

Wymiarowanie zbrojenia górnego (kier. x wierzchem)
- w licach słupów
  h = 26+18 = 44 cm ; d_{min} = 39 cm; d_{max} = 41 cm

$A_{max} = \frac{398{,}70}{0{,}39^2 \times 1{,}0}$ = 2621 kPa → ρ = 0,672%; A_{s1} = 26,21 cm^2/m

- w licach płyt głowicowych
  h = 26 cm ; d_{max} = 23,0 cm; d_{min} = 21,0 cm

$A_{max} = \frac{216{,}90}{0{,}21^2 \times 1{,}0}$ = 4918 kPa → ρ = 1,367 %; A_{s1} = 28,71 cm^2/m

- nad końcówką ściany w osi B1

$A_{max} = \frac{132{,}10}{0{,}21^2 \times 1{,}0}$ = 2995 kPa → ρ = 0,777 %; A_{s1} = 16,32 cm^2/m

- nad narożnikami 2/C i 2/B0

$A_{max} = \frac{195{,}0}{0{,}23^2 \times 1{,}0}$ = 3686 kPa → ρ = 0,978 %; A_{s1} = 22,50 cm^2/m

Przyjęto zbrojenie

- **dołem**

- w obu kierunkach #14 co 15 cm o A_{s1} = 10,26 cm^2/m (nad łącznikiem w kier. x #14 co 25 cm)
- płyty głowicowe konstrukcyjnie siatką #14 co 15 cm

- **górą**

- nad słupami w osi 4 siatka #18 co 9 cm o A_{s1} = 28,30 cm^2/m
- nad słupami w osi 3 siatka #18 co 10 cm o A_{s1} = 25,50 cm^2/m
- nad końcówką ściany w osi B1 siatka #18 co 15 cm o A_{s1} = 17,00 cm^2/m
- nad naroznikami 2/C i 2/B0 siatka #18 co 11 cm o A_{s1} = 23,20 cm^2/m
- nad podporami ciągłymi #14 co 15 cm o A_{s1} = 10,26 cm^2/m
- nad narożem ścian klatki C.2/2.1 siatka #14 co 15 cm
- w pasach międzysłupowych 1-kierunkowo #14 co 15 cm

Zbrojenie rozdzielcze #8 co 20 cm.
Wymiary siatek zbrojenia górnego nad słupami 5,00×5,00 m
Przy otworach zbrojenie zagęścić normowo.

Sprawdzenie przebicia:

$N_{Sd\,max}$ = 1364,97 kN
N_{Rd} = 1330×(0,40+1,20)×2×0,40 = 1702,40 kN
$N_{Rd} > N_{Sd}$ – zbrojenie na przebicie jest zbędne

Sprawdzenie ugięcia:

$a_{max\ (I\ faza)} = 1,0\ cm < a_{lim}$

Sprawdzenie zarysowania:

$$s_m = 50+0,25\times0,8\times0,5\times\frac{18}{\frac{28,30}{2,5\times4,0\times100}} = 114$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1-\beta_1\beta_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = 0,276$$

$б_s$ = 337 MPa

$$\varepsilon_{sm} = \frac{337}{200000}\left[1-1,0\times0,5\times0,276^2\right] = 0,00162$$

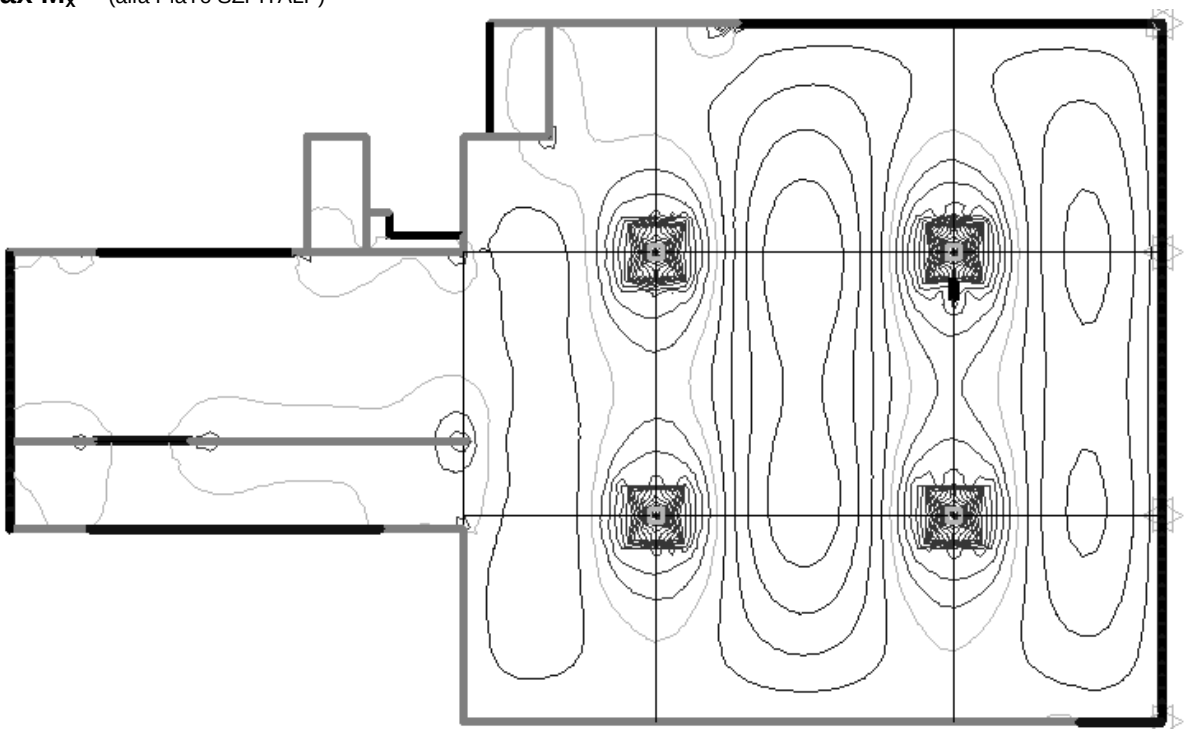
$w_k = 1,3\times114\times0,00162 = 0,24\ mm < w_{k\,lim} = 0,3\ mm$

POZ. 5. PŁYTA STROPU NAD PARTEREM; h = 26 cm

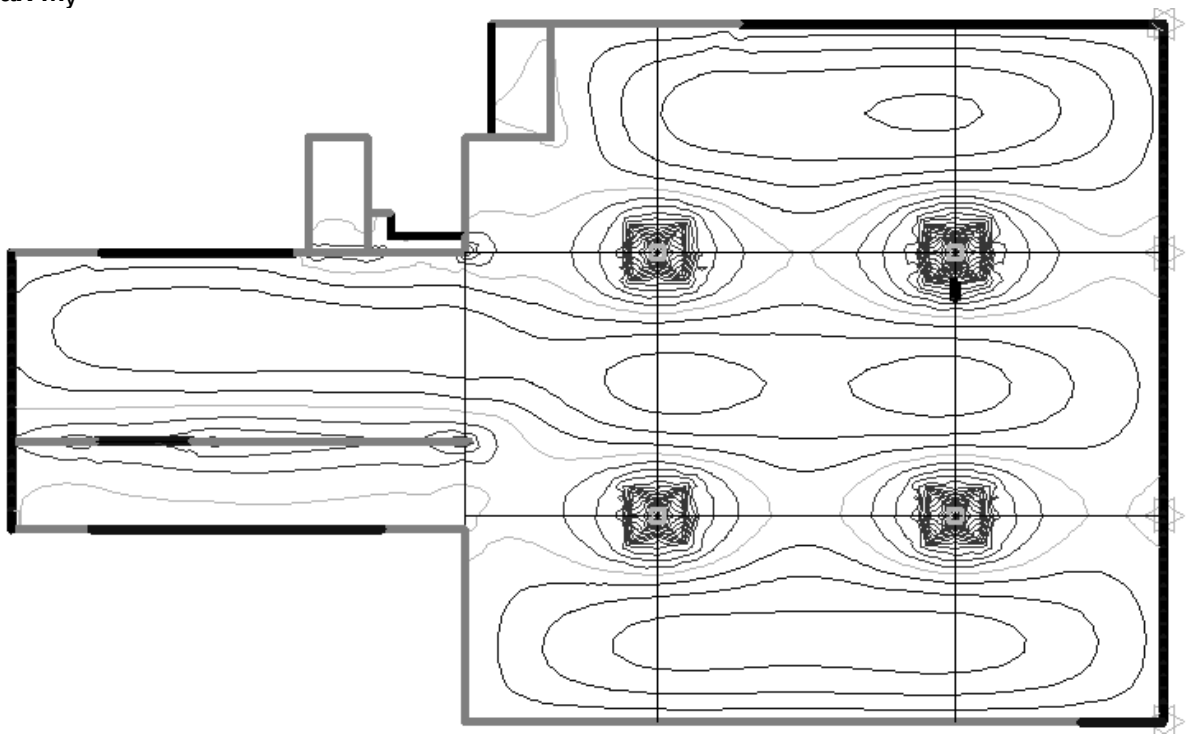
Obciążenia zewnętrzne:		charakt. kN/m^2	γ		oblicz. kN/m^2
- stałe jak w poz. 4	g_k =	4,17		g =	5,13
- obc. użytkowe					
• sale operacyjne	q_k =	3,50	×1,3	q =	4,55
• pozostałe pom.	q_{k1} =	2,50	×1,3	q_1 =	3,25
• dod. obc. od ścian dział. poza salami operacyjnymi				q_2 =	1,00

- obciążenia dla płyty spocznika i korytarza – jak w poz. 4

max M_x (alfa PlaTo SZPITALP)



max M_y



Statyka – wyniki (płyty głowicowe B×L×H= 180×180×18 cm – wysięg 70 cm)

Momenty przęsłowe M_x = 73,94 kNm/m ; M_y = 63,13 kNm/m

Momenty podporowe
- w licach słupów
  M_x= -412,40 kNm/m ; M_y = -398,90 kNm/m
- w licach płyt głowicowych
  M_{x1}= -242,30 kNm/m (przy otworze); M_{y1} = -214,80 kNm/m
- nad końcówką ściany w osi B1
  M_{x2}= -75,60 kNm/m ; M_{y2} = -89,20 kNm/m
- nad narożem 2/B0
  M_{x3}= -86,50 kNm/m ; M_{y3} = -22,10 kNm/m
- nad narożem 2/C
  M_{x4}= -92,40 kNm/m ; M_{y4} = -91,80 kNm/m
- nad narożem C2/2.1
  M_{x5} = -63,30 kNm/m ; M_{y5} = -31,60 kNm/m

Wymiarowanie zbrojenia dolnego (kier. x spodem)
dane – jak w poz. 4

$A_{max} = \frac{73{,}94}{0{,}225^2 \times 1{,}0}$ = 1460 kPa → ρ = 0,362%; A_{s1} = 8,15 cm^2/m

Wymiarowanie zbrojenia górnego (kier. x wierzchem)

- w licach słupów – jak w poz. 4
- w licach płyt głowicowych
  dane – jak w poz. 4

$A_{max} = \frac{242{,}30}{0{,}23^2 \times 1{,}0}$ = 4580 kPa → ρ = 1,256 %; A_{s1} = 28,88 cm^2/m

- nad końcówką ściany w osi B1 i narożem 2/B0

$A_{max} = \frac{89{,}20}{0{,}213^2 \times 1{,}0}$ = 1966 kPa → ρ = 0,493 %; A_{s1} = 10,50 cm^2/m

- nad narożem 2/C

$A_{max} = \frac{91{,}80}{0{,}21^2 \times 1{,}0}$ = 2082 kPa → ρ = 0,525 %; A_{s1} = 11,03 cm^2/m

Przyjęto zbrojenie

- **dołem**

- w obu kierunkach #14 co 15 cm o A_{s1} = 10,26 cm^2/m (nad łącznikiem w kier. x #14 co 25 cm)
- płyty głowicowe konstrukcyjnie siatką #14 co 15 cm

- **górą**

- nad słupami w osi 4 siatka #18 co 9 cm o A_{s1} = 28,30 cm^2/m
- nad słupami w osi 3 siatka #18 co 10 cm o A_{s1} = 25,50 cm^2/m
- nad końcówką ściany w osi B1 siatka #14 co 15 cm
- nad narożnikiem 2/B0 siatka #14 co 15 cm
- nad narożnikiem 2/C siatka #14 co 12,5 cm
- nad podporami ciągłymi #14 co 15 cm
- nad narożem ścian klatki C.2/2.1 siatka #14 co 15 cm
- w pasach międzysłupowych 1-kierunkowo #14 co 15 cm

Zbrojenie rozdzielcze #8 co 20 cm.
Wymiary siatek zbrojenia górnego nad słupami 5,00×5,00 m.
Przy otworach zbrojenie zagęścić normowo.

<u>Sprawdzenie przebicia:</u>

$N_{Sd\,max}$ = 1343,80 kN

N_{Rd} = 1330×(0,40+1,20)×2×0,40 = 1702,40 kN
$N_{Rd} > N_{Sd}$ – zbrojenie na przebicie jest zbędne

<u>Sprawdzenie ugięcia:</u>

$a_{max\ (I\ faza)} = 1{,}0\ cm < a_{lim}$

<u>Sprawdzenie zarysowania:</u>

$w_k = 0{,}24\ mm < w_{k\,lim} = 0{,}3\ mm$

POZ. 6. BELKI ŻELBETOWE

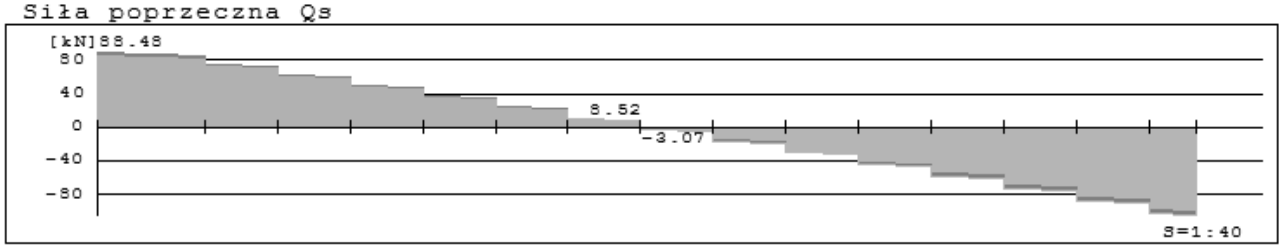
Poz.6.1. Podciąg w osi C - 1. piętro; b×h = 25×110 cm, l_n = 6,05 m

(alfa PlaTo SZPITA1') UZ-3

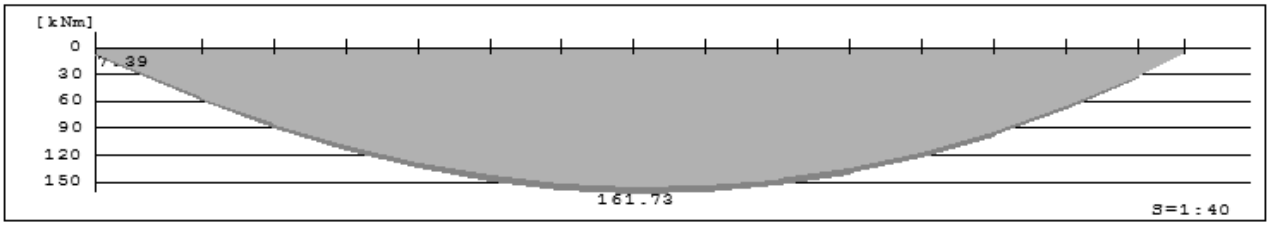
Poz. UZ-3 - Podciąg

Xp = -5.41 m Xk = -11.47 m
Yp = 88.86 m Yk = 88.86 m

Siła poprzeczna Qs



Moment Mt



Wymiarowanie

h = 110 cm ; d = 105 cm; b_w = 25 cm

$A = \frac{161{,}73}{1{,}05^2 \times 0{,}25}$ = 147 kPa → ρ_{min} = 0,25 %; A_{s1} = 6,56 cm^2

Przyjęto **dołem i górą po 4 #16** o A_{s1} = 8,04 cm^2.
Przy powierzchniach bocznych założyć pręty #10 w rozstawach max. 35 cm.

Sprawdzenie ścinania:

V_{Rd1} = 0,35×1,0×1330(1,2+40×0,003)×0,25×1,05 = 161,30 kN
V_{Sdmax} = 103,90 kN < V_{Rd1}

Przyjęto strzemiona 2-ram. ϕ6 co 40 cm na całej dług. belki.

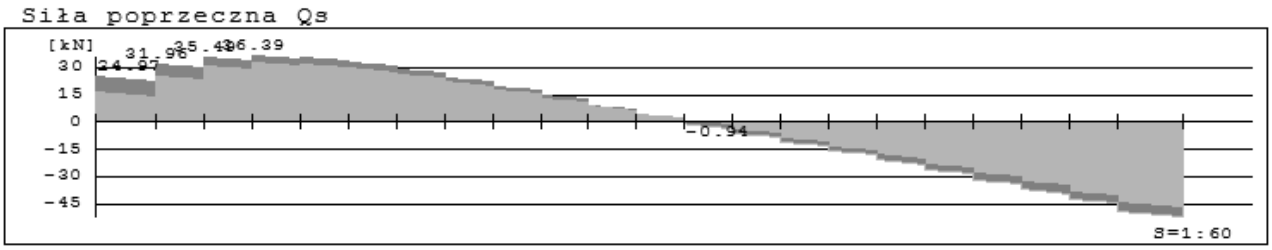
Poz.6.2. Podciąg w osi B0 - 1. piętro; b×h = 25×110 cm, l_n = 9,05 m

(alfa PlaTo SZPITA1') UZ-2

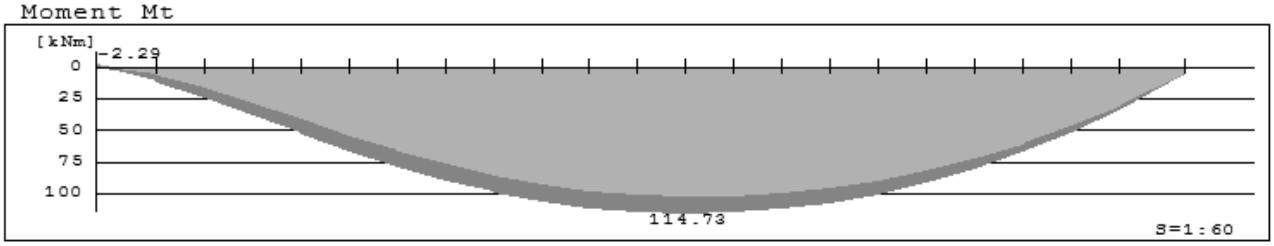
Poz. UZ-2 - Podciąg

Xp = -2.70 m Xk = -11.75 m
Yp = 80.23 m Yk = 80.23 m

Siła poprzeczna Qs



Moment Mt



Wymiarowanie

dane jak w poz. 6.1.

$A = \frac{114{,}73}{1{,}05^2 \times 0{,}25} = 416$ kPa $\rightarrow$ $\rho_{min} = 0{,}25$ %; $A_{s1} = 6{,}56$ cm^2

Przyjęto zbrojenie jak w poz. 6.1.:

dołem i górą po 4 #16 o $A_{s1} = 8{,}04$ cm^2, strzemiona 2-ram. ϕ6 co 40 cm na całej dług. belki.

Poz.6.3. Belka zamykająca przewiązkę przy Pawilonie I - 1. piętro; b×h$_{min}$ = 25×60 cm

(alfa PlaTo SZPITA1') UZ-4

Przyjęto konstrukcyjnie zbrojenie **dołem i górą po 3 #16**.

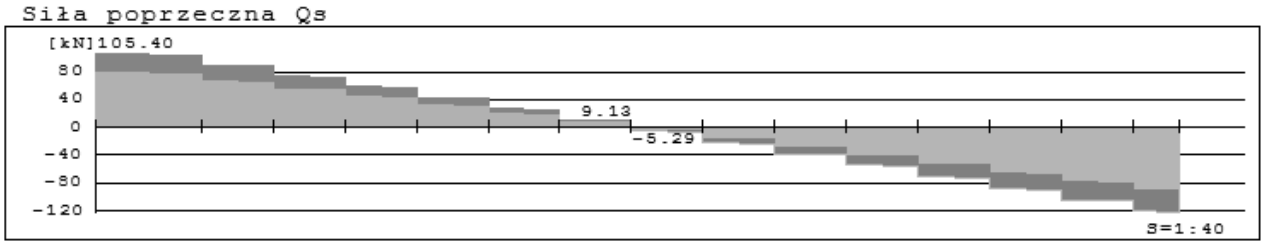
Strzemiona ϕ6 2-ram. co 40 cm na całej długości belki.

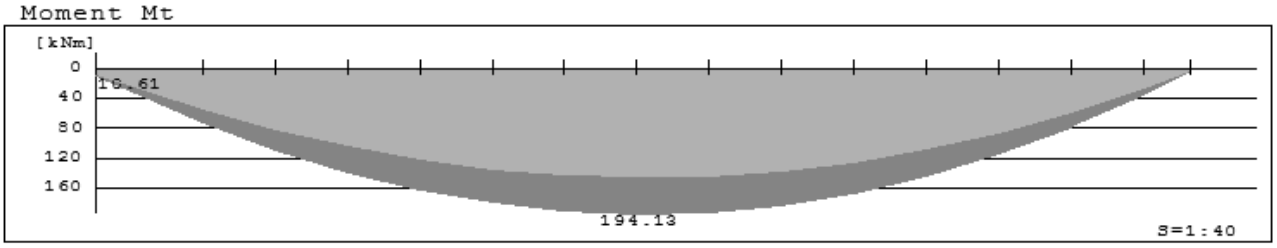
Poz.6.4. Podciąg w osi C - parter; b×h = 25×100 cm, l_n = 6,06 m

(alfa PlaTo SZPITALP) UZ-3

Poz. UZ-3 - Podciąg

Xp = -5.41 m Xk = -11.47 m
Yp = 88.86 m Yk = 88.86 m





Wymiarowanie

h = 100 cm ; d = 95 cm; $b_w = 25$ cm

$A = \frac{194{,}13}{0{,}95^2 \times 1{,}0} = 215$ kPa $\rightarrow$ $\rho_{min} = 0{,}25$ %; $A_{s1} = 5{,}94$ cm^2

Przyjęto zbrojenie jak w poz. 6.1:

dołem i górą po 4 #16 o $A_{s1} = 8{,}04$ cm^2.

Sprawdzenie ścinania:

V_{Rd1} = 0,35×1,0×1330(1,2+40×0,0034)×0,25×0,95 = 147,70 kN

$V_{Sdmax} = 130{,}0$ kN < V_{Rd1}

Przyjęto jak w poz. 6.1: strzemiona 2-ram. ϕ6 co 40 cm na całej dług. belki.

Poz.6.5. Podciąg w osi B0 - parter; b×h = 25×119 cm, l_n = 9,05 m

(alfa PlaTo SZPITALP) UZ-5

Przyjęto zbrojenie jak w poz. 6.2:

dołem i górą po 4 #16 o $A_{s1} = 8{,}04$ cm^2, strzemiona 2-ram. ϕ6 co 40 cm na całej dług. belki.

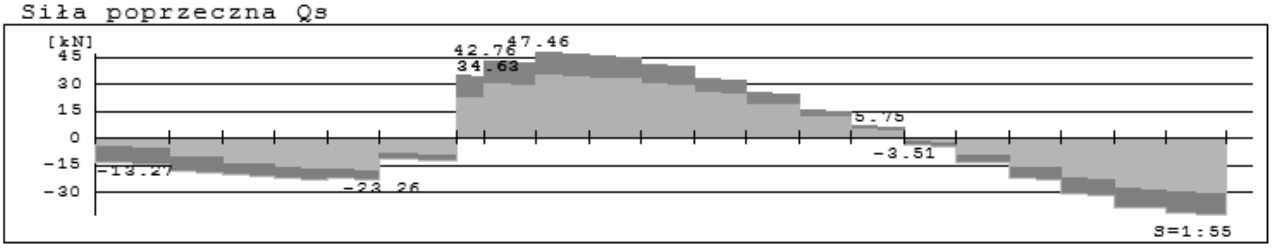
Poz.6.6. Belka zamykająca przewiązkę przy Pawilonie I - parter; b×h = 25×55 cm

(alfa PlaTo SZPITALP) UZ-4

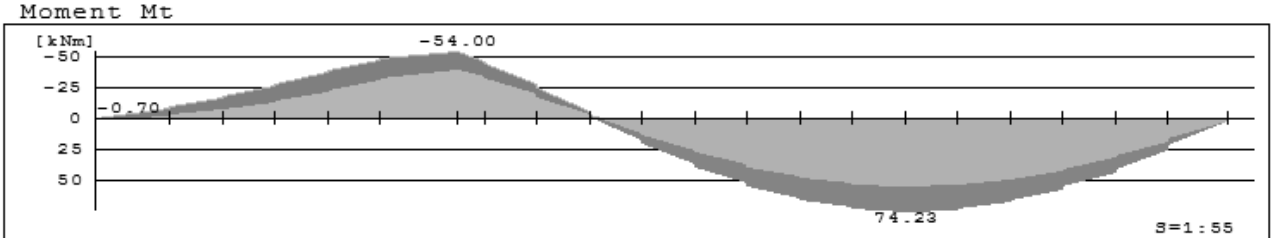
Poz. UZ-4 - Podciąg

Xp = -14.25 m Xk = -14.24 m
Yp = 80.23 m Yk = 88.86 m

Siła poprzeczna Qs



Moment Mt



Wymiarowanie

h = 55 cm ; d = 51 cm; b_w = 25 cm

A = $\frac{74{,}23}{0{,}51^2 \times 0{,}25}$ = 1142 kPa → ρ_{min} = 0,28 %; A_{s1} = 3,57 cm^2

Przyjęto zbrojenie jak w poz. 6.3: **dołem i górą po 3 #16.**
Strzemiona 2-ram. ϕ6 co 35 cm na całej dł. belki.

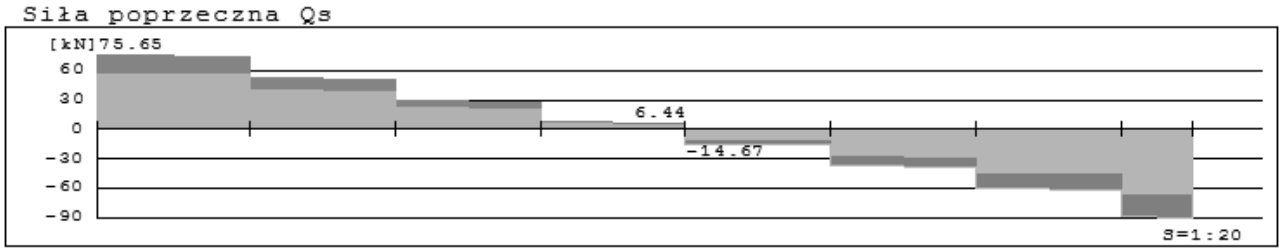
Poz.6.7. Podciąg w osi B1 – parter; b×h = 25×68 cm, l_n = 3,00 m

(alfa PlaTo SZPITALP) UZ-2

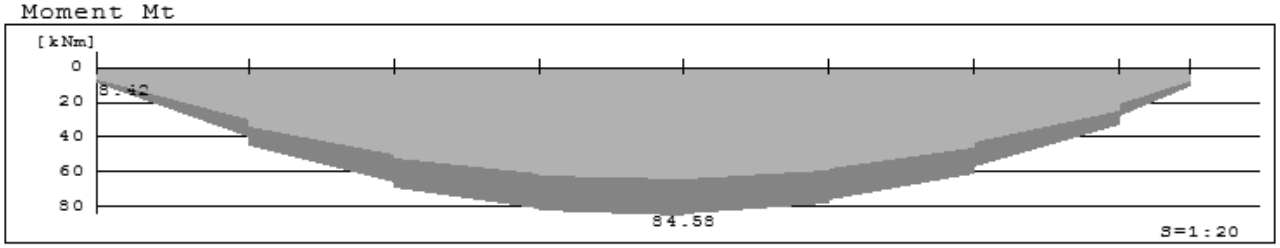
Poz. UZ-2 - Podciąg

Xp = -11.62 m Xk = -8.60 m
Yp = 82.98 m Yk = 82.98 m

Siła poprzeczna Qs



Moment Mt



Wymiarowanie

h = 68 cm ; d = 64 cm; b_w = 25 cm

A = $\frac{84{,}58}{0{,}64^2 \times 0{,}25}$ = 826 kPa → ρ_{min} = 0,25 %; A_{s1} = 4,00 cm^2

Przyjęto zbrojenie:

- **dołem 3 #16** o A_{s1} = 6,03 cm^2
- **górą 2 #16**.

Sprawdzenie ścinania:

V_{Rd1} = 0,35×1,0×1330(1,2+40×0,0037)×0,25×0,64 = 100,40 kN
V_{Sdmax} < V_{Rd1}
Przyjęto strzemiona 2-ram. ϕ6 co 40 cm na całej długości. belki.

Poz.6.8. Podciąg 3-przęsłowy pod ścianę 1. piętra w osi 6; b×h = 25×100 cm (RM-mini: szpital poz6-8)

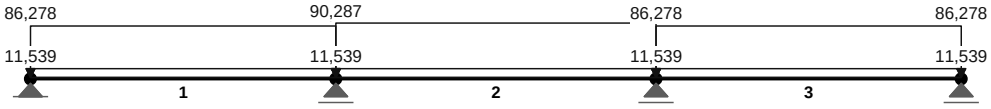
Obciążenia obl. na przęsło środkowe
- ze stropu nad 1. piętrem 0,5×16,83×3,20 = 26,93 kN/m
- ze stropu nad parterem 0,5×6,40×16,53 = 52,90 kN/m
- ciężar ściany zewn. 0,75×6,50×8,0 = 39,00 kN/m

$(g+q)_1$ = 118,83 kN/m

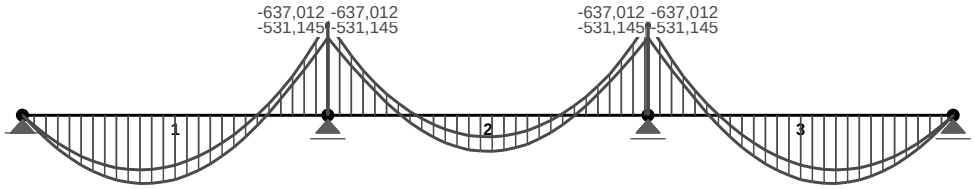
Obciążenia obl. na przęsła skrajne
- ze stropu nad 1. piętrem 0,35×20,68×3,20 = 23,16 kN/m
- ze stropu nad parterem 0,5×6,40×16,83 = 53,86 kN/m
- ciężar ściany zewn. 0,75×6,20×8,0 = 37,20 kN/m

$(g+q)_2$ = 114,22 kN/m

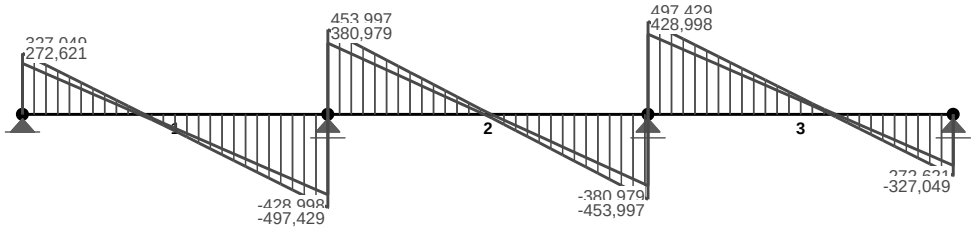
OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE:



MOMENTY-OBWIEDNIE:

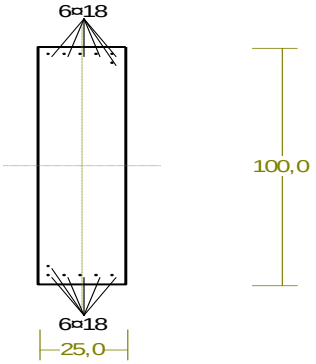


TNĄCE-OBWIEDNIE:



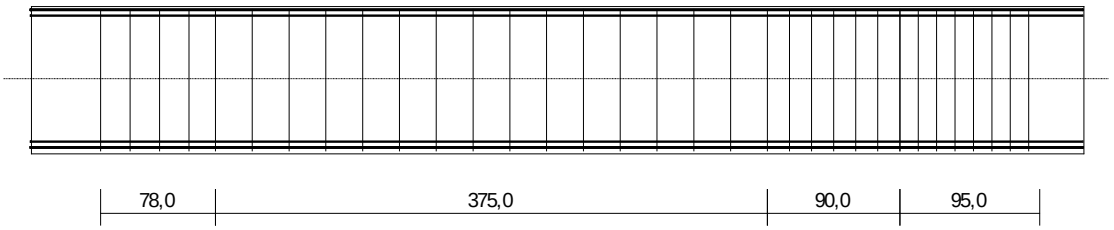
Przęsło 1 - przekrój b×h = 25×100 cm
- **dołem 6 #18**
- **górą** nad podporą wewn. **6 #18**

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=0,000 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(492,923^2+0,000^2)}$ =492,923 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**15,27** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**15,27** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=30,54 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×30,54/2500=1,22 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=101,2, d=91,8, x=27,1 (ξ=0,296),
a_1=9,4, a_2=8,9, a_c=9,1, z_c=86,9, A_{cc}=642 cm^2,
ε_c=-0,83 ‰, ε_{s2}=-0,70 ‰, ε_{s1}=1,97 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -389,209, F_{s1} = 557,021, F_{s2} = -167,812,
M_c= 159,062, M_{s1} = 256,384, M_{s2} = 77,477,
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = 587,919 kNm > $M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=159,062+(256,384)+(77,477)=492,923 kNm

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)
Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy #8 mm ze stali A-IIIN



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1
Początek i koniec strefy: x_a = 47,0 x_b = 125,0 cm
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 20,0 cm
Strefa nr 2
Początek i koniec strefy: x_a = 125,0 x_b = 500,0 cm
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 25,0 cm
Strefa nr 3
Początek i koniec strefy: x_a = 500,0 x_b = 590,0 cm
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 15,0 cm
Strefa nr 4
Początek i koniec strefy: x_a = 590,0 x_b = 685,0 cm
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie 12,5 cm

Zarysowanie
- Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:
  $w_k = 0,07 < 0,3 = w_{lim}$
- Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:
  $w_k = 0,36 > 0,3 = w_{lim}$

Ugięcia
$a = 8,3 < 28,6 = a_{lim}$

Poz.6.8.a. Podciąg 1-przęsłowy pod ścianę 1. piętra w osi A/5-6; b×h = 25×100 cm

Przyjęto zbr. konstrukcyjne **dołem i górą po 3 #18**. strzemiona 2-ram. #8 co 25 cm.

Poz.6.9. Pozostałe belki żelbetowe - nadproża

Przyjęto przekroje wg. proj. architekt., zbrojone konstrukcyjnie.

POZ. 7. WIEŃCE ŻELBETOWE

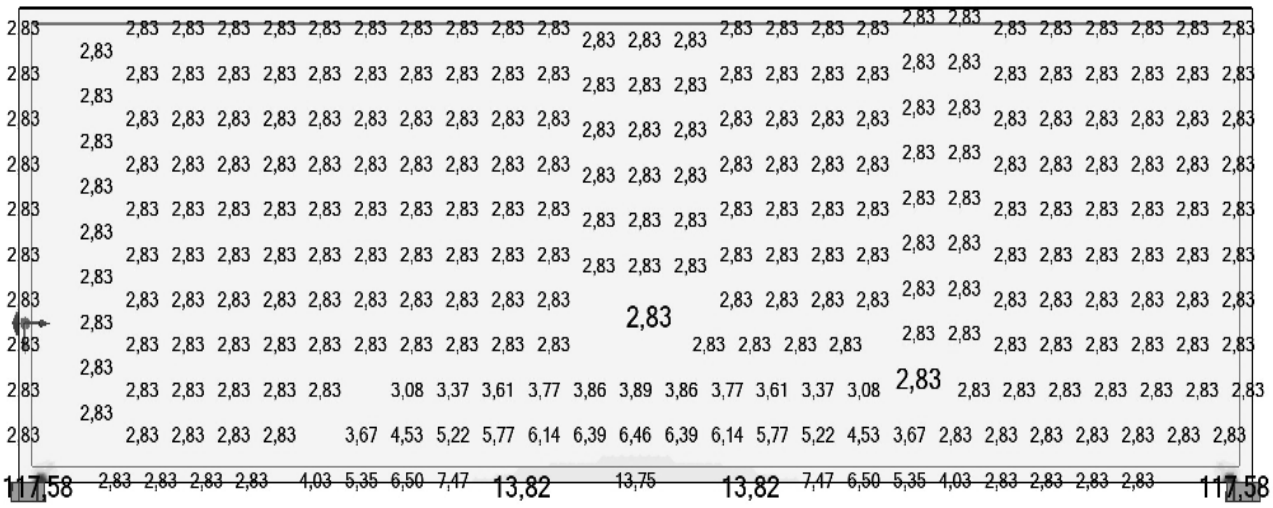
Przyjęto na ścianach narożnych w poziomach płyt stropowych przekrój b×h_{min} = 25×26 cm (w grubościach płyt stropowych), zbrojony podłużnie **dołem i górą po 3 #16**.

Strzemiona #8 co 25 cm.

POZ. 8. BELKA – ŚCIANA W OSI D

Obciążenia:
- ze stropów nad 1. i 2.p. 0,5×7,0×(16,53+17,91) = 120,54 kN/m
- ciężar ściany nad tarczą 5,20×8,0 = 41,60 kN/m
- ze stropu nad parterem (obc. „podwieszone”) 0,5×7,0×16,53 = 57,86 kN/m
- ciężar własny ściany 3,90×8,0 = 31,20 kN/m

Wyniki: (mapa zbrojenia w kier. x)



Przyjęto zbrojenie

- poziomo **dołem 6 #18** w 2 rzędach o A_{S1} = 15,27 cm^2
- poziomo do wys. 0,8 m po 2 #16 co 20 cm (w 4 rzędach) o A_{S1} = 4 x 4,02 cm^2
- poziomo wyżej po 2 #12 co 20 cm
- pionowo #10 co 15 cm – obustronnie (strzemiona obejmujące dolne zbrojenie poziome).

POZ. 9. SŁUPY ŻELBETOWE

Poz.9.1. Słupy 2. piętra; b×h = 40×40 cm

(RM-mini szpital poz9-1)

Obciążenia max.

- z ramy stal. poz. 1.2. przyjęto 100,00 kN
- reakcja na słup ze stropodachu 1390,64 kN

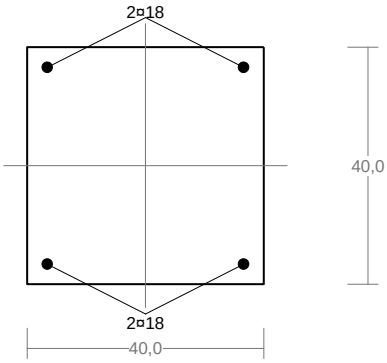
$N_{Sd\ max}$ = 1490,64 kN

Moment skupiony przyjęto:

M_{Sd} = 0,02×1490,64 = 30 kNm

Zbrojenie wymagane **4 #18.** Strzemiona ϕ6 2-ram. co 25 cm.

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-1491,189 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-65{,}621^2+0{,}000^2)}$ =65,621 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie mniej ściskane: A_{s1}=**5,09** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**5,09** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=10,18 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×10,18/1600=0,64 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=40,0, d=36,6, x=49,0 (ξ=1,339),
a_1=3,4, a_2=3,4, a_c=16,0, z_c=20,6, A_{cc}=1600 cm^2,
ε_c=-0,86 ‰, ε_{s2}=-0,80 ‰, ε_{s1}=-0,22 ‰,
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -1387,661, F_{s1} = -22,139, F_{s2} = -81,388,
M_c= 55,785, M_{s1} = -3,675, M_{s2} = 13,510,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = |-2794,158| kN > $N_{Sd}=F_c+F_{s1}+F_{s2}$= |-1387,661+(-22,139)+(-81,388)| = |-1491,189| kN

Poz.9.2. Słupy 1. piętra; b×h = 40×40 cm

(RM-mini szpital poz9-2)

Obciążenia max.

- z 2. piętra 1508,38 kN
- reakcja ze stropu nad 1. piętrem 1364,97 kN

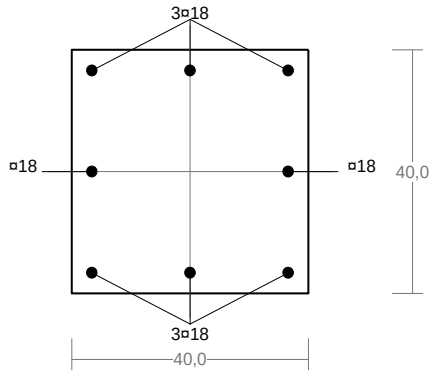
$N_{Sd\ max}$ = 2873,35 kN

Moment skupiony:

M_{Sd} = 0,02×1490,64 = 30 kNm

Zbrojenie wymagane **8 #18.** Strzemiona ϕ6 2-ram. co 25 cm.

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-2873,899 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-104,203^2+0,000^2)}$ =104,203 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie mniej ściskane: A_{s1}=**12,72** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**7,63** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=20,36 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c= 100\times 20,36/1600$=1,27 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=40,0, d=26,5, x=35,7 (ξ=1,345),
a_1=13,5, a_2=3,4, a_c=17,0, z_c=9,5, A_{cc}=1600 cm^2,
ε_c=-1,88 ‰, ε_{s2}=-1,75 ‰, ε_{s1}=-0,48 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -2419,401, F_{s1} = -187,194, F_{s2} = -267,279,
M_c= 72,046, M_{s1} = -12,214, M_{s2} = 44,368,
Warunek stanu granicznego nośności:

N_{Rd} = |-3240,247| kN > N_{Sd} =F_c+F_{s1}+F_{s2}= |-2419,401+(-187,194)+(-267,279)| = |-2873| kN

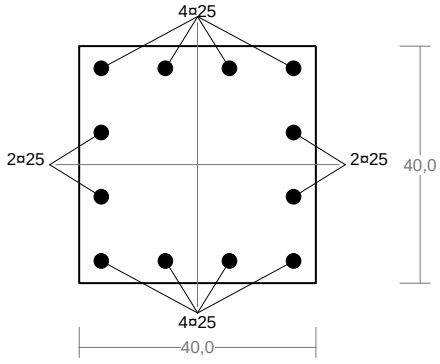
Poz.9.3. Słupy parteru; b×h = 40×40 cm **(**RM-mini szpital poz9-3)

Obciążenia max.
- ze słupa 1. pietra 2891,09 kN
- reakcja ze stropu parteru 1343,80 kN

$N_{Sd\ max}$ = 4234,89 kN

Zbrojenie wymagane **12 #25**. Strzemiona ϕ6 4-cięte

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-4254,927 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-105,800^2+0,000^2)}$ =105,800 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie mniej ściskane: A_{s1}=**29,45** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**29,45** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=58,90 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c= 100\times 58,90/1600$=3,68 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=40,0, d=31,8, x=57,3 (ξ=1,800),
a_1=8,2, a_2=6,9, a_c=18,4, z_c=13,4, A_{cc}=1600 cm^2,
ε_c=-1,88 ‰, ε_{s2}=-1,77 ‰, ε_{s1}=-0,83 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -2721,539, F_{s1} = -552,596, F_{s2} = -980,765,
M_c= 42,846, M_{s1} = -65,424, M_{s2} = 128,375,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = |-4828,188| kN > N_{Sd} =F_c+F_{s1}+F_{s2}= |-2721,539+(-552,596)+(-980,765)| = |-4254,927| kN

Poz.9.4. Słupy parteru w osi 6; b×h = 40×60 cm (6/A÷C) **(**RM-mini szpital poz9-4)

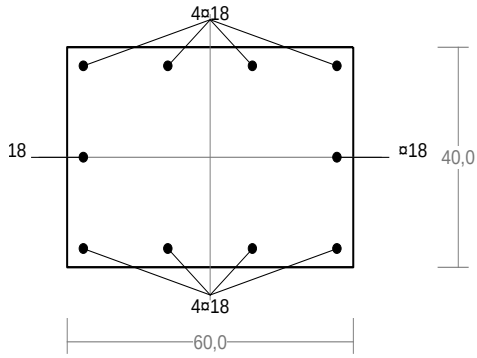
Obciążenia max.
- ze stropów 7,33×0,5×6,40×16,0×3 = 1125,90 kN
- ciężar ściany zewn. 80,0×7,33 = 586,40 kN

N_{Sd} = 1712,30 kN

Moment skupiony przyjęto: M_{Sd} ≈ 130 kNm

Zbrojenie wymagane **8 #18**. Strzemiona ϕ6 4-cięte co 25 cm

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-1713,124 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-177{,}326^2+0{,}000^2)}$ =177,326 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**10,18** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**15,27** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=25,45 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×25,45/2400=1,06 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=40,0, d=36,6, x=30,9 (ξ=0,843),
a_1=3,4, a_2=6,1, a_c=10,8, z_c=25,8, A_{cc}=1852 cm^2,
ε_c=-0,99 ‰, ε_{s2}=-0,88 ‰, ε_{s1}=0,18 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -1535,128, F_{s1} = 37,533, F_{s2} = -215,527,
M_c= 141,228, M_{s1} = 6,230, M_{s2} = 29,868,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = |-3154,318| kN > N_{Sd} =F_c+F_{s1}+F_{s2}= |-1535,128+(37,533)+(-215,527)| = |-1713,124| kN

Poz.9.5. Słup parteru w osi D/6; b×h = 60×60 cm **(**RM-mini szpital poz9-5)

Obciążenia max.
- reakcja z belki – ściany w osi D 230,0×0,5×13,25 = 1523,75 kN
- ciężar ściany w osi 6 80,0×0,5×7,15 = 286,00 kN

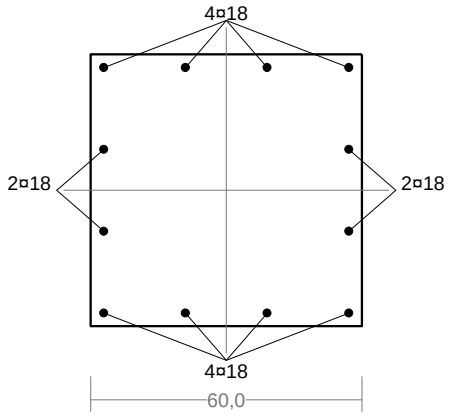
N_{Sd} = 1809,75 kN

Moment skupiony:

M_{Sd} = 316,71 + 36,20 = 352,91 kNm

Zbrojenie wymagane **12 #18**. Strzemiona ϕ6 4-cięte co 25 cm.

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-1810,986 kN,
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-375{,}366^2+0{,}000^2)}$ =375,366 kNm
f_{cd}=20,0 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**15,27** cm^2,
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**15,27** cm^2,
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=30,54 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×30,54/3600=0,85 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=60,0, d=56,1, x=35,8 (ξ=0,639),
a_1=3,9, a_2=6,3, a_c=12,7, z_c=43,3, A_{cc}=2190 cm^2,
ε_c=-0,92 ‰, ε_{s2}=-0,85 ‰, ε_{s1}=0,52 ‰,

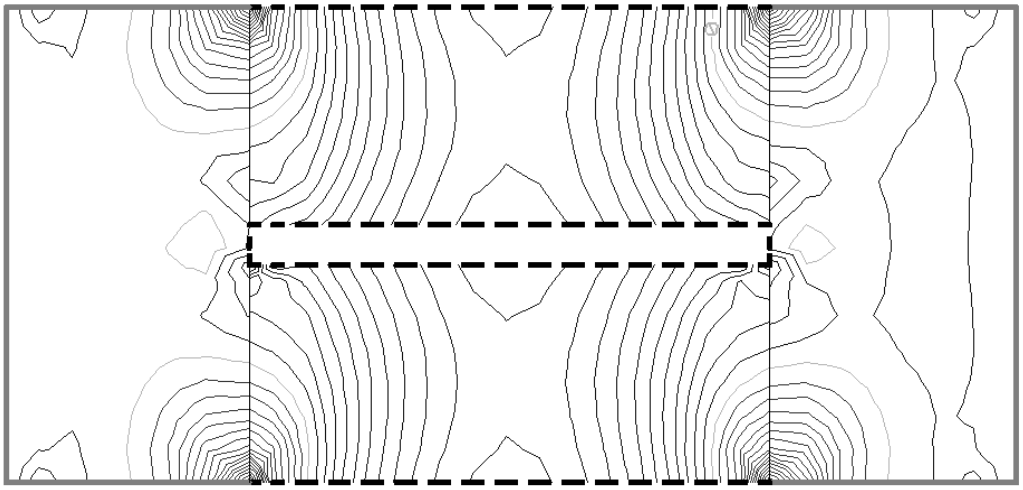
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -1710,548, F_{s1} = 112,517, F_{s2} = -212,951,
M_c= 295,564, M_{s1} = 29,316, M_{s2} = 50,485,
Warunek stanu granicznego nośności:
N_{Rd} = |-3696,688| kN > N_{Sd} =F_c+F_{s1}+F_{s2}= |-1710,548+(112,517)+(-212,951)| = |-1810,986| kN

POZ. 10. KLATKA SCHODOWA; h = 18 cm (alfa PlaTo SZPITSC1)

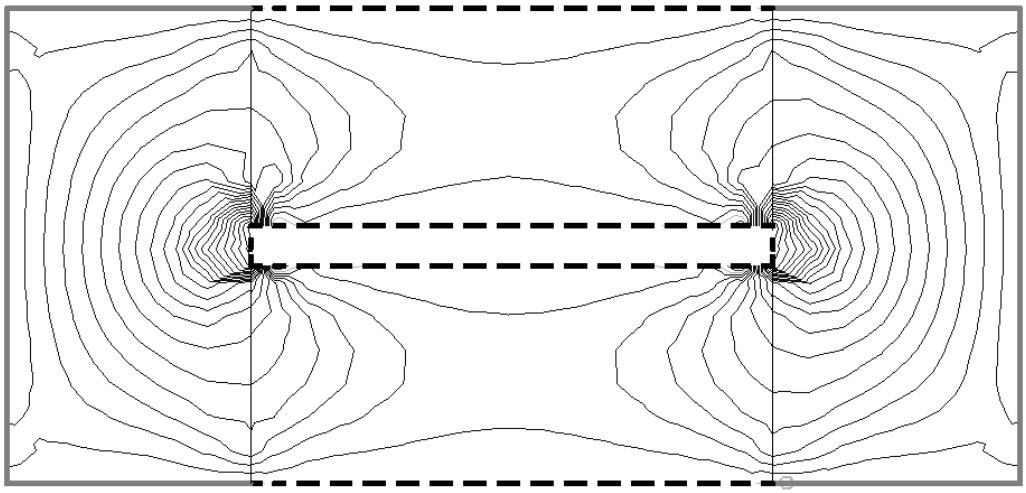
Nachylenie biegu tg α = 0,500 ; cos α = 0,894

Obciążenia zewn.		obc. charakt. [kN/m^2]	γ	obc. oblicz. [kN/m^2]
a) bieg				
- okładzina	0,30x(1+0,500) =	0,45	x1,2	0,54
- stopnie betonowe	0,5x0,15x23,0 =	1,73	x1,1	1,90
- płyta żelbet. 18cm	0,18x25,0:0,894 =	5,03	x1,1	5,53
- wyprawa	0,30:0,894 =	0,34	x1,3	0,44
- obc. użytkowe		3,00	x1,3	3,90
	$(g+q)_k$ =	10,55 kN/m^2	(g+q) =	12,31 kN/m^2
b) spocznik międzypiętrowy				
- okładzina		0,30	x1,2	0,36
- płyta żelbet.		4,50	x1,1	4,95
- wyprawa		0,30	x1,3	0,39
- obc. użytkowe		3,00	x1,3	3,90
	$(g+q)_{k1}$ =	8,10 kN/m^2	$(g+q)_1$ =	9,60 kN/m^2
c) spocznik piętrowy				
- okładzina		0,30	x1,2	0,36
- wylewka cement. 5 cm		1,20	x1,3	1,56
- izolacja łącznie		0,04	x1,2	0,05
- płyta żelbet. 18 cm		4,50	x1,1	4,95
- wyprawa		0,30	x1,3	0,39
- obc. użytkowe		3,00	x1,3	3,90
	$(g+q)_{k2}$ =	9,34 kN/m^2	$(g+q)_2$ =	11,21 kN/m^2

M_x



M_y



Statyka – wyniki:
a) biegi
M_x = 17,46 kNm/m

b) spoczniki
M_y = 21,30 kNm/m – w odl. 0,50 m od początku biegu schod.
M_{y1} = 44,40 kNm/m – przy biegach schod.

Wymiarowanie:

h = 18 cm ; d_{max} = 14,5 cm ;

$A_x = \frac{17,46}{0,145^2 \times 1,00}$ = 830 kPa → ρ = 0,21%; A_{s1} = 3,63 cm^2/m

$A_y = \frac{21,30}{0,145^2 \times 1,0}$ = 1013 kPa → ρ = 0,25%; A_{s1} = 3,63 cm^2/m

$A_{y1} = \frac{44,40}{0,145^2 \times 1,0}$ = 2112 kPa → ρ = 0,54%; A_{s1} = 7,83 cm^2/m

Przyjęto zbrojenie:
- dołem w biegach 1 –kierunkowo (w kier. x) #10 co 15 cm o A_{s1} = 5,23 cm^2/m
- dołem w spocznikach krzyżowo #10 co 15 cm z 2-krotnym zagęszczeniem rozstawu prętów w kier. y w pasie 0,5 m przy biegach (#10 co 7,5 cm o A_{s1} = 10,47 cm^2/m)
- górą nad podporami konstrukcyjnie #10 co 25 cm

Zbrojenie rozdzielcze #8 co 25 cm.

POZ. 11. DŹWIGI OSOBOWE

Poz. 11.1. Szyb dźwigu przy klatce schodowej

a) Ściany szybu; h = 25 cm
Przyjęto przekrój wylewany na mokro o grub. h = 25 cm, zbrojony obustronnie krzyżowo #10 co 20 cm. Siatki łączyć ze sobą łącznikami w kształcie litery „S" w ilości min. 2 szt./1m^2.
b) Płyta nadszybia; h = 12 cm
Przyjęto płytę żelb. wylewaną na mokro o grub. h =12 cm.
Zbrojenie krzyżowo górą i dołem #10 co 15 cm.
c) Płyta podszybia
Przyjęto płytę żelb. wylewaną na mokro o grub. ław fund.(h =50 cm).
Zbrojenie krzyżowo dołem i górą #12 co 20 cm.

Poz. 11.2. Szyb dźwigu przy budynku administracyjnym

Przyjęto jak poz.11.1. Grubość płyty podszybia $h_{min.}$ = 30 cm.

POZ. 12. GALERIE KOMUNIKACYJNE

Poz. 12.1. Płyta stropodachu; h = 13 cm

Obciążenia:

– śnieg 0,72×1,5 =	1,08 kN/m^2
– dach drewniany z pokryciem 0,35×1,2 =	0,42 kN/m^2
– ciężar własny płyty stropowej 0,15×25,0×1,1 =	4,13 kN/m^2
– wyprawa lub sufit podw. (max.)	0,37 kN/m^2
(g+q) =	6,00 kN/m^2

Schemat statyczny: płyta 1 – przęsłowa, obc. równomiernie

l_{eff} = 2,65 m; M_{Sd} = 0,125×2,65^2×6,00 = 5,27 kNm/m

Wymiarowanie:

h = 13 cm; d = 10 cm

$A = \frac{5,27}{0,10^2 \times 1,00}$ = 527 kPa → ρ = ρ_{min} ; A_{s1} = 2,50 cm^2/m

Przyjęto dołem #10 co 15 cm o A_{s1} = 5,23 cm^2/m. Zbr. rozdzielcze ϕ6 co 25 cm.

Poz. 12.2. Płyta komunikacyjna w poziomie 1. piętra; h = 15 cm

Obciążenia:

– warstwy posadzkowe jak w poz. 4	1,97 kN/m^2
– wyprawa	0,37 kN/m^2
– obc. użytkowe 3,00×1,3 =	3,90 kN/m^2
– ciężar wł. płyty	4,13 kN/m^2
(g+q) =	10,37 kN/m^2

Schemat statyczny: jak w poz. 12.1.

M_{Sd} = 0,125×2,65^2×10,37 = 9,10 kNm/m

Wymiarowanie:
h = 15 cm; d = 12 cm

$$A = \frac{9{,}10}{0{,}12^2 \times 1{,}00} = 632 \text{ kPa} \quad \rightarrow \quad \rho = \rho_{min}$$

Przyjęto zbrojenie jak w poz. 12.1.

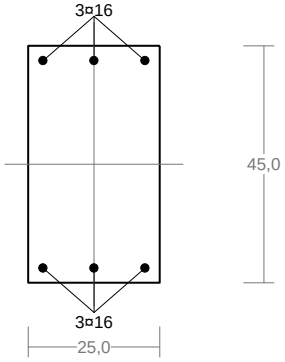
Poz. 12.3. Podciąg w osi słupów w poziomie stropodachu; bxh = 25x45 cm (RM-mini: szpital poz12-3)

Obciążenia:

– reakcja z płyty 0,5×2,65×6,00 =	7,95 kN/m
– ciężar wł. belki 0,45×0,25×25,0×1,1 =	3,10 kN/m
(g+q) =	11,05 kN/m

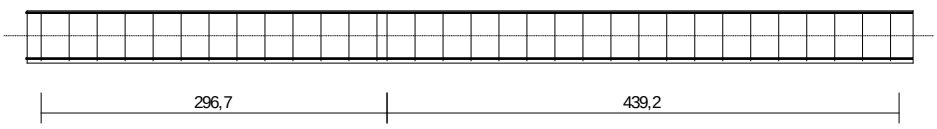
Przęsło 1 - przekrój b×h = 25×45 cm
- **dołem 3 #18**
- **górą** nad podporami **3 #18**

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=0,000 kN
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(56{,}924^2+0{,}000^2)}$ =56,924 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td}
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**6,03** cm^2
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**6,03** cm^2
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=12,06 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×12,06/1125=1,07 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=45,0, d=42,2, x=12,6 (ξ=0,298)
a_1=2,8, a_2=2,8, a_c=4,3, z_c=37,9, A_{cc}=314 cm^2
ε_c=-0,52 ‰, ε_{s2}=-0,40 ‰, ε_{s1}=1,23 ‰
Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -99,385, F_{s1} = 148,231, F_{s2} = -48,846
M_c= 18,100, M_{s1} = 29,202, M_{s2} = 9,623
Warunek stanu granicznego nośności:
M_{Rd} = 100,412 kNm > $M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=18,100+(29,202)+(9,623)=56,924 kNm

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)
Na całej długości pręta przyjęto strzemiona 2-ram. o średnicy ϕ6 mm co 25 cm



Zarysowanie
- Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:
  w_k = 0,17 < 0,3 = w_{lim}

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia
a = 14,0 < 30,4 = a_{lim}

Poz. 12.4. Podciąg w osi słupów w poz. 1.p. (galeria płn.); bxh = 25x45 cm (RM-mini: szpital poz12-4)

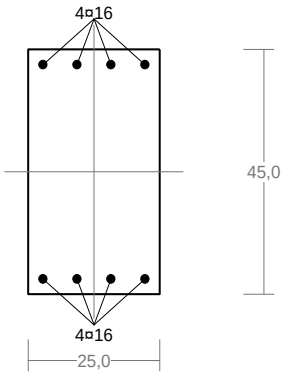
Obciążenia:

– reakcja z płyty 0,5×2,65×10,37 =	13,84 kN/m
– ciężar wł. belki 0,45×0,25×25,0×1,1 =	3,10 kN/m
(g+q) =	17,94 kN/m

Przęsło 1 - przekrój b×h = 25×45 cm

- **dołem 4 #16**
- **górą** nad podporami **4 #16**

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:

N_{Sd}=0,000 kN

$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(113{,}435^2+0{,}000^2)}$ =113,435 kNm

f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td}

Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**8,04** cm^2

Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**8,04** cm^2

$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=16,08 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c$= 100×16,08/1125=1,43 %

Wielkości geometryczne [cm]:

h=45,0, d=42,2, x=14,0 (ξ=0,331),

a_1=2,8, a_2=2,8, a_c=4,9, z_c=37,3, A_{cc}=349 cm^2

ε_c=-0,91 ‰, ε_{s2}=-0,73 ‰, ε_{s1}=1,85 ‰

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

F_c= -179,806, F_{s1} = 297,320, F_{s2} = -117,514

M_c= 31,713, M_{s1} = 58,572, M_{s2} = 23,150

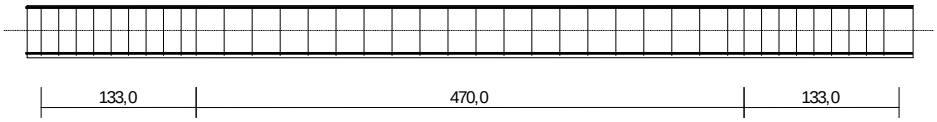
Warunek stanu granicznego nośności:

M_{Rd} = **133,424 kNm >** $M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=31,713+(58,572)+(23,150)=**113,435** kNm

Siły przekrojowe:

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy ϕ8 mm ze stali A-I



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: x_a = 12,0 x_b = 145,0 cm

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **15,0** cm

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: x_a = 145,0 x_b = 615,0 cm

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **24,0** cm

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: x_a = 615,0 x_b = 748,0 cm

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **15,0** cm

Zarysowanie

- Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:
  przekrój niezarysowany.
- Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:
  w_k = 0,23 < 0,3 = w_{lim}

Ugięcia

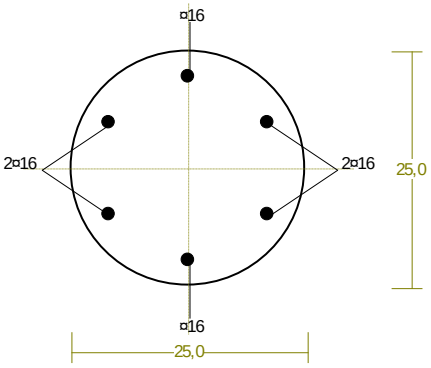
a = 21,3 < 30,4 = a_{lim}

Poz. 12.5. Słupy; D = 25 cm

(RM-mini: szpital poz12-5)

Przyjęto słupy okrągłe wg projektu architekt. o średnicy D = 25 cm. Zbrojenie **6 #16** po obwodzie. Strzemiona ϕ6 co 25 cm.

Nośność przekroju



Wielkości obliczeniowe:
N_{Sd}=-215,341 kN
$M_{Sd}=\sqrt{(M_{Sdx}^2+ M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(-28,970^2+0,000^2)}$ =28,970 kNm
f_{cd}=13,3 MPa, f_{yd}=420 MPa =f_{td},
Zbrojenie rozciągane: A_{s1}=**6,03** cm^2
Zbrojenie ściskane: A_{s2}=**6,03** cm^2
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$=12,06 cm^2, $\rho=100\times A_s/A_c= 100\times12,06/491$=2,46 %
Wielkości geometryczne [cm]:
h=24,8, d=19,7, x=11,6 (ξ=0,588),
a_1=5,0, a_2=5,2, a_c=5,7, z_c=14,0, A_{cc}=257 cm^2
ε_c=-1,83 ‰, ε_{s2}=-1,45 ‰, ε_{s1}=1,28 ‰,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:
F_c= -195,130, F_{s1} = 99,708, F_{s2} = -119,918
M_c= 12,992, M_{s1} = 7,335, M_{s2} = 8,642
Warunek stanu granicznego nośności:

M_{Rd} = 42,380 kNm > $M_{Sd}=M_c+M_{s1}+M_{s2}$=12,992+(7,335)+(8,642)=28,970 kNm

POZ. 13. ŚCIANY ŻELBETOWE; h = 25 cm

Przyjęto przekrój grub. h = 25 cm, zbrojony obustronnie pionowo #12 co 20 cm.

Poziomo obustronnie #10 co 25 cm. Siatki zbrojenia łączyć ze sobą jak w poz. 11.

Końcówki ścian w osiach B1 i D oraz narożniki 2/B0, 2/C i 2.1/C.2 wzmocnić zbrojeniem szkieletowym 4 #16 ze strzemionami ϕ6 co 25 cm.

POZ. 14. ZADASZENIE PODJAZDU

Poz. 14.1. Rygle stalowe; [] 250×100×8 mm

(RM-mini: szpital poz14-1)

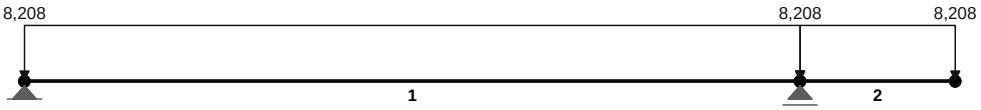
Obciążenia:

– śnieg 1,08×4,50=	4,86 kN/m
– ciężar pokrycia przyjęto 0,50×1,2×4,50 =	2,70 kN/m
– obciążenie montażowe 0,50×1,2×4,50 =	2,70 kN/m
(g+q) =	10,26 kN/m

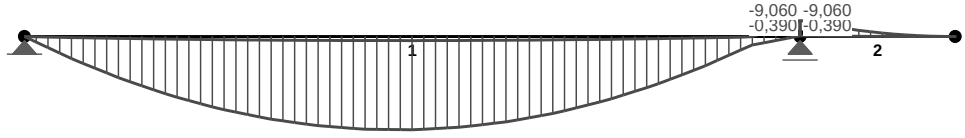
Schemat statyczny:

pręt wolnopodparty z przewieszeniem, obc. równomiernie
l_o = 6,50 m
l_1 = 1,30 m

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



NAPRĘŻENIA - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	Sigma: [MPa]	Kombinacja obciążeń:
		Ro			
1	6,500	**0,136***		27,949	A
	3,250	**-0,784***		-160,709	A
	3,250		**0,784***	160,709	A
	6,500		**-0,136***	-27,949	A
2	0,000	**0,136***		27,949	A
	1,300	**-0,000***		-0,000	
	1,300		**0,000***	0,000	
	0,000		**-0,136***	-27,949	A

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**0,000***	33,451	33,451		A
	0,000*	1,440	1,440		
	0,000	**33,451***	33,451		A
	0,000	**1,440***	1,440		
	0,000	33,451	**33,451***		A
2	**0,000***	50,176	50,176		A
	0,000*	2,160	2,160		
	0,000	**50,176***	50,176		A
	0,000	**2,160***	2,160		
	0,000	50,176	**50,176***		A

* = Wartości ekstremalne

DEFORMACJE: T.I rzędu
Obciążenia char.: Ciężar wł.+A

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	FIa[deg]:	FIb[deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,627	0,572	0,0218	297,8
2	-0,0000	0,0126	0,572	0,550	0,0001	22262,7

Poz. 14.2. Słupy stalowe; [] 120×120×4,5 mm

(RM-mini: szpital poz14-2)

Obciążenia:

- reakcja z rygla 50,2 kN

SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1	2,500	**5,000***	2,000	-50,200	A
	0,000	**0,000***	2,000	-50,643	A
	2,500	**0,000***	0,000	0,000	
	2,500	5,000	**2,000***	-50,200	A
	0,000	0,000	**2,000***	-50,643	A
	2,500	0,000	0,000	**0,000***	
	0,000	0,000	2,000	**-50,643***	A

* = Wartości ekstremalne

NAPRĘŻENIA - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	Sigma: [MPa]	Kombinacja obciążeń:
		Ro			
1	2,500	**0,000***		0,000	
	2,500	**-0,443***		-90,860	A
	2,500		**0,204***	41,884	A
	0,000		**-0,121***	-24,704	A

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	**0,000***	0,443	0,443		
	-2,000*	50,643	50,682		A
	-2,000	**50,643***	50,682		A
	0,000	**0,443***	0,443		
	-2,000	50,643	**50,682***		A
2	**2,000***	0,000	2,000		A
	0,000*	0,000	0,000		
	2,000	**0,000***	2,000		A
	0,000	**0,000***	0,000		
	2,000	0,000	**2,000***		A

* = Wartości ekstremalne

POZ.15. FUNDAMENTY

Posadowienie bezpośrednie na gruncie rodzimym warstwy geotechnicznej Ia, tj. glin zwięzłych twardoplastycznych o wskaźniku konsystencji I_c = 0,90.

Paramerty geotechniczne warstwy Ia (I_L = 0,10):

$\rho_D^{(n)} = \rho_B^{(n)}$ = 2,10 t/m^3 $\rightarrow$ $\rho^{(r)}$ = 0,9 × 2,10 = 1,89 t/m^3

$c_u^{(n)}$ = 20 kPa $\rightarrow$ $c_u^{(r)}$ = 0,9 × 20 = 18 kPa

$\Phi_u^{(n)}$ = 16^0 $\rightarrow$ $\Phi_u^{(r)}$ = 0,9 × 16 = 14,4^0 $\rightarrow$ N_D = 3,73; N_C = 10,61 ; N_B = 0,52

Ustalenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża

a) dla ław ciągłych

$\frac{B}{L}$ = 0; B_{min} = 0,70 m

D_{min} = 2,0 m

q_f = 10,61×18+3,73×2,0×18,9+0,52×0,70×18,9 = 339 kPa

mq_f = 0,9×0,9×339 = **274 kPa**

b) dla stóp fundamentowych bez obc. mimośrodowych

$\frac{B}{L}$ = 1,0; B_{min} = 3,0 m

D_{min} = 2,0 m

q_f = 1,3×10,61×18+2,5×3,73×2,0×18,9+0,75×0,52×3,0×18,9 = 622 kPa

mq_f = 0,0×0,9×622 = **503 kPa**

Poz. 15.1. Stopa pod słup w osi 4; BxLxH = 3,40x3,40x0,85 m

Obciążenia

– reakcja ze słupa	4256 kN
– ciężar własny stopy	154 kN
– ciężar naziomu	488 kN
N_R =	4898 kN

Wymiarowanie stopy:

Przyjęto powierzchnię stopy: A = 3,40×3,40 = 11,56 m^2

$\sigma_{sr} = \frac{4898}{11{,}56}$ = 424 kPa < mq_f

Przyjęto stopę trapezową o wym. B×L×H = 3,40×3,40×0,85 m

Wymiarowanie zbrojenia:

h = 85 cm ; d_{min} = 78 cm

$A_l = \frac{3{,}40 + 0{,}40}{2} \times 1{,}50$ = 2,85 m^2

$z = \frac{2 \times 3{,}4 + 0{,}4}{3{,}4 + 0{,}4} \times \frac{1{,}5}{3}$ = 0,95 m

$M_{Sd} = \left(\frac{4898}{3{,}40^2} - 20 \times 2{,}0 \right) \times 2{,}85 \times 0{,}95$ = 1039 kNm

$A = \frac{1039}{0{,}40 \times 0{,}78^2}$ = 4269 kPa $\rightarrow$ ρ = 1,27%; A_{S1} = 39,63 cm^2

Przyjęto dołem siatkę **#18 co 20 cm** (po 17 szt. w każdym kier.) o A_{S1} = 43,26 cm^2.

Poz. 15.2. Stopa pod słup w osi 3/B i 3/C; BxLxH = 3,10x3,10x0,85 m

Obciążenia

– reakcja ze słupa	3545 kN
– ciężar własny stopy	129 kN
– ciężar naziomu	405 kN
N_R =	4079 kN

Wymiarowanie stopy:

Przyjęto powierzchnię stopy: A = 3,10×3,10 = 9,61 m^2

$\sigma_{sr} = \frac{4079}{9{,}61}$ = 424 kPa < mq_f

Przyjęto stopę trapezową o wym. B×L×H = 3,10×3,10×0,85 m

Wymiarowanie zbrojenia:

h = 85 cm ; d_{min} = 78 cm

$A_l = \frac{3{,}10 + 0{,}40}{2} \times 1{,}35$ = 2,363 m^2

$z = \frac{2 \times 3{,}1 + 0{,}4}{3{,}1 + 0{,}4} \times \frac{1{,}35}{3}$ = 0,85 m

$M_{Sd} = (424 - 20 \times 2{,}0) \times 2{,}363 \times 0{,}85$ = 771 kNm

$A = \frac{771}{0{,}40 \times 0{,}78^2}$ = 3168 kPa $\rightarrow$ ρ = 0,88%; A_{S1} = 27,46 cm^2

Przyjęto dołem siatkę **#18 co 25 cm** (po 13 szt. w każdym kier.) o A_{S1} = 33,09 cm^2.

Poz. 15.3. Stopa pod słup 40×60 cm w osi 6; BxLxH = 2,20x2,20x0,65 m

Obciążenia

– reakcja ze słupa	1745 kN
– ciężar własny stopy	56 kN
– ciężar naziomu	205 kN
N_R =	2006 kN

Wymiarowanie stopy:

Przyjęto powierzchnię stopy: A = 2,20×2,20 = 4,84 m^2

Q_{fNB} = 2696 kN

m Q_{fNB} = 0,9×0,9×2696 = 2183 kN > N_R

Wymiarowanie zbrojenia:

h = 65 cm ; d_{min} = 58 cm

$A_l = \frac{2,20+0,60}{2} \times 0,90$ = 1,26 m^2

$z = \frac{2 \times 2,20 + 0,6}{2,20 + 0,6} \times \frac{0,90}{3}$ = 0,54 m

$M_{Sd} = \left(1,2 \times \frac{2006}{2,20^2} - 20 \times 2,0\right) \times 1,26 \times 0,54$ = 311 kNm

$A = \frac{311}{0,60 \times 0,58^2}$ = 1541 kPa $\rightarrow$ ρ = 0,39%; A_{S1} = 13,57 cm^2

Przyjęto dołem siatkę **#16 co 25 cm** (po 9 szt. w każdym kier.) o A_{S1} = 18,10 cm^2.

Poz. 15.4. Stopa pod słup 60×60 cm w osi D-6; BxLxH = 2,50x2,50x0,65 m

Obciążenia

– reakcja z belki - ściany	1380 kN
– ciężar ściany w osi 6	286 kN
– ciężar słupa z okładziną	48 kN
– ciężar stopy i naziomu	308 kN
N_R =	2022 kN

Przyjęto wstępnie powierzchnię stopy: A = 2,40×2,40 = 5,76 m^2

$e_B = e_L$ = 0,175 m

Q_{fNB} = 2588 kN

m Q_{fNB} = 0,9×0,9×2588 = 2096 kN ≈ N_R

Ostatecznie przyjęto stopę o wym. B×L = 2,50×2,50 m

Wymiarowanie zbrojenia:

h = 65 cm ; d_{min} = 58 cm

$A_l = \frac{2,50+0,60}{2} \times 0,95$ = 1,473 m^2

$z = \frac{2 \times 2,50 + 0,6}{2,50 + 0,6} \times \frac{0,95}{3}$ = 0,572 m

$M_{Sd} = \left(1,2 \times \frac{2022}{2,50^2} - 20 \times 2,0\right) \times 1,473 \times 0,572$ = 293 kNm

$A = \frac{293}{0,60 \times 0,58^2}$ = 1452 kPa $\rightarrow$ ρ = 0,37%; A_{S1} = 12,88 cm^2

Przyjęto dołem siatkę **#16 co 25 cm** (po 10 szt. w każdym kier.) o A_{S1} = 20,11 cm^2.

Poz. 15.5. Ława fund. w osi A; BxH = 1,20x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów	156,0 kN/m
– ciężar ściany	118,4 kN/m
– ciężar ławy	16,5 kN/m
– ciężar naziomu	40,7 kN/m
N_R =	331,6 kN/m

Wymiarowanie ławy:

$B_{min} = \frac{331,6}{274 \times 1,0} = 1,21$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,20×0,50 m

Wymiarowanie zbrojenia:

$M_{Sd} = 275 \times 0,475^2 \times 0,5 = 31,02$ kNm/m

Moment przenoszony przez przekrój betonowy:
$M_{Rd} = 0,292 \times 1,0 \times 0,5^2 \times 810 = 59,13$ kNm > M_{Sd} - zbrojenie poprzeczne ławy jest zbędne

Przyjęto konstrukcyjnie zbrojenie podłużne 4 #16. Strzemiona ϕ6 co 30 cm.

Poz. 15.6. Ława fund. w osi D; BxH = 1,80x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów	168,0 kN/m
– reakcja rozłożona z belki – ściany	257,6 kN/m (na dług. 5,0 m)
– ciężar ściany	118,4 kN/m
– ciężar ławy	24,8 kN/m
– ciężar naziomu	66,4 kN/m
q_6 =	635,2 kN/m

Wymiarowanie ławy:

Przyjęto $\frac{B}{L} = 0,3$; $mq_f = 362$ kPa

$B_{max} = \frac{635,2}{362 \times 1,0} = 1,76$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,80×0,50 m na dług ~6,0 m od osi 3 w kier. osi 4.

Wymiarowanie zbrojenia:

$M_{Sd} = 365 \times 0,775^2 \times 0,5 = 109,6$ kNm/m

$A = \frac{109,60}{0,45^2 \times 1,0} = 542$ kPa $\rightarrow$ $\rho = 0,15\%$; $A_{S1} = 6,75$ cm^2

Przyjęto zbrojenie poprzeczne #12 co 15 cm o $A_{S1} = 7,54$ cm^2/m.
Zbrojenie podłużne – jak w poz. 15.5. Zbrojenie rozdzielcze #12 co 20 cm.
Uwaga:
górną powierzchnię ławy można zukosować do grub. 25 cm na krawędzi ławy.
Poza osią 3 ławę wykonać jak poz. 15.5.

Poz. 15.7. Ława fund. w osi 2/A-B; BxH = 1,20x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów	130,4 kN/m
– pozostałe obc. jak w poz. 15.6.	175,6 kN/m
q_7 =	306,0 kN/m

Wymiarowanie ławy:

$B = \frac{306,0}{274 \times 1,0} = 1,12$ m

Przyjęto przekrój jak poz. 15.5.

Poz. 15.8. Ławy fund. zewnętrzne klatki schodowej; BxH = 1,00x0,50 m

Obciążenia

– reakcja uśredniona ze spoczników	75,0 kN/m
– ze stropodachu średnio	9,0 kN/m
– ciężar ściany	137,6 kN/m
– ciężar ławy	13,8 kN/m
– ciężar naziomu	32,1 kN/m
q_8 =	267,5 kN/m

Wymiarowanie ławy:

$B = \frac{267,5}{274 \times 1,0} = 0,98$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,00×0,50 m. Zbrojenie jak w poz. 15.5.

Poz. 15.9. Ławy fund. wewnętrzne klatki schod. (oś 2.1. i C.2); BxH = 1,30x0,50 m

Obciążenia

– ze stropodachu klatki	9,0 kN/m
– ze stropu nad 2.p.	60,0 kN/m
– ze stropów nad 1.p. i parterem	136,0 kN/m
– ciężar ściany średnio	127,0 kN/m
– ciężar ławy	19,3 kN/m
– ciężar naziomu	49,3 kN/m
q_9 =	400,6 kN/m

Wymiarowanie ławy:

B = 1,30 m ; $\frac{B}{L} = 0,2$; $mq_f = 322$ kPa

$B_{min} = \frac{400,6}{322 \times 1,0} = 1,25$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,30×0,50 m. Zbrojenie jak w poz. 15.5.

Poz. 15.10. Ława fund. w osi C/1-2; BxH = 1,45x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów średnio	289,0 kN/m
– ciężar ściany	137,6 kN/m
– ciężar ławy i naziomu	68,6 kN/m
q_{10} =	495,2 kN/m

Wymiarowanie ławy:

wstępnie $B_{min} = 1,40$ m ; $\frac{B}{L} = 0,3$; $mq_f = 344$ kPa

$B = \frac{495,2}{344 \times 1,0} = 1,44$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,45×0,50 m

Wymiarowanie zbrojenia:

$M_{Sd} = 342 \times 0,60^2 \times 0,5 = 61,6$ kNm/m

$A = \frac{61,6}{0,45^2 \times 1,0} = 305$ kPa $\rightarrow$ $\rho = \rho_{min}$

Przyjęto zbrojenie poprzeczne #12 co 15 cm o $A_{S1} = 7,54$ cm^2/m.

Zbrojenie podłużne – jak w poz. 15.5.

Zbrojenie rozdzielcze #12 co 20 cm.

Poz. 15.11. Ława fund. pod ścianę zewn. łącznika w osi C (do osi 1) ; BxH = 0,80x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów średnio	121,1 kN/m
– ciężar ściany średnio	53,3 kN/m
– ciężar ławy	11,0 kN/m
– ciężar naziomu	23,6 kN/m
q_{11} =	209,0 kN/m

Wymiarowanie ławy:

$B = \frac{209,0}{274 \times 1,0} = 0,76$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 0,80×0,50 m. Zbrojenie podłużne – jak w poz. 15.5.

Poz. 15.12. Ława fund. pod ścianę wewn. łącznika w osi B1; BxH = 1,60x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów średnio	337,5 kN/m
– ciężar ściany	76,8 kN/m
– ciężar ławy i naziomu	68,6 kN/m
q_{12} =	482,9 kN/m

Wymiarowanie ławy:

B = 1,60 m ; $\frac{B}{L} = 0,1$; $mq_f = 303$ kPa

$B = \frac{482,9}{303 \times 1,0} = 1,60$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 1,60×0,50 m

Wymiarowanie zbrojenia:

$M_{Sd} = 303 \times 0,675^2 \times 0,5 = 69,0$ kNm/m

Przyjęto zbrojenie poprzeczne #12 co 15 cm o $A_{S1} = 7,54$ cm^2/m.
Zbrojenie podłużne – jak w poz. 15.5. Zbrojenie rozdzielcze #12 co 20 cm.

Poz. 15.13. Ława fund. pod ścianę zewn. łącznika w osi B0; BxH = 0,75x0,50 m

Obciążenia

– ze stropów	25,0 kN/m
– ciężar ściany	88,0 kN/m
– reakcja rozłożona z podciągu	45,0 kN/m
– ciężar ławy i naziomu	34,6 kN/m
q_{13} =	192,6 kN/m

Wymiarowanie ławy:

$B = \frac{192,6}{274 \times 1,0} = 0,71$ m

Przyjęto ławę o przekroju B×H = 0,75×0,50 m. Zbrojenie podłużne – jak w poz. 15.5.

Poz. 15.14. Pozostałe ławy łącznikowe i konstrukcyjne

Przyjęto przekrój B×H = (0,50÷0,60)×0,50 m zbrojony podłużnie jak w poz. 15.5.

Poz. 15.15. Stopy pod słupy galerii płn.; B×L×H = 1,0×1,0×0,50 m

Obciążenia

– reakcja max. ze słupa	230,0 kN
– ciężar własny stopy	13,8 kN
– ciężar naziomu	37,8 kN
N_R =	281,6 kN

Wymiarowanie stopy:

$A_{min} = \frac{281,6}{274} = 1,03$ m

Przyjęto stopę B×L×H = 1,0×1,0×0,50 m. Zbrojenie konstr. dołem siatką **#12 co 20 cm**.

Pod parami słupów przydylatacyjnych wymiar stóp powiększyć do 1,20x1,00 m.

Poz. 15.16. Stopy pod słupy galerii płd.

Przyjęto stopę **B×L×H = 0,80×0,80×0,50 m**. Zbrojenie jak poz. 15.15.

Poz. 15.17. Ława pod murem zadaszenia podjazdu; B×H = 0,60×0,50 m

Obciążenia

– reakcja rozłożona ze słupów stalowych	15,0 kN/m
– ciężar ściany betonowej	34,4 kN/m
q_{17} =	49,4 kN/m

Przyjęto ławę jak poz. 15.14: B×H = 0,60×0,50 m.

---------- × ----------

Kraków, wrzesień 2013 r. Sprawdził: mgr inż. Andrzej Wojewoda Opracował: mgr inż. Bogdan Mikulski