

OPIS TECHNICZNY

do projektu budowlanego rozbudowy WPB w Olsztynie jako centrum współpracy transgranicznej o zasięgu regionalnym

1. Dane ogólne

Zakres opracowania obejmuje rozbudowę istniejącego budynku Wojewódzkiej Biblioteki Publicznej w Olsztynie. W/w obiekt znajduje się przy skrzyżowaniu ulic: Partyzantów i 1-go Maja. Projektowany budynek wzniesiony będzie na nieregularnym planie wpisanym w kształt działki, przykryty niesymetrycznym dachem dwuspadowym. Budynek posiada cztery kondygnacje nadziemne w tym poddasze użytkowe oraz dwie kondygnacje piwniczne. Obiekt nowoprojektowany połączony będzie z budynkiem istniejącym za pośrednictwem szklanego łącznika. Umożliwia on łatwą komunikację między dwoma budynkami a jednocześnie w minimalnym stopniu zaingeruje w zabytkową strukturę istniejącego budynku.

Obiekt projektowany jest w technologii tradycyjnej. Kondygnacje piwniczne projektuje się jako monolityczne żelbetowe. Ściany kondygnacji wyższych zaprojektowano murowane z drążonych bloczków wapienno – piaskowych np. SILKA. Stropy międzykondygnacyjne zaprojektowano jako monolityczne żelbetowe typu FILIGRAN.

Budynek za wyjątkiem łącznika przykryty jest dachem wielospadowym o konstrukcji drewnianej opartej za pośrednictwem płatwi, murlat na żelbetowej konstrukcji nośnej obiektu. Nad łącznikiem zaprojektowano stropodach monolityczny, żelbetowy typu FILIGRAN.

2. Podstawa opracowania

- umowa
- projekt architektoniczny,
- projekty branżowe,
- obowiązujące normy,
- techniczne badania podłoża.

3. Opis techniczny elementów konstrukcji

3.1. Dach

Konstrukcję dachową nad główną bryłą zaprojektowano jako mieszaną – krokwie i belki drewniane (drewno klasy min. C24) za pośrednictwem murlat opierają się na ścianach oraz stalowych (stal - St3SX wg PN-88/H-84020) i żelbetowych płytach (beton min. C20/25 zbrojony stalą konstr. 34GS). Płatwie oparte są na wieńcach ścian lub stalowych i żelbetowych słupach. Kąt nachylenia połaci dachu wynosi 30°. Pokrycie dachu to dachówka ceramiczna holenderka ułożona na łątach, kontrłątach, a te na pełnym deskowaniu lub płytach OSB-3. Ocieplenie dachu znajduje się w połaci dachowej.

Wszystkie drewniane elementy dachu na styku z murem, betonem lub stalą należy odizolować przekładką z papy. Wszystkie elementy drewniane należy zaimpregnować preparatem chroniącym przed korozją biologiczną

oraz zapewniający ochronę ppoż. - np. FOBOS - M4 lub innym środkiem dopuszczonym świadectwami PZH i ITB. Elementy drewniane łączyć wzajemnie ze sobą poprzez zbijanie i przy pomocy typowych stalowych ocynkowanych łączników do konstr. drewnianych np. z systemu BMF. Elementy stalowe należy zabezpieczyć powłokami antykorozyjnymi oraz ppoż. (np. poprzez obudowanie podwójnie płytą GKF).

3.2. Stropodach nad łącznikiem

Zaprojektowano stropodach wylewane na mokro typu „FILIGRAN” z betonu klasy min C20/25 (B25). Na w/w stropie należy wykonać warstwę wg opracowania architektury.

3.3. Stropy

Zaprojektowano stropy żelbetowe wylewane „na mokro” typu „FILIGRAN” z betonu klasy min C20/25 (B25). W miejscach obciążeń skupionych, w strefach przypodporowych – w stropie zatopić zbrojenie dodatkowe. Część stropów to układy płytowo – słupowe. W strefach przysłupowych w/w stropów należy dodatkowo zatopić zbrojenie na przebiecie np. zbrojeniem typu HDB firmy „HALFEN-DEHA”.

Uwaga :

- **W trakcie wylewania elementów stropu osadzić np. korki styropianowe dla przejść instalacyjnych.**

3.4. Wieńce

W poziomie stropów na ścianach należy wykonać wieńce wylewane, żelbetowe z betonu klasy min. C20/25 (B25), zbrojone stalą 34GS. Zbrojenie podłużne wieńców łączyć na zakład – 50% zbrojenia w jednym miejscu. (zakład - 50 średnic).

3.5. Ściany konstrukcyjne

3.5.1. Ściany piwnic

Projektuje się ściany obu poziomów piwnic gr. 24 cm, wylewane - z betonu C20/25 (B25) z dodatkiem środka uszczelniającego (np. HYDROBET), zbrojone stalą klasy 34GS wg obliczeń i rysunków konstr.. Na wszystkich skrzyżowaniach ścian konstrukcyjnych zaprojektowano rdzenie żelbetowe wg rysunków konstrukcyjnych. Ocieplenie ścian zewn. wg proj. arch..

3.5.2. Ściany nadziemne

Ściany nośne nadziemne zaprojektowano murowane gr. 24,0 cm z bloczków silikatowych drążonych klasy min. 20 MPa cm na zaprawie klasy M15.

3.6. Ściany działowe i osłonowe

3.6.1. Ściany działowe

Projektuje się ściany działowe z cegły kratówki gr 12 cm oraz 8 cm klasy min. M5 na zaprawie min. M5 **za wyjątkiem ścianek działowych poddasza, które należy wykonać w systemie lekkiej zabudowy** (patrz opis architektury). Połączenie ścianek działowych murowanych z konstrukcją budynku wykonać za pomocą stalowych łączników zatopionych w spoiny ścian.

3.6.2. Ściany osłonowe

W celu zmniejszenia obciążeń – ściany wykusza oraz ścianę szczytową w osi 1 projektuje się wykonać gr. 24,0 cm z bloczków gazobetonowych odmiany 600 na zaprawie do betonu komórkowego M5. Połączenie ścian gazobetonowych z konstr. budynku wykonać jak w poz. wyżej.

3.7. Nadproża, belki żelbetowe i podciąg

Na kondygnacjach nadziemnych nad otworami ściennymi w ścianach projektuje się osadzić belki nadprożowe typu „L –19” i uzupełniająco wylewane żelbetowe wg rzutu montażowego. Pozostałe belki i podciąg za wyjątkiem poz.: 5.1, 5.1.1, 8.1, 8.1.1, 11.1, 11.1.1 zaprojektowano jako żelbetowe wylewane „na mokro” z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS. W celu zwiększenia wysokości pomieszczeń podciąg poz.: 5.1, 5.1.1, 8.1, 8.1.1, 11.1, 11.1.1 zaprojektowano jako stalowe belki obetonowane.

3.8. Klatka schodowa

W klatce schodowej projektuje się płyty biegowe, podestowe i spocznikowe żelbetowe - wylewane z betonu klasy min. C20/25 (B25), zbrojone stalą 34GS i St0S-b – wg obliczeń i rys. konstr..

3.9. Taras ze schodami zewnętrznymi

Schody zewnętrzne zaprojektowano monolityczne żelbetowe, wylewane z betonu klasy min. C20/25 i zbrojoną wg obliczeń i rys. konstr.. Płyty tarasu projektuje się typu FILIGRAN gr. 20,0 i 16,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS. Płytę tarasu należy połączyć 2 prętami $\phi 12$ co max 50 cm (pręty należy zabezpieczyć antykorozyjnie) z wieńcem budynku. Pomiędzy płytę, a wieńiec budynku należy układać izolację termiczną wg szczegółu architektonicznego. Do betonu dodać środki uszczelniające np. HYDROBET.

3.10. Szyb windy

Ściany szybu windowego zaprojektowano:

- w poziomie piwnic: -2 i -1 jako monolityczne „wylewane” gr. 18,0 i 24,0 cm z betonu klasy min C20/25 i zbrojone stalą klasy 34GS.

- na kondygnacjach wyższych projektuje się ściany murowane gr. 18,0 i 24,0 cm z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa na zaprawie cem. – wap. min. M10.

W ścianach murowanych szybu zaprojektowano wieńce żelbetowe wylewane z betonu klasy min. C20/25 i zbrojone podłużnie 4#12 (stal 34GS) i poprzecznie strzemionami $\phi 6$ (stal St0S-b) co max 25,0 cm. Wieńce należy wykonać w poziomach co max 1,50 m.

Nad szybem należy wykonać strop monolityczny wylewany z betonu klasy C20/25 gr. 15,0 cm i zbrojony siatką z prętów #10 (stal 34GS) o oczku 15,0 x 15,0 cm. **W trakcie wylewania stropu osadzić korek styropianowy dla prowadzenia instalacji went..**

Szyb windy należy posadowić na płyci żelbetowej monolitycznej wylewanej gr. min. 0,40 m z betonu szczelnego klasy C20/25 i zbrojonej stalą konstrukcyjną klasy 34GS tj. siatkami z prętów **#12 (siatka górna o oczku 15,0 x 15,0 cm, siatka dolna o oczku 25,0 x 25,0 cm)**. Do betonu należy dodać środki uszczelniające np.

HYDROBET. Płyta fundamentowa podszybia, oraz ściany podszybia do wysokości 20,0 cm powinny być zabezpieczone przed wsiąkaniem oleju. Do podszybia doprowadzić bednarkę uziemiającą FeZn o przekroju 20,0 x 3,0 mm. Pod płytą fundamentową zaprojektowano podkład betonowy (beton klasy C8/10) gr. min. 10,0 cm.

3.11. Słupy i rdzenie żelbetowe

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylwane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr.. W ścianach murowanych obciążonych dużymi siłami skupionymi oraz dla zwiększenia sztywności przestrzennej obiektu projektuje się rdzenie żelbetowe – monolityczne, wylwane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone min. 4#12 (stal 34GS), strzemiona 2-cięte $\phi 8$ mm ze stali St0S-b o rozstawie 8,0/16,0 cm wg rys. konstr.. Na styku ściana konstrukcyjna murowana – rdzeń wykonać strzępia.

3.12. Elementy wykończeniowe

Elementy wykończeniowe – wg projektu architektury.

3.13. Warunki posadowienia

Obliczenia wykonano w oparciu o parametry gruntowe zawarte w dokumentacji geotechnicznej podłoża, opracowaną w czerwcu przez mgr. Marka Winskiewicza. Na podstawie ww. opracowania stwierdzono, że w poziomie posadowienia fundamentu występują piaski oraz plastyczne i twardoplastyczne gliny lodowcowe. Stosunkowo płytko pod nimi zalegają gliny miękkoplastyczne. Spod fundamentów należy usunąć istniejące uzbrojenie i towarzyszące im nasypy niebudowlane. Wymieniane grunty należy zastąpić piaskiem średnim stabilizowanym cementem (min. 100 kg/m³).

Warunki wodne są korzystne. Woda gruntowa występuje w niewielkich ilościach na większych głębokościach. Wg PN-B-02479:1998 warunki gruntowo – wodne można traktować jako proste.

W czasie wykonywania prac ziemnych i fundamentowych należy odpowiednio zabezpieczyć odkopane fundamenty budynku istniejącego! Nie wolno dopuścić do osuwania się gruntu spod fundamentów istniejących

Głębokość przemarzania w Olsztynie wynosi 1,00 m (wg PN-81/B-03020).

W przypadku prowadzenia prac ziemnych i fundamentowych w zimie należy chronić grunty na dnie wykopu przed przemarzaniem.

Podłoże pod fundamentami – jego zgodność z założeniami obliczeniowymi przyjętymi w projekcie powinien sprawdzić uprawniony geolog.

Grunty w dnie wykopu należy sprawdzić przez uprawnionego geologa.

Pod wszystkimi fundamentami projektuje się podkład betonowy z betonu klasy min. C8/10 gr. 10 cm.

Zaprojektowano ławy i stopy żelbetowe – z betonu klasy C20/25 (B25) z środkiem uszczelniającym (np. HYDROBET), zbrojone stalą 34GS. Strzemiona w ławach fundamentowych – $\phi 6$ ze stali St0S-b.

Pręty zbrojenia podłużnego min. 4 #16 łączyć na zakład min. 50d.max. 50% zbrojenia łączyć w jednym miejscu.

Fundamenty obliczono programem komputerowym

Uwaga:

- dokonać sprawdzenia dna wykopu z udziałem uprawnionego geologa,
- prace fundamentowe wykonywać po wytyczeniu osi przez uprawnionego geodetę,
- przed wylaniem fundamentów ułożyć stalowe rury ochronne dla instalacji podziemnych, poza obrysem fundamentów przestrzeń wokół nich wypełnić betonem klasy min. C8/10.

4. Uwagi i zalecenia końcowe

Wszelkie prace budowlane należy wykonywać zgodnie z zasadami BHP, sztuką budowlaną obowiązującymi w Polsce normami budowlanymi i wykonawczymi oraz obecną wiedzą techniczną.

Wszystkie materiały użyte do realizacji obiektu muszą posiadać atesty stwierdzające ich przydatność w budownictwie.

W czasie wykonywania prac ziemnych i fundamentowych przy istniejącym budynku zachować szczególną ostrożność – nie wolno naruszyć stateczności podłoża pod fundamentami obiektu istniejącego.

Beton w elementach żelbetowych zagęszczać w sposób mechaniczny.

Powierzchnie zewnętrzne elementów żelbetowych stykające się bezpośrednio z gruntem pokryć izolacją przeciwwodną.

Transport materiałów budowlanych prowadzić od strony południowej obiektu za pomocą środków transportu samochodowego. Plac budowy należy odpowiednio ogrodzić, oznakować, wyznaczyć strefy pracy dźwigu.

Konieczny jest stały nadzór prac przez osobę do tego uprawnianą (kierownik lub inspektor nadzoru)!

Projektant:
mgr inż. Anna Ceynowa

Sprawdzający:
mgr inż. Bogdan Jasko

Obliczenia statyczne

do projektu budowlanego rozbudowy WPB w Olsztynie jako centrum współpracy transgranicznej o zasięgu regionalnym

Poz.1 Dach

Kąt nachylenia dachu wynosi: $30,0^\circ$ (57,7 %)

Obciążenie na 1m^2 połaci:

a) obc. stałe – połac nieocieplana:

– dachówka, deskowanie, krokwie $0,95 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 1,14 \text{ kPa}$

Obciążenie na 1m^2 połaci ocieplonej:

b) obc. stałe – połac ocieplana:

– dachówka, deskowanie, krokwie $0,95 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 1,14 \text{ kPa}$
 – wełna mineralna: $0,25 \times 1,20 = 0,30 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 0,36 \text{ kPa}$
 – płyty 2 GKF na ruszcie: $0,03 \times 12,0 = 0,36 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 0,43 \text{ kPa}$
 $1,61 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 1,93 \text{ kPa}$

Obciążenie na 1m^2 stropu nad poddaszem:

c) obc. stałe – połac ocieplana:

– obciążenie technologiczne $0,50 \text{ kPa} \quad \times 1,400 = 0,70 \text{ kPa}$
 – płyta OSB: $0,025 \times 6,50 = 0,16 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 0,19 \text{ kPa}$
 – wełna mineralna: $0,25 \times 1,20 = 0,30 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 0,36 \text{ kPa}$
 – płyty 2 GKF na ruszcie: $0,03 \times 12,0 = 0,36 \text{ kPa} \quad \times 1,200 = 0,43 \text{ kPa}$
 $(\psi_d = 0,62) \quad 1,32 \text{ kPa} \quad \times 1,273 = 1,68 \text{ kPa}$

d) zmienne

– śnieg – IV strefa ($\alpha = 30,0^\circ$)

$$Q_k = 1,60 \text{ kN/m}^2;$$

$$C_1 = 0,80$$

$$C_2 = 0,80 + 0,4 \times (30 - 15) / 15 = 1,20;$$

$$\gamma_f = 1,50$$

$$S_k = Q_k \times C = 1,60 \times 1,20 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$S = S_k \times \gamma_f = 1,92 \times 1,50 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

– wiatr – I strefa, teren A; $z \approx 18,0 \text{ m}$ ($\alpha = 30,0^\circ$)

$$q_k = 0,30 \text{ kPa}; \quad C_e = 1,16; \quad \beta = 1,8; \quad \gamma_f = 1,5$$

– parcia wiatru

$$C_z = 0,015 \times 30,0 - 0,20 = 0,25; \quad C = C_z - C_w = 0,25 - 0 = 0,25$$

$$p_k = q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,30 \times 1,16 \times 0,25 \times 1,8 = 0,16 \text{ kPa}$$

$$p = p_k \times \gamma_f = 0,16 \times 1,50 = 0,24 \text{ kPa}$$

– ssanie wiatru

$$C_z = -0,40; \quad C = C_z - C_w = -0,40 - 0 = -0,40$$

$$p_k = q_k \times C_e \times C \times \beta = 0,30 \times 1,16 \times (-0,40) \times 1,8 = -0,25 \text{ kPa}$$

$$p = p_k \times \gamma_f = -0,25 \times 1,50 = -0,38 \text{ kPa}$$

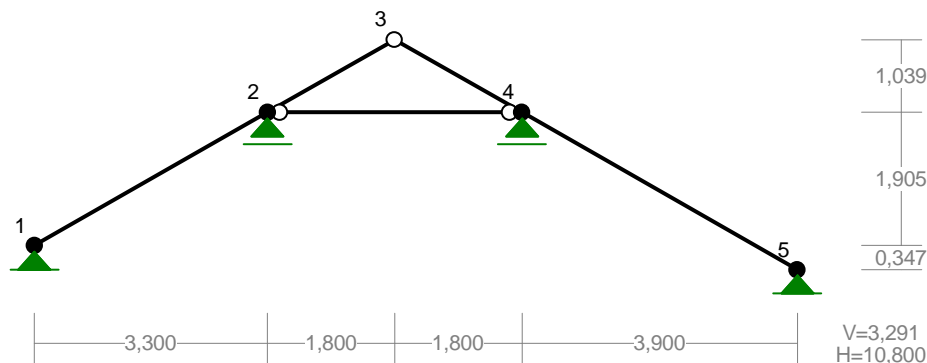
Poz.1.1 Dachy o kącie nachylenia $\alpha = 30,0^\circ$, rozstaw krokwi max 1,00 m

Zaprojektowano krokwie drewniane z drewna klasy min. C24

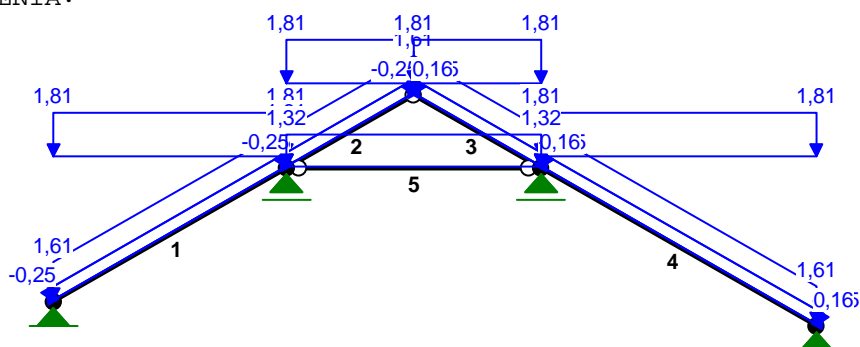
Obciążenia na połać:

— połać nieocieplona:	$0,95 \times 1,00 = 0,95 \text{ kN/m}$	$\times 1,200 =$	1,14 kN/m
— połać ocieplona:	$1,61 \times 1,00 = 1,61 \text{ kN/m}$	$\times 1,200 =$	1,93 kN/m
— strop drewniany:	$1,32 \times 1,00 = 1,32 \text{ kN/m}$	$\times 1,273 =$	1,68 kN/m
— śnieg:	$1,81 \times 1,00 = 1,81 \text{ kN/m}$	$\times 1,500 =$	2,72 kN/m
— parcie wiatru:	$0,16 \times 1,00 = 0,16 \text{ kN/m}$	$\times 1,500 =$	0,24 kN/m
— ssanie wiatru:	$0,25 \times 1,00 = 0,25 \text{ kN/m}$	$\times 1,500 =$	0,38 kN/m

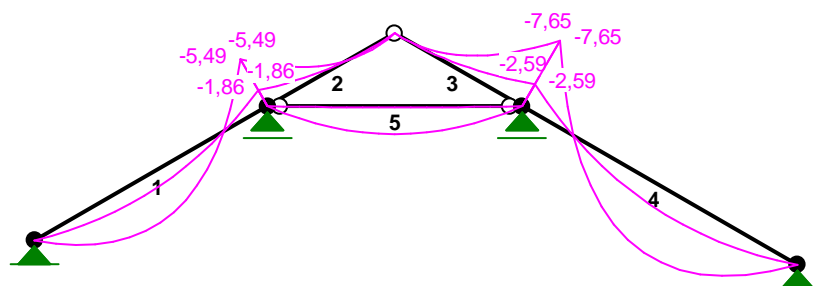
WĘZŁY:



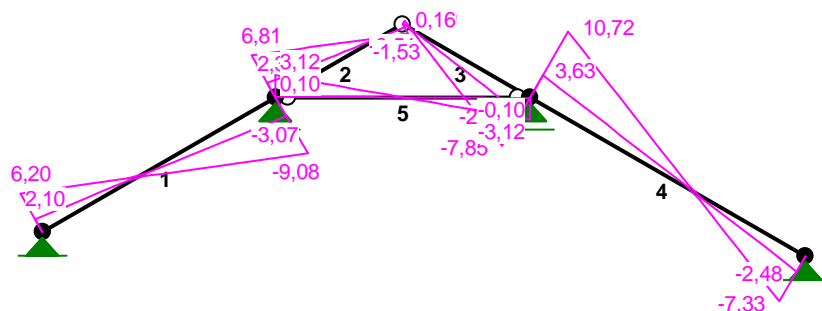
OBCIĄŻENIA:



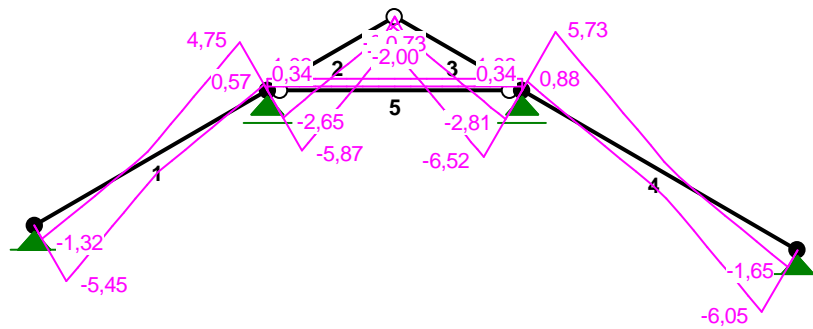
MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



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

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	2,09*	7,26	7,56		ACDF
	-0,38*	3,30	3,32		AE
	1,07	7,34*	7,42		ACD
	1,52	3,30*	3,63		AF
	2,09	7,26	7,56*		ACDF
2	0,00*	22,05	22,05		ABCDE
	0,00*	6,51	6,51		AF
	0,00*	8,24	8,24		A
	0,00	22,05*	22,05		ABCDE
	0,00	6,51*	6,51		AF
	0,00	22,05	22,05*		ABCDE
4	0,00*	25,01	25,01		ABCDF
	0,00*	7,70	7,70		AE
	-0,00*	9,58	9,58		A
	0,00	25,01*	25,01		ABCDF
	0,00	7,70*	7,70		AE
	0,00	25,01	25,01*		ABCDF
5	0,38*	3,94	3,96		AF
	-2,14*	8,40	8,66		ACDE
	-0,20	8,58*	8,58		ACDF
	-1,56	3,77*	4,08		AE
	-2,14	8,40	8,66*		ACDE

* = Max/Min

OBCIĄŻENIE NA 1 m² RZUTU POŁACI DACHU:

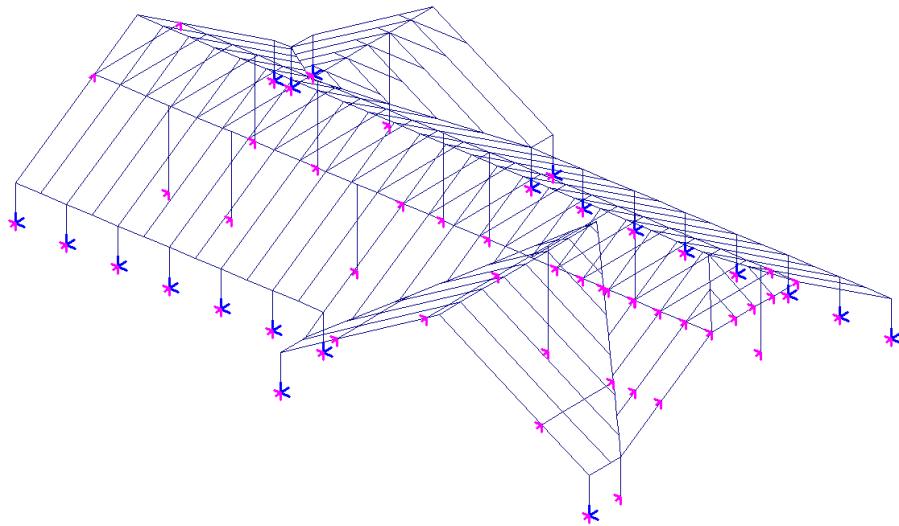
obc. obliczeniowe: $(7,34+22,05+25,01+8,58) / (1,0 \times 10,8) = 5,83 \text{ kPa}$

obc. charakterystyczne: $(5,47+16,47+18,67+6,38) / (1,0 \times 10,8) = 4,35 \text{ kPa}$

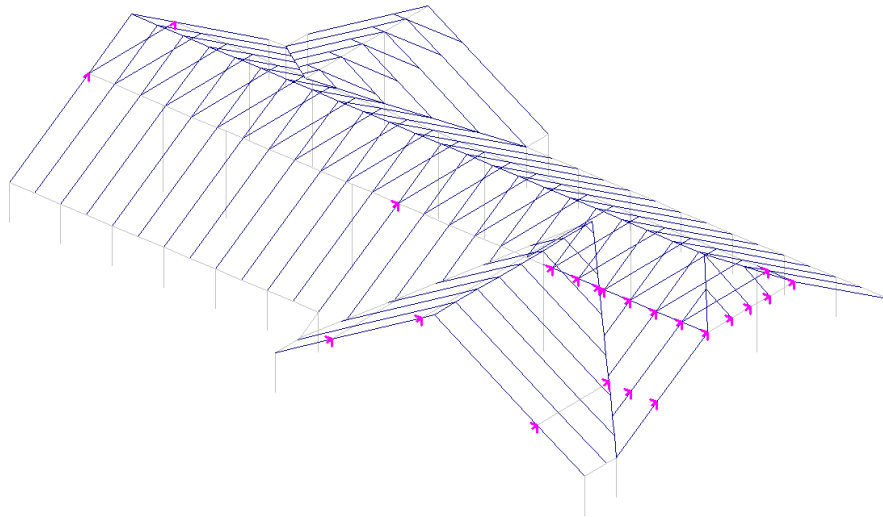
$\gamma_f = 1,340$

obc. długotrwałe: $(2,82+ 8,37+ 9,49+3,29) / (1,0 \times 10,8) = 2,22 \text{ kPa}$

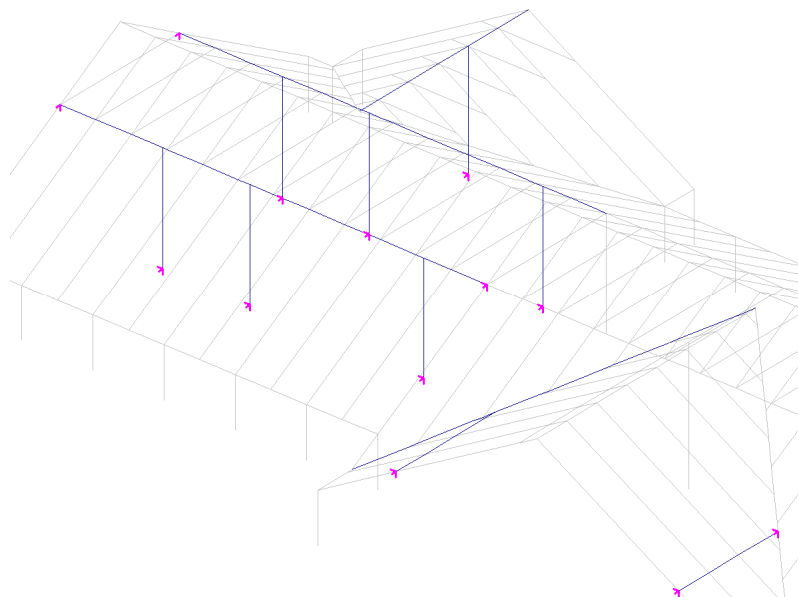
$\psi_d = 0,51$

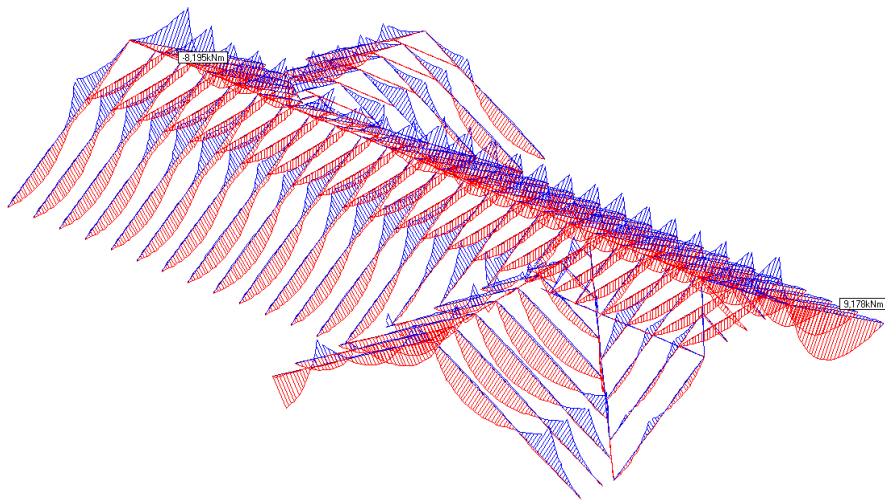


ELEMENTY DREWNIANE KONSTRUKCJI DACHOWEJ:

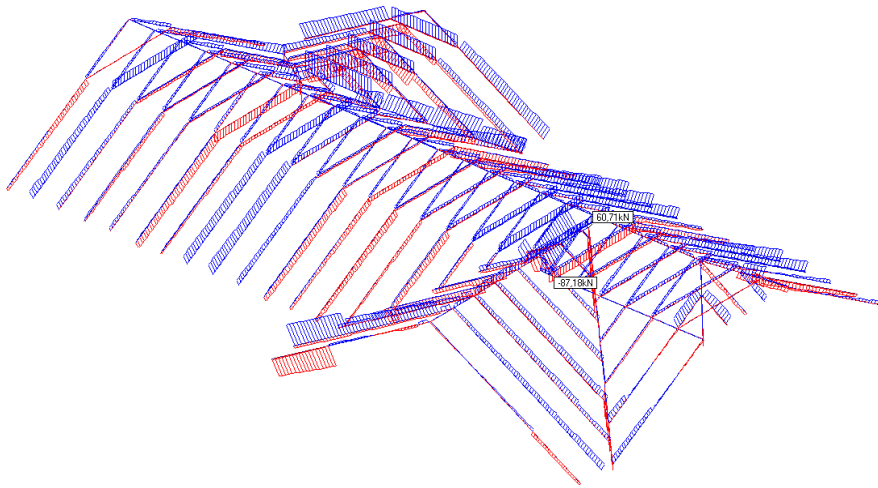
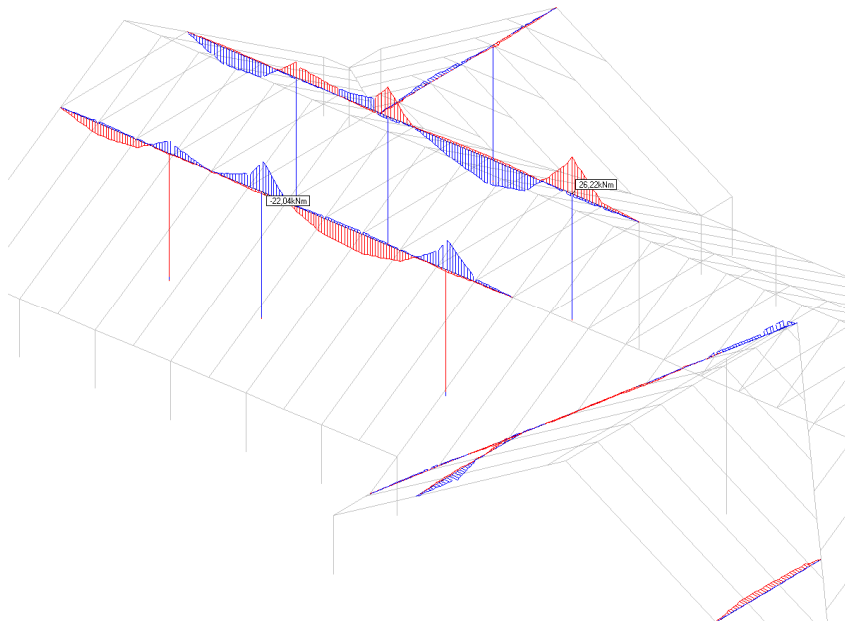


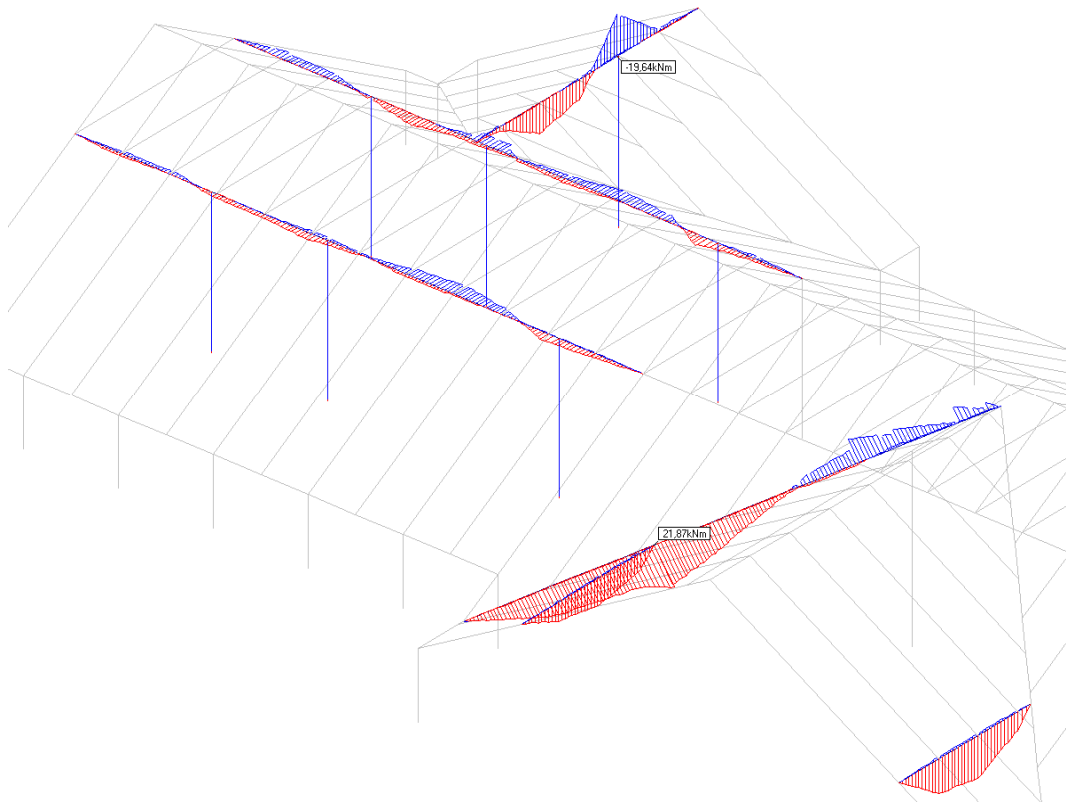
ELEMENTY STALOWE KONSTRUKCJI DACHOWEJ:



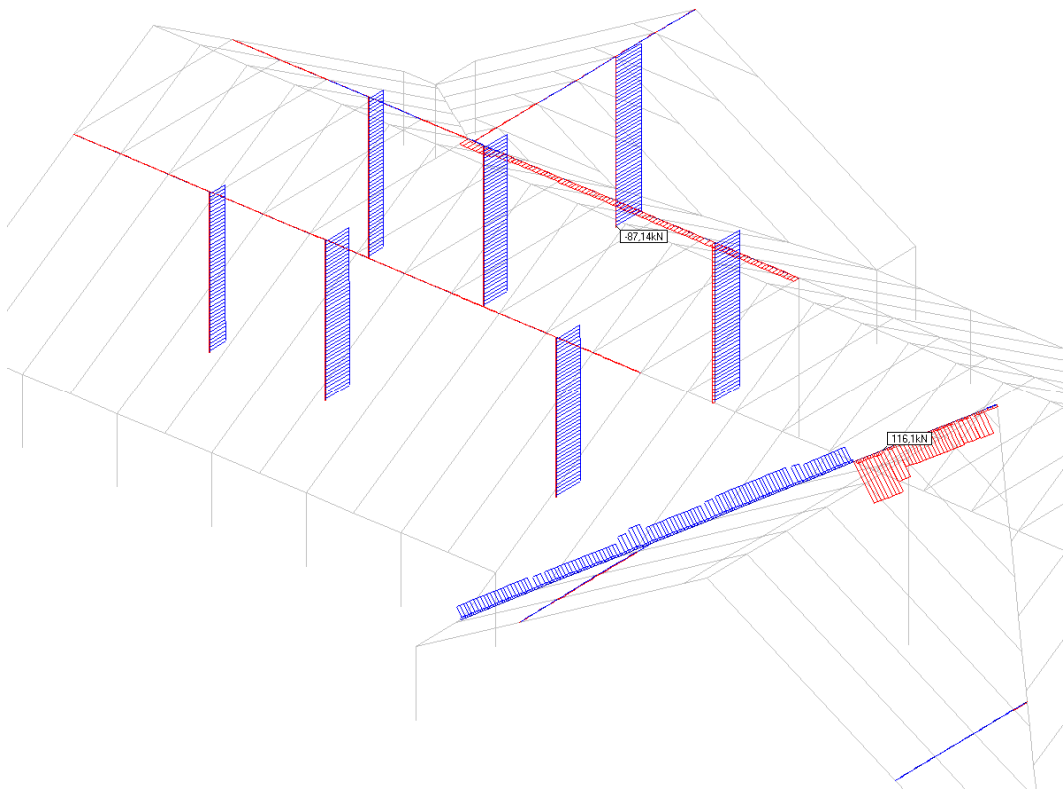
M_z 

N

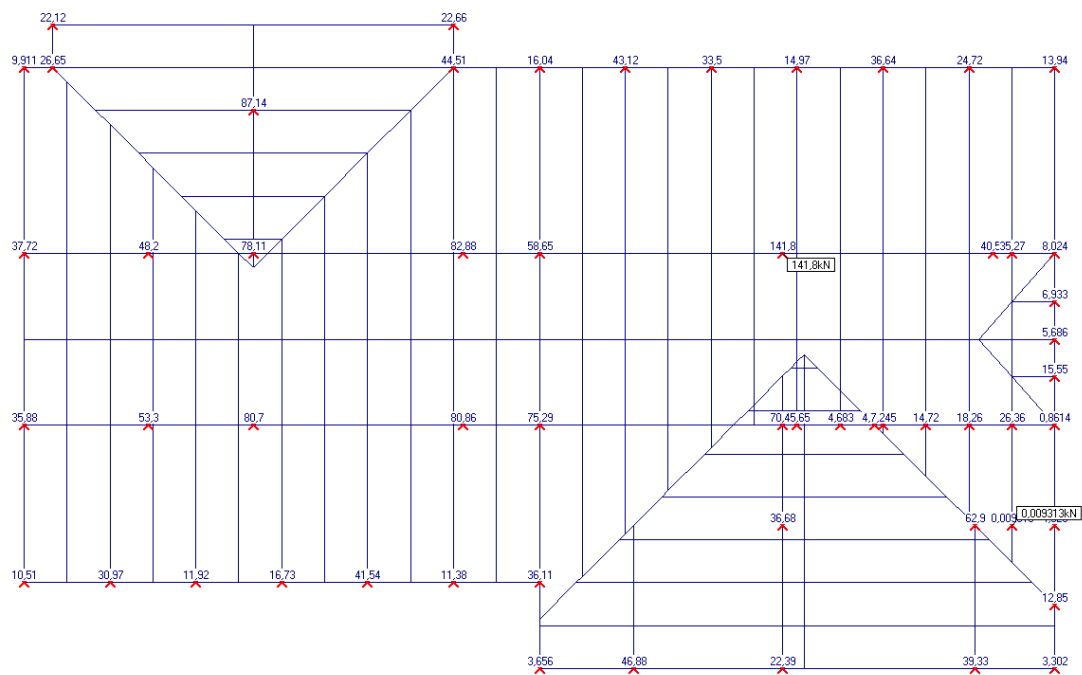
 M_y 

M_z 

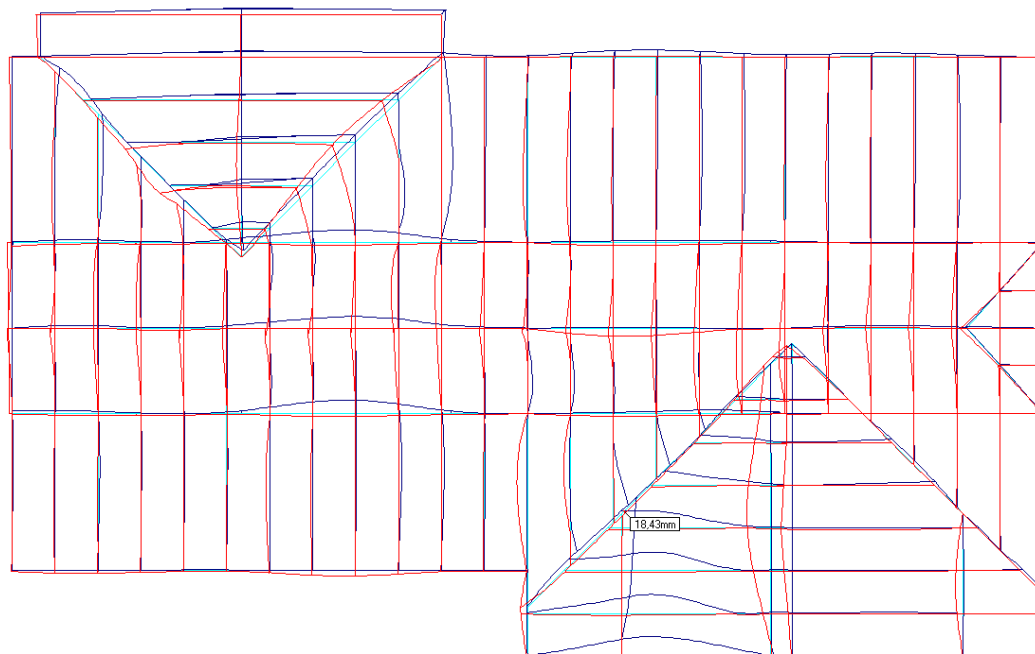
N



REAKCJE PIONOWE:



PRZEMIESZCZENIA:



Poz.1.1.1 Krokwie

OBIEKT: Belka (10x24)

Od węzła: 716 do węzła: 315 ($L= 6,412$ m)

Przekrój nr: 8 ()

Materiał: C24

Klasa użytkowania konstrukcji: 2

Odległość między przekrojami $< 0,1$ m

STRZAŁKA UGIĘCIA

$f= 21,62$ mm $< 32,06$ mm ($L/200$)

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz.netto (A)= 240 cm²

Pole ścinania ($b \times h$)= 240 cm²

Wsk.na zginanie (W_z)= 960 cm³ (W_y)= 400 cm³

Wskaźnik na skręcanie= 608 cm³

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Nrr: 7,1,3,5,6

Ściskanie (N_c)= $9,376$ kN

Ścinanie (V_y)= $7,75$ kN Ścinanie (V_x)= $8,002$ kN

Zginanie (M_z)= $0,4749$ kNm Zginanie (M_y)= $4,08$ kNm

Skręcanie (M_t)= $0,005075$ kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

Ściskanie: $Sc/f_{cd}= 0,04$

Zginanie: $Sz/f_{md}+0,7*Sy/f_{md}= 0,69$

Zginanie: $0,7*Sz/f_{md}+Sy/f_{md}= 0,95$

Ściskanie+Zginanie:

$(Sc/f_{cd})^2+Sz/f_{md}+0,7*Sy/f_{md}= 0,69$

$(Sc/f_{cd})^2+0,7*Sz/f_{md}+Sy/f_{md}= 0,95$

Ścinanie: $tz/f_{vd}= 0,43$

Ścinanie: $ty/f_{vd}= 0,42$

Skręcanie: $tt/f_{vd}= 0,01$

Ścinanie+Skręcanie: $tt/f_{vd}+(t/f_{vd})^2= 0,20$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Długość pręta (L_{oz})= $6,412$ m (L_{oy})= 1 m

Wsp.dł.wyboezen. (m_{iz})= $0,34$ (m_{iy})= $0,29$

Smukłość pręta (l_z)= $31,47$ (l_y)= $10,05$

Wsp.wyboezeniowy ($k_{c,z}$)= $0,9953$ ($k_{c,y}$)= 1

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Długość obliczeniowa (L_d)= $6,412$ m

Wsp.zwichrzenia $k_{crit}= 1$

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

Wyboczenie: $Sc/(k_c*f_{cd})= 0,04$

Wyboczenie+Zginanie:

$Sc/(k_c*f_{cd})+Sz/f_{md}+0,7*Sy/f_{md}= 0,73$

$(Sc/f_{cd})^2+0,7*Sz/f_{md}+Sy/f_{md}= 0,95$

Zwichrzenie: $Sm_z/(k_{crit}*f_{md})= 0,04$

Poz.1.1.2 Koszowe drewniane – prócz koszowej między osiami 4 – 5

OBIEKT: Belka (12x24)

Od węzła: 307 do węzła: 79 ($L= 8,022$ m)

Przekrój nr: 9 ()

Materiał: C24

Klasa użytkowania konstrukcji: 2

Odległość między przekrojami $< 0,1$ m

STRZAŁKA UGIĘCIA

$f= 2,964$ mm $< 40,11$ mm ($L/200$)

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz.netto (A)= 288 cm²

Pole ścinania ($b \times h$)= 288 cm²

Wsk.na zginanie (W_z)= 1152 cm³ (W_y)= 576 cm³

Wskaźnik na skręcanie= 847 cm³

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Nrr: 7,1,3,5

Rozciąg. (Nt)= 47,32 kN

Ścinanie (Vy)= 10,13 kN Ścinanie (Vx)= 9,201 kN

Zginanie (Mz)= 3,442 kNm Zginanie (My)= 2,324 kNm

Skręcanie (Mt)= 0,003862 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJURozciąganie: $St/ftd = 0,25$ Zginanie: $Sz/fmd + 0,7 * Sy/fmd = 0,52$ Zginanie: $0,7 * Sz/fmd + Sy/fmd = 0,55$

Rozciąganie+Zginanie:

 $St/ftd + Sz/fmd + 0,7 * Sy/fmd = 0,78$ $St/ftd + 0,7 * Sz/fmd + Sy/fmd = 0,81$ Ścinanie: $tz/fvd = 0,42$ Ścinanie: $ty/fvd = 0,46$ Skręcanie: $tt/fvd = 0,00$ Ścinanie+Skręcanie: $tt/fvd + (t/fvd)^2 = 0,21$ **STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE**

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

Nośność elementu taka sama jak przekroju

Poz.1.1.3 Jętki drewniane

OBIEKT: Belka (8x18)

Od węzła: 609 do węzła: 610 (L= 3,6 m)

Przekrój nr: 1 ()

Materiał: C24

Klasa użytkowania konstrukcji: 2

Odległość między przekrojami < 0,1 m

STRZAŁKA UGIĘCIA $f = 11,52 \text{ mm} < 18 \text{ mm} (L/200)$ **CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU**Pole przek.poprz.netto (A)= 144 cm²Pole ścinania (bxh)= 144 cm²Wsk.na zginanie (Wz)= 432 cm³Wskaźnik na skręcanie= 288 cm³**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE**

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 7,4,6

Ściskanie (Nc)= 2,327 kN

Ścinanie (Vy)= 2,816 kN

Zginanie (Mz)= 2,534 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 7,1,2,3,5,6

Ściskanie (Nc)= 10,65 kN

Ścinanie (Vy)= 2,816 kN

Zginanie (Mz)= 2,534 kNm

Skręcanie (Mt)= 0,0 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJUŚciskanie: $Sc/fcd = 0,08$ Ściskanie+Zginanie: $(Sc/fcd)^2 + Sz/fmd = 0,54$ Ścinanie: $ty/fvd = 0,25$ Skręcanie: $tt/fvd = 0,00$ Ścinanie+Skręcanie: $tt/fvd + (t/fvd)^2 = 0,06$ **STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE**

Długość pręta (Loz)= 3,6 m (Loy)= 1,8 m

Wsp.dł.wyboezen. (miz)= 1 (miy)= 1

Smukłość pręta (I_z)= 69,28 (I_y)= 77,94

Wsp.wybozeniowy (kc,z)= 0,6383 (kc,y)= 0,5213

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Długość obliczeniowa (Ld)= 3,6 m

Wsp.zwichrzenia $k_{crit}=1$
STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU
 Wyboczenie: $Sc/(k_c \cdot f_{cd})=0,03$
 Wyboczenie+Zginanie: $Sc/(k_{cz} \cdot f_{cd})+Sz/f_{md}=0,56$
 Wyboczenie: $Sc/(k_c \cdot f_{cd})=0,15$
 Wyboczenie+Zginanie: $Sc/(k_{cz} \cdot f_{cd})+Sz/f_{md}=0,65$
 Zwichrzenie: $Smz/(k_{crit} \cdot f_{md})=0,53$

Poz.1.1.4 Płatwie stalowe

OBIEKT: Rygiel (Sk C160)
 Od węzła: 402 do węzła: 393 ($L=10,8$ m)
 Elementów: 17 (153,155,148,267,150,152,107,257,159,157,136,134,138,132,262,146,140)

Przekrój nr: 4 (Sk C160) Dwa ceowniki
 Materiał: St3SX
 Odległość między przekrojami $< 0,1$ m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)
 $f=10,13$ mm $< 30,86$ mm ($L/350$)

USTALENIE KLASY PRZEKROJU

ŚRODNIK

Wytrzyma.obliczen.(f_d)= 215 MPa
 Eps-(stosunek $215/f_d$)= 1
 Wysokość ścianki (b)= 118 mm
 Grubość ścianki (t)= 7,5 mm
 Współczynnik (α)= 0,5
 Współczynnik (K_2)= 0,4
 Stosunek (b/t)= 15,73
 Klasa $M_x=1$ (max $b/t=66$)
 Klasa $V_y=1$ (max $b/t=70$)
 Klasa $M_y=1$ (max $b/t=33$)

STOPKA

Wytrzyma.obliczen.(f_d)= 215 MPa
 Eps-(stosunek $215/f_d$)= 1
 Szerokość ścianki (b)= 47 mm
 Grubość ścianki (t)= 10,5 mm
 Współczynnik (α)= 1,383
 Współczynnik (K_1)= 2,6
 Stosunek (b/t)= 4,476
 Klasa $N=1$ (max $b/t=9$)
 Klasa $M_y=1$ (max $b/t=6,508$)
 Klasa $V_x=1$ (max $b/t=50$)

KLASY PRZEKROJU

Ścinanie wzdłuż $Y:1$
 Zginanie względem $X:1$
 Ścinanie wzdłuż $X:1$
 Zginanie względem $Y:1$

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 48 cm²
 Pola na ścinanie (A_{vy})= 24 cm² (A_{vx})= 27,3 cm²
 Wsk.na zginanie (W_{cx})= 231,2 cm³ (W_{cy})= 186,6 cm³
 Wsk.na zginanie (W_{tx})= 231,2 cm³ (W_{ty})= 186,6 cm³

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (N_{Rt})= 1032 kN
 Na ścinanie (V_{Ry})= 299,3 kN
 Na ścinanie (V_{Rx})= 340,4 kN
 Na zginanie (M_{Rx})= 49,72 kNm
 Na zginanie (M_{Ry})= 40,12 kNm

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

N_{rr} : 7,1,2,3,4,6
 Rozciąg. (N_t)= 18,72 kN
 Ścinanie (V_y)= 14,32 kN Ścinanie (V_x)= 44,74 kN

Zginanie (M_x)= 4,505 kNm Zginanie (M_y)= 25,02 kNm
 STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$$N_t/N_{Rt} + M_x/M_{R_x} + M_y/M_{R_y} = 0,73 < 1$$

$$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{R_x} + M_y/M_{R_y} = 0,71 < 1$$

$$V_x/V_{R_x}, N_t = 0,13 < 1$$

$$V_y/V_{R_y}, N_t = 0,02 < 1$$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Długość zwichrzenia (L_0)= 10,8 m

Współczynnik dla M_{gMax} (β_X)= 0,4

Współczynnik dla M_{gMax} (β_Y)= 0,4

Wsp.zwichrzenia (ϕ_L)= 0,80

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$$N_t/N_{Rt} + M_x/(\phi_L \cdot M_{R_x}) + M_y/M_{R_y} = 0,76 < 1$$

Poz.1.1.5 Koszowa stalowa – między osiami 4 – 5

OBIEKT: Belka (Sk C160)

Od węzła: 354 do węzła: 76 (L = 8,48 m)

Elementów: 16 (96,64,88,65,384,90,61,98,62,240,251,63,375,103,54,53)

Przekrój nr: 4 (Sk C160) Dwa ceowniki

Materiał: St3SX

Odległość między przekrojami < 0,1 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$$f = 17,86 \text{ mm} < 24,23 \text{ mm} (L/350)$$

USTALENIE KLASY PRZEKROJU

ŚRODNIK

Wytrzyma.obliczen.(f_d)= 215 MPa

Eps-(stosunek 215/ f_d)= 1

Wysokość ścianki (b)= 118 mm

Grubość ścianki (t)= 7,5 mm

Współczynnik (α)= 0,5

Współczynnik (K_2)= 0,4

Stosunek (b/t)= 15,73

Klasa N = 1 (max b/t = 33)

Klasa M_x = 1 (max b/t = 66)

Klasa V_y = 1 (max b/t = 70)

Klasa M_y = 1 (max b/t = 33)

STOPKA

Wytrzyma.obliczen.(f_d)= 215 MPa

Eps-(stosunek 215/ f_d)= 1

Szerokość ścianki (b)= 47 mm

Grubość ścianki (t)= 10,5 mm

Współczynnik (α)= 1,383

Współczynnik (K_1)= 2,6

Stosunek (b/t)= 4,476

Klasa N = 1 (max b/t = 9)

Klasa M_y = 1 (max b/t = 6,508)

Klasa V_x = 1 (max b/t = 50)

KLASY PRZEKROJU

Ściskanie osiowe : 1

Ścinanie wzdłuż Y : 1

Zginanie względem X : 1

Ścinanie wzdłuż X : 1

Zginanie względem Y : 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 48 cm²

Pola na ścinanie (A_{v_y})= 24 cm² (A_{v_x})= 27,3 cm²

Wsk.na zginanie (W_{c_x})= 231,2 cm³ (W_{c_y})= 186,6 cm³

Wsk.na zginanie (W_{t_x})= 231,2 cm³ (W_{t_y})= 186,6 cm³

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (N_{Rt})= 1032 kN

Na ściskanie (N_{Rc})= 1032 kN

Na ścinanie (V_{Ry})= 299,3 kN
 Na ścinanie (V_{Rx})= 340,4 kN
 Na zginanie (M_{Rx})= 49,72 kNm
 Na zginanie (M_{Ry})= 40,12 kNm

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 7,1,3,5,6
 Ściskanie (N_c)= 49,51 kN
 Ścinanie (V_y)= 26,02 kN Ścinanie (V_x)= 44,74 kN
 Zginanie (M_x)= 21,5 kNm Zginanie (M_y)= 0,6457 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 7,1,2,3,5,6
 Rozciąg. (N_t)= 1,992 kN
 Ściskanie (N_c)= 54,49 kN
 Ścinanie (V_y)= 27,63 kN Ścinanie (V_x)= 44,12 kN
 Zginanie (M_x)= 18,45 kNm Zginanie (M_y)= 0,0445 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx}+M_y/M_{Ry}= 0,45 < 1$
 $N_c/N_{Rc}+M_x/M_{Rx}+M_y/M_{Ry}= 0,50 < 1$
 $V_x/V_{Rx}, N_c= 0,13 < 1$
 $V_y/V_{Ry}, N_c= 0,04 < 1$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta (L_{ox})= 8,48 m (L_{oy})= 8,48 m
 Wsp.dł.wyboezen. (m_{ix})= 1 (m_{iy})= 0,11
 Dł.wyboezeniowa (L_{ex})= 8,48 m (L_{ey})= 0,9328 m
 Pr.bezwładności (i_x)= 6,21 cm (i_y)= 5,03 cm
 Smukłość pręta ($l_{_x}$)= 136,6 ($l_{_y}$)= 18,56
 Smukłość porówn. ($l_{_p}$)= 84 ($l_{_p}$)= 84
 Smukłość względna (l_{wx})= 1,626 (l_{wy})= 0,2209
 Wsp.wyboezeniowy (ϕ_{ix})= 0,3017 (ϕ_{iy})= 0,9783

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Długość zwichrzenia (L_o)= 8,48 m
 Współczynnik dla M_{gMax} (β_X)= 0,4
 Współczynnik dla M_{gMin} (β_X)= 0,4
 Współczynnik dla M_{gMax} (β_Y)= 0,4
 Współczynnik dla M_{gMin} (β_Y)= 0,4
 Wsp.zwichrzenia (ϕ_L)= 0,80

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx})+M_y/M_{Ry}= 0,56 < 1$
 $N_c/(\phi_L \cdot N_{Rc})= 0,17 < 1$
 Wsp. β_X $\beta_X= 0,4$ $\beta_Y= 0,4$
 Poprawki $D_x= 0,02$ $D_y= 0,00$
 $N_c/(\phi_X \cdot N_{Rc})+\beta_X \cdot M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx})+\beta_Y \cdot M_y/M_{Ry}+D_x= 0,40 < 1$
 $N_c/(\phi_Y \cdot N_{Rc})+\beta_X \cdot M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx})+\beta_Y \cdot M_y/M_{Ry}+D_y= 0,27 < 1$

Poz.1.1.6 Słupki stalowe

OBIEKT: Słup (Sk C100)

Od węzła: 653 do węzła: 195 ($L= 2,874$ m)

Elementów: 1 (316)

Przekrój nr: 3 (Sk C100) Dwa ceowniki

Materiał: St3SX

Odległość między przekrojami < 0,1 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f= 0,0$ mm < 8,211 mm ($L/350$)

USTALENIE KLASY PRZEKROJU

ŚRODNIK

Wytrzyma.obliczen.(f_d)= 215 MPa

Eps-(stosunek $215/f_d$)= 1

Wysokość ścianki (b)= 66 mm

Grubość ścianki (t)= 6 mm

Stosunek (b/t)= 11

Klasa $N=1$ (max $b/t=33$)

STOPKA

Wytrzymał.obliczen.(f_d)= 215 MPa

Eps-(stosunek $215/f_d$)= 1

Szerokość ścianki (b)= 35,5 mm

Grubość ścianki (t)= 8,5 mm

Stosunek (b/t)= 4,176

Klasa $N=1$ (max $b/t=9$)

KLASY PRZEKROJU

Ściskanie osiowe : 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 27 cm²

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (N_{Rt})= 580,5 kN

Na ściskanie (N_{Rc})= 580,5 kN

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 7,5

Rozciąg. (N_t)= 0,1755 kN

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 7,1,2,3,4,6

Ściskanie (N_c)= 87,11 kN

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$N_t/N_{Rt}= 0,00 < 1$ $N_c/N_{Rc}= 0,15 < 1$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta (L_{ox})= 2,874 m (L_{oy})= 2,874 m

Wsp.dł.wyboezen. (m_x)= 1 (m_y)= 1

Dł.wyboczeniowa (L_{ex})= 2,874 m (L_{ey})= 2,874 m

Pr.bezwładności (i_x)= 3,91 cm (i_y)= 3,75 cm

Smukłość pręta (l_x)= 73,57 (l_y)= 76,61

Smukłość porówn. (l_p)= 84 (l_p)= 84

Smukłość względna (l_{wx})= 0,8759 (l_{wy})= 0,912

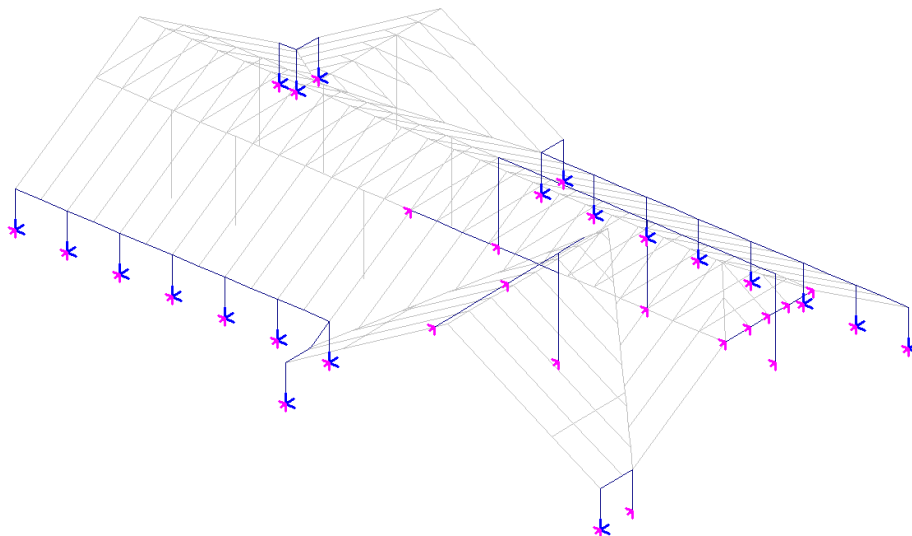
Wsp.wyboczeniowy (ϕ_x)= 0,6341 (ϕ_y)= 0,6122

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

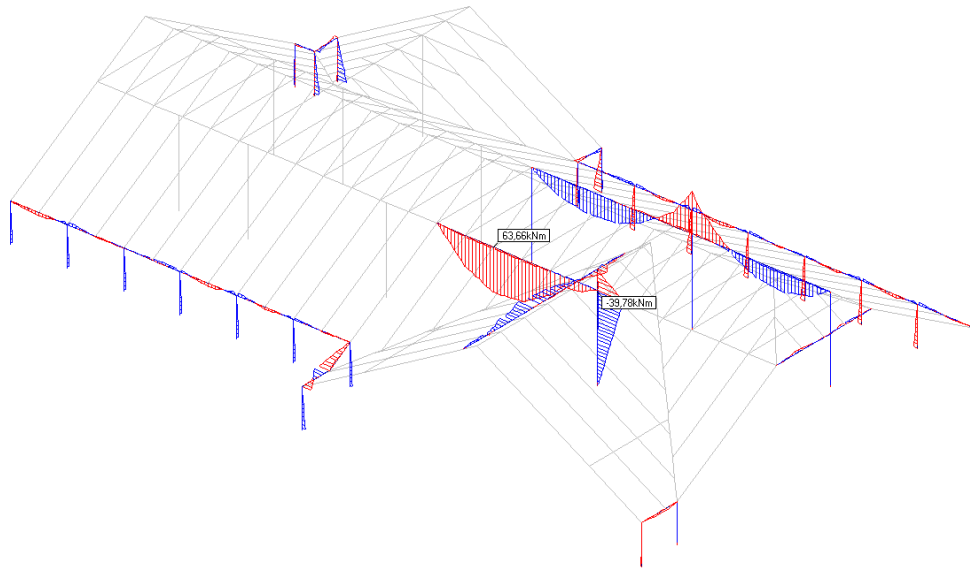
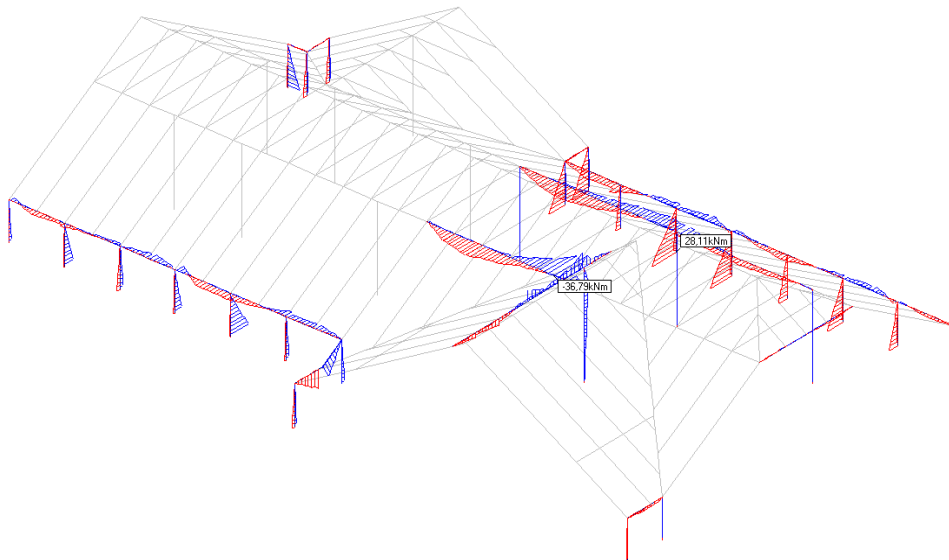
$N_t/N_{Rt}= 0,00 < 1$ $N_c/(\phi_y \cdot N_{Rc}) = 0,25 < 1$

Poz.2 Podciągi i belki poddasza

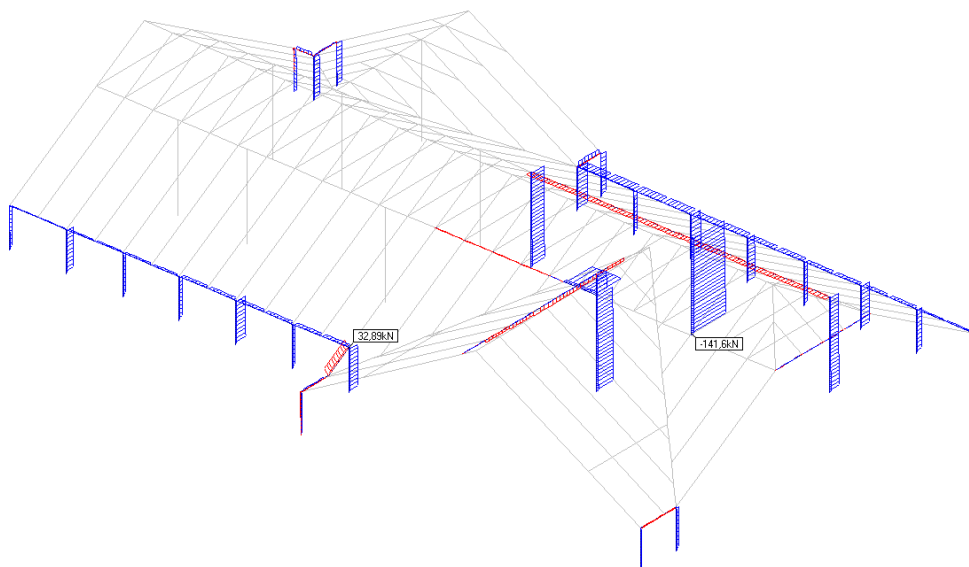
ELEMENTY ŻELBETOWE KONSTRUKCJI PODDASZA:



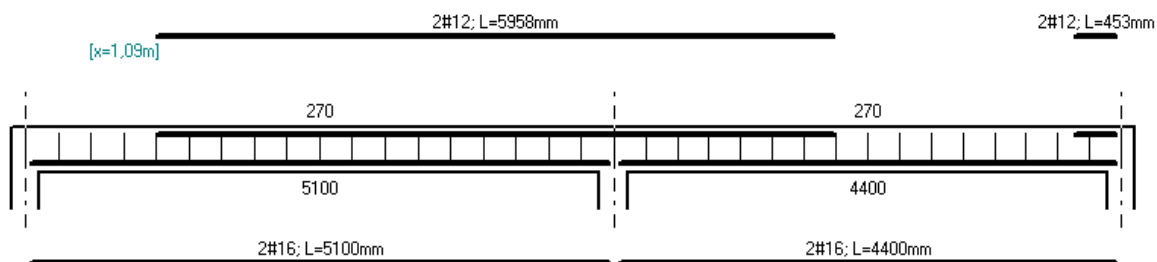
M_y

 M_z 

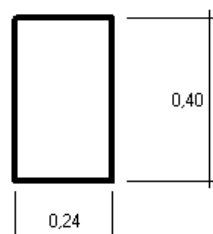
N



Poz.2.1 Podciąg żelbetowy dwuprzęsłowy w osi C-C



Przekrój poprzeczny



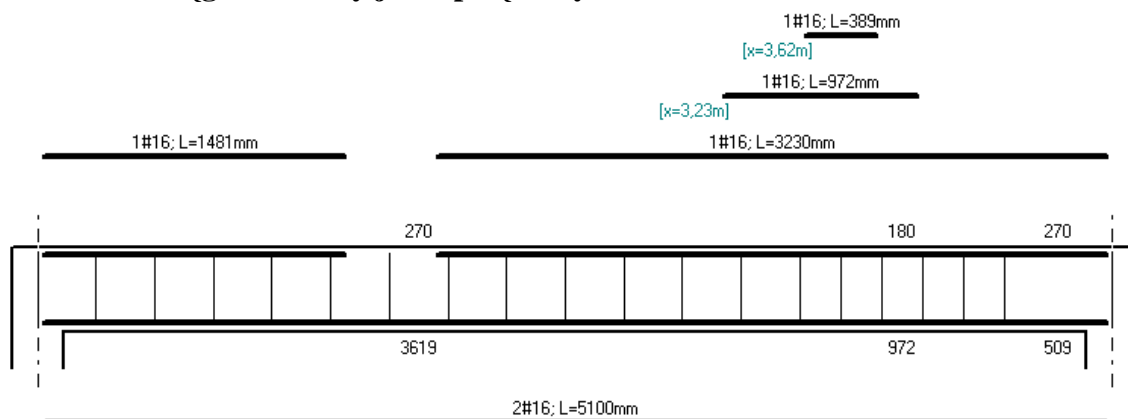
Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #8 (2 gałęziowe)

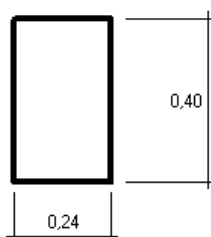
Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 29,99kg
 Masa zbrojenia górnego: 11,38kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 14,66kg
 Masa zbrojenia ogółem: 56,03kg
 Objętość betonu: 0,94m³

Poz.2.2 Podciąg żelbetowy jeduprzęsłowy w osi D-D



Przekrój poprzeczny



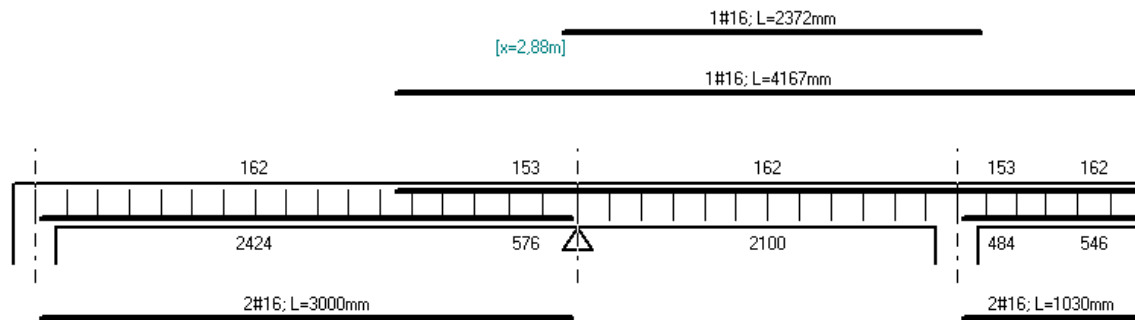
Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #8 (2 gałęziowe)

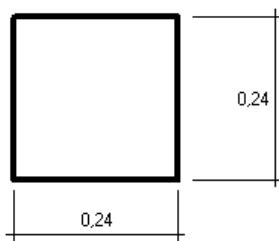
Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 16,10kg
 Masa zbrojenia górnego: 9,58kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 8,62kg
 Masa zbrojenia ogółem: 34,30kg
 Objętość betonu: 0,51m³

Poz.2.3 Podciąg dwuprzęsłowy w osi 5-5



Przekrój poprzeczny



Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #8 (2 gałęziowe)

Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 12,72kg
 Masa zbrojenia górnego: 10,32kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 11,10kg
 Masa zbrojenia ogółem: 34,14kg
 Objętość betonu: 0,36m³

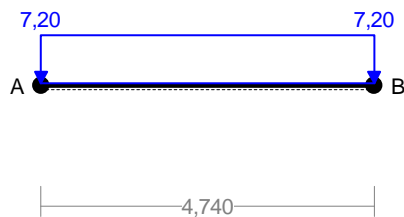
Poz.2.4 Nadproże o rozpiętości w świetle $L = 4,50$ m

$L_{\text{eff}} = 4,74$ m

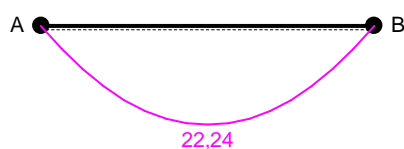
Obciążenie przyjęto:

— ciężar własny:

$$0,24 \times 1,20 \times 25,0 = 7,20 \text{ kN} \quad 1,100 = 7,92 \text{ kN/m}$$

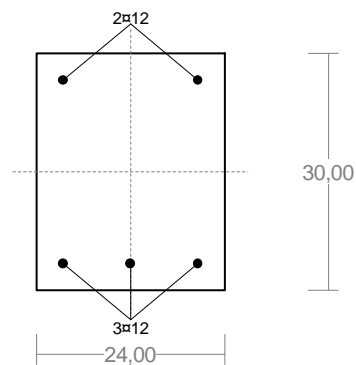


M

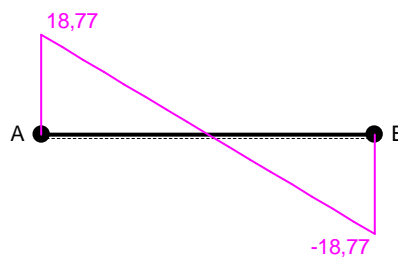


BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)



Q

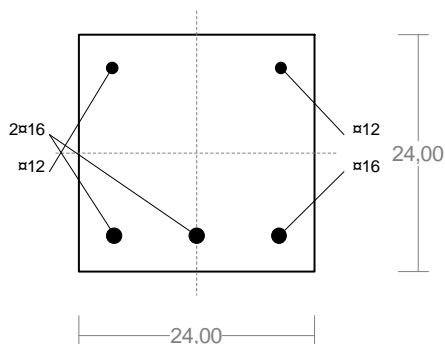
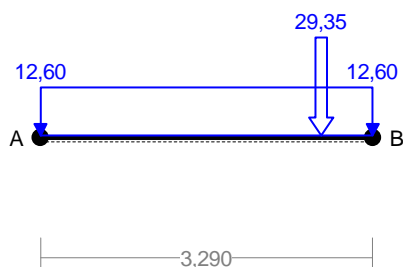


Poz.2.5 Nadproże o rozpiętości w świetle $L = 3,05 \text{ m}$

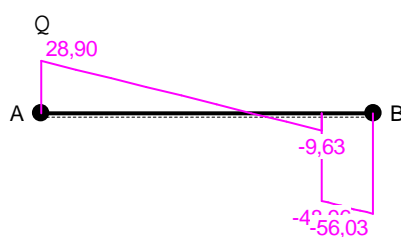
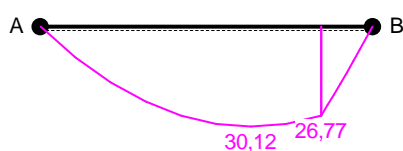
$L_{\text{eff}} = 3,29 \text{ m}$

Obciążenie przyjęto:

- ciężar własny: $0,24 \times 2,10 \times 25,0 = 12,60 \text{ kN/m} \times 1,100 = 13,86 \text{ kN/m}$
- z poz. 1.1.4e: $29,35 \text{ kN} \times 1,340 = 39,33 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.2.6 Nadproża o rozpiętości w świetle do $1,86 \text{ m}$

do obliczeń wzięto nadproże najbardziej obciążone o $L_{\text{eff}} = 1,75 \text{ m}$

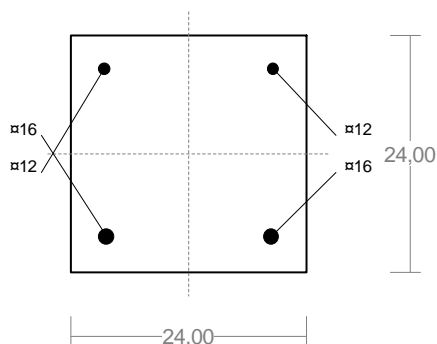
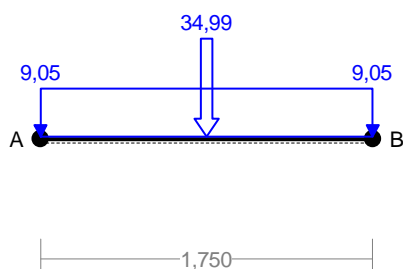
Ciężar 1 m^2 ściany z poz. 3:

$4,97 \text{ kPa} \times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$

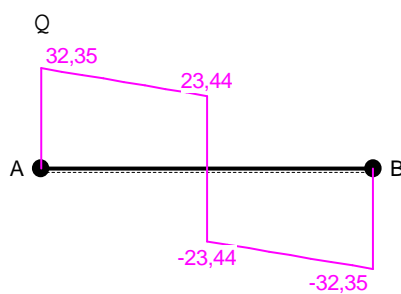
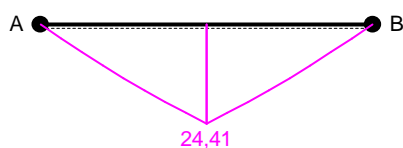
$H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 2,10 = 1,82 \text{ m}$

Obciążenie na belkę:

$1,82 \times 4,97 = 9,05 \text{ kN/m} \times 1,125 = 10,18 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.3 Ściany, rdzenie poddasza

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane w systemie lekkiej zabudowy, których ciężar 1 m^2 z wyprawą nie przekracza $1,50 \text{ kN/m}^2$. Ściany nośne zaprojektowano jako wykonane z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa gr. 24,0 i 18,0 cm na zaprawie do cienkich spoin klasy min M10.

Ściany wykusza należy wykonać z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600 na zaprawie cem. – wap klasy min M5.

W ścianach konstrukcyjnych oraz w ścianach wykusza zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylwane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylwane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m^2 zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	$4,97 \text{ kPa}$	$\times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m^2 zewnętrznej ściany wykuszu i ściana szczytowa w osi 1:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z gazobetonu:	$0,24 \times 9,00 = 2,16 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 2,59 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	$2,81 \text{ kPa}$	$\times 1,221 = 3,43 \text{ kPa}$

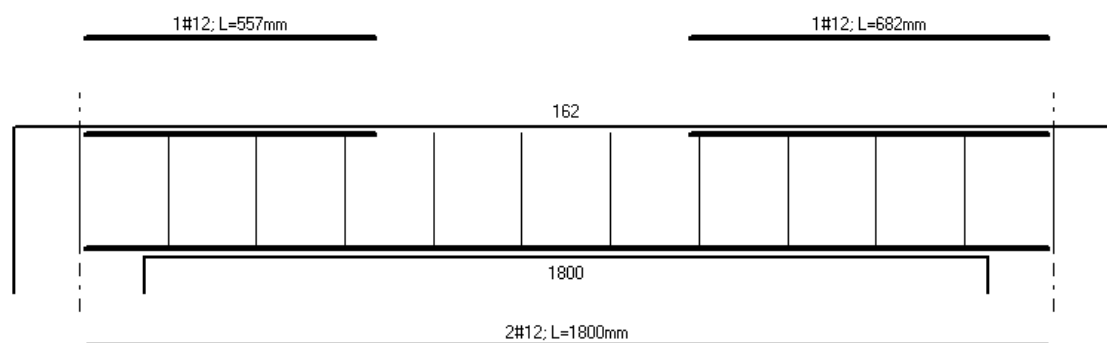
Ciężar 1 m^2 wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
	$4,89 \text{ kPa}$	$\times 1,123 = 5,49 \text{ kPa}$

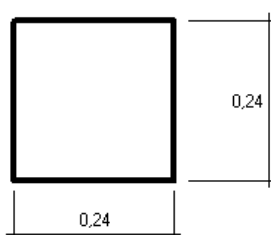
Ciężar 1 m^2 wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,18 \times 18,00 = 3,24 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 3,56 \text{ kPa}$
	$3,81 \text{ kPa}$	$\times 1,129 = 4,30 \text{ kPa}$

Poz.3.1 Wieniec żelbetowy pod murlatą



Przekrój poprzeczny



Materiały

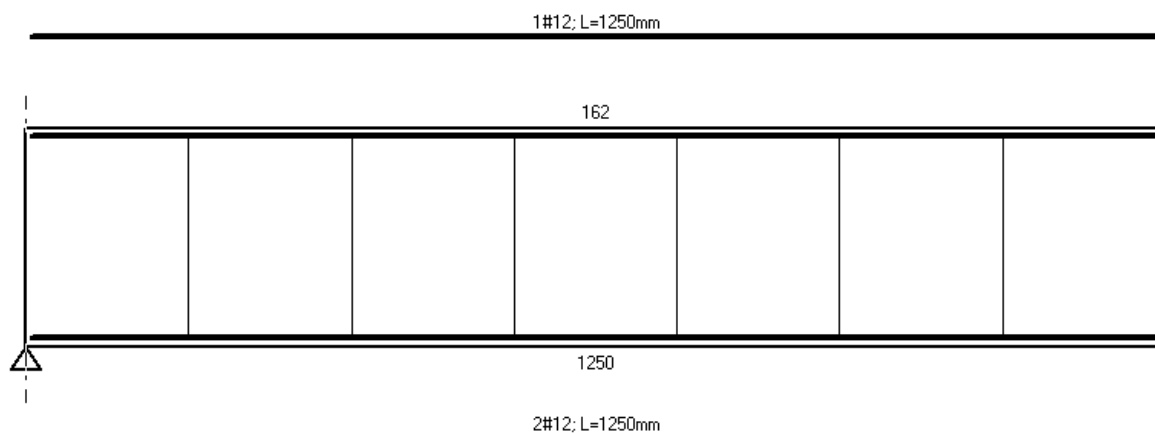
Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #6 (2 gałęziowe)

Zużycie materiałów

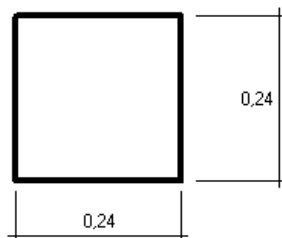
Masa zbrojenia dolnego: 3,20kg
 Masa zbrojenia górnego: 1,10kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 1,82kg
 Masa zbrojenia ogółem: 6,11kg
 Objętość betonu: 0,12m³

Poz.3.2 Rdzenie ścianki kolankowych

1#12; L=100mm



Przekrój poprzeczny



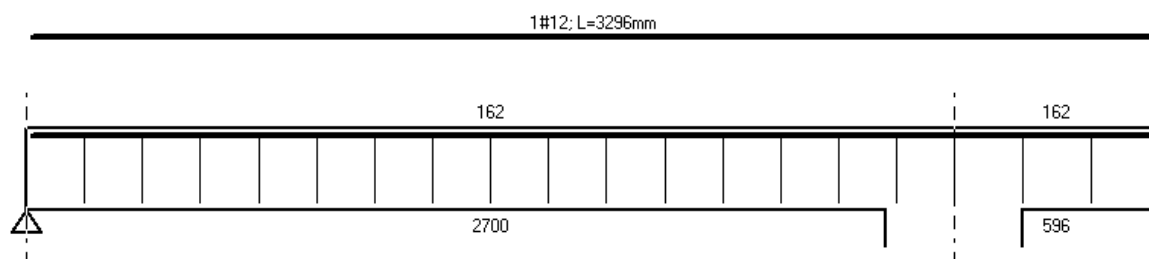
Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #6 (2 gałęziowe)

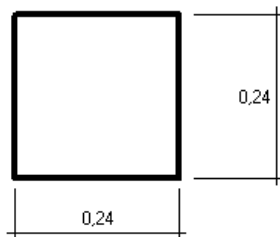
Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 2,22kg
 Masa zbrojenia górnego: 1,20kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 1,26kg
 Masa zbrojenia ogółem: 4,68kg
 Objętość betonu: 0,07m³

Poz.3.3 Pozostałe rdzenie



Przekrój poprzeczny



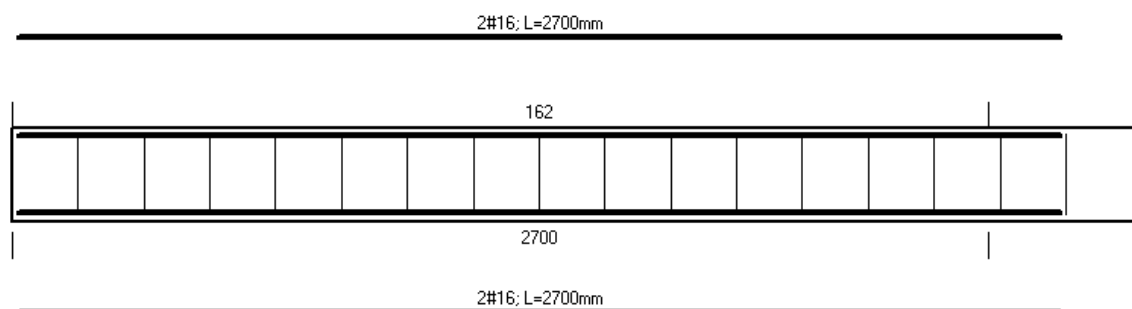
Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #6 (2 gałęziowe)

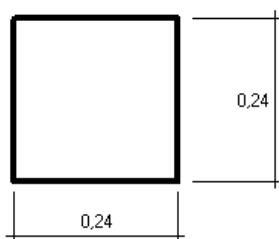
Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 0,00kg
 Masa zbrojenia górnego: 2,93kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 3,32kg
 Masa zbrojenia ogółem: 6,25kg
 Objętość betonu: 0,19m³

Poz.3.4 Słup żelbetowy



Przekrój poprzeczny



Materiały

Beton: B25
 Stal (zbroj. podłużne): A-III
 Stal (zbroj. poprzeczne): A-III
 Strzemiona #8 (2 gałęziowe)

Zużycie materiałów

Masa zbrojenia dolnego: 8,52kg
 Masa zbrojenia górnego: 8,52kg
 Masa zbrojenia poprzecznego: 4,84kg
 Masa zbrojenia ogółem: 21,89kg
 Objętość betonu: 0,17m³

Poz.4 Strop nad II piętrzem

Zaprojektowano stropy typu FILIGRAN gr. 18,0 i 20,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS.

Obciążenia:

a) Strop nad salą szkoleniową:

— gres:	0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:	0,04 x 24,0 = 0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:	0,05 x 0,45 = 0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. zast. od ścianek dział.:	0,75 x 2,70 / 2,65 = 0,76 kPa	x 1,300 =	0,99 kPa
— obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,50$)	<u>2,00 kPa</u>	x 1,400 =	<u>2,80 kPa</u>
	4,44 kPa	x 1,347 =	5,98 kPa
— strop żelbetowy:	0,20 x 25,0 = <u>5,00 kPa</u>	x 1,100 =	<u>5,50 kPa</u>
($\psi_d = 0,89$)	9,44 kPa	x 1,216 =	11,48 kPa

Obciążenia:

b) Pozostałe stropy:

— gres:	0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:	0,04 x 24,0 = 0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:	0,05 x 0,45 = 0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. zast. od ścianek dział.:	0,75 x 2,70 / 2,65 = 0,76 kPa	x 1,300 =	0,99 kPa
— obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,50$)	<u>2,00 kPa</u>	x 1,400 =	<u>2,80 kPa</u>
	4,44 kPa	x 1,347 =	5,98 kPa
— strop żelbetowy:	0,18 x 25,0 = <u>4,50 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,95 kPa</u>
($\psi_d = 0,89$)	8,94 kPa	x 1,223 =	10,93 kPa

Obciążenia:**c) ścianki działowe gr. 12,5 cm i wysokości H = 2,70 m:**

– płyty G-K:	$0,05 \times 2,70 \times 12,0 = 1,62 \text{ kN/m}$	$\times 1,200 = 1,94 \text{ kN/m}$
– wełna mineralna:	$0,08 \times 2,70 \times 0,60 = 0,13 \text{ kN/m}$	$\times 1,200 = 0,16 \text{ kN/m}$
– tynk gipsowy:	$0,01 \times 2,70 \times 12,0 = 0,32 \text{ kN/m}$	$\times 1,300 = 0,42 \text{ kN/m}$
	$2,07 \text{ kN/m}$	$\times 1,218 = 2,52 \text{ kN/m}$

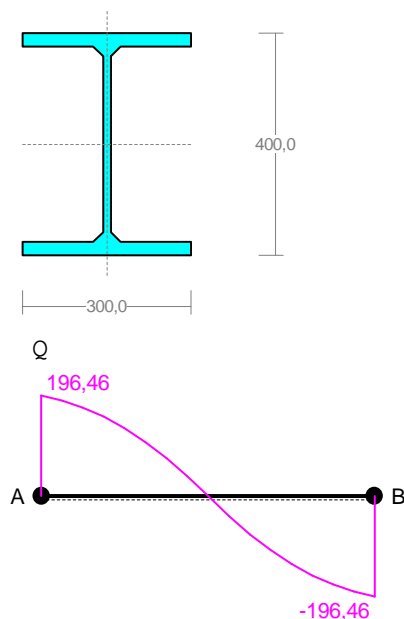
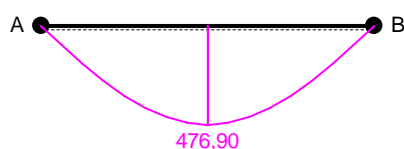
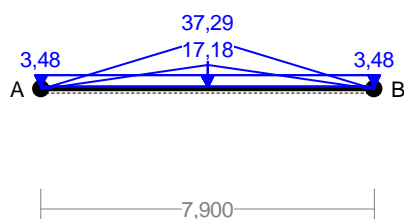
Poz.5 Podciągi i belki II piętraProjektuje się:

- a) nad otworami okiennymi i drzwiowymi nadproża prefabrykowane typu L-19 oraz monolityczne wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr.;
- b) podciągi żelbetowe – monolityczne, wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr. oraz obetonowane podciągi stalowe;
- c) wieńce żelbetowe – monolityczne, wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg rysunków konstr. oraz poniższych obliczeń:
max rozstaw ścian usztywniających $l_1 = 10,9 \text{ m}$
 $l_1 \times 15 \text{ kN/m} = 10,9 \times 15 = 163,50 \text{ kN}$
przyjęto wieńce o przekroju: $A_c = 0,24 \text{ m} \times 0,18 \text{ m} = 0,043 \text{ m}^2$
i zbrojeniu głównym **4#12 (34GS)**: $F_{sd} = 4,52 \times 410 = 185,32 \text{ kN} > 163,50 \text{ kN} > 90 \text{ kN}$
przyjęto strzemiona: **φ6 co 25 cm** ze stali St0S-b
Na wszystkich ścianach w poziomie stropów projektuje się wieńce żelbetowe z dozbrojeniem na skrzyżowaniach prętami 4 #12 zagłębionymi w ścianach po 1,0 m.

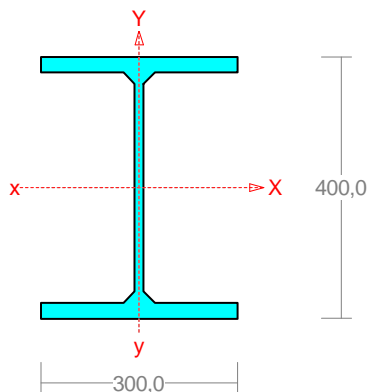
Poz.5.1 Podciągi sal szkoleniowych $L_{\text{eff}} = 7,90 \text{ m}$ $L_{\text{eff}} = 7,90 \text{ m}$ Obciążenia:

– trójkątne poz. 4:	$(\psi_d = 0,89)$	$7,90 / 2 \times 9,44 = 37,29 \text{ kN/m}$	$\times 1,216 = 45,34 \text{ kN/m}$
– trójkątne poz. 4:	$(\psi_d = 0,51)$	$7,90 / 2 \times 4,35 = 17,18 \text{ kN/m}$	$\times 1,340 = 23,02 \text{ kN/m}$
– równomierne poz. 4:	$(\psi_d = 0,89)$	$1,60 / 2 \times 9,44 = 7,55 \text{ kN/m}$	$\times 1,216 = 9,18 \text{ kN/m}$
– równomierne poz. 4:	$(\psi_d = 0,51)$	$1,60 / 2 \times 4,35 = 3,48 \text{ kN/m}$	$\times 1,340 = 4,66 \text{ kN/m}$

M



Przekrój: I 400 HEB



Wymiary przekroju:

I 400 HEB $h=400,0$ $g=13,5$ $s=300,0$ $t=24,0$ $r=27,0$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=57680,0$ $J_{yg}=10820,0$ $A=198,00$ $i_x=17,1$ $i_y=7,4$ $J_w=3817152,0$ $J_t=368,8$ $i_s=18,6$.

Materiał: **St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W**.

Wytrzymałość **$f_d=205$ MPa** dla **$g=24,0$** .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe:

$x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **AB**

$M_x = -476,90$ kNm, $V_y = -0,00$ kN, $N = 0,00$ kN,

Napężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 165,36$ MPa $\sigma_c = -165,36$ MPa.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{ow} = 7,900$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 7,900$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 57680,0}{7,900^2} 10^{-2} = 18699,27 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 10820,0}{7,900^2} 10^{-2} = 3507,73 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_\omega}{l_\omega^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{18,6^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 3,82 \times 10^6}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 368,8 \times 10^2 \right) = 12104,66 \text{ kN}$$

Zwicherungie:

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem $l_1 = l_{ow} = 7900$ mm:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 74}{1,000} \times \sqrt{215 / 205} = 2652 < 7900 = l_1$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwicherungiem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00$ cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00$ cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwicherungia: $A_1 = 0,610$, $A_2 = 0,530$, $B = 1,140$.
 $A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 3507,73 + \sqrt{(0,000 \times 3507,73)^2 + 1,140^2 \times 0,186^2 \times 3507,73 \times 12104,66} = 1381,68$$

Smukłość względna dla zwicherungia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{591,22 / 1381,68} = 0,752$$

Nośność przekroju na zginanie: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 2884,0 \times 205 \times 10^{-3} = 591,22 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,752$ wynosi $\varphi_L = 0,917$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{476,90}{0,917 \times 591,22} = 0,880 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie: $x_a = 0,000$; $x_b = 7,900$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 54,0 \times 205 \times 10^{-1} = 642,06 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 385,24 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 196,46 < 642,06 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 385,24 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 591,22 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{476,90}{591,22} = 0,807 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym: $x_a = 0,000$; $x_b = 7,900$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0 \text{ mm}$.

Naprężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00 \text{ MPa}$. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środka na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 255,0 \times 13,5 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 705,71 \text{ kN}$$

Warunek nośności środka:

$$P = 196,46 < 705,71 = P_{R,W}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 20,3 \text{ mm} \quad a_{\text{gr}} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm}$$

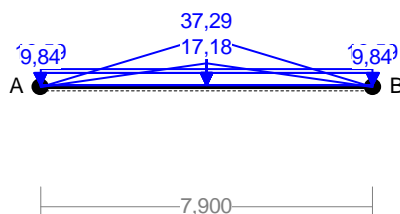
$$a_{\max} = 20,3 < 22,6 = a_{\text{gr}}$$

Poz.5.1.1 Podciąg przy ścianie szczytowej

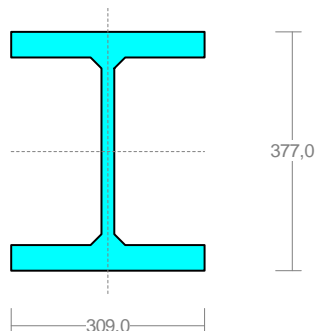
$$L_{\text{eff}} = 7,90 \text{ m}$$

Obciążenia:

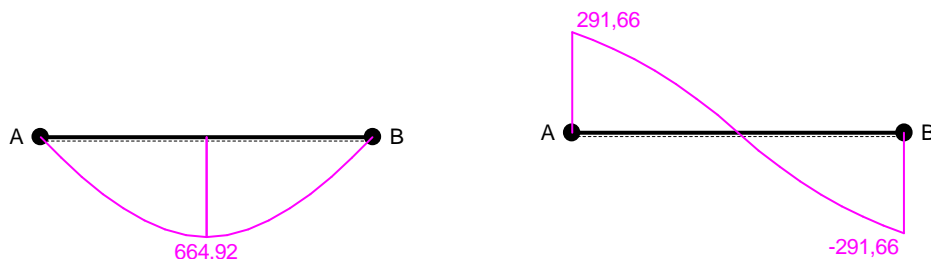
– trójkątne poz. 4:	$(\psi_d = 0,89)$	$7,90 / 2 \times 9,44 = 37,29 \text{ kN/m}$	$\times 1,216 = 45,34 \text{ kN/m}$
– trójkątne poz. 4:	$(\psi_d = 0,51)$	$7,90 / 2 \times 4,35 = 17,18 \text{ kN/m}$	$\times 1,340 = 23,02 \text{ kN/m}$
– równomierne poz. 4:	$(\psi_d = 0,89)$	$1,44 \times 9,44 = 13,59 \text{ kN/m}$	$\times 1,216 = 16,53 \text{ kN/m}$
– równomierne poz. 4:	$(\psi_d = 0,51)$	$1,44 \times 4,35 = 6,26 \text{ kN/m}$	$\times 1,340 = 8,39 \text{ kN/m}$
– ściana szczytowa z poz. 3:		$3,50 \times 2,81 = 9,84 \text{ kN/m}$	$\times 1,221 = 12,01 \text{ kN/m}$



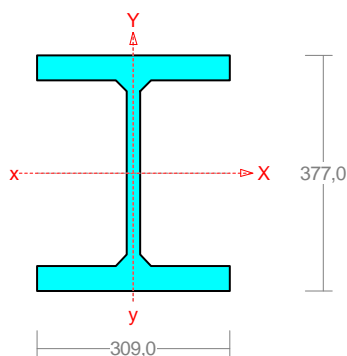
M



Q



Przekrój: HEM 340



Wymiary przekroju:

$h=377,0$ $g=21,0$ $s=309,0$ $t=40,0$ $v_x=17,6$ $v_y=17,7$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=76369,9$ $J_{yg}=19709,8$ $A=315,81$ $i_x=15,6$ $i_y=7,9$ $J_w=5584496,1$
 $J_t=1706,9$ $i_s=17,4$.

Materiał: **St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W**.

Wytrzymałość **$f_d=205$ MPa** dla **$g=40,0$** .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **ABC**

$M_x = -664,92$ kNm,

$V_y = -0,00$ kN, $N = 0,00$ kN,

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 164,12$ MPa $\sigma_c = -164,12$ MPa.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{\omega\omega} = 7,900$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 7,900$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 76369,9}{7,900^2} 10^{-2} = 24758,36 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 19709,8}{7,900^2} 10^{-2} = 6389,72 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_\omega}{l_\omega^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{17,4^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 5,58 \times 10^6}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 1706,9 \times 10^2 \right) = 50835,41 \text{ kN}$$

Zwicherungie:

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00$ cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00$ cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwicherungia: $A_1 = 0,610$, $A_2 = 0,530$, $B = 1,140$.

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 6389,72 + \sqrt{(0,000 \times 6389,72)^2 + 1,140^2 \times 0,174^2 \times 6389,72 \times 50835,41} = 3583,70$$

Smukłość względna dla zwichrzenia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{830,55 / 3583,70} = 0,554$$

Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 4051,5 \times 205 \times 10^{-3} = 830,55 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,554$ wynosi $\varphi_L = 0,956$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{664,92}{0,956 \times 830,55} = 0,837 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 62,4 \times 205 \times 10^{-1} = 741,58 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,6 V_R = 444,95 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 291,66 < 741,58 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 444,95 = V_O$

$$M_{R,V} = M_R = 830,55 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{664,92}{830,55} = 0,801 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym:

$x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0 \text{ mm}$.

$$k_c = \left(15 + 25 \frac{c_o}{h_w} \right) \sqrt{\frac{t_f}{t_w} \frac{215}{f_d}} = \left(15 + 25 \times \frac{80,0}{297,0} \right) \times \sqrt{\frac{40,0 \times 215}{21,0 \times 205}} = 30,719$$

$$k_c \leq c_o / t_w = 80,0 / 21,0 = 3,810;$$

$$\text{Przyjęto } k_c = 3,810$$

Warunek dodatkowy:

$$k_c \leq 20 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 20 \times \sqrt{\frac{215}{205}} = 20,482$$

Siła może zmieniać położenie na przecie.

Napężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00 \text{ MPa}$. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środka na siłę skupioną: $P_{R,c} = k_c t_w^2 \eta_c f_d = 3,810 \times (21,0)^2 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 344,40 \text{ kN}$

Warunek nośności środka:

$$P = 291,66 < 344,40 = P_{R,c}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 21,7 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 21,7 < 22,6 = a_{\text{gr}}$$

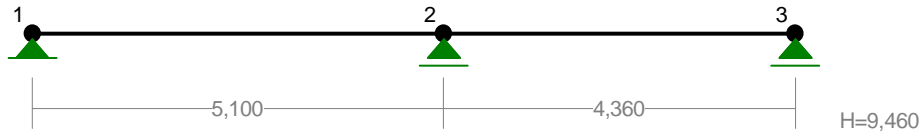
Poz.5.2 Podciąg w osi C

$$L_{\text{eff}} = 5,10 \text{ m} + 4,36 \text{ m}$$

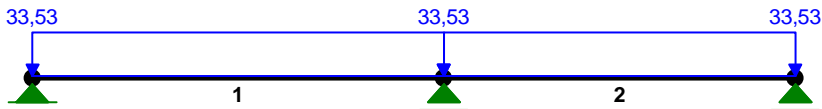
Obciążenia:

$$- \text{Z poz. 4:} \quad (\psi_d = 0,89) \quad (3,60 + 3,90) / 2 \times 8,94 = 33,53 \text{ kN/m} \quad \times 1,223 = 41,01 \text{ kN/m}$$

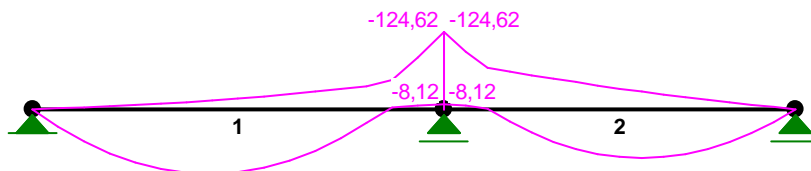
WEZŁY:



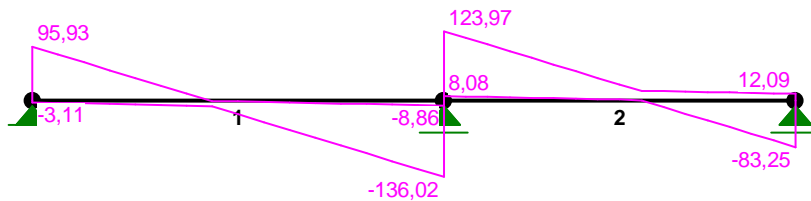
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



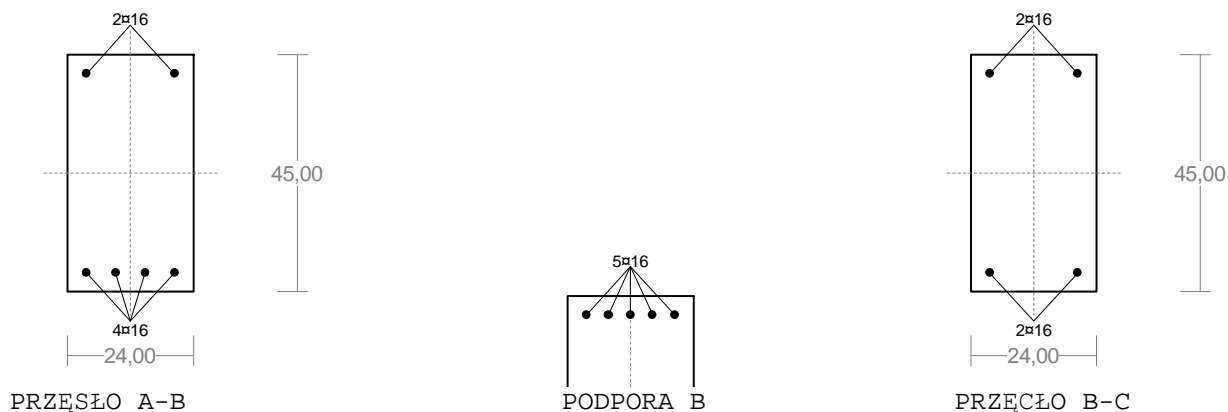
TNĄCE-OBWIEDNIE:

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	95,93	95,93		A
	0,00*	-3,11	3,11		B
	0,00*	5,68	5,68		
	0,00	95,93*	95,93		A
	0,00	-3,11*	3,11		B
	0,00	95,93	95,93*		A
2	0,00*	259,99	259,99		AB
	0,00*	16,94	16,94		
	0,00	259,99*	259,99		AB
	0,00	16,94*	16,94		
	0,00	259,99	259,99*		AB
3	0,00*	83,25	83,25		B
	0,00*	-12,09	12,09		A
	0,00*	4,35	4,35		
	0,00	83,25*	83,25		B
	0,00	-12,09*	12,09		A
	0,00	83,25	83,25*		B

* = Max/Min



BETON: C20/25

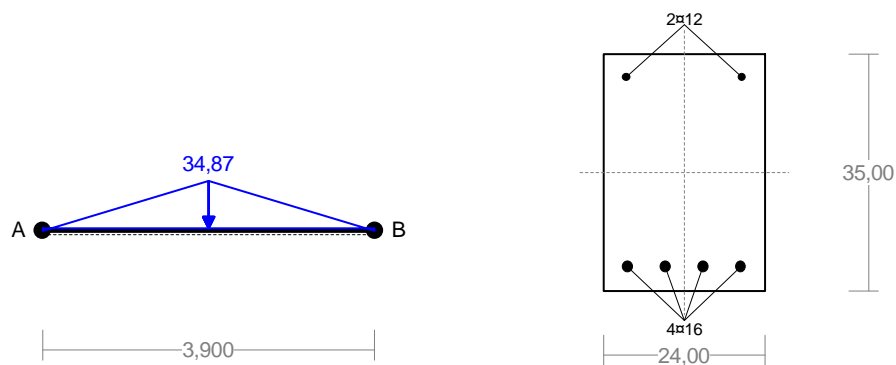
STAL: A-III (34GS)

Poz.5.3 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami B i C

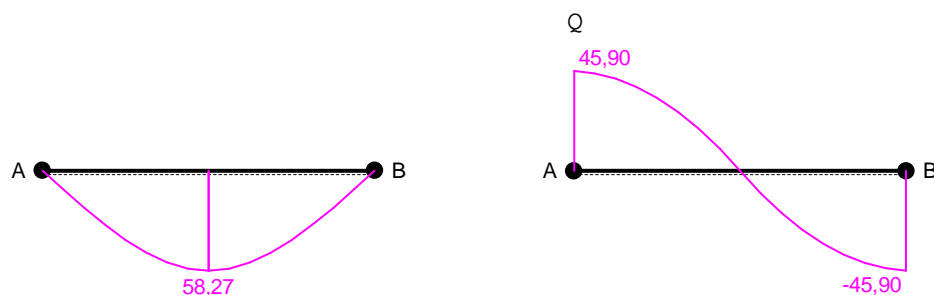
$L_{\text{eff}} = 3,90 \text{ m}$

Obciążenia:

– trójkątne z poz. 4: $(\psi_d = 0,89)$ $(3,90 + 3,90) / 2 \times 8,94 = 34,87 \text{ kN/m}$ $\times 1,223 = 42,65 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

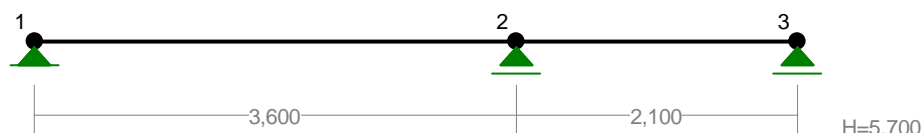
Poz.5.4 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami C i E

$L_{\text{eff}} = 3,60 \text{ m} + 2,10 \text{ m}$

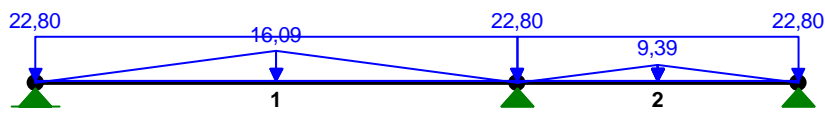
Obciążenia:

– ciągłe z poz. 4: $(\psi_d = 0,89)$ $5,10 / 2 \times 8,94 = 22,80 \text{ kN/m}$ $\times 1,223 = 27,88 \text{ kN/m}$
 – trójkątne z poz. 4: $(\psi_d = 0,89)$ $3,60 / 2 \times 8,94 = 16,09 \text{ kN/m}$ $\times 1,223 = 19,68 \text{ kN/m}$
 – trójkątne z poz. 4: $(\psi_d = 0,89)$ $2,10 / 2 \times 8,94 = 9,39 \text{ kN/m}$ $\times 1,223 = 11,48 \text{ kN/m}$

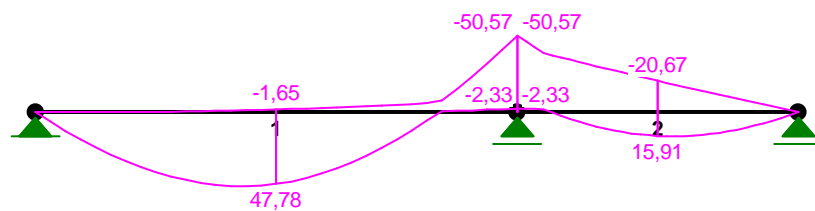
WEZŁY:



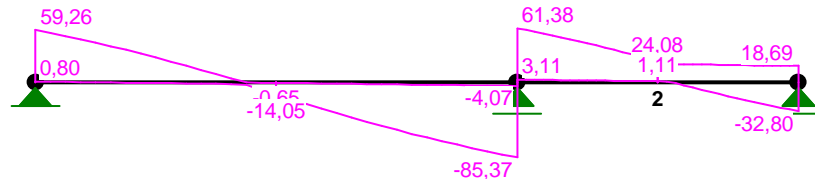
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



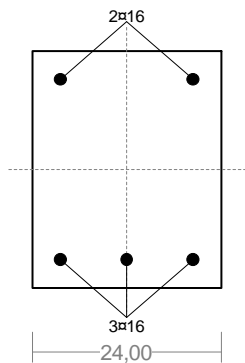
TNĄCE-OBWIEDNIE:

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

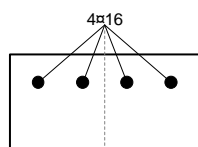
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	59,26	59,26		A
	0,00*	0,80	0,80		B
	0,00*	2,77	2,77		
	0,00	59,26*	59,26		A
	0,00	0,80*	0,80		B
	0,00	59,26	59,26*		A
2	0,00*	146,75	146,75		AB
	0,00*	7,17	7,17		
	0,00	146,75*	146,75		AB
	0,00	7,17*	7,17		
	0,00	146,75	146,75*		AB
3	0,00*	32,80	32,80		B
	0,00*	-18,69	18,69		A
	0,00*	0,89	0,89		
	0,00	32,80*	32,80		B
	0,00	-18,69*	18,69		A
	0,00	32,80	32,80*		B

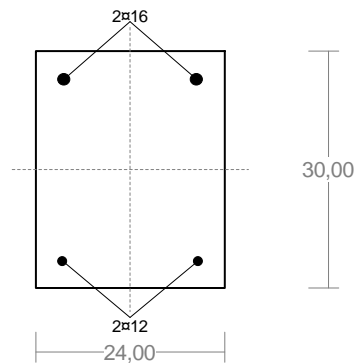
* = Max/Min



PRZESŁO A-B



PODPORA B



PRZĘCŁO B-C

BETON: C20/25**STAL: A-III (34GS)**

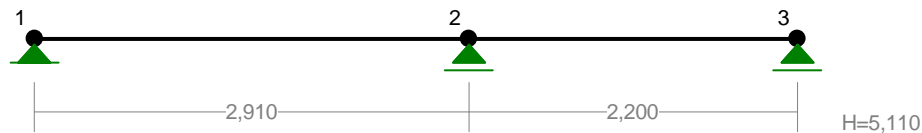
Poz.5.5 Podciąg w osi E

$$L_{\text{eff}} = 2,91 + 2,20 \text{ m}$$

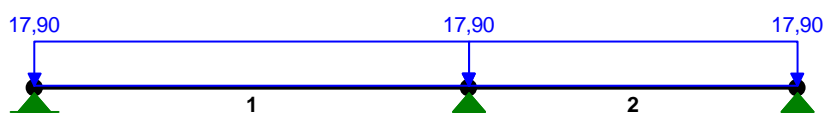
Obciążenia:

– ciągle z poz. 4: $(\psi_d = 0,89) \quad (5,10 + 2,91) / 4 \times 8,94 = 17,90 \text{ kN/m} \quad \times 1,223 = 21,89 \text{ kN/m}$

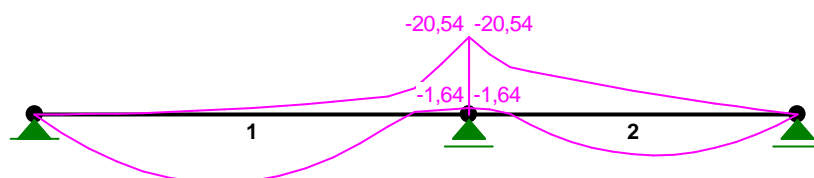
WEZŁY:



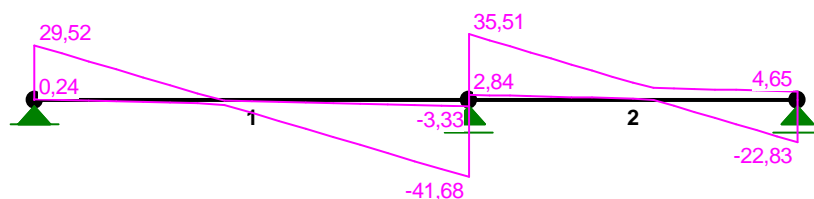
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:

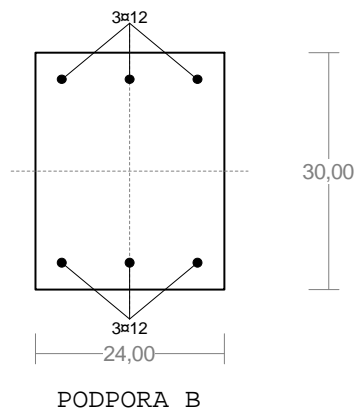
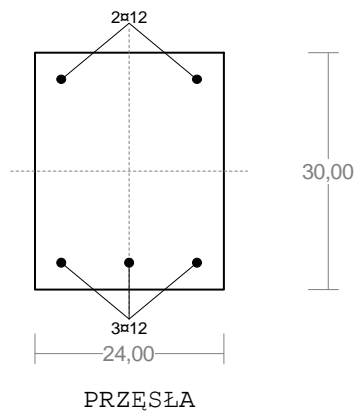


REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	29,52	29,52		A
	0,00*	0,24	0,24		B
	0,00*	2,20	2,20		
	0,00	29,52*	29,52		A
	0,00	0,24*	0,24		B
	0,00	29,52	29,52*		A
2	0,00*	77,18	77,18		AB
	0,00*	6,17	6,17		
	0,00	77,18*	77,18		AB
	0,00	6,17*	6,17		
	0,00	77,18	77,18*		AB
3	0,00*	22,83	22,83		B
	0,00*	-4,65	4,65		A
	0,00*	1,35	1,35		
	0,00	22,83*	22,83		B
	0,00	-4,65*	4,65		A
	0,00	22,83	22,83*		B

* = Max/Min



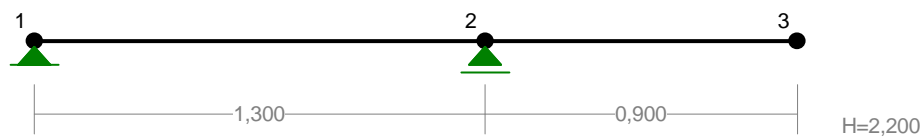
BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

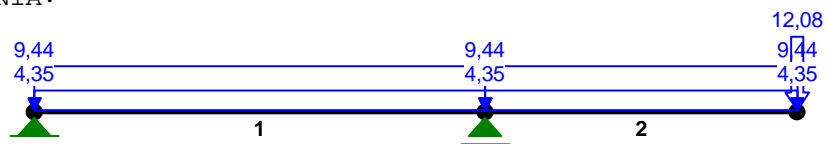
Poz.5.6 Podciąg w osi B

Obciążenia na strop obciążający podciąg z poz. 4.:

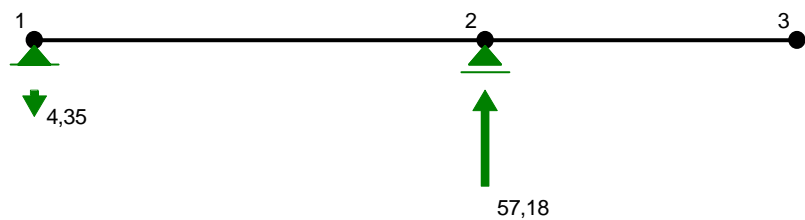
WEZŁY:



OBCIĄŻENIA:



REAKCJE PODPOROWE:

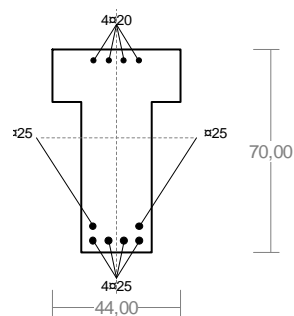
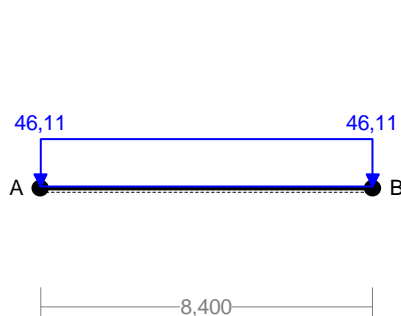


Obciążenia na podciąg:

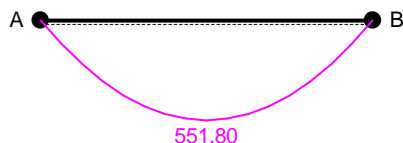
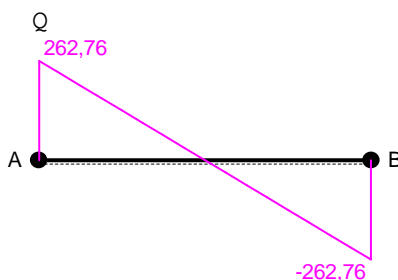
($\psi_d = 0,87$)

46,11 kN/m

x 1,240 = 57,18 kN/m



M

**BETON:** C20/25**STAL:** A-III (34GS)**Poz.5.7 Nadproża o rozpiętości w świetle do 1,51 m** $L_{eff} = 1,75 \text{ m}$ **Ciężar 1 m² ściany z poz. 3:** $H_{ściany} = 3^{0,5} / 2 \times 1,75 = 1,52 \text{ m}$ **Obciążenie na belkę:**

- ściana:

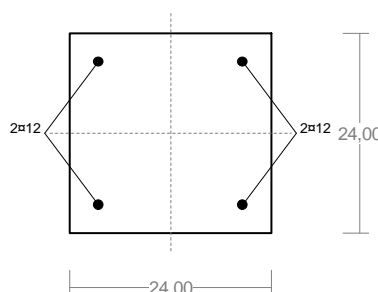
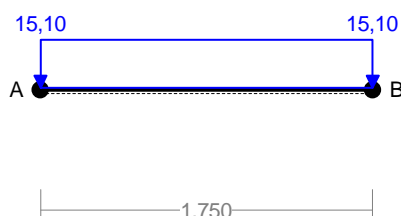
4,97 kPa

 $\times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$

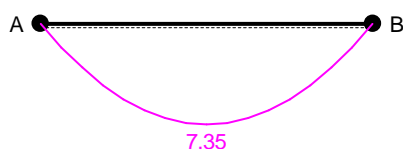
- ze stropu poz. 4:

 $(\psi_d = 0,89)$ $1,52 \times 4,97 = 7,55 \text{ kN/m}$ $\times 1,125 = 8,49 \text{ kN/m}$ $(\psi_d = 0,95)$ $9,44 \times 1,60 / 2 = 7,55 \text{ kN/m}$ $\times 1,216 = 9,18 \text{ kN/m}$

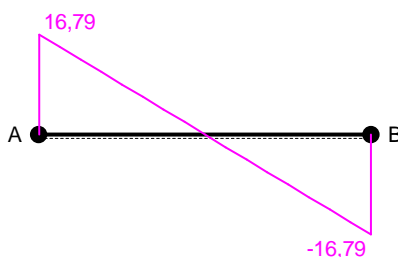
15,10 kN/m

 $\times 1,170 = 17,67 \text{ kN/m}$ 

M



Q

**BETON:** C20/25**STAL:** A-III (34GS)**Poz.6 Ściany rdzenie i słupy II pietra**

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane z cegły kratówki (dopuszcza się również dziurawkę) o gr. max 12,0 cm. Ściany nośne nadziemna zaprojektowano jako wykonane z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa gr. 24,0 i 18,0 cm na zaprawie do cienkich spoin klasy min M10.

Ściany wykusza należy wykonać z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600 na zaprawie cem. – wap klasy min M5.

W ścianach konstrukcyjnych oraz w ścianach wykusza zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylwane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylwane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	4,97 kPa	$\times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany wykuszu i ściana szczytowa w osi 1:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z gazobetonu:	$0,24 \times 9,00 = 2,16 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 2,59 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa}$	$\times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	$2,81 \text{ kPa}$	$\times 1,221 = 3,43 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
	$4,89 \text{ kPa}$	$\times 1,123 = 5,49 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,18 \times 18,00 = 3,24 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 3,56 \text{ kPa}$
	$3,81 \text{ kPa}$	$\times 1,129 = 4,30 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 12,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z cegły :	$0,12 \times 14,50 = 1,74 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 1,91 \text{ kPa}$
	$2,31 \text{ kPa}$	$\times 1,150 = 2,65 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 8,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z cegły :	$0,08 \times 14,50 = 1,24 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 1,36 \text{ kPa}$
	$1,81 \text{ kPa}$	$\times 1,160 = 2,10 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 6,5 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa}$	$\times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z cegły :	$0,065 \times 14,50 = 0,94 \text{ kPa}$	$\times 1,100 = 1,04 \text{ kPa}$
	$2,31 \text{ kPa}$	$\times 1,150 = 1,78 \text{ kPa}$

Poz.6.1 Słupy w sali szkoleń

$L_{col} = 3,43 \text{ m}$; Obciążenia z poz. 5.1. i 5.1.1: $196,46 + 291,66 = 488,12 \text{ kN}$

Obc.
488,12

B

A

3,430

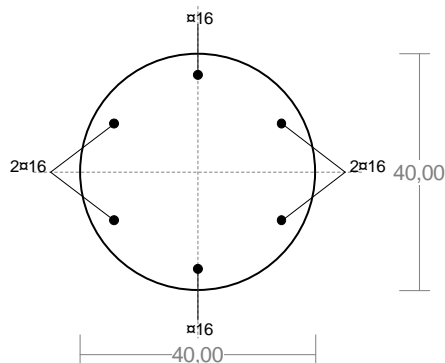
N

B

A

-488,12

-499,50



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.6.2 Słup na zbiegu osi 5 i C

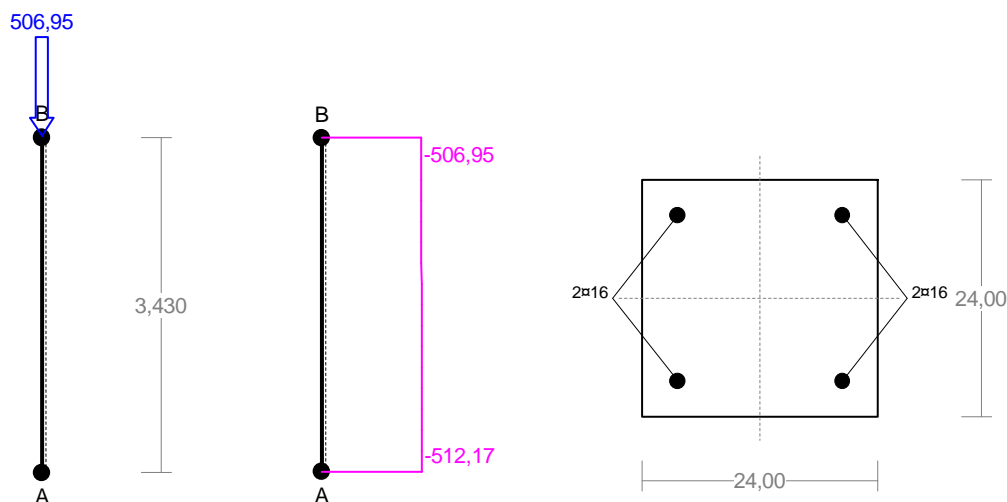
$L_{col} = 3,43 \text{ m}$

Obciążenia z poz. 5.2, 5.3, 5.4 i ze słupa wyżej kondygnacji:

$259,99 + 45,90 + 59,26 + 141,80 = 506,95 \text{ kN}$

Obc.

N



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.7 Stropy nad I piętrzem

Zaprojektowano stropy typu FILIGRAN gr. 18,0 i 20,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS.

Obciążenia:

a) Strop nad oddziałami literatury młodzieżowej:

— gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:		$0,04 \times 24,0 = 0,96 \text{ kPa}$	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:		$0,05 \times 0,45 = 0,02 \text{ kPa}$	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:		$0,02 \times 19,0 = 0,38 \text{ kPa}$	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. użytkowe:	$(\psi_d = 0,50)$	<u>3,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>3,90 kPa</u>
		4,68 kPa	x 1,302 =	6,09 kPa
— strop żelbetowy:		$0,20 \times 25,0 = 5,00 \text{ kPa}$	x 1,100 =	<u>5,50 kPa</u>
	$(\psi_d = 0,85)$	9,68 kPa	x 1,198 =	11,59 kPa

Obciążenia:

b) Pozostałe stropy:

— gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:		$0,04 \times 24,0 = 0,96 \text{ kPa}$	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:		$0,05 \times 0,45 = 0,02 \text{ kPa}$	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:		$0,02 \times 19,0 = 0,38 \text{ kPa}$	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. zast. od ścianek dział.:		$1,25 \times 3,25 / 2,65 = 1,53 \text{ kPa}$	x 1,300 =	1,99 kPa
— obc. użytkowe:	$(\psi_d = 0,50)$	<u>2,00 kPa</u>	x 1,400 =	<u>2,80 kPa</u>
		5,21 kPa	x 1,340 =	6,98 kPa
— strop żelbetowy:		$0,18 \times 25,0 = 4,50 \text{ kPa}$	x 1,100 =	<u>4,95 kPa</u>
	$(\psi_d = 0,90)$	9,71 kPa	x 1,229 =	11,93 kPa

Obciążenia:**c) Balkon:**

– gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
– beton zbrojony:	$0,04 \times 24,0 =$	0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
– styropian:	$0,04 \times 0,45 =$	0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
– tynk:	$0,02 \times 19,0 =$	0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
– obc. użytkowe:	$(\psi_d = 0,35)$	<u>5,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>6,50 kPa</u>
		6,68 kPa	x 1,340 =	8,69 kPa
– strop żelbetowy:	$0,16 \times 25,0 =$	<u>4,00 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,40 kPa</u>
	$(\psi_d = 0,70)$	10,68 kPa	x 1,226 =	13,09 kPa

Obciążenia na stropodach:śnieg – IV strefa

$$Q_k = 1,60 \text{ kN/m}^2; C_4 = 0,80; \gamma_f = 1,50; S_k = Q_k \times C = 1,60 \times 0,80 = 1,28 \text{ kN/m}^2$$

$$S = S_k \times \gamma_f = 1,28 \times 1,50 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

d) Stropodach łącznika:

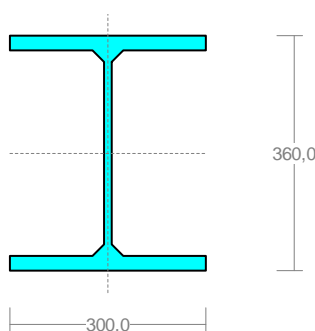
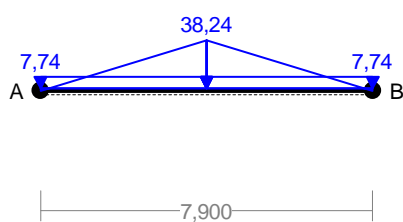
– śnieg:	$(\psi_d = 0,00)$	1,28 kPa	x 1,500 =	1,92 kPa
– papa:	$2 \times 0,005 \times 11,0 =$	0,11 kPa	x 1,300 =	0,14 kPa
– beton zbrojony:	$0,04 \times 24,0 =$	0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
– styropian:	$0,20 \times 0,45 =$	0,09 kPa	x 1,200 =	0,11 kPa
– tynk:	$0,02 \times 19,0 =$	<u>0,38 kPa</u>	x 1,300 =	<u>0,49 kPa</u>
		2,82 kPa	x 1,383 =	3,90 kPa
– strop żelbetowy:	$0,18 \times 25,0 =$	<u>4,50 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,95 kPa</u>
	$(\psi_d = 0,83)$	7,32 kPa	x 1,209 =	8,85 kPa

Poz.8 Podciąg i belki I piętra**Poz.8.1 Podciąg oddziału literatury**

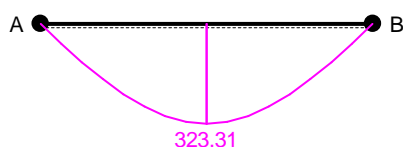
$$L_{\text{eff}} = 7,90 \text{ m}$$

Obciążenia:

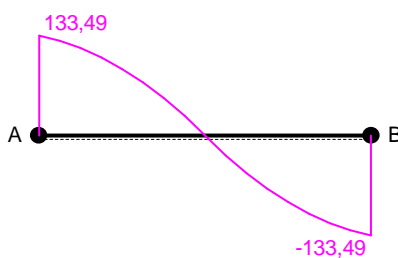
– trójkątne poz. 7:	$(\psi_d = 0,85)$	$7,90 / 2 \times 9,68 = 38,24 \text{ kN/m}$	x 1,198 =	45,81 kN/m
– równomierne poz. 7:	$(\psi_d = 0,85)$	$1,60 / 2 \times 9,68 = 7,74 \text{ kN/m}$	x 1,198 =	9,27 kN/m



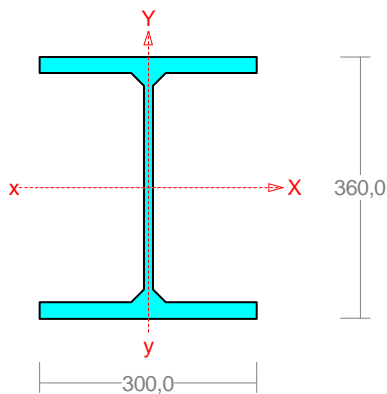
M



Q



Przekrój: I 360 HEB



Wymiary przekroju:

I 360 HEB $h=360,0$ $g=12,5$ $s=300,0$ $t=22,5$ $r=27,0$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=43190,0$ $J_{yg}=10140,0$ $A=181,00$ $i_x=15,4$ $i_y=7,5$ $J_w=2883252,0$
 $J_t=299,7$ $i_s=17,2$.

Materiał: **St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W**.

Wytrzymałość **$f_d=205$ MPa** dla **$g=22,5$** .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

$M_x = -323,31$ kNm, $V_y = -0,00$ kN, $N = 0,00$ kN,

Napężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 134,74$ MPa $\sigma_c = -134,74$ MPa.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{ow} = 7,900$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 7,900$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 43190,0}{7,900^2} 10^{-2} = 14001,76 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 10140,0}{7,900^2} 10^{-2} = 3287,29 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_\omega}{l_\omega^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{17,2^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 2,88E+06}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 299,7 \times 10^2 \right) = 11310,92 \text{ kN}$$

Zwicherungie:

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem $l_1 = l_{ow} = 7900$ mm:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 75}{1,000} \times \sqrt{215 / 205} = 2685 < 7900 = l_1$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwicherungiem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00$ cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00$ cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwicherungia: $A_1 = 0,610$, $A_2 = 0,530$, $B = 1,140$.
 $A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 3287,29 + \sqrt{(0,000 \times 3287,29)^2 + 1,140^2 \times 0,172^2 \times 3287,29 \times 11310,92} = 1193,22$$

Smukłość względna dla zwicherungia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{491,89 / 1193,22} = 0,738$$

Nośność przekroju na zginanie: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 2399,4 \times 205 \times 10^{-3} = 491,89 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,738$ wynosi $\varphi_L = 0,924$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{323,31}{0,924 \times 491,89} = 0,711 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi Y $V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 45,0 \times 205 \times 10^{-1} = 535,05$ kN $V_o = 0,6$ $V_R = 321,03$ kN

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 133,49 < 535,05 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 321,03 = V_o$ $M_{R,V} = M_R = 491,89$ kNm

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{R,x,V}} = \frac{323,31}{491,89} = 0,657 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0$ mm.

Napężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00$ MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi: $\eta_c = 1,000$

Nośność środka na siłę skupioną: $P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 247,5 \times 12,5 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 634,22$ kN

Warunek nośności środka: $P = 133,49 < 634,22 = P_{R,W}$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

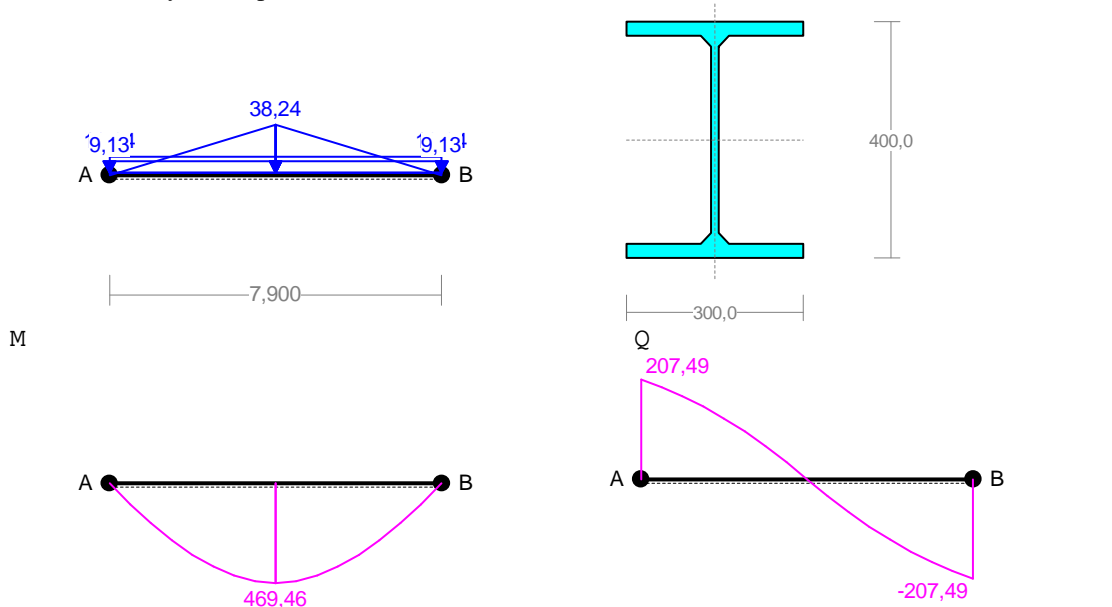
$$a_{\max} = 19,3 \text{ mm} \quad a_{gr} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm} \quad a_{\max} = 19,3 < 22,6 = a_{gr}$$

Poz.8.1.1 Podciąg przy osi 2

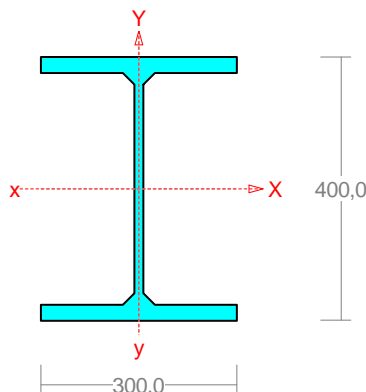
$L_{eff} = 7,90$ m

Obciążenia:

- trójkątne poz. 7: ($\psi_d = 0,85$) $7,90 / 2 \times 9,68 = 38,24$ kN/m $\times 1,198 = 45,81$ kN/m
- równomierne poz. 7: ($\psi_d = 0,85$) $1,44 \times 9,68 = 13,94$ kN/m $\times 1,198 = 16,70$ kN/m
- ściana szczytowa z poz. 6: $3,25 \times 2,81 = 9,13$ kN/m $\times 1,221 = 11,15$ kN/m



Przekrój: I 400 HEB



Wymiary przekroju:

I 400 HEB $h=400,0$ $g=13,5$ $s=300,0$ $t=24,0$ $r=27,0$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=57680,0$ $J_{yg}=10820,0$ $A=198,00$ $i_x=17,1$ $i_y=7,4$ $J_w=3817152,0$
 $J_t=368,8$ $i_s=18,6$.

Materiał: **St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W**.

Wytrzymałość **$f_d=205$ MPa** dla **$g=24,0$** .

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **AC**

$M_x = -469,46$ kNm, $V_y = 0,00$ kN, $N = 0,00$ kN,

Napężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 162,78$ MPa $\sigma_c = -162,78$ MPa.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900$ m

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{\omega\omega} = 7,900$ m. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 7,900$ m.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 57680,0}{7,900^2} 10^{-2} = 18699,27 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 10820,0}{7,900^2} 10^{-2} = 3507,73 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_\omega}{l_\omega^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{18,6^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 3,82E+06}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 368,8 \times 10^2 \right) = 12104,66 \text{ kN}$$

Zwicherungie:

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem $l_1 = l_{\omega\omega} = 7900$ mm:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 74}{1,000} \times \sqrt{215 / 205} = 2652 < 7900 = l_1$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwicherungiem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00$ cm. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00$ cm. Przyjęto następujące wartości parametrów zwicherungia: $A_1 = 0,610$, $A_2 = 0,530$, $B = 1,140$.

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z}$$

$$0,000 \times 3507,73 + \sqrt{(0,000 \times 3507,73)^2 + 1,140^2 \times 0,186^2 \times 3507,73 \times 12104,66} = 1381,68$$

Smukłość względna dla zwicherungia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{591,22 / 1381,68} = 0,752$$

Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 2884,0 \times 205 \times 10^{-3} = 591,22 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,752$ wynosi $\varphi_L = 0,917$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{R_x}} = \frac{469,46}{0,917 \times 591,22} = 0,866 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 0,000$; $x_b = 7,900$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 54,0 \times 205 \times 10^{-1} = 642,06 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 385,24 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 207,49 < 642,06 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 385,24 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 591,22 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{R_x,V}} = \frac{469,46}{591,22} = 0,794 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym:

$x_a = 0,000$; $x_b = 7,900$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0 \text{ mm}$.

Naprężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00 \text{ MPa}$. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środka na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 255,0 \times 13,5 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 705,71 \text{ kN}$$

Warunek nośności środka:

$$P = 207,49 < 705,71 = P_{R,W}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 21,1 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 21,1 < 22,6 = a_{\text{gr}}$$

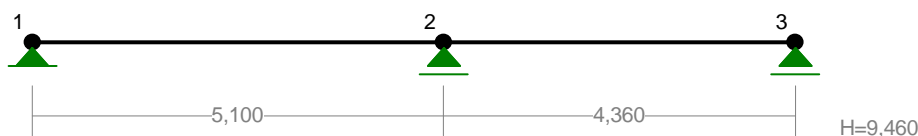
Poz.8.2 Podciąg w osi C

$$L_{\text{eff}} = 5,10 \text{ m} + 4,36 \text{ m}$$

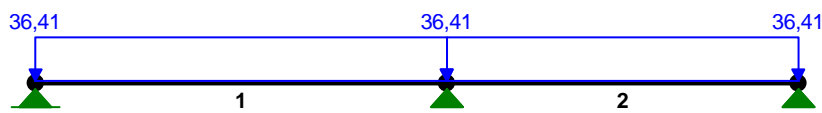
Obciążenia:

$$\text{— Z poz. 7: } (\psi_d = 0,90) \quad (3,60 + 3,90) / 2 \times 9,71 = 36,41 \text{ kN/m} \quad \times 1,229 = 44,75 \text{ kN/m}$$

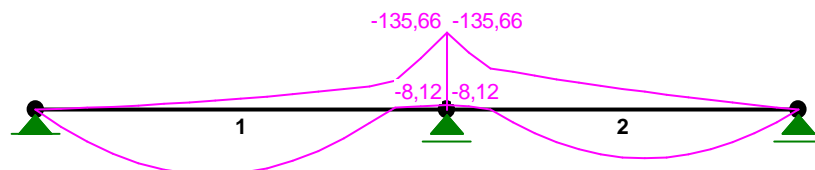
WEZŁY:



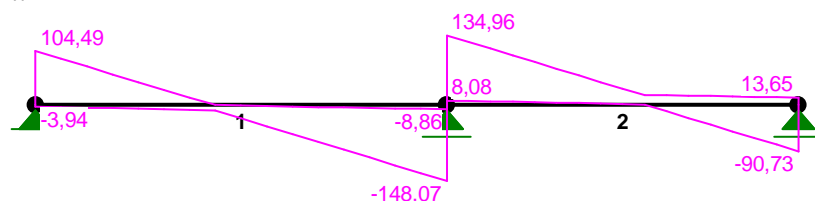
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:

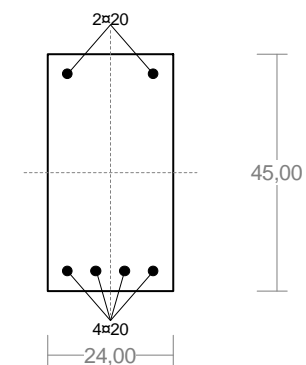


REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

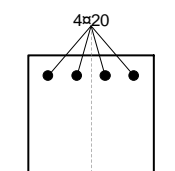
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	104,49	104,49		A
	0,00*	-3,94	3,94		B
	0,00*	5,68	5,68		
	0,00	104,49*	104,49		A
	0,00	-3,94*	3,94		B
	0,00	104,49	104,49*		A
2	0,00*	283,03	283,03		AB
	0,00*	16,94	16,94		
	0,00	283,03*	283,03		AB
	0,00	16,94*	16,94		
	0,00	283,03	283,03*		AB
3	0,00*	90,73	90,73		B
	0,00*	-13,65	13,65		A
	0,00*	4,35	4,35		
	0,00	90,73*	90,73		B
	0,00	-13,65*	13,65		A
	0,00	90,73	90,73*		B

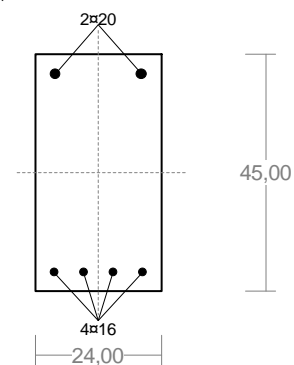
* = Max/Min



PRZESŁO A-B



PODPORA B



PRZĘCŁO B-C

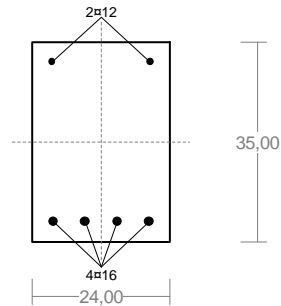
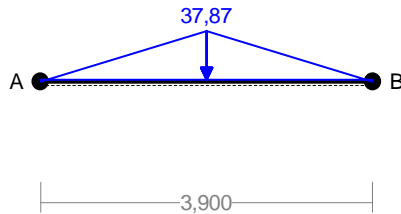
BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)

Poz.8.3 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami B i C

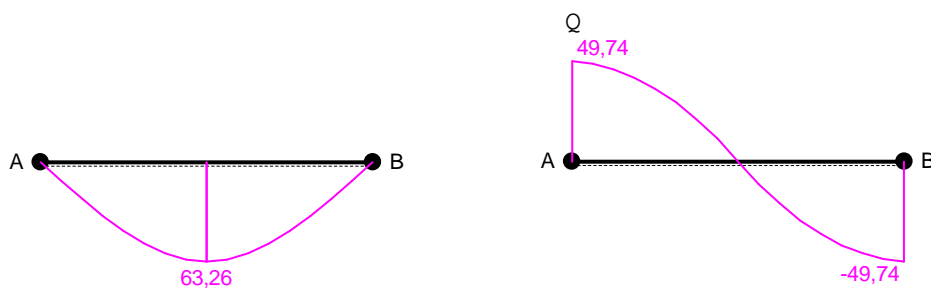
$L_{\text{eff}} = 3,90 \text{ m}$

Obciążenia:

– trójkątne z poz. 7: ($\psi_d = 0,90$) $(3,90 + 3,90) / 2 \times 9,71 = 37,87 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 46,54 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

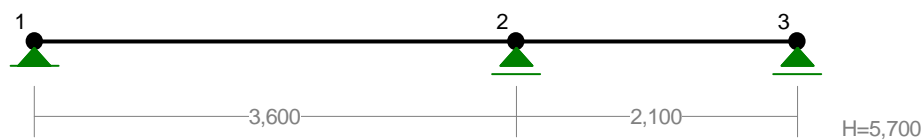
Poz.8.4 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami C i E

$L_{\text{eff}} = 3,60 \text{ m} + 2,10 \text{ m}$

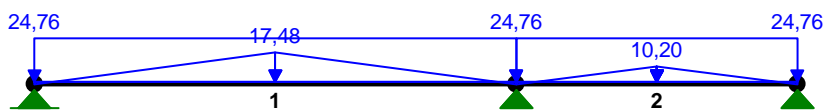
Obciążenia:

– ciągłe z poz. 7: ($\psi_d = 0,90$) $5,10 / 2 \times 9,71 = 24,76 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 30,43 \text{ kN/m}$
 – trójkątne z poz. 7: ($\psi_d = 0,90$) $3,60 / 2 \times 9,71 = 17,48 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 21,48 \text{ kN/m}$
 – trójkątne z poz. 7: ($\psi_d = 0,90$) $2,10 / 2 \times 9,71 = 10,20 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 12,54 \text{ kN/m}$

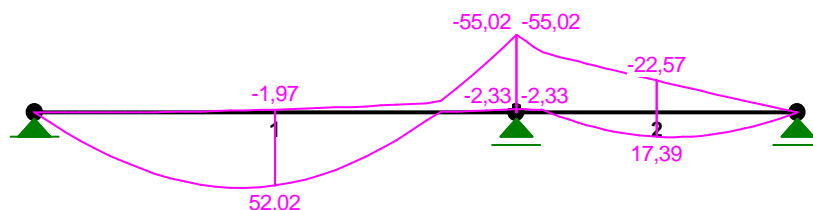
WEZŁY:



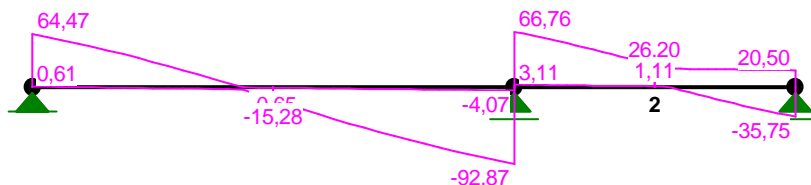
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



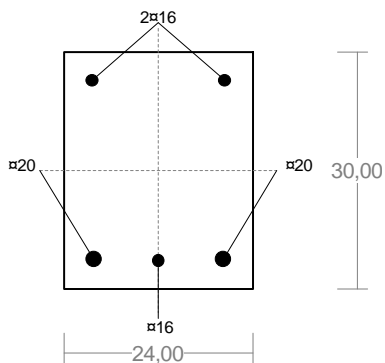
TNĄCE-OBWIEDNIE:



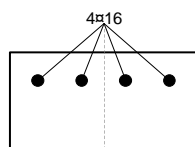
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	64,47	64,47		A
	0,00*	0,61	0,61		B
	0,00*	2,77	2,77		
	0,00	64,47*	64,47		A
	0,00	0,61*	0,61		B
	0,00	64,47	64,47*		A
2	0,00*	159,63	159,63		AB
	0,00*	7,17	7,17		
	0,00	159,63*	159,63		AB
	0,00	7,17*	7,17		
	0,00	159,63	159,63*		AB
3	0,00*	35,75	35,75		B
	0,00*	-20,50	20,50		A
	0,00*	0,89	0,89		
	0,00	35,75*	35,75		B
	0,00	-20,50*	20,50		A
	0,00	35,75	35,75*		B

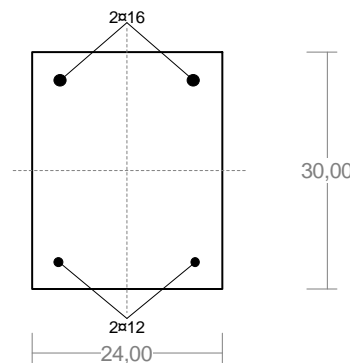
* = Max/Min



PRZĘSŁO A-B



PODPORA B



PRZĘCŁO B-C

BETON: C20/25

STAŁ: A-III (34GS)

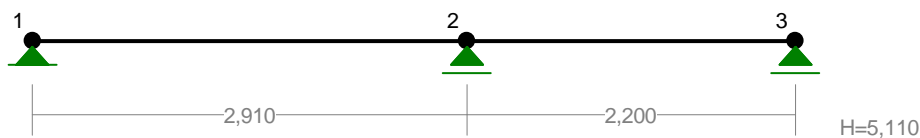
Poz.8.5 Podciąg w osi w osi E między osiami 4 i 5

$$L_{\text{eff}} = 2,91 + 2,20 \text{ m}$$

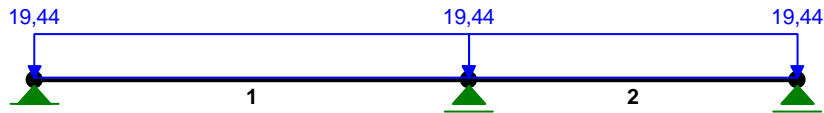
Obciążenia:

— ciągle z poz. 7: $(\psi_d = 0,90)$ $(5,10 + 2,91) / 4 \times 9,71 = 19,44 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 23,89 \text{ kN/m}$

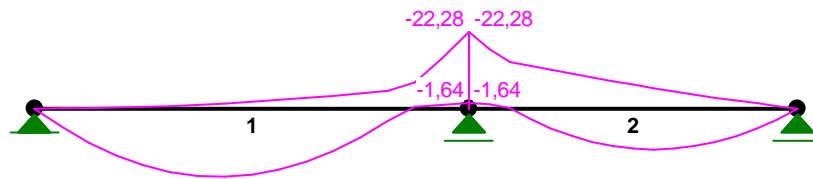
WĘZŁY:



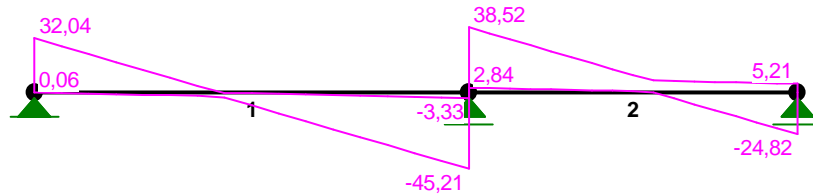
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



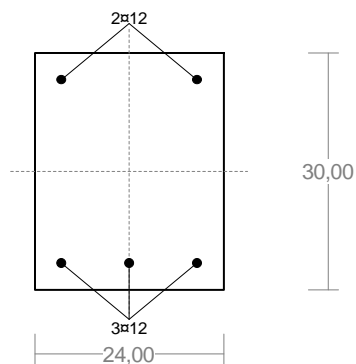
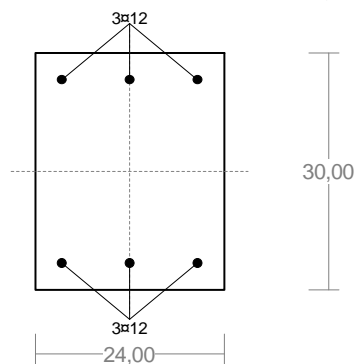
TNĄCE-OBWIEDNIE:

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	32,04	32,04		A
	0,00*	0,06	0,06		B
	0,00*	2,20	2,20		
	0,00	32,04*	32,04		A
	0,00	0,06*	0,06		B
	0,00	32,04	32,04*		A
2	0,00*	83,74	83,74		AB
	0,00*	6,17	6,17		
	0,00	83,74*	83,74		AB
	0,00	6,17*	6,17		
	0,00	83,74	83,74*		AB
3	0,00*	24,82	24,82		B
	0,00*	-5,21	5,21		A
	0,00*	1,35	1,35		
	0,00	24,82*	24,82		B
	0,00	-5,21*	5,21		A
	0,00	24,82	24,82*		B

* = Max/Min

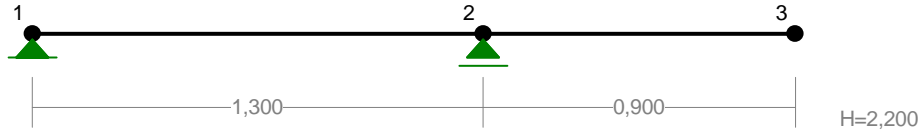
PRZESŁA
BETON: C20/25PODPORA B
STAL: A-III (34GS)

Poz.8.6 Podciąg w osi B

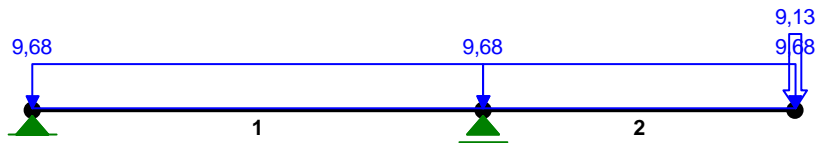
Obciążenia na strop obciążający podciąg z poz. 7.:

- strop poz. 7: $(\psi_d = 0,85)$ $9,68 \text{ kN/m} \times 1,198 = 11,59 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 9: $2,81 \times 3,25 = 9,13 \text{ kN/m} \times 1,221 = 11,15 \text{ kN/m}$

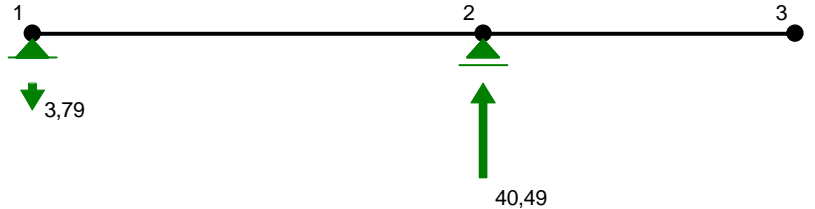
WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



REAKCJE PODPOROWE:

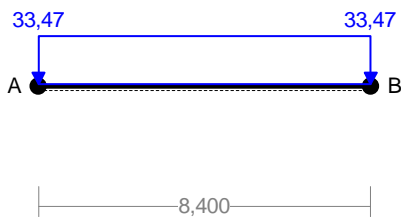


Obciążenia na podciąg:

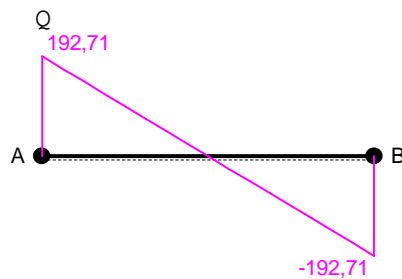
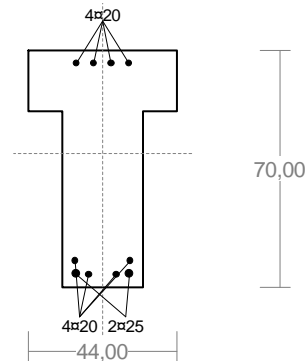
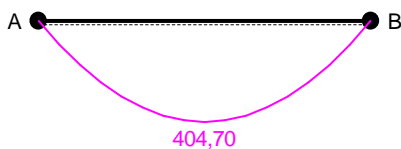
$(\psi_d = 0,92)$

33,47 kN/m

$\times 1,210 = 40,49 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

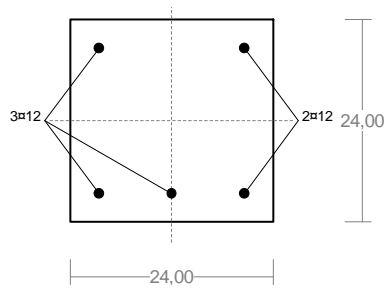
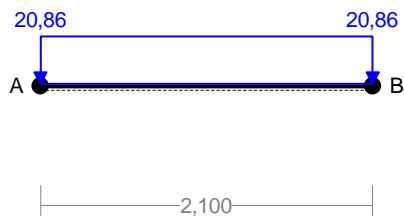
STAL: A-III (34GS)

Poz.8.7 Belki łącznika

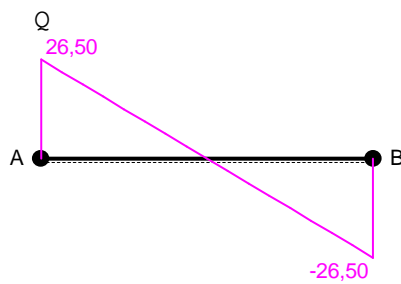
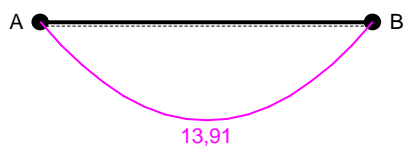
$L_{\text{eff}} = 2,10 \text{ m}$:

Obciążenia:

- z poz. 7: $(\psi_d = 0,83)$ $5,70 / 2 \times 7,32 = 20,86 \text{ kN/m}$ $1,209 = 25,22 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)

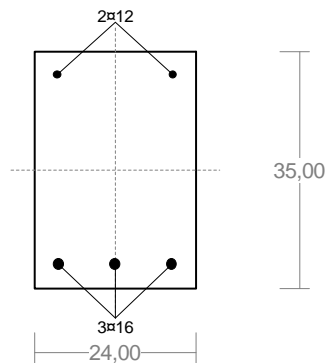
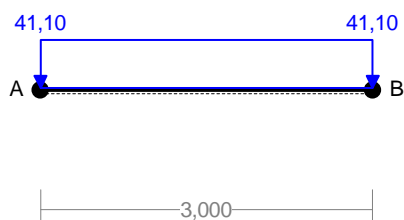
Poz.8.8 Podciąg przy klatce schodowej w osi 7

$L_{eff} = 3,00 \text{ m}$

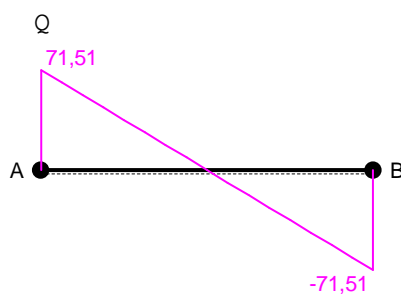
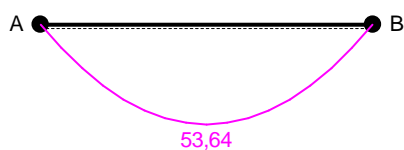
Obciążenia:

- ze stropu poz. 7: ($\psi_d = 0,83$)
- ściana z poz. 9:
- z dachu poz.1: ($\psi_d = 0,51$)
($\psi_d = 0,94$)

$$\begin{array}{lll}
 3,00 / 4 \times 7,32 = 5,49 \text{ kN/m} & \times 1,209 = 6,64 \text{ kN/m} \\
 6,50 \times 4,97 = 32,31 \text{ kN/m} & \times 1,125 = 36,35 \text{ kN/m} \\
 9,89 / 3,00 = \underline{3,30 \text{ kN/m}} & \times 1,340 = \underline{4,42 \text{ kN/m}} \\
 41,10 \text{ kN/m} & \times 1,161 = 47,71 \text{ kN/m}
 \end{array}$$



M



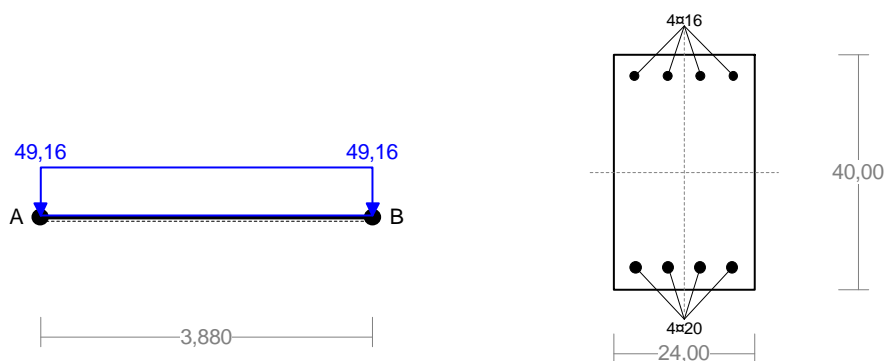
BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)

Poz.8.9 Podciąg jednoprzęsłowy w osi 4

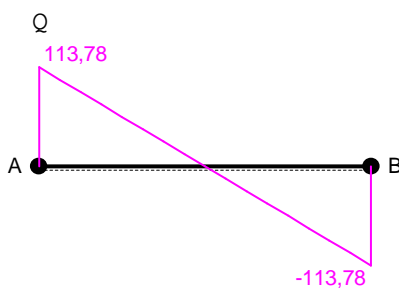
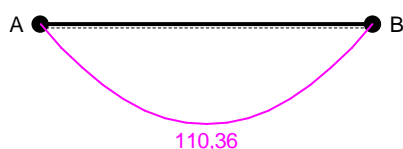
$$L_{\text{eff}} = 3,88 \text{ m}; \quad H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 3,88 = 3,4 \text{ m}$$

Obciążenia:

- z poz. 7: $(\psi_d = 0,90) \quad (1,60/2 + 5,10/2) \times 9,71 = 32,53 \text{ kN/m} \quad \times 1,229 = 39,98 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 9: $(\psi_d = 0,93) \quad 3,40 \times 4,89 = \underline{16,63 \text{ kN/m}} \quad \times 1,123 = \underline{18,68 \text{ kN/m}}$
 $49,16 \text{ kN/m} \quad \times 1,193 = 58,66 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

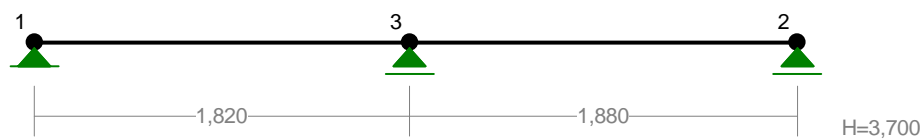
Poz.8.10 Podciąg dwuprzęsłowy w osi 4

$$L_{\text{eff}} = 1,82 + 1,88 = 3,70 \text{ m}; \quad H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 3,70 = 3,2 \text{ m}$$

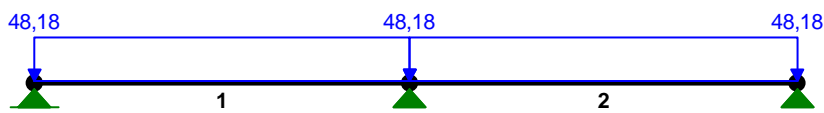
Obciążenia:

- z poz. 7: $(\psi_d = 0,90) \quad (1,60/2 + 5,10/2) \times 9,71 = 32,53 \text{ kN/m} \quad \times 1,229 = 39,98 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 9: $(\psi_d = 0,93) \quad 3,20 \times 4,89 = \underline{15,65 \text{ kN/m}} \quad \times 1,123 = \underline{17,57 \text{ kN/m}}$
 $48,18 \text{ kN/m} \quad \times 1,195 = 57,55 \text{ kN/m}$

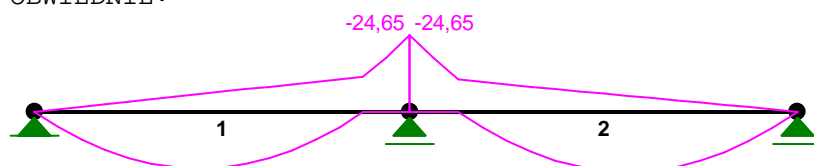
WĘZŁY:



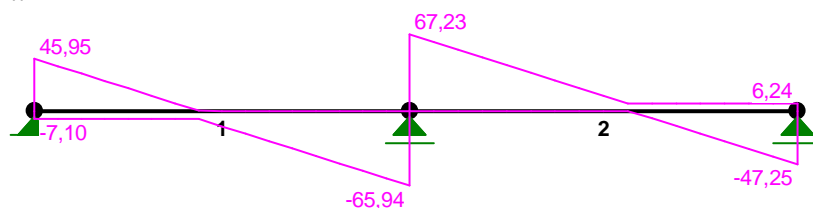
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



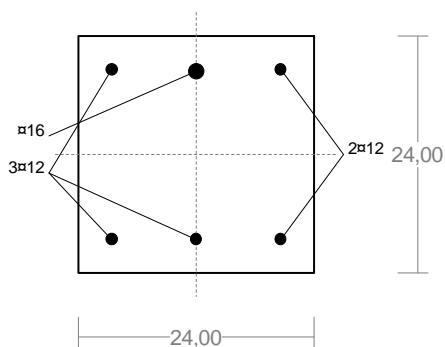
TNĄCE-OBWIEDNIE:



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

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	45,95	45,95		A
	0,00*	-7,10	7,10		B
	0,00*	0,00	0,00		
	0,00	45,95*	45,95		A
	0,00	-7,10*	7,10		B
	0,00	45,95	45,95*		A
2	0,00*	47,25	47,25		B
	0,00*	-6,24	6,24		A
	0,00*	0,00	0,00		
	0,00	47,25*	47,25		B
	0,00	-6,24*	6,24		A
	0,00	47,25	47,25*		B
3	0,00*	133,17	133,17		AB
	0,00*	0,00	0,00		
	0,00	133,17*	133,17		AB
	0,00	0,00*	0,00		
	0,00	133,17	133,17*		AB

* = Max/Min



PRZĘSŁA I PODPORA B

BETON: C20/25**STAL: A-III (34GS)****Poz.8.11 Nadproża o rozpiętości w świetle do 1,51 m** $L_{eff} = 1,75 \text{ m}$ **Ciążar 1 m² ściany z poz. 9:**

4,97 kPa

x 1,125 = 5,59 kPa

 $H_{ściany} = 3^{0.5}/2 \times 1,75 = 1,52 \text{ m};$ **Obciążenie na belkę:**

- ściana:

 $1,52 \times 4,97 = 7,55 \text{ kN/m}$

x 1,125 = 8,49 kN/m

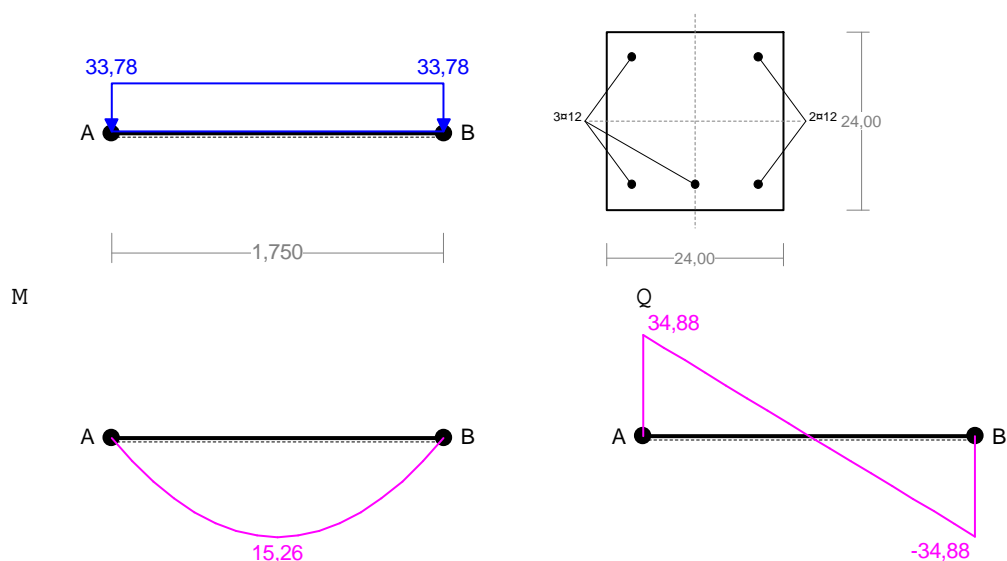
- ze stropu poz. 7: ($\psi_d = 0,85$) $9,68 \times (1,60 / 2 + 1,91) = 26,23 \text{ kN/m}$

x 1,198 = 31,42 kN/m

: ($\psi_d = 0,88$)

33,78 kN/m

x 1,182 = 39,91 kN/m



BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)

Poz.9 Ściany, rdzenie i słupy I piętra

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane z cegły kratówki (dopuszcza się również dziurawkę) o gr. max 12,0 cm. Ściany nośne nadziemia zaprojektowano jako wykonane z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa gr. 24,0 i 18,0 cm na zaprawie do cienkich spoin klasy min M10.

Ściany wykusa należy wykonać z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600 na zaprawie cem. – wap klasy min M5.

W ścianach konstrukcyjnych oraz w ścianach wykusa zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylwane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylwane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa} \times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa} \times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	$4,97 \text{ kPa} \times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany wykusa i ściana szczytowa w osi 1:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z gazobetonu:	$0,24 \times 9,00 = 2,16 \text{ kPa} \times 1,200 = 2,59 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = 0,08 \text{ kPa} \times 1,200 = 0,10 \text{ kPa}$
	$2,81 \text{ kPa} \times 1,221 = 3,43 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa} \times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
	$4,89 \text{ kPa} \times 1,123 = 5,49 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,18 \times 18,00 = 3,24 \text{ kPa} \times 1,100 = 3,56 \text{ kPa}$
	$3,81 \text{ kPa} \times 1,129 = 4,30 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 12,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z cegły :	$0,12 \times 14,50 = 1,74 \text{ kPa} \times 1,100 = 1,91 \text{ kPa}$
	$2,31 \text{ kPa} \times 1,150 = 2,65 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 8,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły : $0,08 \times 14,50 = \underline{1,24 \text{ kPa}} \times 1,100 = \underline{1,36 \text{ kPa}}$
 $1,81 \text{ kPa} \times 1,160 = 2,10 \text{ kPa}$

CieŜar 1 m² ściany działowej gr. 6,5 cm:

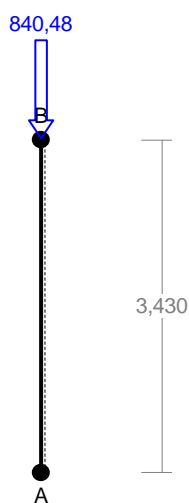
- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły : $0,065 \times 14,50 = \underline{0,94 \text{ kPa}} \times 1,100 = \underline{1,04 \text{ kPa}}$
 $2,31 \text{ kPa} \times 1,150 = 1,78 \text{ kPa}$

Poz.9.1 Słupy oddziału literatury dziecięcej i młodzieżowej

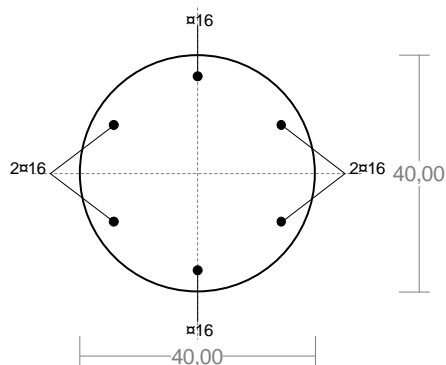
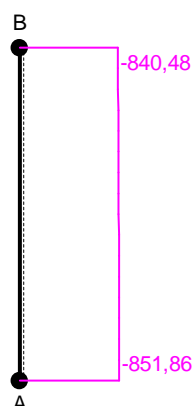
$L_{\text{col}} = 3,43 \text{ m}$; Obciążenia z poz. 8.1., 8.1.1 i 6.1:

$$133,49 + 207,49 + 499,50 = 840,48 \text{ kN}$$

Obc.:



N:



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.9.2 Słup na zbiegu osi 5 i C

$L_{\text{col}} = 3,43 \text{ m}$

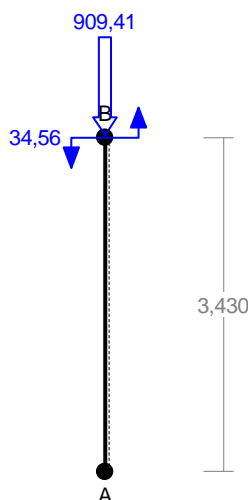
Obciążenia z poz. 8.2, 8.3, 8.4 i ze słupa wyŜszej kondygnacji:

$$283,03 + 49,74 + 64,47 + 512,17 = 909,41 \text{ kN},$$

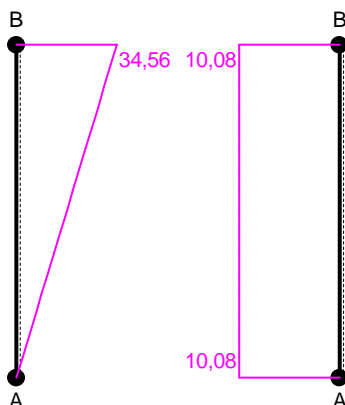
mimośrodek siły $e = 0,038 \text{ m}$;

$$M = 909,41 \times 0,038 = 34,56 \text{ kNm}$$

Obc. :

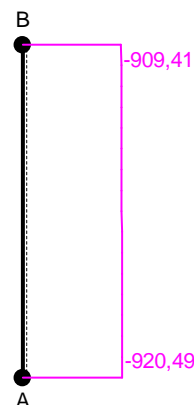


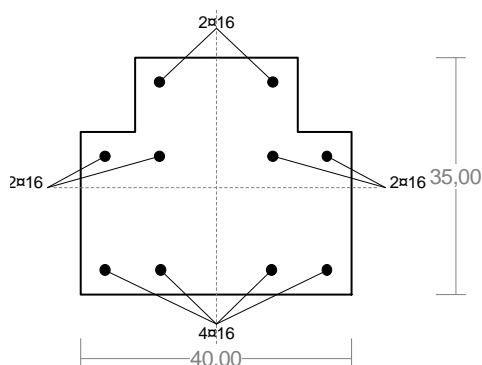
M:



Q:

N:





BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)

Poz.10 Stropy nad parterem

Zaprojektowano stropy typu FILIGRAN gr. 18,0 i 20,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS.

Obciążenia:

a) Strop nad salą konferencyjną:

— gres:	0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:	0,04 x 24,0 = 0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:	0,05 x 0,45 = 0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,80$)	<u>5,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>6,50 kPa</u>
	6,68 kPa	x 1,301 =	8,69 kPa
— strop żelbetowy: ($\psi_d = 0,91$)	0,20 x 25,0 = <u>5,00 kPa</u>	x 1,100 =	<u>5,50 kPa</u>
	11,68 kPa	x 1,215 =	14,19 kPa

Obciążenia:

b) Pozostałe stropy:

— gres:	0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:	0,04 x 24,0 = 0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:	0,05 x 0,45 = 0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. zast. od ścianek dział.:	1,25 x 3,25 / 2,65 = 1,53 kPa	x 1,300 =	1,99 kPa
— obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,50$)	<u>2,00 kPa</u>	x 1,400 =	<u>2,80 kPa</u>
	5,21 kPa	x 1,340 =	6,98 kPa
— strop żelbetowy: ($\psi_d = 0,90$)	0,18 x 25,0 = <u>4,50 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,95 kPa</u>
	9,71 kPa	x 1,229 =	11,93 kPa

Obciążenia:

c) Balkon:

— gres:	0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
— beton zbrojony:	0,04 x 24,0 = 0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
— styropian:	0,04 x 0,45 = 0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
— tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
— obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,35$)	<u>5,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>6,50 kPa</u>
	6,68 kPa	x 1,340 =	8,69 kPa
— strop żelbetowy: ($\psi_d = 0,70$)	0,16 x 25,0 = <u>4,00 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,40 kPa</u>
	10,68 kPa	x 1,226 =	13,09 kPa

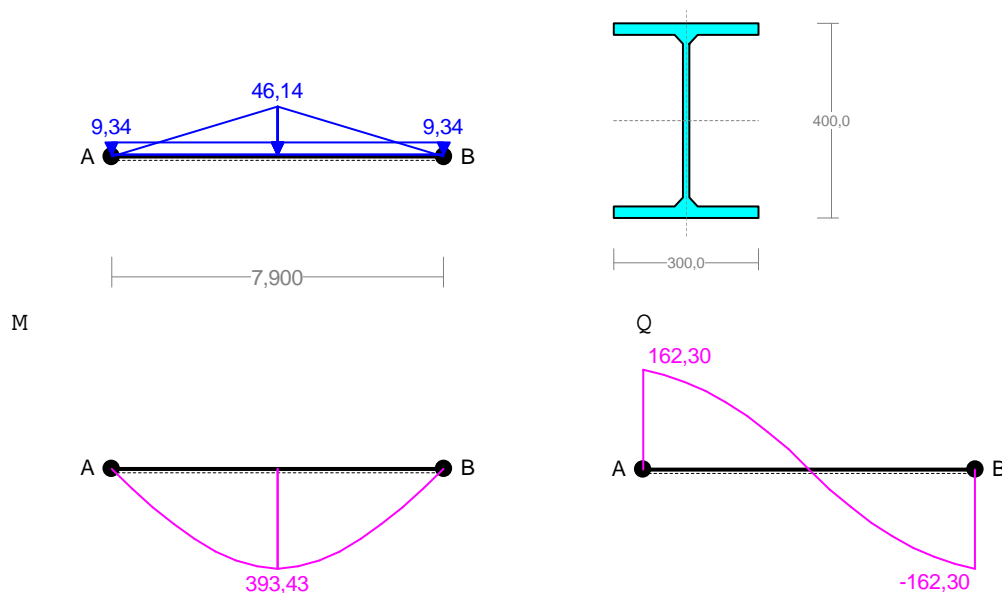
Poz.11 Podciąg i belki parteru

Poz.11.1 Podciąg sali konferencyjnej

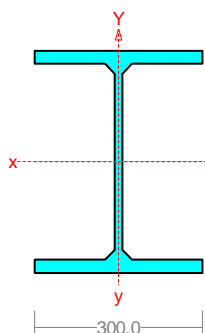
$L_{eff} = 7,90 \text{ m}$

Obciążenia:

- trójkątne poz. 10: ($\psi_d = 0,91$) $7,90 / 2 \times 11,68 = 46,14 \text{ kN/m}$ $\times 1,215 = 56,06 \text{ kN/m}$
- równomierne poz. 10: ($\psi_d = 0,91$) $1,60 / 2 \times 11,68 = 9,34 \text{ kN/m}$ $\times 1,215 = 11,35 \text{ kN/m}$



Przekrój: I 400 HEB



Wymiary przekroju:

I 400 HEB $h = 400,0$ $g = 13,5$ $s = 300,0$ $t = 24,0$ $r = 27,0$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg} = 57680,0$ $J_{yg} = 10820,0$ $A = 198,00$ $i_x = 17,1$ $i_y = 7,4$ $J_w = 3817152,0$ $J_t = 368,8$ $i_s = 18,6$.

Materiał: **St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W**.

Wytrzymałość $f_d = 205 \text{ MPa}$ dla $g = 24,0$.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

$M_x = -393,43 \text{ kNm}$, $V_y = 0,00 \text{ kN}$, $N = 0,00 \text{ kN}$,

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 136,42 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -136,42 \text{ MPa}$.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900 \text{ m}$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$\chi_1 = 1,000$ $\chi_2 = 1,000$ węzły nieprzesuwne $\Rightarrow \mu = 1,000$ dla $l_0 = 7,900$
 $l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900 \text{ m}$

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_0 = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{00} = 7,900 \text{ m}$. Długość wyboczeniowa $l_0 = 7,900 \text{ m}$.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 57680,0}{7,900^2} 10^{-2} = 18699,27 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 10820,0}{7,900^2} 10^{-2} = 3507,73 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_{\square}}{l_{\square}^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{18,6^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 3,82 \times 10^6}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 368,8 \times 10^2 \right) = 12104,66 \text{ kN}$$

Zwicherung:

Dla dwuteownika walcowanego rozstaw stężeń zabezpieczających przekrój przed obrotem $l_1 = l_{\text{ow}} = 7900 \text{ mm}$:

$$\frac{35 i_y}{\beta} \sqrt{215 / f_d} = \frac{35 \times 74}{1,000} \times \sqrt{215 / 205} = 2652 < 7900 = l_1$$

Pręt nie jest zabezpieczony przed zwichrzeniem.

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00 \text{ cm}$. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00 \text{ cm}$. Przyjęto następujące wartości parametrów zwichrzenia: $A_1 = 0,610$, $A_2 = 0,530$, $B = 1,140$.

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,610 \times 0,00 + 0,530 \times 0,00 = 0,000$$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 3507,73 + \sqrt{(0,000 \times 3507,73)^2 + 1,140^2 \times 0,186^2 \times 3507,73 \times 12104,66} = 1381,68$$

Smukłość względna dla zwichrzenia wynosi:

$$\bar{\lambda}_L = 1,15 \sqrt{M_R / M_{cr}} = 1,15 \times \sqrt{591,22 / 1381,68} = 0,752$$

Nośność przekroju na zginanie: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 2884,0 \times 205 \times 10^{-3} = 591,22 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,752$ wynosi $\varphi_L = 0,917$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{393,43}{0,917 \times 591,22} = 0,726 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_v f_d = 0,58 \times 54,0 \times 205 \times 10^{-1} = 642,06 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 385,24 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 162,30 < 642,06 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 385,24 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 591,22 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{393,43}{591,22} = 0,665 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0 \text{ mm}$.

Naprężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00 \text{ MPa}$. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

Nośność środnika na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 255,0 \times 13,5 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 705,71 \text{ kN}$$

Warunek nośności środnika:

$$P = 162,30 < 705,71 = P_{R,W}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

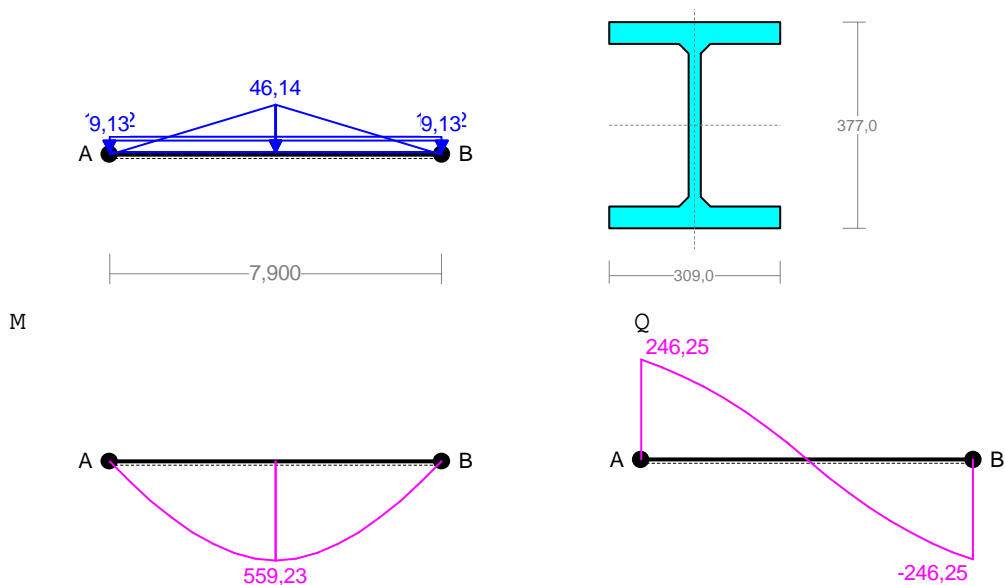
$$a_{\max} = 17,3 \text{ mm} \quad a_{\text{gr}} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm} \quad a_{\max} = 17,3 < 22,6 = a_{\text{gr}}$$

Poz.11.1.1 Podciąg przy osi 2

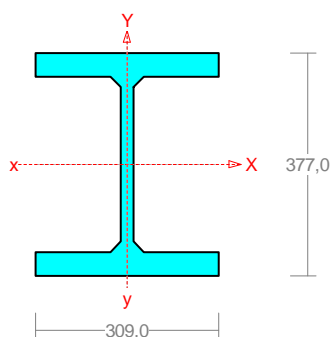
$$L_{\text{eff}} = 7,90 \text{ m}$$

Obciążenia:

- trójkątne poz. 10: ($\psi_d = 0,91$) $7,90 / 2 \times 11,68 = 46,14 \text{ kN/m}$ $\times 1,215 = 56,06 \text{ kN/m}$
- równomierne poz. 10: ($\psi_d = 0,91$) $1,44 \times 11,68 = 16,82 \text{ kN/m}$ $\times 1,215 = 20,44 \text{ kN/m}$
- ściana szczytowa z poz. 12: $3,25 \times 2,81 = 9,13 \text{ kN/m}$ $\times 1,221 = 11,15 \text{ kN/m}$



Przekrój: HEM 340



Wymiary przekroju:

$$h=377,0 \quad g=21,0 \quad s=309,0 \quad t=40,0 \quad v_x=17,6 \quad v_y=17,7.$$

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$$J_{xg}=76369,9 \quad J_{yg}=19709,8 \quad A=315,81 \quad i_x=15,6 \quad i_y=7,9 \quad J_w=5584496,1$$

$$J_t=1706,9 \quad i_s=17,4.$$

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość $f_d=205 \text{ MPa}$ dla $g=40,0$.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: AC

$$M_x = -559,23 \text{ kNm}, \quad V_y = 0,00 \text{ kN}, \quad N = 0,00 \text{ kN},$$

$$\text{Naprężenia w skrajnych włóknach: } \sigma_t = 138,03 \text{ MPa} \quad \sigma_c = -138,03 \text{ MPa}.$$

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$$\chi_1 = 1,000 \quad \chi_2 = 1,000 \quad \text{węzły nieprzesuwne} \quad \Rightarrow \quad \mu = 1,000 \quad \text{dla } l_0 = 7,900$$

$$l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$\chi_1 = 1,000 \quad \chi_2 = 1,000 \quad \text{węzły nieprzesuwne} \quad \Rightarrow \quad \mu = 1,000 \quad \text{dla } l_0 = 7,900$$

$$l_w = 1,000 \times 7,900 = 7,900 \text{ m}$$

- dla wyboczenia skrętnego przyjęto współczynnik długości wyboczeniowej $\mu_\omega = 1,000$. Rozstaw stężeń zabezpieczających przed obrotem $l_{\omega\omega} = 7,900 \text{ m}$. Długość wyboczeniowa $l_\omega = 7,900 \text{ m}$.

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 76369,9}{7,900^2} 10^{-2} = 24758,36 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 19709,8}{7,900^2} 10^{-2} = 6389,72 \text{ kN}$$

$$N_z = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EJ_\omega}{l_\omega^2} + GJ_T \right) = \frac{1}{17,4^2} \left(\frac{3,14^2 \times 205 \times 5,58 \times 10^6}{7,900^2} 10^{-2} + 80 \times 1706,9 \times 10^2 \right) = 50835,41 \text{ kN}$$

Zwicherungie:

Współrzędna punktu przyłożenia obciążenia $a_o = 0,00 \text{ cm}$. Różnica współrzędnych środka ścinania i punktu przyłożenia siły $a_s = 0,00 \text{ cm}$. Przyjęto następujące wartości parametrów zwicherungia: $A_1 = 0,000$, $A_2 = 0,000$, $B = 0,000$.

$$A_o = A_1 b_y + A_2 a_s = 0,000 \times 0,00 + 0,000 \times 0,00 = 0,000$$

$$M_{cr} = \pm A_o N_y + \sqrt{(A_o N_y)^2 + B^2 i_s^2 N_y N_z} =$$

$$0,000 \times 6389,72 + \sqrt{(0,000 \times 6389,72)^2 + 0,000^2 \times 0,174^2 \times 6389,72 \times 50835,41} = 0,00$$

Przyjęto, że pręt jest zabezpieczony przed zwicherungiem: $\bar{\lambda}_L = 0$.

Nośność przekroju na zginanie: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 4051,5 \times 205 \times 10^{-3} = 830,55 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwicherungia dla $\bar{\lambda}_L = 0,000$ wynosi $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} = \frac{559,23}{1,000 \times 830,55} = 0,673 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_v f_d = 0,58 \times 62,4 \times 205 \times 10^{-1} = 741,58 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,6 V_R = 444,95 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 246,25 < 741,58 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna: $x_a = 3,950$; $x_b = 3,950$.

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,00 < 444,95 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 830,55 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{Rx,V}} = \frac{559,23}{830,55} = 0,673 < 1$$

Nośność środka pod obciążeniem skupionym: $x_a = 7,900$; $x_b = 0,000$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0$ mm.

$$k_c = \left(15 + 25 \frac{c_o}{h_w} \right) \sqrt{\frac{t_f}{t_w} \frac{215}{f_d}} = \left(15 + 25 \times \frac{80,0}{297,0} \right) \times \sqrt{\frac{40,0 \times 215}{21,0 \times 205}} = 30,719$$

$$k_c \leq c_o / t_w = 80,0 / 21,0 = 3,810; \quad \text{Przyjęto } k_c = 3,810$$

Warunek dodatkowy:

$$k_c \leq 20 \sqrt{\frac{215}{f_d}} = 20 \times \sqrt{\frac{215}{205}} = 20,482$$

Siła może zmieniać położenie na przęcie.

Naprężenia ściskające w środku wynoszą $\sigma_c = 0,00$ MPa. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,000$$

$$\text{Nośność środka na siłę skupioną:} \quad P_{R,c} = k_c t_w^2 \eta_c f_d = 3,810 \times (21,0)^2 \times 1,000 \times 205 \times 10^{-3} = 344,40 \text{ kN}$$

$$\text{Warunek nośności środka:} \quad P = 246,25 < 344,40 = P_{R,c}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 18,8 \text{ mm} \quad a_{\text{gr}} = l / 350 = 7900 / 350 = 22,6 \text{ mm} \quad a_{\max} = 18,8 < 22,6 = a_{\text{gr}}$$

Poz.11.2 Podciąg w osi C

$$L_{\text{eff}} = 5,10 \text{ m} + 2,50 \text{ m}$$

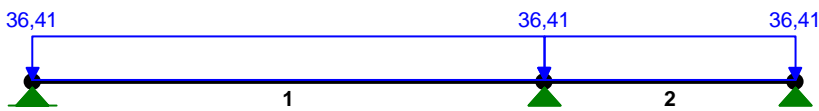
Obciążenia:

$$\text{— Z poz. 10:} \quad (\psi_d = 0,90) \quad (3,60 + 3,90) / 2 \times 9,71 = 36,41 \text{ kN/m} \quad \times 1,229 = 44,75 \text{ kN/m}$$

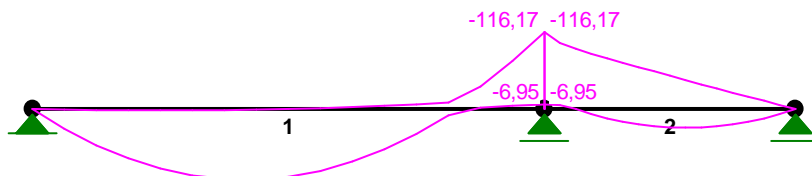
WEZŁY:



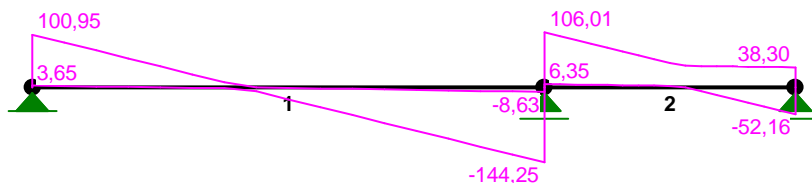
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



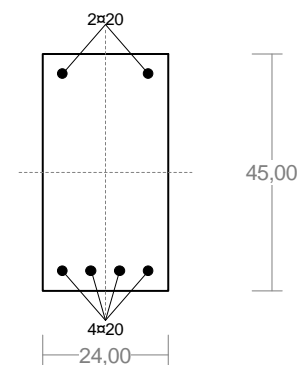
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

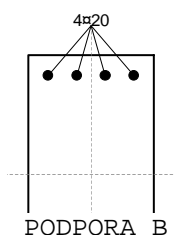
Węzeł: H[kN]: V[kN]: R[kN]: M[kNm]: Kombinacja obciążeń:

1	0,00*	100,95	100,95	A
	0,00*	3,65	3,65	B
	0,00*	5,91	5,91	
	0,00	100,95*	100,95	A
	0,00	3,65*	3,65	B
	0,00	100,95	100,95*	A
2	0,00*	250,26	250,26	AB
	0,00*	14,98	14,98	
	0,00	250,26*	250,26	AB
	0,00	14,98*	14,98	
	0,00	250,26	250,26*	AB
3	0,00*	52,16	52,16	B
	0,00*	-38,30	38,30	A
	0,00*	0,78	0,78	
	0,00	52,16*	52,16	B
	0,00	-38,30*	38,30	A
	0,00	52,16	52,16*	B

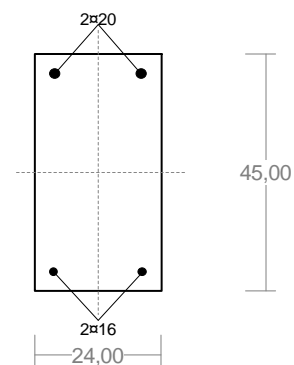
* = Max/Min



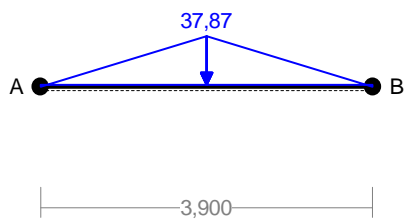
PRZĘSŁO A-B



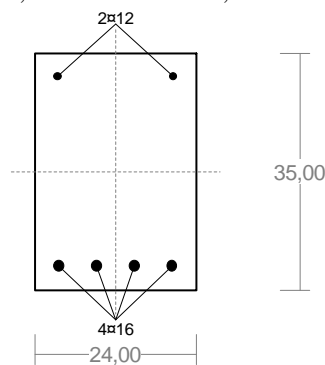
PODPORA B



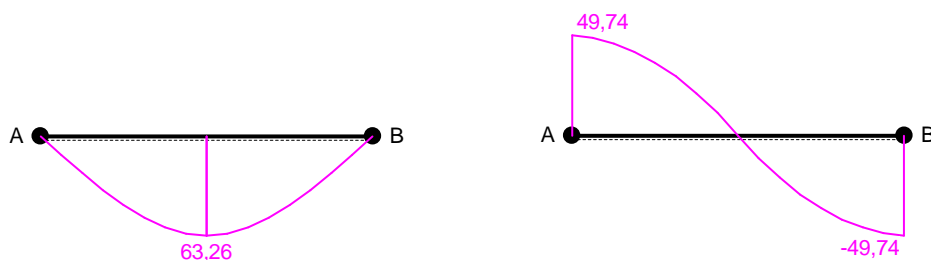
PRZĘCŁO B-C

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.11.3 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami B i C** $L_{eff} = 3,90 \text{ m}$ **Obciążenia:**— trójkątne z poz. 10: $(\psi_d = 0,90)$ $(3,90 + 3,90) / 2 \times 9,71 = 37,87 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 46,54 \text{ kN/m}$ 

M



Q



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

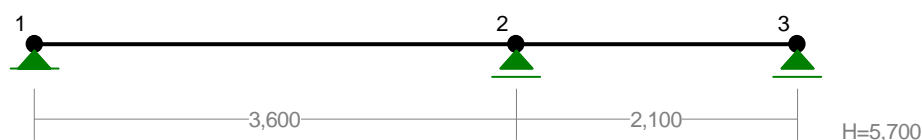
Poz.11.4 Podciąg w osi 5 pomiędzy osiami C i E

$L_{\text{eff}} = 3,60 \text{ m} + 2,10 \text{ m}$

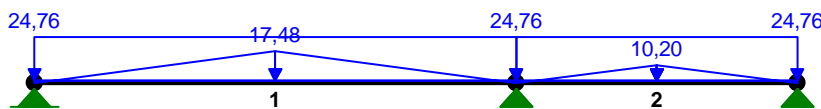
Obciążenia:

- ciągłe z poz. 10: ($\psi_d = 0,90$) $5,10 / 2 \times 9,71 = 24,76 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 30,43 \text{ kN/m}$
- trójkątne z poz. 10: ($\psi_d = 0,90$) $3,60 / 2 \times 9,71 = 17,48 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 21,48 \text{ kN/m}$
- trójkątne z poz. 10: ($\psi_d = 0,90$) $2,10 / 2 \times 9,71 = 10,20 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 12,54 \text{ kN/m}$

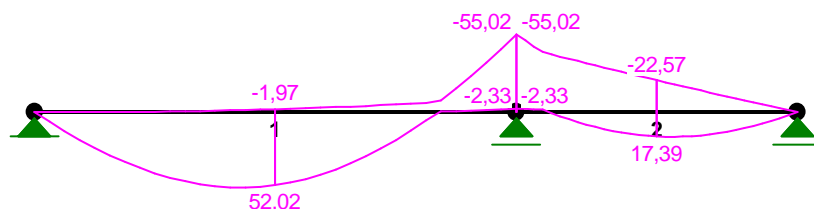
WĘZŁY:



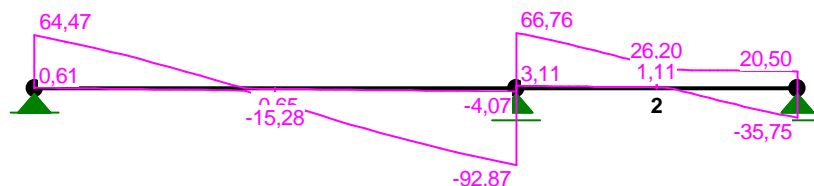
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



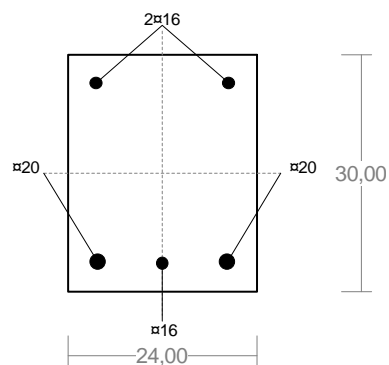
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

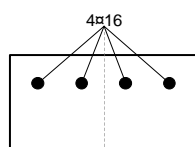
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	64,47	64,47		A
	0,00*	0,61	0,61		B
	0,00*	2,77	2,77		
	0,00	64,47*	64,47		A
	0,00	0,61*	0,61		B
	0,00	64,47	64,47*		A
2	0,00*	159,63	159,63		AB
	0,00*	7,17	7,17		

	0,00	159,63*	159,63	AB
	0,00	7,17*	7,17	
	0,00	159,63	159,63*	AB
3	0,00*	35,75	35,75	B
	0,00*	-20,50	20,50	A
	0,00*	0,89	0,89	
	0,00	35,75*	35,75	B
	0,00	-20,50*	20,50	A
	0,00	35,75	35,75*	B

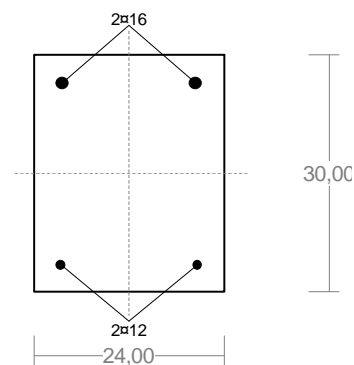
* = Max/Min



PRZESŁO A-B



PODPORA B



PRZĘCŁO B-C

BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

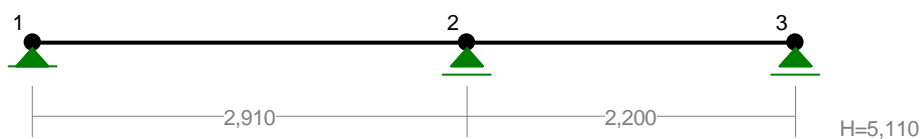
Poz.11.5 Podciąg w osi w osi E między osiami 4 i 5

$$L_{\text{eff}} = 2,91 + 2,20 \text{ m}$$

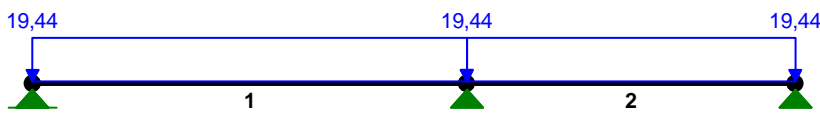
Obciążenia:

— ciągłe z poz. 10: $(\psi_d = 0,90)$ $(5,10 + 2,91) / 4 \times 9,71 = 19,44 \text{ kN/m}$ $\times 1,229 = 23,89 \text{ kN/m}$

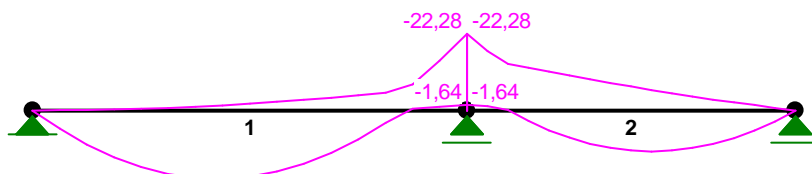
WEZŁY:



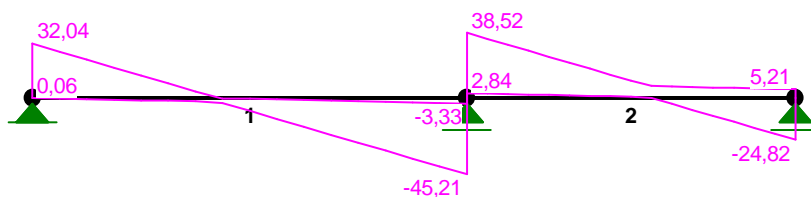
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



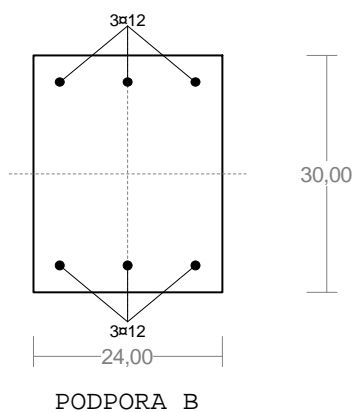
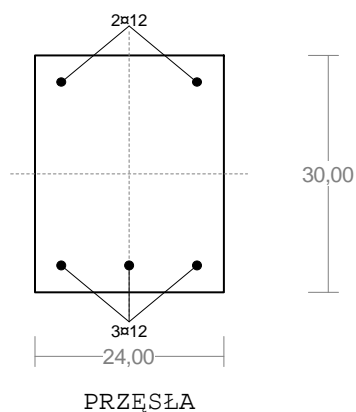
TNĄCE-OBWIEDNIE:



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

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	32,04	32,04		A
	0,00*	0,06	0,06		B
	0,00*	2,20	2,20		
	0,00	32,04*	32,04		A
	0,00	0,06*	0,06		B
	0,00	32,04	32,04*		A
2	0,00*	83,74	83,74		AB
	0,00*	6,17	6,17		
	0,00	83,74*	83,74		AB
	0,00	6,17*	6,17		
	0,00	83,74	83,74*		AB
3	0,00*	24,82	24,82		B
	0,00*	-5,21	5,21		A
	0,00*	1,35	1,35		
	0,00	24,82*	24,82		B
	0,00	-5,21*	5,21		A
	0,00	24,82	24,82*		B

* = Max/Min



BETON: C20/25

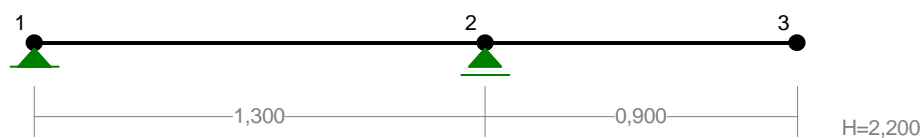
STAL: A-III (34GS)

Poz.11.6 Podciąg w osi B

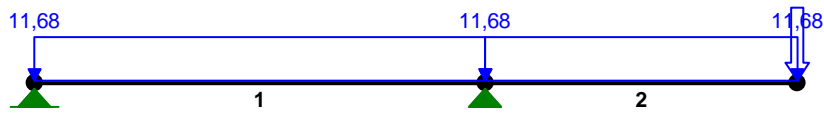
Obciążenia na strop obciążający podciąg z poz. 7.:

- strop poz. 10: $(\psi_d = 0,91)$ 11,68 kN/m x 1,215 = 14,19 kN/m
- ściana z poz. 12: 2,81 x 3,25 = 9,13 kN/m x 1,221 = 11,15 kN/m

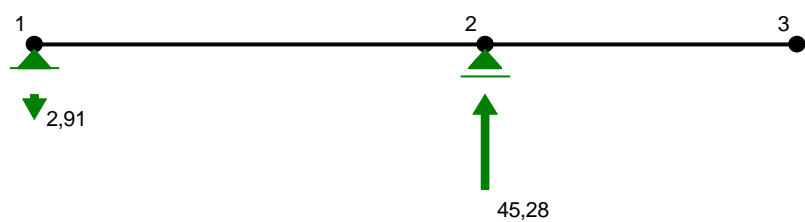
WĘZŁY:



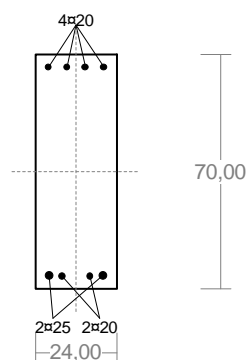
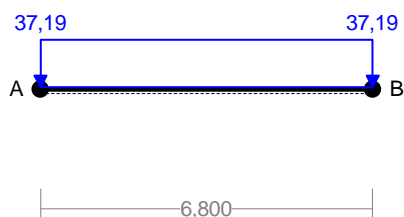
OBCIĄŻENIA :



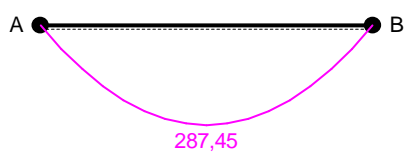
REAKCJE PODPOROWE :



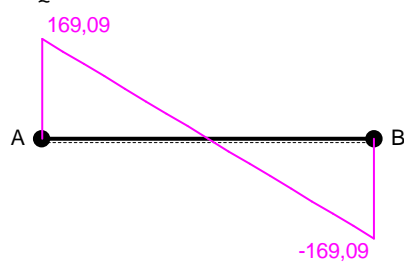
Obciążenia na podciąg: $(\psi_d = 0,95)$ $37,19 \text{ kN/m}$ $\times 1,218 = 45,28 \text{ kN/m}$



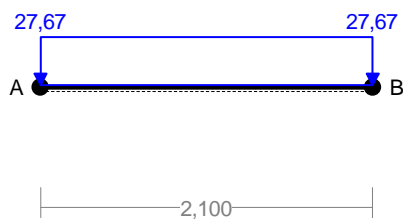
M



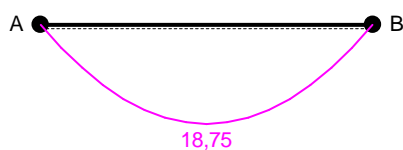
Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.11.7 Belki łącznika** $L_{\text{eff}} = 2,10 \text{ m}$:Obciążenia:

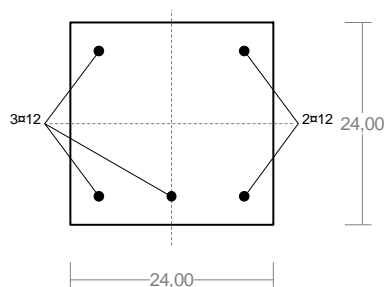
— z poz. 10: $(\psi_d = 0,90)$ $5,70 / 2 \times 9,71 = 27,67 \text{ kN/m}$ $1,229 = 34,01 \text{ kN/m}$



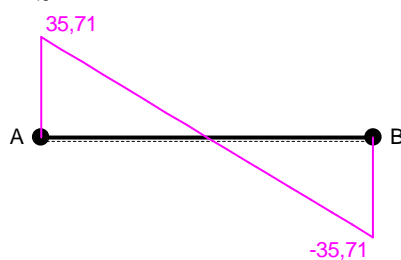
M



BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)



Q



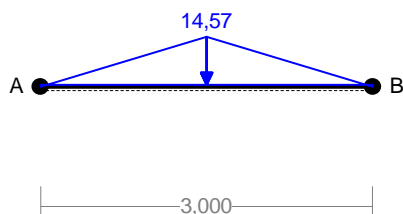
Poz.11.8 Podciąg przy klatce schodowej w osi 7

$L_{\text{eff}} = 3,00 \text{ m}$

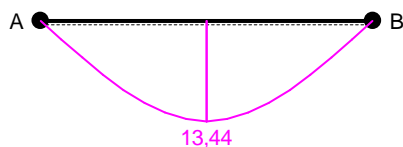
Obciążenia:

– ze stropu poz. 10: ($\psi_d = 0,90$)

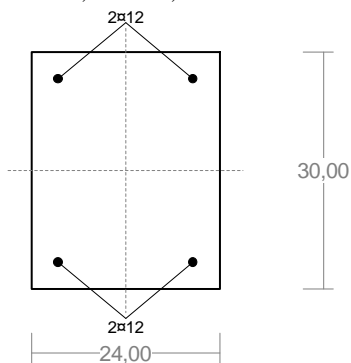
$$3,00 / 2 \times 9,71 = 14,57 \text{ kN/m} \quad \times 1,229 = 17,91 \text{ kN/m}$$



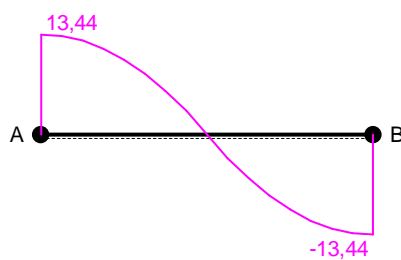
M



BETON: C20/25 STAL: A-III (34GS)



Q



Poz.11.9 Nadproża o rozpiętości w świetle do 1,91 m

$L_{\text{eff}} = 2,15 \text{ m}$

Ciężar 1 m^2 ściany z poz. 12:

$$H_{\text{ściany}} = 3^{0,5} / 2 \times 2,15 = 1,9 \text{ m};$$

Obciążenie na belkę:

- ściana:

$$4,97 \text{ kPa}$$

$$\times 1,125 = 5,59 \text{ kPa}$$

- ze stropu poz. 10: ($\psi_d = 0,91$)

$$11,68 \times (1,60 / 2 + 1,91) = \underline{31,65 \text{ kN/m}}$$

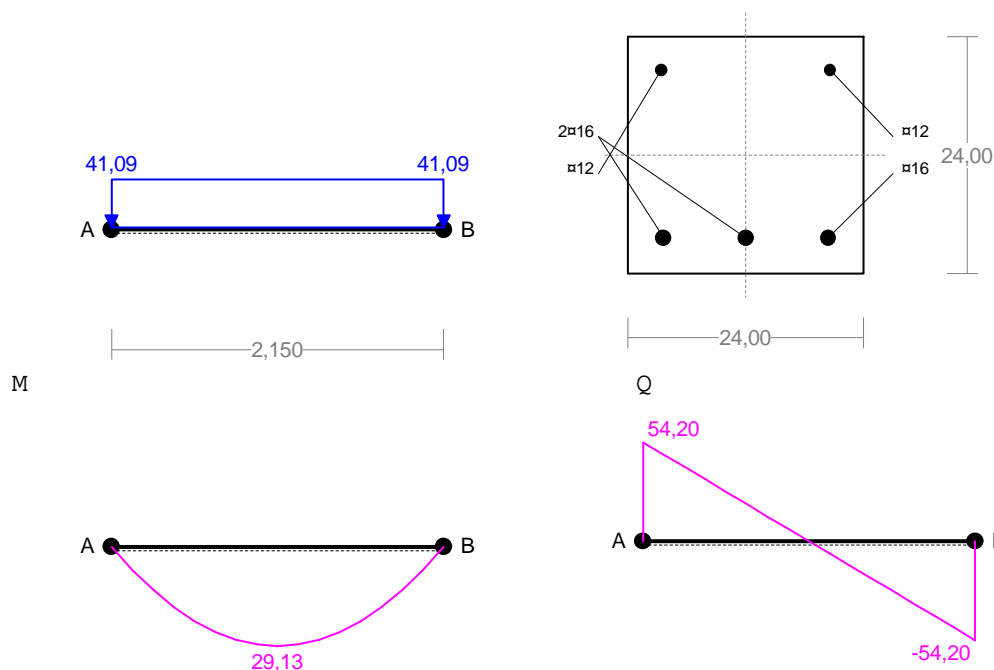
$$\times 1,125 = 10,62 \text{ kN/m}$$

($\psi_d = 0,93$)

$$41,09 \text{ kN/m}$$

$$\times 1,215 = \underline{38,45 \text{ kN/m}}$$

$$\times 1,195 = 49,07 \text{ kN/m}$$



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.12 Ściany, rdzenie i słupy parteru

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane z cegły kratówki (dopuszcza się również dziurawkę) o gr. max 12,0 cm. Ściany nośne nadziemna zaprojektowano jako wykonane z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa gr. 24,0 i 18,0 cm na zaprawie do cienkich spoin klasy min M10.

Ściany wykusza należy wykonać z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600 na zaprawie cem. – wap klasy min M5.

W ścianach konstrukcyjnych oraz w ścianach wykusza zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylewane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = 4,32 \text{ kPa} \times 1,100 = 4,75 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = \frac{0,08 \text{ kPa}}{4,97 \text{ kPa}} \times 1,200 = \frac{0,10 \text{ kPa}}{5,59 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany wykuszu i ściana szczytowa w osi 1:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z gazobetonu:	$0,24 \times 9,00 = 2,16 \text{ kPa} \times 1,200 = 2,59 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,18 \times 0,45 = \frac{0,08 \text{ kPa}}{2,81 \text{ kPa}} \times 1,200 = \frac{0,10 \text{ kPa}}{3,43 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,24 \times 18,00 = \frac{4,32 \text{ kPa}}{4,89 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{4,75 \text{ kPa}}{5,49 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z bloczków silikat. drażonych:	$0,18 \times 18,00 = \frac{3,24 \text{ kPa}}{3,81 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{3,56 \text{ kPa}}{4,30 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 12,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły : $0,12 \times 14,50 = \underline{1,74 \text{ kPa}} \times 1,100 = \underline{1,91 \text{ kPa}}$
 $2,31 \text{ kPa} \times 1,150 = 2,65 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 8,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły : $0,08 \times 14,50 = \underline{1,24 \text{ kPa}} \times 1,100 = \underline{1,36 \text{ kPa}}$
 $1,81 \text{ kPa} \times 1,160 = 2,10 \text{ kPa}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 6,5 cm:

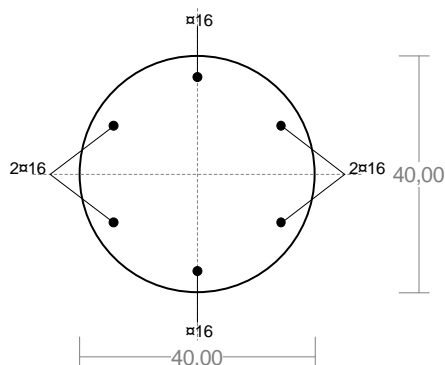
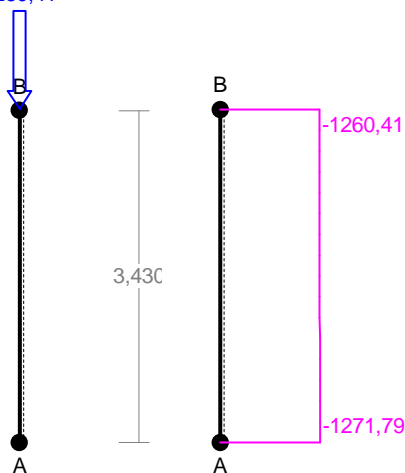
- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły : $0,065 \times 14,50 = \underline{0,94 \text{ kPa}} \times 1,100 = \underline{1,04 \text{ kPa}}$
 $2,31 \text{ kPa} \times 1,150 = 1,78 \text{ kPa}$

Poz.12.1 Słupy sali konferencyjnej

$L_{\text{col}} = 3,43 \text{ m}$; Obciążenia z poz. 11.1., 11.1.1 i 9.1: $162,30 + 246,25 + 851,86 = 1260,41 \text{ kN}$

Obc.: N:

1260,41



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.12.2 Słup na zbiegu osi 5 i C

$L_{\text{col}} = 3,43 \text{ m}$

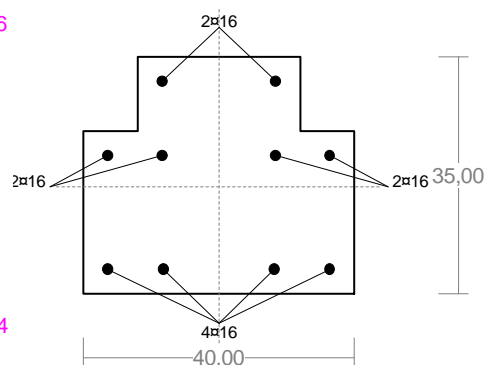
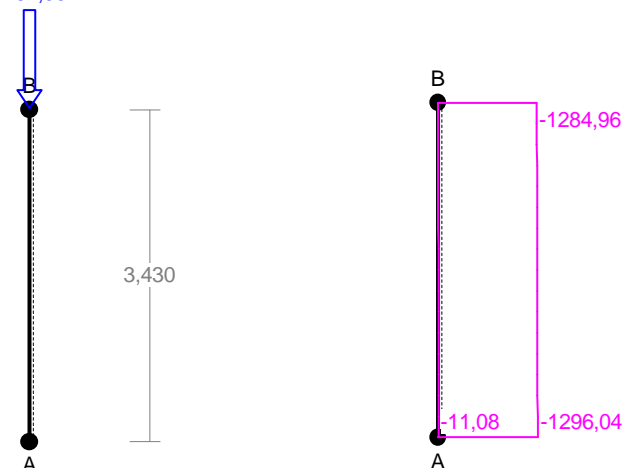
Obciążenia z poz. 11.2, 11.3, 11.4 i ze słupa wyższej kondygnacji:

$250,26 + 49,74 + 64,47 + 920,49 = 1284,96 \text{ kN}$,

Obc. :

1284,96

N:



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

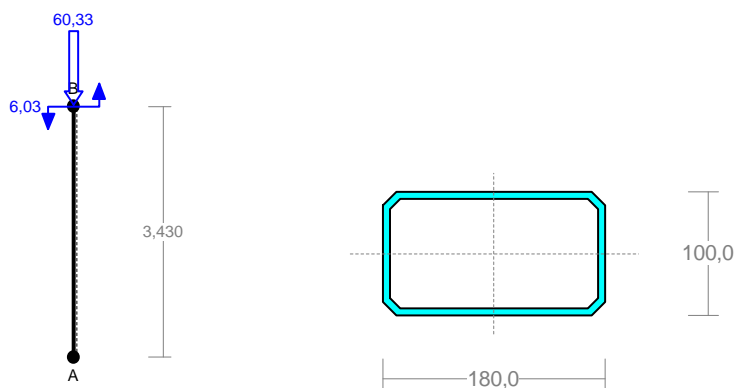
Poz.12.3 Słupek stalowy przy wejściu do budynku

$L_{col} = 3,43 \text{ m}$

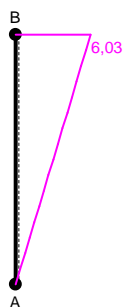
Obciążenia z poz. 8.7, 11.7 + słup kond. wyżej:

$26,50 + 26,50 + 3,70 \times 0,30 \times 0,24 \times 25,0 \times 1,1 = 60,33 \text{ kN}$,

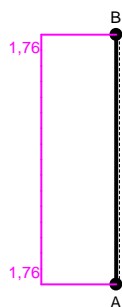
mimośród siły $e = 0,15 - 0,05 = 0,1 \text{ m}$; $M = 0,01 \times 60,33 = 6,03 \text{ kNm}$



M



Q



N

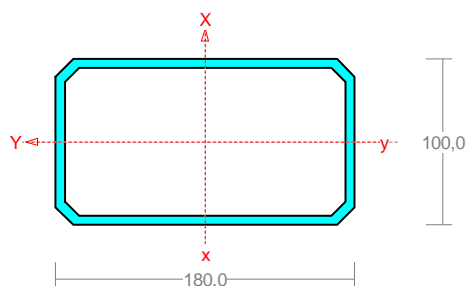


W



Przekrój: H 180x100x 5.6

Wymiary przekroju:



H 180x100x 5.6 $h=180,0$ $s=100,0$ $g=5,6$ $t=5,6$ $r=11,2$.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=1240,0$ $J_{yg}=496,0$ $A=29,30$ $i_x=6,5$ $i_y=4,1$.

Materiał: St3SX, St3SY, St3S, St3V, St3W.

Wytrzymałość $f_d=215 \text{ MPa}$ dla $g=5,6$.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Siły przekrojowe: $x_a = 3,430$; $x_b = 0,000$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

$N = -60,33 \text{ kN}$, $M_y = 6,03 \text{ kNm}$, $V_x = 1,76 \text{ kN}$.

Napężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 40,20 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -81,38 \text{ MPa}$.

Długości wyboczeniowe pręta:

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu przyjęto podatności węzłów ustalone wg załącznika 1 normy:

$$\chi_1 = 1,000 \quad \chi_2 = 1,000 \quad \text{węzły nieprzesuwne} \Rightarrow \mu = 1,000 \quad \text{dla } l_0 = 3,430$$

$$l_w = 1,000 \times 3,430 = 3,430 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

$$\chi_1 = 1,000 \quad \chi_2 = 1,000 \quad \text{węzły nieprzesuwne} \Rightarrow \mu = 1,000 \quad \text{dla } l_0 = 3,430$$

$$l_w = 1,000 \times 3,430 = 3,430 \text{ m}$$

Siły krytyczne:

$$N_x = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 1240,0}{3,430^2} 10^{-2} = 2132,49 \text{ kN}$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EJ}{l_w^2} = \frac{3,14^2 \times 205 \times 496,0}{3,430^2} 10^{-2} = 853,00 \text{ kN}$$

Nośność przekroju na ściskanie: $x_a = 0,000$; $x_b = 3,430$:

$$N_{RC} = A f_d = 29,3 \times 215 \times 10^{-1} = 629,95 \text{ kN}$$

Określenie współczynników wyboczeniowych:

$$\text{- dla } N_x \quad \bar{\lambda} = 1,15 \sqrt{N_{RC} / N_x} = 1,15 \times \sqrt{629,95 / 2132,49} = 0,628 \Rightarrow \text{Tab.11 a} \Rightarrow \varphi = 0,930$$

$$\text{- dla } N_y \quad \bar{\lambda} = 1,15 \sqrt{N_{RC} / N_y} = 1,15 \times \sqrt{629,95 / 853,00} = 0,992 \Rightarrow \text{Tab.11 a} \Rightarrow \varphi = 0,712$$

Przyjęto: $\varphi = \varphi_{\min} = 0,712$

Warunek nośności pręta na ściskanie (39):

$$\frac{N}{\varphi N_{RC}} = \frac{61,20}{0,712 \times 629,95} = 0,136 < 1$$

Nośność przekroju na zginanie: $x_a = 3,430$; $x_b = 0,000$.

- względem osi Y $M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 99,2 \times 215 \times 10^{-3} = 21,33 \text{ kNm}$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,000$ wynosi $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{N}{N_{RC}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{60,33}{629,95} + \frac{6,03}{21,33} = 0,378 < 1$$

Nośność (stateczność) pręta ściskanego i zginanego:

Składnik poprawkowy:

$$M_{x \max} = 0 \quad \Delta_x = 0$$

$$M_{y \max} = 6,03 \text{ kNm} \quad \beta_y = 0,550$$

$$\Delta_y = 1,25 \varphi_y \bar{\lambda}_y^2 \frac{\beta_y M_{y \max}}{M_{Ry}} \frac{N}{N_{RC}} = 1,25 \times 0,712 \times 0,992^2 \frac{0,550 \times 6,03}{21,33} \times \frac{61,20}{629,95} = 0,013$$

$$\Delta_y = 0,013$$

Warunek nośności (58):

- dla wyboczenia względem osi X:

$$\frac{N}{\varphi_x N_{RC}} + \frac{\beta_y M_{y \max}}{M_{Ry}} = \frac{61,20}{0,930 \times 629,95} + \frac{0,550 \times 6,03}{21,33} = 0,260 < 1,000 = 1 - 0,000$$

- dla wyboczenia względem osi Y:

$$\frac{N}{\varphi_y N_{RC}} + \frac{\beta_y M_{y \max}}{M_{Ry}} = \frac{61,20}{0,712 \times 629,95} + \frac{0,550 \times 6,03}{21,33} = 0,292 < 0,987 = 1 - 0,013$$

Nośność przekroju na ścinanie: $x_a = 0,000$; $x_b = 3,430$.

- wzdłuż osi X

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 10,6 \times 215 \times 10^{-1} = 131,84 \text{ kN}$$

$$V_o = 0,3 V_R = 39,55 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi X:

$$V = 1,76 < 131,84 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna: $x_a = 3,430$; $x_b = 0,000$.

- dla zginania względem osi Y: $V_x = 1,76 < 39,55 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 21,33 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{N}{N_{Rc}} + \frac{M_y}{M_{Ry,V}} = \frac{60,33}{629,95} + \frac{6,03}{21,33} = 0,378 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie z uwzględnieniem siły osiowej: $x_a = 3,430$, $x_b = 0,000$.

- dla ścinania wzdłuż osi X:

$$V = 1,76 < 131,24 = 131,84 \times \sqrt{1 - \left(\frac{60,33}{629,95} \right)^2} = V_R \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_{Rc}} \right)^2} = V_{R,N}$$

Nośność środnika pod obciążeniem skupionym: $x_a = 0,000$; $x_b = 3,430$.

Przyjęto szerokość rozkładu obciążenia skupionego $c = 0,0 \text{ mm}$.

Naprężenia ściskające w środniku wynoszą $\sigma_c = 20,89 \text{ MPa}$. Współczynnik redukcji nośności wynosi:

$$\eta_c = 1,25 - 0,5 \sigma_c / f_d = 1,25 - 0,5 \times 20,89 / 215 = 1,000$$

Nośność środnika na siłę skupioną:

$$P_{R,W} = c_o t_w \eta_c f_d = 28,0 \times 5,6 \times 1,000 \times 215 \times 10^{-3} = 33,71 \text{ kN}$$

Warunek nośności środnika:

$$P = 0,00 < 33,71 = P_{R,W}$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi X liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 4,5 \text{ mm} \quad a_{\text{gr}} = l / 500 = 3430 / 500 = 6,9 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 4,5 < 6,9 = a_{\text{gr}}$$

Poz.13 Stropy nad piwnicą – 1

Zaprojektowano stropy typu FILIGRAN gr. 18,0 i 24,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS. Strop płytowo słupowy należy dodatkowo dobroić na przebiegu np. zbrojeniem typu HDB firmy „HALFEN-DEHA”.

Obciążenia:

a) Strop nad garażem:

– gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
– beton zbrojony:		0,04 x 24,0 =	0,96 kPa	x 1,300 = 1,25 kPa
– styropian:		0,05 x 0,45 =	0,02 kPa	x 1,200 = 0,03 kPa
– tynk:		0,02 x 19,0 =	0,38 kPa	x 1,300 = 0,49 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,50$)	<u>3,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>3,90 kPa</u>
		4,68 kPa	x 1,301 =	6,09 kPa
– strop żelbetowy:		0,24 x 25,0 =	<u>6,00 kPa</u>	x 1,100 = <u>6,60 kPa</u>
	($\psi_d = 0,86$)		10,68 kPa	x 1,179 = 12,59 kPa

Obciążenia:

b) Pozostałe stropy:

– gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
– beton zbrojony:		0,04 x 24,0 =	0,96 kPa	x 1,300 = 1,25 kPa
– styropian:		0,05 x 0,45 =	0,02 kPa	x 1,200 = 0,03 kPa
– tynk:		0,02 x 19,0 =	0,38 kPa	x 1,300 = 0,49 kPa
– obc. zast. od ścianek dział.:		1,25 x 3,56 / 2,65 =	1,68 kPa	x 1,300 = 2,18 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,50$)	<u>2,00 kPa</u>	x 1,400 =	<u>2,80 kPa</u>
		5,36 kPa	x 1,338 =	7,17 kPa
– strop żelbetowy:		0,18 x 25,0 =	<u>4,50 kPa</u>	x 1,100 = <u>4,95 kPa</u>
	($\psi_d = 0,90$)		9,86 kPa	x 1,230 = 12,12 kPa

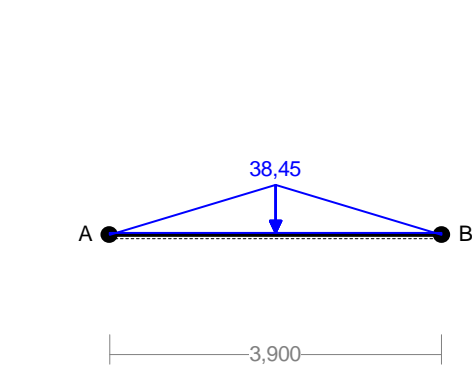
Poz.14 Podciąg i belki piwnicy – 1

Poz.14.1 Podciąg w osi 5 między osiami B i C

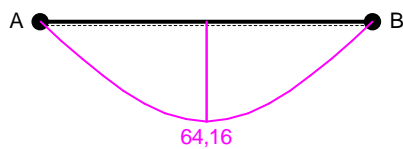
$L_{\text{eff}} = 3,90 \text{ m}$

Obciążenia:

– trójkątne z poz. 13: ($\psi_d = 0,90$) $(3,90 + 3,90) / 2 * 9,86 = 38,45 \text{ kN/m}$ x 1,230 = 47,30 kN/m

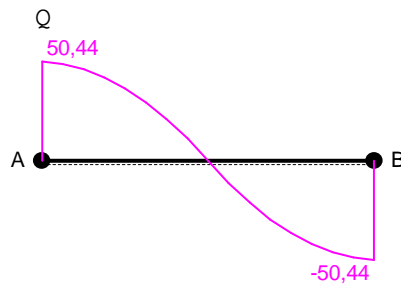
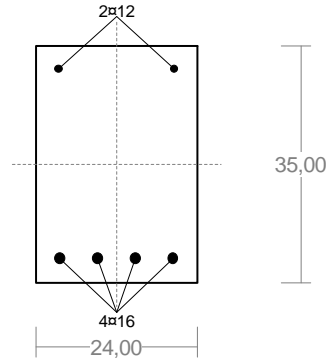


M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

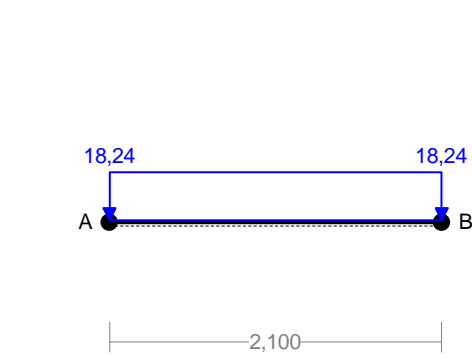


Poz.14.2 Podciąg w osi 5 między osiami D i E

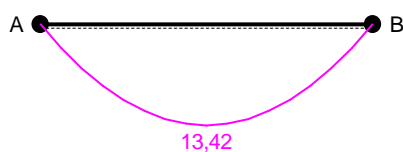
$L_{\text{eff}} = 2,10 \text{ m}$

Obciążenia:

– ciągłe z poz. 13: ($\psi_d = 0,90$) $3,70 / 2 * 9,86 = 18,24 \text{ kN/m}$ x 1,230 = 22,44 kN/m

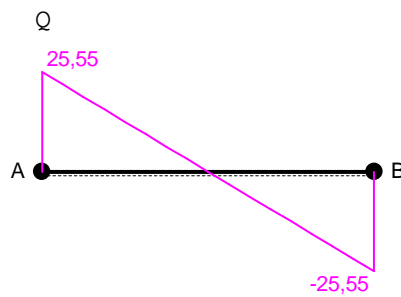
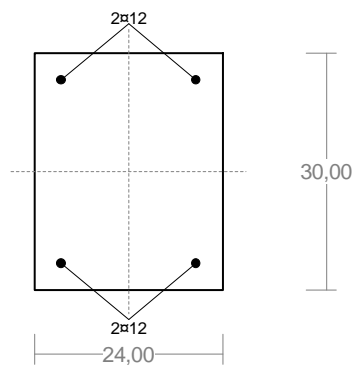


M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)



Poz.14.3 Podciąg w osi E między osiami 4 i 7

$$L_{\text{eff}} = 2,91 + 2,20 + 1,46 \text{ m}$$

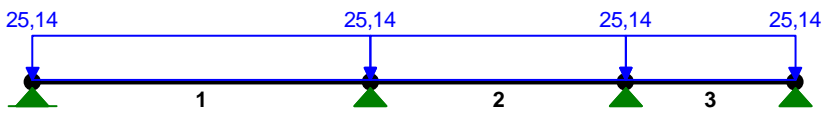
Obciążenia:

– ciągle z poz. 13: $(\psi_d = 0,90) \quad (5,10) / 2 \times 9,86 = 25,14 \text{ kN/m} \quad \times 1,230 = 30,92 \text{ kN/m}$

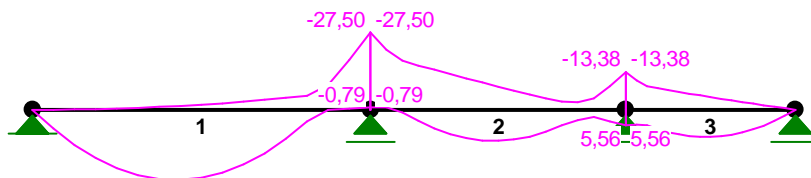
WEZŁY:



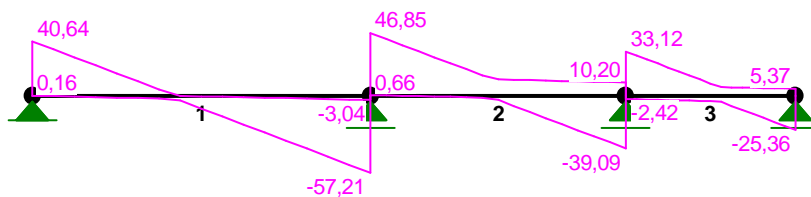
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



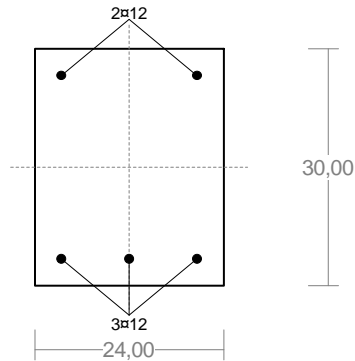
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	40,64	40,64		AC
	0,00*	0,16	0,16		B
	0,00*	2,23	2,23		
	0,00	40,64*	40,64		AC
	0,00	0,16*	0,16		B
	0,00	40,64	40,64*		AC
2	0,00*	104,05	104,05		AB
	0,00*	3,70	3,70		C
	0,00*	5,90	5,90		
	0,00	104,05*	104,05		AB
	0,00	3,70*	3,70		C
	0,00	104,05	104,05*		AB
3	0,00*	72,21	72,21		BC
	0,00*	-12,62	12,62		A
	0,00*	3,26	3,26		
	0,00	72,21*	72,21		BC
	0,00	-12,62*	12,62		A
	0,00	72,21	72,21*		BC

4	0,00*	25,36	25,36	AC
	0,00*	-5,37	5,37	B
	0,00*	1,09	1,09	
	0,00	25,36*	25,36	AC
	0,00	-5,37*	5,37	B
	0,00	25,36	25,36*	AC

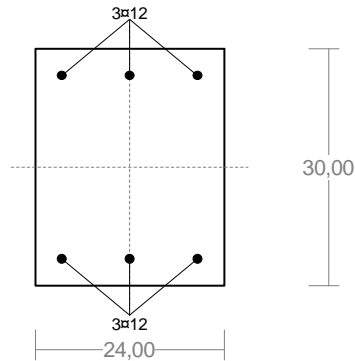
* = Max/Min



PRZESŁA

BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)



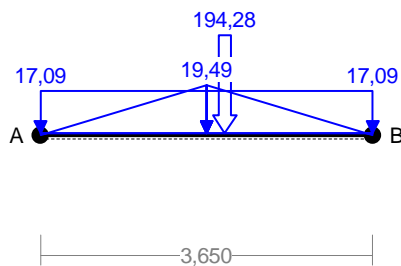
PODPORY

Poz.14.4 Podciąg w osi F $L_{eff} = 3,65$ m**Obciążenia ciągłe i trójkątne:**

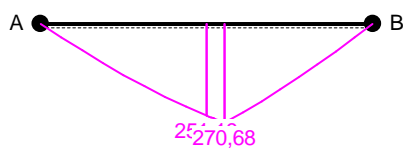
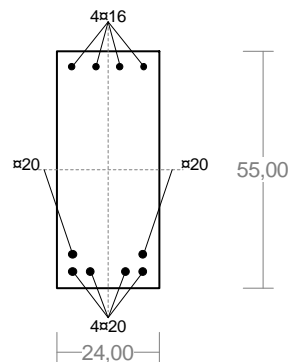
- ciągłe z poz. 13: ($\psi_d = 0,86$) $1,60 \cdot 10,68 = 17,09$ kN/m $\times 1,179 = 20,15$ kN/m
- trójkątne z poz. 13: ($\psi_d = 0,86$) $3,65 / 2 \cdot 10,68 = 19,49$ kN/m $\times 1,179 = 22,98$ kN/m

Obciążenia skupione:

- obc. z poz.: 11.9, 8.11, 5.7: ($\psi_d = 0,92$) $2 \cdot (45,36 + 29,51 + 14,35) = 178,44$ kN $\times 1,187 = 211,81$ kN
- ciężar własny rdzenia: $0,24 \times 0,24 \times 11,00 \times 25,0 = 15,84$ kN $\times 1,100 = 17,42$ kN
 $194,28$ kN $\times 1,180 = 229,23$ kN ($\psi_d = 0,93$)

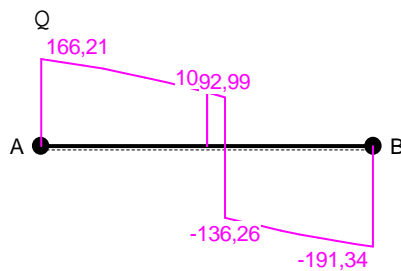


M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

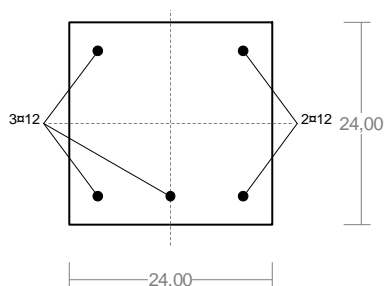
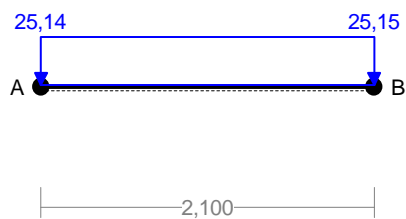


Poz.14.5 Podciąg łącznika

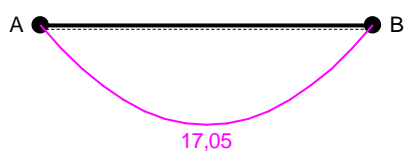
$L_{\text{eff}} = 2,10 \text{ m}$:

Obciążenia:

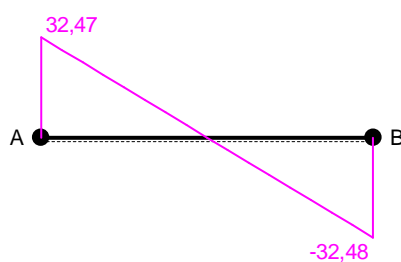
– z poz. 13: $(\psi_d = 0,90)$ $5,10 / 2 \times 9,86 = 25,14 \text{ kN/m}$ $1,230 = 30,92 \text{ kN/m}$



M



Q



BETON: C20/25

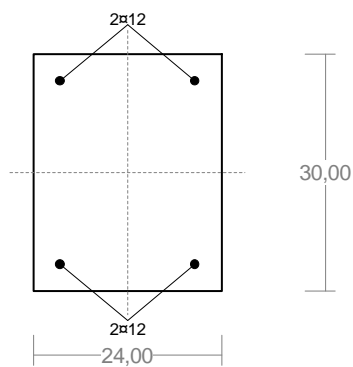
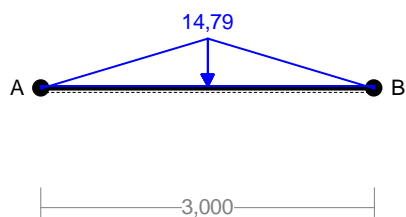
STAL: A-III (34GS)

Poz.14.6 Podciąg przy klatce schodowej w osi 7

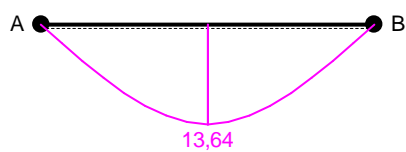
$L_{\text{eff}} = 3,00 \text{ m}$

Obciążenia:

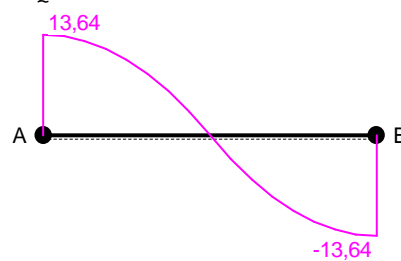
– ze stropu poz. 13: $(\psi_d = 0,90)$ $3,00 / 2 \times 9,86 = 14,79 \text{ kN/m}$ $\times 1,230 = 18,19 \text{ kN/m}$



M



Q



BETON: C20/25

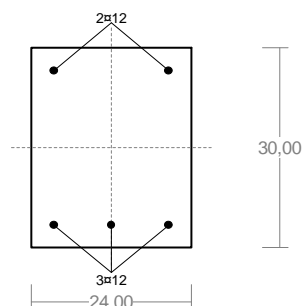
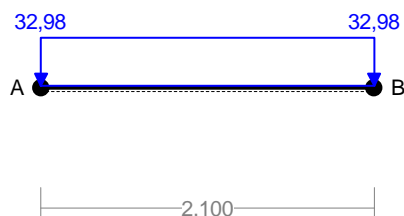
STAL: A-III (34GS)

Poz.14.7 Podciąg w osi 4

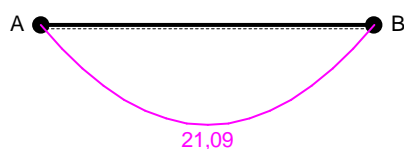
$L_{\text{eff}} = 2,10 \text{ m}$; $H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 2,10 = 1,82 \text{ m}$

Obciążenia:

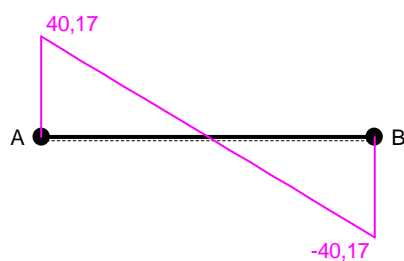
- z poz. 13: $(\psi_d = 0,86)$ $(1,60/2 + 2,91/2) \times 10,68 = 24,08 \text{ kN/m}$ $\times 1,179 = 28,39 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 12: $1,82 \times 4,89 = \underline{8,90 \text{ kN/m}}$ $\times 1,123 = \underline{10,00 \text{ kN/m}}$
 $32,98 \text{ kN/m}$ $\times 1,164 = 38,39 \text{ kN/m}$
 $(\psi_d = 0,90)$



M



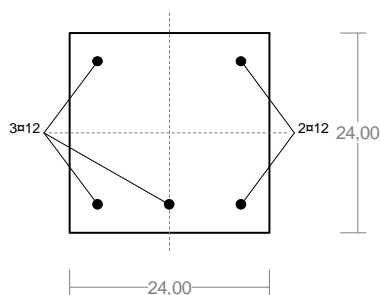
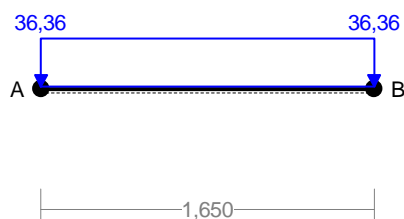
Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.14.8 Nadproża o max rozpiętości w świetle $L = 1,41 \text{ m}$**

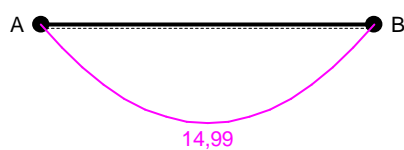
$L_{\text{eff}} = 1,65 \text{ m}$; $H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 1,65 = 1,43 \text{ m}$

Obciążenia:

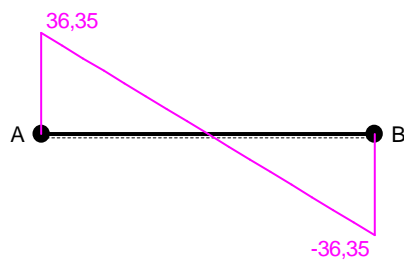
- z poz. 13: $(\psi_d = 0,86)$ $(1,60/2 + 3,90/2) \times 10,68 = 29,37 \text{ kN/m}$ $\times 1,179 = 34,63 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 12: $1,43 \times 4,89 = \underline{6,99 \text{ kN/m}}$ $\times 1,123 = \underline{7,85 \text{ kN/m}}$
 $36,36 \text{ kN/m}$ $\times 1,169 = 42,48 \text{ kN/m}$
 $(\psi_d = 0,89)$



M



Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)

Poz.15 Ściany, rdzenie i słupy piwnicy – 1

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane z cegły kratówki (dopuszcza się również dziurawkę) o gr. max 12,0 cm. Ściany nośne piwnic zaprojektowano jako monolityczne żelbetowe, wylewane gr 24,0 i 18,0 cm z betonu klasy min. C20/25 z dodatkiem środka uszczelniającego, zbrojone stalą konstrukcyjną 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

W ścianach konstrukcyjnych w narożach i załamaniach zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylewane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana monolityczna żelb.:	$0,24 \times 25,00 = 6,00 \text{ kPa} \times 1,100 = 6,60 \text{ kPa}$
– styropian:	$0,12 \times 0,45 = \frac{0,05 \text{ kPa}}{6,62 \text{ kPa}} \times 1,200 = \frac{0,06 \text{ kPa}}{7,40 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana monolityczna żelb.:	$0,24 \times 25,00 = \frac{6,00 \text{ kPa}}{6,57 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{6,60 \text{ kPa}}{7,34 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana monolityczna żelb.:	$0,18 \times 25,00 = \frac{4,50 \text{ kPa}}{5,07 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{4,95 \text{ kPa}}{5,69 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 12,0 cm:

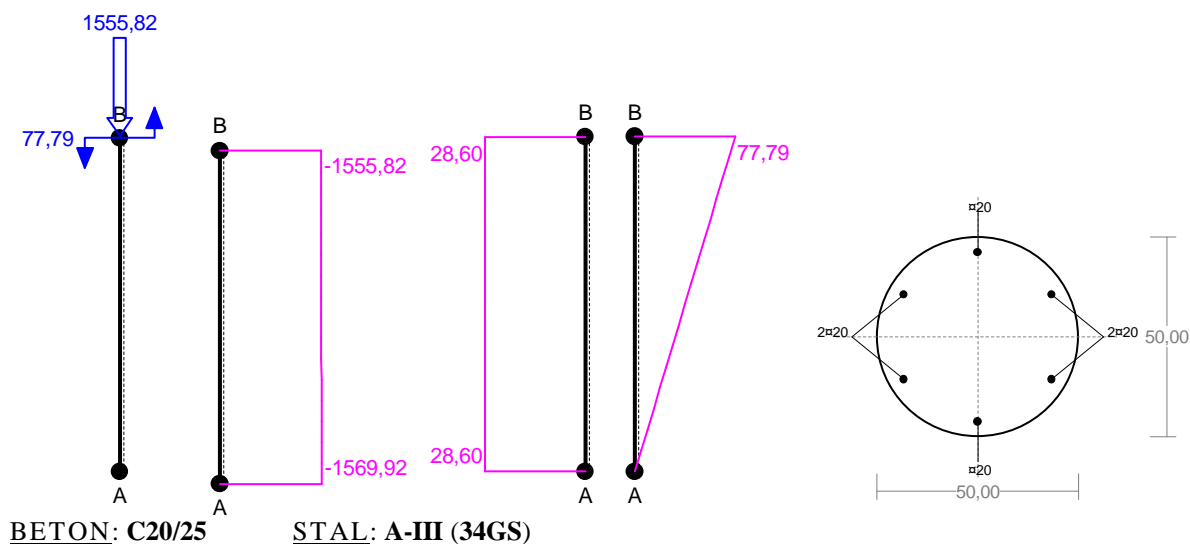
– tynk:	$0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
– ściana z cegły :	$0,12 \times 14,50 = \frac{1,74 \text{ kPa}}{2,31 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{1,91 \text{ kPa}}{2,65 \text{ kPa}}$

Poz.15.1 Słupy garażu

$L_{col} = 2,72 \text{ m}$; Obciążenia z poz. 13 i 12.1: $12,59 \times 22,56 + 1271,79 = 1555,82 \text{ kN}$

Przyjęto moment przekazywany na słup przez strop w wysokości $M = 0,05 \times 1555,82 = 77,79 \text{ kNm}$

Obc.: N: Q: M:

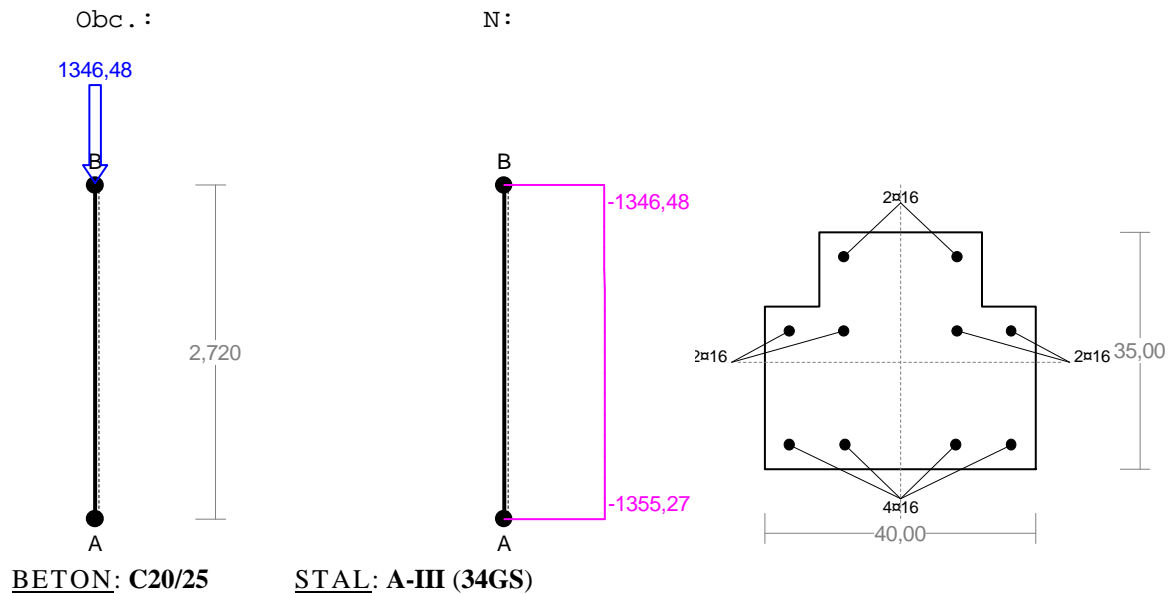


Poz.15.2 Rdzeń na zbiegu osi 5 i C

$L_{col} = 2,72 \text{ m}$

Obciążenia z poz. 14.1 i ze słupa wyżej kondygnacji:

$50,44 + 1296,04 = 1346,48 \text{ kN}$

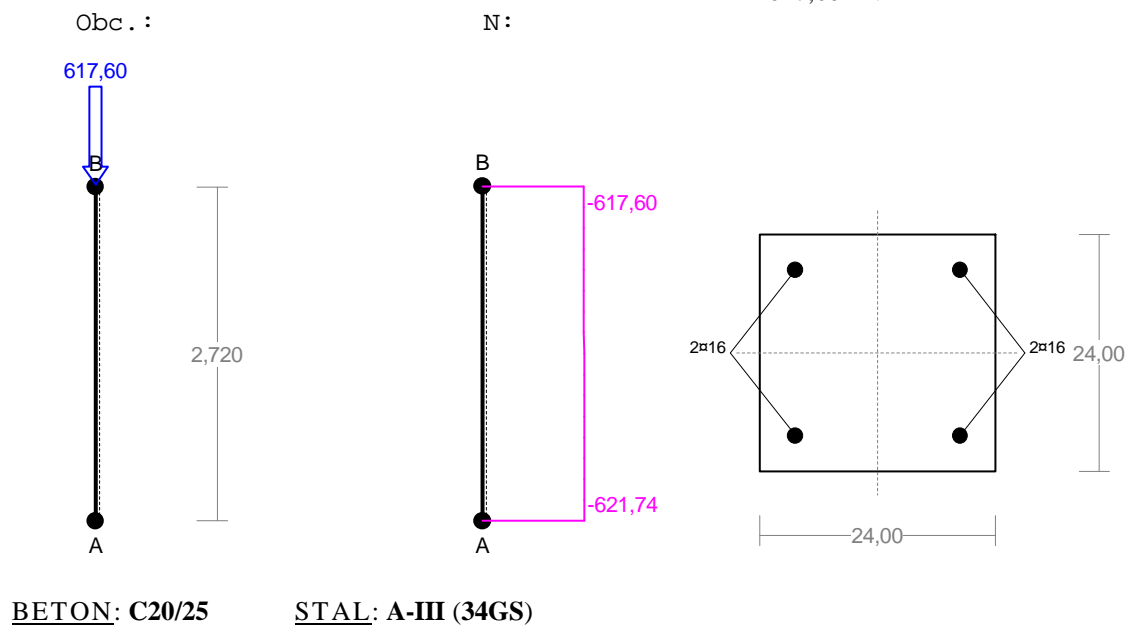


Poz.15.3 Słup na zbiegu osi 5 i F

$L_{col} = 2,72 \text{ m}$

Obciążenia:

- z poz. 1:	36,68 kN
- z poz. 5.5, 19.4 i 5.4:	$22,83 + 69,80 + 32,80 = 125,43 \text{ kN}$
- z poz. 8.5, 19.4 i 8.4:	$24,82 + 69,80 + 35,75 = 130,37 \text{ kN}$
- z poz. 11.5, 11.4 i 19.4:	$24,82 + 35,75 + 69,80 = 130,37 \text{ kN}$
- z poz. 14.2, 14.3 i 19.4:	$25,55 + 72,21 + 69,90 = 167,66 \text{ kN}$
- c. własny:	$0,24 \times 0,24 \times 17,10 \times 25,0 \times 1,10 = 27,09 \text{ kN}$
	617,60 kN



Poz.16 Strop nad piwnicą – 2

Zaprojektowano stropy typu FILIGRAN gr. 18,0 i 24,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS. . Strop płytowo słupowy należy dodatkowo dobrać na przebiecie np. zbrojeniem typu HDB firmy „HALFEN-DEHA”.

Obciążenia:

c) Strop nad magazynem:

– gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
– beton zbrojony:	0,04 x 24,0 =	0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
– styropian:	0,05 x 0,45 =	0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
– tynk:	0,02 x 19,0 =	0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,80$)	<u>5,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>6,50 kPa</u>
		6,68 kPa	x 1,301 =	8,69 kPa
– strop żelbetowy:	0,24 x 25,0 =	<u>6,00 kPa</u>	x 1,100 =	<u>6,60 kPa</u>
	($\psi_d = 0,92$)	12,68 kPa	x 1,206 =	15,29 kPa

Obciążenia:

d) Pozostałe stropy:

– gres:		0,32 kPa	x 1,300 =	0,42 kPa
– beton zbrojony:	0,04 x 24,0 =	0,96 kPa	x 1,300 =	1,25 kPa
– styropian:	0,05 x 0,45 =	0,02 kPa	x 1,200 =	0,03 kPa
– tynk:	0,02 x 19,0 =	0,38 kPa	x 1,300 =	0,49 kPa
– obc. zast. od ścianek dział.:		1,25 kPa	x 1,300 =	1,63 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,80$)	<u>5,00 kPa</u>	x 1,300 =	<u>6,50 kPa</u>
		7,93 kPa	x 1,301 =	10,32 kPa
– strop żelbetowy:	0,18 x 25,0 =	<u>4,50 kPa</u>	x 1,100 =	<u>4,95 kPa</u>
	($\psi_d = 0,92$)	12,43 kPa	x 1,229 =	15,27 kPa

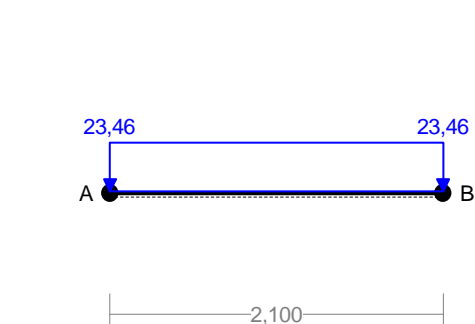
Poz.17 Podciąg i belki piwnicy – 2

Poz.17.1 Podciąg w osi 5

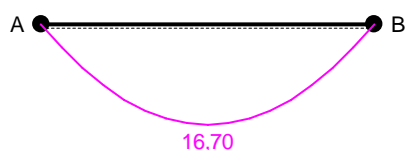
$L_{eff} = 2,10 \text{ m}$

Obciążenia:

– ciągle z poz. 16:	($\psi_d = 0,92$)	$3,70 / 2 * 12,68 = 23,46 \text{ kN/m}$	x 1,206 =	28,29 kN/m
---------------------	---------------------	---	-----------	------------

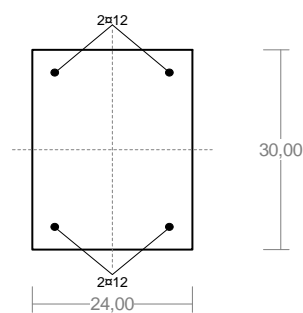


M

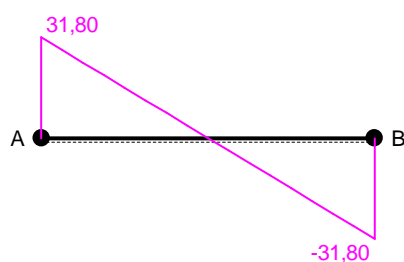


BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)



Q



Poz.17.2 Podciąg w osi E

$$L_{\text{eff}} = 2,91 + 2,20 + 1,46 \text{ m}$$

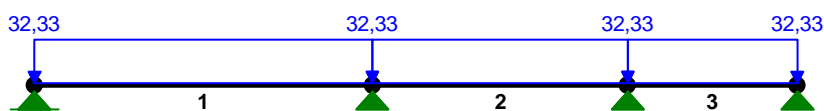
Obciążenia:

— ciągle z poz. 16: $(\psi_d = 0,92) \quad (5,10) / 2 \times 12,68 = 32,33 \text{ kN/m} \quad \times 1,206 = 38,99 \text{ kN/m}$

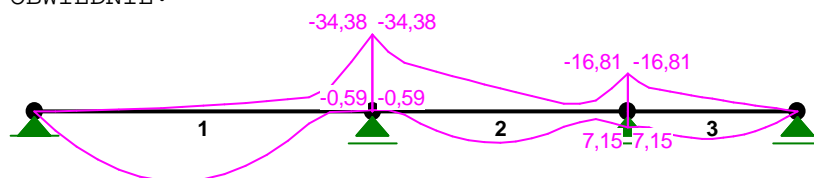
WEZŁY:



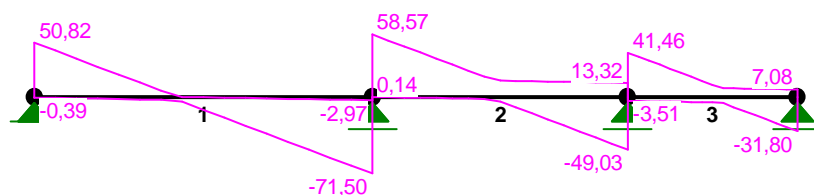
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:

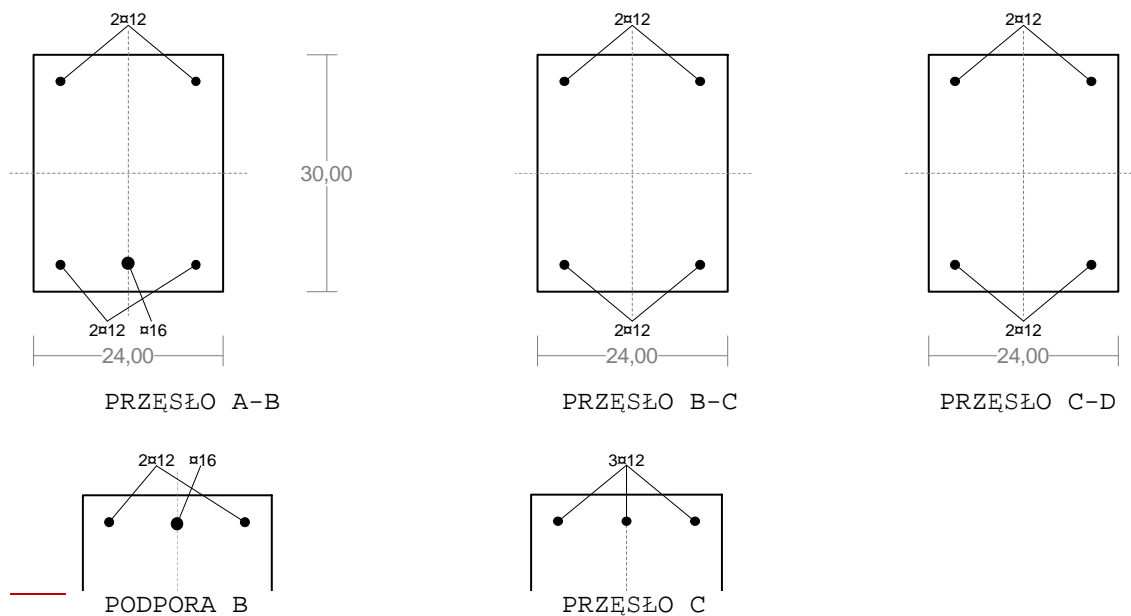
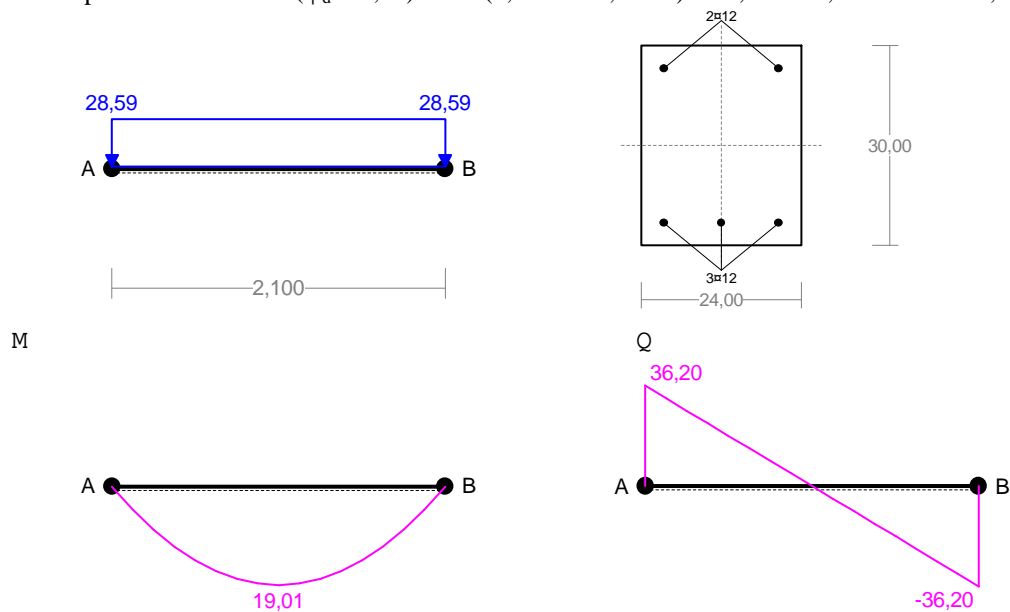
**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	50,82	50,82		AC
	0,00*	-0,39	0,39		B
	0,00*	2,23	2,23		
	0,00	50,82*	50,82		AC
	0,00	-0,39*	0,39		B
	0,00	50,82	50,82*		AC
2	0,00*	130,07	130,07		AB
	0,00*	3,11	3,11		C
	0,00*	5,90	5,90		
	0,00	130,07*	130,07		AB
	0,00	3,11*	3,11		C
	0,00	130,07	130,07*		AB
3	0,00*	90,49	90,49		BC
	0,00*	-16,83	16,83		A
	0,00*	3,26	3,26		
	0,00	90,49*	90,49		BC
	0,00	-16,83*	16,83		A
	0,00	90,49	90,49*		BC

4	0,00*	31,80	31,80	AC
	0,00*	-7,08	7,08	B
	0,00*	1,09	1,09	
	0,00	31,80*	31,80	AC
	0,00	-7,08*	7,08	B
	0,00	31,80	31,80*	AC

* = Max/Min

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.17.3 Podciąg w osi 4** $L_{eff} = 2,10 \text{ m}$;Obciążenia:– z poz. 16: $(\psi_d = 0,92) \quad (1,60 / 2 + 2,91 / 2) * 12,68 = 28,59 \text{ kN/m} \quad \times 1,206 = 34,48 \text{ kN/m}$ BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)

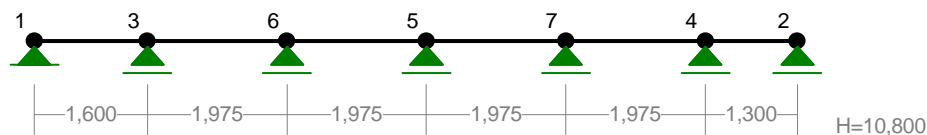
Poz.17.4 Belka w osi 1

$L_{\text{eff}} = 10,80 \text{ m}$;

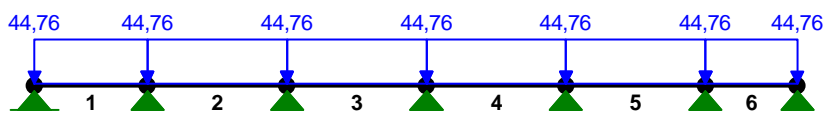
Obciążenia:

- z poz. 13: $(\psi_d = 0,92)$ $2 \cdot (1,60 / 2) \cdot 12,68 = 20,29 \text{ kN/m}$ $\times 1,206 = 24,47 \text{ kN/m}$
 - ściana z poz. 12: $3,56 \cdot 2,81 = 10,00 \text{ kN/m}$ $\times 1,221 = 12,21 \text{ kN/m}$
 - ściana z poz. 15: $2,96 \cdot 4,89 = 14,47 \text{ kN/m}$ $\times 1,118 = 16,18 \text{ kN/m}$
- $(\psi_d = 0,96)$ $44,76 \text{ kN/m}$ $\times 1,181 = 52,86 \text{ kN/m}$

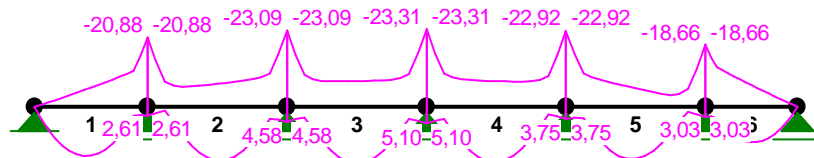
WĘZŁY:



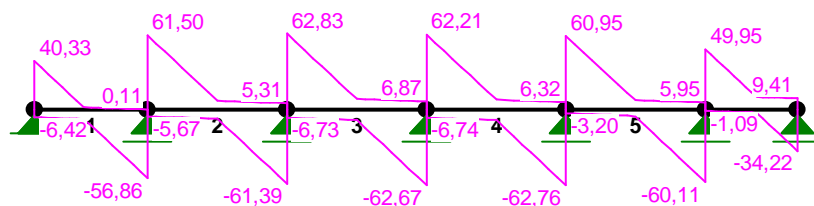
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



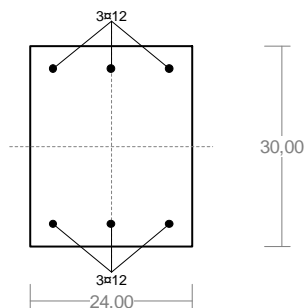
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	40,33	40,33		ACE
	0,00*	-6,42	6,42		BDF
	0,00*	1,14	1,14		
	0,00	40,33*	40,33		ACE
	0,00	-6,42*	6,42		BDF
	0,00	40,33	40,33*		ACE
2	0,00*	34,22	34,22		BDF
	0,00*	-9,41	9,41		ACE
	0,00*	0,83	0,83		
	0,00	34,22*	34,22		BDF
	0,00	-9,41*	9,41		ACE
	0,00	34,22	34,22*		BDF
3	0,00*	118,36	118,36		ABDF
	0,00*	-5,78	5,78		CE
	0,00*	3,78	3,78		
	0,00	118,36*	118,36		ABDF
	0,00	-5,78*	5,78		CE
	0,00	118,36	118,36*		ABDF

4	0,00*	110,06	110,06	ACEF
	0,00*	-7,04	7,04	BD
	0,00*	3,46	3,46	
	0,00	110,06*	110,06	ACEF
	0,00	-7,04*	7,04	BD
	0,00	110,06	110,06*	ACEF
5	0,00*	124,88	124,88	ACDF
	0,00*	-13,61	13,61	BE
	0,00*	3,73	3,73	
	0,00	124,88*	124,88	ACDF
	0,00	-13,61*	13,61	BE
	0,00	124,88	124,88*	ACDF
6	0,00*	124,23	124,23	BCE
	0,00*	-12,04	12,04	ADF
	0,00*	3,76	3,76	
	0,00	124,23*	124,23	BCE
	0,00	-12,04*	12,04	ADF
	0,00	124,23	124,23*	BCE
7	0,00*	123,71	123,71	BDE
	0,00*	-9,53	9,53	ACF
	0,00*	3,83	3,83	
	0,00	123,71*	123,71	BDE
	0,00	-9,53*	9,53	ACF
	0,00	123,71	123,71*	BDE

* = Max/Min



PRZESŁA I PODPORY

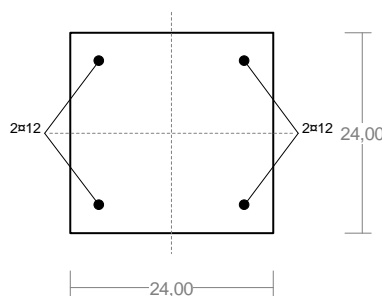
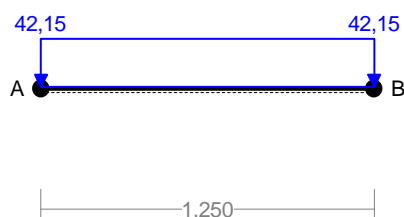
BETON: C20/25 **STAL: A-III (34GS)**

Poz.17.5 Nadproża piwnic – 2

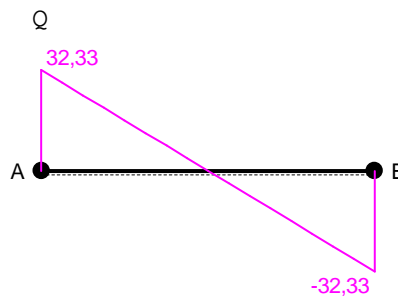
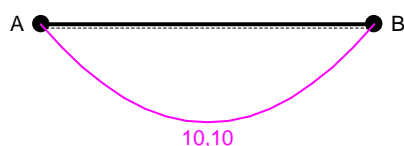
$L_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$; $H_{\text{ściany}} = 3^{0,5}/2 \times 1,25 = 1,1 \text{ m}$

Obciążenia:

- z poz. 16: ($\psi_d = 0,92$) $(1,60/2 + 3,90/2) \times 12,68 = 34,87 \text{ kN/m}$ $\times 1,206 = 42,05 \text{ kN/m}$
- ściana z poz. 15: $1,10 \times 6,62 = \underline{7,28 \text{ kN/m}}$ $\times 1,118 = \underline{8,14 \text{ kN/m}}$
- ($\psi_d = 0,93$) $42,15 \text{ kN/m}$ $\times 1,191 = 50,19 \text{ kN/m}$



M

**BETON: C20/25****STAL: A-III (34GS)**

Poz.18 Ściany, rdzenie i słupy piwnicy – 2

Zaprojektowano ściany działowe jako wykonane z cegły kratówki (dopuszcza się również dziurawkę) o gr. max 12,0 cm. Ściany nośne piwnic zaprojektowano jako monolityczne żelbetowe, wylewane gr 24,0 i 18,0 cm z betonu klasy min. C20/25 z dodatkiem środka uszczelniającego, zbrojone stalą konstrukcyjną 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

W ścianach konstrukcyjnych w narożach i załamaniach zaprojektowano rdzenie żelbetowe wylewane z betonu klasy min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34 GS wg obliczeń i rys. konstr..

Projektuje się słupy żelbetowe – monolityczne, wylewane z betonu klasy C20/25 (B25) i zbrojone stalą 34GS wg obliczeń i rysunków konstr..

Ciężar 1 m² zewnętrznej ściany konstrukcyjnej:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana monolityczna żelb.: $0,24 \times 25,00 = 6,00 \text{ kPa} \times 1,100 = 6,60 \text{ kPa}$
- styropian: $0,12 \times 0,45 = \frac{0,05 \text{ kPa}}{6,62 \text{ kPa}} \times 1,200 = \frac{0,06 \text{ kPa}}{7,40 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 24,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana monolityczna żelb.: $0,24 \times 25,00 = \frac{6,00 \text{ kPa}}{6,57 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{6,60 \text{ kPa}}{7,34 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² wewnętrznej ściany konstrukcyjnej gr. 18,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana monolityczna żelb.: $0,18 \times 25,00 = \frac{4,50 \text{ kPa}}{5,07 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{4,95 \text{ kPa}}{5,69 \text{ kPa}}$

Ciężar 1 m² ściany działowej gr. 12,0 cm:

- tynk: $0,03 \times 19,00 = 0,57 \text{ kPa} \times 1,300 = 0,74 \text{ kPa}$
- ściana z cegły: $0,12 \times 14,50 = \frac{1,74 \text{ kPa}}{2,31 \text{ kPa}} \times 1,100 = \frac{1,91 \text{ kPa}}{2,65 \text{ kPa}}$

Poz.18.1 Ściana zagłębiona w gruncie

Zaprojektowano ściany piwniczne żelbetowe – monolityczne wylewane z betonu min. C20/25 (B25) z dodatkiem środka uszczelniającego (np. HYDROBET) i zbrojone wg poniższych obliczeń.

Ściany piwnic obsypane jednostronnie gruntem na wysokości $H = 3,05 \text{ m}$

$L_{\text{col}} = 2,52 + 2 \times 0,24/2 = 2,76 \text{ m}$, przyjęto $L_{\text{col}} = 2,80 \text{ m}$

Zakładamy, że ściana pracuje jak belka oparta na fundamencie i stropie żelbetowym.

Sprawdzenie nośności dokonane będzie przy wjeździe do garażu

Szerokość filarka $b_1 = 1,00 \text{ m}$

Grubość filarka $t = 0,24 \text{ m}$

Szerokość oddziaływania: $b = 1,00 \text{ m}$

Przyjęto obsypanie piaskiem średnim o parametrach: $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 30^\circ$

Obciążenie naziomem:

- obc. od samochodów

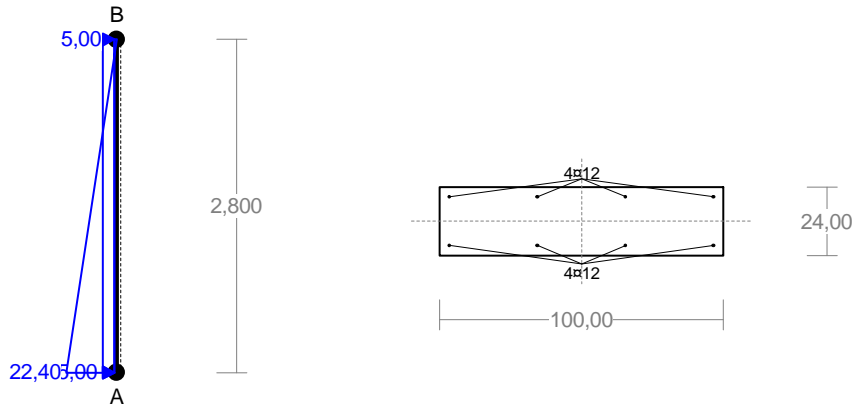
$$q_a = 5,0 \times 1,3 = 6,50 \text{ kN/m}^2$$

- obc. od gruntu

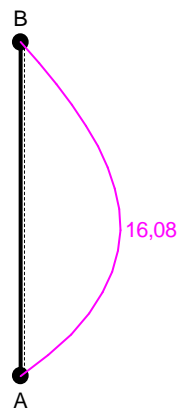
$$q_b = 0,25 \times 20 \times 1,2 = \frac{6,00 \text{ kN/m}^2}{12,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_1 = \gamma H \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) \times 1,2 = 22,40 \text{ kN/m}^2 - \text{grunt}$$

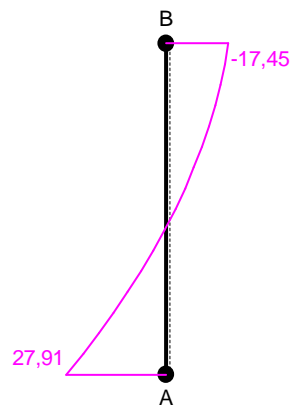
$$q_2 = 12,50 \times \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) \times 1,2 = 5,00 \text{ kN/m}^2 - \text{naziom}$$



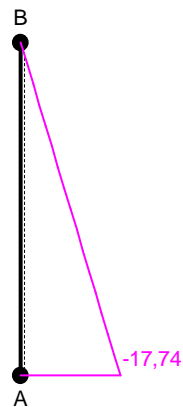
M



Q



N



W

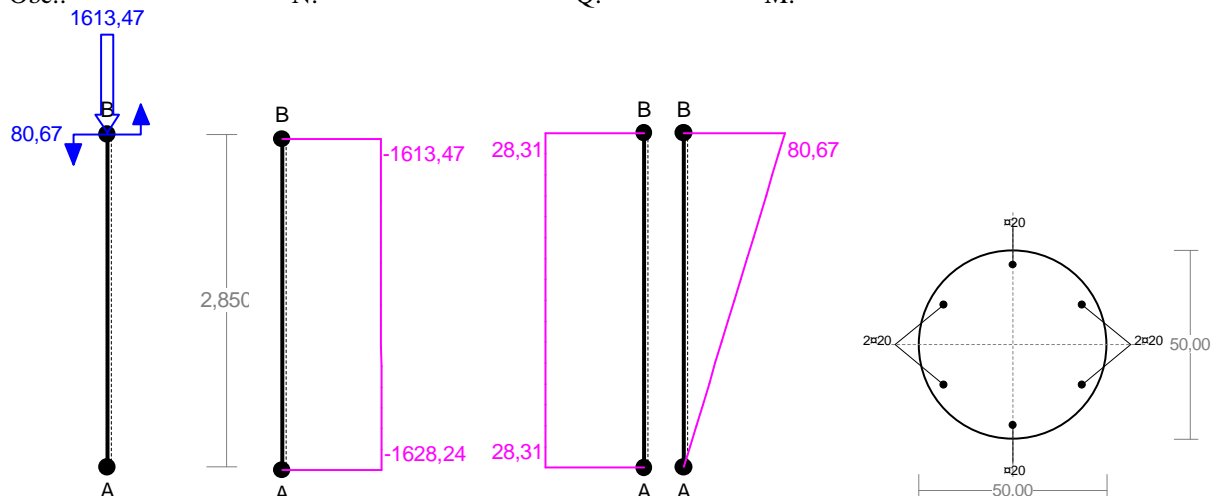


Poz.18.2 Słupy pod garażem przy osi 3

$L_{col} = 2,85$ m; Obc. z poz. 5.1+8.1+11.1+13 i 16: $2 \cdot 196,46 + 2 \cdot 133,49 + 2 \cdot 162,30 + 12,59 \cdot 22,56 + 15,29 \cdot 22,56 = 1613,47$ kN

Przyjęto moment przekazywany na słup przez strop w wysokości $M = 0,05 \times 1613,47 = 80,67$ kNm

Obc.: N: Q: M:



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.19 Klatka schodowa

Projektuje się klatkę schodową monolityczną żelbetową wylewaną z betonu klasy min. C20/25 i zbrojoną wg obliczeń i rys. konstr..

Obciążenia na 1m² płyty podestu i spocznika:

– granit gr. 2,2 cm:	$0,022 \times 28,0 = 0,62$ kPa	$\times 1,200 = 0,74$ kPa
– tynk:	$0,02 \times 19,0 = 0,38$ kPa	$\times 1,300 = 0,49$ kPa
– c. wł. płyty	$0,20 \times 25,0 = 5,00$ kPa	$\times 1,100 = 5,50$ kPa
– obc. użytkowe:	$(\psi_d = 0,35)$ 4,00 kPa	$\times 1,300 = 5,20$ kPa
	$(\psi_d = 0,74)$ 10,00 kPa	$\times 1,193 = 11,93$ kPa

Biegi:

5 x 18,00 x 28; 10 x 16,70 x 28; 4 x 17,00 x 28; 12 x 17,00 x 28; 12 x 14,33 x 28; 12 x 15,92 x 28;
10 x 16,33 x 28; 12 x 14,96 x 28; 13 x 16,33 x 28; 8 x 16,33 x 28;

do zbierania obciążeń wzięto pod uwagę bieg o najwyższych stopniach

$\tan \alpha = 18,00 / 28,0 = 0,643$ $\alpha = 32,7^\circ$ $\cos \alpha = 0,842$

Obciążenia na schody na pasmo szerokości 1.0 m:

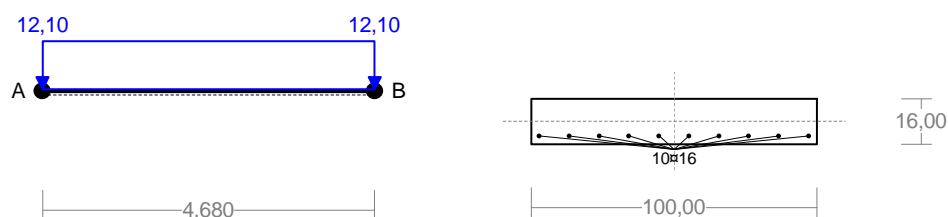
– płyta:	$0,16 \times 25,0 / 0,842 = 4,75$ kN/m	$\times 1,100 = 5,23$ kN/m
– stopnie:	$0,5 \times 0,1800 \times 23,0 = 2,07$ kN/m	$\times 1,100 = 2,28$ kN/m
– granit:	$(0,022 + 0,012 \times 0,1800 / 0,280) \times 28,0 = 0,83$ kN/m	$\times 1,200 = 1,00$ kN/m
– tynk:	$0,02 \times 19,0 / 0,842 = 0,45$ kN/m	$\times 1,300 = 0,59$ kN/m
– obc. użytkowe:	$(\psi_d = 0,35)$ 4,00 kN/m	$\times 1,300 = 5,20$ kN/m
	$(\psi_d = 0,79)$ 12,10 kN/m	$\times 1,182 = 14,30$ kN/m

Poz.19.1 Biegi klatki schodowej

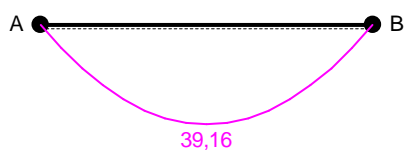
$L_{eff} = 4,68$ m

Obciążenia na schody z poz. 19:

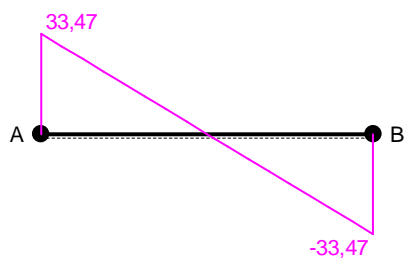
$(\psi_d = 0,79)$ 12,10 kN/m $\times 1,182 = 14,30$ kN/m



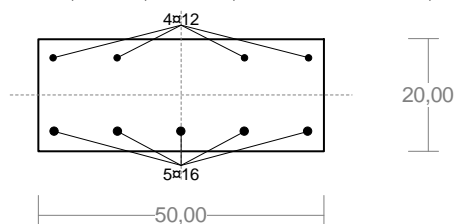
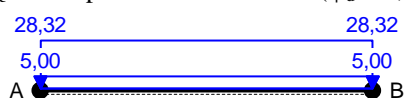
M



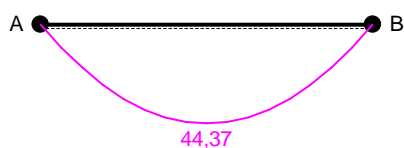
Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.19.2 Belki ukryte w podeście** $L_{\text{eff}} = 3,00 \text{ m}$, $H = 0,20 \text{ m}$ $B = 0,50 < 4 \times 0,20 = 80 \text{ m}$ Obciążenia z poz. 19.1: ($\psi_d = 0,79$)Obciążenie z poz. 19: ($\psi_d = 0,74$)

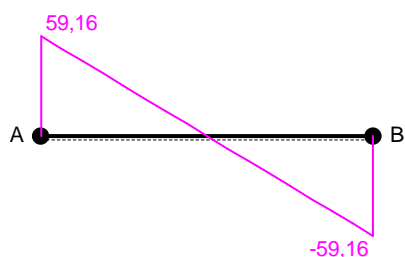
28,32 kN/m

 $\times 1,182 = 33,47 \text{ kN/m}$ $10,00 \times 0,50 = 5,00 \text{ kN/m}$ $\times 1,193 = 5,97 \text{ kN/m}$ 

M



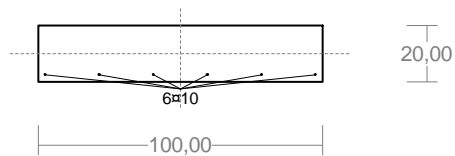
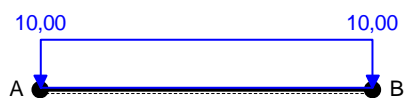
Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)**Poz.19.3 Podesty** $L_{\text{eff}} = 3,00 \text{ m}$, $H = 0,20 \text{ m}$

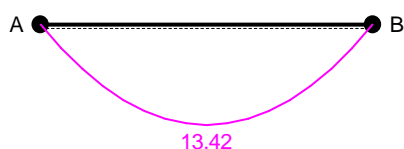
Obciążenie z poz. 19:

($\psi_d = 0,74$)

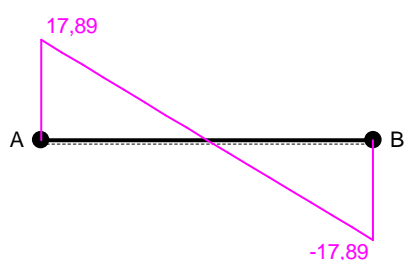
10,00 kN/m

 $\times 1,193 = 11,93 \text{ kN/m}$ 

M



Q

BETON: C20/25STAL: A-III (34GS)

Poz.19.4 Podciąg klatki schodowej

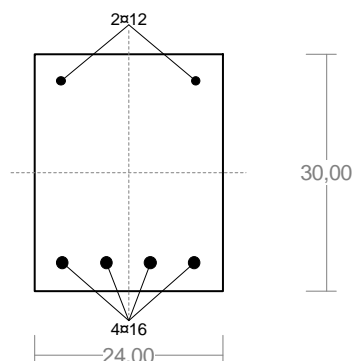
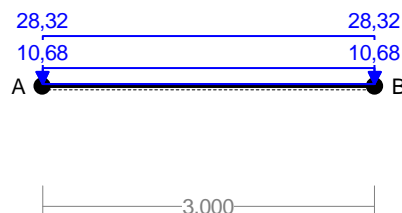
$L_{\text{eff}} = 3,00 \text{ m}$

Obciążenia z poz. 19.1: ($\psi_d = 0,79$)

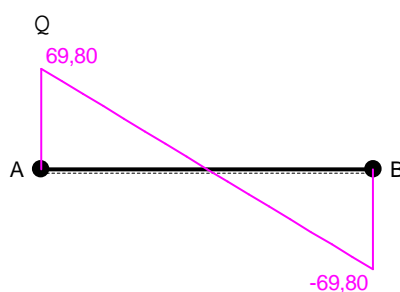
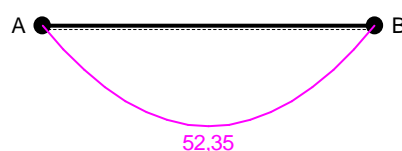
Obciążenie z poz. 7: ($\psi_d = 0,90$)

$28,32 \text{ kN/m} \quad \times 1,182 = 33,47 \text{ kN/m}$

$9,71 \times 2,20 / 2 = 10,68 \text{ kN/m} \quad \times 1,223 = 13,06 \text{ kN/m}$



M



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.20 Szyb windy

Ściany szybu windy zaprojektowano:

- w poziomie piwnic: -2 i -1 jako monolityczne wylane z betonu klasy min C20/25 i zbrojone stalą klasy 34GS.

- na kondygnacjach powyżej piwnicznych jako murowane z bloczków silikatowych drażonych klasy min. 20 MPa na zaprawie cem. – wap. min. M10.

W ścianach murowanych zaprojektowano wieńce żelbetowe wylane z betonu klasy min. C20/25 i zbrojone podłużnie 4#12 (stal 34GS) i poprzeczne strzemionami $\phi 6$ (stal St0S-b) co max 25,0 cm. Wieńce należy wykonać co max 1,50 m.

Nad szybem należy wykonać strop monolityczny wylany z betonu klasy C20/25 gr. 15,0 cm i zbrojony siatką z prętów #10 (stal 34GS) o oczku 15,0 x 15,0 cm. **W trakcie wylewania stropu osadzić korek styropianowy dla prowadzenia instalacji went..**

Szyb windy należy posadzić na płyci żelbetowej monolitycznej wylanej gr. min. 0,40 m z betonu szczelnego klasy C20/25 i zbrojonej stalą konstrukcyjną klasy 34GS tj. siatkami z prętów #12 (siatka górna o oczku 15,0 x 15,0 cm, siatka dolna o oczku 25,0 x 25,0 cm). Do betonu należy dodać środki uszczelniające np. HYDROBET. Płyta fundamentowa podszybia, oraz ściany podszybia do wysokości 20,0 cm powinny być zabezpieczone przed wsiąkaniem oleju. Do podszybia doprowadzić bednarkę uziemiającą FeZn o przekroju 20,0 x 3,0 mm. Pod płytą fundamentową zaprojektowano podkład betonowy (beton klasy C8/10) gr. min. 10,0 cm.

Poz.21 Taras ze schodami zewnętrznymi

Projektuje się schody zewnętrzne jako monolityczne żelbetowe, wylewaną z betonu klasy min. C20/25 i zbrojoną wg obliczeń i rys. konstr.. Płyty tarasu projektuje się typu FILIGRAN gr. 20,0 i 16,0 cm, wylewane z betonu min. C20/25 (B25) i zbrojone stalą klasy 34GS. Płytę tarasu połączyć 2 prętami $\phi 12$ co max 50 cm (pręty należy zabezpieczyć antykorozyjnie) z wieńcem budynku. Pomiedzy płytę, a wieńiec układać izolację termiczną wg szczegółu architektonicznego.

Obciążenia na 1m² płyty tarasu nad wjazdem:

– granit gr. 2,2 cm:	0,022 x 28,0 = 0,62 kPa	x 1,200 = 0,74 kPa
– beton zbrojony:	0,10 x 24,0 = 2,40 kPa	x 1,300 = 3,12 kPa
– tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 = 0,49 kPa
– c. wł. płyty	0,20 x 25,0 = <u>5,00 kPa</u>	x 1,100 = <u>5,50 kPa</u>
	8,40 kPa	x 1,173 = 9,85 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,35$) <u>5,00 kPa</u>	x 1,300 = <u>6,50 kPa</u>
	($\psi_d = 0,76$) 13,40 kPa	x 1,221 = 16,35 kPa

Obciążenia na 1m² pozostałej części tarasu:

– granit gr. 2,2 cm:	0,022 x 28,0 = 0,62 kPa	x 1,200 = 0,74 kPa
– beton zbrojony:	0,10 x 24,0 = 2,40 kPa	x 1,300 = 3,12 kPa
– tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 = 0,49 kPa
– c. wł. płyty	0,16 x 25,0 = <u>4,00 kPa</u>	x 1,100 = <u>4,40 kPa</u>
	7,40 kPa	x 1,183 = 8,75 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,35$) <u>5,00 kPa</u>	x 1,300 = <u>6,50 kPa</u>
	($\psi_d = 0,74$) 12,40 kPa	x 1,230 = 15,25 kPa

Biegi:

11 x 14,50 x 35; 4 x 15,00 x 35;
do zbierania obciążeń wzięto pod uwagę bieg o najwyższych stopniach
 $\tan \alpha = 15,00 / 35,0 = 0,429$ $\alpha = 23,2^\circ$; $\cos \alpha = 0,919$

Obciążenia na schody na pasmo szerokości 1,0 m:

– płyta:	0,16 x 25,0 / 0,919 = 4,35 kN/m	x 1,100 = 4,79 kN/m
– stopnie:	0,5 x 0,1500 x 23,0 = 1,73 kN/m	x 1,100 = 1,90 kN/m
– granit:	(0,022 + 0,012 x 0,1500/0,350) x 28,0 = 0,76 kN/m	x 1,200 = 0,91 kN/m
– tynk:	0,02 x 19,0 / 0,919 = <u>0,41 kN/m</u>	x 1,300 = <u>0,53 kN/m</u>
	7,25 kN/m	x 1,122 = 8,13 kN/m
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,35$) <u>5,00 kN/m</u>	x 1,300 = <u>6,50 kN/m</u>
	($\psi_d = 0,73$) 12,25 kN/m	x 1,195 = 14,63 kN/m

Obciążenia na 1m² spocznika:

– granit gr. 2,2 cm:	0,022 x 28,0 = 0,62 kPa	x 1,200 = 0,74 kPa
– tynk:	0,02 x 19,0 = 0,38 kPa	x 1,300 = 0,49 kPa
– c. wł. płyty	0,16 x 25,0 = <u>4,00 kPa</u>	x 1,100 = <u>4,40 kPa</u>
	5,00 kPa	x 1,126 = 5,63 kPa
– obc. użytkowe:	($\psi_d = 0,35$) <u>5,00 kPa</u>	x 1,300 = <u>6,50 kPa</u>
	($\psi_d = 0,68$) 10,00 kPa	x 1,213 = 12,13 kPa

Poz.21.1 Biegi i część wspornikowa schodów

Do obliczeń wzięto część schodów najbardziej obciążoną

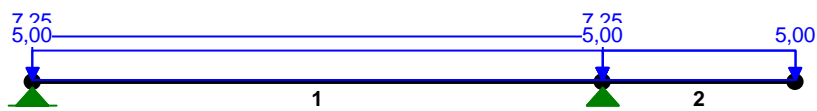
$L_{\text{eff}} = 3,70 + 1,25 \text{ m}$

Obciążenia z poz. wyżej

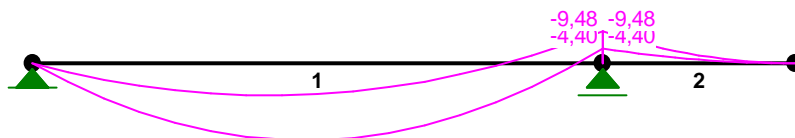
WEZŁY:



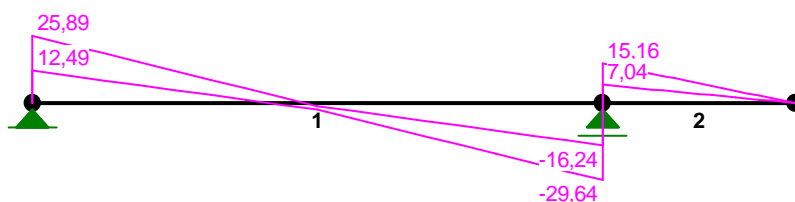
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:



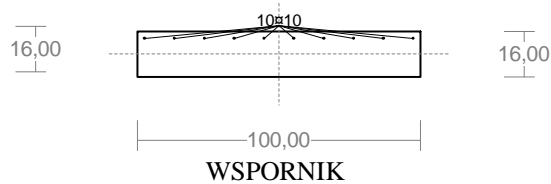
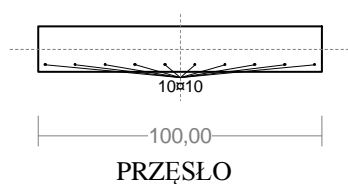
TNĄCE-OBWIEDNIE:

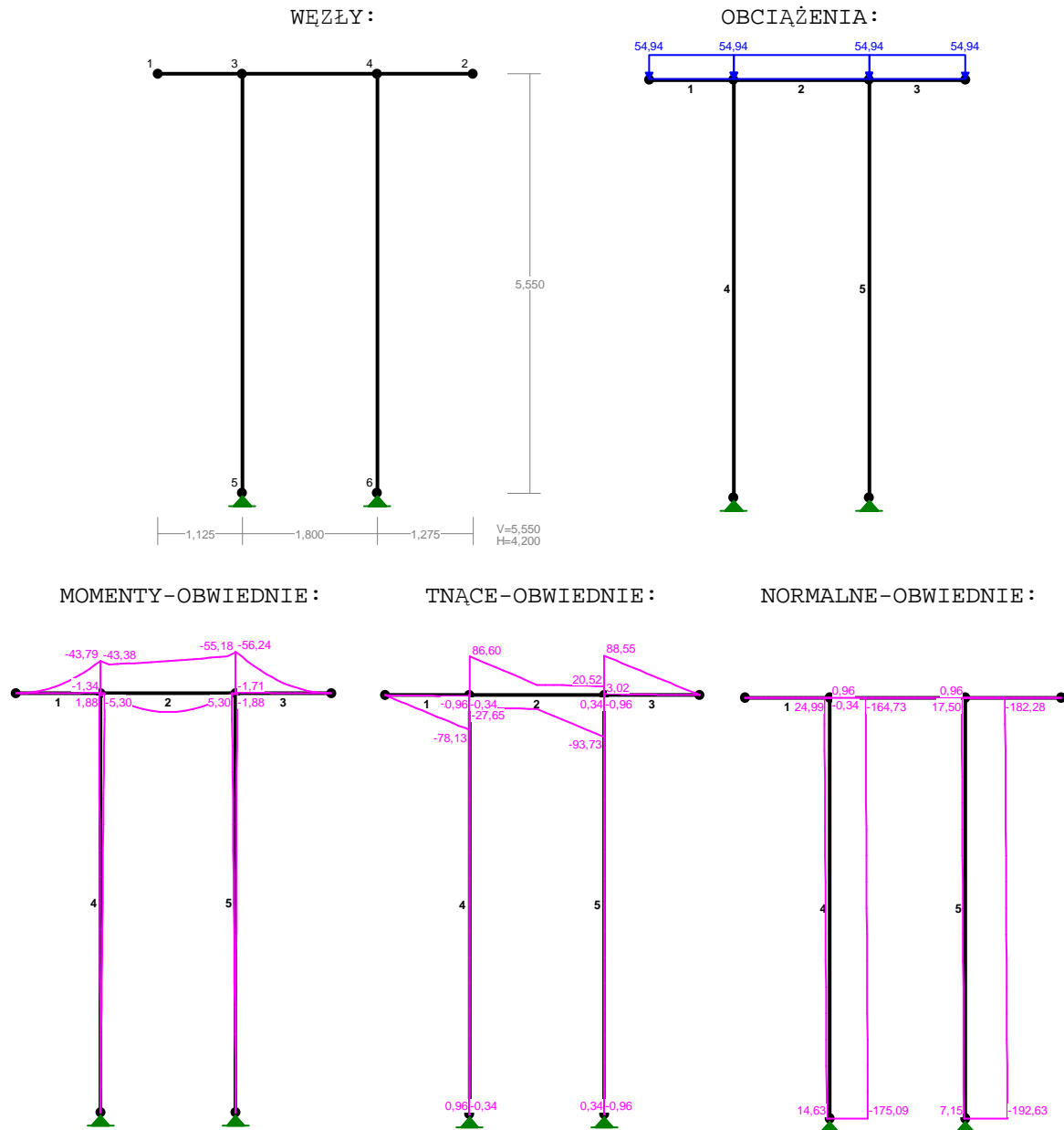
**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,00*	25,89	25,89		ABC
	0,00*	12,49	12,49		ABD
	0,00*	13,86	13,86		AB
	0,00	25,89*	25,89		ABC
	0,00	12,49*	12,49		ABD
	0,00	25,89	25,89*		ABC
2	0,00*	44,80	44,80		ABCD
	0,00*	23,28	23,28		AB
	0,00	44,80*	44,80		ABCD
	0,00	23,28*	23,28		AB
	0,00	44,80	44,80*		ABCD

* = Max/Min

**BETON:** C20/25**STAL:** A-III (34GS)**Poz.22 Rygle i słupy tarasu****Poz.22.1 Rama w osi 2'** $L_{eff} = 4,20 \text{ m}$ **Obciążenia z poz. 21:**— ze stropu: ($\psi_d = 0,76$) $13,40 * (0,95 + 6,30/2) = 54,94 \text{ kN/m}$ x 1,221 = 67,08 kN/m

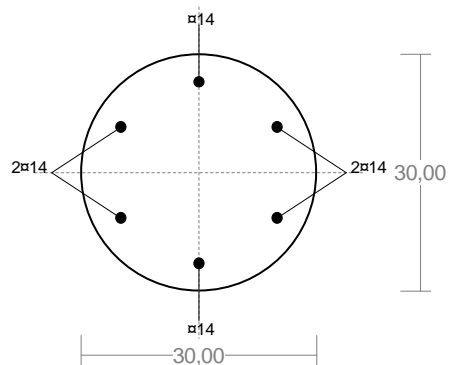
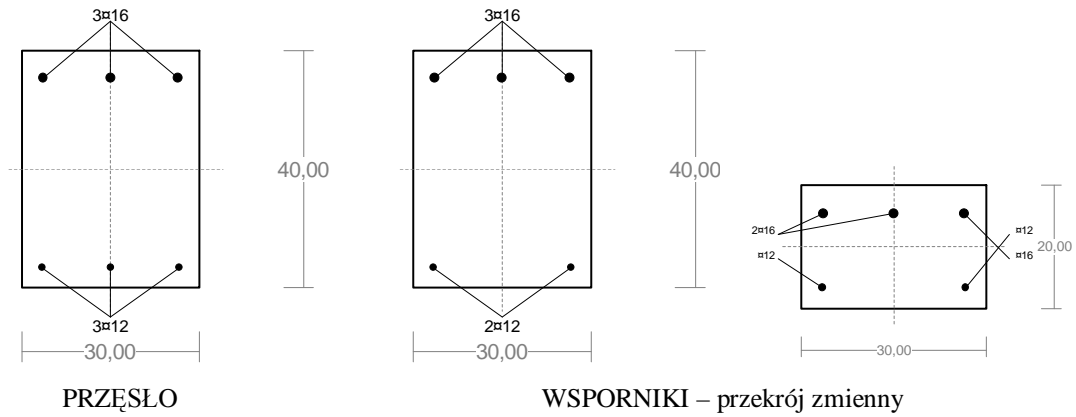


REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
5	0,34*	76,03	76,04		B
	-0,96*	84,42	84,43		AC
	-0,07	175,09*	175,09		AB
	-0,54	-14,63*	14,64		C
	-0,07	175,09	175,09*		AB
6	0,96*	108,68	108,68		AC
	-0,34*	76,81	76,81		B
	0,19	192,63*	192,63		BC
	0,43	-7,15*	7,16		A
	0,19	192,63	192,63*		BC

* = Max/Min

Rygiel:



Słupy:

BETON: C20/25

STAŁ: A-III (34GS)

Poz.22.2 Rama w osi 2''

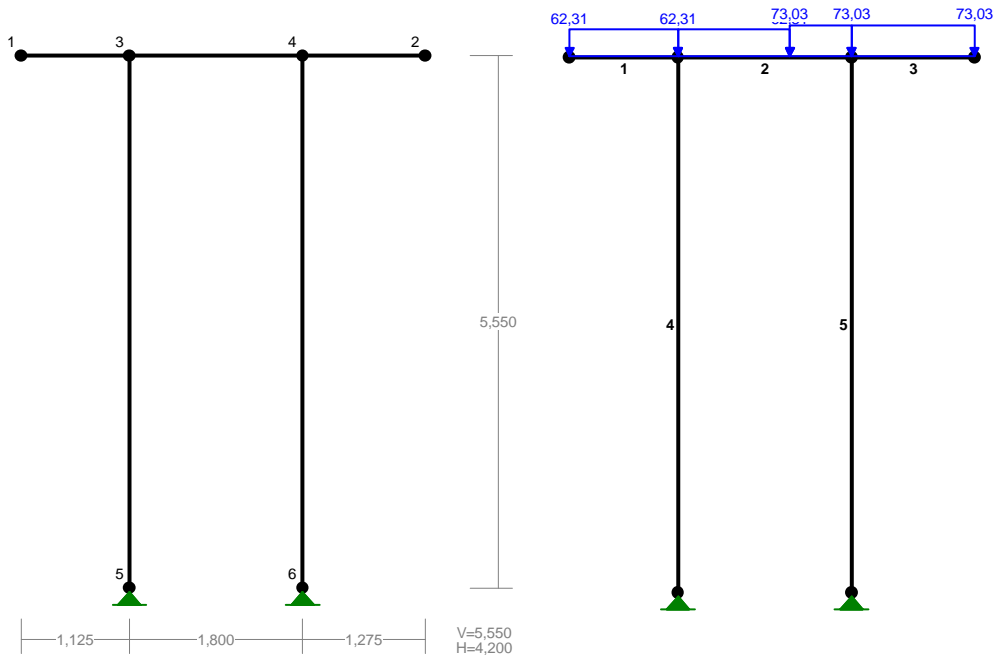
$L_{eff} = 4,20$ m

Obciążenia z poz. 21:

- 1 ze stropu: ($\psi_d = 0,76$) $13,40 * (2,30 + 6,30/2) = 73,03$ kN/m $\times 1,221 = 89,17$ kN/m
- 2 ze stropu: ($\psi_d = 0,76$) $13,40 * (3,0/2 + 6,30/2) = 62,31$ kN/m $\times 1,221 = 76,08$ kN/m

WĘZŁY:

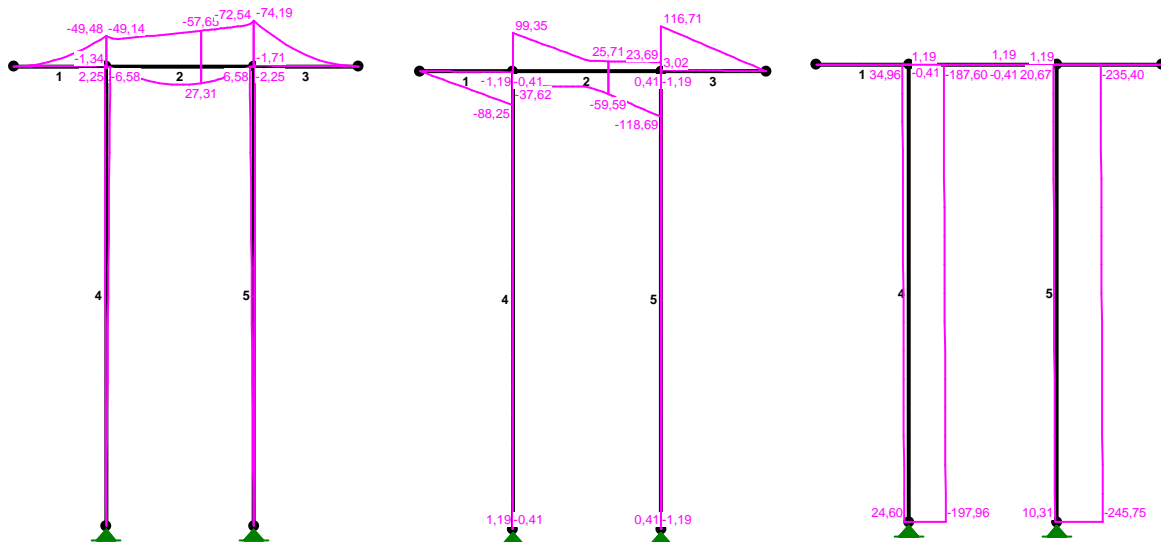
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:

TNĄCE-OBWIEDNIE:

NORMALNE-OBWIEDNIE:

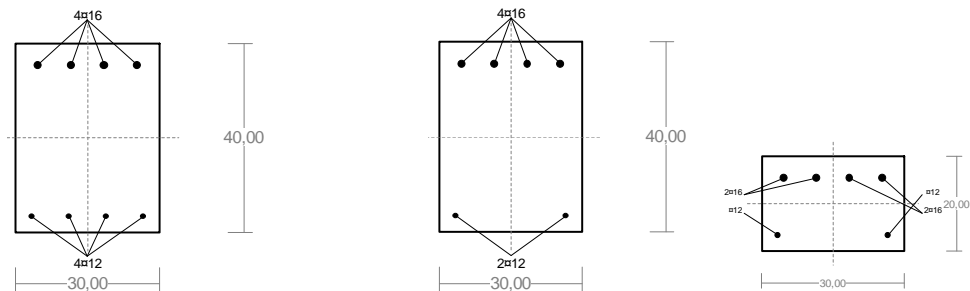


REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
5	0,41*	85,62	85,62		B
	-1,19*	87,73	87,74		AC
	-0,06	197,96*	197,96		AB
	-0,72	-24,60*	24,61		C
	-0,06	197,96	197,96*		AB
6	1,19*	143,65	143,65		AC
	-0,41*	91,80	91,80		B
	0,30	245,75*	245,76		BC
	0,48	-10,31*	10,32		A
	0,30	245,75	245,76*		BC

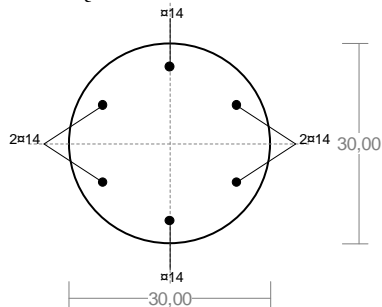
* = Max/Min

Rygiel:



PRZĘSŁO

WSPORNIKI – przekrój zmienny



Słupy:

BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.22.3 Rygiel dwuwspornikowy przy osi 4

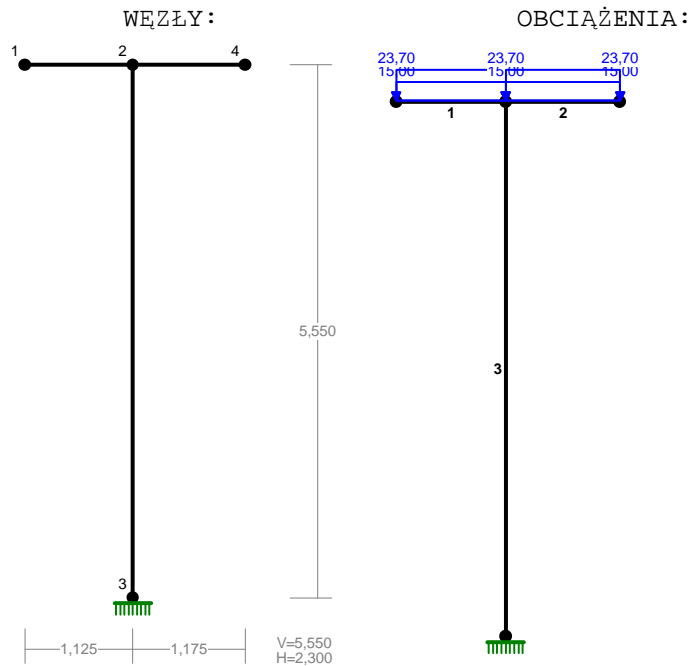
$L_{\text{eff}} = 2,30 \text{ m}$

Obciążenia stałe z poz. 21:

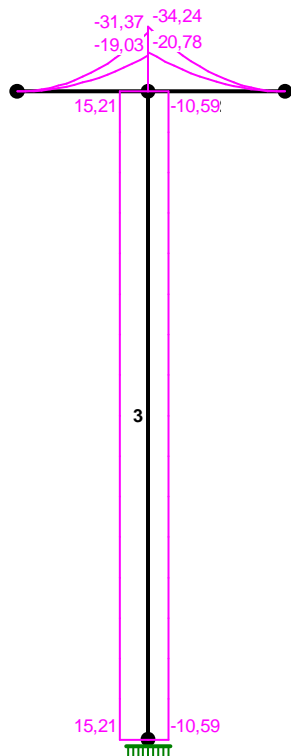
- 1 ze stropu: $8,40 \cdot 3,00/2 = 12,60 \text{ kN/m}$ $\times 1,173 = 14,78 \text{ kN/m}$
- 2 ze stropu: $7,40 \cdot 3,00/2 = 11,10 \text{ kN/m}$ $\times 1,183 = 13,13 \text{ kN/m}$
- $23,70 \text{ kN/m}$** $\times 1,178 = \mathbf{27,91 \text{ kN/m}}$

Obciążenia stałe z poz. 21:

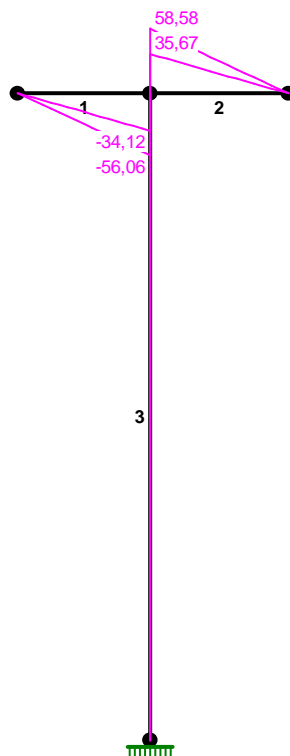
- obc. użytkowe: $(\psi_d = 0,35)$ $5,00 \cdot 3,00 / 2 \cdot 2 = 15,00 \text{ kN/m}$ $\times 1,300 = \mathbf{19,50 \text{ kN/m}}$



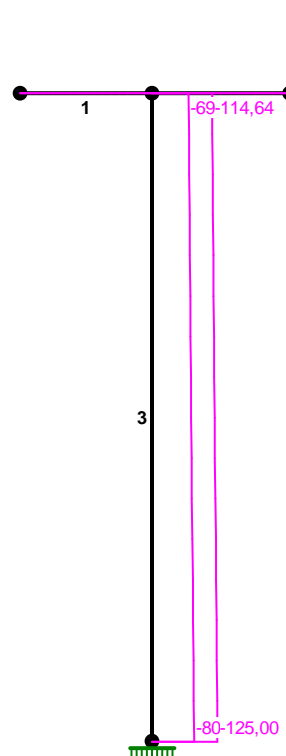
MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



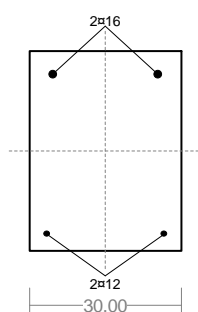
NORMALNE-OBWIEDNIE:



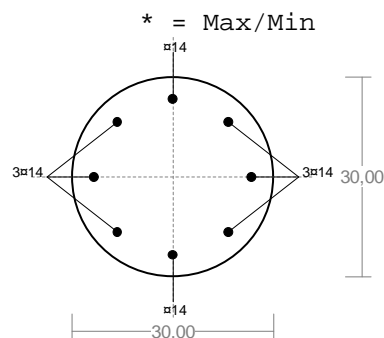
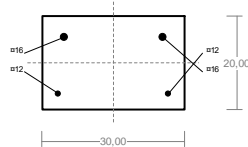
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
3	0,00*	125,00	125,00	2,87	ABC
	0,00*	80,15	80,15	1,75	C
	0,00*	103,06	103,06	15,21	BC
	-0,00*	102,09	102,09	-10,59	AC
	0,00	125,00*	125,00	2,87	ABC
	0,00	80,15*	80,15	1,75	C
	0,00	125,00	125,00*	2,87	ABC
	0,00	103,06	103,06	15,21*	BC
	-0,00	102,09	102,09	-10,59*	AC



WSPORNIKI – przekrój zmienny



SŁUP

BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.22.4 Rygiel dwuwspornikowy przy osi 5

$L_{eff} = 2,30$ m

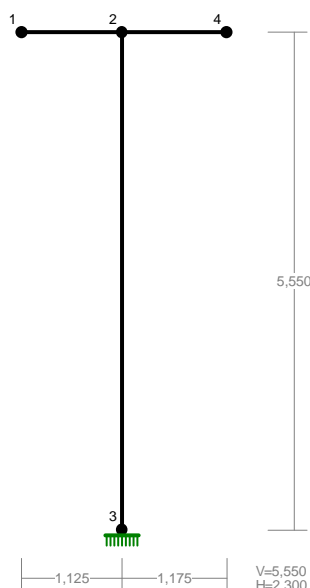
Obciążenia stałe z poz. 21:

- ze stropu pasmo 1: $7,40 * (3,00/2 + 1,90) = 25,16$ kN/m x 1,183 = 29,76 kN/m
- ze stropu pasmo 2: $7,40 * (3,00/2 + 3,30/2) = 23,31$ kN/m x 1,183 = 27,58 kN/m

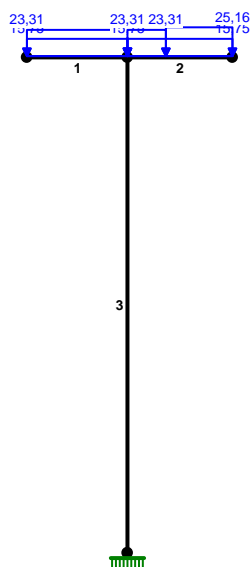
Obciążenia stałe z poz. 21:

- obc. użytkowe: ($\psi_d = 0,35$) $5,00 * (3,00/2 + 3,30/2) = 15,75$ kN/m x 1,300 = 20,48 kN/m

WĘZŁY:



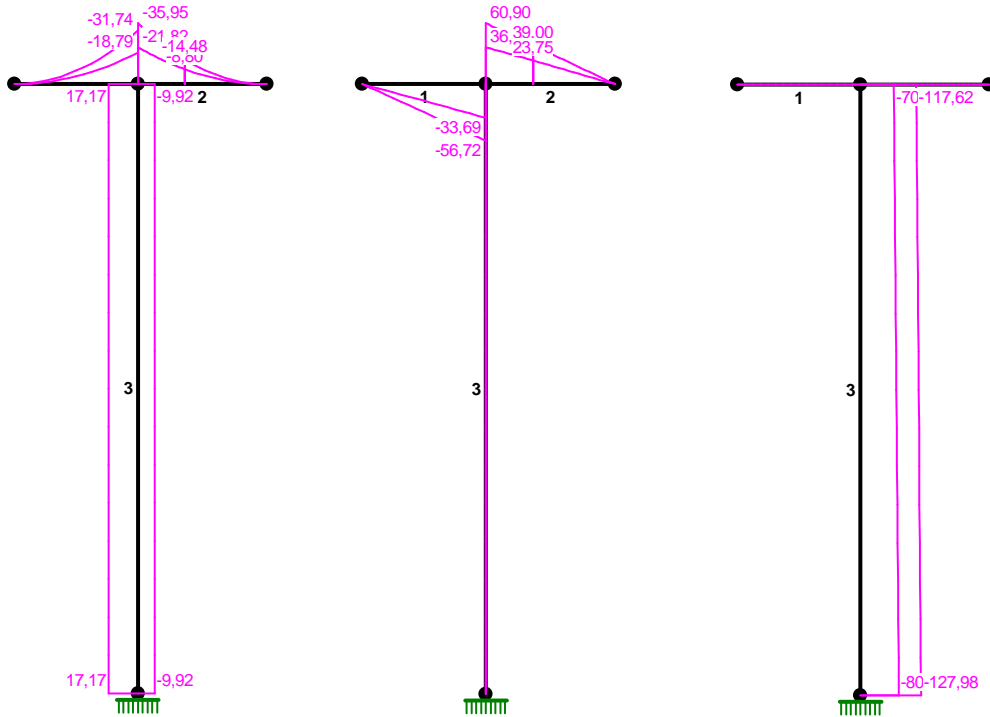
OBCIĄŻENIA:



MOMENTY-OBWIEDNIE:

TNĄCE-OBWIEDNIE:

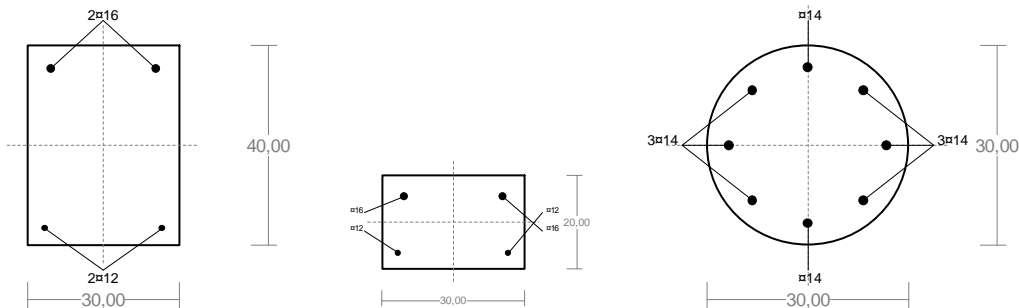
NORMALNE-OBWIEDNIE:



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

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
3	0,00*	127,98	127,98	4,21	ABC
	0,00*	80,88	80,88	3,03	C
	0,00*	104,94	104,94	17,17	BC
	-0,00*	103,92	103,92	-9,92	AC
	0,00	127,98*	127,98	4,21	ABC
	0,00	80,88*	80,88	3,03	C
	0,00	127,98	127,98*	4,21	ABC
	0,00	104,94	104,94	17,17*	BC
	-0,00	103,92	103,92	-9,92*	AC

* = Max/Min



WSPORNIKI – przekrój zmienny

SŁUP

BETON: C20/25

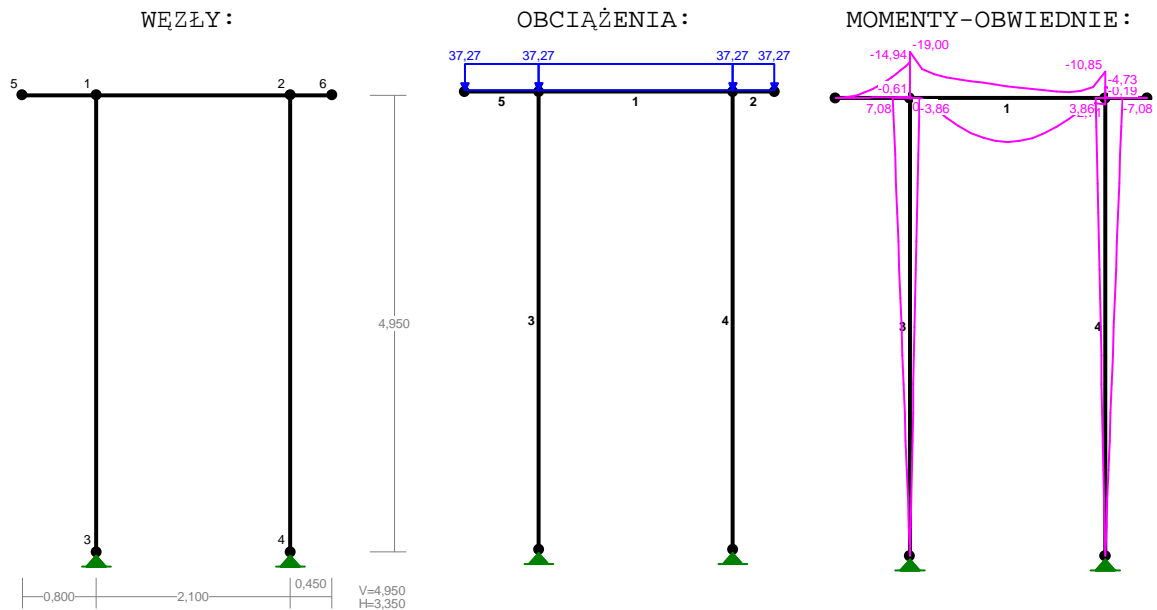
STAŁ: A-III (34GS)

Poz.22.5 Rama w osi 6

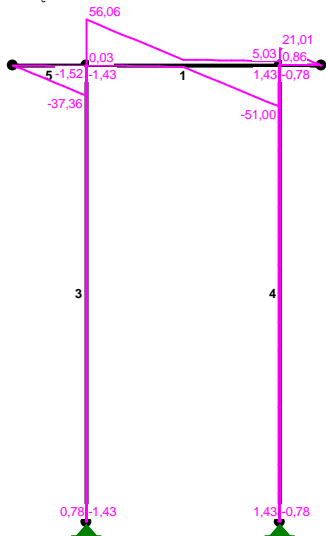
Obciążenia stałe z poz. 21.1:

— ze schodów: ($\psi_d = 0,71$)

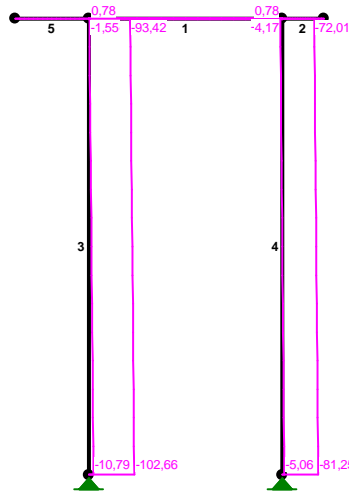
37,27 kN/m x 1,202 = 44,80 kN/m



TNĄCE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



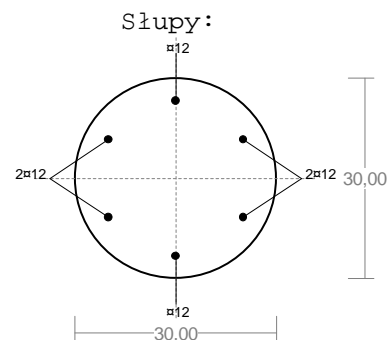
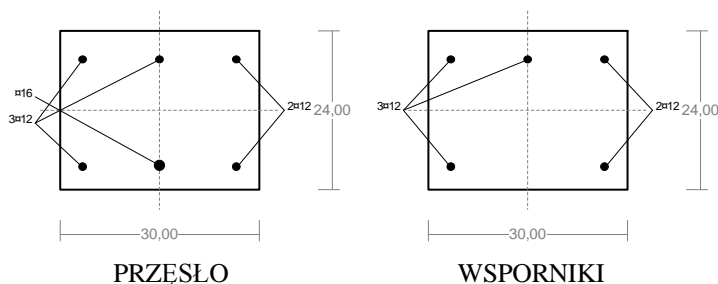
REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
3	1,43*	59,99	60,01		B
	-0,78*	53,46	53,46		AC
	0,82	102,66*	102,66		AB
	-0,17	10,79*	10,79		C
	0,82	102,66	102,66*		AB
4	0,78*	27,38	27,39		AC
	-1,43*	58,93	58,95		B
	-1,24	81,25*	81,26		BC
	0,59	5,06*	5,10		A
	-1,24	81,25	81,26*		BC

* = Max/Min

Rygiel:



BETON: C20/25

STAL: A-III (34GS)

Poz.23 Zebranie obciążeń na fundamenty

Poz.23.1 Słupy okrągłe magazynu

Obciążenie:

– Z poz. 18.2.:

$$N = 1628,24 \text{ kN}; \quad Q = 28,31 \text{ kN}$$

Poz.23.2 Słupy okrągłe przy osi 2

Obciążenie:

– Z poz. 15.1.:

$$1569,92 \text{ kN}$$

– c. własny:

$$\pi \cdot 0,5^2 / 4 \cdot 2,60 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 14,04 \text{ kN}$$

$$1583,96 \text{ kN}$$

Poz.23.3 Rdzenie w osi 1

Obciążenie:

– Z poz. 17.4.:

$$124,88 \text{ kN}$$

– c. własny:

$$0,24 \cdot 0,24 \cdot 2,60 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 4,12 \text{ kN}$$

$$129,00 \text{ kN}$$

Poz.23.4 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 4

Obciążenie:

– Z poz.: 5.5, 8.5, 8.9, 11.5.:

$$29,52 + 32,04 + 113,78 + 32,04 = 207,38 \text{ kN}$$

– Z poz.: 14.3, 14.7, 17.3, 17.2:

$$40,64 + 40,17 + 36,20 + 50,82 = 167,83 \text{ kN}$$

– c. własny:

$$0,24 \cdot 0,24 \cdot 15,92 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 25,22 \text{ kN}$$

$$400,43 \text{ kN}$$

Poz.23.5 Rdzeń w osi E między osiami 4 i 5

Obciążenie:

– Z poz.: 5.5, 8.5, 11.5.:

$$77,18 + 83,74 + 83,74 = 244,66 \text{ kN}$$

– Z poz.: 14.3, 17.2:

$$104,05 + 130,07 = 234,12 \text{ kN}$$

– c. własny:

$$0,24 \cdot 0,24 \cdot 15,92 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 25,22 \text{ kN}$$

$$504,00 \text{ kN}$$

Poz.23.6 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 5

Obciążenie:

– Z poz.: 1.1, 5.5, 19.4, 5.4, 8.5, 19.4.:

$$24,82 + 69,80 + 36,68 + 22,83 + 69,80 + 32,80 = 256,73 \text{ kN}$$

– Z poz.: 8.4, 11.5, 11.4, 19.4, 14.2:

$$35,75 + 24,82 + 35,75 + 69,80 + 25,55 = 191,67 \text{ kN}$$

– z poz.: 14.3, 19.4, 17.2, 17.1:

$$72,21 + 69,80 + 90,49 + 31,80 = 264,30 \text{ kN}$$

– c. własny:

$$0,24 \cdot 0,24 \cdot 19,90 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 31,52 \text{ kN}$$

$$744,22 \text{ kN}$$

Poz.23.7 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 4**Obciążenie:**

– Z poz.: 14.7, 17.3:	$40,17+36,20 =$	76,37 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*5,26*25,0*1,1 =$	<u>8,33 kN</u>
		84,70 kN

Poz.23.8 Rdzenie na skrzyżowaniu osi B i 2 oraz B i 3**Obciążenie:**

– Z poz.: 1.1, 5.6, 8.6:	$44,51+262,76+192,71 =$	499,98 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*17,30*25,0*1,1 =$	<u>27,40 kN</u>
		527,38 kN

Poz.23.9 Rdzeń na skrzyżowaniu osi C i 4**Obciążenie:**

– Z poz.: 1.1, 5.2, 8.10, 8.2, 11.2.:	$58,65+95,93+133,17+104,49+104,49 =$	496,73 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,56*25,0*1,1 =$	<u>30,98 kN</u>
		527,71 kN

Poz.23.10 Rdzeń na skrzyżowaniu osi C i 5**Obciążenie:**

– z poz. 12.2, 14.1:	$1296,04+50,44 =$	1346,48 kN
– c. własny:	$0,1224*5,50*25,0*1,1 =$	<u>18,51 kN</u>
		1364,99 kN

Poz.23.11 Rdzeń w osi C pomiędzy osiami 5 i 7**Obciążenie:**

– Z poz.: 1.1, 5.2, 8.2:	$40,54+83,25+90,73 =$	214,52 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,56*25,0*1,1 =$	<u>30,98 kN</u>
		245,50 kN

Poz.23.12 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 5**Obciążenie:**

– Z poz.: 1.1, 5.4, 8.4, 8.11, 11.4, 14.2.:	$70,44+146,75+159,63+34,88+159,63+25,55 =$	596,88 kN
– z poz.: 17.1, 17.2:	$31,80+90,49 =$	122,29 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,56*25,0*1,1 =$	<u>30,98 kN</u>
		750,15 kN

Poz.23.13 Rdzeń na skrzyżowaniu osi G i 5**Obciążenie:**

– Z poz.: 1.1, 2.6, 19.4, 5.7, 8.11, 11.9:	$22,39+32,35+69,80*4+16,79+34,88+54,20 =$	439,81 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,90*25,0*1,1 =$	<u>31,52 kN</u>
		471,33 kN

Poz.23.14 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 7**Obciążenie:**

– Z poz.: 2.6, 8.7, 11.7, 14.5, 14.8:	$32,35+2*26,50+2*35,71+32,47+36,35 =$	225,59 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,56*25,0*1,1 =$	<u>30,98 kN</u>
		256,57 kN

Poz.23.15 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 7**Obciążenie:**

– Z poz.: 2.6, 5.7, 8.7, 8.8, 11.7,:	$32,35*2+16,79+26,50*2+71,51+2*35,71 =$	277,42 kN
– Z poz.: 11.8, 14.6, 14.5:	$13,14+13,64+2*32,47 =$	91,72 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,90*25,0*1,1 =$	<u>31,52 kN</u>
		400,66 kN

Poz.23.16 Rdzenie w osi G przy witrynie**Obciążenie:**

– Z poz.: 2.5:		56,03 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*19,90*25,0*1,1 =$	<u>31,52 kN</u>
		87,55 kN

Poz.23.17 Rdzeń na skrzyżowaniu osi B i 5**Obciążenie:**

– Z poz.: 5.3, 8.3, 11.3, 14.1:	$45,90+49,74+49,74+50,44 =$	195,82 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*17,30*25,0*1,1 =$	<u>27,40 kN</u>
		223,22 kN

Poz.23.18 Rdzeń na skrzyżowaniu osi G i 7**Obciążenie:**

– Z poz.: 8.7, 8.8, 11.7, 11.8:	$26,50+71,51+35,71+13,14 =$	146,86 kN
– Z poz.: 14.6:		13,14 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*17,23*25,0*1,1 =$	<u>27,29 kN</u>
		187,29 kN

Poz.23.19 Słupy przy budynku istniejącym**Obciążenie:**

– Z poz.: 8.7, 11.7, 14.5:	$26,50+35,71+32,47 =$	94,68 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*10,94*25,0*1,1 =$	<u>17,33 kN</u>
		112,01 kN

Poz.23.20 Rdzenie przy bramie wjazdowej do garażu**Obciążenie:**

– Z poz.: 14.4:		191,34 kN
– c. własny:	$0,24*0,24*5,50*25,0*1,1 =$	<u>8,71 kN</u>
		200,05 kN

Poz.23.21 Słupy tarasu

Obciążenia z poz. 22

Poz.23.21.1 Słupy ramy w osi 2'**Obciążenia z poz. 22.1:**

– N:	192,63 kN
– H:	0,19 kN

Poz.23.21.2 Słupy ramy w osi 2''**Obciążenia z poz. 22.2:**

– N:	245,75 kN
– H:	0,30 kN

Poz.23.21.3 Słup przy osi 4**Obciążenia z poz. 22.3 – przypadek 1:**

– N:	125,00 kN
– M:	2,87 kNm

Obciążenia z poz. 22.3 – przypadek 2:

– N:	103,06 kN
– M:	15,21 kNm

Poz.23.21.4 Słup przy osi 5**Obciążenia z poz. 22.4 – przypadek 1:**

– N:	127,98 kN
– M:	4,21 kNm

Obciążenia z poz. 22.4 – przypadek 2:

– N:	104,94 kN
– M:	17,17 kNm

Poz.23.21.5 Słupy ramy w osi 6**Obciążenia z poz. 22.5:**

– N:	102,66 kN
– H:	0,82 kN

Poz.23.22 Ściana w osi 2**Obciążenia:**

– ściana piwnic – 2:	$7,40 \cdot 2,54 =$	18,80 kN/m
– strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (1,21/2 + 9,60/2) =$	<u>82,64 kN/m</u>
		101,44 kN/m

Poz.23.23 Ściana w osi 4**Obciążenia:**

– ściana poddasza:	$5,49 \cdot 3,10 =$	17,02 kN/m
– ściana II piętra:	$5,49 \cdot 3,25 =$	17,84 kN/m
– ściana I piętra:	$5,49 \cdot 3,25 =$	17,84 kN/m
– ściana parteru:	$5,49 \cdot 3,56 =$	19,54 kN/m
– ściana piwnic – 1:	$7,34 \cdot 2,54 =$	18,64 kN/m
– ściana piwnic – 2:	$7,34 \cdot 2,60 =$	19,08 kN/m
– z dachu:	$5,83 \cdot (1,60/2 + 5,10/2) =$	19,53 kN/m
– stropu nad II p.:	$11,48 \cdot (1,60/2 + 5,10/2) =$	38,46 kN/m
– strop nad I p.:	$11,93 \cdot (1,60/2 + 5,10/2) =$	39,97 kN/m
– strop nad parterem:	$14,19 \cdot (1,60/2 + 5,10/2) =$	47,54 kN/m
– strop nad piwnicą – 1:	$12,59 \cdot (10,80/4 + 2,91/2) =$	52,31 kN/m
– strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (9,60/4 + 2,91/2) =$	<u>58,94 kN/m</u>
		307,77 kN/m

Poz.23.24 Ściana poprzeczna między osiami 4 i 5**Obciążenia:**

— ściana II piętra:	$5,49 \cdot 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana I piętra:	$5,49 \cdot 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana parteru:	$5,49 \cdot 3,56 =$	19,54 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,34 \cdot 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 \cdot 2,60 =$	19,08 kN/m
— z dachu:	$5,83 \cdot (5,10/2) =$	14,87 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 \cdot (5,10/2) =$	29,27 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 \cdot (5,10/2) =$	30,42 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 \cdot (5,10/2) =$	36,18 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 \cdot (5,10/2) =$	32,10 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (5,10/2) =$	<u>38,99 kN/m</u>
		274,77 kN/m

Poz.23.25 Ściany w osi 5**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 1:	$7,34 \cdot 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 \cdot 2,60 =$	19,08 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 \cdot (2 \cdot 3,60/4) =$	22,66 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (2 \cdot 3,60/4) =$	<u>27,52 kN/m</u>
		87,90 kN/m

Poz.23.26 Ściana zewnętrzna w osi 4**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 \cdot 1,13 =$	6,32 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 \cdot 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,59 \cdot 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 \cdot 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 \cdot 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 \cdot 2,60 =$	19,24 kN/m
— z dachu:	$5,83 \cdot (5,10/2) =$	14,87 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 \cdot (2,91/2) =$	16,70 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 \cdot (2,91/2) =$	17,36 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 \cdot (2,91/2) =$	20,65 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 \cdot (2,91/2) =$	18,32 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (2,91/2) =$	<u>22,25 kN/m</u>
		210,75 kN/m

Poz.23.27 Ściana zewnętrzna w osi 7**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 \cdot 2,35 =$	13,14 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 \cdot 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,59 \cdot 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 \cdot 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 \cdot 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 \cdot 2,60 =$	19,24 kN/m
— z dachu:	$5,83 \cdot (3,90/4) =$	5,68 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 \cdot (3,90/4) =$	11,19 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 \cdot (3,90/4) =$	11,63 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 \cdot (3,90/4) =$	13,84 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 \cdot (3,90/4) =$	18,32 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 \cdot (3,90/4) =$	<u>14,91 kN/m</u>
		182,99 kN/m

Poz.23.28 Ściana wewnętrzna w osi 7 odcinek między osiami C i D**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 * 3,47 =$	19,40 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,49 * 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana parteru:	$5,49 * 3,56 =$	19,54 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (3,60/4) =$	5,25 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (3,60/4) =$	10,33 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (3,60/2) =$	21,47 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (3,60/2) =$	25,54 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (3,60/2) =$	22,66 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,60/2) =$	<u>27,52 kN/m</u>
		225,44 kN/m

Poz.23.29 Ściana wewnętrzna w osi 7 odcinek między osiami C i D**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,00/2) =$	<u>22,94 kN/m</u>
		42,02 kN/m

Poz.23.30 Ściana zewnętrzna w osi B odcinek między osiami 4 i 7**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 * 1,33 =$	7,43 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 * 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 * 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 * 2,60 =$	19,24 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (3,90/2) =$	11,37 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (3,90/2) =$	22,39 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (3,90/2) =$	23,26 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (3,90/2) =$	27,67 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (3,90/2) =$	24,55 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,90/2) =$	<u>29,82 kN/m</u>
		240,77 kN/m

Poz.23.31 Ściana zewnętrzna w osi B odcinek między osiami 1 i 4**Obciążenia:**

— obc. analogiczne jak w poz. 11.6:		45,28 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 * 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 * 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 * 2,60 =$	19,24 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (10,30/4) =$	32,42 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (9,60/4) =$	<u>36,70 kN/m</u>
		127,06 kN/m

Poz.23.32 Ściany zewnętrzne w osiach C i G pomiędzy osią 7 a bud. istn.**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 1:	$7,40 * 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 * 2,60 =$	19,24 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * 1,067 =$	13,43 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * 1,067 =$	<u>16,32 kN/m</u>
		67,79 kN/m

Poz.23.33 Ściana w osi C pomiędzy osiami 5 i 7**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,49 * 3,47 =$	19,05 kN/m
— ściana II piętra:	$5,49 * 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana I piętra:	$5,49 * 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana parteru:	$5,49 * 3,56 =$	19,54 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (7,50/2) =$	21,86 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (1,7956/1,34) =$	15,38 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (1,7956/1,34) =$	15,99 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (7,50/2) =$	53,21 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (7,50/2) =$	47,21 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (7,50/2) =$	<u>57,34 kN/m</u>
		322,98 kN/m

Poz.23.34 Ściana w osi C pomiędzy osiami 4 i 5**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (7,50/2) =$	47,21 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (7,50/2) =$	<u>57,34 kN/m</u>
		142,27 kN/m

Poz.23.35 Ściana w osi D pomiędzy osiami 5 i 7**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,49 * 3,47 =$	19,05 kN/m
— ściana II piętra:	$5,49 * 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana I piętra:	$5,49 * 3,25 =$	17,84 kN/m
— ściana parteru:	$5,49 * 3,56 =$	19,54 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (5,70/2) =$	16,62 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (5,70/2) =$	32,72 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (3,60/2 + 1,40/4) =$	25,65 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (3,60/2 + 1,40/4) =$	30,51 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (3,60/2 + 1,40/4) =$	27,07 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,60/2 + 1,40/4) =$	<u>32,87 kN/m</u>
		277,43 kN/m

Poz.23.36 Ściany w osiach D i E pomiędzy osia 7 i bud. istn.**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (4,10276/2,21) =$	23,37 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (4,10276/2,21) =$	<u>28,39 kN/m</u>
		89,48 kN/m

Poz.23.37 Ściana w osi D pomiędzy osiami 4 i 5**Obciążenia:**

— ściana piwnic – 1:	$7,34 * 2,54 =$	18,64 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,34 * 2,60 =$	19,08 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (3,60/2 + 2,91/4) =$	31,82 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,60/2 + 2,91/4) =$	<u>38,65 kN/m</u>
		108,19 kN/m

Poz.23.38 Ściana zewnętrzna w osi F**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 * 1,60 =$	8,94 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 * 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 * 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 * 2,60 =$	19,24 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (3,30/2) =$	9,62 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (1,60/2) =$	9,18 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (1,60/2) =$	9,54 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (1,60/2) =$	11,35 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (10,80/4) =$	33,99 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (10,80/4) =$	<u>41,28 kN/m</u>
		218,18 kN/m

Poz.23.39 Ściana w osi G pomiędzy osiami 4 i 7**Obciążenia:**

— ściana poddasza:	$5,59 * 2,80 =$	15,65 kN/m
— ściana II piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana I piętra:	$5,59 * 3,25 =$	18,17 kN/m
— ściana parteru:	$5,59 * 3,56 =$	19,90 kN/m
— ściana piwnic – 1:	$7,40 * 2,54 =$	18,80 kN/m
— ściana piwnic – 2:	$7,40 * 2,60 =$	19,24 kN/m
— z dachu:	$5,83 * (5,10/2) =$	14,87 kN/m
— stropu nad II p.:	$11,48 * (3,00/2) =$	17,22 kN/m
— strop nad I p.:	$11,93 * (3,00/2) =$	17,90 kN/m
— strop nad parterem:	$14,19 * (3,00/2) =$	21,29 kN/m
— strop nad piwnicą – 1:	$12,59 * (3,00/2) =$	18,89 kN/m
— strop nad piwnicą – 2:	$15,29 * (3,00/2) =$	<u>22,94 kN/m</u>
		223,04 kN/m

Poz.24 Fundamenty

Obliczenia wykonano w oparciu o parametry gruntowe zawarte w dokumentacji geotechnicznej podłoża, opracowaną w czerwcu przez mgr. Marka Winskiewicza. Na podstawie ww. opracowania stwierdzono, że w poziomie posadowienia fundamentu występują piaski oraz plastyczne i twardoplastyczne gliny lodowcowe. Stosunkowo płytko pod nimi zalegają gliny miękkoplastyczne. Spod fundamentów należy usunąć istniejące uzbrojenie i towarzyszące im nasypy niebudowlane. Wymieniane grunty należy zastąpić piaskiem średnim stabilizowanym cementem (min. 100 kg/m³).

Warunki wodne są korzystne. Woda gruntowa występuje w niewielkich ilościach na większych głębokościach. Wg PN-B-02479:1998 warunki gruntowo – wodne można traktować jako proste.

W czasie wykonywania prac ziemnych i fundamentowych należy odpowiednio zabezpieczyć odkopane fundamenty budynku istniejącego! Nie wolno dopuścić do osuwania się gruntu spod fundamentów istniejących

Głębokość przemarzania w Olsztynie wynosi 1,00 m (wg PN-81/B-03020).

W przypadku prowadzenia prac ziemnych i fundamentowych w zimie należy chronić grunty na dnie wykopu przed przemarzaniem.

Podłoże pod fundamentami – jego zgodność z założeniami obliczeniowymi przyjętymi w projekcie powinien sprawdzić uprawniony geolog.

Grunty w dnie wykopu należy sprawdzić przez uprawnionego geologa.

Pod wszystkimi fundamentami projektuje się podkład betonowy z betonu klasy min. C8/10 gr. 10 cm.

Zaprojektowano ławy i stopy żelbetowe – z betonu klasy C20/25 (B25) z środkiem uszczelniającym (np. HYDROBET), zbrojone stalą 34GS. Strzemiona w ławach fundamentowych – $\varnothing 6$ ze stali St0S-b.

Pręty zbrojenia podłużnego min. 4 #16 łączyć na zakład min. 50d.max. 50% zbrojenia łączyć w jednym miejscu.

Fundamenty obliczono programem komputerowym

Uwaga:

- dokonać sprawdzenia dna wykopu z udziałem uprawnionego geologa,
- prace fundamentowe wykonywać po wytyczeniu osi przez uprawnionego geodetę, przed wylaniem fundamentów ułożyć stalowe rury ochronne dla instalacji podziemnych, poza obrysem fundamentów przestrzeń wokół nich wypełnić betonem klasy min. C8/10.

Poz.24.1 Słupy okrągłe magazynu

Założenia:

MATERIAŁ:

BETON: klasa B25, ciężar objętościowy = 24,0 (kN/m³)

STAL: klasa A-III, $f_{yd} = 350,00$ (MPa)

OPCJE:

Obliczenia wg normy: betonowej: PN-B-03264 (2002)

gruntowej: PN-81/B-03020

Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B

współczynnik $m = 0,81$ - do obliczeń nośności

współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń poślizgu

współczynnik $m = 0,72$ - do obliczeń obrotu

Wymiarowanie fundamentu na:

Nośność

Osiadanie

- $S_{dop} = 7,00$ (cm)

- czas realizacji budynku: $t_b > 12$ miesięcy

- współczynnik odprężenia: $\lambda = 1,00$

Obrót

Poślizg

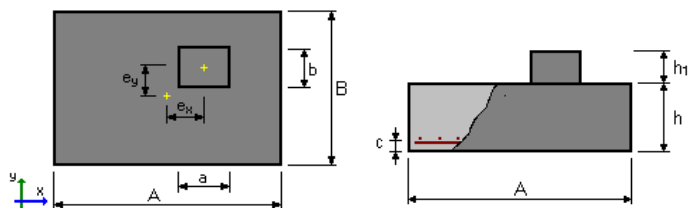
Przebiecie / ścinanie

Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:

- długotrwałych w rdzeniu I

- całkowitych w rdzeniu II

Geometria



$A = 2,80 \text{ (m)}$ $a = 0,50 \text{ (m)}$
 $B = 2,80 \text{ (m)}$ $b = 0,50 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 3,136 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom	IL / ID	Symbol [m]	Typ wilgotności konsolidacji	
1	Piasek drobny	0,0	0,40	---	wilgotne	
2	Gлина piaszczysta	-0,7	0,30	B	---	
3	Gлина	-1,2	0,63	B	---	
4	Gлина piaszczysta	-3,2	0,21	B	---	

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Mięszość [m]	Spójność [kPa]	[deg]	Kąt tarcia [kN/m ³]	[kPa]	Ciężar obj. [kPa]	Mo	M
1	Piasek drobny	0,7	0,0	29,9	17,5	52000,7	65000,9		
2	Gлина piaszczysta	0,5	27,9	16,4	21,0	29005,2	38673,6		
3	Gлина	2,0	18,1	10,2	19,5	15058,5	20077,9		
4	Gлина piaszczysta	---	31,2	18,1	22,0	36068,9	48091,8		

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N	Mx [kN]	My [kN*m]	Fx [kN*m]	Fy [kN]	Nd/Nc [kN]
1	23.1	1628,24	0,00	0,00	28,31	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

Wyniki obliczeniowe

WARUNEK NOŚNOŚCI

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$N = 1628,24 \text{ kN}$ $F_x = 28,31 \text{ kN}$

Wyniki obliczeń na poziomie: stropu warstwy 3

Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 225,44 \text{ (kN)}$

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1853,68 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN*m}$ $M_y = 25,48 \text{ kN*m}$

Zastępcze wymiary fundamentu: $A_- = 2,90 \text{ (m)}$ $B_- = 2,93 \text{ (m)}$

Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$N_B = 0,16$$

$$i_B = 0,96$$

$$N_C = 8,01 \quad i_C = 0,96$$

$$N_D = 2,30 \quad i_D = 0,99$$

Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 2395,18$ (kN)

Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f \cdot m / N_r = 1,05$

OSIADANIE

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe

Kombinacja wymiarująca: 23.1

$$N=1356,87\text{kN} \quad F_x=23,59\text{kN}$$

Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: 115,11 (kN)

Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 188$ (kPa)

Mięszość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 5,3$ (m)

Napężenie na poziomie z:

- dodatkowe: $\sigma_{zd} = 24$ (kPa)

- wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 123$ (kPa)

Osiadanie:

- pierwotne: $s' = 1,71$ (cm)

- wtórne: $s'' = 0,09$ (cm)

- CAŁKOWITE: $S = 1,80$ (cm) < $S_{dp} = 7,00$ (cm)

OBRÓT

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$$N=1628,24\text{kN} \quad F_x=28,31\text{kN}$$

Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 103,60$ (kN)

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1731,84\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 11,32\text{kN}\cdot\text{m}$

Moment zapobiegający obrotowi fundamentu:

- $M_x(\text{stab}) = 2424,58$ (kN·m)

- $M_y(\text{stab}) = 2424,58$ (kN·m)

Współczynnik bezpieczeństwa: $M(\text{stab}) \cdot m / M = 154,16$

POŚLIZG

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$$N=1628,24\text{kN} \quad F_x=28,31\text{kN}$$

Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $G_r = 184,45$ (kN)

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1812,69\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 25,48\text{kN}\cdot\text{m}$

Zastępcze wymiary fundamentu: $A_{\text{—}} = 2,93$ (m) $B_{\text{—}} = 2,93$ (m)

Współczynnik tarcia:

- gruntu (na poziomie stropu warstwy 3): $\mu = 0,16$

Współczynnik redukcji spójności gruntu = 0,20

Wartość siły poślizgu: $F = 28,31$ (kN)

Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:

- w poziomie posadowienia: $F(\text{stab}) = 454,27$ (kN)

- w gruncie: $F(\text{stab}) = 433,57$ (kN)

Współczynnik bezpieczeństwa: $F(\text{stab}) \cdot m / F = 11,03$

PRZEBICIE

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$$N=1628,24\text{kN} \quad F_x=28,31\text{kN}$$

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1731,84\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 11,32\text{kN}\cdot\text{m}$

Uśredniony obwód krytyczny: $u_p = 3,36$ (m)

Współczynnik bezpieczeństwa: $N / N_r = 1,02$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$$N=1628,24\text{kN} \quad F_x=28,31\text{kN}$$

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1754,86\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 11,32\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

Kombinacja wymiarująca: 23.1 (długotrwała)

$N=1628,24\text{kN}$ $F_x=28,31\text{kN}$

Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1754,86\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 11,32\text{kN}\cdot\text{m}$

Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

wzdłuż boku A wzdłuż boku B

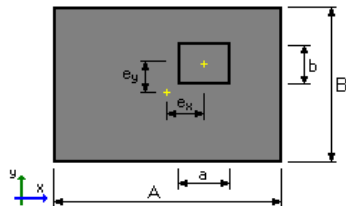
- minimalna: $A_x = 5,63$ $A_y = 5,63$

- wyliczona: $A_x = 8,70$ $A_y = 8,60$

- przyjęta: $A_x = 10,05 \phi 16 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$ $A_y = 10,05 \phi 16 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.2 Słupy okrągłe przy osi 2

Geometria



$A = 2,10 \text{ (m)}$

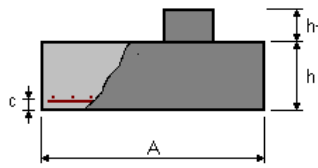
$B = 4,20 \text{ (m)}$

$h = 0,40 \text{ (m)}$

$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$

$e_x = 0,00 \text{ (m)}$

$e_y = 0,00 \text{ (m)}$



$a = 0,24 \text{ (m)}$

$b = 2,20 \text{ (m)}$

objętość betonu fundamentu: $V = 3,528 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:

$c = 0,05 \text{ (m)}$

poziom posadowienia:

$D = 0,7 \text{ (m)}$

minimalny poziom posadowienia:

$D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$

poziom wody gruntowej

$D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.2 (długotrwała)

$N=1583,96\text{kN}$

- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1725,20\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.2 (długotrwała)

$N=1583,96\text{kN}$

- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1725,20\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$

- wyliczona: $A_x = 5,63$

- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

wzdłuż boku B

$A_y = 5,63$

$A_y = 5,63$

$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

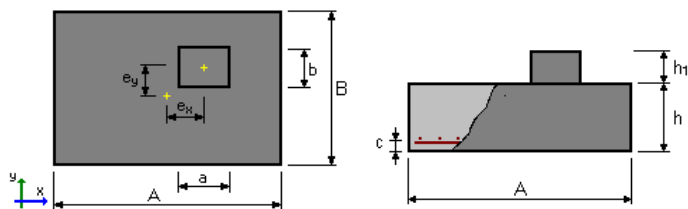
Poz.24.2.1 Fundament bliżej budynku projektowanego

Geometria: $A = 2,10 \text{ (m)}$ $B = 6,10 \text{ (m)}$ $H = 0,40 \text{ (m)}$

Zbrojenie: jw.

Poz.24.3 Rdzenie w osi 1

Geometria



$A = 0,50 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $B = 1,20 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,240 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.3 (długotrwała)
 $N = 129,00 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 138,47 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

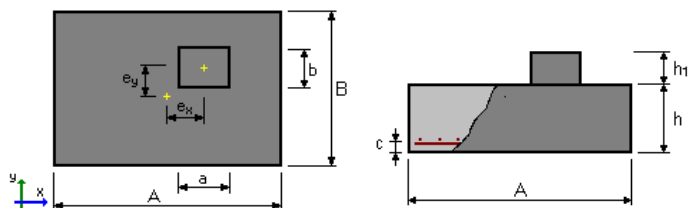
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.3 (długotrwała)
 $N = 129,00 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 138,47 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.4 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 4

Geometria



$A = 1,30 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $B = 1,30 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$

$e_y = 0,00$ (m) objętość betonu fundamentu: $V = 0,676$ (m³)

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05$ (m)
poziom posadowienia:	D	$= 0,7$ (m)
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7$ (m)
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7$ (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.4 (długotrwała)
 $N = 400,43$ kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 427,70$ kN $M_x = 0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m

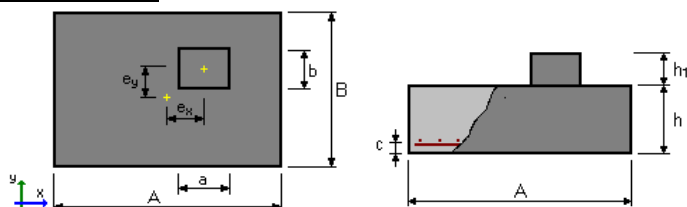
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.4 (długotrwała)
 $N = 400,43$ kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 427,70$ kN $M_x = 0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,95 \phi 12$ co 20 (cm)	$A_y = 5,95 \phi 12$ co 20 (cm)

Poz.24.5 Rdzeń w osi E między osiami 4 i 5

Geometria



$A = 1,50$ (m)	$a = 0,24$ (m)
$B = 1,50$ (m)	$b = 0,24$ (m)
$h = 0,40$ (m)	
$h_1 = 0,00$ (m)	
$e_x = 0,00$ (m)	
$e_y = 0,00$ (m)	objętość betonu fundamentu: $V = 0,900$ (m ³)

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05$ (m)
poziom posadowienia:	D	$= 0,7$ (m)
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7$ (m)
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7$ (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.5 (długotrwała)
 $N = 504,00$ kN
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 540,42$ kN $M_x = 0,00$ kN*m $M_y = 0,00$ kN*m

Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.5 (długotrwała)

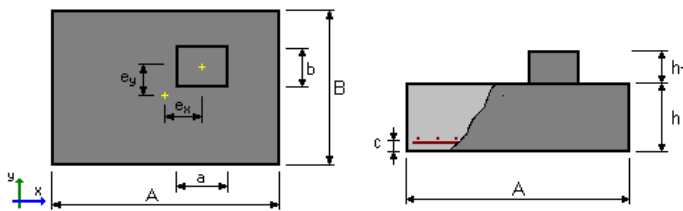
$N=504,00\text{kN}$

- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 540,42\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.6 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 5

Geometria



$A = 1,80 \text{ (m)}$	$a = 0,24 \text{ (m)}$
$B = 1,80 \text{ (m)}$	$b = 0,24 \text{ (m)}$
$h = 0,40 \text{ (m)}$	
$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_x = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_y = 0,00 \text{ (m)}$	objętość betonu fundamentu: $V = 1,296 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{\min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.6 (długotrwała)
 $N=744,22\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 796,81\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

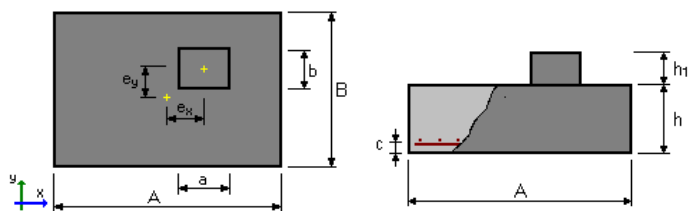
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.6 (długotrwała)
 $N=744,22\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 796,81\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.7 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 4

Geometria



$A = 0,60 \text{ (m)}$
 $B = 0,60 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $b = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 0,144 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.7 (długotrwała)
 $N = 84,70 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 90,25 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

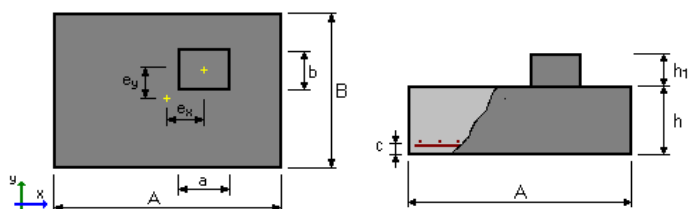
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.7 (długotrwała)
 $N = 84,70 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 90,25 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.8 Rdzenie na skrzyżowaniu osi B i 2 oraz B i 3

Geometria



$A = 1,50 \text{ (m)}$
 $B = 1,50 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $b = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 0,900 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$

minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.8 (długotrwała)
 $N = 527,38 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 563,80 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

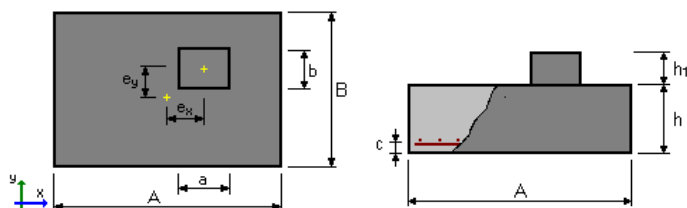
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.8 (długotrwała)
 $N = 527,38 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 563,80 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.9 Rdzeń na skrzyżowaniu osi C i 4

Geometria



$A = 1,50 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $B = 1,50 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$

objętość betonu fundamentu: $V = 0,900 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.9 (długotrwała)
 $N = 527,71 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 564,13 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

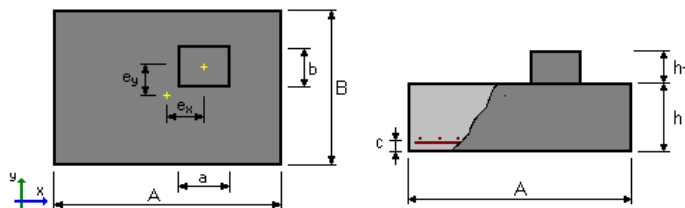
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.9 (długotrwała)
 $N = 527,71 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 564,13 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.10 Rdzeń na skrzyżowaniu osi C i 5

Geometria



$A = 2,50 \text{ (m)}$	$a = 0,40 \text{ (m)}$
$B = 2,50 \text{ (m)}$	$b = 0,40 \text{ (m)}$
$h = 0,40 \text{ (m)}$	
$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_x = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_y = 0,00 \text{ (m)}$	objętość betonu fundamentu: $V = 2,500 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	$c = 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	$D = 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	$D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	$D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.10 (długotrwała)
 $N = 1364,99 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1466,16 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

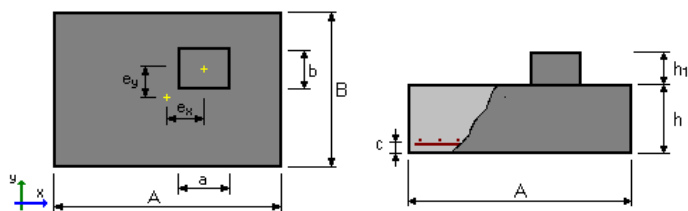
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.10 (długotrwała)
 $N = 1364,99 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 1466,16 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 7,45$	$A_y = 7,45$
- przyjęta:	$A_x = 10,05 \phi 16 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 10,05 \phi 16 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.11 Rdzeń w osi C pomiędzy osiami 5 i 7

Geometria



$A = 1,00 \text{ (m)}$
 $B = 1,00 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $b = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 0,400 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.11 (długotrwała)
 $N = 245,50 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 261,50 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

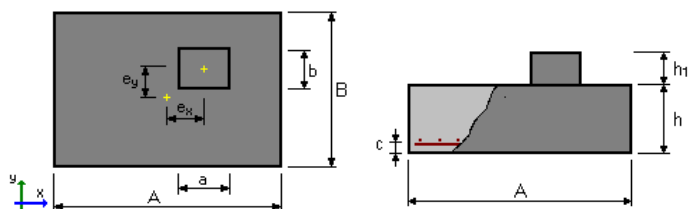
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.11 (długotrwała)
 $N = 245,50 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 261,50 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.12 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 5

Geometria



$A = 1,80 \text{ (m)}$
 $B = 1,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $b = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 1,296 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$

poziom wody gruntowej

 $D_w = 1,7 \text{ (m)}$ **WYMIAROWANIE ZBROJENIA****Wzdłuż boku A:**

- Kombinacja wymiarująca: 23.12 (długotrwała)
 $N=750,15\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 802,74\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.12 (długotrwała)
 $N=750,15\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 802,74\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

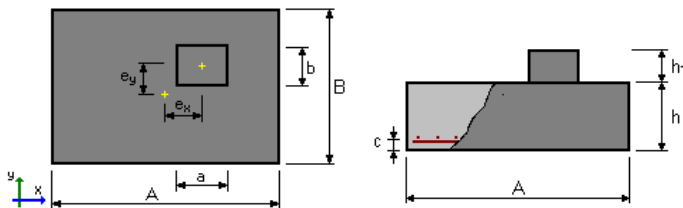
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

wzdłuż boku B

- $A_y = 5,63$
- $A_y = 5,63$
- $A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.13 Rdzeń na skrzyżowaniu osi G i 5**Geometria** $A = 1,40 \text{ (m)}$ $B = 1,40 \text{ (m)}$ $h = 0,40 \text{ (m)}$ $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$ $e_x = 0,00 \text{ (m)}$ $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,784 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:

 $c = 0,05 \text{ (m)}$

poziom posadowienia:

 $D = 0,7 \text{ (m)}$

minimalny poziom posadowienia:

 $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$

poziom wody gruntowej

 $D_w = 1,7 \text{ (m)}$ **WYMIAROWANIE ZBROJENIA****Wzdłuż boku A:**

- Kombinacja wymiarująca: 23.13 (długotrwała)
 $N=471,33\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 503,01\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

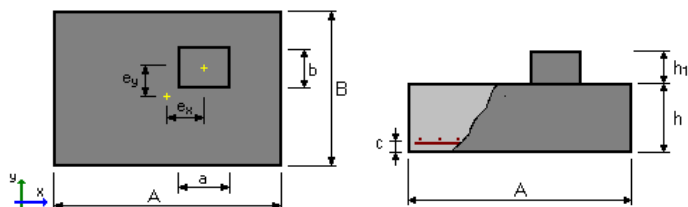
- Kombinacja wymiarująca: 23.13 (długotrwała)
 $N=471,33\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 503,01\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.14 Rdzeń na skrzyżowaniu osi D i 7

Geometria



$A = 1,00 \text{ (m)}$	$a = 0,24 \text{ (m)}$	
$B = 1,00 \text{ (m)}$	$b = 0,24 \text{ (m)}$	
$h = 0,40 \text{ (m)}$		
$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$		
$e_x = 0,00 \text{ (m)}$		
$e_y = 0,00 \text{ (m)}$		objętość betonu fundamentu: $V = 0,400 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	$c = 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	$D = 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	$D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	$D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.14 (długotrwała)
 $N = 256,57 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 272,57 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

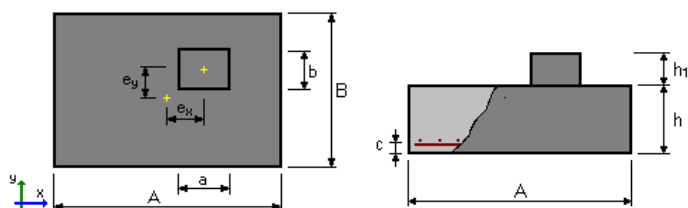
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.14 (długotrwała)
 $N = 256,57 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 272,57 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.15 Rdzeń na skrzyżowaniu osi E i 7

Geometria



$A = 1,30 \text{ (m)}$	$a = 0,24 \text{ (m)}$
------------------------	------------------------

$B = 1,30 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,676 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.15 (długotrwała)
 $N = 400,66 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 427,93 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

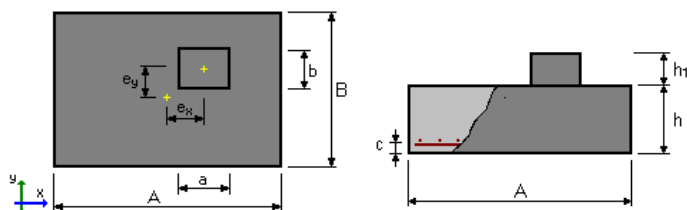
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.15 (długotrwała)
 $N = 400,66 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 427,93 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.16 Rdzenie w osi G przy witrynie

Geometria



$A = 0,60 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $B = 0,60 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,144 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.16 (długotrwała)
 $N = 87,55 \text{ kN}$

- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 93,10 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

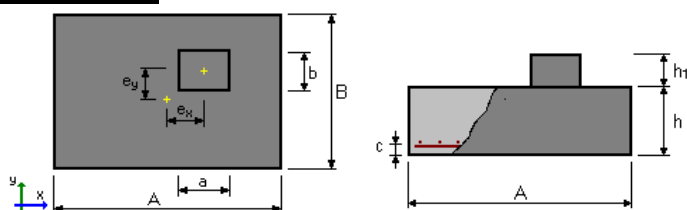
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.16 (długotrwała)
 $N = 87,55 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 93,10 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.17 Rdzeń na skrzyżowaniu osi B i 5

Geometria



$A = 1,00 \text{ (m)}$	$a = 0,24 \text{ (m)}$
$B = 1,00 \text{ (m)}$	$b = 0,24 \text{ (m)}$
$h = 0,40 \text{ (m)}$	
$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_x = 0,00 \text{ (m)}$	
$e_y = 0,00 \text{ (m)}$	objętość betonu fundamentu: $V = 0,400 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{\min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.17 (długotrwała)
 $N = 223,22 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 239,22 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

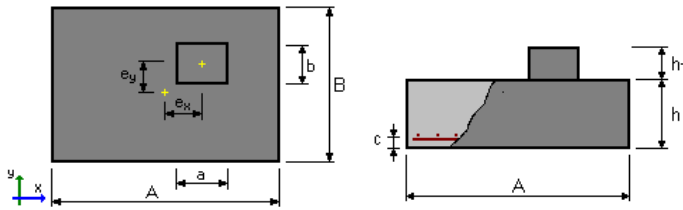
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.17 (długotrwała)
 $N = 223,22 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 239,22 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.18 Rdzeń na skrzyżowaniu osi G i 7

Geometria



$A = 0,90 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $B = 0,90 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,324 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.18 (długotrwała)
 $N = 187,29 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 200,19 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

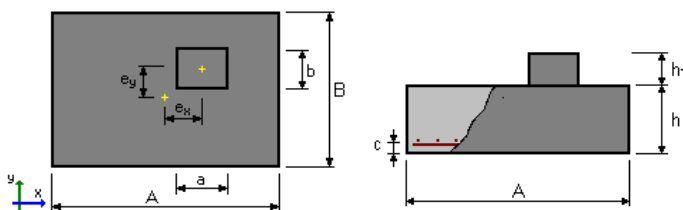
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.18 (długotrwała)
 $N = 187,29 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 200,19 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.19 Słupy przy budynku istniejącym

Geometria



$A = 0,50 \text{ (m)}$ $a = 0,30 \text{ (m)}$
 $B = 0,90 \text{ (m)}$ $b = 0,24 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,180 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.19 (długotrwała)
 $N=112,01\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 118,94\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

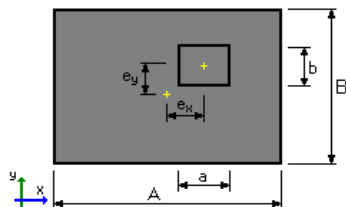
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.19 (długotrwała)
 $N=112,01\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 118,94\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

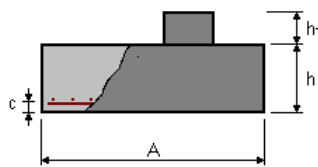
	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.20 Rdzenie przy bramie wjazdowej do garażu

Geometria



$A = 0,90 \text{ (m)}$
 $B = 0,90 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_x = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_y = 0,00 \text{ (m)}$



$a = 0,24 \text{ (m)}$
 $b = 0,24 \text{ (m)}$

objętość betonu fundamentu: $V = 0,324 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{\min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.20 (długotrwała)
 $N=200,05\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 212,95\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$

Wzdłuż boku B:

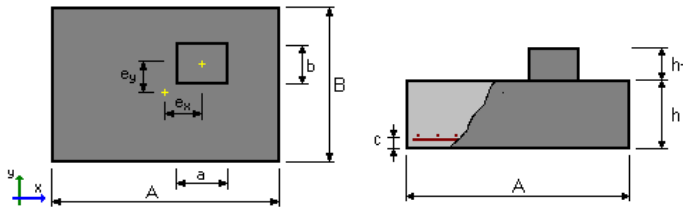
- Kombinacja wymiarująca: 23.20 (długotrwała)
 $N=200,05\text{kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 212,95\text{kN}$ $M_x = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 0,00\text{kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.21 Słupy tarasu

Poz.24.21.1 Słupy ramy w osi 2'

Geometria



$A = 0,90 \text{ (m)}$ $a = 0,30 \text{ (m)}$
 $B = 0,90 \text{ (m)}$ $b = 0,30 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$
 $ey = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,324 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.1 (długotrwała)
 $N = 192,63 \text{ kN}$ $F_x = 0,19 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 205,34 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$

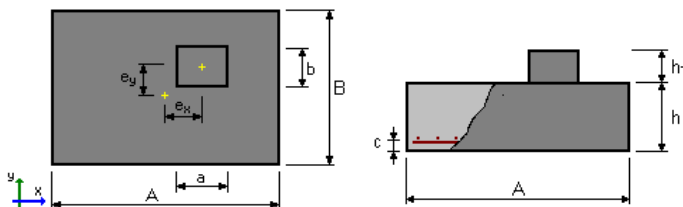
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.1 (długotrwała)
 $N = 192,63 \text{ kN}$ $F_x = 0,19 \text{ kN}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 205,34 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.21.2 Słupy ramy w osi 2''

Geometria



$A = 1,00 \text{ (m)}$ $a = 0,30 \text{ (m)}$
 $B = 1,00 \text{ (m)}$ $b = 0,30 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$
 $ey = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,400 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
--------------------	-----	----------------------

poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.2 (długotrwała)
N=245,75kN F_x=0,30kN
- Obciążenie wymiarujące: N_r = 261,57kN M_x = 0,00kN*m M_y = 0,12kN*m

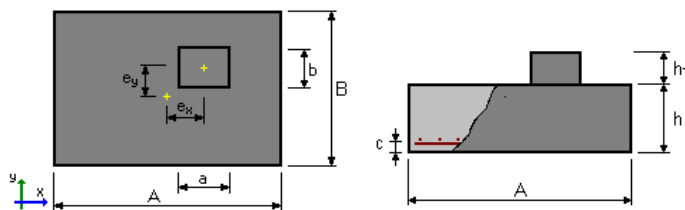
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.2 (długotrwała)
N=245,75kN F_x=0,30kN
- Obciążenie wymiarujące: N_r = 261,57kN M_x = 0,00kN*m M_y = 0,12kN*m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	A _x = 5,63	A _y = 5,63
- wyliczona:	A _x = 5,63	A _y = 5,63
- przyjęta:	A _x = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)	A _y = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.21.3 Słup przy osi 4

Geometria



A = 0,90 (m)	a = 0,30 (m)
B = 0,90 (m)	b = 0,30 (m)
h = 0,40 (m)	
h ₁ = 0,00 (m)	
e _x = 0,00 (m)	
e _y = 0,00 (m)	objętość betonu fundamentu: V = 0,324 (m ³)

otulina zbrojenia:	c	= 0,05 (m)
poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.3 (długotrwała)
N=125,00kN M_y=2,87kN*m
- Obciążenie wymiarujące: N_r = 137,71kN M_x = 0,00kN*m M_y = 2,87kN*m

Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.3 (długotrwała)
N=125,00kN M_y=2,87kN*m
- Obciążenie wymiarujące: N_r = 137,71kN M_x = 0,00kN*m M_y = 2,87kN*m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

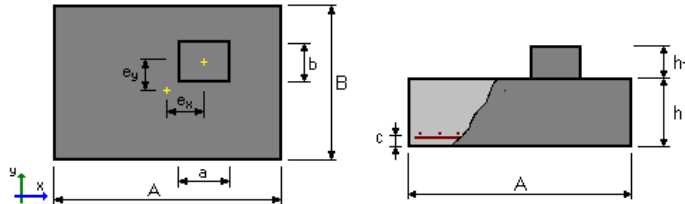
wzdłuż boku A

wzdłuż boku B

- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.21.4 Słup przy osi 5

Geometria



$A = 0,90 \text{ (m)}$	$a = 0,30 \text{ (m)}$
$B = 0,90 \text{ (m)}$	$b = 0,30 \text{ (m)}$
$h = 0,40 \text{ (m)}$	
$h1 = 0,00 \text{ (m)}$	
$ex = 0,00 \text{ (m)}$	
$ey = 0,00 \text{ (m)}$	objętość betonu fundamentu: $V = 0,324 \text{ (m}^3\text{)}$

otulina zbrojenia:	$c = 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	$D = 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	$D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	$D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.4 (długotrwała)
 $N = 127,98 \text{ kN}$ $M_y = 4,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 140,69 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 4,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

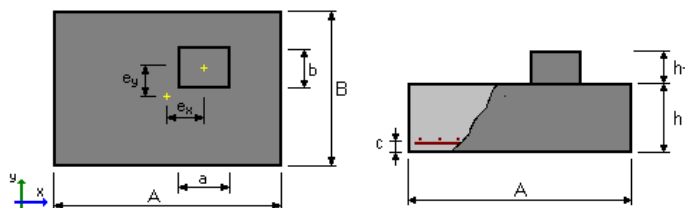
Wzdłuż boku B:

- Kombinacja wymiarująca: 23.21.4 (długotrwała)
 $N = 127,98 \text{ kN}$ $M_y = 4,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 140,69 \text{ kN}$ $M_x = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = 4,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

	wzdłuż boku A	wzdłuż boku B
- minimalna:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- wyliczona:	$A_x = 5,63$	$A_y = 5,63$
- przyjęta:	$A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$	$A_y = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

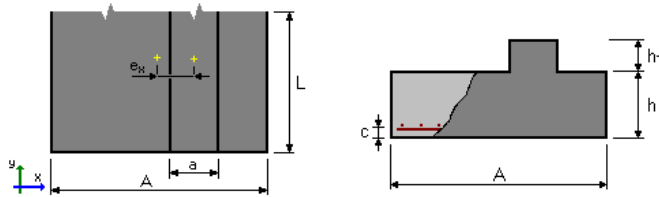
Poz.24.21.5 Słupy ramy w osi 6

Geometria



$A = 0,60 \text{ (m)}$	$a = 0,30 \text{ (m)}$
$B = 0,60 \text{ (m)}$	$b = 0,30 \text{ (m)}$

125



$A = 0,80 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,320 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek drobny	0,0	0,40	---	wilgotne
2	Gлина piaszczysta	-0,7	0,30	B	---
3	Gлина	-1,2	0,63	B	---
4	Gлина piaszczysta	-3,2	0,21	B	---

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Mięszość [m]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [deg]	Ciężar obj. [kN/m ³]	Mo [kPa]	M [kPa]
1	Piasek drobny	0,7	0,0	29,9	17,5	52000,7	65000,9
2	Gлина piaszczysta	0,5	27,9	16,4	21,0	29005,2	38673,6
3	Gлина	2,0	18,1	10,2	19,5	15058,5	20077,9
4	Gлина piaszczysta	---	31,2	18,1	22,0	36068,9	48091,8

Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	23.22	101,44	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

Wyniki obliczeniowe WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: 23.22 (długotrwała)
 $N = 101,44 \text{ kN/m}$
- Wyniki obliczeń na poziomie: stropu warstwy 3
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 22,37 \text{ (kN/m)}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 123,81 \text{ kN/m}$ $My = 0,00 \text{ kN*m/m}$
- Zastępczy wymiar fundamentu: $A_ = 0,93 \text{ (m)}$

- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{array}{ll} N_B = 0,16 & i_B = 1,00 \\ N_C = 8,01 & i_C = 1,00 \\ N_D = 2,30 & i_D = 1,00 \end{array}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego: $Q_f = 166,18 \text{ (kN/m)}$
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_f \cdot m / N_r = 1,09$

OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
- Kombinacja wymiarująca: 23.22
 $N = 84,53 \text{ kN/m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu: $10,62 \text{ (kN/m)}$
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych: $q = 119 \text{ (kPa)}$
- Mięszkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: $z = 2,5 \text{ (m)}$
- Napężenie na poziomie z:
 - dodatkowe: $\sigma_{zd} = 6 \text{ (kPa)}$
 - wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma} = 62 \text{ (kPa)}$
- Osiadanie:
 - pierwotne: $s' = 0,37 \text{ (cm)}$
 - wtórne: $s'' = 0,03 \text{ (cm)}$
 - CAŁKOWITE: $S = 0,40 \text{ (cm)} < S_{dop} = 7,00 \text{ (cm)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

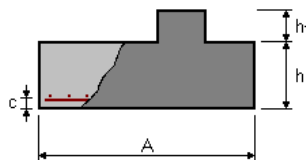
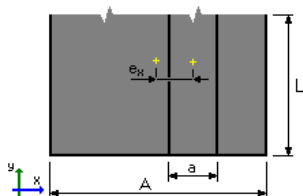
- Kombinacja wymiarująca: 23.22 (długotrwała)
 $N = 101,44 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 113,12 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia [cm^2/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.23 Ściana w osi 4

Geometria



$$\begin{array}{ll} A = 2,50 \text{ (m)} & a = 0,24 \text{ (m)} \\ L = 10,80 \text{ (m)} & \\ h = 0,40 \text{ (m)} & \\ h_1 = 0,00 \text{ (m)} & \\ e_x = 0,00 \text{ (m)} & \text{objętość betonu fundamentu: } V = 1,000 \text{ (m}^3\text{/m)} \\ \text{otulina zbrojenia:} & c = 0,05 \text{ (m)} \end{array}$$

poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

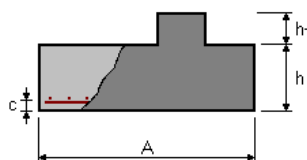
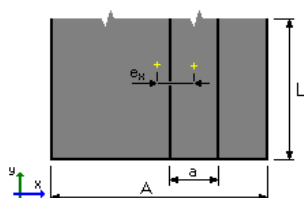
- Kombinacja wymiarująca: 23.23 (długotrwała)
N=307,77kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 347,22kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 6,71
- przyjęta: Ax = 8,04 ϕ 16 co 25 (cm)

Poz.24.24 Ściana poprzeczna między osiami 4 i 5

Geometria



A = 2,20 (m)	a = 0,24 (m)
L = 10,80 (m)	
h = 0,40 (m)	
h1 = 0,00 (m)	
ex = 0,00 (m)	objętość betonu fundamentu: V = 0,880 (m ³ /m)

otulina zbrojenia:	c	= 0,05 (m)
poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

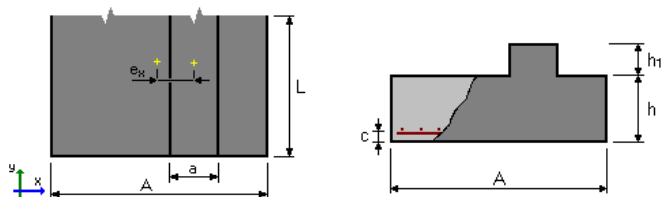
- Kombinacja wymiarująca: 23.24 (długotrwała)
N=274,77kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 309,32kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.25 Ściany w osi 5

Geometria

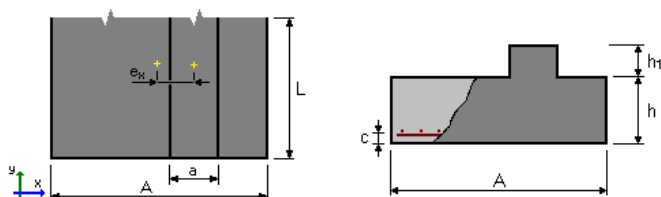


$A = 0,60 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,240 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

Poz.24.26 Ściana zewnętrz w osi 4

Geometria



$A = 1,70 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,680 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

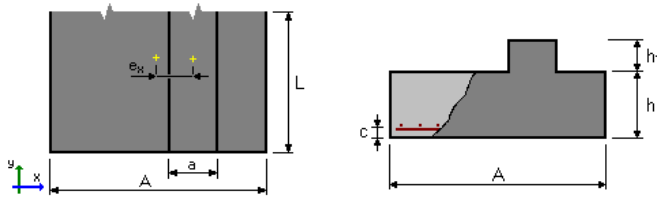
- Kombinacja wymiarująca: 23.26 (długotrwała)
 $N = 210,75 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 237,13 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia [$\text{cm}^2\text{/m}$]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.27 Ściana zewnętrz w osi 7

Geometria



$A = 1,40 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,560 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

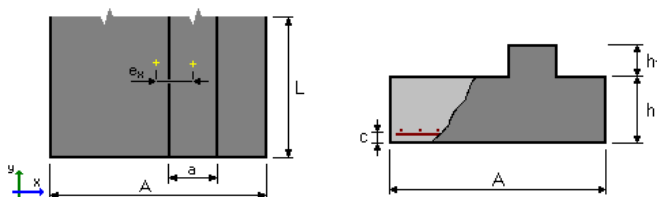
- Kombinacja wymiarująca: 23.27 (długotrwała)
 $N = 182,99 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 204,47 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia [$\text{cm}^2\text{/m}$]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,95 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.28 Ściana wewnętrzna w osi 7 odcinek między osiami C i D

Geometria



$A = 1,80 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,720 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia:	c	$= 0,05 \text{ (m)}$
poziom posadowienia:	D	$= 0,7 \text{ (m)}$
minimalny poziom posadowienia:	D_{min}	$= 0,7 \text{ (m)}$
poziom wody gruntowej	D_w	$= 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

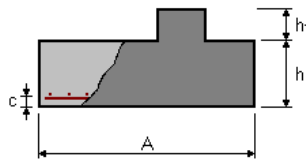
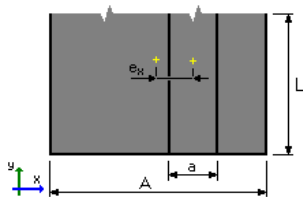
- Kombinacja wymiarująca: 23.28 (długotrwała)
N=225,44kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 253,46kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.29 Ściana wewnętrzna w osi 7 odcinek między osiami C i D

Geometria



$$A = 0,40 \text{ (m)}$$

$$L = 10,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

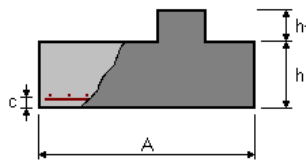
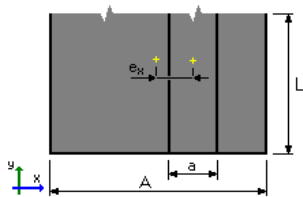
$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$a = 0,24 \text{ (m)}$$

$$\text{objętość betonu fundamentu: } V = 0,160 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

otulina zbrojenia:	c	= 0,05 (m)
poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	Dmin	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	Dw	= 1,7 (m)

Poz.24.30 Ściana zewnętrzna w osi B odcinek między osiami 4 i 7

Geometria

$$A = 1,90 \text{ (m)}$$

$$L = 10,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$a = 0,24 \text{ (m)}$$

$$\text{objętość betonu fundamentu: } V = 0,760 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

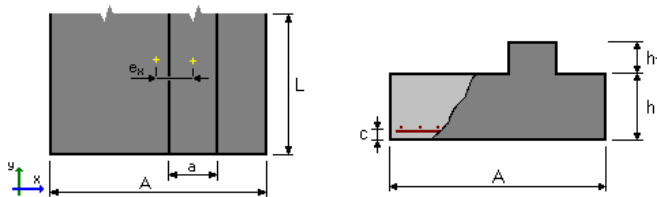
otulina zbrojenia:	c	= 0,05 (m)
poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	Dmin	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	Dw	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA**Wzdłuż boku A:**

- Kombinacja wymiarująca: 23.30 (długotrwała)
N=240,77kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 270,42kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.31 Ściana zewnętrzna w osi B odcinek między osiami 1 i 4**Geometria**

A = 1,00 (m) a = 0,24 (m)
 L = 10,80 (m)
 h = 0,40 (m)
 h1 = 0,00 (m)
 ex = 0,00 (m) objętość betonu fundamentu: V = 0,400 (m³/m)

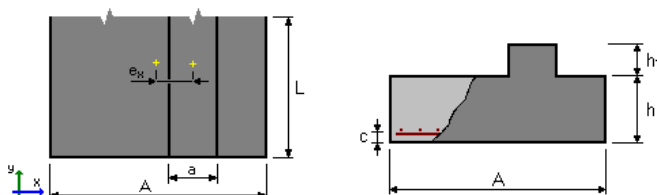
otulina zbrojenia: c = 0,05 (m)
 poziom posadowienia: D = 0,7 (m)
 minimalny poziom posadowienia: Dmin = 0,7 (m)
 poziom wody gruntowej: Dw = 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA**Wzdłuż boku A:**

- Kombinacja wymiarująca: 23.31 (długotrwała)
N=127,06kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 142,01kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

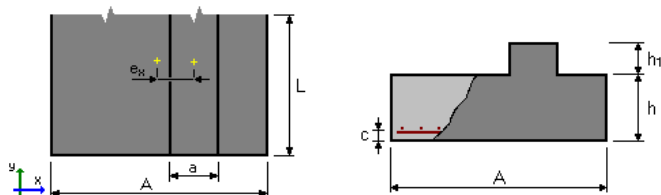
Poz.24.32 Ściany zewnętrzne w osiach C i G pomiędzy osią 7 a bud. istn.**Geometria**

$A = 0,40 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 0,160 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

Poz.24.33 Ściana w osi C pomiędzy osiami 5 i 7

Geometria



$A = 2,60 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$
 $a = 0,24 \text{ (m)}$
 objętość betonu fundamentu: $V = 1,040 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

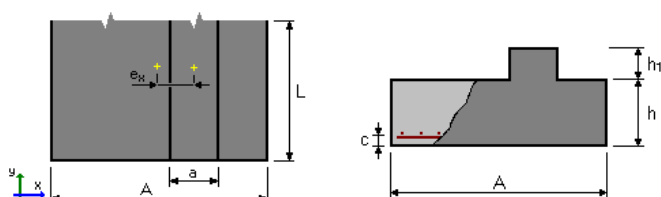
- Kombinacja wymiarująca: 23.33 (długotrwała)
 $N = 322,98 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 364,07 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia $[\text{cm}^2/\text{m}]$:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 7,41$
- przyjęta: $A_x = 10,05 \phi 16 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.34 Ściana w osi C pomiędzy osiami 4 i 5

Geometria



$A = 1,10 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,440 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

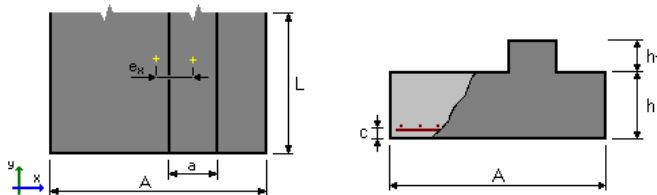
- Kombinacja wymiarująca: 23.34 (długotrwała)
 $N = 142,27 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 158,85 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia [$\text{cm}^2\text{/m}$]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.35 Ściana w osi D pomiędzy osiami 5 i 7

Geometria



$A = 2,20 \text{ (m)}$ $a = 0,24 \text{ (m)}$
 $L = 10,80 \text{ (m)}$
 $h = 0,40 \text{ (m)}$
 $h_1 = 0,00 \text{ (m)}$
 $ex = 0,00 \text{ (m)}$ objętość betonu fundamentu: $V = 0,880 \text{ (m}^3\text{/m)}$

otulina zbrojenia: $c = 0,05 \text{ (m)}$
 poziom posadowienia: $D = 0,7 \text{ (m)}$
 minimalny poziom posadowienia: $D_{min} = 0,7 \text{ (m)}$
 poziom wody gruntowej: $D_w = 1,7 \text{ (m)}$

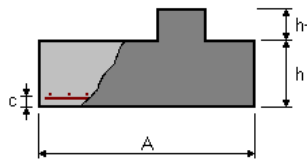
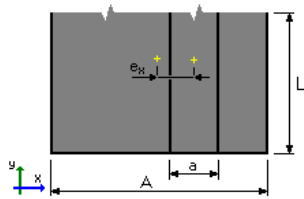
WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.35 (długotrwała)
 $N = 277,43 \text{ kN/m}$
- Obciążenie wymiarujące: $N_r = 311,98 \text{ kN/m}$ $M_y = 0,00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- Powierzchnia zbrojenia [$\text{cm}^2\text{/m}$]:

wzdłuż boku A

- minimalna: $A_x = 5,63$
- wyliczona: $A_x = 5,63$
- przyjęta: $A_x = 5,65 \phi 12 \text{ co } 20 \text{ (cm)}$

Poz.24.36 Ściany w osiach D i E pomiędzy osia 7 i bud. istn.**Geometria**

$$A = 0,70 \text{ (m)}$$

$$a = 0,24 \text{ (m)}$$

$$L = 10,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$\text{objętość betonu fundamentu: } V = 0,280 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

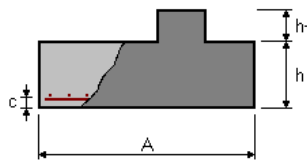
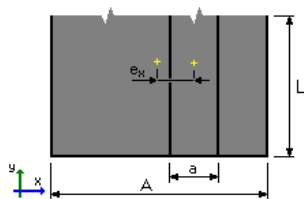
$$D = 0,7 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$$

poziom wody gruntowej

$$D_w = 1,7 \text{ (m)}$$

Poz.24.37 Ściana w osi D pomiędzy osiami 4 i 5**Geometria**

$$A = 0,80 \text{ (m)}$$

$$a = 0,24 \text{ (m)}$$

$$L = 10,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$\text{objętość betonu fundamentu: } V = 0,320 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:

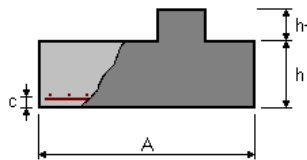
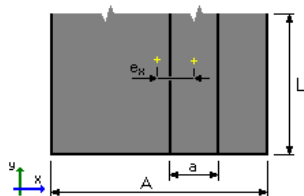
$$D = 0,7 \text{ (m)}$$

minimalny poziom posadowienia:

$$D_{\min} = 0,7 \text{ (m)}$$

poziom wody gruntowej

$$D_w = 1,7 \text{ (m)}$$

Poz.24.38 Ściana zewnętrzna w osi F**Geometria**

$$A = 1,70 \text{ (m)}$$

$$a = 0,24 \text{ (m)}$$

$$L = 10,80 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

$$\text{objętość betonu fundamentu: } V = 0,680 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

otulina zbrojenia:

$$c = 0,05 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

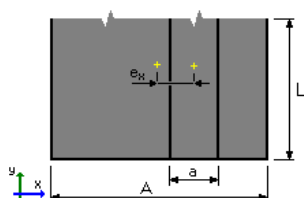
- Kombinacja wymiarująca: 23.38 (długotrwała)
N=218,18kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 244,56kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

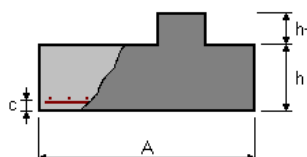
- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.39 Ściana w osi G pomiędzy osiami 4 i 7

Geometria



A = 1,80 (m)
L = 10,80 (m)
h = 0,40 (m)
h₁ = 0,00 (m)
ex = 0,00 (m)



a = 0,24 (m)

objętość betonu fundamentu: V = 0,720 (m³/m)

otulina zbrojenia:	c	= 0,05 (m)
poziom posadowienia:	D	= 0,7 (m)
minimalny poziom posadowienia:	D _{min}	= 0,7 (m)
poziom wody gruntowej	D _w	= 1,7 (m)

WYMIAROWANIE ZBROJENIA

Wzdłuż boku A:

- Kombinacja wymiarująca: 23.39 (długotrwała)
N=223,04kN/m
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 251,06kN/m My = 0,00kN*m/m
- Powierzchnia zbrojenia [cm²/m]:

wzdłuż boku A

- minimalna: Ax = 5,63
- wyliczona: Ax = 5,63
- przyjęta: Ax = 5,65 ϕ 12 co 20 (cm)

Poz.24.40 Ławy konstrukcyjne

Przyjęto ławy o przekroju B x H = 0,40 x 40 m o parametrach materiałowych jak w/w.

Projektant:
mgr inż. Anna Ceynowa

Sprawdzający:
mgr inż. Bogdan Jasko