

CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

ZAWARTOŚĆ	Błąd! Nie zdefiniowano zakładki.
DANE OGÓLNE	3
1.1 Podstawa opracowania.....	3
1.2 Cel i zakres opracowania.....	3
OPIS TECHNICZNY	3
1.3 Informacje ogólne	3
1.3.1 Lokalizacja obiektu	3
1.3.2 Warunki gruntowe	3
1.3.3 Geotechniczne warunki posadowienia	3
1.4 Stan istniejący	5
1.4.1 Ogólny opis	5
1.4.2 Stan techniczny budynków	5
1.5 Stan projektowany	6
1.5.1 Ogólny opis konstrukcji.....	6
1.5.2 Prace rozbiórkowe	6
1.5.3 Rozwiązania konstrukcyjne	8
EKSPERTYZA TECHNICZNA	11
OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE	12
1.6 Fundamenty	12
1.6.1 Zestawienie obciążeń	12
1.6.2 Stopa fundamentowa SF-1	12
1.6.3 Ława fundamentowa 1-1	15
1.7 Konstrukcja parteru.....	17
1.7.1 Zestawienie obciążeń	17
1.7.2 Płyta stropowa	18
1.7.3 Nadproża żelbetowe	24
1.7.4 Słupy żelbetowe.....	26
1.7.5 Schody.....	28
1.8 Konstrukcja dachu	34
1.8.1 Zestawienie obciążeń	34
1.8.2 Krokiec dachowy.....	34
1.8.3 Płatew stalowa PS-1	35
1.8.4 Płatew stalowa PS-2.....	37
1.8.5 Kratownica dachowa.....	38
1.9 Zestawienie obciążeń	43
1.10 Stopa fundamentowa	44
1.11 Płatew stalowa	47
1.12 Blacha trapezowa	48
1.13 Połączenie rygla z słupem (lewe)	48
1.14 Połączenie rygla z słupem (prawe).....	56
CZĘŚĆ RYSUNKOWA	64

Rzut fundamentów	1:75	K 01
Rzut parteru	1:75	K 02
Rzut stropu nad parterem	1:75	K 03
Schemat zbrojenia dolnego płyty stropowej	1:75	K 03A
Schemat zbrojenia górnego płyty stropowej	1:75	K 03B
Rzut piętra	1:75	K_04
Rzut konstrukcji dachu	1:75	K_05
Rzut fundamentów – zadaszenie trybun	1:75	K_06
Rzut konstrukcji dachu – zadaszenie trybun	1:75	K_07

DANE OGÓLNE

1.1 Podstawa opracowania

- a) Obowiązujące normy i przepisy
- b) Uzgodnienia z Inwestorem
- c) Inwentaryzacja budowlana
- d) Wizja lokalna

1.2 Cel i zakres opracowania

Projekt ma na celu przywrócenie właściwego stanu technicznego budynku oraz dostosowanie go do nowych potrzeb funkcjonalnych Inwestora. Projektuje się przebudowę oraz rozbudowę istniejącego budynku szatni.

- Zakres opracowania obejmuje ocenę stanu technicznego istniejącego budynku oraz wykonanie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych konstrukcyjnych elementów budynku (fundamenty, strop, nadproża, belki, schody, konstrukcja dachu).
- Opracowanie swym zakresem obejmuje wykonanie zadaszenia w konstrukcji stalowej części trybun wg części rysunkowej.

OPIS TECHNICZNY

1.3 Informacje ogólne

1.3.1 Lokalizacja obiektu

Obiekt zlokalizowany jest w II strefie śniegowej (obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $Q=0,90$ kPa), w I strefie wiatrowej (charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q=0,300$ kPa) oraz w strefie o umownej granicy przemarzania $h_z = 1,0$ m. Obiekt zlokalizowany jest na terenie, w którym nie jest prowadzona eksploatacja górnicza.

1.3.2 Warunki gruntowe

Działka, na której znajduje się przedmiot niniejszego opracowania posiada następujące uwarunkowania:

- znajduje się poza rejonem czynnej eksploatacji górniczej,
- poziom wód gruntowych znajduje się poniżej poziomu posadowienia fundamentów budynku
- decydującym warunkiem było nie przekroczenie maksymalnych naprężeń pod ławą fundamentową, założono je na poziomie 180 kPa.

Warunki gruntowe należy uznać jako proste.

UWAGA

Przed rozpoczęciem prac budowlanych zaleca się wykonać badania gruntowe. W przypadku zalegania w podłożu gruntów o parametrach niższych niż założone w projekcie, należy powiadomić projektanta w celu weryfikacji posadowienia budynku.

1.3.3 Geotechniczne warunki posadowienia

1.3.3.1 Kategoria geotechniczna

Z uwagi na charakter budynku przyjęto pierwszą kategorię geotechniczną obiektu budowlanego.

1.3.3.2 Odwodnienia budowlane

Nie projektuje się specjalistycznego odwodnienia budynku.

1.3.3.3 Ocena przydatności gruntów stosowanych w budowlach ziemnych

Nie projektuje się wykonania budowli ziemnych.

1.3.3.4 Bariery i ekrany ochronne

Nie projektuje się wykonania barier i ekranów ochronnych.

1.3.3.5 Nośność, przemieszczenia i ogólna stateczność podłoża gruntowego

Przebudowywany oraz rozbudowywany budynek istniejący nie wywoła naprężeń, mogących spowodować utratę stateczności podłoża gruntowego.

1.3.3.6 Wzajemne oddziaływanie podłoża i obiektu budowlanego

Przebudowywany budynek istniejący będzie przekazywał obciążenia na grunt poprzez istniejące ławy fundamentowe oraz przez nowo projektowane ławy i stopy fundamentowe.

1.3.3.7 Ocena stateczności zboczy, skarp wykopów, nasypów

Projektuje się wykopy o małej głębokości, dlatego nie jest konieczne sprawdzenie stateczności skarp wykopów.

1.3.3.8 Wzmocnienie podłoża

Nie projektuje się specjalistycznego wzmocnienia podłoża.

1.3.3.9 Ocena oddziaływania wód gruntowych i obiektu budowlanego

Przebudowywany oraz rozbudowywany budynek istniejący nie będzie oddziaływał na wody gruntowe, a wody nie będą oddziaływać na budynek.

1.3.3.10 Ocena stopnia zanieczyszczenia gruntu i dobór metody oczyszczania

Przebudowywany oraz rozbudowywany budynek istniejący nie jest posadowiony na terenie skażonym, dlatego nie projektuje się oczyszczania gruntu.

1.4 Stan istniejący

1.4.1 Ogólny opis

- Istniejący budynek szatni jest obiektem parterowym przekryty jednospadowym dachem. Obiekt zlokalizowany jest w Psarach przy ul. Szkolnej.
Wymiary budynku w rzucie wynoszą 18,41 x 6,36 m, wysokość budynku mierzona od poziomu terenu przy frontowym wejściu do budynku do najwyższego poziomu dachu wynosi ok. 4,03 m.
Budynek wykonany jest w technologii tradycyjnej. Fundamenty najprawdopodobniej betonowe lub murowane, ściany murowane z cegły ceramicznej, dach jednospadowy pokryty papą.
- Projektuje się zadaszenie w miejscu istniejących trybun poprzez wykonanie żelbetowych stóp fundamentowych zagłębionych w gruncie, elementy ponad poziomem terenu zostaną wykonane w stalowej ocynkowanej konstrukcji z pokryciem z blachy trapezowej.

1.4.2 Stan techniczny budynków

Stan techniczny budynku jest zadowalający. Na ścianach zewnętrznych nie dostrzeżono spękań oraz ubytków tynku, co świadczy o poprawnej współpracy fundamentów z podłożem gruntowym.

Dach znajduje się w dobrym stanie technicznym, elementy drewniane nie są zawilgocone. Nie wykazują także oznak przeciążenia w postaci nadmiernych ugięć.

Budynek na dzień wykonania wizji lokalnej jest w zadowalającym stanie technicznym bez niepokojących oznak nieprawidłowej pracy konstrukcji i współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym. Wizja lokalna elementów konstrukcyjnych została przeprowadzona na podstawie odkrywek w pojedynczych miejscach, w trakcie prac budowlanych przy całościowym odkryciu elementów konstrukcyjnych należy dokonać oceny technicznej pozostałych elementów konstrukcyjnych i w przypadku złego stanu technicznego powiadomić projektanta.

1.5 Stan projektowany

1.5.1 Ogólny opis konstrukcji

- Projektuje się przebudowę oraz rozbudowę budynku. Pracom rozbiórkowym poddane zostaną fragmenty ścian nośnych w celu wykonania nowych otworów drzwiowych i okiennych lub poszerzenia istniejących otworów, rozebrana zostanie istniejąca konstrukcja dachu nad budynkiem zgodnie z częścią rysunkową.

Przedmiotowy budynek po przebudowie i rozbudowie to obiekt częściowo o dwóch kondygnacjach oraz częściowo parterowy z projektowanym stropodachem żelbetowym, niepodpiwniczony, wysokość budynku mierzona od poziomu terenu przy wejściu do budynku do poziomu attyki wynosi ok. 6,63 m, maksymalne wymiary w rzucie między elementami konstrukcyjnymi wynoszą 7,71 x 13,95 m. Budynek posadowiony jest na istniejących fundamentach oraz częściowo na nowo projektowanych fundamentach.

Informacje ogólne budynku:

- Budynek posadowiony na istniejących ławach fundamentowych oraz na nowo projektowanych ławach i stopach fundamentowych o grub. 30 cm
 - Projektowane ściany grub. 25 cm wykonać z pustaków ceramicznych Porotherm 25 P+W
 - Projektowany strop nad parterem monolityczny żelbetowy grub. 18 cm, projektowana płyta stropodachu żelbetowa grub. 14 cm
 - Przekrycie dachem jednospadowym w konstrukcji drewnianej
- Nowoprojektowane zadaszenie trybun o wymiarach w rzucie dachu 6,5x21m wykonane z technologii mieszanej tj, fundamenty żelbetowe w postaci stóp o wymiarach podeszwy 1,6x3,0m. Stopy fundamentowe posadowione na bezpośrednio na gruncie rodzimym za pośrednictwem chudego betonu pod całą płaszczyzną podeszwy. Benton konstrukcyjny B25 stal zbrojeniowa A_IIIIN. W każdej ze stóp należy zabudować zestaw kotwiący. Szczegółowe rozwiązania wg części rysunkowej i obliczeniowej. Środkową stopę posadowić w osi boiska. Górna płaszczyzna stopy fundamentowej zlicowana będzie z płaszczyzną istniejącej skarpy pod krzeselka. Jako konstrukcję nośną zaprojektowano elementy z profili gorącowalcowanych HEA300. Elementy nośne łączone wg wytycznych obliczeniowych połączeń. Poszycie dachu stanowi blach trapezowa NEGATYW T35 grub. 0,8mm w kolorach jasnych, ułożona bezpośrednio na płatwiach zimnogiętych Z150x53x48x2 wraz z stężeniami i tężnikami wg części rysunkowej

1.5.2 Prace rozbiórkowe

1.5.2.1 Uwagi ogólne

Roboty rozbiórkowe należy wykonywać z zachowaniem maksymalnej ostrożności dokładnie przestrzegając przepisów BHP.

Podczas robót dokonywać bieżącej oceny stanu technicznego budynków sąsiednich oraz poszczególnych elementów konstrukcyjnych i w miarę potrzeb wykonać niezbędne zabezpieczenia lub wzmocnienia konstrukcji obiektu.

Należy wydzielić strefę ochronną o szerokości minimum 3,0 m wokół budynku oraz zminimalizować ilość osób przebywających w bezpośrednim obszarze zagrożenia.

Teren, na którym prowadzone są prace rozbiórkowe, powinien być ogrodzony i oznakowany w sposób zabezpieczający osoby nie zatrudnione na budowie przed wejściem na teren obiektu.

Roboty powinny być prowadzone tak, aby nie została naruszona stateczność rozbieranego obiektu i obiektów sąsiednich oraz tak, aby usuwanie jednego elementu konstrukcyjnego nie wywołało utraty stateczności i przewrócenia się innego fragmentu konstrukcji.

Niedopuszczalne jest dokonywanie rozbiórki przez podkopywanie lub podcinanie konstrukcji od dołu. W czasie rozbiórki niedozwolona jest praca na różnych kondygnacjach obiektu.

Prac rozbiórkowych nie należy prowadzić w złych warunkach atmosferycznych, w czasie deszczu, opadów śniegu oraz silnych wiatrów. Przy prędkości wiatru ponad 10m/sek. roboty należy przerwać.

Roboty rozbiórkowe należy wykonywać z zachowaniem maksimum ostrożności, należy przestrzegać przepisy bezpieczeństwa i higieny pracy przy robotach rozbiórkowych, a w szczególności:

- stosować odpowiednie narzędzia i sprzęt,
- stosować urządzenia zabezpieczające i ochronne,
- stosować środki zabezpieczające pracowników,
- zapewnić bezpieczeństwo publiczne.

1.5.2.2 Sprzęt

W trakcie robót, w zależności od przyjętego sposobu likwidacji poszczególnych elementów przewiduje się wykorzystanie niżej wymienionego sprzętu ciężkiego, środków transportowych, narzędzi itp.

Przykładowy sprzęt ciężki i środki transportowe:

- samochód z wysięgnikiem koszowym do rozbiórki ścian, stropów i dachu,
- żuraw samochodowy do podnoszenia elementów drewnianych,
- koparko ładowarki do załadunku gruzu i innych materiałów,
- samochód samowyładowczy do wywozu gruzu i innych materiałów,

Przykładowy sprzęt pomocniczy, narzędzia i materiały

- zawiesia linowe stalowe dwu i czterocięgnowe, szakle,
- rozdzielnie budowlane do zasilania elektronarzędzi,
- tablice ostrzegawcze i informacyjne,
- młoty i przecinaki,
- młoty udarowe pneumatyczne lub elektryczne,
- szlifierki elektryczne do cięcia stali,
- komplet narzędzi ślusarskich i kluczy,

Dopuszcza się użycie innego sprzętu o podobnych parametrach jak wyżej w zależności od środków jakimi dysponuje wykonawca. Szczegółowy wykaz sprzętu używanego przy rozbiórce wykonawca powinien zamieścić w opracowanej przez siebie technologii i organizacji robót rozbiórkowych.

1.5.2.3 Zakres prac rozbiórkowych

- rozbiórka ścian nośnych w zakresie przedstawionym w części rysunkowej w celu wykonania nowego otworu lub poszerzenia otworu istniejącego
- rozbiórka istniejącej konstrukcji dachu
- rozbiórka ścian działowych w zakresie przedstawionym w części rysunkowej

1.5.2.4 Szczegółowy opis dotyczących wykonania prac rozbiórkowych

Ściany

Rozbiórkę ścian w celu wykonania nowych otworów lub poszerzenia istniejących otworów w ścianach istniejących należy wykonać zgodnie z opisem zawartym w części rozwiązań konstrukcyjnych. Rozkucia można wykonać dopiero po wykonaniu stalowych nadproży. Przy wykonaniu rozkuć w ścianach istniejących należy zwrócić uwagę, aby fragmenty muru nie były składowane na istniejących stropach.

Dopuszcza się zastosowanie innej technologii rozbiórki pod warunkiem zachowania przepisów BHP.

Dach

Demontaż dachu rozpocząć od zdjęcia obróbek blacharskich i pokrycia. Po usunięciu pokrycia i obróbek, należy przystąpić do demontażu drewnianych elementów konstrukcyjnych, za pomocą żurawia samojednego. Nie można dopuścić do zawalenia konstrukcji do wewnątrz budynku, należy właściwie zabezpieczyć ściany budynku przed rozpoczęciem rozbiórki dachu.

Dopuszcza się zastosowanie innej technologii rozbiórki pod warunkiem zachowania przepisów BHP.

1.5.2.5 Segregacja odpadów, transport, utylizacja.

W czasie prowadzenia prac rozbiórkowych, materiały należy segregować i oddzielać te, które mogą być wykorzystane jako surowce wtórne, jak elementy metalowe, ceramiczne itp.

Pozostałe elementy wbudowane jak drewno, porażone są w różnym stopniu przez korozję biologiczną i z tego powodu, praktycznie, nie nadają się do ponownego wbudowania. Ich użyteczność można by odzyskać dopiero po przeprowadzeniu zabiegów odkażających. Wykluczyć jednak nie można, że znajdą się odbiorcy (np. indywidualni), którzy podejmą się tego trudu.

Transport gruzu prowadzić na bieżąco w miarę postępu robót rozbiórkowych. Przewozić należy go samochodami ciężarowymi samowyladowczymi, zabezpieczonymi plandekami przed pyleniem w czasie jazdy, czy też siatką przed odrywaniem się drobnych części lotnych.

1.5.3 Rozwiązania konstrukcyjne

1.5.3.1 Fundamenty

Pozostawia się istniejące fundamenty dla przebudowywanego budynku istniejącego oraz projektuje się nowe ławy i stopy fundamentowe w zakresie zgodnym z częścią rysunkową.

Po dokonaniu odkrywek na budowie należy dokonać oceny stanu technicznego istniejących fundamentów pod kątem przydatności pod projektowaną przebudowę oraz rozbudowę, jeżeli ich stan techniczny będzie zły należy powiadomić projektanta.

Przed rozpoczęciem wykonywania fundamentów należy wykonać badania gruntowe oraz określić nośność podłoża za pomocą sondowania płytą sztywną VSS. W przypadku uzyskania modułów odkształcalności mniejszych od przyjętych w projekcie, należy skontaktować się z projektantem, ponieważ w tym wypadku konieczna będzie zmiana konstrukcji fundamentów.

Konstrukcję fundamentów należy wykonać w postaci rusztu ław fundamentowych, który należy posadowić na poziomie równym poziomowi posadowienia fundamentów budynku istniejącego, pamiętając o zachowaniu minimalnej głębokości posadowienia równej -1,00 m od projektowanego poziomu terenu wokół budynku. Fundamenty należy wykonać z betonu klasy B25 (C20/25), na warstwie podkładowej o grubości 10 cm z betonu klasy C8/10. Chudy beton należy wykonać na uprzednio przygotowanym podłożu gruntowym tj. poduszce z piasku średniego o grub. 30 cm zagęszczonej mechanicznie do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s > 0,97$.

Ławy fundamentowe wykonać o grub. 30 cm i zbroić podłużnie prętami $\varnothing 12$ ze stali klasy A-IIIIN (RB500) oraz poprzecznie strzemionami $\varnothing 6$ ze stali klasy A-IIIIN (RB500) w rozstawie 25 cm. Szerokości i zbrojenie ław fundamentowych wykonać zgodnie z częścią rysunkową i obliczeniową. Otulina dolna zbrojenia wynosi 50 mm, otulina górna wynosi 30 mm. Projektowane ławy fundamentowe należy połączyć z istniejącymi fundamentami poprzez wklejenie zbrojenia podłużnego w istniejące fundamenty na masach żywicznych np. Hilti.

Projektowane stopy fundamentowe pod słupy żelbetowe należy wykonać o grub. 30 cm i zbroić krzyżowo prętami $\varnothing 12$ ze stali klasy A-IIIIN (RB500) zgodnie z rysunkiem zbrojeniowym zawartym w części obliczeniowej. Otulina dolna zbrojenia wynosi 50 mm, otulina górna wynosi 30 mm. W stopach fundamentowych umieścić startery do połączenia zbrojenia słupów.

Ściany fundamentowe wykonać z bloczka fundamentowego kl. 15 na zaprawie cementowej, grubość ściany fundamentowej 25 cm.

1.5.3.2 Ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne

Pozostawia się fragmenty istniejących ścian zewnętrznych i wewnętrznych. W przypadku wykonywania przemurowań lub zamurowań w ścianach istniejących należy pamiętać o odpowiednim przewiązaniu nowych elementów murowych z istniejącymi fragmentami ścian.

Ściany nośne projektowanej rozbudowy o grubości 25 cm z pustaków ceramicznych POROTHERM 25 P+W na zaprawie cementowo – wapiennej marki M4 lub PGS. Dopuszcza się zastosowanie innych materiałów ściennych pod warunkiem zachowania stanów granicznych nośności i użytkowania oraz wymagań izolacyjności cieplnej i wilgotnościowej.

Ściany projektowane należy połączyć ze ścianami istniejącymi poprzez wklejenie łączących prętów zbrojeniowych na masach żywicznych np. Hilti.

1.5.3.3 Prace naprawcze ścian zewnętrznych i wewnętrznych

Po dokonaniu odkrywek na budowie należy dokonać oceny stanu technicznego istniejących ścian nośnych pod kątem przydatności pod projektowaną przebudowę oraz rozbudowę. Jeżeli ich stan techniczny będzie zły, należy je całkowicie usunąć i odtworzyć.

W przypadku, gdy będą w zadowalającym stanie technicznym, pęknięte ściany nośne należy ponownie przemurować pamiętając o ich wcześniejszym odciążeniu. Ściany takie należy rozebrać na wysokość 3 do 5 warstw cegieł powyżej i poniżej rysy lub spękania na szerokość 50-60 cm z każdej stron. Pozostałe fragmenty ściany należy oczyścić z zaprawy i zmyć wodą. Powstały otwór zamurować cegłą pełną klasy 15 na zaprawie cementowej marki M10 najpóźniej następnego dnia po rozbiórce, zwracając uwagę na prawidłowe wiązanie nowych warstw ze starymi. Odległość między dwoma rozbieranymi odcinkami ściany nie może być mniejsza od wysokości ściany w świetle stropów.

Ubytki w ścianach na głębokość większą niż 5 cm należy przemurować od zewnątrz odcinkami w warstwie gr. min. 12cm. Należy zwrócić szczególną uwagę na prawidłowe wiązanie nowych warstw ze starymi oraz dodatkowe wiązania do wewnątrz ściany.

Ubytki do głębokości 3-5 cm zamiast przemurowania, można uzupełnić przy pomocy zaprawy wyrównawczej np.. firmy Cekol lub Kreisel.

1.5.3.4 Ścianki działowe

Ścianki działowe wykonać w systemie z pustaków ceramicznych o grub. 12 cm lub alternatywnie z płyt G-K na ruszcie systemowym o grub. 12 cm. Należy pamiętać o prawidłowym połączeniu projektowanych ścianek z istniejącymi ścianami nośnymi wg sztuki budowlanej.

1.5.3.5 Strop i stropodach nad parterem

Nad parterem należy wykonać żelbetową płytę stropową o grub. 18 cm oraz płytę stropodachu o grub. 14 cm z betonu klasy B25 (C20/25) i zbroić prętami ze stali zbrojeniowej klasy A-IIIN (RB500). Zbrojenie główne płyty należy wykonać górą i dołem z prętów $\varnothing 10$ w rozstawie 20 cm z lokalnymi zagęszczeniami do 10 cm. Otulina zbrojenia wynosi 20 mm.

1.5.3.6 Wieniec żelbetowy w poziomie stropu i stropodachu

Wieniec żelbetowy w poziomie stropu i stropodachu należy wykonać o szerokości ściany istniejącej oraz wysokości 25 cm z betonu klasy B25 (C20/25) i zbroić prętami ze stali zbrojeniowej klasy A-IIIN (RB500). Zbrojenie podłużne wykonać w formie 4 prętów $\varnothing 12$, zbrojenie poprzeczne strzemionami $\varnothing 6$ co 25 cm. Otulina zbrojenia wynosi 20 mm.

1.5.3.7 Nadproża żelbetowe

Monolityczne nadproża żelbetowe projektuje się o przekroju zgodnym z częścią obliczeniową i rysunkową z betonu klasy B25 (C20/25) i zbroić prętami ze stali zbrojeniowej klasy A-IIIN (RB500) zgodnie z rysunkami zbrojeniowymi zawartymi w części obliczeniowej. Minimalne oparcie belek żelbetowych wynosi 25 cm. Otulina zbrojenia wynosi 20 mm.

1.5.3.8 Podciągi żelbetowe

Podciągi żelbetowe projektuje się o przekroju zgodnym z częścią obliczeniową i rysunkową z betonu klasy B25 (C20/25) i zbroić prętami ze stali zbrojeniowej klasy A-IIIN (RB500) zgodnie z rysunkami zbrojeniowymi zawartymi w części obliczeniowej. Minimalne oparcie belek żelbetowych wynosi 25 cm. Otulina zbrojenia wynosi 20 mm.

1.5.3.9 Nadproża prefabrykowane

Mniejsze nadproża okienne i drzwiowe należy wykonać z prefabrykowanych belek typu L-19. Minimalne oparcie belek wynosi 9 cm. Belki należy układać na wypoziomowanym murze na warstwie zaprawy cementowej gr. 15 mm.

1.5.3.10 Schody wewnętrzne

Schody żelbetowe należy wykonać o grub. 15 cm z betonu klasy B25 (C20/25) i zbroić prętami ze stali zbrojeniowej klasy A-IIIN (RB500). Zbrojenie główne wykonać z prętów $\varnothing 12$, zbrojenie rozdzielcze wykonać z prętów $\varnothing 6$. Zbrojenie płyty schodowej wykonać zgodnie z rysunkami zbrojeniowymi zawartymi w części obliczeniowej. Otulina zbrojenia wynosi 20 mm. Płytę należy wkuć w istniejącą ścianę na głęb. 15 cm.

1.5.3.11 Dach

Drewno konstrukcyjne klasy C24 impregnowane, wszelkiego rodzaju zaciosy i połączenia wykonać wg sztuki budowlanej. Stal profilowa klasy S235. Niedopuszczalne jest wbudowanie drewna nieznanego pochodzenia, zbutwiałego, zagrzybionego lub pochodzącego z rozbiórki. **Jako pokrycie dachu zastosowano pokrycie papą na deskowaniu pełnym o maks. obciążeniu pokrycia nie przekraczającym 40 kg/m².** Konstrukcję dachu wykonać jako jednospadową o spadku połaci dachowej wynoszącym 1°.

Konstrukcję dachu należy wykonać jako krokwiową ze stalowymi płatwiami pośrednimi. Krokwie ciągłe o wymiarach 7x14 cm łączy się bezpośrednio do murłaty przy budynku istniejącym o przekroju 14x18 cm, do płatwi stalowych o przekroju HEA160 oraz HEA180 oraz do pasa dolnego kratownicy dachowej za pośrednictwem murłaty dachowej o przekroju 12x16 cm. Kratownicę dachową wykonać z profili gorącowalcowanych zamkniętych. Pas górny należy wykonać z profilu RK160x160x8, pas dolny RK120x120x6, skratowanie i słupki z profilu RK50x50x3. Płatwie stalowe należy opierać na ścianach zewnętrznych na wieńcu żelbetowym po wykonaniu podlewki montażowej grub. 30 mm oraz na słupach stalowych o przekroju RK120x120x6.

Dodatkowo połączenia elementów więźby dachowej wzmocnić prefabrykowanymi łącznikami stalowymi. Murłatę przy budynku istniejącym należy mocować za pomocą prętów gwintowanych $\varnothing 16$ w rozstawie zgodnym z częścią rysunkową, pręty gwintowane należy wkleić w ścianę istniejącą za pomocą mas żywicznych. W rejonie kominów spalinowych konstrukcję drewnianą zabezpieczyć blachami ocynkowanymi oraz środkiem ochrony ppoż.

1.5.3.12 Uwagi końcowe

Wszystkie roboty budowlano-montażowe wykonać zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót” i sztuką budowlaną. Wszelkie odstępstwa od projektu należy konsultować z projektantem.

EKSPERTYZA TECHNICZNA

Lubsza Śląska, 02.09.2020r.

mgr inż. Tomasz GASIĄK,
upr. nr SLK/5397/PWOK/14

EKSPERTYZA TECHNICZNA

DOTYCZĄCA WYKONANIA PRAC BUDOWLANYCH W RAMACH INWESTYCJI POD NAZWĄ:

**„PROJEKT BUDOWLANY PRZEBUDOWY PŁYTY BOISKA WRAZ Z NADBUDOWĄ I PRZEBUDOWĄ
BUDYNKU SZATNIOWEGO W KOMPLEKSIE SZKOLNYM ORAZ INFRASTRUKTURĄ
TOWARZYSZĄCĄ”**

**42-287 PSARY
UL. GŁÓWNA 91
DZ. NR 975/152, 976/152, 973/152**
(podać nazwę projektu budowlanego i adres inwestycji)

dla:
**GMINA WOŹNIKI
UL. RYNEK 11
42-289 WOŹNIKI**
(podać inwestora)

Na podstawie oględzin całości konstrukcji, braku pęknięć ścian można stwierdzić, że istniejące fundamenty w sposób właściwy spełniają swoje zadanie, bezpiecznie przenosząc obciążenia z budynku na grunt. Podłoże gruntowe jest na tyle nośne i mało odkształcalne, że na konstrukcji głównej budynku nie widać oznak nierównomiernego osiadania (pęknięcia ukośne, odchylenie ścian od pionu).

Na dzień wykonania ekspertyzy technicznej elementy nośne budynku znajdują się w zadowalającym stanie technicznym i mogą dalej spełniać swoją funkcję po wykonaniu prac budowlanych wskazanych w projekcie. Zmiany związane z projektowaną przebudową i rozbudową będą w dopuszczalnych granicach wpływać na układ obciążeń obiektu przy planowanym sposobie użytkowania. Istniejące fundamenty będą nadal w bezpieczny sposób przenosić planowane obciążenia na podłoże gruntowe.

Po wykonaniu wszystkich wyżej wymienionych w opisie technicznym prac, budynek może w dalszym ciągu być użytkowany, nie powodując zagrożenia życia i mienia.

.....
(imię, nazwisko, pieczęć)

OBLICZENIA STATYCZNO WYTRZYMAŁOŚCIOWE

1.6 Fundamenty

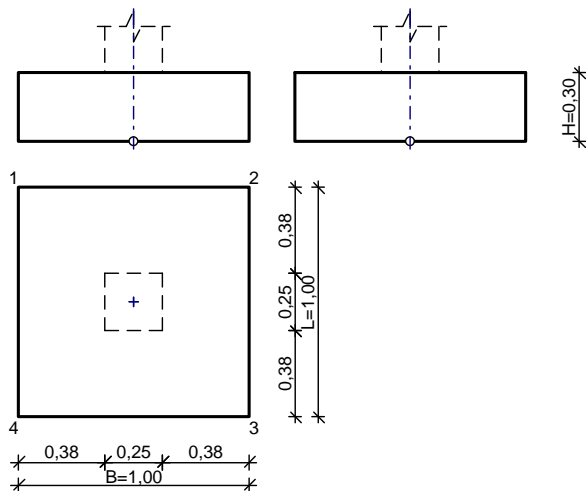
1.6.1 Zestawienie obciążeń

Zestawienie obciążeń na ławę fundamentową 1-1

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_i	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Reakcja ze stropu nad parterem [56,00kN/m]	56,00	1,20	--	67,20
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, porowata) grub. 25 cm i szer.3,00 m [11,500kN/m ³ ·0,25m·3,00m]	8,63	1,10	--	9,49
3.	Ściana fundamentowa grub. 25 cm i szer.0,70 m [24,0kN/m ³ ·0,25m·0,70m]	4,20	1,10	--	4,62
Σ:		68,83	1,18	--	81,31

1.6.2 Stopa fundamentowa SF-1

SZKIC FUNDAMENTU



$$V = 0,30 \text{ m}^3$$

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostokątna

B = 1,00 m L = 1,00 m H = 0,30 m
B_s = 0,25 m L_s = 0,25 m e_B = 0,00 m e_L = 0,00 m

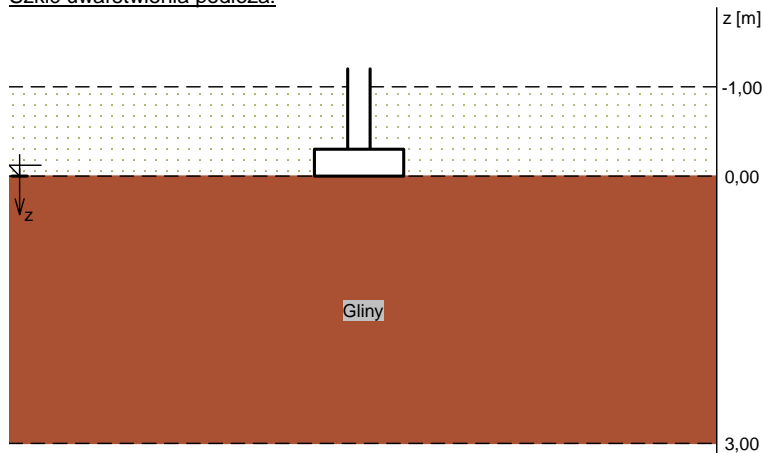
Posadowienie fundamentu:

D = 1,00 m D_{min} = 1,00 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_s^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{t,min}$	$\gamma_{t,max}$	$\phi_u^{(t)}$ [°]	$c_u^{(t)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	3,00	nie	2,05	0,90	1,10	12,60	13,50	26317	43871

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 180,0 kPa

OBciążENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mm

Średnica prętów wzdłuż boku L $\phi_L = 12$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $C_{nom} = 50$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $C_{nom,b} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda = 0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 314,8$ kN

$N_r = 123,7$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 314,8$ kN = 254,9 kN (48,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 33,2$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 33,2$ kN = 23,9 kN (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 123,7$ kPa

$\sigma_{max} = 123,7$ kPa < $\sigma_{dop} = 180,0$ kPa (68,7%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2-3} = 0,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uB,2-3} = 59,15$ kNm

$M_o = 0,00$ kNm < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 59,1$ kNm = 42,6 kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,21$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,21$ cm

$s = 0,21$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (21,0%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta $A = 0,12$ m²

Siła przebijająca $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 14,6$ kN

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 116,1$ kN

$N_{sd} = 14,6$ kN < $N_{Rd} = 116,1$ kN (12,6%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,17$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 6,79$ cm²

Wzdłuż boku L:

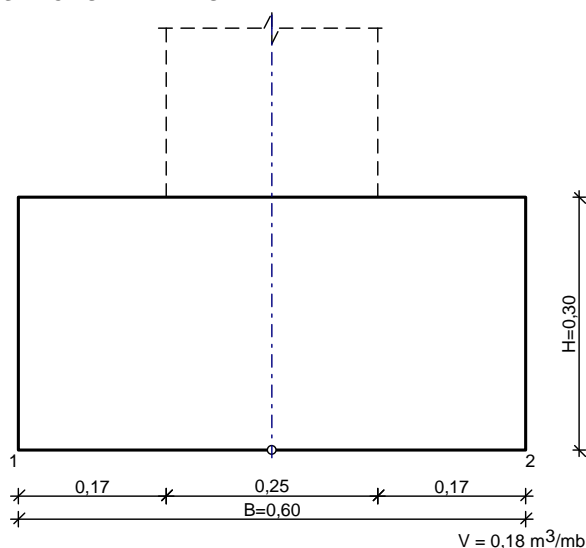
Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,17$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **6 prętów $\phi 12$ mm** o $A_s = 6,79$ cm²

1.6.3 Ława fundamentowa 1-1

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu:

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,60 \text{ m}$ $H = 0,30 \text{ m}$

$B_s = 0,25 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

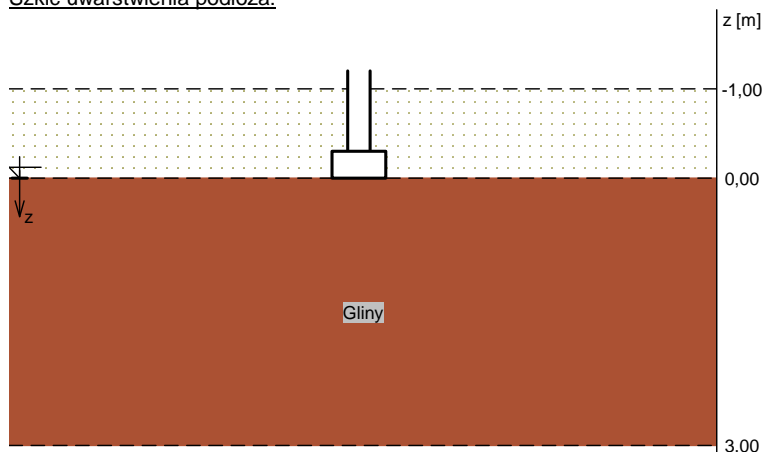
Posadowienie fundamentu:

$D = 1,00 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,00 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_d^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{l,\min}$	$\gamma_{l,\max}$	$\phi_u^{(t)}$ [°]	$c_u^{(t)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	3,00	nie	2,05	0,90	1,10	12,60	13,50	26317	43871

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 180,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	66,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $C_{nom} = 50$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $C_{nom,b} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 114,0$ kN/mb

$N_r = 76,6$ kN/mb $< m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 114,0$ kN/mb $= 92,3$ kN/mb (83,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 20,7$ kN/mb

$T_r = 0,0$ kN/mb $< m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 20,7$ kN/mb $= 14,9$ kN/mb (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 127,7$ kPa

$\sigma_{max} = 127,7$ kPa $< \sigma_{dop} = 180,0$ kPa (71,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{ob,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{ub,2} = 22,29$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb $< m \cdot M_u = 0,72 \cdot 22,3$ kNm/mb $= 16,0$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,27$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,27$ cm

$s = 0,27$ cm $< s_{dop} = 1,00$ cm (27,4%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

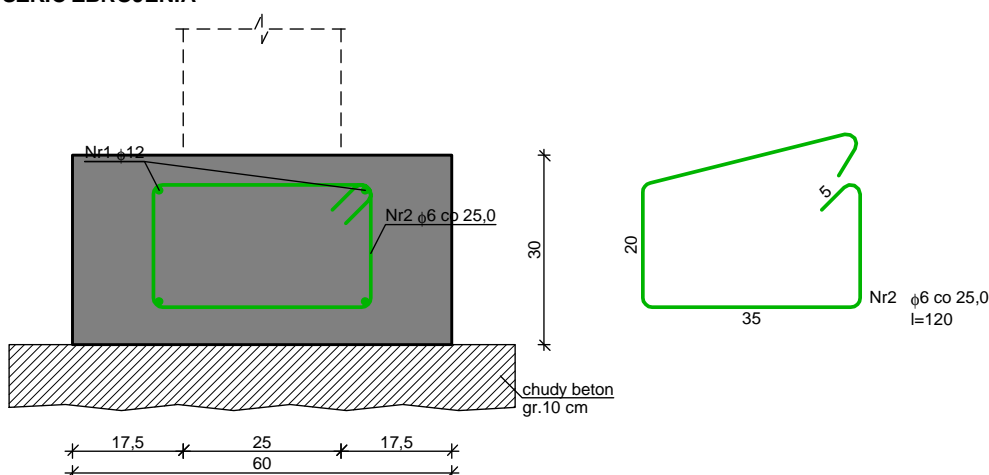
Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

Wymiarowanie zbrojenia:

nie zadeklarowano obliczeń zbrojenia

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				RB500		
				ø6	ø12	
dla 1 mb ławy fundamentowej						
1	12	105	4		4,20	
2	6	120	4,00	4,80		
Długość całkowita wg średnic				[m]	4,7	4,2
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic				[kg]	1,0	3,7
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]		4,7
Masa całkowita				[kg]		5

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

1.7 Konstrukcja parteru

1.7.1 Zestawienie obciążeń

Zestawienie obciążeń na strop - stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,440kN/m ²]	0,44	1,30	--	0,57
2.	Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 8 cm [24,0kN/m ³ ·0,08m]	1,92	1,30	--	2,50
3.	Styropian grub. 2 cm [0,45kN/m ³ ·0,02m]	0,01	1,30	--	0,01
4.	Folia budowlana [0,010kN/m ²]	0,01	1,20	--	0,01
5.	Płyta żelbetowa - ciężar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym [0,000kN/m ²]	0,00	1,10	--	0,00
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		2,67	1,30	--	3,47

Zestawienie obciążeń na strop - zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 2,80 m [0,792kN/m ²]	0,79	1,20	--	0,95
Σ:		2,79	1,34	--	3,75

Zestawienie obciążeń na strop - zmienne balkon

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (balkony, galerie i loggie wspornikowe) [5,0kN/m ²]	5,00	1,30	0,80	6,50
Σ:		5,00	1,30	--	6,50

Zestawienie obciążeń na strop - ściana piętra

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, porowata) grub. 25 cm i szer.3,45 m [11,500kN/m ³ ·0,25m·3,45m]	9,92	1,10	--	10,91
Σ:		9,92	1,10	--	10,91

Zestawienie obciążeń na stropodach - stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Żwiry i pospółki wilgotne, zagęszczone grub. 6 cm [20,0kN/m ³ ·0,06m]	1,20	1,30	--	1,56
2.	Papa termozgrzewalna grub. 0,6 cm, x2,00 [11,0kN/m ³ ·0,006m·2,00]	0,13	1,30	--	0,17
3.	Styropian grub. 30 cm [0,45kN/m ³ ·0,30m]	0,14	1,30	--	0,18
4.	Warstwa spadkowa z betonu lekkiego grub. 10 cm [8,0kN/m ³ ·0,10m]	0,80	1,30	--	1,04
5.	Płyta żelbetowa - ciężar własny uwzględniono automatycznie w programie obliczeniowym [0,000kN/m ²]	0,00	1,10	--	0,00
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:		2,56	1,30	--	3,33

Zestawienie obciążeń na stropodach - zmienne

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Maksymalne obciążenie dachu niższego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-4 (strefa 2 -> Q _k = 0,9 kN/m ² , C ₄ =2,500) [2,250kN/m ²]	2,25	1,50	0,00	3,38
Σ:		2,25	1,50	--	3,38

1.7.2 Płyta stropowa

1.7.2.1 Dane konstrukcji

Dane płyt

Symbol	Grubość	Pole powierzchni	Poziom pł. środ.	Materiał
1	180mm	99,30m ²	-0,09m	B25
2	140mm	36,45m ²	-0,07m	B25

Dane żeber

Symbol	Przekrój	Szer. wsp. b _{eff}	Długość	Poz. osi oboj.	Materiał
1	250x250mm	0,368m	34,65m	-0,13m	B25
2	250x250mm	0,389m	4,44m	-0,13m	B25
3	250x250mm	0,326m	5,93m	-0,13m	B25
4	400x250mm	0,679m	6,24m	-0,20m	B25
5	400x250mm	0,301m	2,74m	-0,20m	B25
6	250x250mm	0,329m	17,68m	-0,13m	B25
7	250x250mm	0,327m	5,85m	-0,13m	B25

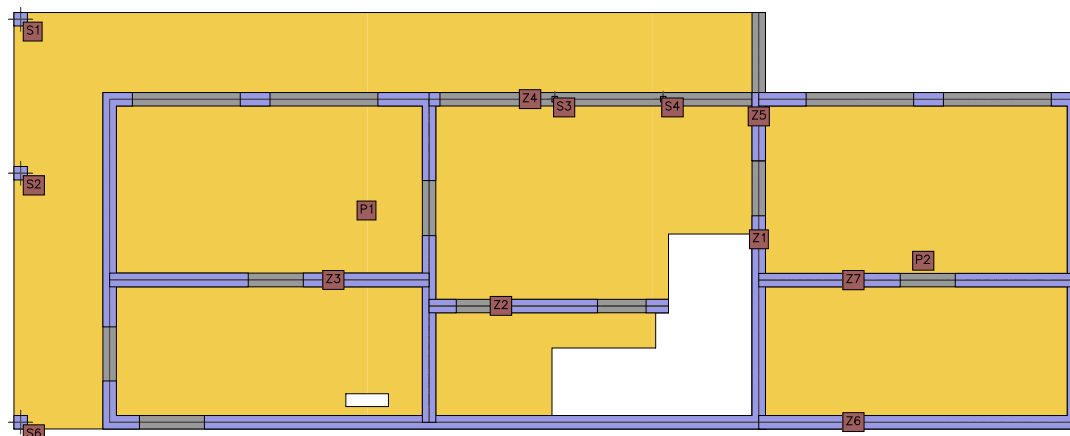
Dane słupów

Symbol	Przekrój	wys. L _d	wys. L _g	X	Y	Kąt obr.	Materiał	Typ połączenia
1	250x250mm	3,00m	-	1,67	8,48	0,00°	B25	przegubowe
2	250x250mm	3,00m	-	1,67	5,63	0,00°	B25	przegubowe
3	100x100mm	3,00m	-	11,59	7,00	0,00°	B25	przegubowe
4	100x100mm	3,00m	-	13,60	7,00	0,00°	B25	przegubowe
6	250x250mm	3,00m	-	1,67	1,02	0,00°	B25	przegubowe

Dane ścian

Symbol	Grubość	wys. L _d	wys. L _g	Całk. długość	Materiał	Typ połączenia
1	250mm	3,00m	-	4,64m	B15	przegubowe
2	250mm	3,00m	-	1,32m	B15	przegubowe
3	250mm	3,00m	-	14,11m	B15	przegubowe
4	250mm	3,00m	-	1,26m	B15	przegubowe
5	250mm	3,00m	-	0,55m	B15	przegubowe
6	250mm	3,00m	-	2,46m	B15	przegubowe
7	250mm	3,00m	-	3,46m	B15	przegubowe
8	250mm	3,00m	-	0,20m	B15	przegubowe
9	250mm	3,00m	-	0,50m	B15	przegubowe
10	250mm	3,00m	-	2,33m	B15	przegubowe
11	250mm	3,00m	-	2,58m	B15	przegubowe
12	250mm	3,00m	-	1,62m	B15	przegubowe
13	250mm	3,00m	-	0,42m	B15	przegubowe
14	250mm	3,00m	-	12,25m	B15	przegubowe
15	250mm	3,00m	-	0,55m	B15	przegubowe
16	250mm	3,00m	-	0,88m	B15	przegubowe
17	250mm	3,00m	-	2,63m	B15	przegubowe
18	250mm	3,00m	-	2,21m	B15	przegubowe

Model konstrukcyjny



Grupy obciążeń

Symbol	Nazwa	Rodzaj	Znaczenie	g _{f1}	g _{f2}	y _d
c.w.	ciężar własny	stałe		1,1	1,0	1,0
A	Stałe	stałe		1,3	1,0	1,0
B	Zmienne 1	zmienne	1	1,3		1,0
C	Zmienne 2	zmienne	1	1,34		1,0
D	Zmienne 3	zmienne	1	1,34		1,0
E	Zmienne 4	zmienne	1	1,34		1,0
F	Zmienne 5	zmienne	1	1,34		1,0

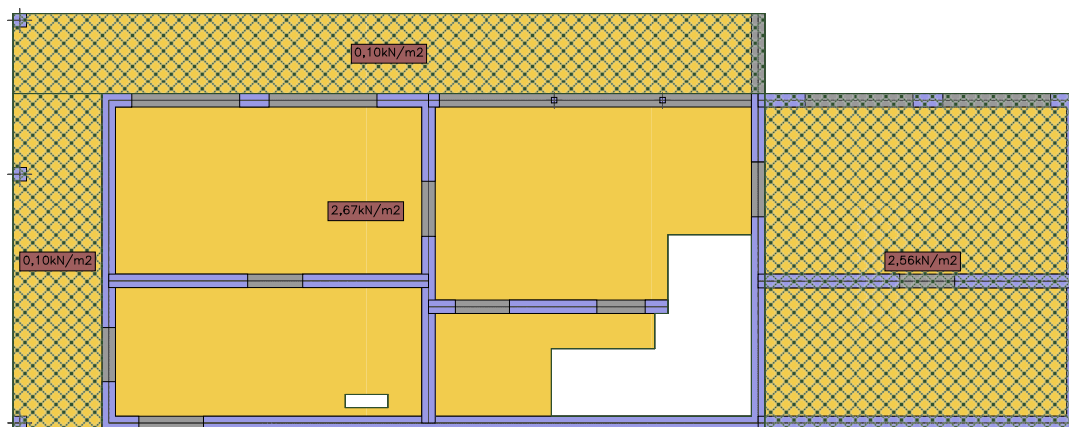
G	Obciążenia z piętra	stałe		1,2	1,0	1,0
H	Zmienne 6	zmienne	1	1,5		1,0
I	Zmienne 7	zmienne	1	1,5		1,0

Lista obciążeń

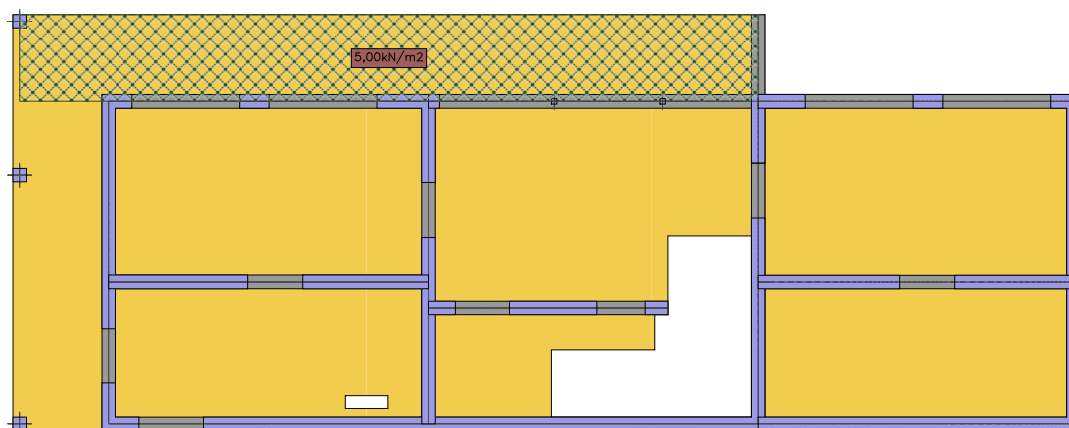
Lp.	Grupa	Rodzaj	g _{r1}	g _{r2}	Wartość obc.	Współrzędne
1	A	pole	1,3	1,0	0,10kN/m ²	(1,55; 7,13)
					0,10kN/m ²	(15,50; 7,13)
					0,10kN/m ²	(15,50; 8,61)
					0,10kN/m ²	(1,55; 8,61)
2	A	pole	1,3	1,0	2,56kN/m ²	(15,50; 7,13)
					2,56kN/m ²	(15,50; 0,90)
					2,56kN/m ²	(21,35; 0,90)
					2,56kN/m ²	(21,35; 7,13)
3	A	pole	1,3	1,0	0,10kN/m ²	(1,55; 0,90)
					0,10kN/m ²	(3,20; 0,90)
					0,10kN/m ²	(3,20; 7,13)
					0,10kN/m ²	(1,55; 7,13)
4	A	cała płyta	1,3	1,0	2,67kN/m ²	płyta 1
5	B	pole	1,3	1,0	5,00kN/m ²	(1,67; 8,61)
					5,00kN/m ²	(1,67; 7,00)
					5,00kN/m ²	(15,37; 7,00)
					5,00kN/m ²	(15,37; 8,61)
6	C	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(9,25; 2,40)
					2,79kN/m ²	(13,46; 2,40)
					2,79kN/m ²	(13,46; 3,17)
					2,79kN/m ²	(9,25; 3,17)
7	C	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(1,67; 7,00)
					2,79kN/m ²	(1,67; 1,02)
					2,79kN/m ²	(3,33; 1,02)
					2,79kN/m ²	(3,33; 7,00)
8	C	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(9,25; 1,02)
					2,79kN/m ²	(11,54; 1,02)
					2,79kN/m ²	(11,54; 2,40)
					2,79kN/m ²	(9,25; 2,40)
9	D	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(3,33; 3,66)
					2,79kN/m ²	(3,33; 1,02)
					2,79kN/m ²	(9,25; 1,02)
					2,79kN/m ²	(9,25; 3,66)
10	E	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(3,33; 3,66)
					2,79kN/m ²	(9,25; 3,66)
					2,79kN/m ²	(9,25; 7,00)
					2,79kN/m ²	(3,33; 7,00)
11	F	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(9,25; 3,17)
					2,79kN/m ²	(13,70; 3,17)
					2,79kN/m ²	(13,70; 4,51)
					2,79kN/m ²	(9,25; 4,51)
12	F	pole	1,34	1,0	2,79kN/m ²	(9,25; 4,51)
					2,79kN/m ²	(15,37; 4,51)
					2,79kN/m ²	(15,37; 7,00)
					2,79kN/m ²	(9,25; 7,00)
13	G	siła	1,2	1,0	53,0kN	(9,30; 3,76)
14	G	siła	1,2	1,0	30,5kN	(5,68; 3,76)
15	G	siła	1,2	1,0	15,5kN	(1,67; 3,76)
16	G	siła	1,2	1,0	38,5kN	(15,37; 8,48)
17	G	siła	1,2	1,0	38,5kN	(1,67; 8,48)
18	G	siła	1,2	1,0	22,0kN	(15,37; 3,76)
19	G	siła	1,2	1,0	14,0kN	(5,68; 7,01)
20	G	siła	1,2	1,0	13,5kN	(1,67; 7,00)
21	G	siła	1,2	1,0	21,0kN	(15,37; 7,00)
22	G	siła	1,2	1,0	52,0kN	(8,30; 7,01)
23	G	nóż	1,2	1,0	0,4kN/m	(15,37; 8,61)
					0,4kN/m	(1,67; 8,61)
24	G	nóż	1,2	1,0	5,0kN/m	(15,25; 4,51)
					5,0kN/m	(13,70; 4,51)
					5,0kN/m	(13,70; 3,05)
					5,0kN/m	(13,46; 3,05)
					5,0kN/m	(13,46; 2,40)
					5,0kN/m	(11,54; 2,40)
25	G	nóż	1,2	1,0	4,0kN/m	(15,37; 7,00)
					4,0kN/m	(21,22; 7,00)

					4,0kN/m	(21,22; 1,02)
					4,0kN/m	(15,37; 1,02)
26	G	nóż	1,2	1,0	2,5kN/m	(1,67; 1,02)
					2,5kN/m	(15,37; 1,02)
27	G	nóż	1,2	1,0	20,0kN/m	(11,54; 2,40)
					20,0kN/m	(11,54; 1,15)
28	G	nóż	1,2	1,0	10,0kN/m	(15,37; 1,02)
					10,0kN/m	(15,37; 8,61)
29	G	nóż	1,2	1,0	10,0kN/m	(1,67; 8,61)
					10,0kN/m	(1,67; 1,02)
					10,0kN/m	(15,37; 1,02)
30	H	pole	1,5	1,0	2,25kN/m ²	(15,37; 7,00)
					2,25kN/m ²	(15,37; 3,65)
					2,25kN/m ²	(21,22; 3,65)
					2,25kN/m ²	(21,22; 7,00)
31	I	pole	1,5	1,0	2,25kN/m ²	(15,37; 3,65)
					2,25kN/m ²	(15,37; 1,02)
					2,25kN/m ²	(21,22; 1,02)
					2,25kN/m ²	(21,22; 3,65)

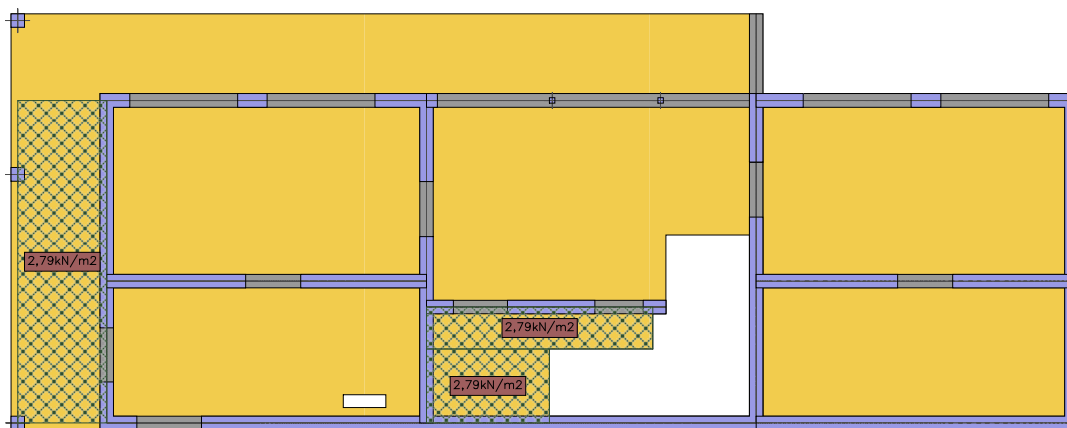
Schematy obciążeń dla poszczególnych grup
Grupa A



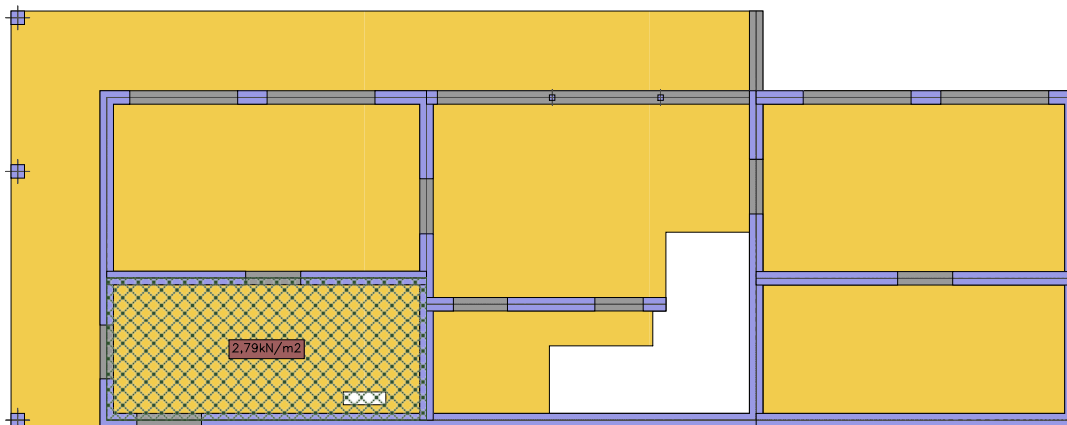
Grupa B



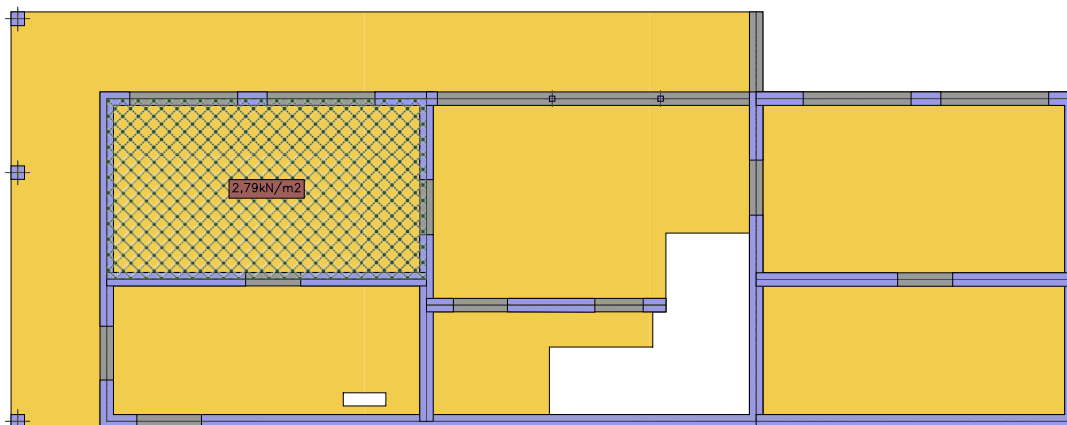
Grupa C



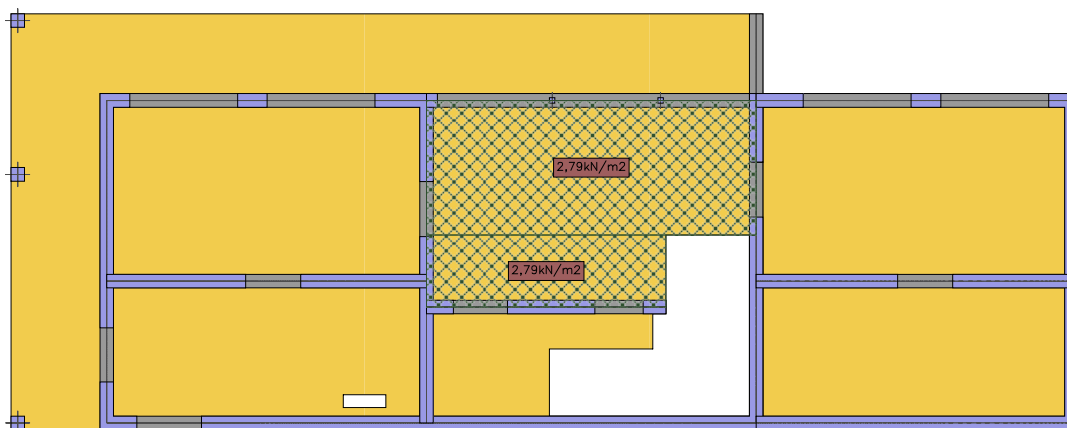
Grupa D



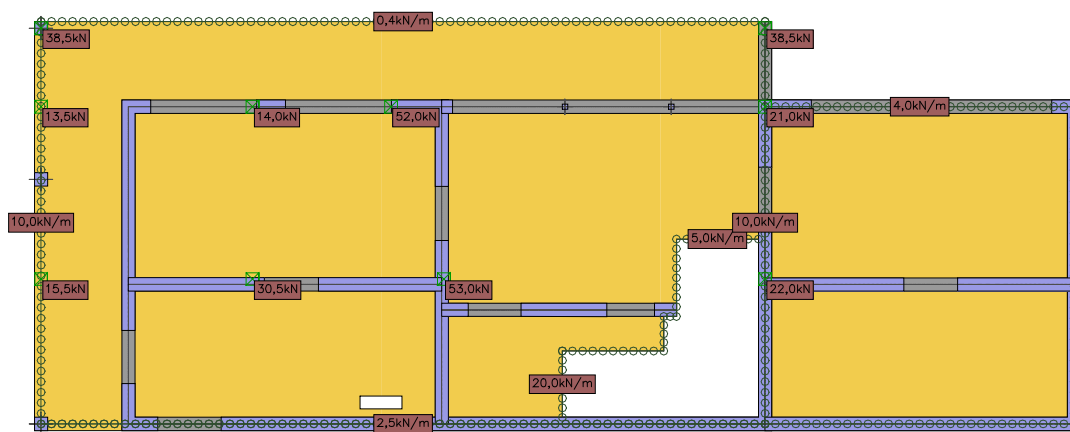
Grupa E



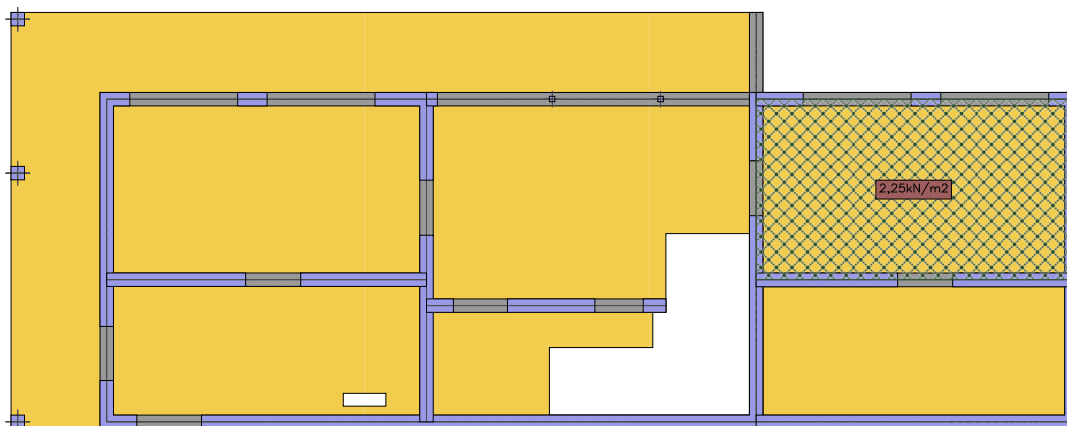
Grupa F



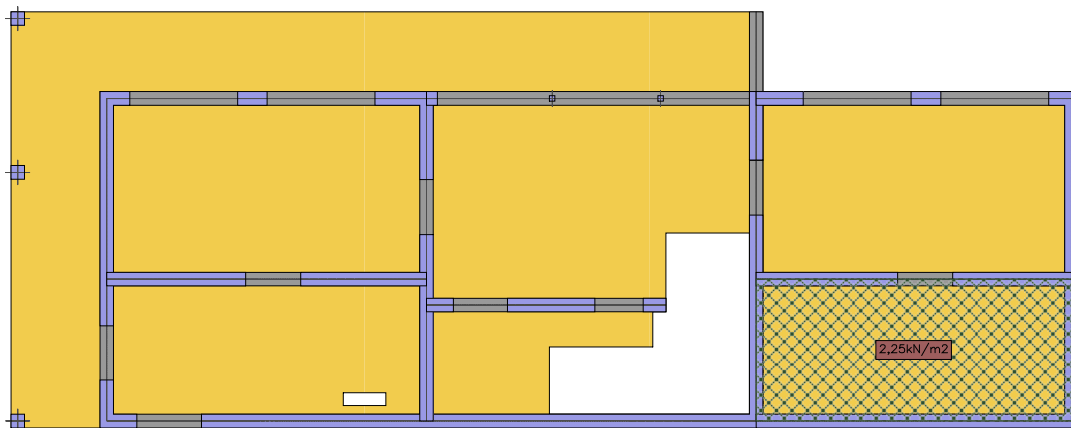
Grupa G



Grupa H



Grupa I



1.7.2.2 Wymiarowanie (wg PN-B-03264:2002)

Zbrojenie zadane w płytach

Zbrojenie dolne

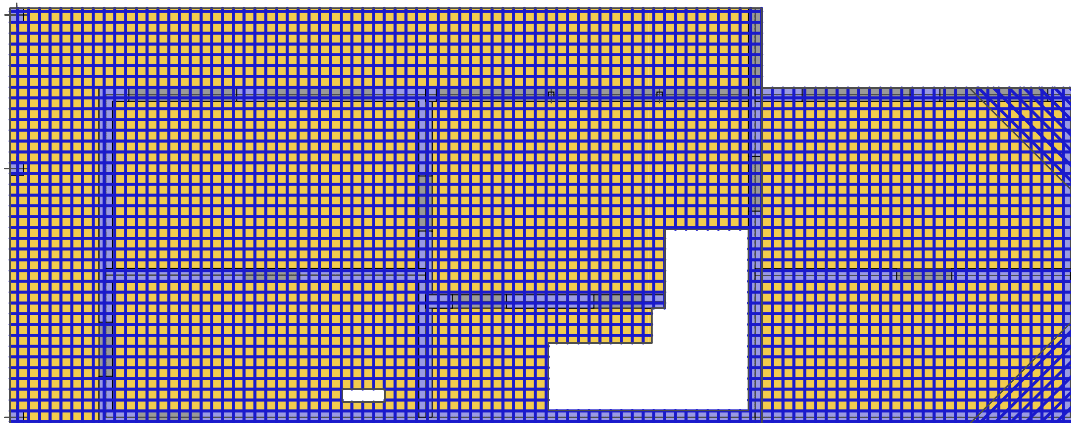
Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
4	A-IIIIN	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	99,30m2
5	A-IIIIN	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	36,45m2
6	A-IIIIN	#10/200	-	40mm	135,00°	2,00m2
7	A-IIIIN	#10/200	-	40mm	225,00°	2,00m2

Zbrojenie górne

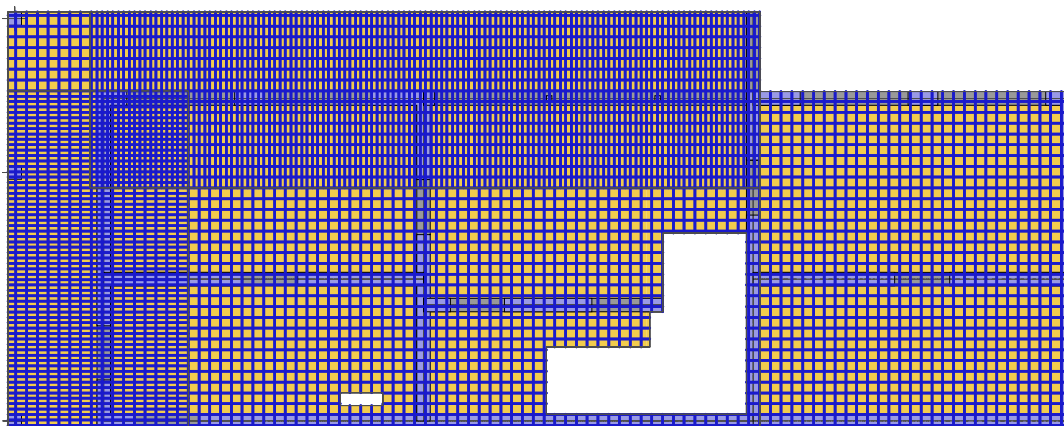
Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
1	A-IIIIN	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	99,30m2
2	A-IIIIN	#10/200	-	20mm	0,00°	20,89m2
3	A-IIIIN	#10/200	-	30mm	90,00°	40,55m2
8	A-IIIIN	#10/200	#10/200	20mm	0,00°	36,45m2

Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w płytach

Zbrojenie dolne



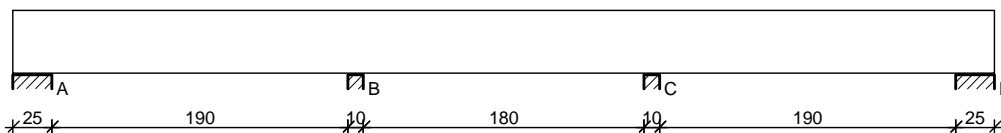
Zbrojenie górne



1.7.3 Nadproża żelbetowe

1.7.3.1 Nadproże żelbetowe BN-1.1

SZKIC BELKI



GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 25,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 40,0$ cm

Rodzaj belki: monolityczna

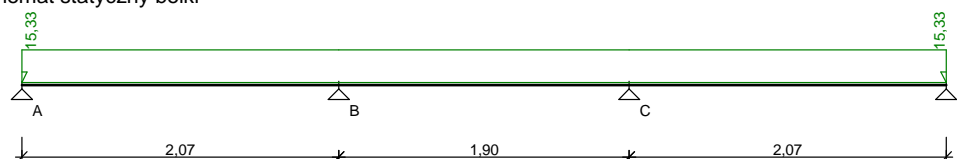
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: Stałe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia stałe ze stropu szer. 1,50 m [7,170kN/m ² ·1,50m]	10,75	1,17	--	12,58	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,40m·25,0kN/m ³]	2,50	1,10	--	2,75	cała belka
Σ:		13,25	1,16		15,33	

Schemat statyczny belki

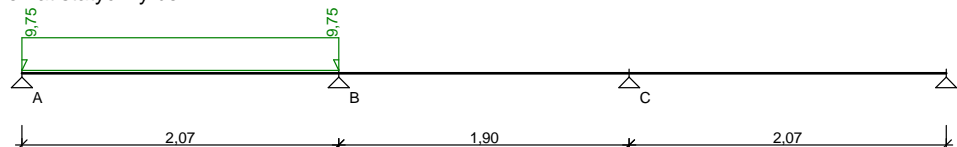


Przypadek: **P2: Zmienne 1**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia zmienne ze stropu szer. 1,50 m [5,000kN/m ² ·1,50m]	7,50	1,30	--	9,75	przęsło A-B
Σ:		7,50	1,30		9,75	

Schemat statyczny belki

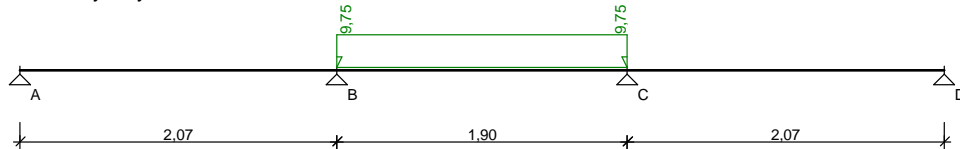


Przypadek: **P3: Zmienne 2**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia zmienne ze stropu szer. 1,50 m [5,000kN/m ² ·1,50m]	7,50	1,30	--	9,75	przęsło B-C
Σ:		7,50	1,30		9,75	

Schemat statyczny belki

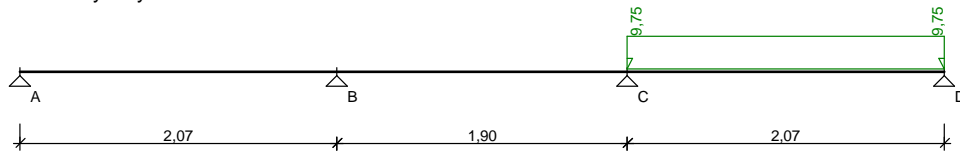


Przypadek: P4: Zmienne 3

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenia zmienne ze stropu szer. 1,50 m [5,000kN/m ² ·1,50m]	7,50	1,30	--	9,75	prześło C-D
	Σ :	7,50	1,30		9,75	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12$ mm

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica strzemion $\phi_s = 6$ mm

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

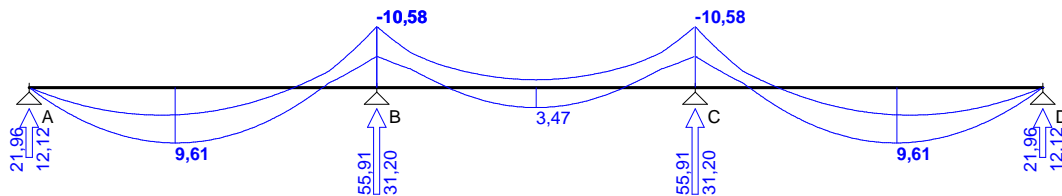
Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = l_{eff}/500$

Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = l_{eff}/500$

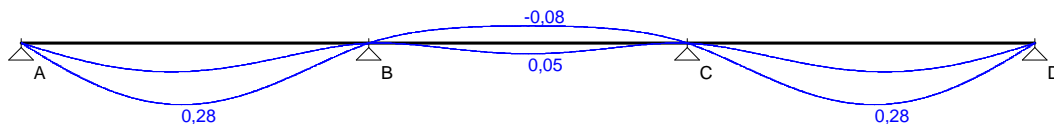
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

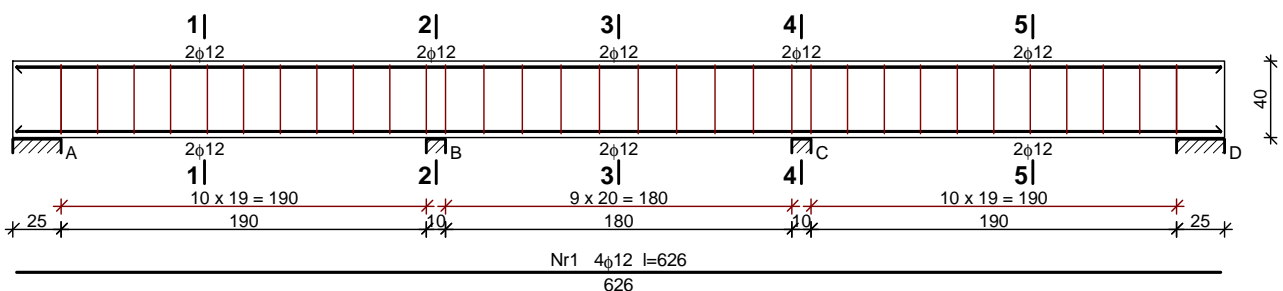
Momenty zginające [kNm]:

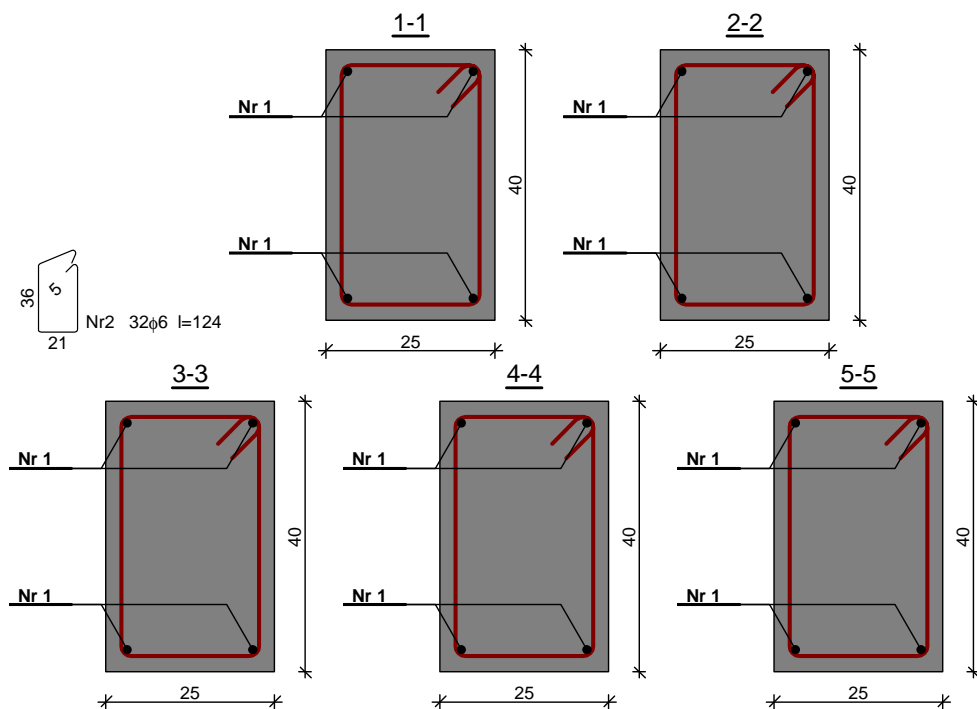


Ugięcia [mm]:



SZKIC ZBROJENIA





WYKAZ ZBROJENIA

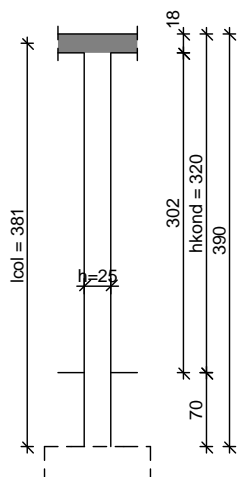
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500	
				φ6	φ12
dla jednej belki					
1	12	626	4		25,04
2	6	124	32	39,68	
Długość całkowita wg średnic [m]				39,7	25,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				8,8	22,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				31,1	
Masa całkowita [kg]				32	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

1.7.4 Słupy żelbetowe

1.7.4.1 Słup żelbetowy S-1.1

SZKIC SŁUPA



GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 25,0 \text{ cm}$

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego $18,00 \text{ cm}$

- Wysokość rygla prawego $18,00 \text{ cm}$

Wysokość kondygnacji $h_{\text{kond}} = 3,20 \text{ m}$

Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji 0,70 m

Węzeł dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa $l_{col} = 3,81 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_x = 1,00$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej $\beta_y = 1,00$

OBciążENIA SŁUPA

	typ wykresu	N_{Sd} [kN]	$N_{Sd,lt}$ [kN]	$M_{1Sd,x}$ [kNm]	$M_{3Sd,x}$ [kNm]	$M_{2Sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	100,00	100,00	5,00	--	-10,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości $N_o = 6,55 \text{ kN}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Otulenie:

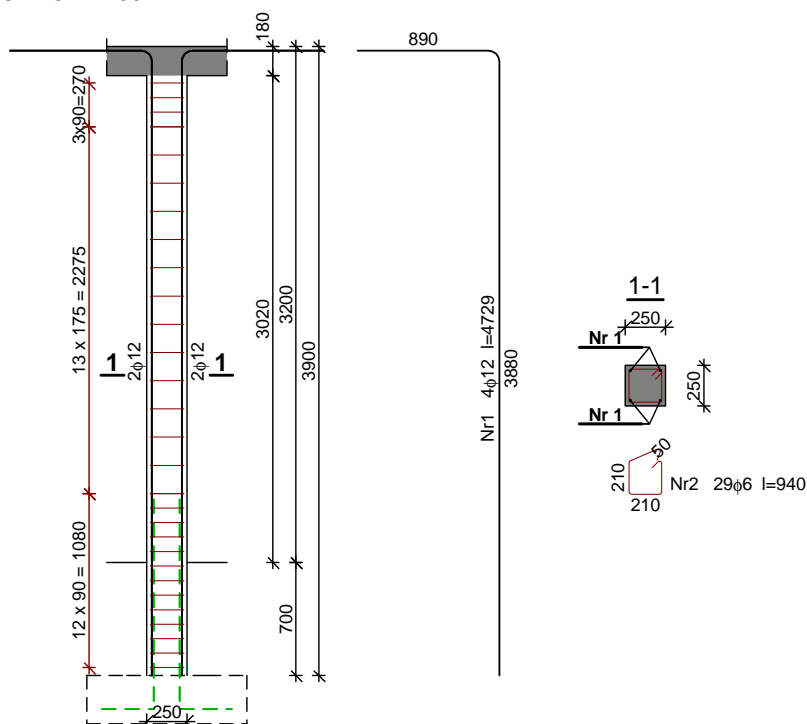
Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

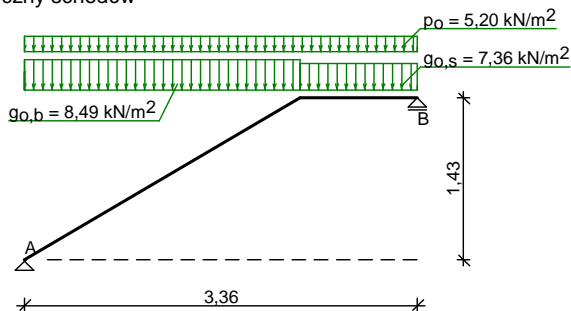
Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

SZKIC ZBROJENIA



Schemat statyczny schodów



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 25 cm

Otulinie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

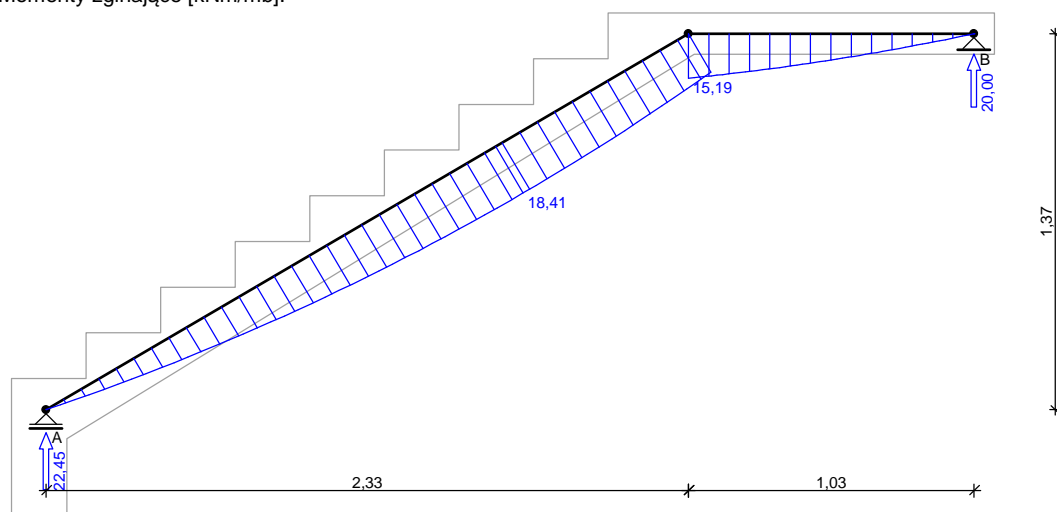
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

Momenty zginające [kNm/mb]:



Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 18,41 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,71 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,76\%$)
(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 18,41 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,21 \text{ kNm/mb}$ (42,6%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 21,42 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 21,42 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 56,47 \text{ kN/mb}$ (37,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 15,50 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 12,01 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,070 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (23,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,59 \text{ mm} < a_{lim} = 3360/200 = 16,80 \text{ mm}$ (57,1%)

Liczba stopni w biegu $n = 9$ szt.

Grubość płyty $t = 15,0$ cm

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,0 cm

Okładzina pozioma stopni 2,0 cm

Okładzina pionowa stopni 2,0 cm

Okładzina spocznika górnego 10,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,25 m

Oparcia: (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 25,0$ cm, $h = 20,0$ cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 60,0$ cm, $h = 18,0$ cm

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

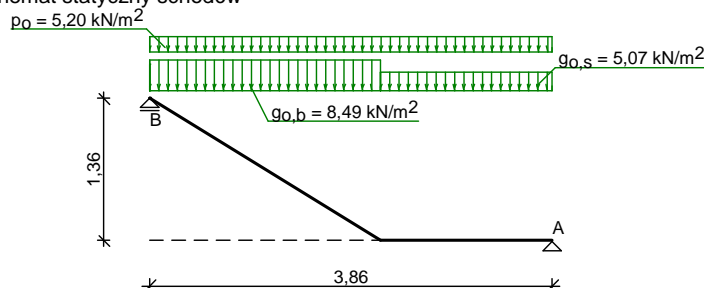
Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,44	1,30	0,57
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	Σ :	4,48	1,13	5,07

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,57·(1+16,6/27,0)	0,71	1,30	0,92
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 16,6/27	6,48	1,10	7,13
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,33	1,30	0,44
	Σ :	7,52	1,13	8,49

Schemat statyczny schodów



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 12$ mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (RB500)** → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 6$ mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 25 cm

Otulinie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

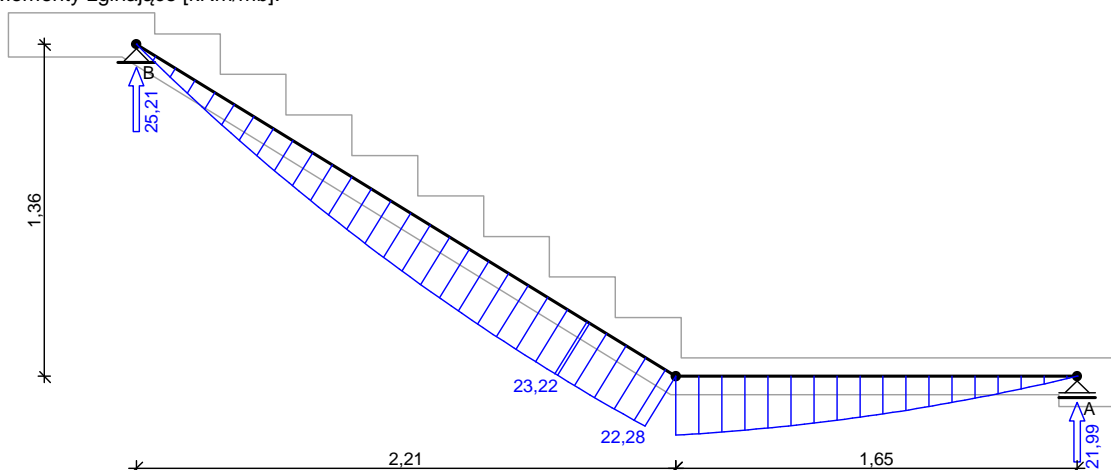
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

Momenty zginające [kNm/mb]:



Sprawdzenie wg PN-B-03264:2002

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 23,22 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,75 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 12,0 \text{ cm}$ o $A_s = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,76\%$)
(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 23,22 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 43,21 \text{ kNm/mb}$ (53,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 24,19 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,19 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 56,47 \text{ kN/mb}$ (42,8%)

SGU:

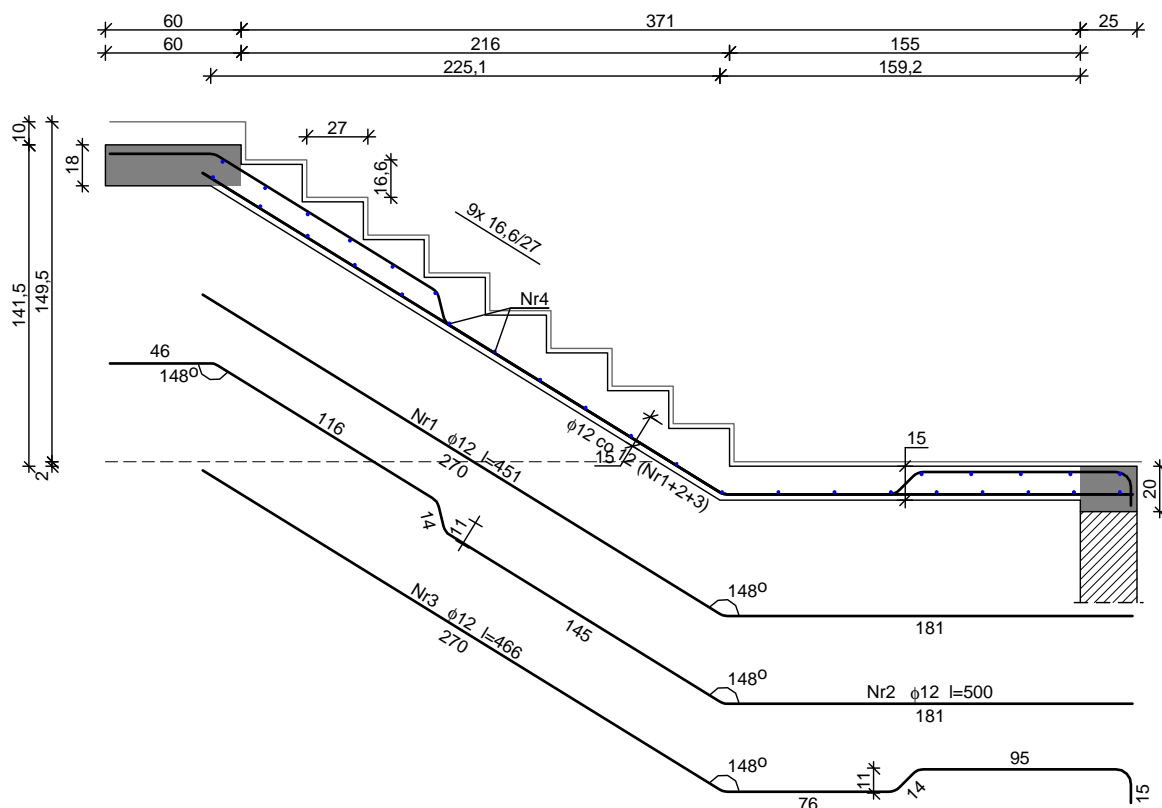
Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 19,56 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 15,14 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,099 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (33,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 16,70 \text{ mm} < a_{lim} = 3860/200 = 19,30 \text{ mm}$ (86,5%)

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				RB500		
				φ6	φ12	
dla jednego biegu						
1	12	4508	4		18,03	
2	12	5005	4		20,02	
3	12	4656	3		13,97	
4	6	1210	31	37,51		
Długość całkowita wg średnic				[m]	37,6	52,1
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic				[kg]	8,3	46,3
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	54,6	
Masa całkowita				[kg]	55	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

1.8 Konstrukcja dachu

1.8.1 Zestawienie obciążeń

Zestawienie obciążeń na dach - pokrycie

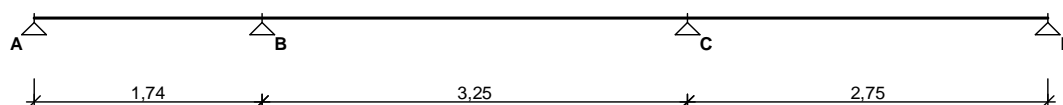
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Papa na deskowaniu posypana żwirkiem, podwójnie [0,400kN/m ²]	0,40	1,20	--	0,48
Σ:		0,40	1,20	--	0,48

Zestawienie obciążeń na dach - obudowa i ocieplenie

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w płytach miękkich grub. 25 cm [0,6kN/m ³ ·0,25m]	0,15	1,20	--	0,18
2.	Obudowa z płyt G-K [0,300kN/m ²]	0,30	1,20	--	0,36
Σ:		0,45	1,20	--	0,54

1.8.2 Krokiew dachowa

SCHEMAT BELKI



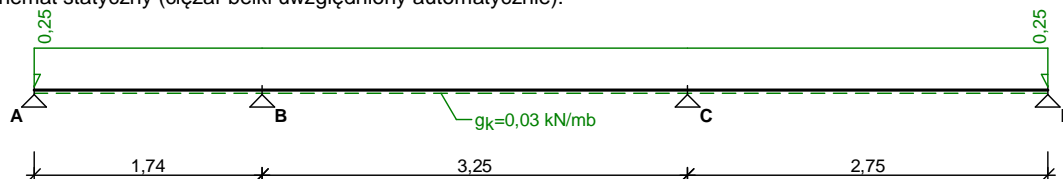
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

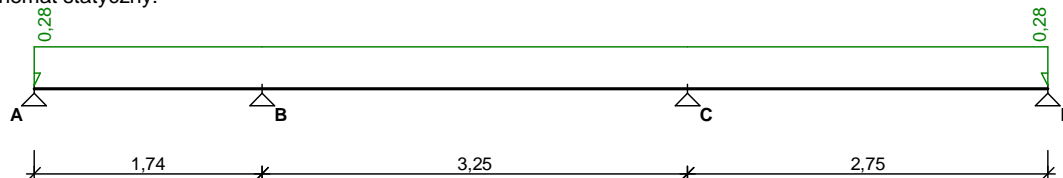
Przypadek P1: Pokrycie ($\gamma_f = 1,20$, klasa trwania - stałe)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



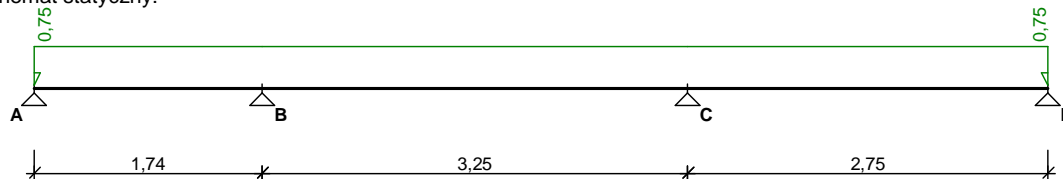
Przypadek P2: Obudowa i ocieplenie ($\gamma_f = 1,20$, klasa trwania - stałe)

Schemat statyczny:



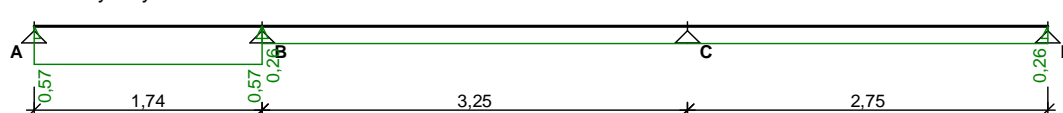
Przypadek P3: Śnieg ($\gamma_f = 1,5$, klasa trwania - średniotwałe)

Schemat statyczny:



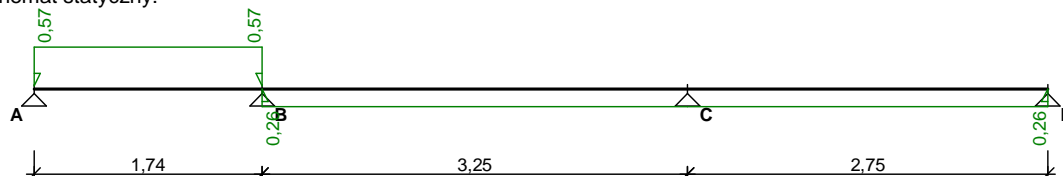
Przypadek P4: Wiatr - przypadek 1 ($\gamma_f = 1,5$, klasa trwania - krótkotwałe)

Schemat statyczny:



Przypadek P5: Wiatr - przypadek 2 ($\gamma_f = 1,5$, klasa trwania - krótkotwałe)

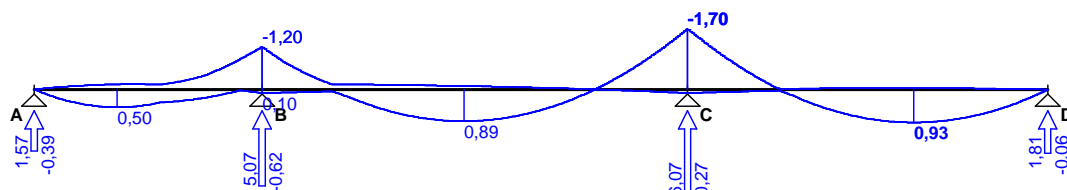
Schemat statyczny:



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

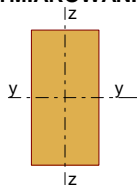
Parametry analizy zwichrzenia:

- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem

Ugięcie graniczne przęsła $u_{net,fin} = l_0 / 250$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 7 / 14 cm

$$W_y = 229 \text{ cm}^3, J_y = 1601 \text{ cm}^4, m = 3,43 \text{ kg/m}$$

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

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

Belka

Zginanie

Przekrój $x = 4,99 \text{ m}$ (**K5**: 1,0·P1+1,0·P3+0,90·P2)

Moment maksymalny $M_{max} = -1,70 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,45 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,50 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,45 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa} \quad (50,4\%)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 4,99 \text{ m}$ (**K5**: 1,0·P1+1,0·P3+0,90·P2)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 3,05 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,47 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,54 \text{ MPa} \quad (30,3\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_C = 6,07 \text{ kN}$ (**K5**: 1,0·P1+1,0·P3+0,90·P2)

$$a_p = 16,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,54 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,54 \text{ MPa} \quad (35,2\%)$$

Stan graniczny użytkowalności

Przekrój $x = 6,59 \text{ m}$ (**K3**: 1,0·P1+1,0·P3)

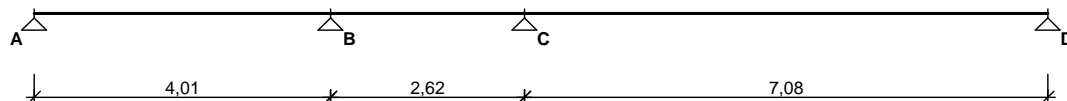
Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_V = 2,60 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 250 = 2750 / 250 = 11,00 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 2,60 \text{ mm} < u_{net,fin} = 11,00 \text{ mm} \quad (23,6\%)$$

1.8.3 Płatew stalowa PS-1

SCHEMAT BELKI



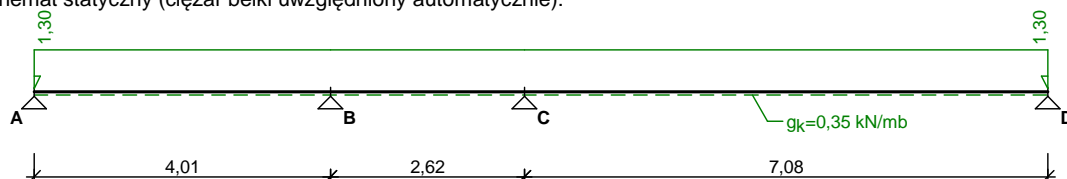
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

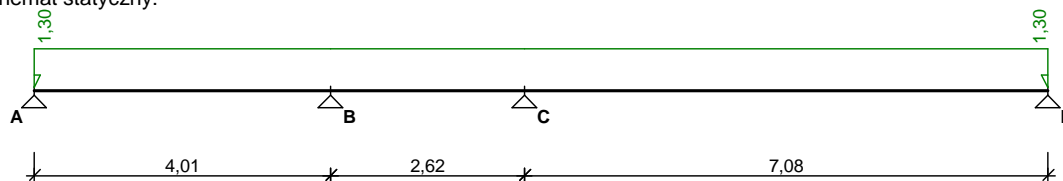
Przypadek **P1: Pokrycie** ($\gamma_f = 1,20$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



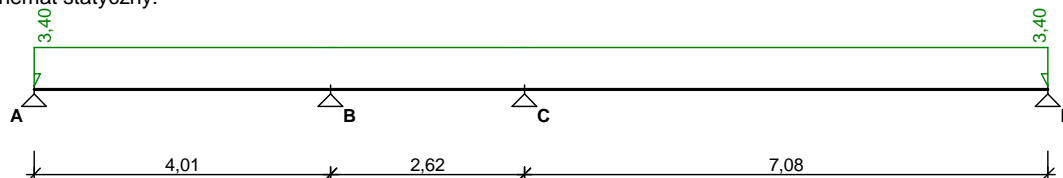
Przypadek **P2: Obudowa i ocieplenie** ($\gamma_f = 1,20$)

Schemat statyczny:



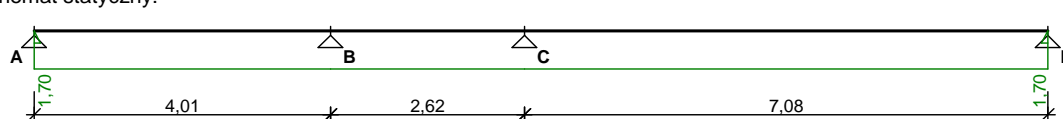
Przypadek **P3: Śnieg** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



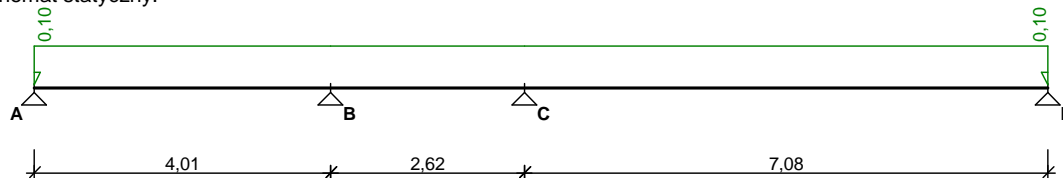
Przypadek **P4: Wiatr - przypadek 1** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



Przypadek **P5: Wiatr - przypadek 2** ($\gamma_f = 1,5$)

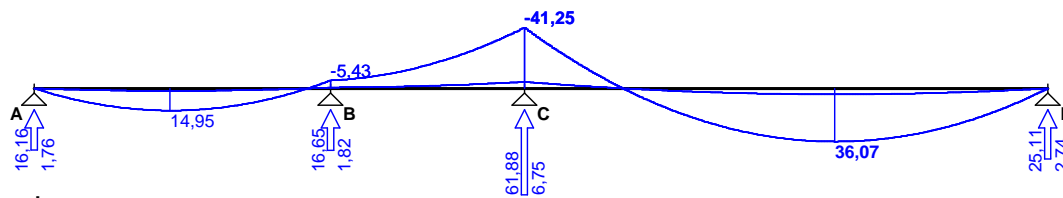
Schemat statyczny:



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



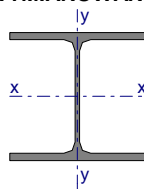
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- ciągłe stężenie pasa górnego, pas dolny swobodny;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 180 A**

$A_v = 10,3 \text{ cm}^2$, $m = 35,5 \text{ kg/m}$

$J_x = 2510 \text{ cm}^4$, $J_y = 925 \text{ cm}^4$, $J_w = 60210 \text{ cm}^6$, $J_T = 14,9 \text{ cm}^4$, $W_x = 294 \text{ cm}^3$

Stal: **S235**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,051$) $M_R = 66,44 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 127,94 \text{ kN}$

Belka

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 6,63 \text{ m}$ (**K7**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 1,0 \cdot P3 + 0,90 \cdot P5$)

Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,886$

Moment maksymalny $M_{\max} = -41,25 \text{ kNm}$

(52) $M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,701 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 6,63 \text{ m}$ (**K7**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 1,0 \cdot P3 + 0,90 \cdot P5$)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 36,76 \text{ kN}$

$$^{(53)} \quad V_{\max} / V_R = 0,287 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)18,88 \text{ kN} < V_0 = 0,6 \cdot V_R = 76,77 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 10,53 \text{ m}$ (**K2**: $1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2 + 1,0 \cdot P3$)

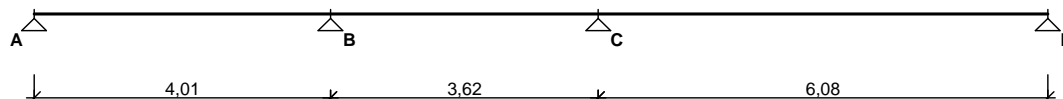
Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 22,42 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_0 / 250 = 7080 / 250 = 28,32 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 22,42 \text{ mm} < f_{gr} = 28,32 \text{ mm} \quad (79,2\%)$$

1.8.4 Płatew stalowa PS-2

SCHEMAT BELKI



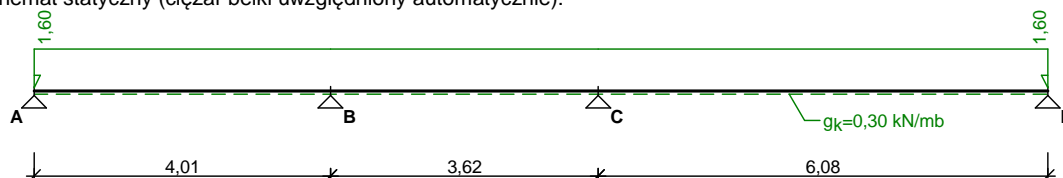
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

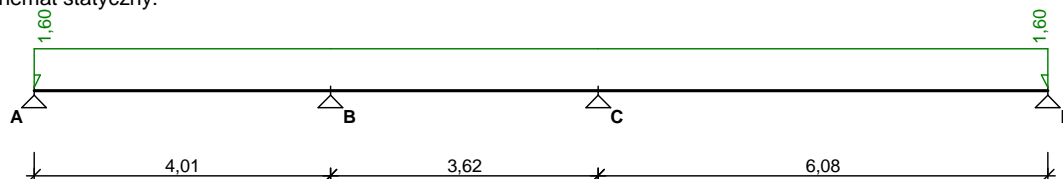
Przypadek **P1: Pokrycie** ($\gamma_f = 1,20$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



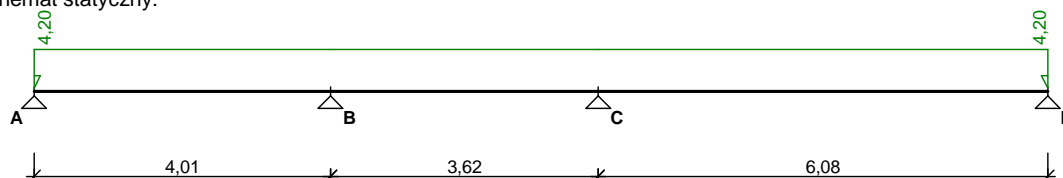
Przypadek **P2: Obudowa i ocieplenie** ($\gamma_f = 1,20$)

Schemat statyczny:



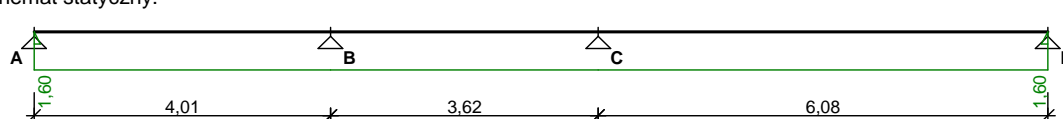
Przypadek **P3: Śnieg** ($\gamma_f = 1,5$)

Schemat statyczny:



Przypadek **P4: Wiatr** ($\gamma_f = 1,5$)

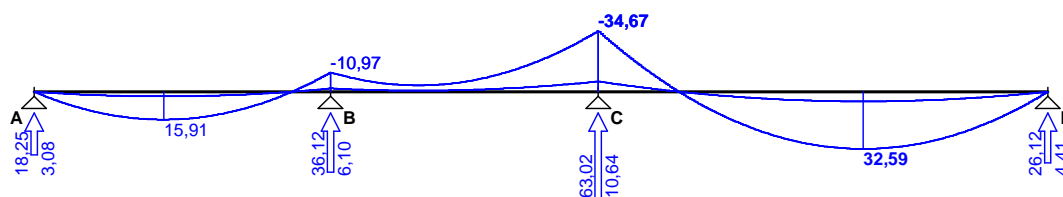
Schemat statyczny:



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

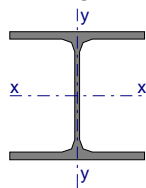
Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;

- obciążenie działa w dół;
- ciągle stężenie pasa górnego, pas dolny swobodny;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **HE 160 A**

$A_v = 9,12 \text{ cm}^2$, $m = 30,4 \text{ kg/m}$

$J_x = 1670 \text{ cm}^4$, $J_y = 616 \text{ cm}^4$, $J_w = 31410 \text{ cm}^6$, $J_T = 12,3 \text{ cm}^4$, $W_x = 220 \text{ cm}^3$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,059$) $M_R = 50,09 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 113,73 \text{ kN}$

Belka

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 7,63 \text{ m}$ (**K2**: 1,0·P1+1,0·P2+1,0·P3)

Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 0,912$

Moment maksymalny $M_{\max} = -34,67 \text{ kNm}$

(52) $M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,759 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 7,63 \text{ m}$ (**K2**: 1,0·P1+1,0·P2+1,0·P3)

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 37,53 \text{ kN}$

(53) $V_{\max} / V_R = 0,330 < 1$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = (-)23,72 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 68,24 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiernodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 10,94 \text{ m}$ (**K2**: 1,0·P1+1,0·P2+1,0·P3)

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 23,07 \text{ mm}$

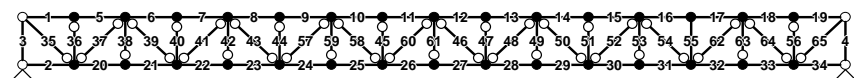
Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 6080 / 250 = 24,32 \text{ mm}$

$f_{k,\max} = 23,07 \text{ mm} < f_{gr} = 24,32 \text{ mm}$ (94,8%)

1.8.5 Kratownica dachowa

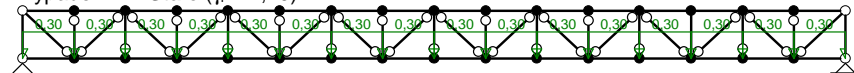
1.8.5.1 Schemat statyczny

SCHEMAT RAMY

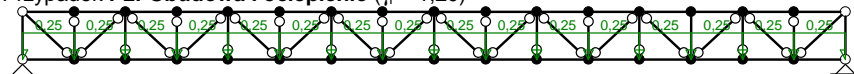


OBCIĄŻENIA: (wartości charakterystyczne)

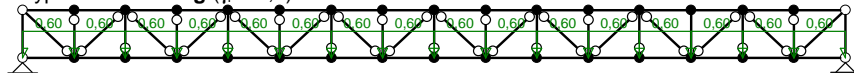
Przypadek P1: Stałe ($\gamma_f = 1,20$)



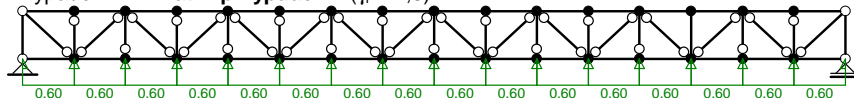
Przypadek P2: Obudowa i ocieplenie ($\gamma_f = 1,20$)



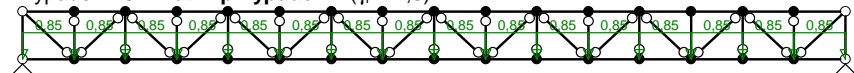
Przypadek P3: Śnieg ($\gamma_f = 1,5$)



Przypadek P4: Wiatr - przypadek 1 ($\gamma_f = 1,5$)



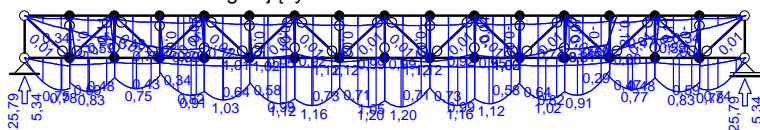
Przypadek P5: Wiatr - przypadek 2 ($\gamma_f = 1,5$)



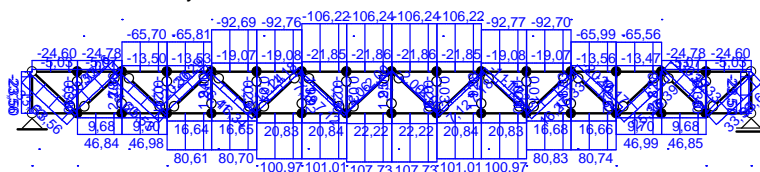
WYNIKI:

Obwiednia sił wewnętrznych

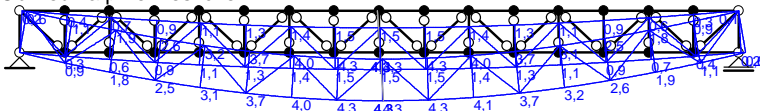
Obwiednia momentów zginających:



Obwiednia sił osiowych:

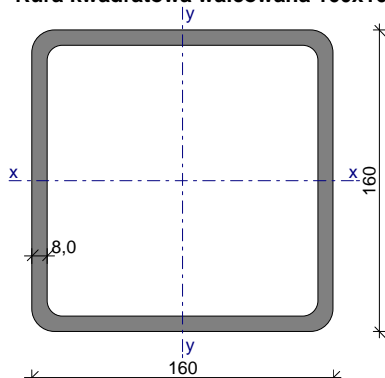


Obwiednia przemieszczeń:



1.8.5.2 Pas górny

Rura kwadratowa walcowana 160x160x8,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 160 \text{ mm}$, $t = 8,0 \text{ mm}$
 $r_i = 8,0 \text{ mm}$, $r_o = 12,0 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 48,00 \text{ cm}^2$, $A_v = 24,32 \text{ cm}^2$

$J = 1831 \text{ cm}^4$

$W = 229,0 \text{ cm}^3$

$i = 6,180 \text{ cm}$

$J_T = 2880 \text{ cm}^4$, $W_T = 335,2 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,619 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 16,47 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 129,0 \text{ m}^{-1}$, $m = 37,60 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 1032 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 1032 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\psi = 1,000$)

• wyboczenie giętne względem osi x-x

$l_{ex} = 0,85 \text{ m}$, $\lambda_x = 13,8$, $N_{cr,x} = 51275 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_x = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,x}) = 0,164$ wg "b" $\rightarrow \phi_x = 0,998$

$\phi_x \cdot N_{Rc} = 1030 \text{ kN}$

• wyboczenie giętne względem osi y-y

$l_{ey} = 13,70 \text{ m}$, $\lambda_y = 221,7$, $N_{cr,y} = 197,4 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 2,639$ wg "b" $\rightarrow \phi_y = 0,140$

$\phi_y \cdot N_{Rc} = 144,2 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 49,23 \text{ kNm}$ (klasa: 1, pominięto rezerwę plastyczną przekroju $\rightarrow \alpha_p = 1,000$)

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

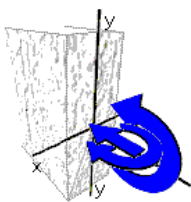
element o przekroju rurowym $\rightarrow \phi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 303,3 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\phi_{pv} = 1,000$)

Obciążenie elementu

$N = 107,0 \text{ kN}$, $M_x = 1,100 \text{ kNm}$, $M_y = 5,000 \text{ kNm}$



Warunki nośności elementu

(57) $\Delta_x = 0,000$; założono $\beta_x = 1,0$ i $\beta_y = 1,0$

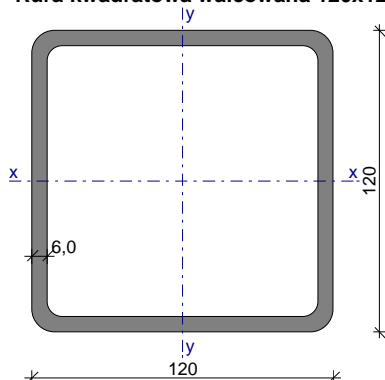
(58) $N / (\varphi_x \cdot N_{Rc}) + \beta_x \cdot M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + \beta_y \cdot M_y / M_{Ry} + \Delta_x = 0,104 + 0,022 + 0,102 + 0,000 = 0,228 < 1$

(57) $\Delta_y = 0,013$; założono $\beta_x = 1,0$ i $\beta_y = 1,0$

(58) $N / (\varphi_y \cdot N_{Rc}) + \beta_x \cdot M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + \beta_y \cdot M_y / M_{Ry} + \Delta_y = 0,742 + 0,022 + 0,102 + 0,013 = 0,879 < 1$

1.8.5.3 Pas dolny

Rura kwadratowa walcowana 120x120x6,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 120 \text{ mm}$, $t = 6,0 \text{ mm}$

$r_i = 6,0 \text{ mm}$, $r_o = 9,0 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 27,00 \text{ cm}^2$, $A_v = 13,68 \text{ cm}^2$

$J = 579,0 \text{ cm}^4$

$W = 96,60 \text{ cm}^3$

$i = 4,630 \text{ cm}$

$J_T = 911,2 \text{ cm}^4$, $W_T = 141,4 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,465 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 21,91 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 172,1 \text{ m}^{-1}$, $m = 21,20 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 580,5 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 580,5 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\psi = 1,000$)

• wyboczenie giętne względem osi x-x

$l_{ex} = 0,85 \text{ m}$, $\lambda_x = 18,4$, $N_{cr,x} = 16214 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_x = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,x}) = 0,219$ wg "b" $\rightarrow \varphi_x = 0,995$

$\varphi_x \cdot N_{Rc} = 577,7 \text{ kN}$

• wyboczenie giętne względem osi y-y

$l_{ey} = 0,85 \text{ m}$, $\lambda_y = 18,4$, $N_{cr,y} = 16214 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 0,219$ wg "b" $\rightarrow \varphi_y = 0,995$

$\varphi_y \cdot N_{Rc} = 577,7 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 20,77 \text{ kNm}$ (klasa: 1, pominięto rezerwę plastyczną przekroju $\rightarrow \alpha_p = 1,000$)

• ustalenie współczynnika zwichrzenia

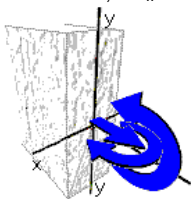
element o przekroju rurowym $\rightarrow \varphi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 170,6 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\varphi_{pv} = 1,000$)

Obciążenie elementu

$N = -108 \text{ kN}$, $M_x = 1,200 \text{ kNm}$, $M_y = 5,000 \text{ kNm}$

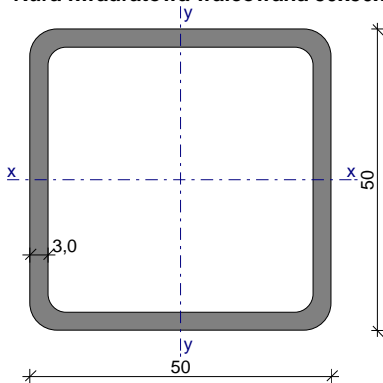


Warunki nośności elementu

(54) $N / N_{Rt} + M_x / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + M_y / M_{Ry} = 0,186 + 0,058 + 0,241 = 0,485 < 1$

1.8.5.4 Skratowanie

Rura kwadratowa walcowana 50x50x3,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 50 \text{ mm}$, $t = 3,0 \text{ mm}$

$r_i = 3,0 \text{ mm}$, $r_o = 4,5 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 5,540 \text{ cm}^2$, $A_v = 2,820 \text{ cm}^2$

$J = 20,20 \text{ cm}^4$

$W = 8,080 \text{ cm}^3$

$i = 1,910 \text{ cm}$

$J_T = 32,06 \text{ cm}^4$, $W_T = 11,79 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,192 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 44,20 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 347,1 \text{ m}^{-1}$, $m = 4,350 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 119,1 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 119,1 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\psi = 1,000$)

- wyboczenie giętne względem osi x-x

$l_{ex} = 1,20 \text{ m}$, $\lambda_x = 62,8$, $N_{cr,x} = 283,8 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_x = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,x}) = 0,748$ wg "b" $\rightarrow \phi_x = 0,812$

$\phi_x \cdot N_{Rc} = 96,74 \text{ kN}$

- wyboczenie giętne względem osi y-y

$l_{ey} = 1,20 \text{ m}$, $\lambda_y = 62,8$, $N_{cr,y} = 283,8 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 0,748$ wg "b" $\rightarrow \phi_y = 0,812$

$\phi_y \cdot N_{Rc} = 96,74 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 1,737 \text{ kNm}$ (klasa: 1, pominięto rezerwę plastyczną przekroju $\rightarrow \alpha_p = 1,000$)

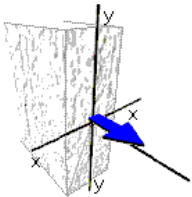
- ustalenie współczynnika zwichrzenia elementu o przekroju rurowym $\rightarrow \phi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 35,17 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\phi_{pv} = 1,000$)

Obciążenie elementu

$N = -34,0 \text{ kN}$

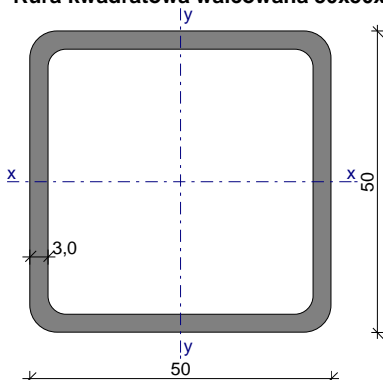


Warunki nośności elementu

(31) $N = 34,00 \text{ kN} < N_{Rt} = 119,1 \text{ kN}$ (28,5%)

1.8.5.5 Słupki

Rura kwadratowa walcowana 50x50x3,0 (wg PN-EN 10210-2:2000)



Wymiary przekroju

$h = 50 \text{ mm}$, $t = 3,0 \text{ mm}$

$r_i = 3,0 \text{ mm}$, $r_o = 4,5 \text{ mm}$

Cechy geometryczne przekroju

$A = 5,540 \text{ cm}^2$, $A_v = 2,820 \text{ cm}^2$

$J = 20,20 \text{ cm}^4$

$W = 8,080 \text{ cm}^3$

$i = 1,910 \text{ cm}$

$J_T = 32,06 \text{ cm}^4$, $W_T = 11,79 \text{ cm}^3$

$A_L = 0,192 \text{ m}^2/\text{m}$, $A_G = 44,20 \text{ m}^2/\text{m}$

$U/A = 347,1 \text{ m}^{-1}$, $m = 4,350 \text{ kg/m}$

Stal: St3, $f_d = 215 \text{ MPa}$, $\lambda_p = 84,0$;

Nośność obliczeniowa przy rozciąganiu

$N_{Rt} = 119,1 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy ściskaniu

$N_{Rc} = 119,1 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\psi = 1,000$)

- wyboczenie giętne względem osi x-x

$l_{ex} = 0,90 \text{ m}$, $\lambda_x = 47,1$, $N_{cr,x} = 504,6 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_x = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,x}) = 0,561$ wg "b" $\rightarrow \phi_x = 0,913$

$\phi_x \cdot N_{Rc} = 108,7 \text{ kN}$

- wyboczenie giętne względem osi y-y

$l_{ey} = 0,90 \text{ m}$, $\lambda_y = 47,1$, $N_{cr,y} = 504,6 \text{ kN}$, $\bar{\lambda}_y = 1,15 \cdot \text{pierw}(N_{Rc}/N_{cr,y}) = 0,561$ wg "b" $\rightarrow \phi_y = 0,913$

$\phi_y \cdot N_{Rc} = 108,7 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa przy zginaniu

$M_R = 1,737 \text{ kNm}$ (klasa: 1, pominięto rezerwę plastyczną przekroju $\rightarrow \alpha_p = 1,000$)

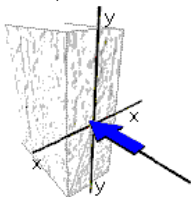
- ustalenie współczynnika zwichrzenia elementu o przekroju rurowym $\rightarrow \phi_L = 1,000$

Nośność obliczeniowa przy ścinaniu

$V_R = 35,17 \text{ kN}$ (klasa: 1, $\phi_{pv} = 1,000$)

Obciążenie elementu

$N = 24,00 \text{ kN}$



Warunki nośności elementu

$\phi = \min(\phi_x, \phi_y) = 0,913$

(39) $N / (\phi \cdot N_{Rc}) = 0,221 < 1$

Zadaszenie trybun

1.9 Zestawienie obciążeń

Tablica 2. Zestawienie obciążeń na dach - obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha trapezowa [0,100kN/m ²]	0,10	1,20	--	0,12
	Σ :	0,10	1,20	--	0,12

Tablica 3. Zestawienie obciążeń na dach - obciążenia od instalacji

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Instalacje [0,100kN/m ²]	0,05	1,40	--	0,07
	Σ :	0,05	1,40	--	0,07

Tablica 4. Zestawienie obciążeń na dach - obciążenie śniegiem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> Qk = 0,9 kN/m ² , nachylenie połaci 11,0 st. -> C1=0,8) [0,720kN/m ²]	0,72	1,50	0,00	1,08
	Σ :	0,72	1,50	--	1,08

Tablica 5. Zestawienie obciążeń na dach - obciążenie wiatrem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci zewnętrznej wiaty jednospadowej - kraweź "a" wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-10 (strefa I, H=300 m n.p.m. -> qk = 0,30kN/m ² , teren A, z=H=5,5 m, -> Ce=0,78 -> wsp. aerodyn. C=-2,0, beta=1,80) [-0,837kN/m ²]	-0,84	1,50	0,00	-1,26
	Σ :	-0,84	--	--	-1,26

Tablica 6. Zestawienie obciążeń na płatew - obciążenia stałe

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Blacha trapezowa szer.1,40 m, x1,10 [0,100kN/m ² ·1,40m·1,10]	0,15	1,20	--	0,18
	Σ :	0,15	1,20	--	0,18
	$q_{\perp} = q \cdot \cos 11,0^{\circ} =$	0,15			0,18
	$q_{\parallel} = q \cdot \sin 11,0^{\circ} =$	0,03			0,03

Tablica 7. Zestawienie obciążeń na płatew - obciążenia od instalacji

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Instalacje szer.1,40 m, x1,10 [0,050kN/m ² ·1,40m·1,10]	0,08	1,10	--	0,09
	Σ :	0,08	1,10	--	0,09
	$q_{\perp} = q \cdot \cos 11,0^{\circ} =$	0,08			0,09
	$q_{\parallel} = q \cdot \sin 11,0^{\circ} =$	0,02			0,02

Tablica 8. Zestawienie obciążeń na płatew - obciążenie śniegiem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> Qk = 0,9 kN/m ² , nachylenie połaci 11,0 st. -> C1=0,8) szer.1,40 m, x1,10	1,11	1,50	0,00	1,67

[0,720kN/m²·1,40m·1,10]

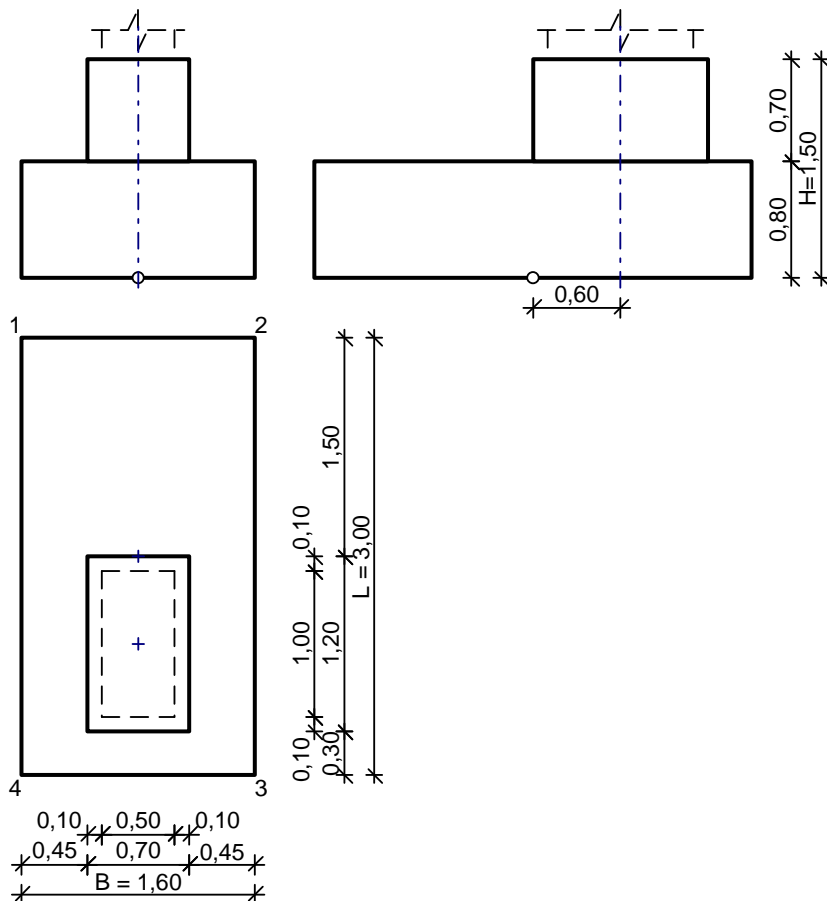
$\Sigma:$	1,11	1,50	--	1,67
$q_{\perp} = q \cdot \cos^2 11,0^\circ =$	1,07			1,60
$q_{\parallel} = q \cdot \sin 11,0^\circ \cdot \cos 11,0^\circ =$	0,21			0,31

Tablica 9. Zestawienie obciążeń na płatew - obciążenie wiatrem

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Obciążenie wiatrem połaci zewnętrznej wiaty jednospadowej - kraweź "a" wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-10 (strefa I, H=300 m n.p.m. -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$, teren A, $z=H=5,5 \text{ m}$, -> $C_e=0,78$ -> wsp. aerodyn. $C_s=-2,0$, $\beta_a=1,80$) szer. 1,40 m, x1,10 [- 0,837kN/m ² ·1,40m·1,10]	-1,29	1,50	0,00	-1,94
	$\Sigma:$	-1,29	--	--	-1,94

1.10 Stopa fundamentowa

DANE:



$$V = 4,43 \text{ m}^3$$

Opis fundamentu:

Typ: stopa schodkowa

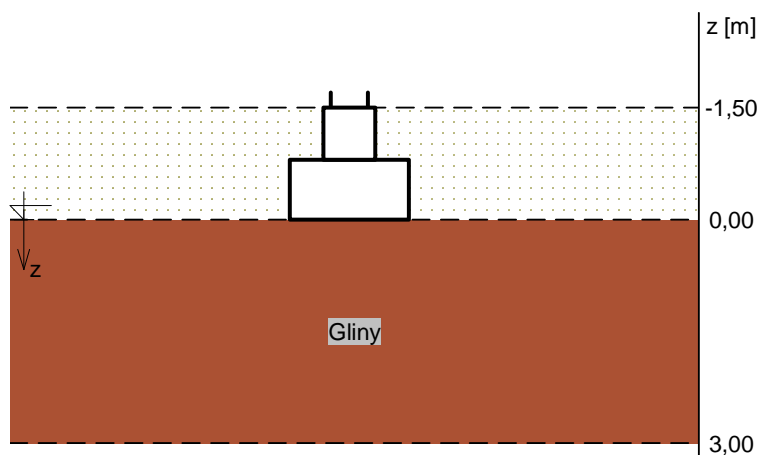
Wymiary:

$B = 1,60 \text{ m}$	$L = 3,00 \text{ m}$	$H = 1,50 \text{ m}$	$w = 0,80 \text{ m}$
$B_g = 0,70 \text{ m}$	$L_g = 1,20 \text{ m}$	$B_t = 0,45 \text{ m}$	$L_t = 1,50 \text{ m}$
$B_s = 0,50 \text{ m}$	$L_s = 1,00 \text{ m}$	$e_B = 0,00 \text{ m}$	$e_L = 0,60 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,50 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,50 \text{ m}$
brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Gliny	3,00	nie	2,05	0,90	1,10	11,16	10,71	21284	35480

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	19,00	0,00	0,00	8,00	-4,00	0,00	0,00
2	całkowite	91,00	0,00	0,00	-8,00	-214,00	0,00	0,00
3	całkowite	60,00	0,00	0,00	-8,00	-145,00	0,00	0,00
4	całkowite	-14,00	0,00	0,00	8,00	67,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasyпка:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

ciężar objętościowy: 24,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$

- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$

- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

Czas trwania robót: do 1 roku ($\lambda=0,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fNB} = 850,4$ kN, $Q_{fNL} = 812,8$ kN

$N_r = 274,4$ kN < $m \cdot Q_{fNB} = 658,4$ kN (41,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 4**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 44,4$ kN

$T_r = 8,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 32,0$ kN (25,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Decyduje moment wywracający $M_{oL,1-2} = 226,00$ kNm, moment utrzymujący $M_{uL,1-2} = 410,68$ kNm

$M_o = 226,00$ kNm < $m \cdot M_u = 295,7$ kNm (76,4%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,05$ cm, wtórne $s'' = 0,00$ cm, całkowite $s = 0,05$ cm

$s = 0,05$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (5,0%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Pole powierzchni wielokąta $A = 1,23$ m²

Siła przebijająca $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 159,5$ kN

Nośność na przebicie $N_{Rd} = 844,1$ kN

$N_{Sd} = 159,5$ kN < $N_{Rd} = 844,1$ kN (18,9%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,42$ cm²

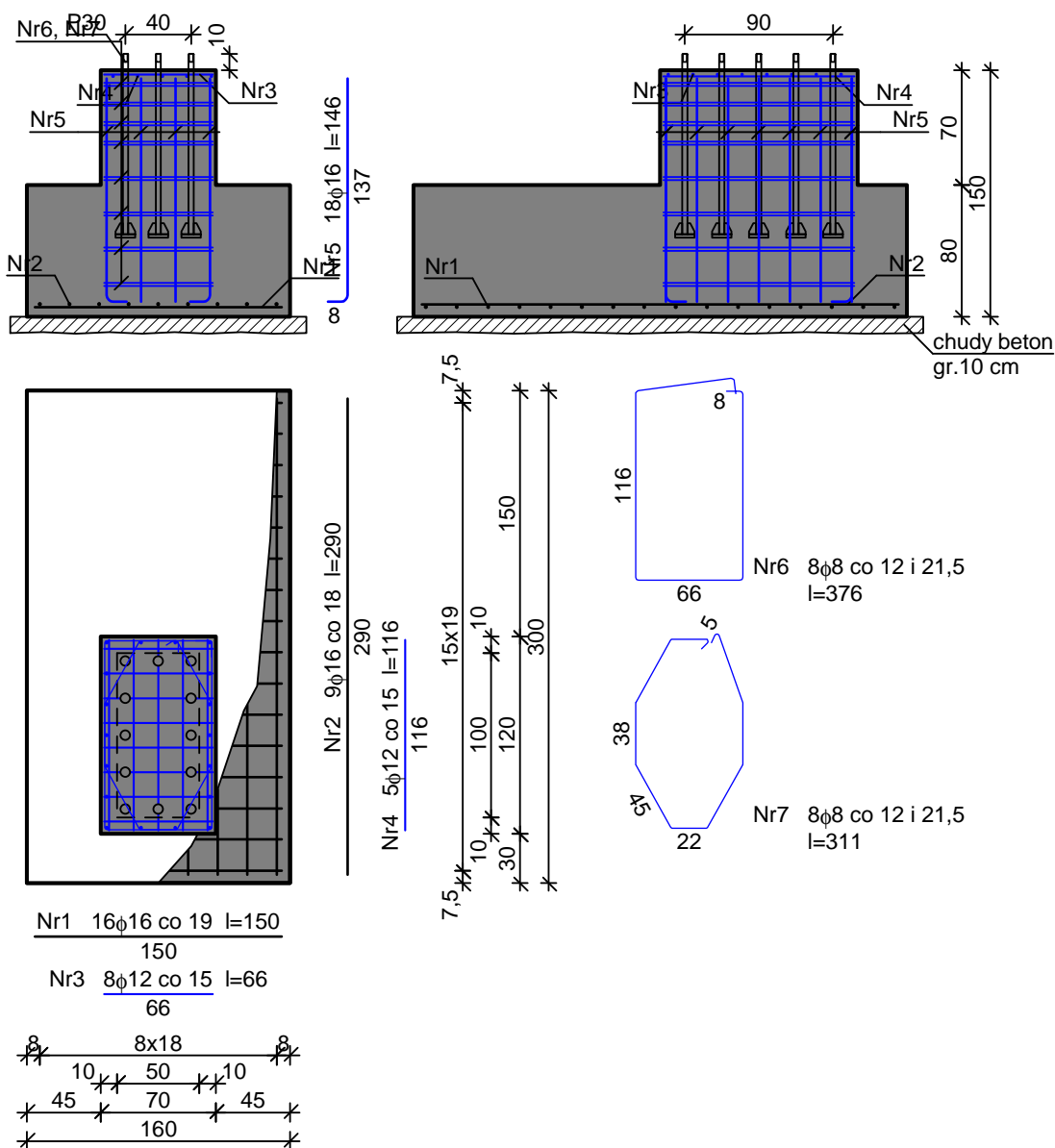
Przyjęto konstrukcyjnie **16 prętów $\phi 16$ mm** o $A_s = 32,17$ cm²

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 2**

Zbrojenie potrzebne $A_s = 8,44$ cm²

Przyjęto konstrukcyjnie **9 prętów $\phi 16$ mm** o $A_s = 18,10$ cm²

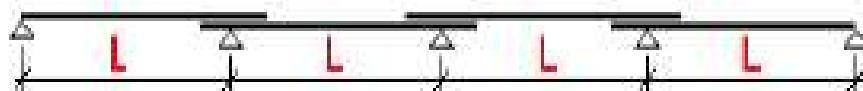


Wykaz zbrojenia dla 1 stopy

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba	Długość ogólna [m]		
				RB500		
				φ8	φ12	φ16
1	16	150	16			24,00
2	16	290	9			26,10
3	12	66	8		5,28	
4	12	116	5		5,80	
5	16	150	18			27,00
6	8	376	8	30,08		
7	8	311	8	24,88		
Długość ogólna wg średnic [m]				55,0	11,1	77,1
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,395	0,888	1,578
Masa prętów wg średnic [kg]				21,7	9,9	121,7
Masa prętów wg gatunków stali [kg]					153,3	
Masa całkowita [kg]					154	

1.11 Płatew stalowa

BLACHY PRUSZYŃSKI	Do broszury Przykład 1	08-09-20 15:37 Ver. 5.0.7
--------------------------	---------------------------	------------------------------



L = 5,000 m

Pokrycie blachą trapezową

Obciążenia:

Przypadek 1: Obciążenie obliczeniowe (typ 1) $Q_d = 1,700 \text{ kN/m}$

Przypadek 2: Obciążenie obliczeniowe (typ 2) $Q_{dH} = 1,700 \text{ kN/m}$ $N = 10,000 \text{ kN}$

Przypadek 3: Śnieg wiatru $w = 1,800 \text{ kN/m}$

Przypadek 4: Obciążenie charakterystyczne (dla ugięcia L/200) $q = 1,200 \text{ kN/m}$

Do zadanych obciążeń dodano automatycznie ciężar własny płyt.

Wyniki:

Płatew Z150x53/48x2.00

Stal S355GD

Ciężar 0,054 kN/m

Wykorzystanie nośności

Przypadek 1 45%

Przypadek 2 50%

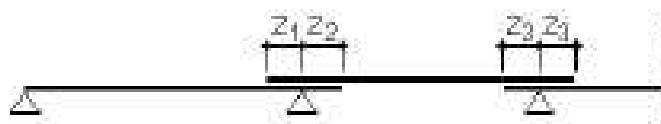
Przypadek 3 54%

Przypadek 4 44%

Wymagana liczba łętników w każdym przęśle: 1

Do zadanych obciążeń dodano automatycznie ciężar własny płyt.

Minimalna sztywność tarczy usztywniającej: $S \geq 874,0 \text{ kN}$



Długości zakładów:


Z1 = 750 mm

Z2 = 1000 mm

Z3 = 1000 mm

Obliczenia wykonane w oparciu o PN-EN 1993-1-3; Sierpień 2008

1.12 Blacha trapezowa

	Przykład styku uciągającego układ nietypowa	08-09-20 15:57 ver. 7.4.2
---	---	------------------------------

Dane wejściowe:

Rozpiętość przęsła: 1350 mm

Obciążenie obliczeniowe: 2,50 kN/m²

Obciążenie charakterystyczne: 1,70 kN/m²

Układ blachy: NEGATYW

Kryterium ugięcia: L/200

Szerokość podpory wewnętrznej: 50 mm

Profil: T35 S280 t= 0,80

Do zadanych obciążeń dodano ciężar własny blachy ze współczynnikiem $\gamma=1,35$





Wyniki (trzy przęsła):

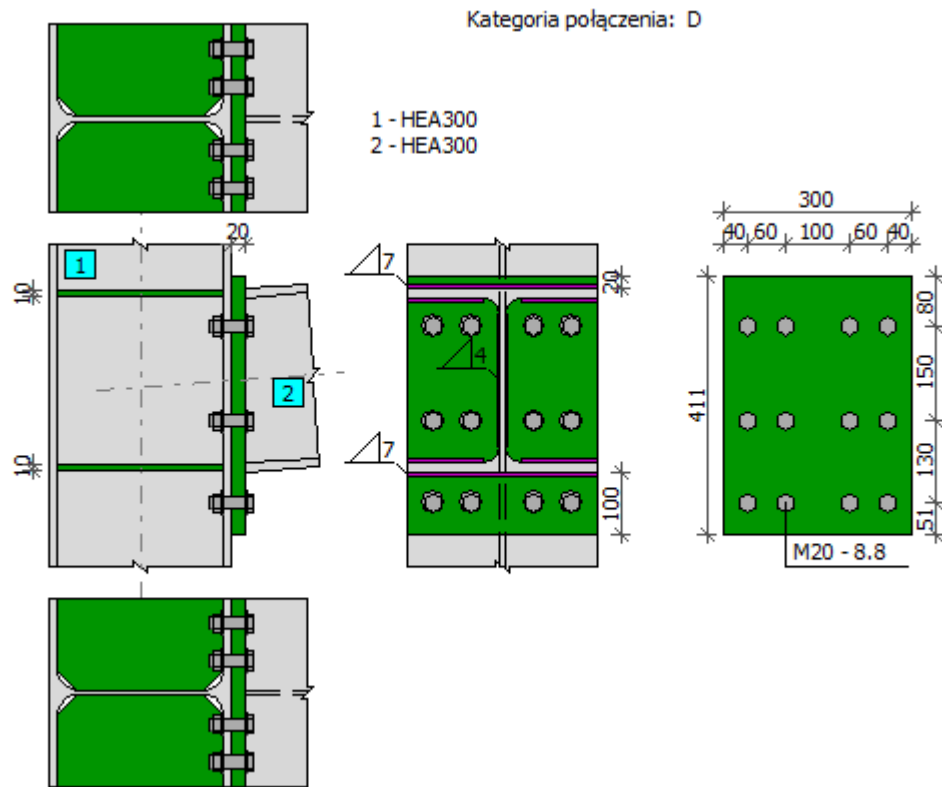
Wykorzystanie nośności - warunek wytrzymałości 33,69%

Wykorzystanie nośności - warunek ugięcia 22,99%

Obliczenia zgodne z PN-EN 1993-1-3: Sierpień 2008

1.13 Połączenie rygla z słupem (lewe)

Biuro			
Inwestor			
Nazwa projektu			
Adres			
Projektował			
Sprawdził			
	Belka - słup (blacha czołowa)	Wyteżenie: 0.62	
BeamRigidColumn v. 0.9.9.6	PN-90/B-03200		



Dane

Słup HEA300					
	h_c	b_{fc}	t_{fc}	t_{wc}	R_c
	290.00[mm]	300.00[mm]	14.00[mm]	8.50[mm]	27.00[mm]
	A_c	J_{y0c}	J_{z0c}	y_{0c}	z_{0c}
	112.53[cm ²]	18263.50[cm ⁴]	6309.56[cm ⁴]	150.00[mm]	145.00[mm]
Materiał	Klasa	f_d	R_e	R_m	
	St4V	235.00[MPa]	275.00[MPa]	410.00[MPa]	

Belka HEA300					
	h_b	b_{fb}	t_{fb}	t_{wb}	R_b
	290.00[mm]	300.00[mm]	14.00[mm]	8.50[mm]	27.00[mm]
	A_b	J_{y0b}	J_{z0b}	y_{0b}	z_{0b}
	112.53[cm ²]	18263.50[cm ⁴]	6309.56[cm ⁴]	150.00[mm]	145.00[mm]
Materiał	Klasa	f_d	R_e	R_m	
	St4V	235.00[MPa]	275.00[MPa]	410.00[MPa]	

Blacha czołowa				
	l_p	h_p	t_p	
	300.00[mm]	410.71[mm]	20.00[mm]	
Materiał	Klasa	f_d	R_e	R_m
	St3V	205.00[MPa]	225.00[MPa]	375.00[MPa]

1.13.1.1 Śruby łączące blachę czołową i półkę słupa

Klasa śruby

Klasa

8.8

Granica plastyczności	$R_e =$	660.00 [MPa]
Wytrzymałość na rozciąganie	$R_m =$	830.00 [MPa]
Średnica śruby	$d =$	20.00 [mm]
Średnica otworu dla śruby	$d_0 =$	22.00 [mm]
Pole powierzchni śruby	$A =$	3.14 [cm ²]
Pole powierzchni czynnej śruby	$A_s =$	2.45 [cm ²]
Liczba wierszy	$w =$	3
Odległość od krawędzi poziomej	$a_1 =$	80.00 [mm]
Rozstaw poziomy	$w_1 =$	100.00 [mm]
Rozstaw poziomy	$w_2 =$	60.00 [mm]
Liczba śrub w wierszach $m_1=4$; $m_2=4$; $m_3=4$		
Rozstawy pionowe wierszy $a'_1=150.00[mm]$; $a'_2=130.00[mm]$		

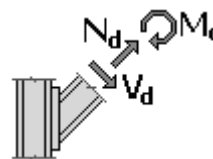
1.13.1.2 Spoiny

Grubość spoin pachwinowych łączących półki belki i blachę czołową50	$a_f =$	7.00 [mm]
Grubość spoin pachwinowych łączących środknik belki i blachę czołową50	$a_w =$	4.00 [mm]

Siły

Obciążenie obliczeniowe SGN

Siła podłużna	$N_d =$	72.00	[kN]
Siła poprzeczna	$V_d =$	-54.00	[kN]
Moment zginający	$M_d =$	61.00	[kNm]



Rezultaty

Śruby łączące blachę czołową i półkę słupa

Nośność śrub

Rozciąganie śruby

Nośność obliczeniowa w stanie granicznym zerwania trzpienia

$$S_{Rt} = \min[0.65 \cdot R_m \cdot A_s; 0.85 \cdot R_e \cdot A_s] = \min[0.65 \cdot 830.00 [MPa] \cdot 2.45 [cm^2]; 0.85 \cdot 660.00 [MPa] \cdot 2.45 [cm^2]] = 132.18 [kN]$$

Scinanie trzpienia śruby

Pole ścinanej części śruby

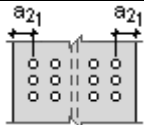
$$A_v = A_s = 2.45 [cm^2]$$

Nośność na ścinanie trzpienia

$$S_{Rv} = 0.45 \cdot m \cdot R_m \cdot A_v = 0.45 \cdot 1 \cdot 830.00 [MPa] \cdot 2.45 [cm^2] = 91.51 [kN]$$

Docisk śruby

Docisk śruby do półki słupa

	$a_{21} = 70.00[mm]$
$a_{1min} = \min[a_{21}] = 70.00[mm]$	

Współczynnik zależny od rozstawu śrub

$$\alpha^I = \min[a_{1min}/d; (\min[a_i; w_1; w_2]/d)-0.75; 2.5] = \min[70.00[mm]/20.00[mm]; (\min[130.00[mm]; 100.00[mm]; 60.00[mm])/20.00[mm])-0.75; 2.5] = 2.25$$

$$\alpha^I > 0$$

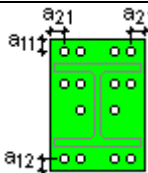
$$2.25 > 0.00$$



Nośność obliczeniowa w stanie granicznym uplastycznienia ścianki otworu

$$S_{Rb} = \alpha^I * f_d * 0.7 * d * \Sigma t_i = 2.25 * 235.00[MPa] * 0.7 * 20.00[mm] * 14.00[mm] = 103.64[kN]$$

Docisk śruby do blachy

	$a_{11} = 80.00[mm]$
	$a_{12} = 50.71[mm]$
	$a_{21} = 40.00[mm]$
$a_{1min} = \min[a_{11}; a_{12}; a_{21}] = 40.00[mm]$	

Współczynnik zależny od rozstawu śrub

$$\alpha^{II} = \min[a_{1min}/d; (\min[a_i; w_1; w_2]/d)-0.75; 2.5] = \min[40.00[mm]/20.00[mm]; (\min[130.00[mm]; 100.00[mm]; 60.00[mm])/20.00[mm])-0.75; 2.5] = 2.00$$

$$\alpha^{II} > 0$$

$$2.00 > 0.00$$



Nośność obliczeniowa w stanie granicznym uplastycznienia ścianki otworu

$$S_{Rb}^{II} = \alpha^{II} * f_d * 0.7 * d * \Sigma t_i = 2.00 * 205.00[MPa] * 0.7 * 20.00[mm] * 20.00[mm] = 114.80[kN]$$

Nośność na ścinanie

Siła poprzeczna

$$V_0 = -N_d * \sin(\alpha) + V_d * \cos(\alpha) = -(72.00[kN]) * \sin(4.00[Deg]) + -54.00[kN] * \cos(4.00[Deg]) = -58.89[kN]$$

Siła składowa w śrubie od wpływu siły podłużnej

$$S = V_0/n_b = -58.89[kN]/12 = -4.91[kN]$$

Miarodajna nośność obliczeniowa śruby

$$S_R = \min[S_{Rv}; S_{Rb}; S_{Rb}^{II}] = \min[91.51[kN]; 103.64[kN]; 114.80[kN]] = 91.51[kN]$$

$$|S| \leq S_R$$

$$|-4.91[kN]| < 91.51[kN]$$

$$0.05$$



Parametry blachy czołowej

Odległość między brzegiem otworu a spoiną lub początkiem zaokrąglenia

$$c = 20.00[mm]$$

Szerokość współdziałania blachy przypadająca na jedną śrubę

$$b_s = 2 \cdot (c + d) = 2 \cdot (20.00[mm] + 20.00[mm]) = 80.00[mm]$$

$$t_{min1} = 1.2 \cdot \sqrt{(c \cdot S_{Rt}) / (b_s \cdot f_d)} = 1.2 \cdot \sqrt{(20.00[mm] \cdot 132.18[kN]) / (80.00[mm] \cdot 205.00[MPa])} = 15.24[mm]$$

$$t_{min2} = d \cdot \sqrt[3]{[R_m / 1000]} = 20.00[mm] \cdot \sqrt[3]{[830.00[MPa] / 1000]} = 18.80[mm]$$

Minimalna grubość blachy czołowej

$$t_{min} = \max(t_{min1}, t_{min2}) = \max(15.24[mm]; 18.80[mm]) = 18.80[mm]$$

$$t_p \geq t_{min}$$

$$t_p = 20.00[mm] \geq t_{min} = 18.80[mm]$$



Współczynnik efektu dźwigni

$$\beta = 2.67 - t_p / t_{min} = 2.67 - 20.00[mm] / 18.80[mm] = 1.61$$

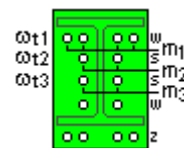
Nośność na rozciąganie

1.13.2 Stan graniczny nośności

Siła podłużna

$$N_0 = N_d \cdot \cos(\alpha) + V_d \cdot \sin(\alpha) = 72.00[kN] \cdot \cos(4.00[Deg]) + -54.00[kN] \cdot \sin(4.00[Deg]) = 68.06[kN]$$

Nr	m_i	ω_i	Wiersz
1	$m_1 = 4$	$\omega_{k1} = 1.00$	wewnętrzny
2	$m_2 = 4$	$\omega_{k2} = 1.00$	wewnętrzny
3	$m_3 = 4$	$\omega_{k3} = 0.70$	zewnętrzny



Nośność ze względu na zerwanie śrub

$$N_{Rjd} = S_{Rt} \cdot \sum(m_i \cdot \omega_i) = S_{Rt} \cdot (m_1 \cdot \omega_{k1} + m_2 \cdot \omega_{k2} + m_3 \cdot \omega_{k3}) = 132.18[kN] \cdot (4 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.00 + 4 \cdot 0.70) = 1427.52[kN]$$

$$|N_0| \leq N_{Rjd}$$

$$|68.06[kN]| < 1427.52[kN]$$

$$0.05$$



Nośność na zginanie

1.13.3 Stan graniczny nośności

Siły w śrubach

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 61.00[kNm]$$

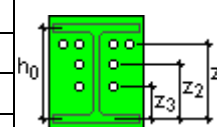
Odległość między osiami pótek belki

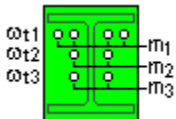
$$h_0 = (h_b - t_b) / \cos(\alpha) = (290.00[mm] - 14.00[mm]) / \cos(4.00[Deg]) = 276.67[mm]$$

Minimalne ramię działania sił w śrubach

$$z_{min} = 0.6 \cdot h_0 = 0.6 \cdot 276.67[mm] = 166.00[mm]$$

Nr	z_i	$z_i > z_{min}$
1	$z_1 = 223.69[mm]$	✓
2	$z_2 = 73.69[mm]$	✗
3	$z_3 = -56.31[mm]$	✗



Nr	m_i	ω_i	Wiersz	
1	$m_1 = 4$	$\omega_{t1} = 0.90$	wewnętrzny	
2	$m_2 = 4$	$\omega_{t2} = 0.80$	wewnętrzny	
3	$m_3 = 4$	$\omega_{t3} = 0.60$	zewnątrzny	

Nośność ze względu na zerwanie śrub

$$M_{Rjd} = S_{Rt} \cdot \sum(m_i \cdot \omega_{ti} \cdot z_i) = S_{Rt} \cdot (m_1 \cdot \omega_{t1} \cdot z_1) = 132.18[kN] \cdot (4 \cdot 0.90 \cdot 223.69[mm]) = 106.44[kNm]$$

$ M_0 \leq M_{Rjd}$	$ 61.00[kNm] < 106.44[kNm]$	0.57	✓
----------------------	------------------------------	-------------	---

Nośność na rozciąganie ze zginaniem

1.13.4 Stan graniczny nośności

Siły w śrubach

Siła podłużna

$$N_0 = N_d \cdot \cos(\alpha) + V_d \cdot \sin(\alpha) = 72.00[kN] \cdot \cos(4.00[Deg]) + -54.00[kN] \cdot \sin(4.00[Deg]) = 68.06[kN]$$

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 61.00[kNm]$$

Interakcja siły podłużnej i momentu zginającego

$$N_0/N_{Rjd} + |M_0|/M_{Rjd} = 68.06[kN]/1427.52[kN] + |61.00[kNm]|/106.44[kNm] = 0.62$$

$N_0/N_{Rjd} + M_0 /M_{Rjd} \leq 1$	$0.62 < 1.00$	0.62	✓
--------------------------------------	---------------	-------------	---

Spoiny pachwinowe łączące belkę i blachę czołową53

Siły w spoinach

Siła podłużna

$$N_0 = N_d \cdot \cos(\alpha) + V_d \cdot \sin(\alpha) = 72.00[kN] \cdot \cos(4.00[Deg]) + -54.00[kN] \cdot \sin(4.00[Deg]) = 68.06[kN]$$

Siła poprzeczna

$$V_0 = -N_d \cdot \sin(\alpha) + V_d \cdot \cos(\alpha) = -(72.00[kN]) \cdot \sin(4.00[Deg]) + -54.00[kN] \cdot \cos(4.00[Deg]) = -58.89[kN]$$

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 61.00[kNm]$$

1.13.5 Charakterystyki geometryczne układu spoin

1.13.5.1 Belka

Pole spoin poziomych na półce górnej

$$A_{wfu} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 \cdot r_b)] \cdot a_f = [300.00[mm] + (300.00[mm] - 8.50[mm] - 2 \cdot 27.00[mm])] \cdot 7.00[mm] = 37.63[cm^2]$$

Pole spoin poziomych na półce dolnej

$$A_{wfl} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 \cdot r_b)] \cdot a_f = [300.00[mm] + (300.00[mm] - 8.50[mm] - 2 \cdot 27.00[mm])] \cdot 7.00[mm] = 37.63[cm^2]$$

Pole spoin pionowych

$$A_{ww} = 2 \cdot [(h_b - 2 \cdot (t_{fb} - r_b)) / \cos(\alpha)] \cdot a_w = 2 \cdot [(290.00[mm] - 2 \cdot (14.00[mm] - 27.00[mm])) / \cos(4.00[Deg])] \cdot 4.00[mm] = 16.68[cm^2]$$

Pole wszystkich spoin

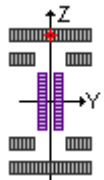
$$A_w = A_{wfu} + A_{wfl} + A_{ww} = 37.63[cm^2] + 37.63[cm^2] + 16.68[cm^2] = 91.93[cm^2]$$

Przesunięcie środka ciężkości układu spoin względem środka ciężkości belki

$$e_{0w} = 0.00[mm]$$

Moment bezwładności układu spoin

$$I_w = 15345.93[cm^4]$$

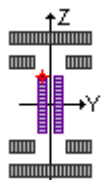
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = 148.85[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1030.94[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 68.06[kN]/91.93[cm^2] = 7.40[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 61.00[kNm]/1030.94[cm^3] = 59.17[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 7.40[MPa] + 59.17[MPa] = 66.57[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 66.57[MPa]/\sqrt{2} = 47.07[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 66.57[MPa]/\sqrt{2} = 47.07[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 47.07[MPa] < 205.00[MPa]$	0.23	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2)]} \leq f_d$	$65.90[MPa] < 205.00[MPa]$	0.32	✓
---	----------------------------	------	---

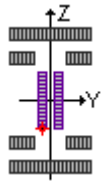
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = 104.25[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1471.98[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 68.06[kN]/91.93[cm^2] = 7.40[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 61.00[kNm]/1471.98[cm^3] = 41.44[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 7.40[MPa] + 41.44[MPa] = 48.84[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 48.84[MPa]/\sqrt{2} = 34.54[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 48.84[MPa]/\sqrt{2} = 34.54[MPa]$	
Naprężenie styczne równoległe	
$\tau_{ } = V_0/A_{ww} = -58.89[kN]/16.68[cm^2] = -35.30[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 34.54[MPa] < 205.00[MPa]$	0.17	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_d$	$64.58[MPa] < 205.00[MPa]$	0.32	✓
---	----------------------------	------	---

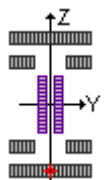
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = -104.25[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1471.98[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 68.06[kN]/91.93[cm^2] = 7.40[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 61.00[kNm]/1471.98[cm^3] = 41.44[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 7.40[MPa] + 41.44[MPa] = 48.84[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 48.84[MPa]/\sqrt{2} = 34.54[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 48.84[MPa]/\sqrt{2} = 34.54[MPa]$	
Naprężenie styczne równoległe	
$\tau_{ } = V_0/A_{ww} = -58.89[kN]/16.68[cm^2] = -35.30[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 34.54[MPa] < 205.00[MPa]$	0.17	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_d$	$64.58[MPa] < 205.00[MPa]$	0.32	✓
---	----------------------------	------	---

Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = -148.85[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1030.94[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 68.06[kN]/91.93[cm^2] = 7.40[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 61.00[kNm]/1030.94[cm^3] = 59.17[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 7.40[MPa] + 59.17[MPa] = 66.57[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 66.57[MPa]/\sqrt{2} = 47.07[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 66.57[MPa]/\sqrt{2} = 47.07[MPa]$	

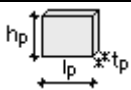
Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 47.07[MPa] < 205.00[MPa]$	0.23	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2)]} \leq f_d$	$65.90[MPa] < 205.00[MPa]$	0.32	✓
---	----------------------------	------	---

Materiał	Klasa	f_d	R_e	R_m	
	St4V	235.00[MPa]	275.00[MPa]	410.00[MPa]	

Blacha czołowa				
	l_p	h_p	t_p	
	300.00[mm]	522.65[mm]	20.00[mm]	
Materiał	Klasa	f_d	R_e	R_m
	St3V	205.00[MPa]	225.00[MPa]	375.00[MPa]

1.14.1.1 Śruby łączące blachę czołową i półkę słupa

Klasa śruby	Klasa	8.8
Granica plastyczności	$R_e =$	660.00 [MPa]
Wytrzymałość na rozciąganie	$R_m =$	830.00 [MPa]
Średnica śruby	$d =$	20.00 [mm]
Średnica otworu dla śruby	$d_0 =$	22.00 [mm]
Pole powierzchni śruby	$A =$	3.14 [cm ²]
Pole powierzchni czynnej śruby	$A_s =$	2.45 [cm ²]
Liczba wierszy	$w =$	4
Odległość od krawędzi poziomej	$a_1 =$	40.00 [mm]
Rozstaw poziomy	$w_1 =$	100.00 [mm]
Rozstaw poziomy	$w_2 =$	60.00 [mm]
Liczba śrub w wierszach $m_1=4$; $m_2=4$; $m_3=4$; $m_4=4$		
Rozstawy pionowe wierszy $a'_1=147.55[mm]$; $a'_2=147.55[mm]$; $a'_3=147.55[mm]$		

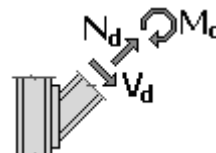
1.14.1.2 Spoiny

Grubość spoin pachwinowych łączących półki belki i blachę czołową ⁵⁷	$a_f =$	7.00 [mm]
Grubość spoin pachwinowych łączących środknik belki i blachę czołową ⁵⁷	$a_w =$	4.00 [mm]

Siły

Obciążenie obliczeniowe SGN

Siła podłużna	$N_d =$	51.00	[kN]
Siła poprzeczna	$V_d =$	101.00	[kN]
Moment zginający	$M_d =$	125.00	[kNm]



Rezultaty

Śruby łączące blachę czołową i półkę słupa

Nośność śrub

Rozciąganie śruby

Nośność obliczeniowa w stanie granicznym zerwania trzpienia

$$S_{Rt} = \min[0.65 \cdot R_m \cdot A_s; 0.85 \cdot R_e \cdot A_s] = \min[0.65 \cdot 830.00[MPa] \cdot 2.45[cm^2]; 0.85 \cdot 660.00[MPa] \cdot 2.45[cm^2]] = 132.18[kN]$$

Scinanie trzpienia śruby

Pole ścinanej części śruby

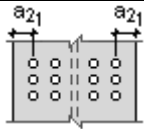
$$A_v = A_s = 2.45[cm^2]$$

Nośność na ścinanie trzpienia

$$S_{Rv} = 0.45 \cdot m \cdot R_m \cdot A_v = 0.45 \cdot 1 \cdot 830.00[MPa] \cdot 2.45[cm^2] = 91.51[kN]$$

Docisk śruby

Docisk śruby do półki słupa

	$a_{21} = 70.00[mm]$
$a_{1min} = \min[a_{21}] = 70.00[mm]$	

Współczynnik zależny od rozstawu śrub

$$\alpha^I = \min[a_{1min}/d; (\min[a_i; w_1; w_2]/d) - 0.75; 2.5] = \min[70.00[mm]/20.00[mm]; (\min[147.55[mm]; 100.00[mm]; 60.00[mm])/20.00[mm]) - 0.75; 2.5] = 2.25$$

$$\alpha^I > 0$$

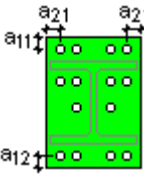
$$2.25 > 0.00$$



Nośność obliczeniowa w stanie granicznym uplastycznienia ścianki otworu

$$S_{Rb} = \alpha^I \cdot f_d \cdot 0.7 \cdot d \cdot \Sigma t_i = 2.25 \cdot 235.00[MPa] \cdot 0.7 \cdot 20.00[mm] \cdot 14.00[mm] = 103.64[kN]$$

Docisk śruby do blachy

	$a_{11} = 40.00[mm]$
	$a_{12} = 40.00[mm]$
	$a_{21} = 40.00[mm]$
$a_{1min} = \min[a_{11}; a_{12}; a_{21}] = 40.00[mm]$	

Współczynnik zależny od rozstawu śrub

$$\alpha^{II} = \min[a_{1min}/d; (\min[a_i; w_1; w_2]/d) - 0.75; 2.5] = \min[40.00[mm]/20.00[mm]; (\min[147.55[mm]; 100.00[mm]; 60.00[mm])/20.00[mm]) - 0.75; 2.5] = 2.00$$

$$\alpha^{II} > 0$$

$$2.00 > 0.00$$



Nośność obliczeniowa w stanie granicznym uplastycznienia ścianki otworu

$$S_{Rb}^{II} = \alpha^{II} \cdot f_d \cdot 0.7 \cdot d \cdot \Sigma t_i = 2.00 \cdot 205.00[MPa] \cdot 0.7 \cdot 20.00[mm] \cdot 20.00[mm] = 114.80[kN]$$

Nośność na ścinanie

Siła poprzeczna

$$V_0 = -N_d \cdot \sin(\alpha) + V_d \cdot \cos(\alpha) = -(51.00[kN]) \cdot \sin(26.00[Deg]) + 101.00[kN] \cdot \cos(26.00[Deg]) = 68.42[kN]$$

Siła składowa w śrubie od wpływu siły podłużnej

$$S = V_o/n_b = 68.42[kN]/16 = 4.28[kN]$$

Miarodajna nośność obliczeniowa śruby

$$S_R = \min[S_{Rv}; S_{Rb}^I; S_{Rb}^{II}] = \min[91.51[kN]; 103.64[kN]; 114.80[kN]] = 91.51[kN]$$

$$|S| \leq S_R \quad |4.28[kN]| < 91.51[kN] \quad 0.05 \quad \checkmark$$

Parametry blachy czołowej

Odległość między brzegiem otworu a spoiną lub początkiem zaokrąglenia

$$c = 20.00[mm]$$

Szerokość współdziałania blachy przypadająca na jedną śrubę

$$b_s = 2 \cdot (c + d) = 2 \cdot (20.00[mm] + 20.00[mm]) = 80.00[mm]$$

$$t_{min1} = 1.2 \cdot \sqrt[(c \cdot S_{Rt}) / (b_s \cdot f_d)] = 1.2 \cdot \sqrt[(20.00[mm] \cdot 132.18[kN]) / (80.00[mm] \cdot 205.00[MPa])}] = 15.24[mm]$$

$$t_{min2} = d \cdot \sqrt[(R_m / 1000)] = 20.00[mm] \cdot \sqrt[(830.00[MPa] / 1000)] = 18.80[mm]$$

Minimalna grubość blachy czołowej

$$t_{min} = \max(t_{min1}, t_{min2}) = \max(15.24[mm]; 18.80[mm]) = 18.80[mm]$$

$$t_p \geq t_{min} \quad t_p = 20.00[mm] \geq t_{min} = 18.80[mm] \quad \checkmark$$

Współczynnik efektu dźwigni

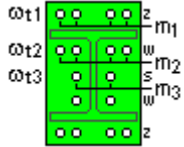
$$\beta = 2.67 - t_p/t_{min} = 2.67 - 20.00[mm]/18.80[mm] = 1.61$$

Nośność na rozciąganie

1.14.2 Stan graniczny nośności

Siła podłużna

$$N_0 = N_d \cdot \cos(\alpha) + V_d \cdot \sin(\alpha) = 51.00[kN] \cdot \cos(26.00[Deg]) + 101.00[kN] \cdot \sin(26.00[Deg]) = 90.11[kN]$$

Nr	m_i	ω_i	Wiersz	
1	$m_1 = 4$	$\omega_{t1} = 0.62$	zewnętrzny	
2	$m_2 = 4$	$\omega_{t2} = 1.00$	wewnętrzny	
3	$m_3 = 4$	$\omega_{t3} = 1.00$	wewnętrzny	
4	$m_4 = 4$	$\omega_{t4} = 0.62$	zewnętrzny	

Nośność ze względu na zerwanie śrub

$$N_{Rjd} = S_{Rt} \cdot \sum(m_i \cdot \omega_i) = S_{Rt} \cdot (m_1 \cdot \omega_{t1} + m_2 \cdot \omega_{t2} + m_3 \cdot \omega_{t3} + m_4 \cdot \omega_{t4}) = 132.18[kN] \cdot (4 \cdot 0.62 + 4 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.00 + 4 \cdot 0.62) = 1715.87[kN]$$

$$|N_0| \leq N_{Rjd} \quad |90.11[kN]| < 1715.87[kN] \quad 0.05 \quad \checkmark$$

Nośność na zginanie

1.14.3 Stan graniczny nośności

Siły w śrubach

Rzeczywisty moment zginający

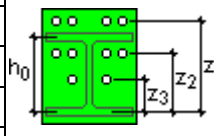
$$M_0 = M_d = 125.00 [kNm]$$

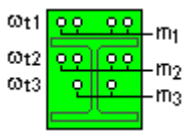
Odległość między osiami pól belki

$$h_0 = (h_b - t_{fb}) / \cos(\alpha) = (290.00 [mm] - 14.00 [mm]) / \cos(26.00 [Deg]) = 307.08 [mm]$$

Minimalne ramię działania sił w śrubach

$$z_{min} = 0.6 * h_0 = 0.6 * 307.08 [mm] = 184.25 [mm]$$

Nr	z_i	$z_i > z_{min}$	
1	$z_1 = 374.87 [mm]$	✓	
2	$z_2 = 227.31 [mm]$	✓	
3	$z_3 = 79.76 [mm]$	✗	
4	$z_4 = -67.79 [mm]$	✗	

Nr	m_i	ω_i	Wiersz	
1	$m_1 = 4$	$\omega_{t1} = 0.70$	zewnątrzny	
2	$m_2 = 4$	$\omega_{t2} = 0.90$	wewnętrzny	
3	$m_3 = 4$	$\omega_{t3} = 0.80$	wewnętrzny	
4	$m_4 = 4$	-	zewnątrzny	

Nośność ze względu na zerwanie śrub

$$M_{Rjd} = S_{Rt} * \sum (m_i * \omega_i * z_i) = S_{Rt} * (m_1 * \omega_{t1} * z_1 + m_2 * \omega_{t2} * z_2) = 132.18 [kN] * (4 * 0.70 * 374.87 [mm] + 4 * 0.90 * 227.31 [mm]) = 246.90 [kNm]$$

$ M_0 \leq M_{Rjd}$	$ 125.00 [kNm] < 246.90 [kNm]$	0.51	✓
----------------------	---------------------------------	-------------	---

Nośność na rozciąganie ze zginaniem

1.14.4 Stan graniczny nośności

Siły w śrubach

Siła podłużna

$$N_0 = N_d * \cos(\alpha) + V_d * \sin(\alpha) = 51.00 [kN] * \cos(26.00 [Deg]) + 101.00 [kN] * \sin(26.00 [Deg]) = 90.11 [kN]$$

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 125.00 [kNm]$$

Interakcja siły podłużnej i momentu zginającego

$$N_0 / N_{Rjd} + |M_0| / M_{Rjd} = 90.11 [kN] / 1715.87 [kN] + |125.00 [kNm]| / 246.90 [kNm] = 0.56$$

$N_0 / N_{Rjd} + M_0 / M_{Rjd} \leq 1$	$0.56 < 1.00$	0.56	✓
--	---------------	-------------	---

Nośność śruby na rozciąganie ze ścinaniem

1.14.5 Stan graniczny nośności

Siły w śrubach

Siła podłużna

$$N_0 = N_d * \cos(\alpha) + V_d * \sin(\alpha) = 51.00 [kN] * \cos(26.00 [Deg]) + 101.00 [kN] * \sin(26.00 [Deg]) = 90.11 [kN]$$

Siła poprzeczna

$$V_0 = -N_d \cdot \sin(\alpha) + V_d \cdot \cos(\alpha) = -(51.00[kN]) \cdot \sin(26.00[Deg]) + 101.00[kN] \cdot \cos(26.00[Deg]) = 68.42[kN]$$

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 125.00[kNm]$$

Siła składowa w śrubie od wpływu momentu

$$S_{tM} = |M_0| / \Sigma(m_i \cdot \omega_i \cdot z_i) = |M_0| / (m_1 \cdot \omega_1 \cdot z_1 + m_2 \cdot \omega_2 \cdot z_2) = |125.00[kNm]| / (4 \cdot 0.70 \cdot 374.87[mm] + 4 \cdot 0.90 \cdot 227.31[mm]) = 66.92[kN]$$

Siła składowa w śrubie od wpływu siły podłużnej

$$S_{tN} = N_0 / n_b = 90.11[kN] / 16 = 5.63[kN]$$

Siła rozciągająca w śrubie

$$S_t = S_{tM} + S_{tN} = 66.92[kN] + 5.63[kN] = 72.55[kN]$$

$S_t \leq S_{Rt}$	$72.55[kN] < 132.18[kN]$	0.55	
-------------------	--------------------------	-------------	--

Siła składowa w śrubie od wpływu siły ścinającej

$$S_v = V_0 / n_b = 68.42[kN] / 16 = 4.28[kN]$$

$ S_v \leq S_{Rv}$	$ 4.28[kN] < 91.51[kN]$	0.05	
---------------------	--------------------------	-------------	--

Interakcja ścinania i rozciągania

$$(S_t / S_{Rt})^2 + (S_v / S_{Rv})^2 = (72.55[kN] / 132.18[kN])^2 + (4.28[kN] / 91.51[kN])^2 = 0.30$$

$(S_t / S_{Rt})^2 + (S_v / S_{Rv})^2 \leq 1$	$0.30 < 1.00$	0.30	
--	---------------	-------------	--

Spoiny pachwinowe łączące belkę i blachę czołową⁶¹

Siły w spoinach

Siła podłużna

$$N_0 = N_d \cdot \cos(\alpha) + V_d \cdot \sin(\alpha) = 51.00[kN] \cdot \cos(26.00[Deg]) + 101.00[kN] \cdot \sin(26.00[Deg]) = 90.11[kN]$$

Siła poprzeczna

$$V_0 = -N_d \cdot \sin(\alpha) + V_d \cdot \cos(\alpha) = -(51.00[kN]) \cdot \sin(26.00[Deg]) + 101.00[kN] \cdot \cos(26.00[Deg]) = 68.42[kN]$$

Rzeczywisty moment zginający

$$M_0 = M_d = 125.00[kNm]$$

1.14.6 Charakterystyki geometryczne układu spoin

1.14.6.1 Belka

Pole spoin poziomych na półce górnej

$$A_{wfu} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 \cdot r_b)] \cdot a_f = [300.00[mm] + (300.00[mm] - 8.50[mm] - 2 \cdot 27.00[mm])] \cdot 7.00[mm] = 37.63[cm^2]$$

Pole spoin poziomych na półce dolnej

$$A_{wfl} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 \cdot r_b)] \cdot a_f = [300.00[mm] + (300.00[mm] - 8.50[mm] - 2 \cdot 27.00[mm])] \cdot 7.00[mm] = 37.63[cm^2]$$

Pole spoin pionowych

$$A_{ww} = 2 \cdot [(h_b - 2 \cdot (t_{fb} - r_b)) / \cos(\alpha)] \cdot a_w = 2 \cdot [(290.00[mm] - 2 \cdot (14.00[mm] - 27.00[mm])) / \cos(26.00[Deg])] \cdot 4.00[mm] = 18.51[cm^2]$$

Pole wszystkich spoin

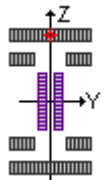
$$A_w = A_{wfu} + A_{wfl} + A_{ww} = 37.63[cm^2] + 37.63[cm^2] + 18.51[cm^2] = 93.76[cm^2]$$

Przesunięcie środka ciężkości układu spoin względem środka ciężkości belki

$$e_{0w} = 0.00[mm]$$

Moment bezwładności układu spoin

$$I_w = 18968.15[cm^4]$$

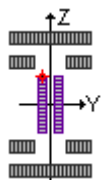
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = 164.83[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1150.79[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 90.11[kN]/93.76[cm^2] = 9.61[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 125.00[kNm]/1150.79[cm^3] = 108.62[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 9.61[MPa] + 108.62[MPa] = 118.23[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 118.23[MPa]/\sqrt{2} = 83.60[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 118.23[MPa]/\sqrt{2} = 83.60[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 83.60[MPa] < 205.00[MPa]$	0.41	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2)]} \leq f_d$	$117.04[MPa] < 205.00[MPa]$	0.57	✓
---	-----------------------------	------	---

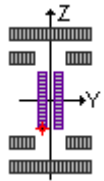
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = 115.71[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1639.27[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 90.11[kN]/93.76[cm^2] = 9.61[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 125.00[kNm]/1639.27[cm^3] = 76.25[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 9.61[MPa] + 76.25[MPa] = 85.86[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 85.86[MPa]/\sqrt{2} = 60.72[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 85.86[MPa]/\sqrt{2} = 60.72[MPa]$	
Naprężenie styczne równoległe	
$\tau_{ } = V_0/A_{ww} = 68.42[kN]/18.51[cm^2] = 36.96[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 60.72[MPa] < 205.00[MPa]$	0.30	✓
-----------------------------	------------------------------	------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_d$	$96.09[MPa] < 205.00[MPa]$	0.47	✓
---	----------------------------	------	---

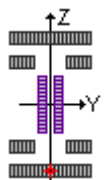
Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = -115.71[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1639.27[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 90.11[kN]/93.76[cm^2] = 9.61[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 125.00[kNm]/1639.27[cm^3] = 76.25[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 9.61[MPa] + 76.25[MPa] = 85.86[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 85.86[MPa]/\sqrt{2} = 60.72[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 85.86[MPa]/\sqrt{2} = 60.72[MPa]$	
Naprężenie styczne równoległe	
$\tau_{ } = V_0/A_{ww} = 68.42[kN]/18.51[cm^2] = 36.96[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 60.72[MPa] < 205.00[MPa]$	0.30	✓
-----------------------------	------------------------------	-------------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_d$	$96.09[MPa] < 205.00[MPa]$	0.47	✓
---	----------------------------	-------------	---

Punkt w którym sprawdzane są naprężenia	$z_i = -164.83[mm]$
Wskaźnik sprężystości układu spoin	
$W_w = 1150.79[cm^3]$	
Naprężenie od siły podłużnej	
$\sigma_N = N_0/A_w = 90.11[kN]/93.76[cm^2] = 9.61[MPa]$	
Naprężenie od zginania	
$\sigma_M = M_0/W_w = 125.00[kNm]/1150.79[cm^3] = 108.62[MPa]$	
Maksymalne naprężenie normalne	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 9.61[MPa] + 108.62[MPa] = 118.23[MPa]$	
Naprężenie normalne prostopadłe	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 118.23[MPa]/\sqrt{2} = 83.60[MPa]$	
Naprężenie styczne prostopadłe	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 118.23[MPa]/\sqrt{2} = 83.60[MPa]$	

Współczynnik wytrzymałości spoin

$$\chi = 0.70$$

$ \sigma_{\perp} \leq f_d$	$ 83.60[MPa] < 205.00[MPa]$	0.41	✓
-----------------------------	------------------------------	-------------	---

$\chi^* \sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2)]} \leq f_d$	$117.04[MPa] < 205.00[MPa]$	0.57	✓
---	-----------------------------	-------------	---

CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rzut fundamentów	1:75	K_01
Rzut parteru	1:75	K_02
Rzut stropu nad parterem	1:75	K_03
Schemat zbrojenia dolnego płyty stropowej	1:75	K_03A
Schemat zbrojenia górnego płyty stropowej	1:75	K_03B
Rzut piętra	1:75	K_04
Rzut konstrukcji dachu	1:75	K_05
Rzut fundamentów – zadaszenie trybun	1:75	K_06
Rzut konstrukcji dachu – zadaszenie trybun	1:75	K_07