



## **PROJEKT TECHNICZNO – WYKONAWCZY -CZĘŚĆ PROJEKTU BUDOWLANEGO**

**TEMAT: "PRZEBUDOWA BUDYNKU INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM"**

**ADRES: PCIM 1195. 32-432 PCIM.**

**OBIEKT: BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM.**

**FAZA: PROJEKT TECHNICZNY – CZĘŚĆ PROJEKTU BUDOWLANEGO  
PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY BUDYNKU.**

**BRANŻA: KONSTRUKCJA.**

**INWESTOR: URZĄD GMINY W PCIMIU – PCIM 563, 32-432 PCIM.**

**AUTOR: OPRACOWANIA : inż. Jerzy Borkowski upr. nr GP.IV.63/108/75**

**KRAKÓW. sierpień - wrzesień 2023.**

---

## SPIS ZAWARTOŚCI.

---

1.       **Opis techniczny.**
2.       **Obliczenia statyczne (stron 31).**
3.       **Uprawnienia budowlane i przynależność do izby.**
4.       **Część graficzna opracowania.**
  - rys.nr 1-K – rzut fundamentów dobudowy
  - rys.nr 2-K – rzut piwnic strop nad piwnicą
  - rys.nr 3-K – rzut parteru strop nad parterem
  - rys.nr 4-K – rzut Ip strop nad Ip
  - rys.nr 5-K - rzut IIp strop nad IIp
  - rys.nr 6-K - rzut IIIp strop nad IIIp
  - rys.nr 7-K – więźba dachowa i stropodach
  - rys.nr 8-K – przekrój A-A schematy konstrukcji
  - rys.nr 9-K - przekrój B-B schematy konstrukcji
  - rys.nr 10-K - przekrój C-C schematy konstrukcji
  - rys.nr 11-K - przekrój D-D schematy konstrukcji.
  - rys.nr 12-K – zbrojenie klatki schodowej i szybu dźwigowego
  - rys.nr 13-K – zbrojenie elementów żelbetowych budynku istn. i dobudowy
  - rys.nr 14-K – schody ewakuacyjne – rys. zestawczy – zest. stali profilowej.

**PROJEKT TECHNICZNO – BUDOWLANY, KONSTRUKCYJNY  
PRZEBUDOWY I ROZBUDOWY BUDYNKU INSTYTUCJI KULTURY  
GMINY PCIM W PCIMIU NR 1195.**

---

### **1. PODSTAWY PRAWNE.**

---

- 1.1. Zlecenie Inwestora Urzędu Gminy Pcim.
- 1.2. Inwentaryzacja architektoniczna wykonana przez Firmę „Maciej Kozub – Architektoniczna Pracownia Projektowa w 2023r.
- 1.3. Projekt budowlano – architektoniczny przebudowy i rozbudowy Budynku Instytucji Kultury Gminy Pcim wykonany przez Firmę „Maciej Kozub – Architektoniczna Pracownia Projektowa w marcu 2023r.
- 1.4. Ekspertyza konstrukcyjno – budowlana wykonana dla potrzeb projektu budowlanego przebudowy i rozbudowy Budynku Instytucji Kultury Gminy Pcim w Pcimiu nr 1195, wykonana przez Pracownię Projektową „VILLANOVA” w marcu 2023r.
- 1.5. Dokumentacja geotechniczna „Geotechniczne warunki posadowienia - dokumentacja badań podłoża gruntowego” wykonane przez EM.GEO. – Usługi Geologiczne Elżbieta Małajowicz w maju 2023r.
- 1.6. Polskie i Europejskie Normy Budowlane.

### **2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.**

---

Celem opracowania jest przebudowa i rozbudowa części budynku „Budynek Instytucji Kultury Gminy Pcim” w Pcimiu w której koncepcja przewiduje częściową przebudowę budynku oraz dobudowę mieszczącą nową klatkę schodową oraz nowy dźwig osobowy. Zakres opracowania obejmuje wszystkie elementy konstrukcyjne budynku objęte projektem budowlanym.

### **3. OPIS OGÓLNY BUDYNKU – STAN ISTNIEJĄCY.**

---

Przedmiotowy budynek to budynek wielofunkcyjny zlokalizowany jako wolnostojący w centrum miejscowości Pcim, pomiędzy starą częścią drogi wojewódzkiej Kraków – Zakopane oraz wewnętrzną drogą osiedlową pod nr 563.

Budynek posiada złożony kształt z trzech prostokątów jeden z dachem pulpitowym i kalenicą równoległą do drogi, a drugi dwuspadowy o kalenicy pod kątem prostym do niej, oraz dobudowaną część niższą również z dachem pulpitowym.

Orientacyjny wiek budynku określa się na 35-39 lat /budowa 1984-1988/.

Budynek posiada w części cztery kondygnacje nadziemne (parter i III piętra), a w części niższej dwa (parter i piętro) oraz jest w większej części podpiwniczony.

Trzecie piętro części budynku objętego opracowaniem to adaptacja strychu mieszczącego się pod ukośnymi połaciami dachu. Komunikację pionową zapewnia w tej części trójbiegowa,

żelbetowa, częściowo zabiegowa, płytowa klatka schodowa zlokalizowana w trakcie zachodnim w centrum budynku, a prowadząca z piwnic na III piętro.

Wejście główne do budynku od strony zachodniej z poziomu parteru cofnięte w podcieniu bezpośrednio przy ścianie wspólnej obu części budynku obok klatki schodowej.

Dach nad budynkiem dwuspadowy o równych znacznych spadkach, wynoszących 48°, a w częściach skrajnych narożnych z licznymi przydaszkami, o zróżnicowanym kształcie zewnętrznym od strony południowej część dachu podniesiona nad oknami IIIp tworząc podłużny wygląd. Od strony zachodniej nad klatką schodową część dachu stromo nadwieszona nad ścianą szczytową klatki schodowej.

Pokrycie dachu blachą fałdową ocynkowaną i malowaną na podkonstrukcji drewnianej na drewnianej więźbie dachowej.

Więźba dachowa o tradycyjnej konstrukcji ciesielskiej niosąca również znaczna część stropu nad poddaszem.

Układ konstrukcyjny budynku podłużny trójtaktowy o stropach rozpartych pomiędzy szczytowymi ścianami zewnętrznymi i dwoma wewnętrznymi o rozpiętościach w świetle murów 4,07, 4,40 i 3,30m.

Strop nad IIIp – podstrychowy to strop drewniany belkowy stanowiący część obudowanej więźby dachowej.

Stropy nad IIp, Ip, parterem i piwnicą to stropy ognioodporne, żelbetowe, płytowe.

Budynek posiada konstrukcję tradycyjną, o ścianach konstrukcyjnych piwnic wylewanych z betonu, ścianach zewnętrznych i wewnętrznych parteru, Ip i IIp i poddasza IIIp murowanych z pustaka żużłobetonowego typu „ALFA”.

Budynek w chwili obecnej jest użytkowany o funkcji biurowo - użytkowej, posiada instalację elektryczną, wodną, kanalizację sanitarną oraz ogrzewanie centralne.

#### **4. OPIS PROJEKTOWANYCH ZMIAN KONSTRUKCYJNYCH W CZĘŚCI ISTNIEJĄCEJ BUDYNKU OBJĘTEJ OPRACOWANIEM.**

---

##### **A/- BUDYNEK GŁÓWNY PODLEGAJACY PRZEBUDOWIE.**

---

1. Istniejąca nad budynkiem więźba dachowa dwuspadowa o tradycyjnej konstrukcji ciesielskiej o krokwiach drewnianych z okrągłaków oraz kantówki z oflisem o średnim wymiarze 10x10cm w rozstawie osiowym średnio co 1,0m z dwoma podłużnymi płatwiami pośrednimi opartymi na ścianach zewnętrznych i dwóch ścianach wewnętrznych poprzecznych IIIp, płatwie niosą równocześnie belki części poziomego stropu nad IIIp w związku z wymianą stropu podstrychowego będzie w całości rozebrana i po wykonaniu nowego stropu podstrychowego zostanie wykonana całkowicie nowa więźba dachowa, jako dwuspadowa o nachyleniu połaci 20 stopni, podparta ścianą stolcową w kalenicy



którą stanowić będą – płatew kalenicowa owym. 20x22cm, podparta czterema stolcami 14x15cm z usztywnieniem obustronnymi mieczami 15x15cm w rozstawach 90x90cm. Stolce w rozstawie 4,46-4,36-5,45m, murlaty o wym. 14x14cm mocowane do wieńca stropu podstrychowego kotwami M20co max 2,0m.

2. Ściany szczytowe oraz ściany zewn. i wewn. IIIp należy rozebrać do poziomu spodu projektowanego stropu nad IIIp, a brakujące narożniki ścian zewnętrznych uzupełnić przez podmurowanie cegłą z rozbiórki a nad ścianami wykonać wzmacniający wieniec żelbetowy.
3. Strop nad IIIp strop podstrychowy zaprojektowano jako strop lekki stalowo – żelbetowy z szalunkiem traconym z blachy stalowej trapezowej T18 o gr. 0,7mm „negatyw” o dopuszczalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym równym  $2,81\text{kN}\cdot\text{m}^2 \approx 2,83\text{kN}/\text{m}^2$ , mocowaną do górnych półek belek stalowych przy pomocy blachowkrętów samogwintujących, lub kołków stalowych typu „HILTI” co 2 fałę czyli co około 41cm. Belki stalowe stropu to dwuteowniki walcowane IPN140 oraz IPN160 w rozstawie co 85cm. Na szalunku traconym płyta żelbetowa gr 6,0cm.
4. Ze względu na fakt iż ściana poprzeczna IIIp w osi „J” opiera się na żelbetowym podciągu w poziomie stropu nad IIp, oparcie belek stropu podstrychowego bezpośrednio na tej ścianie nie było możliwe, zaprojektowano bezpośrednio przy ścianie obustronnie żebra stalowe IPN300 na których opierać się będą belki stropu. Ściana poprzeczna w osi „I” jest kontynuacją ściany na IIp więc oparcie belek stropu podstrychowego będzie za pomocą wieńca żelbetowego 25x24cm. Na ścianach podłużnych wieniec obwodowy 45x24cm.
5. Stolec więźby dachowej w osi „J” wspierać się będzie na dodatkowej belce stalowej HEB180 wspartej na bocznych częściach ściany, w poziomie stropu nad IIIp. W miejscu oparcie stolca wykonać stalowy obuwik z blachy gr 4mm, przyspawany do HEB180.
6. Nadproża żelbetowe ścian zewnętrznych i wewnętrznych wykonać jako żelbetowe o wysokości 24cm i grubości murów.
7. Istniejąca, trójbiegowa klatka schodowa zostaje wyburzona na całej wysokości wraz z trzpieniem w duszy klatki aż do istniejącej belki spocznikowej w poziomach wszystkich stropów piętrowych, a w jej miejsce na każdej kondygnacji wykonać należy żelbetową płytę stropową o gr 15cm opartą na wewnętrznych ścianach podłużnych, zbrojenie płyty należy wprowadzić w wywiercone uprzednio w istniejącym wieńcu lub pozostawionej płycie otwory i wkleić łączniki prętów zbrojeniowych.
8. W poziomie stropu nad IIIp w miejscu gdzie dotychczas ściana zewnętrzna była zastąpiona częściowo obudowaną więźbą dachową projektuje się żelbetowy podciąg 40x30cm, a na nim odtworzoną nową ścianę szczytową w przestrzeni IIIp i poddasza.
9. W miejscu gdzie jest projektowane na każdej kondygnacji przejście do nowej dobudowywanej klatki schodowej projektuje się otwory drzwiowe zaopatrzone w stalowe nadproża z belek walcowanych IPN100 oraz IPN120.

10. Istniejące żelbetowe balkony oraz płyty wspornikowe niosące istniejącą obudowę ścian blachą trapezową wokół całego budynku w poziomie stropów nad parterem i piętrem projektuje się całkowicie rozebrać.
11. Istniejące zewnętrzne schody wyrównawcze, jako nie odpowiadające normatywom należy wyburzyć i wykonać nowe płytowe, żelbetowe o gr 10cm oparte na podłużnych murkach betonowych dobetonowanych do ścian istniejących od poziomu istniejącego bunkra opału.

## **B/- BUDYNEK Z DACHEM PULPITOWYM NAD GARAŻMI.**

---

1. W tej części budynku zmiany konstrukcyjne są nieznaczne.
2. Istniejąca nad budynkiem więźba dachowa jednospadowa o tradycyjnej konstrukcji ciesielskiej podlega jedynie wymianie pokrycia dachowego z blachy trapezowej na blachą gładką kładzioną na rąbek na deskowaniu pełnym, na przeważającej części bez ocieplenia, a jedynie w części użytkowanej obecnie jako czytelnia ocieplonej od dołu i otynkowanej. Ocieplona i otynkowana zostanie również cofnięta ściana zewnętrzna poddasza.
3. Zewnętrzna klatka ewakuacyjna, zlokalizowana przy ścianie północnej, zostanie rozebrana i wykonana całkowicie nowa, stalowa, jednobiegowa, z czterema spocznikami, o stopnicach typowych z kratek pomostowych wciskanych, oraz również z kratek stalowych wciskanych płytach spoczników, mocowanych do belek stalowych policzkowych z ceowników UPN140, docinanych i spawanych tworząc „zębki”, oraz belkach policzkowych spoczników również UPN140 lecz prostych.  
Belki policzkowe i spocznikowe oparte na stalowych słupach podporowych i połączone z nimi oraz ze sobą połączeniami spawanymi spoiną pachwinową 4mm po obwodzie styku elementów.  
Belki usztywniające w każdej parze słupów w poziomie spoczników zaprojektowano jako stalowe kształtowniki zamknięte RK50x50x5. Belki spawane do stalowych słupów podporowych i połączone z nimi połączeniami spawanymi spoiną pachwinową 3,5mm po obwodzie styku elementów, a ich przedłużenia kotwione do ściany budynku kotwami wklejanymi M20 po dwie na każdą belkę.  
Słupy stalowe klatki schodowej przyjęto jako rury kwadratowe gięte RK120x120x5mm ze stali St3S usztywnione poziomo i pionowo krzyżulcami z L50x50x4 w obu płaszczyznach co max. 2,50 w pionie i połączone z ryglami stalowymi RK50x50x4mm przez spawanie spoinami pachwinowymi 3,5mm po obwodzie styku elementów. Podstawę słupa będą stalowe blachy 200x200x10mm spawane do słupa oraz zakotwione przy pomocy 4 kotew M16 w stopie fundamentowej 40x40x40cm posadowioną na głębokości posadowienia przyległych istniejących ław fundamentowych budynku. Balustrady stalowe według projektu architektonicznego mocowane do belek spocznikowych i policzkowych.
5. W części użytkowej poddasza przewiduje się ocieplenie zewnętrznej ściany oraz stropu na więźbie dachowej, oraz wymianę pokrycia na całym dachu na blachę płaską na

- deskowaniu pełnym na istniejącej więźbie dachowej.
6. Projektowana wyrzutnia dachowa klimatyzacji wymaga otworu w części nieocieplonej dachu który należy usytuować nie jako kolidujący z istniejącymi krokwiami a w przestrzeni strychowej obudować murkiem z lekkiej odmiany YTONGA na którym osadzić typową podstawę dachową.
  7. Niezbędne otwory dla przejścia przewodów klimatyzacji w istniejących stropach żelbetowych oraz murowanych ścianach do średnicy 305mm wykonywać przy pomocy wiertnicy z koronkami diamentowymi zachowując zasadę nie łączenia otworów bezpośrednio przy sobie zachować odległość minimum 200mm. Otwory o większej średnicy należy uzgodnić przed wykonaniem z autorem projektu konstrukcyjnego na etapie projektu wykonawczego konstrukcji lub w formie nadzoru autorskiego.
  8. Niezbędne otwory w ścianach o szerokości 100cm należy przed wykuciem zaopatrzyć w nadproża stalowe złożone z dwóch belek stalowych IPN80 po jednej z każdej strony muru.

### **C/- BUDYNEK PIĘTROWY NAD GARAŻAMI STRAŻY POŻARNEJ**

---

1. Przedmiotowy budynek o dwóch kondygnacjach nadziemnych stanowi dobudowę całkowicie oddylatowaną od budynków głównych.
2. W budynku tym przewidziano jedynie docieplenie ścian zewnętrznych i stropodachu niewentylowanego usytuowanego jako dach pulpitowy w niewielkim spadku wykonanego jako ruszt stalowy oparty na dwóch podłużnych, żelbetowych podciągach, oraz wykonanie dodatkowego zadaszenia nad wjazdami do garaży połączonego z bocznymi trapezowymi ścianami osłonowymi pokrytymi blachą płaską na deskowaniu pełnym.
3. Zadaszenie wraz z ze zmianą pokrycia dachowego zaprojektowano ze względów konstrukcyjnych jako konstrukcję drewnianą całego dachu wykonaną bezpośrednio ponad dachem istniejącym po uprzednim rozebraniu pokrycia dachowego jako krokwie wysunięte wspornikowo – krokwie drewniane z litego drewna o wym.  $b \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$ , w rozstawie osiowym 90cm, usztywnione poprzecznie co max 2,0m odcinkami belek  $10 \times 20 \text{ cm}$  mijankowo. Krokwie mocowane do murlat  $15 \times 15 \text{ cm}$  kotwionych do wieńca zewnętrznego oraz do podciagu przy części wyższej budynku kotwami stalowymi M16 co max 1,5m. Całość pokryte deskowaniem pełnym oraz blachą płaską „na rąbek”.
4. Boczne ściany osłonowe zaprojektowano ze względów konstrukcyjnych jako słupy drewniane z litego drewna o wym.  $b \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$ , w rozstawie osiowym 80cm, usztywnione poprzecznie co max 2,5m belkami  $10 \times 20 \text{ cm}$  mijankowo. Słup pod podciąg – przedłużenie murlaty dolnej  $15 \times 20$ . Belki i słupy skrajne kotwione do ścian zewnętrznych wklejanymi kotwami stalowymi M16 w rozstawie co 0,7m. Elementy drewniane łączone przy pomocy perforowanych płytek stalowych i gwoździowania oraz tradycyjnych połączeń ciesielskich.
5. Belkę – podciąg zadaszenia nad wejściem zaprojektowano jako belkę drewnianą z drewna

litego jako przedłużenie murłaty dolnej zadaszenia o wym.  $b \times h = 15 \times 15 \text{ cm}$ .

6. Posadowienie obu ścian osłonowych bocznych za pomocą ławy fundamentowej o szerokości 35cm, dla ściany po lewej stronie posadowionej na głębokości posadowienia istniejącej, przyległej ławy fundamentowej, a z prawej strony na ławie wspólnej ze schodkami wyrównawczymi wejścia do budynku, posadowionej na górnej powierzchni płyty stropu nad bunkrem na węgiel na której jest również istniejący parking samochodów osobowych.

#### **D/- DOBUDOWYWANY BUDYNEK KLATKI SCHODOWEJ I DŹWIGU.**

---

1. Od strony południowej do ściany południowej budynku istniejącego dobudowana zostanie oddylatowana, całkowicie zabudowana, żelbetowa, dwubiegowa klatka schodowa prowadząca z piwnic na poziom IIIp.
2. Do klatki przylegać będzie dźwig osobowy obsługujący wszystkie poziomy użytkowe.
3. Nad klatką schodową za[projektowano stropodach wentylowany którego dolną warstwę stanowić będzie żelbetowy, płytowy strop o gr 13cm ocieplony od góry a górną warstwę drewniana, dwuspadowa więźba dachowa o krokwiach  $10 \times 10 \text{ cm}$  w rozstawie co max. 77cm wsparte na podłużnej płatwi kalenicowej  $10 \times 15 \text{ cm}$  wspierającej się na ściankach obudowy wyłazu dachowego oraz klap dymowych. Całość odeskowana i pokryta blachą płaską „na rąbek”.
4. Stropy korytarzy doprowadzające do biegów schodowych to żelbetowe płyty jednokierunkowo zbrojone o gr 13cm.
5. Klatka schodowa zaprojektowana jako żelbetowa, dwubiegowa, płytowa o gr płyt biegów 12cm ze spocznikiem między piętrowym w formie żelbetowego płytowego wspornika gr 12cm zakotwionego w belkach spocznikowych i płytach biegów. Belki spocznikowe o wym.  $60 \times 18 \text{ cm}$  częściowo skryte w grubości stropu oparte na ścianach podłużnych klatki.
6. Ściany dobudowanej klatki schodowej wraz ze ścianą konstrukcyjną dźwigu wykonane zostaną jako żelbetowe o gr 20cm. Część frontowa ściany zachodniej oraz część ściany południowej zastąpiona przeszkleniem o konstrukcji samonośnej. Całość klatki schodowej oddylatowana od ściany budynku głównego a posadowiona na żelbetowej płycie o gr 30cm
7. Szyb dźwigowy przylegający do klatki schodowej w tylnej części elewacji południowej posiada z nią ścianę wspólną oraz jedną ścianę żelbetową o gr 20cm od strony zachodniej. Pozostałe ściany szybu południową i wschodnią stanowić będzie na całej wysokości przeszklenie.
8. Pozostałą konstrukcję dźwigu stanowić będzie konstrukcja stalowa składająca się z narożnego słupa stalowego - rury kwadratowej giętej  $RK120 \times 120 \times 5 \text{ w}$  usztywnionej poziomo ryglami stalowymi  $RP100 \times 50 \times 5 \text{ w}$  w rozstawie co max 190cm, połączonymi przez spawanie spoinami pachwinowymi 3,5mm po obwodzie styku elementów.
9. Rygle spawane również do analogicznych kwadratowych rur pionowych przy ścianach

- żelbetowych mocowanych do nich kotwami stalowymi M16 w rozstawie pion. co 1,0m.
10. Podstawę słupa oraz jego głowicę stanowić będą stalowe blachy 200x200x10mm spawane do słupa oraz zakotwione przy pomocy 4 kotew M16 zarówno do zwieńczenia nadszybia jaki do muru fundamentowego podszybia dźwigu.
  11. Płytę nadszybia razem ze zwieńczeniem i attyką zaprojektowano jako żelbetowe o gr płyty i ścian zwieńczenia 20cm. Płyta przekrycia ocieplona i uwarstwiona jako warstwa tarasowa.
  12. Płyta podszybia żelbetowa będącą równocześnie płytą fundamentową o gr 20cm, części podziemne murów fundamentowych szybu żelbetowe o gr 30cm z odsadzką 10cm.
  13. Nadproża w ścianach żelbetowych klatki schodowej i szybu dźwigowego żelbetowe, zbrojone o wym. 20x30cm.
  14. Przed wejściem do klatki schodowej w narożniku ze ścianą dźwigu w poziomie stropu nad piwnicą zadaszenie otwarte w formie płyty żelbetowej o gr 12cm wspierającej się na ścianie klatki schodowej i dźwigu oraz na narożnym słupie żelbetowym o średnicy 30cm opartym na stopie fundamentowej 50x50x40cm na głębokości posadowienia fundamentów.

## **5.UWAGI KOŃCOWE,**

---

- 5.1. Ze względu na trudności realizacyjne związanych z przebudową i rozbudową przedmiotowego obiektu prace budowlane należy powierzyć wykwalifikowanej i znanej firmie budowlanej, posiadającej doświadczenie w wykonywaniu tego rodzaju prac i gwarantujących wysoką jakość wykonania oraz bezpieczeństwo podczas prowadzenia prac budowlanych na wysokości.
- 5.2. Również z tego powodu zdaniem projektanta wskazanym jest przed przystąpieniem do prac budowlanych wykonanie projektu wykonawczego konstrukcji przez uprawnionego konstruktora budowlanego.
- 5.3. Prace budowlane należy prowadzić pod bezpośrednim nadzorem doświadczonego, uprawnionego inżyniera budowlanego.
- 5.4. Podczas prowadzenia prac budowlanych należy prowadzić stałą obserwację wszystkich elementów konstrukcyjnych istniejącego budynku i o każdych zauważonych zmianach należy natychmiast powiadomić projektanta i inspektora nadzoru budowlanego.
- 5.5. Rozpoczęcie wykonywania szybu dźwigowego należy bezwzględnie uzależnić od dostarczenia na budowę dokumentacji techniczno-ruchowej zamówionego i dostarczanego dźwigu i porównać z szybem w projekcie technicznym oraz uzgodnić z producentem dźwigu w celu uniknięcia konieczności ewentualnych przeróbek po wykonaniu konstrukcji szybu dźwigowego.
- 5.6. Projektowana przebudowa i rozbudowa nie będzie powodować jakichkolwiek zagrożeń stateczności konstrukcji budynku, a co za tym idzie bezpieczeństwa użytkownika

przedmiotowego, istniejącego budynku.

- 5.7. Zgodnie z przytoczoną na wstępie a dostarczoną przez inwestora dokumentacją badań podłoża gruntowego w istniejących warunkach geotechnicznych przyjęto posadowienie budynku jako bezpośrednie na stopach i płytach fundamentowych w poziomie posadowienia przyległych, istniejących fundamentów budynku na warstwie geotechnicznej IV – którą stanowią żwiry i pospółki w stanie średnio zagęszczonym o  $ID=0,35$ , na rzędnej 323,68m n.p.m, równej -1,40m ppt . Projektant na podstawie badań makroskopowych gruntu w wykonanej odkrywce fundamentu oraz w oparciu o swoje doświadczenie zawodowe do obliczeń nowo projektowanych ław i płyt fundamentowych przyjął wartość obliczeniową dopuszczalnych naprężeń w gruncie pod fundamentami jako wartość  $q_{fn}=200\text{kPa}$ . Przed przystąpieniem do prac fundamentowych należy wezwać na budowę geologa aby potwierdził czy przyjęte do obliczeń wartości są prawidłowe, a w przypadku różnicy oceny należy wprowadzić korekty wymiarów fundamentów.
- 5.8. Zarówno dobudowa klatki schodowej jak i szyb dźwigowy winien być posadowiony na gruncie rodzimym na poziomie posadowienia istniejących fundamentów.
- 5.9. Ponieważ projektowane prace budowlane i adaptacyjne w części budynku istniejącego nie zmieniają istotnie obciążeń fundamentów pod ścianami budynku, a co za tym idzie nie zwiększą istotnie obciążeń jednostkowych na gruncie pod istniejącymi fundamentami, nie przewiduje się dodatkowych prac wzmacniających lub poszerzających fundamenty.
- 5.10. Ze względu na brak rozeznania zbrojenia stropów żelbetowych w częściach Istniejących budynku, niezbędne otwory dla przejścia przewodów klimatyzacji w istniejących stropach żelbetowych oraz murowanych ścianach do średnicy 305mm należy wykonywać przy pomocy wiertnicy z koronkami diamentowymi zachowując zasadę nie łączenia otworów bezpośrednio przy sobie zachować odległość minimum 200mm. Otwory o większej średnicy należy uzgodnić przed wykonaniem z autorem projektu konstrukcyjnego na etapie projektu wykonawczego konstrukcji lub w formie nadzoru autorskiego, a otwory w ścianach o szerokości do 100cm należy przed wykuciem zaopatrzyć w nadproża stalowe złożone z dwóch belek stalowych IPN80 po jednej z każdej strony muru.
- 5.11. Jakikolwiek zmiany materiałów konstrukcyjnych zastosowanych w projekcie, a powodujące zmianę schematu lub wartości obciążeń są niedopuszczalne i tego typu zmiany muszą być zaakceptowane przez projektanta pod rygorem wstrzymania prac.
- 5.12. Uwaga: opracowanie niniejsze należy rozpatrywać łącznie z aktualną inwentaryzacją architektoniczną budynku, oraz projektem architektoniczno – budowlanym oraz projektami branżowymi rozbudowy i przebudowy budynku.
- 5.13. Przedmiotowy budynek zalicza się do drugiej kategorii geotechnicznej- proste warunki gruntowe oraz cztery kondygnacje nadziemne. ( zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012 r. w sprawie ustalania

geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych - Dz. U. z dnia 27 kwietnia 2012 r.

## **6. PRZYJĘTE OBCIĄŻENIA UŻYTKOWE.**

---

- obciążenie użytkowe stropów pom. biurowe p=2,00kN/m<sup>2</sup>
- obciążenie użytkowe korytarzy p=4,00kN/m<sup>2</sup>
- obciążenie użytkowe biegów schodów p=4,00kN/m<sup>2</sup>
- obciążenie użytkowe wspornikowego spocznika p=5,00kN/m<sup>2</sup>
- obciążenie użytkowe szybu dźwigowego zgodnie z danymi producenta
- obciążenie śniegiem zgodnie z PN-EN1991-1-3 Eurokod 1
- obciążenie wiatrem zgodnie z PN-EN1991-1-4
- ciężary objętościowe materiałów zgodnie z PN-EN1991-1-1:2004 Eurokod 1

## **7. ZASTOSOWANE MATERIAŁY BUDOWLANE.**

---

- beton konstrukcyjny elementów konstrukcyjnych B25
- beton konstrukcyjny ścian stykających się z gruntem, fundamentów i posadzki B25 - beton szczelny W-8
- stal zbrojeniowa A-III, i A-III-N. BSt-Q- 500: Ra=500Mpa
- stal profilowa St3SX
- pustaki ceramiczne gr 19cm i cegłą kratówka - zamurowania
- błoczki YTONG kl.4 gr 8 i 11cm jako ścianki działowe
- tarcica iglasta klasy C27.

KONIEC OPRACOWANIA.

Opracował:

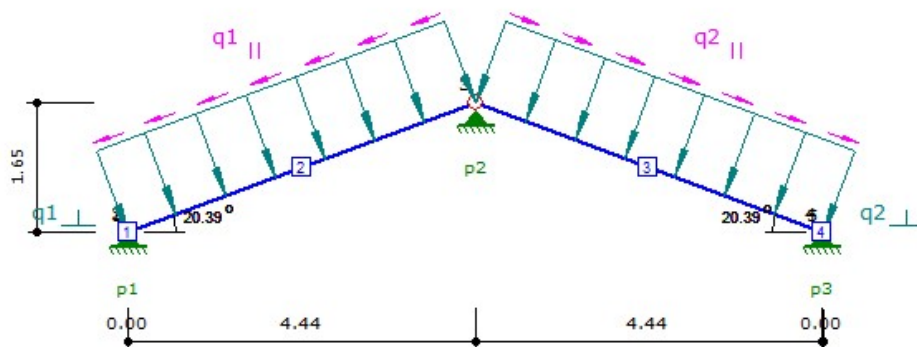
Kraków wrzesień 2023r.

inż. Jerzy Borkowski

Nr pręta	Typ pręta	Nr węzła pocz.	Nr węzła kończ.	Nr przekroju	Połączenie (węzeł pocz.)	Połączenie (węzeł końc.)	Długość [m]
1	krokiew	1	2	1	sztynne	sztynne	0.00
2	krokiew	2	3	1	sztynne	przegub	4.74
3	krokiew	3	4	1	przegub	sztynne	4.74
4	krokiew	4	5	1	sztynne	sztynne	0.00
Rozstaw krokwi						[m]	0.90

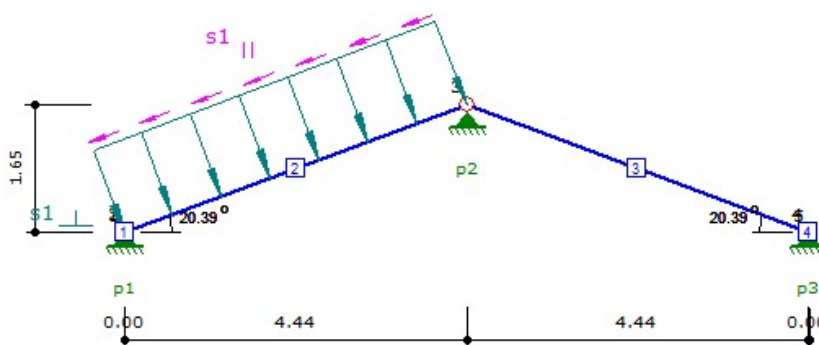


### Obciążenia stałe



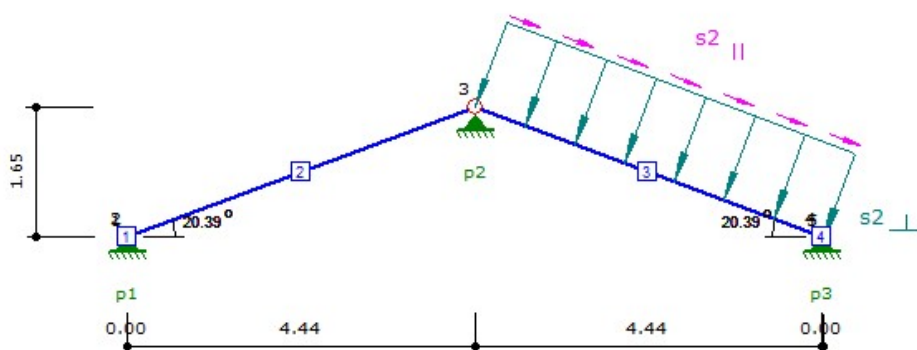
$q_{1\perp} = 1.06 \text{ kN/m}$	$q_{1\parallel} = 0.40 \text{ kN/m}$
$q_{2\perp} = 1.06 \text{ kN/m}$	$q_{2\parallel} = 0.40 \text{ kN/m}$

### Obciążenie śniegiem - lewa połać



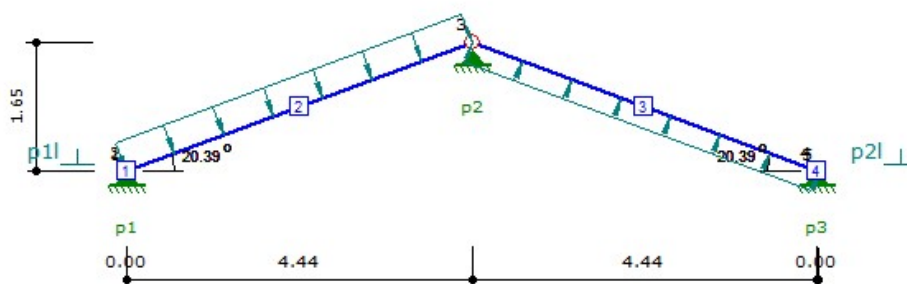
$s_{1\perp} = 1.09 \text{ kN/m}$	$s_{1\parallel} = 0.41 \text{ kN/m}$
----------------------------------	--------------------------------------

### Obciążenie śniegiem - prawa połać



$s_{2\perp} = 1.09 \text{ kN/m}$	$s_{2\parallel} = 0.41 \text{ kN/m}$
----------------------------------	--------------------------------------

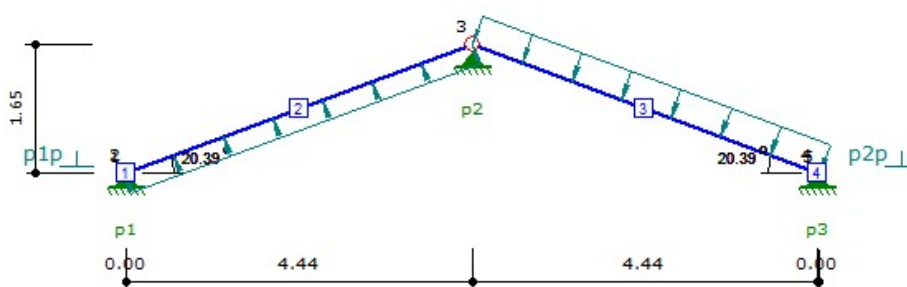
### Obciążenie wiatrem z lewej



$$p_{1l} = 0.38 \text{ kN/m}$$

$$p_{2l} = -0.23 \text{ kN/m}$$

### Obciążenie wiatrem z prawej



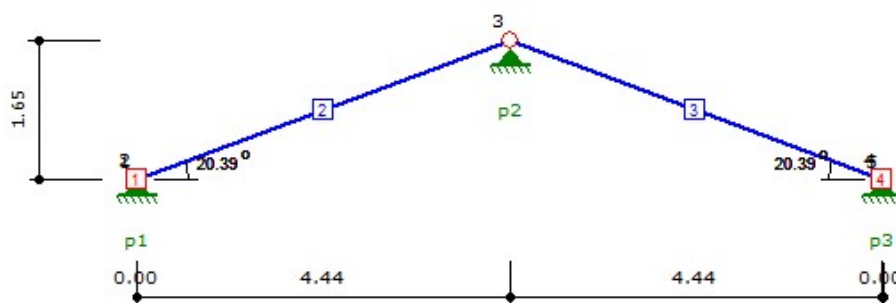
$$p_{1p} = -0.23 \text{ kN/m}$$

$$p_{2p} = 0.38 \text{ kN/m}$$

### Zbiorne zestawienie wyników

Tabela wykorzystania nośności przekroju pręta

Nr	Typ pręta	Zgin. i statecz.	Zgin. ze ścisk.	Ścisk. ze zgin.	Ścisk.	Rozciąg. ze zgin.	Rozciąg.	Ścin.	$u_{fin}$ [cm]	Uwagi
1	krokiew	$E > 1$	—	—	—	$0.00 \leq 1$	—	$0.00 \leq 1$	<b><math>0.00 &gt; 0.00</math></b>	—
2	krokiew	$0.60 \leq 1$	—	$0.01 \leq 1$	—	—	$0.00 \leq 1$	$0.17 \leq 1$	$2.19 \leq 2.37$	—
3	krokiew	$0.60 \leq 1$	—	$0.01 \leq 1$	—	—	$0.00 \leq 1$	$0.17 \leq 1$	$2.19 \leq 2.37$	—
4	krokiew	$0.00 \leq 1$	—	—	—	$0.00 \leq 1$	—	$0.00 \leq 1$	<b><math>0.00 &gt; 0.00</math></b>	—



#### Obwiednia reakcji dla podpory nr 1

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.19</b>	2.45	0.00	1 5
$R_{x \min}$	<b>-0.31</b>	3.81	0.00	1 4
$R_{y \max}$	-0.31	<b>6.57</b>	0.00	1 2 4
$R_{y \min}$	0.19	<b>2.45</b>	0.00	1 5

#### Obwiednia reakcji dla podpory nr 2

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.50</b>	6.26	0.00	1 5
$R_{x \min}$	<b>-0.50</b>	6.26	0.00	1 4
$R_{y \max}$	0.50	<b>11.78</b>	0.00	1 2 3 5
$R_{y \min}$	0.00	<b>5.94</b>	0.00	1

#### Obwiednia reakcji dla podpory nr 3

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.31</b>	3.81	0.00	1 5
$R_{x \min}$	<b>-0.19</b>	2.45	0.00	1 4
$R_{y \max}$	0.31	<b>6.57</b>	0.00	1 3 5
$R_{y \min}$	-0.19	<b>2.45</b>	0.00	1 4

**PRZYJĘTO KROKWI DREWNIANE z drewna litego o wymiarach b×h=10x20cm w rozstawie co 90cm.**

### POZ.2. WIĘŻBA DACHOWA NAD BIBLIOTEKĄ – platew kalenicowa. L=5,17/

#### 2.1. Zestawienie obciążeń.

- z krokwi poz.1	11,76/0,90=13,07kN/mb
- ciężar własny 15x20cm	0,20x0,15x6,0x1,35=0,24kN/mb
Razem na 1mb płatwi	0,025x6,0x1,35/0,82=13,31kN/mb

#### 2.2. Schemat i wartości statyczne.

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona obciążeniem ciągłym o

$L_{\max}=1,05 \times 5,17=5,43\text{m}$ , a przy podparciu mieczami 90x90cm  $L_o=3,63\text{m}$

$M_{\max}=0,125 \times 5,43^2 \times 13,31=49,06\text{kNm}$

$Q_{\max}=0,5 \times 5,53 \times 11,03=36,80\text{kN}$

$M_{\max}=0,125 \times 3,63^2 \times 13,31=21,92\text{kNm}$

$Q_{\max}=0,5 \times 3,63 \times 13,31=24,16\text{kN}$

### 2.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie litych elementów prętowych zginanych

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C30$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 1$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0} = \text{długotrwałe}$

Boczne podpory przeciw zwichrzeniu pręta są; Górna powierzchnia pręta obciążona

Dopuszczalna maksymalna wysokość przekroju pręta  $h_{max} = 250 \text{ mm}$

Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 3,63 \text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 0,90 \text{ m}$

Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 14,50 \text{ mm}$

Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego względem osi  $x$   $M_{xd}/M_{xc}$   $\gamma_{maux} = 1,300$

Moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_{xd} = 21,92 \text{ kNm}$

Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $V_{xd} = 24,16 \text{ kN}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000

Szerokość przekroju pręta  $b = 200 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 225 \text{ mm}$

Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{mamd} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{mamd} = 12,99 \text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{aud} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{aud} = 0,81 \text{ MPa}$

Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 10,91 \text{ mm} < 14,5 \text{ mm}$

Sprawdzenie warunków normowych:

nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 16,15 \text{ MPa} >> 12,99 \text{ MPa}$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1zg \leq 1$ )  $WR1zg = 0,56 < 1,0$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2zg \leq 1$ )  $WR2zg = 0,80 < 1,0$

nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1,62 \text{ MPa} > 0,81 \text{ MPa}$

### 2.4. PRZYJĘTO PŁATEW DREWNIANĄ z drewna litego o wym. $b \times h = 20 \times 22,5 \text{ cm}$ podpartą mieczami drewnianymi $15 \times 15 \text{ cm}$ do słupków w układzie $90 \times 90 \text{ cm}$ .

## POZ.3. WIĘŹBA DACHOWA NAD BIBLIOTEKĄ – słupki podporowe.

### 3.1. Zestawienie obciążeń.

- z płatwi poz.2	$0,5 \times (4,26 + 5,43) \times 13,31 = 64,49 \text{ kN}$
- ciężar własny $15 \times 20 \text{ cm}$	$0,15 \times 0,15 \times 6,0 \times 1,35 \times 1,65 = 0,30 \text{ kN}$
Razem na słupek max.	$= 64,79 \text{ kN}$

### 3.2. Schemat i wartości statyczne.

Słup osiowo ściskany podparty przegubowo dołem i górą a stężony obustronnymi mieczami z płatwiami o  $L_{max} = 1,65 \text{ m}$ .

### 3.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie litych elementów prętowych ściskanych osiowo

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C30$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 1$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0} = \text{średniotrwałe}$

Długość rzeczywista pręta względem osi  $x$   $l_x = 1,65 \text{ m}$ ; względem osi  $y$   $l_y = 1,65 \text{ m}$

Współczynnik długości wyboczeniowej względem osi  $x$   $\mu_{ix} = 1,000$ ; względem osi  $y$   $\mu_{iy} = 1,000$

Procent osłabienia przekroju łącznikami  $O_s = 10,00 \%$

Procentowy udział przekroju pręta w docisku na podporze  $P_d = 90,00 \%$

Smukłość graniczna pręta wg p. 4.2.1. normy  $\max \lambda_{dac} = 150$

Siła ściskająca obliczeniowa  $N_d = 64,79 \text{ kN}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000

Szerokość przekroju pręta  $b = 150 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 140 \text{ mm}$

Smukłość pręta  $\lambda_{dac} = 40,83$ ; Współczynnik wyboczenia  $K_c = 1,00$

Naprężenie obliczeniowe ściskające  $\sigma_{mac0d} = 3,43 \text{ MPa}$ ; docisku  $\sigma_{macdoc} = 3,43 \text{ MPa}$

Sprawdzenie warunków normowych: wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie

-wzdłuż włókien  $f_{c0d} = 14,15 \text{ MPa}$ ; prostopadle do włókien  $f_{c90d} = 3,51 \text{ MPa}$

warunek wg. 4.1.7.a ( $WR1SM \leq 1$ )  $WR1SM = 0,06$ ; warunek wg. 4.1.7.b ( $WR2SM \leq 1$ )  $WR2SM = 0,06$

warunek wg. 4.2.1.i ( $WR1S0 \leq 1$ )  $WR1S0 = 0,37$ ; warunek wg. 4.2.1.j ( $WR2S0 \leq 1$ )  $WR2S0 = 0,34$

**3.4. PRZYJĘTO SŁUPKI DREWNIANE** z drewna litego o wym.  $b \times h = 15 \times 14 \text{ cm}$  podparte mieczami drewnianymi  $15 \times 15 \text{ cm}$  do płatwi.

#### **POZ.4. STROP STAŁOWO ŻELBETOWY** płyta żelbetowa na szalunku traconym blachy trapezowej mocowanej do belek stalowych co 28cm.

##### **4.1. Zestawienie obciążeń – propozycja 2.**

-wełna mineralna akustyczna 20cm	$0,20 \times 0,60 \times 1,35 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 8cm	$0,08 \times 25,0 \times 1,35 = 2,70 \text{ kN/m}^2$
-blacha trapezowa T-18 strzelana do belek	$0,08 \times 1,35 = 0,11 \text{ kN/m}^2$
-belki stalowe IPN140 co 90cm	$0,142 \times 1,35 / 0,90 = 0,21 \text{ kN/m}^2$
-podwieszony suchy tynk gipsowy $2 \times 1,25 \text{ cm}$	$2 \times 0,0125 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 3,83 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe strop bez dostępu	$p = 0,50 \times 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 4,58 \text{ kN/m}^2$

##### **4.2. Schemat i wartości statyczne.**

Płyta żelbetowa wieloprzęsłowa jednostajnie obciążona  $l_0 \text{ max} = 0,85 \text{ m}$

$M_{\text{max}} = 0,125 \times 0,85^2 \times 4,58 = 0,42 \text{ kNm}$        $Q_{\text{max}} = 0,85 \times 4,58 = 3,89 \text{ kN}$

##### **4.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej  
Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Klasa betonu B = 25.00 MPa : Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff}} = 0.85 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość płyty  $h = 0.08 \text{ m}$ ; Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąg.  $a_1 = 0.02 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 0.42 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 0.42 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{\text{lim}} = 3.60 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.08 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 0.78 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty  $a = 0.16 \text{ mm}$

**4.4. PRZYJĘTO** płytę żelbetową o gr 8,0cm - zbrojenie dołem w przęśle oraz górą na podporach po #6 co 14cm o  $F_z = 2,02 \text{ cm}^2 > 0,71 \text{ cm}^2$ , rozdzielcze #6 co 25cm.

##### **4.5. SPRAWDZENIE SZALUNKU Z BLACHY TRAPEZOWEJ.**

##### **4.6. Zestawienie obciążeń montażowych.**

-płyta żelbetowa 8cm	$0,08 \times 25,0 \times 1,35 = 2,70 \text{ kN/m}^2$
-blacha trapezowa TR-18	$0,041 \times 1,35 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 2,76 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe montażowe	$p = 0,50 \times 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 3,51 \text{ kN/m}^2$

**4.7. PRZYJĘTO** blachę trapezową ocynkowaną T-18D o gr. 0,7mm „BLACHOTRAPEZ” UKŁADANĄ JAKO NEGATYW o dopuszczalnym obciążeniu równomiernie rozłożonym równym  $4,25 \text{ kN/m}^2 > 3,51 \text{ kN/m}^2$ , dla rozpiętości do 1,0m i dopuszczalnym ugięciem  $1/150$  rozpiętości, mocowaną do górnych półek belek stalowych przy pomocy blachowkrętów samogwintujących, lub kołków stalowych typu „HILTI” co 2 fałę czyli co około 28cm.

## **POZ.5. STROP STAŁOWO ŻELBETOWY – BELKI STAŁOWE L=4,40m.**

**Obciążenie obliczeniowe pasma stropu o szerokości 85cm  $q_1=0,85 \times 4,58=3,89 \text{ kN/mb}$**

### **5.2. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0=1,05 \times 4,40=4,62 \text{ m}$

$M_{\max}=0,125 \times 4,62^2 \times 3,89=10,38 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 4,62 \times 3,89=8,99 \text{ kN}$

Zastępcze obciążenie na podporę CIĄGŁE  $q=8,99/0,85=10,57 \text{ kN/mb}$

### **5.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane

Badany profil: Dwuteownik normalny IPN; Rodzaj elementu belka

Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 4,62 \text{ m}$

Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 0.00 \text{ m}$ ;

Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 8,99 \text{ kN}$

Moment obliczeniowy; względem osi  $x$   $M_x = 10,38 \text{ kNm}$

Współczynnik obciążenia  $M_{obl}/M_{char}$   $\gamma_{maf} = 1.350$

Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 18,50 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-91/H-93407 I-140

wysokość profilu  $h = 140.0 \text{ mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 66.0 \text{ mm}$

grubość półki  $t_f = 8,6 \text{ mm}$ ; grubość środnika  $t_w = 5,7 \text{ mm}$

Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1.000$

Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 13,19 \text{ kNm}$

Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0.504$

Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 14,6 \text{ mm}$ ; całkowite  $a = 14,6 \text{ mm}$

**5.4. PRZYJĘTO** belki stalowe, walcowane IPN 140 w rozstawie osiowym co 85cm,

Na górnych półkach mocowane kołkami HILTI blachy stalowe trapezowe T-18Dmm o gr 0,7mm, jako szalunek tracony pod płytę żelbetową gr 8,0cm zbrojoną dołem i górą siatkami zbrojeniowymi #6co14x25cm.

## **POZ.6. STROP STAŁOWO ŻELBETOWY – BELKI STAŁOWE L=5,17m.**

### **6.1. Zestawienie obciążeń.**

-wełna mineralna akustyczna 20cm	$0,20 \times 0,60 \times 1,35 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 8cm	$0,08 \times 25,0 \times 1,35 = 2,70 \text{ kN/m}^2$
-blacha trapezowa T-20 strzelana do belek	$0,08 \times 1,35 = 0,11 \text{ kN/m}^2$
-belki stalowe IPN160 co 90cm	$0,182 \times 1,35/0,90 = 0,27 \text{ kN/m}^2$
-podwieszony suchy tynk gipsowy 2x1,25cm	$2 \times 0,0125 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 3,89 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe strop bez dostępu	$p = 0,50 \times 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 4,64 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie obliczeniowe pasma stropu o szerokości 90cm  $q_1=0,90 \times 4,64=4,18 \text{ kN/mb}$

### **6.2. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0=1,05 \times 5,17=5,43 \text{ m}$

$M_{\max}=0,125 \times 5,43^2 \times 4,18=15,41 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 5,43 \times 4,18=11,35 \text{ kN}$

Zastępcze obciążenie na podporę CIĄGŁE  $q=11,35/0,9=12,61\text{kN/m}$

### 6.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane

Badany profil: Dwuteownik normalny IPN; Rodzaj elementu belka

Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00\text{MPa}$ ; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 5,43\text{ m}$

Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 0.00\text{ m}$ ;

Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 11,35\text{kN}$

Moment obliczeniowy; względem osi  $x$   $M_x = 15,41\text{ kNm}$

Współczynnik obciążenia  $M_{ob}/M_{char}$   $\gamma_{maf} = 1.350$

Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 21,70\text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-91/H-93407 I-160

wysokość profilu  $h = 160.0\text{ mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 74.0\text{ mm}$

grubość półki  $t_f = 9,5\text{ mm}$ ; grubość środnika  $t_w = 6,3\text{ mm}$

Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1.000$

Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 18,28\text{kNm} > 15,41\text{kNm}$

Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0.524$

Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 18,31\text{mm}$ ; całkowite  $a = 18,3\text{ mm}$

### 6.4. PRZYJĘTO belki stalowe, walcowane IPN 160 w rozstawie osiowym co 90cm,

## POZ.7. PODCIĄGI ODCIĄŻAJĄCE PODCIĄG POD STROPEM NAD IIIp.

### 7.1. Zestawienie obciążeń .

-z belek nowego stropu nad IIIp poz.5

$9,52/0,9 = 10,57\text{kN/m}$

-ciężar własny podciagu stalowego

$0,47 \times 1,35 = 0,63\text{kN/m}$

Obciążenie całkowite na 1mb belki

$g = 11,20\text{kN/m}$

### 7.2. Schemat i wartości statyczne

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0 = 1,05 \times 8,55 = 8,98\text{m}$

$M_{max} = 0,125 \times 8,98^2 \times 11,20 = 112,90\text{kNm}$ ;  $Q_{max} = 0,5 \times 8,98 \times 11,20 = 50,29\text{kN}$

### 7.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane

Badany profil: Dwuteownik normalny IPN; Rodzaj elementu belka

Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00\text{MPa}$ ; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 8,98\text{ m}$

Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 0,90\text{ m}$ ;

Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 50,29\text{kN}$

Moment obliczeniowy; względem osi  $x$   $M_x = 112,90\text{kNm}$

Współczynnik obciążenia  $M_{ob}/M_{char}$   $\gamma_{maf} = 1.350$

Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 35,90\text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-91/H-93407 IPN-300

wysokość profilu  $h = 300.0\text{ mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 125.0\text{ mm}$

grubość półki  $t_f = 16,2\text{ mm}$ ; grubość środnika  $t_w = 10,6\text{ mm}$

Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1,000$

Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 115,91\text{kNm} > 112,90\text{kNm}$

Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0.700$

Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 35,0\text{ mm}$ ; całkowite  $a = 35,0 < 35,90\text{ mm}$

### 7.4. PRZYJĘTO belki stalowe, walcowane IPN-300 oparte HEB-180 na ścianach podłużnych w żelbetowym wieńcu obwodowym na ścianach podmurowanych do pełnej wysokości pom.

## **POZ.8. PODCIĄG STALOWY POD SŁUPEK WIĘŻBY L=4,32m.**

### **8.1. Zestawienie obciążeń.**

-belki stalowe IPN160	$2 \times 0,182 \times 1,35 = 0,49 \text{ kN/mb}$
-obudowa z suchego tynku gipsowego 2x1,25cm	$0,65 \times 2 \times 0,0125 \times 12,0 \times 1,35 = 0,26 \text{ kN/mb}$
Obciążenie stałe	$g = 0,75 \text{ kN/mb}$

**Obciążenie siłą skupioną ze słupka więźby  $P=64,79 \text{ kN}$  w środku rozpiętości**  
 **$L_o=1,05 \times 4,32=4,54 \text{ m}$**

### **8.2. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta obciążona jednostajnie oraz siłą skupioną o  $L_o=1,05 \times 4,32=4,54 \text{ m}$   
 $M_{\max}=0,125 \times 4,54^2 \times 0,75 + 0,25 \times 4,54 \times 64,79 = 75,47 \text{ kNm}$ ;  
 $Q_{\max}=0,5 \times 4,54 \times 0,75 + 0,5 \times 64,79 = 34,10 \text{ kN}$

### **8.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane

Badany profil: Dwuteownik szerokostopowy HEB; Rodzaj elementu belka  
 Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235,00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 4,54 \text{ m}$   
 Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 4,54 \text{ m}$ ;  
 Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 34,10 \text{ kN}$   
 Moment obliczeniowy; względem osi  $x$   $M_x = 75,47 \text{ kNm}$   
 Współczynnik obciążenia  $M_{ob}/M_{char}$   $\gamma_{maf} = 1,350$   
 Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 18,20 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-91/H-93407 HEB180  
 wysokość profilu  $h = 180,0 \text{ mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 180,0 \text{ mm}$   
 grubość półki  $t_f = 14,0 \text{ mm}$ ; grubość środnika  $t_w = 8,5 \text{ mm}$   
 Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\phi_L = 1,000$   
 Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 89,85 \text{ kNm}$   
 Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0,831$   
 Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 15,3 \text{ mm}$ ; całkowite  $a = 15,3 \text{ mm}$

**8.4. PRZYJĘTO** belkę stalową, walcowaną HEB 180. W miejscach oparcia belki na murze wykonać poduszki betonowe o wym.  $a \times b \times h = 25 \times 25 \times 10 \text{ cm}$  z betonu B25.  
 Pod oparcie słupka wykonać należy stalowy obuwik z blachy gr 4mm i wysokości 15cm.

## **POZ.9. PŁYTKA STROPODACHU NAD IIp NA DWYKUSZEM. L=1,07m.**

### **9.1. Zestawienie obciążeń.**

-pokrycie membrana dachowa	$0,006 \times 19,0 \times 1,35 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-deskowanie pełne 2,5cm	$0,025 \times 6,0 \times 1,035 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-stropian 18cm	$0,18 \times 0,45 \times 1,35 = 0,11 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 10cm	$0,10 \times 25,0 \times 1,35 = 3,38 \text{ kN/m}^2$
-podwieszony suchy tynk gipsowy 2x1,25cm	$2 \times 0,0125 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 4,25 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe śnieg	$0,95 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 5,69 \text{ kN/m}^2$

### **9.2. Schemat i wartości statyczne**

Płyta wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_o=1,07 \text{ m}$   
 $M_{\max}=0,125 \times 1,07^2 \times 5,69 = 0,81 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 1,07 \times 5,69 = 3,04 \text{ kN/mb}$



**9.3. PRZYJĘTO konstrukcyjnie płytę żelbetową 10cm** zbrojoną dołem w przęśle #8co12cm, rozdzielcze #6co20cm.

### **POZ.10. PODCIĄG POD ZEWNĘTRZNĄ ŚCIANĘ BIBLIOTEKI na IIIp. L=4,10m.**

#### **10.1. Zestawienie obciążeń.**

-ze stropu zewnętrznego nad IIp poz.9	$0,5 \times 1,07 \times 5,69 = 3,04 \text{ kN/mb}$
-z więźby dachowej poz.1	$0,5 \times 0,90 \times 2,54 = 1,13 \text{ kN/mb}$
-ściana szczytowa nad IIIp $(0,25 \times 14,5 + 0,15 \times 0,45 \times 0,03 \times 19,0) \times 1,35 \times 1,87 \times 0,7 = 7,53 \text{ kN/mb}$	
-ze stropu nad IIIp poz.6	$11,35 / 0,90 = 12,39 \text{ kN/mb}$
-ściana zewnętrzna IIIp $(0,38 \times 14,5 + 0,15 \times 0,45 \times 0,03 \times 19,0) \times 1,35 \times 3,30 = 25,04 \text{ kN/mb}$	
-ciężar własny podciagu 40x30cm	$0,30 \times 0,40 \times 25,0 \times 1,35 = 4,05 \text{ kN/mb}$
Obciążenie na 1mb podciagu	$g = 53,18 \text{ kN/mb}$

#### **10.2. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0 = 1,05 \times 4,10 = 4,31 \text{ m}$

$M_{\max} = 0,125 \times 4,31^2 \times 53,18 = 123,48 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 4,31 \times 53,18 = 114,6 \text{ kN}$

#### **10.3. Wymiarowanie.**

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane	
Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$	
Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 4,10 \text{ m}$ ; Założona szerokość belki $b_w = 0,40 \text{ m}$	
Założona wysokość płyty $h = 0.30 \text{ m}$ ;	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_l = 0.03 \text{ m}$	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} = 123,48 \text{ kNm}$	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} = 91,47 \text{ kNm}$	
Graniczne ugięcie belki $a_{lim} = 17,24 \text{ mm}$	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002	
Obliczona szerokość płyty $b_w = 0,40 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita belki $h = 0.35 \text{ m}$	
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} = 10,56 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki $a = 16,80 \text{ mm}$	
Wyniki obliczeń ścinania wg. PN-B-03264:2002	
Długość odcinka wymagającego zbrojenia $l_{t0} = 0.82 \text{ m}$ ; Obliczona liczba ramion w strzemieniu $m_s = 4$	
Obliczona średnica strzemion $d_s = 6.00 \text{ mm}$ ; Obliczony rozstaw strzemion $s_l = 0.07 \text{ m}$	
Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez beton $V_{Rd1} = 71.02 \text{ kN}$	
Obliczeniowa szerokość rys ukośnych $w_{ku} = 0.275 \text{ mm}$	
Obliczeniowa szerokość rys prostopadłych $w_{kp} = 0.205 \text{ mm}$	

**10.4. PRZYJĘTO** zbrojenie dołem w przęśle 7#14 o  $F_z = 10,78 > 10,56 \text{ cm}^2$ , górą montażowe 2#10 strzemiona #6co25cm, przy podporach na odcinkach 82cm strzemiona zagięci po 12#6co7cm

### **POZ.11. PŁYTA STROPU PO WYBURZONEJ KLATCE SCHODOWEJ NAD PIWNICĄ, PARTEREM, Ip i IIp. L=4,10m.**

#### **11.1. Zestawienie obciążeń.**

-posadzka parkiet lub płytki gresowe 2,0cm	$0,02 \times 22,0 \times 1,35 = 0,59 \text{ kN/m}^2$
-wylewka betonowa 5,0cm	$0,05 \times 24,0 \times 1,35 = 1,62 \text{ kN/m}^2$
-styropian 6,0cm	$0,06 \times 0,45 \times 1,35 = 0,04 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 15cm	$0,15 \times 25,0 \times 1,35 = 5,06 \text{ kN/m}^2$
-tynk cem= wap. lub podwieszony 2x1,25cm z STG	$2 \times 1,25 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie stałe	$g = 7,72 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie zastępcze ze ścianek działowych	$0,75 \times 1,35 = 1,11 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe pow. biurowa	$P = 2,00 \times 1,5 = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$P = 2,00 \times 1,5 = 11,83 \text{ kN/m}^2$

### 11.2. Schemat i wartości statyczne.

Płyta żelbetowa gr 15cm jednokierunkowo zbrojona, wolnopodparta obciążona ciągle.

O  $L_o = 1,05 \times 4,10 \text{ m} = 4,31$

$M_{\max} = 0,125 \times 4,31^2 \times 11,83 = 27,47 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 4,31 \times 11,83 = 25,49 \text{ kN}$

### 11.3. Wymiarowanie.

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 4,50 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość płyty  $h = 0.15 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0.025 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 27,47 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 20,35 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 17,20 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita belki  $h = 0.15 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{sl} = 18,96 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 17,19 \text{ mm}$

**11.4. PRZYJĘTO** zbrojenie dołem w przęśle #14co8.0cm o  $F_z = 19,25 > 18,96 \text{ cm}^2$ , co drugi pręt zbrojenia dolnego odgiąć ku górze w 1/5 rozpiętości i wprowadzić nad podpory, na podporach w wywiercone uprzednio w istniejącym wieńcu lub pozostawionej płycie otwory wkleić łączniki prętów zbrojeniowych.

## POZ.12. STROPODACH NAD NOWĄ KLATKĄ SCHODOWĄ L=3,10m.

Górną warstwę stropodachu stanowić będzie dwuspadowa więźba dachowa o rozpiętości 3,10m wspierająca się na warstwie dolnej – żelbetowej płycie o gr 13cm.

### 12.1. Zestawienie obciążeń.

-pokrycie membrana dachowa	$0,006 \times 19,0 \times 1,35 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-deskowanie pełne 2,5cm	$0,025 \times 6,0 \times 1,035 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-stropian 18cm	$0,18 \times 0,45 \times 1,35 = 0,11 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 13cm	$0,15 \times 25,0 \times 1,35 = 5,06 \text{ kN/m}^2$
-podwieszony suchy tynk gipsowy 2x1,25cm	$2 \times 0,0125 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 5,93 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe śnieg	$0,95 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 7,37 \text{ kN/m}^2$

### 12.2. Schemat i wartości statyczne.

Płyta żelbetowa gr 13cm jednokierunkowo zbrojona, wolnopodparta obciążona ciągle.

O  $L_o = 1,05 \times 3,10 \text{ m} = 3,26 \text{ m}$

$M_{\max} = 0,125 \times 3,26^2 \times 7,37 = 9,79 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 3,26 \times 7,37 = 12,01 \text{ kN}$

### 12.3. Wymiarowanie.

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane		
Klasa betonu B =	25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd} = 420.00$ MPa	
Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} =$	3,26 m; Założona szerokość płyty $b_w = 1.00$ m	
Założona wysokość płyty $h =$	0.13 m;	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_l =$	0.030m	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} =$	9,79kNm	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} =$	7,25kNm	
Graniczne ugięcie belki $a_{lim} =$	13,00 mm	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002		
Obliczona szerokość płyty $b_w =$	1.00 m; Obliczona wysokość całkowita belki $h =$	0.13m
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} =$	5,21 cm <sup>2</sup> ; Ugięcie belki $a =$	12,98mm

**12.4. PRZYJĘTO** płytę żelbetową gr 13cm zbrojenie dołem w przęśle #10co15,0cm o  $F_z = 5,23 > 5,21 \text{ cm}^2$ , co drugi pręt zbrojenia dolnego odgiąć ku górze w 1/5 rozpiętości i wprowadzić nad podpory, rozdzielcze #8co15cm, przy otworach wyłazowym i kłap oddymiających zbrojenie zagęścić po 7#10co4,5cm z każdej strony otworu.

#### **POZ.12A. BELKA WIEŃCZĄCA STROPODACH NAD ŚLUSARKĄ NOWEJ KLATKI SCHODOWEJ L=3,10m.**

##### **12.5. Zestawienie obciążeń.**

-z więzby dachowej poz.1	$0,5 \times 0,90 \times 2,54 = 1,13 \text{ kN/mb}$
-ze stropu nad klatką przyjęto	$0,5 \times 7,37 = 3,69 \text{ kN/mb}$
-ciężar własny 20x82cm	$0,20 \times 0,82 \times 25,0 \times 1,35 = 5,53 \text{ kN/mb}$
Obciążenie na 1mb podciagu	$g = 10,35 \text{ kN/mb}$

##### **12.6. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_o = 1,05 \times 3,10 = 3,26 \text{ m}$   
 $M_{max} = 0,125 \times 3,26^2 \times 10,35 = 13,75 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0,5 \times 3,26 \times 10,35 = 16,87 \text{ N}$

**12.7. PRZYJĘTO** konstrukcyjnie ze względów architektonicznych belkę żelbetową  $b \times h = 20 \times 82 \text{ cm}$ , zbrojenie dołem w przęśle 2#14, górą oraz w 1/2 wysokości montażowe po 2#10, strzemiona #6co25cm.

#### **POZ.12B. BELKA WSPORNIKOWA WIEŃCZĄCA STROPODACH L=1,55m.**

##### **12.8. Zestawienie obciążeń.**

-ze stropodachu nad klatką schodową poz.12	$0,5 \times 3,26 \times 7,37 = 12,01 \text{ kN/mb}$
-ciężar własny 20x82cm	$0,20 \times 0,82 \times 25,0 \times 1,35 = 5,53 \text{ kN/mb}$
Obciążenie na 1mb podciagu	$g = 17,53 \text{ kN/mb}$

##### **12.9. Schemat i wartości statyczne**

Belka wspornikowo zamocowana w ścianie klatki o  $L_o = 1,05 \times 1,55 = 1,63 \text{ m}$ ,  
 $M_{max} = 0,5 \times 1,63^2 \times 17,53 = 23,29 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 1,63 \times 17,53 = 28,57 \text{ kN/mb}$

##### **12.10. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej  
 Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane
Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd}$ =420.00 MPa
Klasa betonu B=25.00 MPa; Długość obliczeniowa belki $l_{eff}$ = 1,63 m;

Założona szerokość żebra  $b_w = 0,20$  m; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0,80$  m;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0,030$  m  
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 23,29$  kNm  
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 17,25$  kNm  
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 6,50$  mm  
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_  
 Obliczona szerokość żebra  $b_w = 0,20$  m; Obliczona wysokość belki  $h = 0,82$  m  
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 2,05$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie belki  $a = 0,14$  mm

**12.11. PRZYJĘTO** konstrukcyjnie ze względów architektonicznych wspornikową belkę żelbetową  $b \times h = 20 \times 80$  cm, zbrojenie górą 2#14, dołem oraz w  $\frac{1}{2}$  wysokości montażowe po 2#10, strzemiona #6co25cm. Zbrojenie górne zakotwić w ścianie na długości min. 150cm

### **POZ.13. PŁYTA STROPU KORYTARZA NOWEJ KLATKI SCHODOWEJ. L=3,10m.**

#### **13.1. Zestawienie obciążeń.**

-posadzka parkiet lub płytki gresowe 2,0cm	$0,02 \times 22,0 \times 1,35 = 0,59$ kN/m <sup>2</sup>
-wylewka betonowa 5,0cm	$0,05 \times 24,0 \times 1,35 = 1,62$ kN/m <sup>2</sup>
-styropian 6,0cm	$0,06 \times 0,45 \times 1,35 = 0,04$ kN/m <sup>2</sup>
-płyta żelbetowa 13cm	$0,13 \times 25,0 \times 1,35 = 4,39$ kN/m <sup>2</sup>
-tynk cem= wap. lub podwieszony 2x1,25cm z STG	$2 \times 1,25 \times 12,0 \times 1,35 = 0,41$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie stałe	$g = 7,05$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie użytkowe korytarz domu kultury	$P = 4,00 \times 1,5 = 6,00$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie całkowite	$= 13,05$ kN/m <sup>2</sup>

#### **13.2. Schemat i wartości statyczne.**

Płyta żelbetowa gr 13cm jednokierunkowo zbrojona, wolnopodparta obciążona ciągle.

$O_{Lo} = 1,05 \times 3,10 = 3,26$

$M_{max} = 0,125 \times 3,26^2 \times 13,05 = 17,34$  kNm;  $Q_{max} = 0,5 \times 3,26 \times 17,34 = 28,26$  kN

#### **13.3. Wymiarowanie.**

Obliczenia na zginanie i ugięcie

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_  
 Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420,00$  MPa  
 Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 3,26$  m; Założona szerokość płyty  $b_w = 1,00$  m  
 Założona wysokość płyty  $h = 0,13$  m;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0,03$  m  
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 17,34$  kNm  
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 12,84$  kNm  
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 13,00$  mm  
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_  
 Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1,00$  m; Obliczona wysokość całkowita belki  $h = 0,13$  m  
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 13,53$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie belki  $a = 12,93$  mm

**13.4. PRZYJĘTO** płytę gr 13cm, zbrojenie dołem w przęśle #14co11,0cm o  $50 \times 14 = 13,99 > 13,53$  cm<sup>2</sup>, co drugi pręt zbrojenia dolnego odgiąć ku górze w  $\frac{1}{5}$  rozpiętości i wprowadzić nad podpory, rozdzielcze #6co20cm.

**POZ.14. ŻELBETOWA PŁYTOWA KLATKA SCHODOWA W DOBUDOWIE.****POZ.14A. Bieg L=2,16/2,43m****14.1. Zestawienie obciążeń.**

Kąt nachylenia biegu  $\tan \alpha = 16,6/27,0 = 0,615$ ;  $\alpha = 32^\circ$ :  $\cos \alpha = 0,848$

-okładzina stopnic płytka gresowa na kleju	$0,015 \times 22,0 \times 1,35 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
-stopnie	$0,5 \times 0,166 \times 0,270 \times 24,0 \times 1,35 = 0,73 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 12cm	$0,12 \times 25,0 \times 1,35 / 0,848 = 4,77 \text{ kN/m}^2$
-tynk gipsowy 1cm	$0,01 \times 12,0 \times 1,35 / 0,848 = 0,19 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 6,13 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe – schody biurowe	$p_z = 4,00 \times 1,5 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 12,13 \text{ kN/m}^2$

**14.2. Schemat i wartości statyczne**

Płyta wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_o = 1,05 \times 2,43 = 2,55 \text{ m}$

$M_{\max} = 0,125 \times 2,55^2 \times 12,13 = 9,86 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 2,55 \times 12,13 = 15,47 \text{ kN/mb}$

**14.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420,00 \text{ MPa}$

Klasa betonu  $B = 25,00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 2,55 \text{ m}$ ;

Założona szerokość żebra  $b_w = 1,00 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0,12 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0,025 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 9,86 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 7,30 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 10,20 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość żebra  $b_w = 1,00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość belki  $h = 0,12 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 4,46 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 10,16 \text{ mm}$

**14.4. PRZYJĘTO płytę żelbetową gr 12cm, zbrojoną dołem w przęśle #10co14,0cm o  $F_z = 5,60 \text{ cm}^2 > 4,46 \text{ cm}^2$ , rozdzielcze #6co25cm.****POZ.14B. Część wspornikowa spocznika międzypiętrowego L=1,20m****14.9. Zestawienie obciążeń.**

-posadzka z gresu na kleju 1,05cm	$0,015 \times 22,0 \times 1,35 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 12cm	$0,12 \times 25,0 \times 1,35 = 4,10 \text{ kN/m}^2$
-tynk gipsowy 1,0cm	$0,01 \times 12,0 \times 1,35 = 0,16 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 4,71 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe – wspornik	$p_z = 5,00 \times 1,5 = 7,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q_o = 12,21 \text{ kN/m}^2$

**14.10. Schemat i wartości statyczne**

Płyta wspornikowo zamocowana w płycie spocznika o  $L_o = 1,05 \times 1,20 = 1,26 \text{ m}$ ,

$M_{\max} = 0,5 \times 1,26^2 \times 12,21 = 9,69 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 1,20 \times 12,21 = 14,65 \text{ kN/mb}$

**14.11. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420,00 \text{ MPa}$

Klasa betonu  $B = 25,00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 1,26 \text{ m}$ ;

Założona szerokość żebra  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0.12 \text{ m}$ ;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0.025 \text{ m}$   
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 9.69 \text{ kNm}$   
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 7.18 \text{ kNm}$   
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 4.80 \text{ mm}$   
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002  
 Obliczona szerokość żebra  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość belki  $h = 0.12 \text{ m}$   
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 4.34 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 2.48 \text{ mm}$

**14.12. PRZYJĘTO płytę żelbetową gr 12cm, zbrojoną górą na całej długości wspornika #10co15cm o  $F_z = 4.36 \text{ cm}^2 > 4.34 \text{ cm}^2$ , pręty zbrojenia głównego zakotwić w płycie spocznika na długości minimum 70cm, rozdzielcze #6co20cm.**

#### **POZ.14C. Część nośna spocznika międzypiętrowego $L=3.10 \text{ m}$ , $b=0.60 \text{ m}$ .**

##### **14.9. Zestawienie obciążeń.**

-posadzka spocznika gres na kleju 1,5cm	$0.015 \times 22.0 \times 1.35 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 18cm	$0.18 \times 25.0 \times 1.35 = 6.07 \text{ kN/m}^2$
-tynk gipsowy 1,0cm	$0.01 \times 12.0 \times 1.35 = 0.16 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 6.67 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe korytarze biurowe	$p_z = 4.00 \times 1.5 = 6.00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q_o = 12.67 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie z biegu $q_d = 15.47 \text{ kN/mb}$	
Obciążenie z części wspornikowej $14.65 \text{ kN/mb}$	
Obciążenie łączne na beleczkę ukrytą o szerokości 60cm $= 12.67 \times 0.6 + 15.47 + 14.65 = 37.72 \text{ kN/mb}$	

##### **14.10. Schemat i wartości statyczne**

Belka częściowo zamocowana w ścianach żelbetowych  $L_o = 1.05 \times 3.10 = 3.25 \text{ m}$ ,  
 $M_{max} = 0.100 \times 3.25^2 \times 37.72 = 39.84 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0.5 \times 3.25 \times 37.72 = 61.30 \text{ kN}$

##### **14.11. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$   
 Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 3.25 \text{ m}$ ;  
 Założona szerokość żebra  $b_w = 0.60 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0.18 \text{ m}$ ;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0.025 \text{ m}$   
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 37.72 \text{ kNm}$   
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 29.51 \text{ kNm}$   
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 13.00 \text{ mm}$   
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002  
 Obliczona szerokość żebra  $b_w = 0.60 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość belki  $h = 0.18 \text{ m}$   
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 13.07 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 13.00 \text{ mm}$

##### **Ścinanie.**

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Długość odcinka wymagającego zbrojenia  $l_{t0} = 0.20 \text{ m}$ ; Obliczona liczba ramion w strzemienu  $m_s = 4$   
 Obliczona średnica strzemion  $d_s = 6.00 \text{ mm}$ ; Obliczony rozstaw strzemion  $s_l = 0.12 \text{ m}$   
 Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez beton  $V_{Rd1} = 53.72 \text{ kN}$   
 Obliczeniowa szer. rys ukośnych  $w_{ku} = 0.231 \text{ mm}$ ; Obliczeniowa szer. rys prostop.  $w_{kp} = 0.066 \text{ mm}$

**14.12. PRZYJĘTO belkę żelbetową gr 18cm i szerokości 60cm skrytą w grubości stropu, zbrojoną dołem 9#14 o  $F_z = 13.86 \text{ cm}^2 > 13.07 \text{ cm}^2$ , oraz górą 4#14, pręty zbrojenia górnego zakotwić w żelbetowej ścianie na długości minimum 70cm, strzemiiona**

podwójne 2#6co20cm, przy podporze na długości 20cm strzemiona zagęszczone 2#6co12cm.

#### **POZ.14D. Część nośna spocznika piętrowego L=3,10m, b=0,60m.**

##### **14.13. Zestawienie obciążeń.**

-obciążenie jak dla poz.13	$0,60 \times 13,05 = 7,83 \text{ kN/mb}$
-obciążenie z biegów poz.14A	$= 15,47 \text{ kN/mb}$
-grubość płyty większa o 5cm	$0,05 \times 25,0 \times 0,60 \times 1,35 = 1,01 \text{ kN/mb}$
Obciążenie całkowite	$q_o = 24,31 \text{ kN/mb}$

##### **14.14. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona  $L_o = 1,05 \times 3,10 = 3,25 \text{ m}$ ,  
 $M_{\max} = 0,125 \times 3,25^2 \times 24,31 = 32,10 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 3,25 \times 24,31 = 39,50 \text{ kN}$

##### **14.15. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420,00 \text{ MPa}$   
 Klasa betonu  $B = 25,00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 3,25 \text{ m}$ ;  
 Założona szerokość żebra  $b_w = 0,60 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0,18 \text{ m}$ ;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0,025 \text{ m}$   
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 32,10 \text{ kNm}$   
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 23,78 \text{ kNm}$   
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 13,00 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość żebra  $b_w = 0,60 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość belki  $h = 0,18 \text{ m}$   
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 9,11 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 13,00 \text{ mm}$

##### **Ścinanie.**

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Długość odcinka wymagającego zbrojenia  $l_{t0} = 0,00 \text{ m}$ ; Obliczona liczba ramion w strzemieniu  $m_s = 2$   
 Obliczona średnica strzemion  $d_s = 8,00 \text{ mm}$ ; Obliczony rozstaw strzemion  $s_1 = 0,12 \text{ m}$   
 Graniczna siła poprzeczna przenoszona przez beton  $V_{Rd1} = 53,64 \text{ kN}$   
 Obliczeniowa szer. rys ukośnych  $w_{ku} = 0,000 \text{ mm}$ ; Obliczeniowa szer. rys prostopadłych  $w_{kp} = 0,153 \text{ mm}$

**14.16. PRZYJĘTO** belkę żelbetową gr 18cm i szerokości 60cm skrytą w grubości stropu, zbrojoną dołem 6#14 o  $F_z = 9,24 \text{ cm}^2 > 9,11 \text{ cm}^2$ , górą 4#10, strzem. podwójne 2#6co20cm.

#### **POZ.15. PŁYTA NADSZYBIA.**

##### **15.1. Zestawienie obciążeń stropodachu – płyty nadszybia.**

-pokrycie z membrany dachowej	$0,006 \times 19,0 \times 1,35 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-płyta OSB 22mm	$0,022 \times 7,5 \times 1,35 = 0,22 \text{ kN/m}^2$
-paroizolacja	$= 0,01 \text{ kN/m}^2$
-wełna mineralna 20cm	$0,20 \times 1,0 \times 1,35 = 0,27 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 20cm	$0,20 \times 25,0 \times 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2$
-obciążenie stałe	$= 7,40 \text{ kN/m}^2$
-obciążenie technologiczne	$(40,0 + 20,0 + 12,0 + 3,105 \times 2) \times 1,5 / 1,92 \times 2,47 = 24,74 \text{ kN/m}^2$
-obciążenie użytkowe – śnieg III strefa	$1,13 \times 1,5 = 1,70 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$P = 33,84 \text{ kN/m}^2$

**15.2. Schemat i wartości statyczne.**

Płyta żelbetowa wolnopodparta na obwodzie dwukierunkowo zbrojona.

$L_x = 1,05 \times 1,92 = 2,02\text{m}$ ;  $L_y = 1,05 \times 2,47 = 2,59\text{m}$

Płyta prostokątna zginana dwukierunkowo pod obciążeniem równomiernym

Dane			
Szerokość płyty	a = 2,020 m;	Długość płyty	b = 2,590 m
Obciążenie obliczeniowe	q = 33,84 kN/m2		
Wyniki			
Moment w środku płyty	Mx0 =	8,828 kNm/m;	My0 = 5,936 kNm/m

**15.3. Wymiarowanie.**

**Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku krótszym**

Dane	
Klasa betonu $B = 25.00\text{MPa}$ :	
Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd} = 420.00\text{MPa}$	
Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,02\text{ m}$ ; Założona szerokość płyty $b_w = 1.00\text{ m}$	
Założona wysokość płyty $h = 0.20\text{ m}$	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_1 = 0.030\text{ m}$	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} = 8,83\text{ kNm}$	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} = 6,54\text{ kNm}$	
Graniczne ugięcie $a_{lim} = 4,04\text{ mm}$	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002	
Obliczona szerokość płyty $b_w = 1.00\text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty $h = 0.20\text{ m}$	
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} = 2,21\text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty $a = 0.63\text{ mm}$	

**Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku dłuższym**

Dane	
Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,59\text{ m}$ ; Założona szerokość płyty $b_w = 1.00\text{ m}$	
Założona wysokość płyty $h = 0.20\text{ m}$	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_1 = 0.040\text{ m}$	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} = 5,94\text{ kNm}$	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} = 4,40\text{ kNm}$	
Graniczne ugięcie $a_{lim} = 5,18\text{ mm}$	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002	
Obliczona szerokość płyty $b_w = 1.00\text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty $h = 0.20\text{ m}$	
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} = 2,08\text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty $a = 0.84\text{ mm}$	

**15.4. PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE PŁYTĘ ŻELBETOWĄ** wylewaną z betonu

B25/C20 o grubości 20cm i zbrojoną dołem w obu kierunkach #10co10cm o  $F_z = 7,85\text{cm}^2$ , górą konstrukcyjnie siatką #10co15x15cm.

**POZ.16. ZWIEŃCZENIE PŁYTY NADSZYBIA DŹWIGU OSOBOWEGO.****16.1. Zestawienie obciążeń.**

-z płyty przekrycia szybu	$0,7 \times 0,5 \times 2,02 \times 33,84 = 23,92\text{ kN/mb}$
-zwieńczeni e wraz z attyką	$(0,20 \times 25,0 \times 1,35 + 1,14) \times 1,60 = 12,62\text{ kN/mb}$
Obciążenie na 1 mb wieńca szybu	$= 36,55\text{ kN/mb}$

**16.2. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona  $L_o = 1,05 \times 2,47 = 2,59\text{m}$ ,

$M_{max} = 0,125 \times 2,59^2 \times 36,55 = 30,65\text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0,5 \times 2,59 \times 36,55 = 47,33\text{ kN}$

**16.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane



Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd}=420.00$  MPa  
 Klasa betonu  $B=25.00$  MPa; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 2,59$  m;  
 Założona szerokość żebra  $b_w = 0,20$  m; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0,40$  m;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.03$  m  
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 30,65$  kNm  
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 22,70$  kNm  
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 10,40$  mm  
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002  
 Obliczona szerokość żebra  $b_w = 0,20$  m; Obliczona wysokość belki  $h = 0,40$  m  
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 2,06$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie belki  $a = 4,06$  mm

#### 16.4. PRZYJĘTO belkę żelbetową gr 20cm i szerokości 40cm skrytą w grubości attyki, zbrojoną dołem i górą po 3#14 o $F_z=4,62$ cm<sup>2</sup> > 2,06 cm<sup>2</sup>, strzemiona #6co20cm.

### POZ.17. ŚCIANA ŻELBETOWA SZYBU I KLATKI SCHODOWEJ ZEWN.

#### 17.1. Zestawienie obciążeń na ścianę podłużną szybu

-z płyty przekrycia szybu	$0,7 \times 0,5 \times 2,02 \times 33,84 = 23,92$ kN/mb
-ściana szybu 20cm	$0,20 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 122,24$ kN/mb
-wełna mineralna na ruszcie drewnianym 18cm	$0,18 \times 0,60 \times 1,35 \times 18,11 = 2,64$ kN/mb
-okładzina kamienna 3,0cm	$0,03 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 18,34$ kN/mb
Obciążenie całkowite na 1 mb ściany żelb. szybu	=167,14 kN/mb

#### 17.2. Zestawienie obciążeń na ścianę podłużną klatki schodowej

-z płyty stropodachu	$0,5 \times 3,26 \times 7,37 = 12,01$ kN/mb
-z płyt stropowych pośrednich poz.13	$4 \times 0,5 \times 3,26 \times 17,34 = 113,04$ kN/mb
-ściana szybu 20cm	$0,20 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 122,24$ kN/mb
-wełna mineralna na ruszcie drewnianym 18cm	$0,18 \times 0,60 \times 1,35 \times 18,11 = 2,64$ kN/mb
-okładzina kamienna 3,0cm	$0,03 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 18,34$ kN/mb
Obciążenie całkowite na 1 mb ściany żelb. klatki	=268,27 kN/mb

#### 17.2. Sprawdzenie naprężeń.

Naprężenia średnie w ścianie klatki schodowej w poziomie posadzki piwnic.

$$N = 268,27 / 20 \times 100 = 0,134 \text{ kN/cm}^2 = 13,4 \text{ kG/cm}^2 = 1,34 \text{ MPa} \ll 20 \text{ MPa}$$

17.3. PRZYJĘTO ŚCIANY szybu dźwigowego o gr. 20cm wylewane z betonu B25/C20 i zbrojone przy zewnętrznej i wewnętrznej powierzchni pionowo #10co20cm i poziomo #10co33cm. Ściana usztywniona pionowo przez monolityczne połączenie z żelbetową ścianą nowej klatki schodowej

### POZ.18. MUR FUNDAMENTOWY PODSZYBIA DŻWIGU I KLATKI SCHODOWEJ

#### 18.1. Zestawienie obciążeń

-ślusarka	$0,70 \times 1,35 \times 15,30 = 14,46$ kN/mb
-ciężar własny	$0,30 \times 25,0 \times 1,35 \times 1,20 = 12,15$ kN/mb
Obciążenie całkowite na 1 mb muru	= 26,61 kN/mb

18.2. PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE mur fundamentowy podszymbia dźwigu poniżej poziomu terenu poszerzony na zewnątrz do szerokości 30cm i wysokości 110cm z betonu

25/C20 zbrojony konstrukcyjnie dołem i górą po 4#14 oraz w 1/3 i 2/3 wysokości po 2#10 oraz strzemionami #6co25cm i połączony monolitycznie z płytą fundamentową dźwigu. Z muru wypuścić łączniki zbrojenia ścian dźwigu #10co20cm.

## **POZ.19. STAŁOWY SŁUP NAROŻNY SZYBU DŹWIGOWEGO.**

### **19.1. Zestawienie obciążeń na słup narożny.**

-z wieńca przekrycia szybu poz.16	$0,5 \times 4,58 \times 44,98 = 103,00 \text{ kN}$
-ślusarka zewnętrzna	$0,5 \times 5,20 \times 0,75 \times 1,35 \times 15,30 = 40,28 \text{ kN}$
-ciężar własny słupa RK-120x120x5w	$0,60 \times 1,35 \times 15,30 = 12,39 \text{ kN}$
Obciążenie całkowite	$= 155,67 \text{ kN}$

### **19.2. Wymiarowanie.**

Nośność ściskanych osiowo 1-gałęziowych elementów giętych

Dane

Badany profil: Gięty kształtownik zamknięty kwadratowy; Symbol wg BN-79/0656-01 RK-120x120x5w

Wymiary pręta; wysokość profilu  $h = 120.0 \text{ mm}$ ; szerokość profilu  $bf = 120.0 \text{ mm}$ , grubość  $tf = 5.0 \text{ mm}$ ;

Sposób mocowania osiowy; Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa pręta; względem osi  $x$   $l_x = 3.00 \text{ m}$ , względem osi  $y$   $l_y = 3.00 \text{ m}$

Współczynnik długości obliczeniowej giętej; względem osi  $x$   $\mu_{ix} = 1.00$ ; względem osi  $y$   $\mu_{iy} = 1.00$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Nośność obliczeniowa przekroju  $N_{Rc} = 515.59 \text{ kN}$

Nośność obliczeniowa (stateczność) elementu  $N_c = 432.54 \text{ kN}$

Współczynnik wyboczeniowy minimalny  $\mu_{imin} = 0.84$ , względem osi  $x$   $\mu_{iwx} = 0.84$

Maksymalna smukłość elementu  $\lambda_{dmax} = 64.71$

**19.3. PRZYJĘTO** słup stalowy jako rurę kwadratową giętą RK120x120x5mm ze stali St3S usztywnioną poziomo ryglami stalowymi RP100x50x5w w rozstawie co max 190cm, połączonymi przez spawanie spoinami pachwinowymi 3,5mm po obwodzie styku elementów. Rygle spawane również do analogicznych kwadratowych rur pionowych przy ścianach żelbetowych mocowanych do nich kotwami stalowymi M16 w rozstawie pionowym co 1,0m. podstawę słupa oraz jego głowicę stanowić będą stalowe blachy 200x200x12mm spawane do słupa oraz zakotwione przy pomocy 4 kotew M16 zarówno do zwieńczenia nadszybia jaki do muru fundamentowego podszybia dźwigu.

## **POZ.20. PŁYTA FUNDAMENTOWA SZYBU DŹWIGOWEGO.**

### **20.1. Zestawienie obciążeń.**

-z wieńca nadszybia poz.16	$7,30 \times 36,55 = 266,82 \text{ kN}$
-ściana szybu 20cm poz.17	$143,22 \times 2,70 = 386,69 \text{ kN}$
-z muru podszybia	$7,30 \times 26,61 = 194,25 \text{ kN}$
-ze słupa stalowego poz.19	$= 155,67 \text{ kN}$
-płyta fundamentowa 20cm	$2,70 \times 2,85 \times 0,2 \times 25,0 \times 1,35 = 51,94 \text{ kN}$
Obciążenie całkowite na płytę fundamentową	$1123,68 \text{ kN}$

### **20.2. Naprężenia średnie pod płytą – odpór gruntu.**

$N_{sr} = 1071 / (2,70 \times 2,85) = 139,28 \text{ kN/m}^2 = 0,139 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$

### **20.3. Schemat i wartości statyczne.**

Płyta żelbetowa o  $L_x = 1,05 \times 1,94 = 2,04 \text{ m}$ ;  $L_y = 1,05 \times 2,49 = 2,61 \text{ m}$

Płyta prostokątna zginana dwukierunkowo pod obciążeniem równomiernym

Dane

Szerokość płyty  $a = 2,040 \text{ m}$ ; Długość płyty  $b = 2,610 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe  $q = 139,28 \text{ N/m}^2$

Wyniki

Moment w środku płyty  $M_{x0} = 36,95 \text{ kNm/m}$ ;  $M_{y0} = 24,93 \text{ kNm/m}$

## 20.4. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej pojedynczo zbrojonej

**Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku krótszym**

Dane

Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ :

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 2,04 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość płyty  $h = 0.30 \text{ m}$

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0.05 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 36,95 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 27,37 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = 4,10 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.30 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 3,60 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty  $a = 3,64 \text{ mm}$

**Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku dłuższym**

Dane

Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ :

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 2,61 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość płyty  $h = 0.20 \text{ m}$

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0.060 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 24,93 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 18,47 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = 5,22 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.30 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 3,12 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty  $a = 1,06 \text{ mm}$

**20.5. PRZYJĘTO PŁYTĘ FUNDAMENTOWĄ ŻELBETOWĄ** wylewaną z betonu szczerłego B25/C20 W-8 o grubości 30cm z obustronnymi odsadzkami po 10cm i zbrojoną górą w obu kierunkach #14co25cm o  $F_z = 4,52 \text{ cm}^2 > 3,60 \text{ cm}^2$  otulina 5,0cm, oraz dołem konstrukcyjnie siatką #10co15x15cm.

## POZ.21. PŁYTA ZADASZENIA NAD WEJŚCIEM DO BUDYNKU. $L = 2,85 \times 3,70 \text{ m}$ .

### 21.1. Zestawienie obciążeń.

-pokrycie – membrana dachowa 0,6mm	$0,006 \times 19,0 \times 1,35 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-styrodur profilowany w spadku średnio 15cm	$0,15 \times 1,0 \times 1,35 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 13cm	$0,13 \times 25,0 \times 1,35 = 4,39 \text{ kN/m}^2$
-styropian izolacyjny 15cm	$0,15 \times 1,0 \times 1,35 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-tynk ceramiczny 0,5cm	$0,05 \times 19,0 \times 1,35 = 0,13 \text{ kN/m}^2$
-Obciążenie stałe poz.16	$7,30 \times 36,55 = 5,07 \text{ kN/m}^2$
-Obciążenie użytkowe - śnieg	$0,96 \times 1,50 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
-Obciążenie całkowite	$= 6,51 \text{ kN/m}^2$

### 21.2. Schemat i wartości statyczne

Płyta wolnopodparta na obwodzie jednostajnie obciążona  $L_x = 1,05 \times 2,80 = 2,94 \text{ m}$ ,

$L_y = 1,05 \times 3,64 = 3,82 \text{ m}$ .

Płyta prostokątna zginana dwukierunkowo pod obciążeniem równomiernym

Dane			
Szerokość płyty	$a = 2.940 \text{ m};$	Długość płyty	$b = 3.820 \text{ m}$
Obciążenie obliczeniowe $q = 6,51 \text{ m}$			
Wyniki			
Moment w środku płyty	$M_{x0} = 3,660 \text{ kNm/m};$	$M_{y0} = 2.410 \text{ kNm/m}$	

### 21.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki teowej pojedynczo zbrojonej

#### Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku krótszym

Dane	
Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$	
Klasa betonu $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2.94 \text{ m}$ ;	
Założona szerokość płyty $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita płyty $h = 0.13 \text{ m}$ ;	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_1 = 0.025 \text{ m}$	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} = 3.66 \text{ kNm}$	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} = 2.71 \text{ kNm}$	
Graniczne ugięcie belki $a_{lim} = 5.00 \text{ mm}$	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002	
Obliczona szerokość płyty $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość płyty $h = 0.13 \text{ m}$	
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} = 1.36 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty $a = 2.36 \text{ cm}$	

#### Obliczenia na zginanie i ugięcie w kierunku dłuższym

Dane	
Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$	
Klasa betonu $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3.82 \text{ m}$ ;	
Założona szerokość płyty $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita płyty $h = 0.13 \text{ m}$ ;	
Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego $a_1 = 0.035 \text{ m}$	
Moment obliczeniowy w badanym przekroju $M_{sd} = 2.41 \text{ kNm}$	
Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego $M_{sdd} = 1.79 \text{ kNm}$	
Graniczne ugięcie belki $a_{lim} = 5.00 \text{ mm}$	
Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002	
Obliczona szerokość płyty $b_w = 0.20 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość płyty $h = 0.12 \text{ m}$	
Przekrój zbrojenia rozciąganego $A_{s1} = 1.23 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty $a = 3.55 \text{ mm}$	

**21.4. PRZYJĘTO** płytę żelbetową gr 13cm zbrojoną dołem w obu kierunkach po #8co14cm o  $F_z = 3.59 \text{ cm}^2 > 1.36 \text{ cm}^2$ , co drugi pręt zbrojenia odgiąć ku górze w 1/5 rozpiętości i wprowadzić nad podpórę, rozdzielcze #6co25cm. Płyta ocieplona od góry i od dołu min. 15cm styropianu.

**POZ.21A. BELECZKI UKRYTE ZADASZENIA NAD WEJŚCIEM.  $L = 2.53$  i  $3.40 \text{ m}$ .**

### 21.5. Zestawienie obciążeń.

Obciążenie trapezowe z płyty zadaszenia  $Q = 0.5 \times 2.92 \times 6.51 = 9.51 \text{ kN/m}$

### 21.6. Schemat i wartości statyczne

Belka wolnopodparta obciążona obciążeniem trapezowym  $L_x = 1.05 \times 3.40 = 3.57 \text{ m}$  i  $L_y = 1.05 \times 2.55 = 2.68 \text{ m}$ .

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe						
Podpora	Reakcja [kN]		Moment [kNm]			
numer	minimalna	maksymalna	minimalny	maksymalny		
0	10.604	10.604	0.000	0.000		
1	10.604	10.604	0.000	0.000		
Ekstremalne momenty przęsłowe [kNm] i ugięcia sprężyste						
Przęsło	Moment	Położenie	Ugięcie	Moment	Położenie	Ugięcie
numer	minimalny	[m]	[mm]	maksymalny	[m]	[mm]
1	12.304	1.785	3.78	12.304	1.785	3.78

### 21.7. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki teowej pojedynczo zbrojonej

#### Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd}=420.00$  MPa  
 Klasa betonu  $B=25.00$  MPa; Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 3,57$  m;  
 Założona szerokość płyty  $b_w = 0,50$  m; Założona wysokość całkowita płyty  $h = 0,13$  m;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.025$  m  
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 12,31$  kNm  
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 9,12$  m  
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 17,80$  mm  
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002  
 Obliczona szerokość belki  $b_w = 0,50$  m; Obliczona wysokość płyty  $h = 0,13$  m  
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 8,07$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie płyty  $a = 17,75$  mm

**21.8. PRZYJĘTO** belkę żelbetową gr 13cm i szerokości 50cm skrytą w grubości płyty, zbrojoną dołem 11#10 o  $F_z=8,64$  cm<sup>2</sup>>8,07cm<sup>2</sup>, górą montażowe 2#10, strz. #6co20.

### POZ.22. SŁUP ZADASZENIA NAD WEJŚCIEM DO BUDYNKU.

#### 22.1. Zestawienie obciążeń.

-z beleczki ukrytej dłuższej	12,68=12,68kN
-z beleczki ukrytej krótszej	0,5x2,66x0,5x11,32= 7,53kN
-ciężar własny słupa	0,15 <sup>2</sup> x3,14x25,0x1,35x3,5= 8,35kN
Razem na słup w podstawie	=28,56kN

**22.2. PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE** słup żelbetowy o średnicy 30cm zbrojony pionowo 6#10 równomiernie rozmieszczonych po obwodzie, oraz strzemionami #6co25cm.

### POZ.23. PRZEWIESZENIE ZADASZENIA NAD GARAŻAMI.

#### 23.1. Zestawienie obciążeń.

-pokrycie blachą stalową płaską 0,6mm na rąbek stojący	0,0006x79,0x1,35= 0,07kN/m <sup>2</sup>
-deskowanie pełne 2,5cm	0,025x6,0x1,35= 0,20kN/m <sup>2</sup>
-wełna mineralna 20cm	0,20x1,00x1,35= 0,27kN/m <sup>2</sup>
-krokwie 10x20 co 90cm	0,10x0,20x6,0x1,35/0,9= 0,18kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie stałe	= 0,72kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie zmienne - śnieg	1,06x1,50= 1,59kN/m <sup>2</sup>
Łączne obciążenie zadaszenia	=2,31kN/m <sup>2</sup>

Obciążenie na 1mb krokwi drewnianej =0,90x2,39=2,16kN/mb

#### 23.2. Schemat i wartości statyczne

Belka jednostronnie przewieszona obciążona obciążeniem ciągłym o  $L_o=5,94$  m;  $L_w=2,60$  m.

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora	Reakcja [kN]		Moment [kNm]	
numer	minimalna	maksymalna	minimalny	maksymalny
0	5.186	5.186	0.000	0.000
1	13.260	13.260	-7.301	-7.301

Ekstremalne momenty przęsłowe [kNm] i ugięcia sprężyste

Przęsło	Moment	Położenie	Ugięcie	Moment	Położenie	Ugięcie
---------	--------	-----------	---------	--------	-----------	---------

numer	minimalny	[m]	[mm]	maksymalny	[m]	[mm]
1	6.226	2.401	20.90	6.226	2.401	20.90
p.w.	-7.301**	2.600	12.88	-7.301**	2.600	12.88

Ekstremalne siły poprzeczne na końcach przęseł [kN]

Przęsło	Siła lewa		Siła prawa	
numer	minimalna	maksymalna	minimalna	maksymalna
1	5.186	5.186	-7.644	-7.644
p.w.	5.616	5.616	0.000	0.000

### 23.3. Wymiarowanie.

#### Wymiarowanie zginanych elementów drewnianych przęsła

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C30$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 1$   
 Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0}$  = długotrwałe  
 Boczne podpory przeciw zwichrzeniu pręta sztywna tarcza - Górna powierzchnia pręta obciążona  
 Dopuszczalna maksymalna wysokość przekroju pręta  $h_{max} = 200$  mm  
 Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 5.94$  m; między bocznymi podporami  $l_d = 0.00$  m  
 Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 23.8$  mm  
 Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego  
 względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1.300$   
 względem osi y ( $M_{yd}/M_{yc}$ )  $\gamma_{mauy} = 1.000$   
 Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 6.23$  kNm; względem osi y  $M_{yd} = 0.00$  kNm  
 Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 7.64$  kN; względem osi y  $V_{yd} = 0.00$  kN  
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000  
 Szerokość przekroju pręta  $b = 100$  mm; Wysokość przekroju pręta  $h = 200$  mm  
 Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{m,d} = 9.34$  MPa  
 od ścinania ( $\tau_{d} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{d} = 0.57$  MPa  
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 22.02$  mm;  
 Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie  
 wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 16.15$  MPa  
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{1zg} \leq 1$ )  $WR_{1zg} = 0.40$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{2zg} \leq 1$ )  $WR_{2zg} = 0.58$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1.62$  MPa

#### Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych wspornik

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C30$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 1$   
 Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0}$  = długotrwałe  
 Boczne podpory przeciw zwichrzeniu pręta sztywna tarcza; Górna powierzchnia pręta obciążona  
 Dopuszczalna maksymalna wysokość przekroju pręta  $h_{max} = 200$  mm  
 Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 2.60$  m; między bocznymi podporami  $l_d = 0.00$  m  
 Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 10.4$  mm  
 Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego  
 względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1.300$   
 względem osi y ( $M_{yd}/M_{yc}$ )  $\gamma_{mauy} = 1.000$   
 Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 7.30$  kNm  
 względem osi y  $M_{yd} = 0.00$  kNm  
 Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 5.62$  kN; względem osi y  $V_{yd} = 0.00$  kN  
 Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000  
 Szerokość przekroju pręta  $b = 75$  mm; Wysokość przekroju pręta  $h = 200$  mm  
 Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{m,d} = 14.60$  MPa  
 od ścinania ( $\tau_{d} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{d} = 0.56$  MPa  
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 7.34$  mm  
 Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie  
 wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 16.15$  MPa  
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{1zg} \leq 1$ )  $WR_{1zg} = 0.63$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{2zg} \leq 1$ )  $WR_{2zg} = 0.90$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1.62$  MPa

### 23.5. PRZYJĘTO ze względów konstrukcyjnych krokwie drewniane z litego drewna o wym. $b \times h = 10 \times 20$ cm, w rozstawie osiowym 90 cm, usztywnione poprzecznie co max 2,0 m

odcinkami belek 10x20cm mijankowo. Drewniane krokwie mocowane do murlat 15x15cm kotwionych do wieńca zewnętrznego oraz do podciagu przy części wyższej budynku kotwami stalowymi M16 co max 1,5m.

## **POZ.24 i 24A. ŚCIANY OSŁONOWE PRZY ZADASZENIU NAD GARAŻAMI.**

### **24.1. Zestawienie obciążeń.**

-pokrycie blachą stalową płaską 0,6mm na rąbek	$0,0006 \times 79,0 \times 1,35 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
-deskowanie pełne 2,5cm	$0,025 \times 6,0 \times 1,35 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-słupy drewniane 10x20cm co 80cm	$0,10 \times 0,20 \times 6,0 \times 1,35 / 0,8 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-deskowanie pełne 2,5cm	$0,025 \times 6,0 \times 1,35 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
-pokrycie blachą stalową płaską 0,6mm na rąbek	$0,0006 \times 79,0 \times 1,35 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
Razem 1m <sup>2</sup> ściany	$= 0,93 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie na słup ściany w rozstawie średnim co 0,8m  $= 0,93 \times 0,8 = 0,75 \text{ kN/mb}$

Obciążenie wiatrem  $P = 0,3008 \times 0,7 \times 5 \times 1,4 = 1,47 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie wiatrem na słup w rozstawie średnim co 0,8m  $= 1,47 \times 0,8 = 1,18 \text{ kN/mb}$

### **24.2. Schemat i wartości statyczne**

Słup drewniany zamocowany przegubowo dołem i górą o długości 7,5m usztywniony poziomo w jednym kierunku co 2,5 oraz w drugim co 7,5m, obciążony pionowo siłą  $N = 0,75 \times 7,5 + 16,94 = 22,57 \text{ kN}$ , oraz poziomo obciążeniem ciągłym  $1,18 \text{ kN/mb}$  powodującym moment  $M_{\max} = 0,125 \times 7,5^2 \times 1,18 = 8,30 \text{ kNm}$

### **24.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie litych elementów prętowych ściskanych mimośrodowo

Dane

Klasa drewna Kld = C30; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy Ku = 1

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy Kt0 = średniotrwale

Długość rzeczywista pręta względem osi x  $l_x = 7,50 \text{ m}$ ; względem osi y  $l_y = 2,50 \text{ m}$

Współczynnik długości wyboczeniowej względem osi x  $\mu_{ix} = 1,000$ ; względem osi y  $\mu_{iy} = 1,000$

Procent osłabienia przekroju łącznikami Os = 10,00 %

Procentowy udział przekroju pręta w docisku na podporze Pd = 90,00 %

Smukłość graniczna pręta wg p. 4.2.1. normy  $\max \lambda_{\text{d}} = 150$

Siła ściskająca obliczeniowa Nd = 22,57 kN

Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{\text{xd}} = 8,30 \text{ kNm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000

Szerokość przekroju pręta  $b = 150$ ; wysokość przekroju pręta  $h = 200 \text{ mm}$

Smukłość pręta  $\lambda_{\text{d}} = 129,90$ ; Współczynnik wyboczenia Kc = 0,45

Naprężenie obliczeniowe ściskające;  $\sigma_{\text{d}} = 1,85 \text{ MPa}$ , od zginania  $\sigma_{\text{md}} = 9,22 \text{ MPa}$

Sprawdzenie warunków normowych: wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie wzdluzne  $f_{\text{cd}} = 14,15 \text{ MPa}$

nośność graniczna na zginanie wg p. 4.4.2.a normy  $K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}} = 18,46 \text{ MPa}$

warunek wg. 4.1.7.a ( $WR1SM \leq 1$ )  $WR1SM = 0,52$ ; warunek wg. 4.1.7.b ( $WR2SM \leq 1$ )  $WR2SM = 0,37$

warunek wg. 4.2.1.i ( $WR1S0 \leq 1$ )  $WR1S0 = 0,79$ ; warunek wg. 4.2.1.j ( $WR2S0 \leq 1$ )  $WR2S0 = 0,48$

**24.4. PRZYJĘTO** ze względów konstrukcyjnych słupy drewniane z litego drewna o wym.  $b \times h = 10 \times 20 \text{ cm}$ , w rozstawie osiowym 80cm, usztywnione poprzecznie co max 2,5m belkami 10x20cm mijankowo. Słup pod podciąg – przedłużenie murlaty dolnej 15x20. Belki i słupy skrajne kotwione do ścian zewnętrznych klejkanymi kotwami stalowymi M16 w rozstawie co 0,7m. Elementy drewniane łączone przy pomocy perforowanych płytek stalowych i gwoździowania oraz tradycyjnych połączeń ciesielskich.

## **POZ.24B. BELKA – PODCIĄG ZADASZENIA NAD WEJŚCIEM DO BUDYNKU.**

### **24.5. Zestawienie obciążeń.**

-pokrycie blachą stalową płaską 0,6mm na rąbek	13,26/0,90= 14,73kN/mb
-ciężar własny podciągu 0,20x0,20	0,20x0,20x6,0x1,35=0,33kN/mb
Razem na 1mb	=15,06kN/mb

### **24.6. Schemat i wartości statyczne**

Belka wolnopodparta obciążona obciążeniem ciągłym  $L_x=1,05 \times 2,14=2,25\text{m}$ ,  
 $M_{\max}=0,125 \times 2,25^2 \times 15,06=9,53\text{kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 2,25 \times 15,06=16,94\text{kN}$

### **24.7. Wymiarowanie.**

#### **Wymiarowanie zginanych elementów drewnianych przęsła**

##### Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C30$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 1$   
 Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0} = \text{długotrwałe}$   
 Boczne podpory przeciw zwichrzeniu pręta sztywna tarcza - Górna powierzchnia pręta obciążona  
 Dopuszczalna maksymalna wysokość przekroju pręta 8  $h_{\max} = 160\text{ mm}$   
 Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 2,25\text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 0,00\text{ m}$   
 Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 9,00\text{ mm}$   
 Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego  
 względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1,300$   
 Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 6,23\text{ kNm}$ ; względem osi y  $M_{yd} = 0,00\text{ kNm}$   
 Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 16,94\text{ kN}$ ;

##### Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000

Szerokość przekroju pręta  $b = 150\text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 150\text{ mm}$   
 Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{m,d}$ )  $\sigma_{m,d} = 14,89\text{ MPa}$   
 od ścinania ( $\tau_{d} \leq K_v \cdot f_{v,d}$ )  $\tau_{d} = 1,06\text{ MPa}$   
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 6,65\text{ mm}$ ;  
 Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie  
 wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{m,d} = 16,15\text{ MPa}$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{1zg} \leq 1$ )  $WR_{1zg} = 0,65$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR_{2zg} \leq 1$ )  $WR_{2zg} = 0,92$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{v,d} = 1,62\text{ MPa}$

**24.8. PRZYJĘTO** belkę drewnianą z drewna litego jako przedłużenie murlaty dolnej zadaszania o wym.  $b \times h = 15 \times 15\text{cm}$ .

## **POZ.25. NADPROŻA ŻELBETOWE ŚCIAN ŻELBETOWYCH DOBUDOWY.**

**Przyjęto** konstrukcyjnie nadproża żelbetowe o wym.  $b \times h = 20 \times 25\text{cm}$  zbrojone dołem w przęśle po 3#14 oraz strzemionami #6co20cm.

## **POZ.25A. NADPROŻA ŻELBETOWE ŚCIAN MUROWANYCH ISTNIEJĄCYCH.**

**Przyjęto** konstrukcyjnie nadproża żelbetowe o wymiarach szerokości muru i wysokości 25cm, zbrojone dołem w przęśle po 4#14 oraz strzemionami #6co20cm.

## **POZ.26. NADPROŻA STALOWE W ŚCIANACH ISTNIEJĄCYCH.**

**Przyjęto** konstrukcyjnie nadproża stalowe, złożone z dwóch belek stalowych IPN100 lub IPN120 (w zależności od rozpiętości) po jednej z każdej strony muru. W miejscach oparcia wykonać poduszki betonowe  $15 \times 15 \times 10\text{cm}$  z betonu B25.



## **POZ.27. ŻELBETOWE SCHODY WEJŚCIOWE PO WYBURZENIU.**

### **27.1. Zestawienie obciążeń.**

Kąt nachylenia biegu  $\tan \alpha = 15,8/35 = 0,451$ ;  $\alpha = 25,5$   $\cos \alpha = 0,903$

-okładzina stopnic płytka gresowa na kleju	$0,02 \times 22,0 \times 1,35 = 0,61 \text{ kN/m}^2$
-stopnie	$0,5 \times 0,158 \times 0,35 \times 24,0 \times 1,35 = 0,90 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 12cm	$0,12 \times 25,0 \times 1,35 / 0,903 = 5,08 \text{ kN/m}^2$
-tynk gipsowy 1cm	$0,01 \times 12,0 \times 1,35 / 0,848 = 0,19 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 6,78 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe – schody biurowe	$p_z = 4,00 \times 1,5 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 12,76 \text{ kN/m}^2$

### **27.2. Schemat i wartości statyczne**

Płyta wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_o = 2,10 \text{ m}$

$M_{\max} = 0,125 \times 2,10^2 \times 12,76 = 7,03 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 2,10 \times 12,76 = 13,40 \text{ kN/mb}$

### **27.3. Wymiarowanie.**

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

Dane

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420,00 \text{ MPa}$

Klasa betonu  $B = 25,00 \text{ MPa}$ ; Długość obliczeniowa belki  $l_{eff} = 2,10 \text{ m}$ ;

Założona szerokość żebra  $b_w = 1,00 \text{ m}$ ; Założona wysokość całkowita belki  $h = 0,10 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_l = 0,025 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 7,03 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 5,21 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 8,40 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość żebra  $b_w = 1,00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość belki  $h = 0,10 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 4,62 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 8,38 \text{ mm}$

### **27.4. PRZYJĘTO płytę żelbetową gr 10cm, zbrojoną dołem w przęśle #10co14,0cm o $F_z = 5,60 \text{ cm}^2 > 4,46 \text{ cm}^2$ , rozdzielcze #6co25cm.**

## **POZ.28. ZEWNĘTRZNE SCHODY STALOWE EWAKUACYJNE.**

### **28.1. Zestawienie obciążeń na spoczniki klatki schodowej.**

- kraty pomostowe WEMA wciskane typu KWO	$0,22 \times 1,35 = 0,30 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$p = 4,00 \times 1,5 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 6,30 \text{ kN/m}^2$

### **28.2. Zestawienie obciążeń na stopnice klatki schodowej.**

- stopnice kratowe WEMA wciskane typ STO	$0,16 \times 1,35 / 1,2 \times 0,295 = 0,61 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 0,61 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$p = 4,00 \times 1,5 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 6,61 \text{ kN/m}^2$

**28.3. PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE** stopnice stalowe prefabrykowane typu Mostostal o symbolu STO ocynkowane ogniowo o wymiarach  $b \times l \times h = 300 \times 1200 \times 30 \text{ mm}$  o oczkach  $33 \times 33 \text{ mm}$  z płaskownika głównego  $30 \times 2 \text{ mm}$  oraz poprzecznego z  $9 \times 2 \text{ mm}$ ,

przeznaczone dla obciążeń użytkowych, zewnętrznych  $p=7,20\text{kN/m}^2 > 6,30\text{kN/m}^2$ .

**28.4. PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE** kraty pomostowe spoczników wciskane typu Mostostal o symbolu KWO ocynkowane ogniowo o wymiarach  $b \times l \times h = 1000 \times 1200 \times 30\text{mm}$  i  $500 \times 1200 \times 30\text{mm}$  o oczkach  $33 \times 33\text{mm}$  z płaskownika głównego  $30 \times 2\text{mm}$  oraz poprzecznego z  $9 \times 2\text{mm}$ , przeznaczone dla obciążeń użytkowych, zewnętrznych  $p=7,20\text{kN/m}^2 > 6,61\text{kN/m}^2$ .

#### **28.5. Zestawienie obciążeń na belkę policyczkową schodów.**

- ze stopnic	$0,5 \times 1,20 \times 6,30 = 3,78\text{kN/mb}$
- ciężar własny C140	$0,19 \times 1,35 / 0,866 = 1,37\text{kN/mb}$
Obciążenie całkowite	$q = 5,15\text{kN/mb}$

#### **28.6. Schemat i wartości statyczne.**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0 = 2,70\text{m}$ .

$$M_{\max} = 0,125 \times 2,70^2 \times 5,15 = 4,69\text{kNm};$$

$$Q_{\max} = 0,5 \times 2,70 \times 5,15 = 6,95\text{kN}$$

#### **28.7. Wymiarowanie.**

##### Dane

Badany profil: Ceownik normalny; Rodzaj elementu – belka;  
 Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235,00\text{MPa}$ ; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 2,70\text{m}$   
 Rozstaw usztywnień pasa ścisk.  $l_1 = 2,70\text{m}$ ; Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 6,95\text{kN}$   
 Moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 4,69\text{kNm}$   
 Współczynnik obciążenia  $M_{ob}/M_{chargamaf} = 1,350$ ; Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 10,80\text{mm}$   
 Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-86/H-93403 C-120

wysokość profilu  $h = 120,0\text{mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 55,0\text{mm}$ ; grubość półki  $t_f = 9,0\text{mm}$   
 grubość środnika  $t_w = 5,5\text{mm}$ ; Klasa przekroju  $k_L = 1$ ; Współczynnik zwężenia  $f_{iL} = 0,421$   
 Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 5,05\text{kNm}$   
 Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0,811$   
 Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 10,0\text{mm}$ ; całkowite  $a = 10,0\text{mm}$

**28.8. Przyjęto belki policyczne** stalowe – belki walcowane ceowniki UPN120 zwrócone półkami na zewnątrz, cięte na odcinki i spawane tworząc formą „ząbkowaną”, ze stopnicami mocowanymi do środników po dwie śruby M16 z każdej strony stopnicy. Belki oparte na stalowych słupach podporowych i połączone z belkami spocznikowymi połączeniami spawanymi spoiną pachwinową 4mm po obwodzie styku elementów.

#### **28.9. Zestawienie obciążeń na belkę policyczkową spoczników.**

- z krat pomostowych spocznika	$0,5 \times 1,20 \times 6,61 = 3,97\text{kN/mb}$
- ciężar własny C140	$0,19 \times 1,35 / 0,866 = 1,37\text{kN/mb}$
Obciążenie całkowite	$q = 5,34\text{kN/mb}$

#### **28.10. Schemat i wartości statyczne.**

Belka wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0 = 1,50\text{m}$ .

$$M_{\max} = 0,125 \times 1,50^2 \times 5,34 = 1,50\text{kNm};$$

$$Q_{\max} = 0,5 \times 1,50 \times 5,34 = 4,01\text{kN}$$

**28.11. Przyjęto KONSTRUKCYJNIE** belki policyczne stalowe – belki walcowane ceowniki UPN120 zwrócone półkami na zewnątrz, z kratami pomostowymi mocowanymi do środników śrubami M16 w rozstawie co max 20cm z każdej strony stopnicy. Belki oparte na stalowych słupach podporowych i połączone z belkami policyczkowymi połączeniami spawanymi spoiną pachwinową 4mm po obwodzie styku elementów.

**28.12. Przyjęto KONSTRUKCYJNIE** belki usztywniające w każdej parze słupów w poziomie spoczników jako stalowe kształtowniki zamknięte RK100x100x5. Belki spawane do stalowych słupów podporowych i połączone z nimi połączeniami spawanymi spoiną pachwinową 4mm po obwodzie styku elementów, a ich przedłużenia kotwione do ściany budynku kotwami wklejanymi M20 po dwie na każdą belkę.

**28.13. Zestawienie obciążeń na słupy podporowe schodów.**

- z belki policzkowej	$0,5 \times 2,70 \times 5,15 = 6,95 \text{ kN}$
- z belki spocznikowe bocznej	$0,5 \times 1,50 \times 5,34 = 4,01 \text{ kN}$
- z belki usztywniającej	$0,5 \times 1,20 \times 0,21 = 0,13 \text{ kN}$
- ciężar własny słupa RK140x140x5	$0,21 \times 1,35 \times 7,0 = 1,99 \text{ kN}$
- ciężar skratowań przyjęto	$0,04 \times 1,35 \times 16 = 0,87 \text{ kN}$
Obciążenie całkowite	$q = 13,95 \text{ kN}$

**28.14. Schemat i wartości statyczne.**

Słup dwukierunkowo mimośrodowo ściskany, obciążony siłą skupioną  $N = 13,95 \text{ kN}$  o wysokości 7,0m kratowany krzyżowo w obu kierunkach co max 2,50m.

**28.15. Wymiarowanie.**

Dane			
Gięty kształtownik zamknięty kwadratowy; Wytrzymałość obliczeniowa stali	$f_d = 235.00 \text{ MPa}$		
Długość obliczeniowa pręta względem osi x	$l_x = 7.00 \text{ m}$ ; względem osi y	$l_y = 7.00 \text{ m}$	
Współczynnik długości obliczeniowej giętej ; względem osi x	$\mu_{x \text{ mix}} = 0.70$ ; względem osi y	$\mu_{y \text{ mix}} = 0.70$	
Siła ściskająca obliczeniowa	$N = 13.95 \text{ kN}$ ;		
Moment obliczeniowy względem osi x	$M_x = 0.98 \text{ kNm}$ ; względem osi y	$M_y = 0.98 \text{ kNm}$	
Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200			
Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg BN-79/0656-01	RK-100x100x4		
wysokość profilu	$h = 100.0 \text{ mm}$ ; szerokość profilu	$b_f = 100.0 \text{ mm}$ ; grubość ścianki	$t_f = 4.0 \text{ mm}$
Klasa przekroju	$k_L = 1$ ; Nośność obliczeniowa przekroju; Siła ściskająca NRc	$= 344.51 \text{ kN}$	
Moment względem osi x	$M_{Rx} = 10.33 \text{ kNm}$ ; Moment względem osi y	$M_{Ry} = 10.33 \text{ kNm}$	
Nośność obliczeniowa (stateczność) elementu przy ściskaniu osiowym			
Maksymalna siła ściskająca	$N_c = 128.81 \text{ kN}$		
Nośność obliczeniowa elementu przy ściskaniu mimośrodowym			
Maksymalna siła ściskająca	$N_c = 16.10 \text{ kN}$ ; Maksymalny moment obliczeniowy		
	względem osi x	$M_{x \text{ max}} = 1.13 \text{ kNm}$	
	względem osi y	$M_{y \text{ max}} = 1.13 \text{ kNm}$	
Współczynnik wyboczeniowy	minimalny $f_{\text{min}} = 0.37$		
	względem osi x	$f_{\text{wx}} = 0.37$ ; względem osi y	$f_{\text{wy}} = 0.37$
Maksymalna smukłość elementu	$\lambda_{\text{damax}} = 126.55 < 150$		

**28.16. Przyjęto słupy stalowe** jako rurę kwadratową giętą RK120x120x5w ze stali St3S usztywnioną poziomo i pionowo krzyżulcami z L50x50x4 w obu płaszczyznach co max. 2,50 w pionie ryglami stalowymi RK50x50x4w połączonymi przez spawanie spoinami pachwinowymi 3,5mm po obwodzie styku elementów. Podstawę słupa będą stalowe blachy 250x250x12mm spawane do słupa oraz zakotwione przy pomocy 4 kotew M16 w stopie fundamentowej 50x50x40cm posadowioną na głębokości posadowienia przyległych istniejących ław fundamentowych budynku.

**POZ.29. PŁYTA FUNDAMENTOWA KLATKI SCHODOWEJ WEWNĘTRZNEJ.**

**29.1. Zestawienie obciążeń.**

-z płyty stropodachu	$2 \times 0,5 \times 3,26 \times 7,37 = 24,03 \text{ kN/mb}$
----------------------	--

-z płyt stropowych pośrednich poz.13	$4 \times 2 \times 0,5 \times 3,26 \times 17,34 = 226,11 \text{ kN/mb}$
-ściana szybu 20cm	$2 \times 0,20 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 244,48 \text{ kN/mb}$
-wełna mineralna na ruszcie drewnianym 18cm	$2 \times 0,18 \times 0,60 \times 1,35 \times 18,11 = 5,28 \text{ kN/mb}$
-okładzina kamienna 3,0cm	$2 \times 0,03 \times 25,0 \times 1,35 \times 18,11 = 36,67 \text{ kN/mb}$
-płyta posadzki –jak stropowa	$2 \times 0,5 \times 3,26 \times 17,34 = 56,53 \text{ kN/mb}$
-zasyp gruntowy ubijany 88cm	$0,88 \times 20,0 \times 1,35 = 23,76 \text{ kN/mb}$
-ciężar własny płyty 25cm	$0,25 \times 25,0 \times 1,35 = 8,44 \text{ kN/mb}$
Obciążenie całkowite na 1 mb płyty fundamentu	$= 625,30 \text{ kN/mb}$

## 29.2. Napężenia średnie pod płytą – odpór gruntu.

$N_{sr} = 625,30 / (1,0 \times 3,50) = 178,66 \text{ kN/m}^2 = 0,179 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa}$

## 29.3. Schemat i wartości statyczne.

Płyta żelbetowa jednokierunkowo zbrojona obciążona odporem gruntu o  $L_o = 3,25 \text{ m}$

$M_{max} = 0,125 \times 3,25^2 \times 178,66 = 235,89 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0,5 \times 1,50 \times 5,34 = 4,01 \text{ kN}$

## 29.4. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej pojedynczo zbrojonej

**Obliczenia na zginanie i ugięcie**

Dane

Klasa betonu B = 25.00MPa:

Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 3,25 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość płyty  $h = 0.30 \text{ m}$

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.05 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 178,66 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 132,32 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = 13,0 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.30 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 19,38 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty  $a = 12,08 \text{ mm}$

**29.5. PRZYJĘTO PŁYTĘ FUNDAMENTOWĄ ŻELBETOWĄ** wylewaną z betonu szczelnego B25/C20 W-8 o grubości 30cm z odsadzkami po 10cm i zbrojoną górą #16co10cm o  $F_z = 20,10 \text{ cm}^2 > 19,38 \text{ cm}^2$ , otulina 5,0cm, oraz dołem konstrukcyjnie siatką #10co15x15cm. Z płyty wypuścić łączniki zbrojenia murów fundamentowych i ścian klatki schodowej.

## FUNDAMENTY DOBUDOWY .

Zgodnie z przytoczoną na wstępie a dostarczoną przez inwestora dokumentacją badań podłoża gruntowego w istniejących warunkach geotechnicznych przyjęto posadowienie budynku jako bezpośrednie na stopach i płytach fundamentowych w poziomie posadowienia przyległych, istniejących fundamentów budynku na warstwie geotechnicznej IV – którą stanowią żwiry i pospółki w stanie średnio zagęszczonym o  $ID = 0,35$ , na rzędnej 323,68m n.p.m, równej -1,40m ppt dla której warstwy zgodnie z danymi podanymi w dokumentacji geologicznej charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych wynoszą:  $ID = 0,35$ ;  $C_u = 0,0$ ;  $\phi_u = 37,5 \times 0,9 = 33,75^\circ$ ;  $\rho = 2,05$ ;  $E_o = 104000$ ;  $M_o = 128000$ .

## Obliczenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża dla warstwy IV.

Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża

Dane	
Obliczenia wykonywane w oparciu o spójność i kąt tarcia wewnętrznego	
Rodzaj gruntu; Grunt niespoisty dowolnej natury	
Szerokość podstawy fundamentu $B = 1.50 \text{ m}$ ;	Długość podstawy fundamentu $L = 2.90 \text{ m}$
Głębokość posadowienia od najniższego poziomu terenu	$D_{\min} = 0.50 \text{ m}$
Zagłębienie badanego poziomu podłoża od spodu fundamentu	$h = 0.00 \text{ m}$
Charakterystyczna gęstość objętościowa gruntu;	
powyżej badanego poziomu podłoża	$R_{nD} = 1.98 \text{ t/m}^3$
poniżej badanego poziomu podłoża	$R_{nB} = 2.05 \text{ t/m}^3$
Charakterystyczna spójność gruntu	$C_n = 0.00 \text{ kPa}$
Charakterystyczny kąt tarcia wewnątrz gruntu	$\varphi_{in} = 33.75^\circ$
Wynik obliczeń	
Jednostkowy opór obliczeniowy podłoża	$m \cdot q_f = 402.30 \text{ kPa}$

Na podstawie oceny powyższych wartości i badań makroskopowych gruntu w wykonanej odkrywce istniejącego fundamentu bezpośrednio przy projektowanej dobudowie do obliczeń nowo projektowanych stóp i płyt fundamentowych została przyjęta wartość porównawcza dopuszczalnych naprężeń w gruncie pod fundamentami jako wartość nie większa niż  $q_{fn} = 200 \text{ kPa}$ .

### **W-1. Odkrywka fundamentu i ściany fundamentowej piwnic.**

Odkrywkę fundamentu wykonano z poziomu terenu przy ścianie zewnętrznej południowej. W badanym miejscu stwierdzono że posadowienie ławy fundamentowej ściany zewnętrznej podłużnej od strony południowej budynku znajduje się na gruncie rodzimym na poziomie  $-1,40 \text{ m}$  poniżej poziomu przyległego terenu na rzędnej  $323,60 \text{ m n.p.m.}$  Ławę stanowi beton rodzynekowy formowany bezpośrednio w gruncie, z odsadzką o szerokości  $12\text{-}15 \text{ cm}$  i wysokości ławy równej  $85 \text{ cm}$ . Stan techniczny ławy zadowalający. Nie stwierdzono izolacji przeciwwilgociowej ławy. Powyżej ławy mur fundamentowy i ściana zewnętrzna piwnicy jako betonowa lub żelbetowa. Grunt w miejscu i na poziomie posadowienia stwierdzono jako żwir wraz z pospółką. W wykonanym wykopie odkrywki, na poziomie posadowienia na głębokości  $-1,40 \text{ m p.p.t.}$  nie stwierdzono wody gruntowej.

### **PLYTA FUNDAMENTOWA SZYBU DŹWIGU – sprawdzenie naprężeń pod Poz.20.**

Obciążenie całkowite na płytę fundamentową	1123,68kN
--	-----------

Naprężenia średnie pod płytą fundamentową

$$N_{sr} = 1123,68 / (2,54 \times 2,99) = 147,96 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kPa}$$

Przyjęta wartość nośności gruntu w poziomie posadowienia to  $200 \text{ kPa}$

### **PLYTA FUNDAMENTOWA KLATKI SCHODOWEJ – sprawdzenie naprężeń Poz.29.**

Obciążenie na płytę fundamentową	$625,30 \times 9,12 = 5702,74 \text{ kN}$
Obciążenie ze ściany tylnej	$(167,14 - 23,92) \times 3,50 = 501,27 \text{ kN}$
Obciążenie z muru podszybia	$26,61 \times 3,50 = 93,14 \text{ kN}$
Obciążenie na płytę fundamentową klatki schodowej	6297,15kN

Naprężenia średnie pod płytą fundamentową

$$N_{sr} = 6297,15 / (3,50 \times 9,12) = 197,28 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kPa}$$

Przyjęta wartość nośności gruntu w poziomie posadowienia to  $200 \text{ kPa}$

**ŁAWA Ł-1 POD ŚCIANĘ OSŁONOWĄ GARAŻY.**

Przyjęto konstrukcyjnie ławę żelbetową o wym.  $b \times h = 35 \times 110 \text{ cm}$  zbrojoną dołem i górą po 2#14 oraz strzemionami #6 co 50 cm. Z ławy wypuścić łączniki kotwienia ściany.

**STOPA S-1 POD SŁUPKI ZEWNĘTRZNEJ KLATKI SCHODOWEJ.**

Przyjęto konstrukcyjnie stopy żelbetowe o wym.  $b \times l \times h = 50 \times 50 \times 40 \text{ cm}$  zbrojone dołem #10 co 15 cm w obu kierunkach. Ze stopy wypuścić łączniki kotwienia słupków.

**STOPA S-2 POD SŁUP ZADASZENIA NAD WEJŚCIEM.**

Przyjęto konstrukcyjnie stopę żelbetową o wym.  $b \times l \times h = 70 \times 70 \times 40 \text{ cm}$  zbrojone dołem #14 co 15 cm w obu kierunkach. Ze stopy wypuścić łączniki zbrojenia słupa.

KONIEC OBLICZEŃ.

Opracował:

Kraków WRZESIEŃ 2023r.

inż. Jerzy Borkowski

Nr GP.IV.63/108/75

Kraków, dnia 3.XII.1975 r.

STWIERDZENIE PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO  
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH W BUDOWNICTWIE

Na podstawie § 4 ust. 2, § 6 ust. 3, § 7 i § 13 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U. Nr 8, poz.46/ stwierdza się że, Obywatel Jerzy BORKOWSKI inżynier budownictwa lądowego urodzony dnia 21 marca 1946 r. w Kielcach posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji projektanta w specjalności konstrukcyjno-budowlanej.

Obywatel Jerzy BORKOWSKI jest upoważniony do:

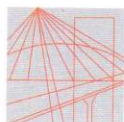
1. sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydro-technicznych i melioracji wodnych,
2. sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
  - a/ budynków inwentarskich gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
  - b/ budowli nie będących budynkami.
3. w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.

Z up. Prezydenta Miasta  
Z-ca Dyrektora Wydziału

Mgr Lidia Koniczek

Otrzymuje:

- 1 x Ob. inż. Jerzy Borkowski  
Kraków, ul. Nawojki 6-3/168  
1 x a/a.



MAŁOPOLSKA  
OKRĘGOWA  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA



WOJEWÓDZTWO  
MAŁOPOLSKIE  
e-mail: map@piib.org.pl  
www.map.piib.org.pl

9 stycznia 2023 r.  
Kraków, .....

### Zaświadczenie

Pan/Pani..... Jerzy Borkowski

miejsce zamieszkania..... ul. Nawojki 6/168

..... 30-072 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym ..... MAP/BO/6590/02

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od dnia ..... 1 stycznia 2023 r.

do dnia ..... 31 grudnia 2023 r.

PRZEWODNICZĄCY RADY  
MAŁOPOLSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
w Krakowie

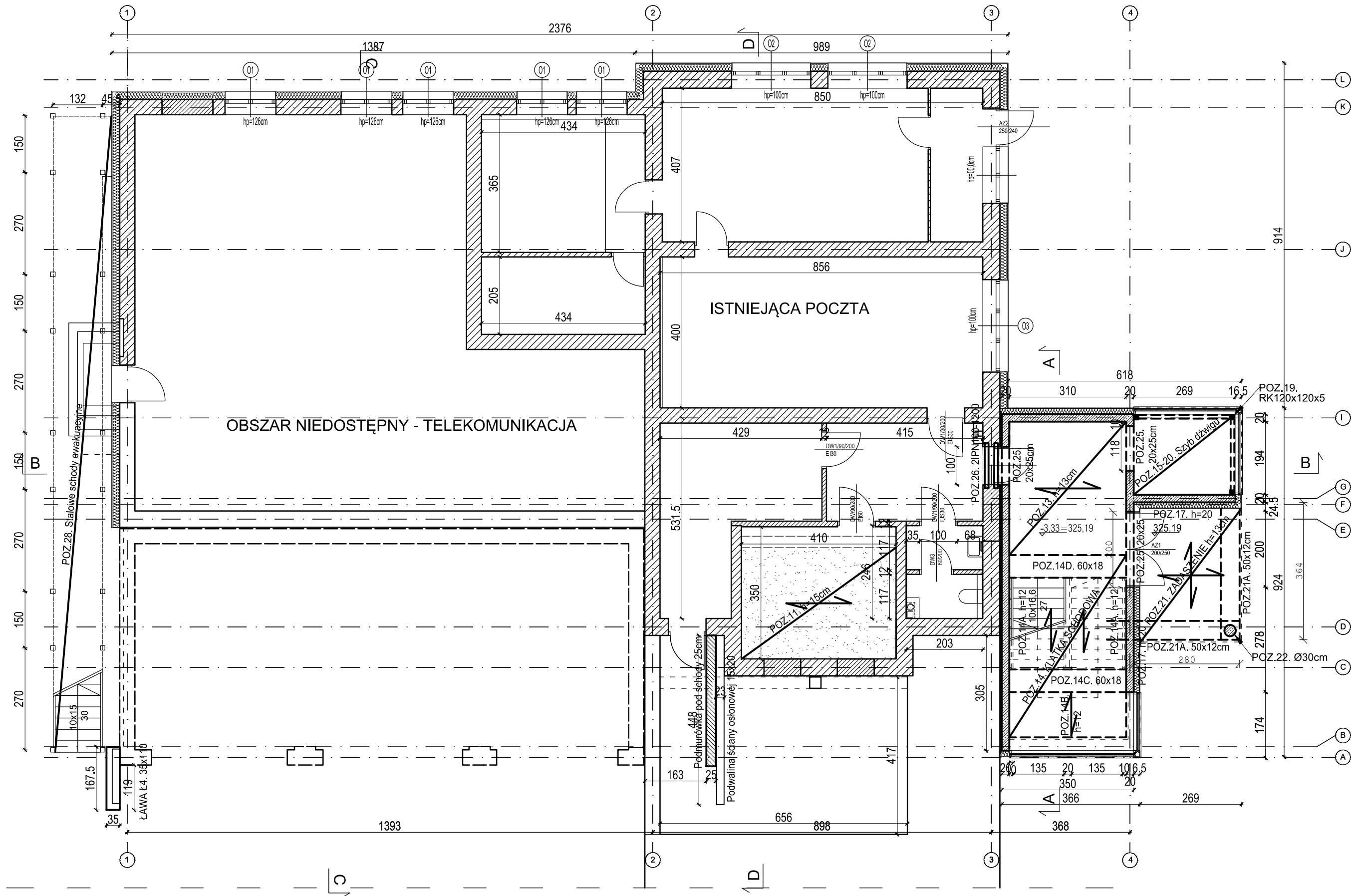
MAŁOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
W KRAKOWIE

mar.inż. Mirosław Boryczko.....  
(pieczęć i podpis przewodniczącego OIIB)

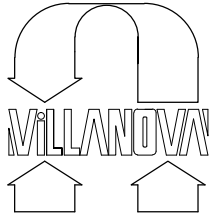
30-054 Kraków, ul. Czarnowiejska 80, tel. + 48 12 630 90 60, 630 90 61, fax +48 12 632 35 59

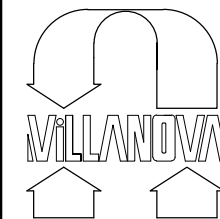
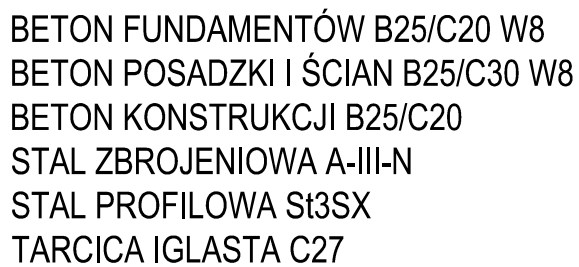






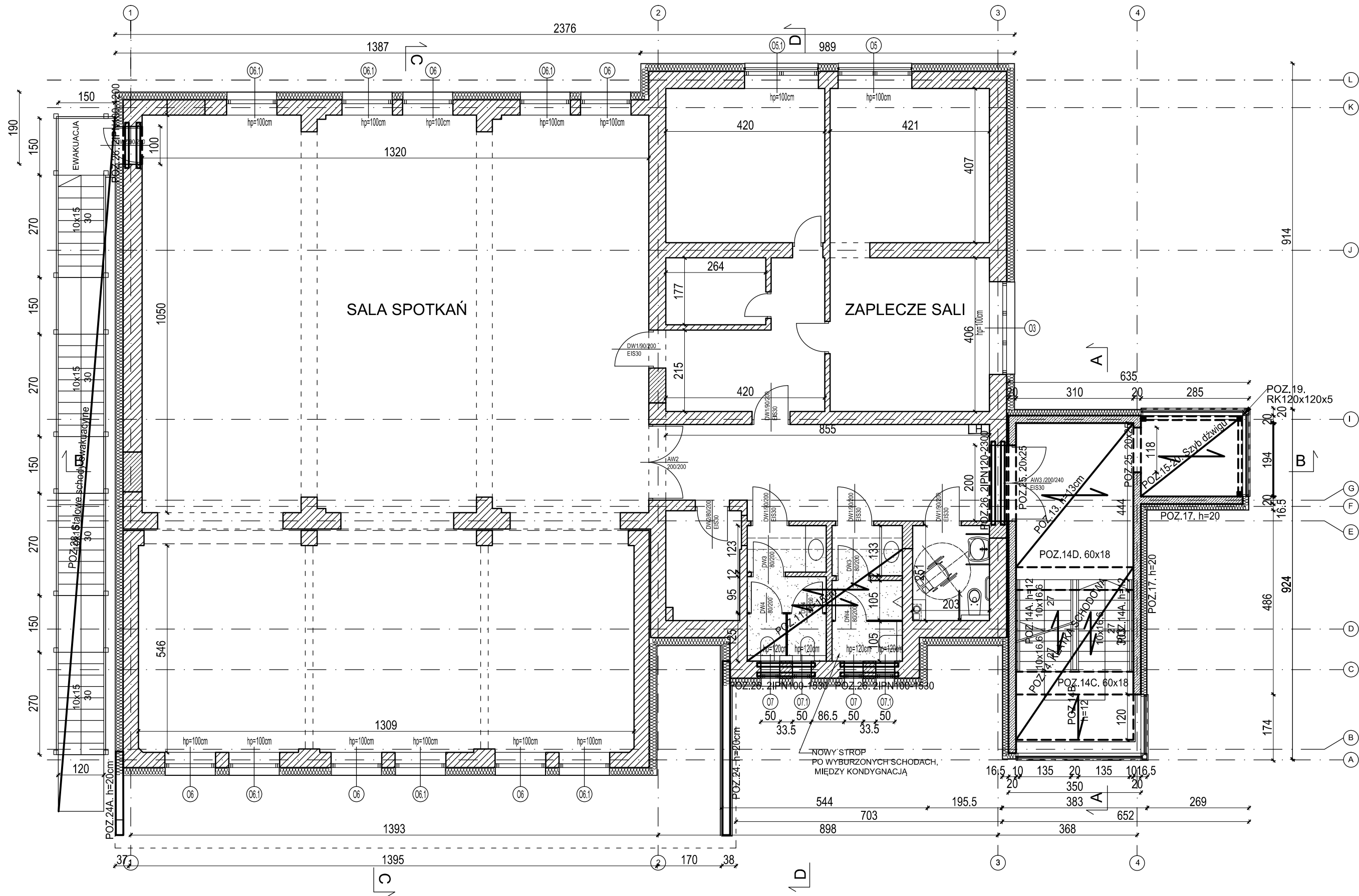
BETON FUNDAMENTÓW B25/C20 W8  
BETON POSADZKI I ŚCIAN B25/C30 W8  
BETON KONSTRUKCJI B25/C20  
STAL ZBROJENIOWA A-III-N  
STAL PROFILOWA Sł3SX  
TARCICA IGLASTA C27

	PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"				
	PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
	GL.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
	OPRACOWAŁ:			PRZEDMIOT RYS. RZUT PIWNIC STROP NAD PIWNICĄ SZYB DŹWIGU I KLATKA SCHODOWA	2-K
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75				



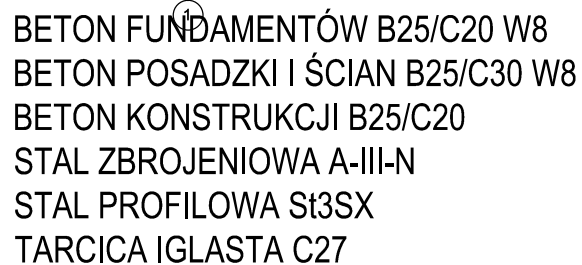
## "VILLANOVA"

PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
GL.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	
OPRACOWAŁ:				PRZEDMIOT RYS. RZUT PARTERU STROP NAD PARTEREM SZYB DŹWIGU I KLATKA SCHODOWA
inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75				

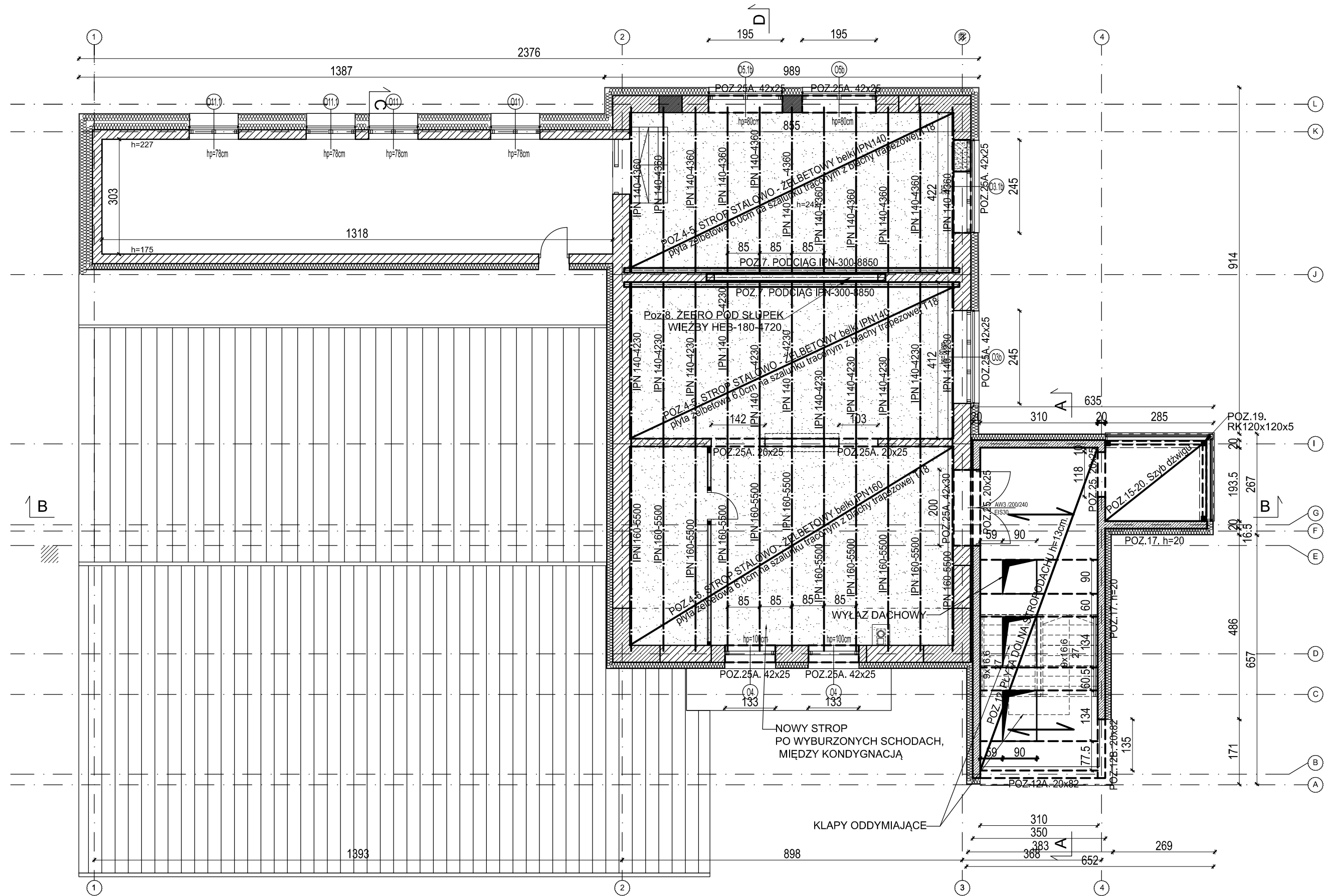


BETON FUNDAMENTÓW B25/C20 W8  
BETON POSADZKI I ŚCIAN B25/C30 W8  
BETON KONSTRUKCJI B25/C20  
STAL ZBROJENIOWA A-III-N  
STAL PROFILOWA Sł3SX  
TARCICA IGLASTA C27

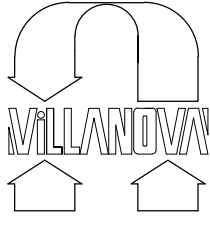
	PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"				
	PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
	GL.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
	OPRACOWAŁ:			PRZEDMIOT RYS. RZUT I p STROP NAD I p SZYB DŹWIGU I KLATKA SCHODOWA	4-K
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75				



PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
GŁ.PROJEKTANT: inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
OPRACOWAŁ: inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			PRZEDMIOT RYS. RZUT IIp STOP NAD IIp i zadaszenie SZYB DŹWIGU I KLATKA SCHODOWA	5-K

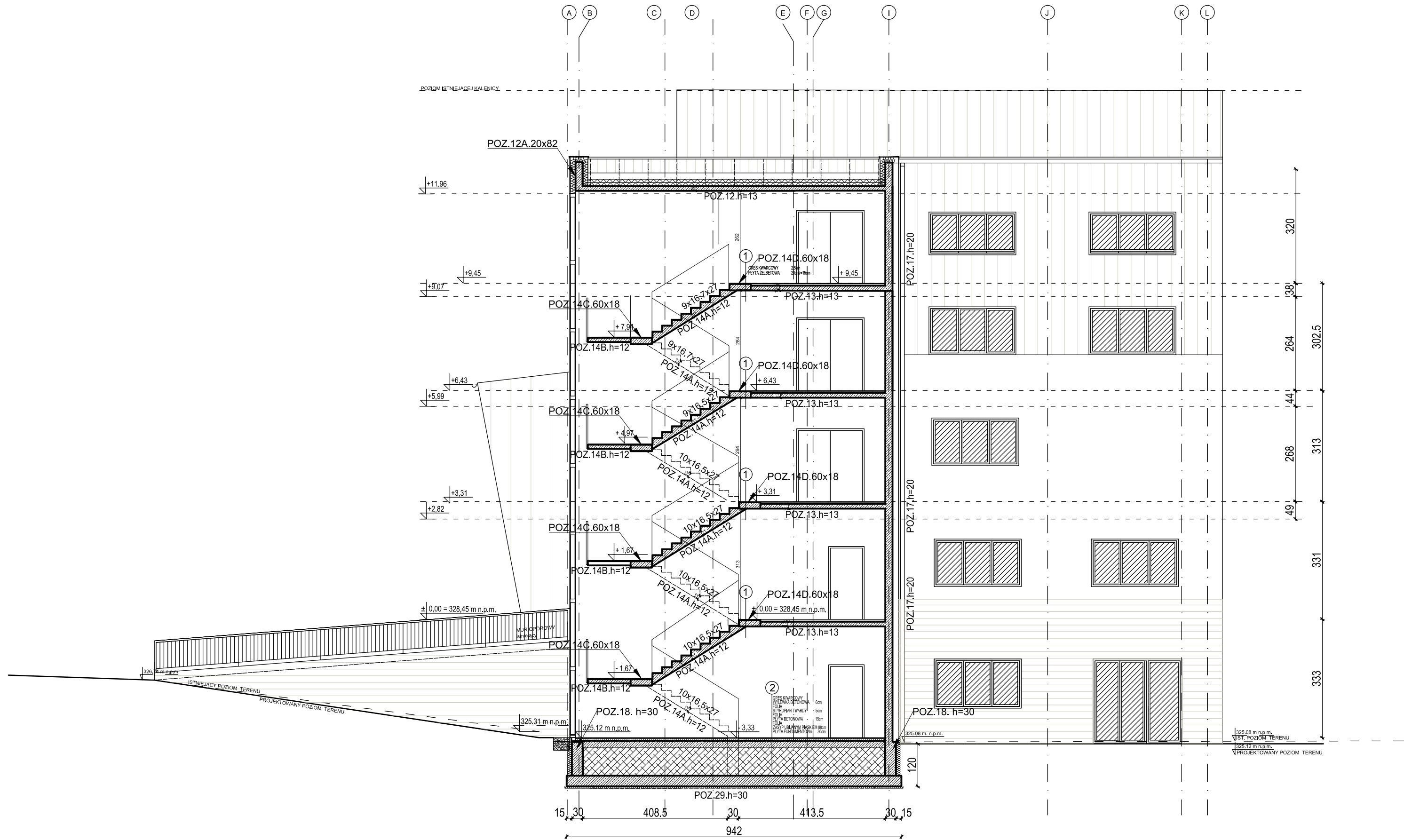


BETON FUNDAMENTÓW B25/C20 W8  
BETON POSADZKI I ŚCIAN B25/C30 W8  
BETON KONSTRUKCJI B25/C20  
STAL ZBROJENIOWA A-III-N  
STAL PROFILOWA Sł3SX  
TARCICA IGLASTA C27

PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"					SKALA
	PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	1:100
	GL.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
OPRACOWAŁ:				PRZEDMIOT RYS.	6-K
inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75				RZUT IIIp STROP NAD IIIp SZYB DŹWIGU I KLATKA SCHODOWA	





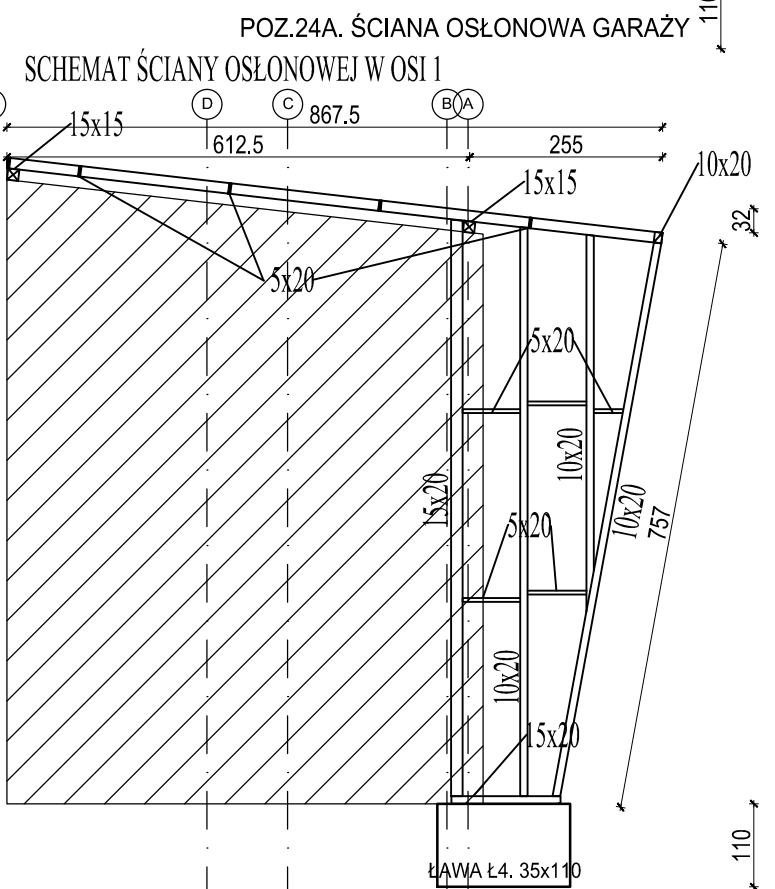
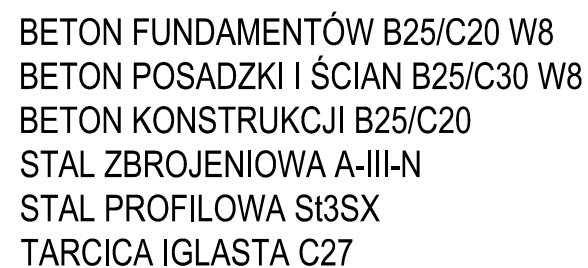



BETON FUNDAMENTÓW B25/C20 W8  
BETON POSADZKI I ŚCIAN B25/C30 W8  
BETON KONSTRUKCJI B25/C20  
STAL ZBROJENIOWA A-III-N  
STAL PROFILOWA Sł3SX  
TARCICA IGLASTA C27

	PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"				
	PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
	GL.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
	OPRACOWAŁ:			PRZEDMIOT RYS. PRZEKRÓJ A–A SCHEMATY KONSTRUKCJI	8-K
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75				



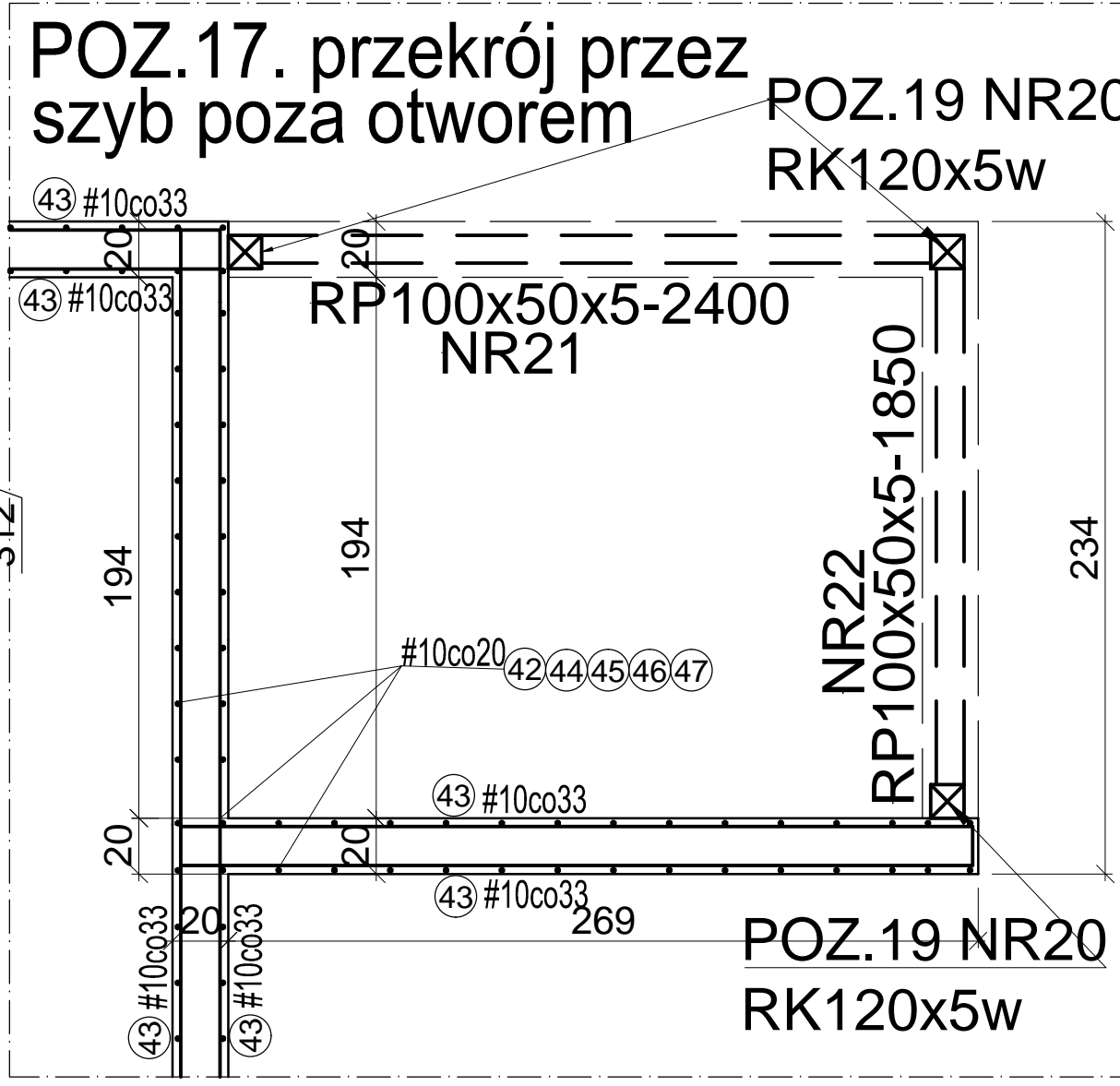
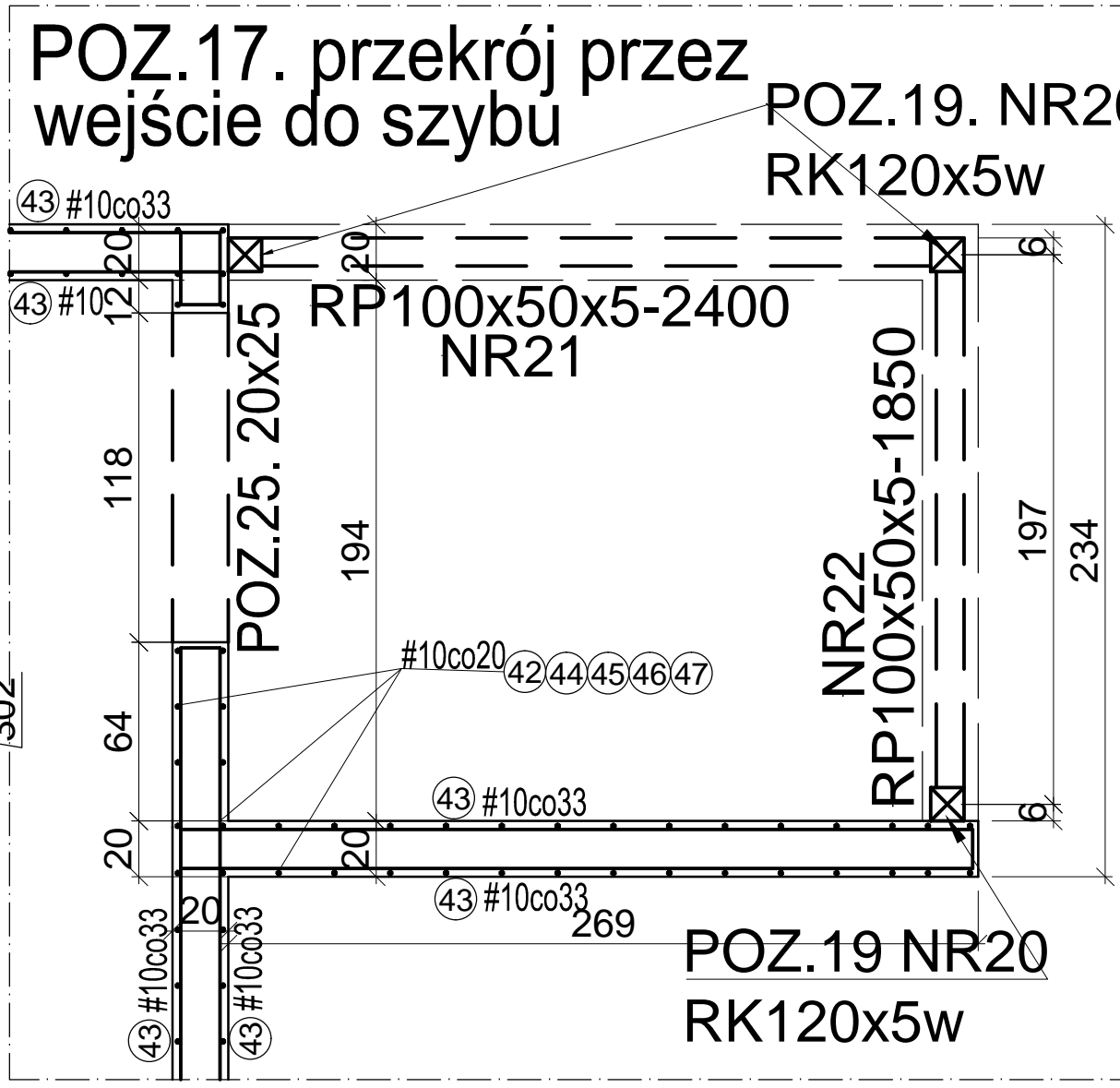
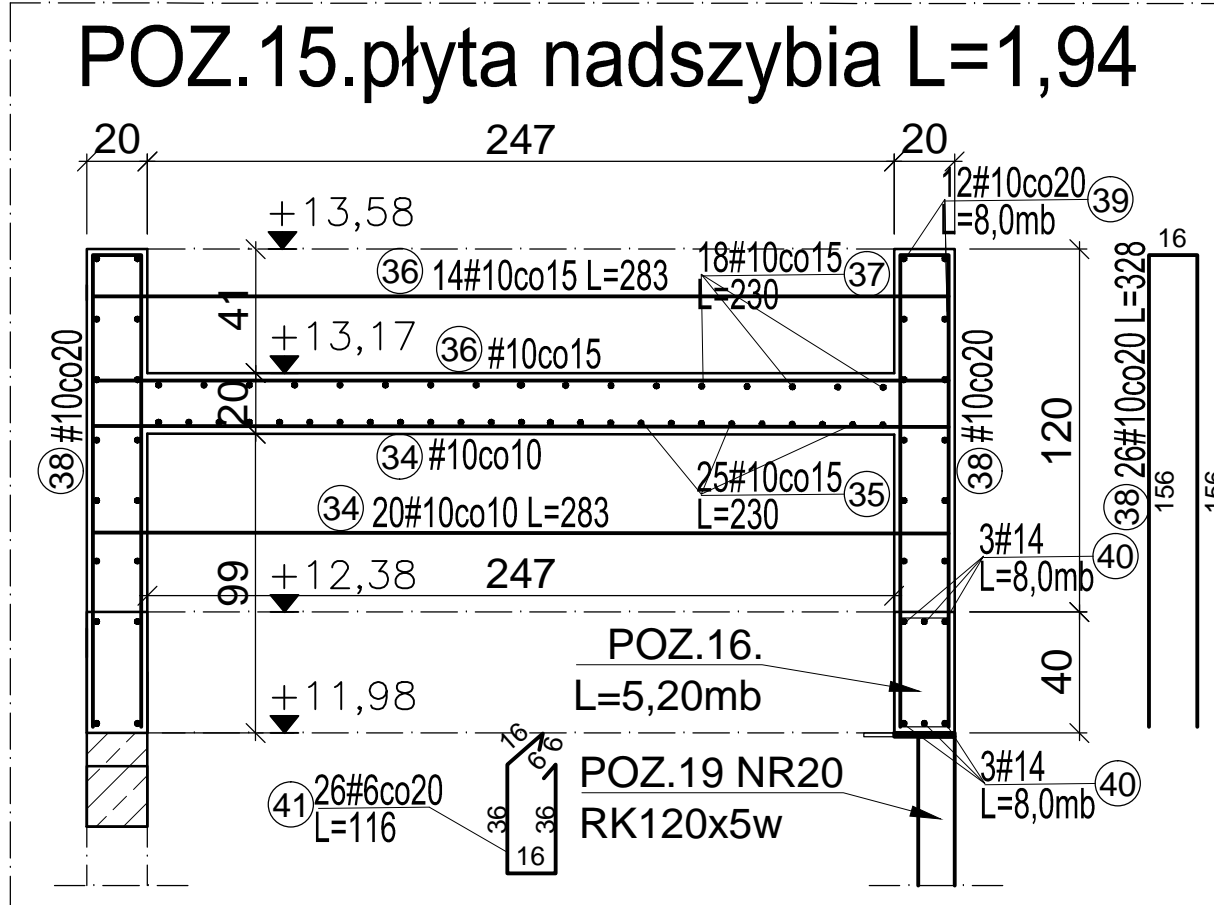
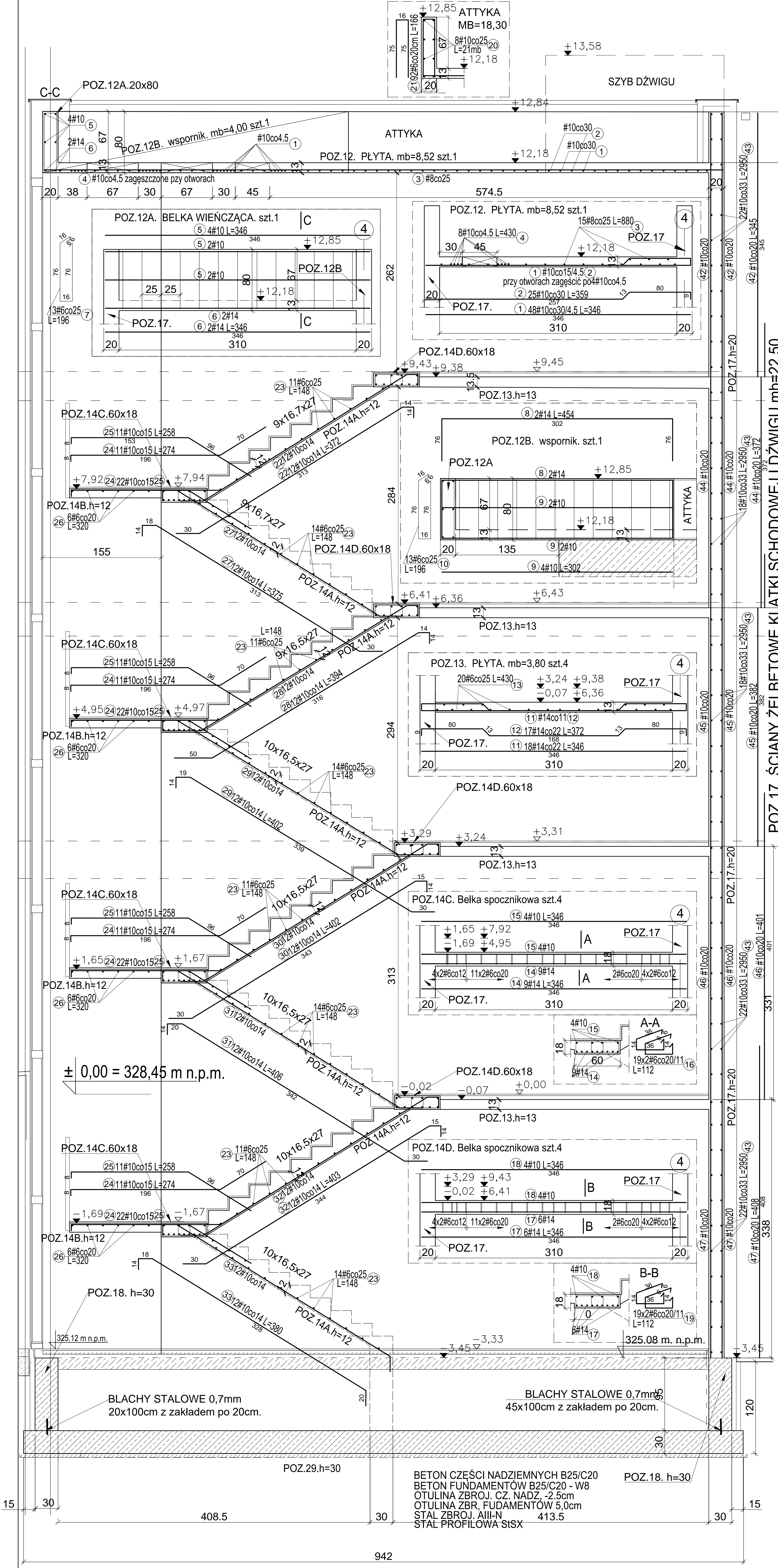




	PRACOWNIA PROJEKTOWA			"VILLANOVA"	
	PROJEKTOWAŁ:	PODPIS	DATA	OBIEKT:	SKALA
	GŁ.PROJEKTANT:		IX 2023	BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563	1:100
	inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75			STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO – WYKONAWCZY	NR RYS.
	OPRACOWAŁ:			PRZEDMIOT RYS. PRZEKRÓJ C–C SCHEMATY KONSTRUKCJI	10-K
inż. JERZY BORKOWSKI upr. NR G.P. IV 63/108/75					







PCIM REMIZA - zestawienie stali zbrojeniowej rys.12W										
NR.	A-III N	Długość cm	Szt./Element	Element	Łącznie	A-III N				
						#6	#8	#10	#14	
1	10	346	48	1	48	---	---	166,08	---	
2	10	359	25	1	25	---	---	89,75	---	
3	8	880	13	1	13	---	114,4	---	---	
4	10	430	8	1	8	---	---	34,4	---	
5	10	346	4	1	4	---	---	13,84	---	
6	14	346	2	1	2	---	---	---	6,92	
7	6	196	13	1	13	25,48	---	---	---	
8	14	454	2	1	2	---	---	---	9,08	
9	10	303	4	1	4	---	---	12,12	---	
10	6	196	13	1	13	25,48	---	---	---	
11	14	346	18	4	72	---	---	---	249,1	
12	14	372	17	4	68	---	---	---	253	
13	6	430	20	4	80	344	---	---	---	
14	14	346	9	4	36	---	---	---	124,6	
15	10	346	4	4	16	---	---	55,36	---	
16	6	112	38	4	152	170,2	---	---	---	
17	14	346	6	4	24	---	---	---	83,04	
18	10	346	4	4	16	---	---	55,36	---	
19	6	112	38	4	152	170,2	---	---	---	
20	10	2100	8	1	8	---	---	168	---	
21	6	166	92	1	92	152,7	---	---	---	
22	10	372	12	1	12	---	---	44,64	---	
23	6	148	11	1	11	16,28	---	---	---	
24	10	274	11	4	44	---	---	120,56	---	
25	10	258	11	4	44	---	---	113,52	---	
26	6	320	6	4	24	76,8	---	---	---	
27	10	375	12	1	12	---	---	45	---	
28	10	394	12	1	12	---	---	47,28	---	
29	10	402	12	1	12	---	---	48,24	---	
30	10	402	12	1	12	---	---	48,24	---	
31	10	406	12	1	12	---	---	48,72	---	
32	10	403	12	1	12	---	---	48,36	---	
33	10	380	12	1	12	---	---	45,6	---	
34	10	283	20	1	20	---	---	56,6	---	
35	10	230	25	1	25	---	---	57,5	---	
36	10	283	14	1	14	---	---	39,62	---	
37	10	230	18	1	18	---	---	41,4	---	
38	10	328	26	1	26	---	---	85,28	---	
39	10	800	12	1	12	---	---	96	---	
40	14	800	6	1	6	---	---	---	48	
41	6	116	26	1	26	30,16	---	---	---	
42	10	345	224	1	224	---	---	772,8	---	
43	10	2950	102	1	102	---	---	3009	---	
44	10	372	224	1	224	---	---	833,28	---	
45	10	382	224	1	224	---	---	855,68	---	
46	10	401	224	1	224	---	---	898,24	---	
47	10	408	224	1	224	---	---	913,92	---	
Razem mb						1011	114,4	8864,4	773,7	
Ciężar kg/mb						0,222	0,394	0,616	1,208	
Ciężar całkowity kg/mb						225	45	5461	935	
Ogółem						6666,0				

**PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"**

PROJEKTOWAŁ: inż. JERZY BORKOWSKI  
upr. NR G.P. IV 63/108/75

OPRACOWAŁ: inż. JERZY BORKOWSKI  
upr. NR G.P. IV 63/108/75

PODPIS: DATA: IX 2023

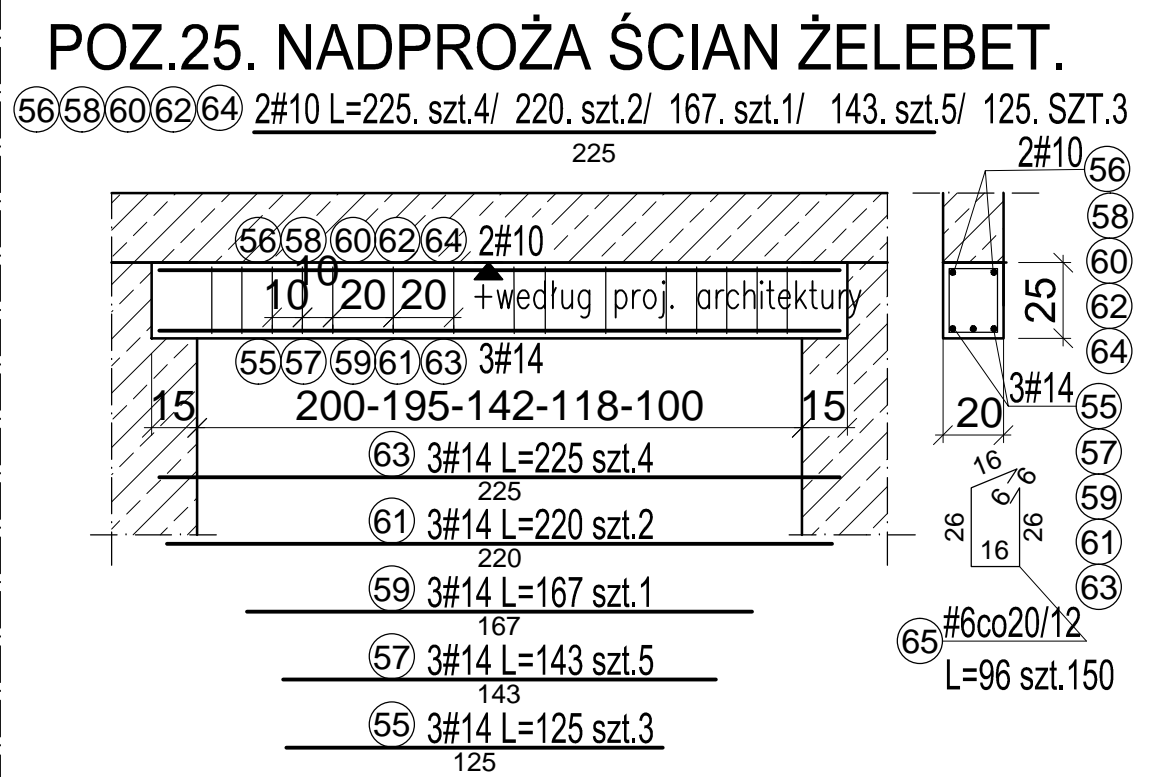
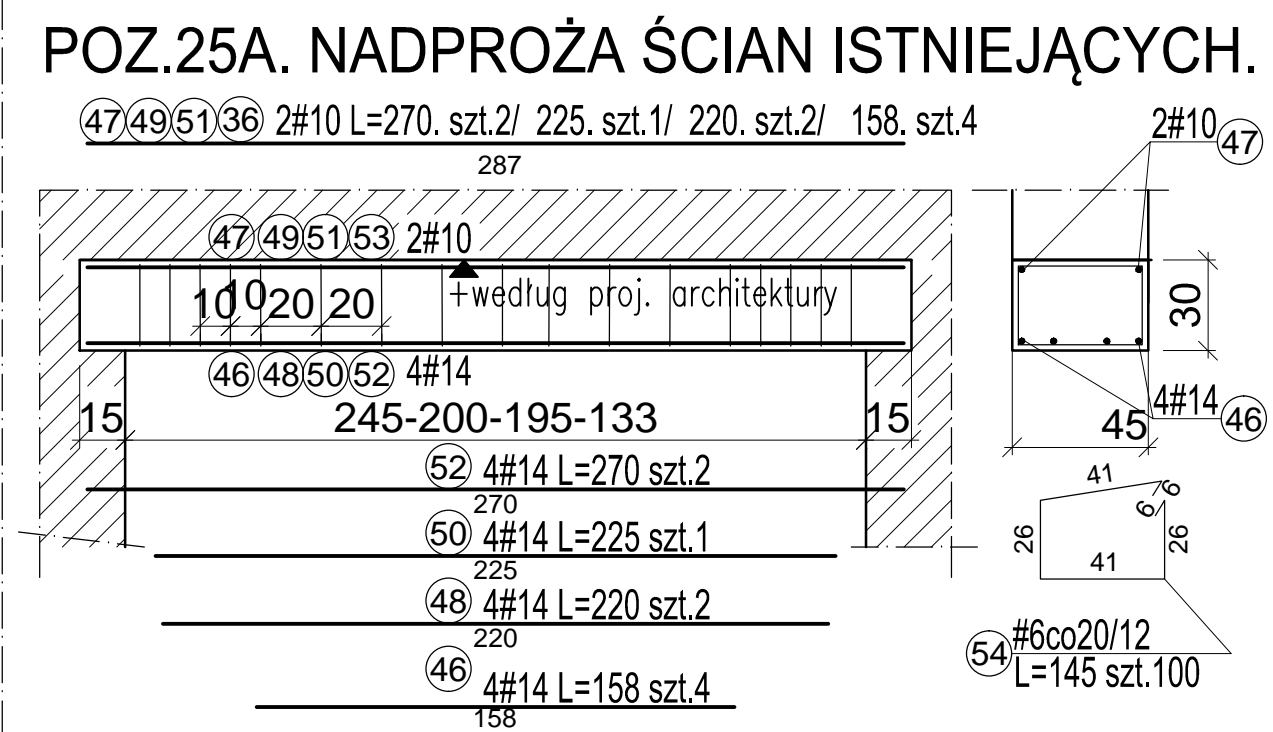
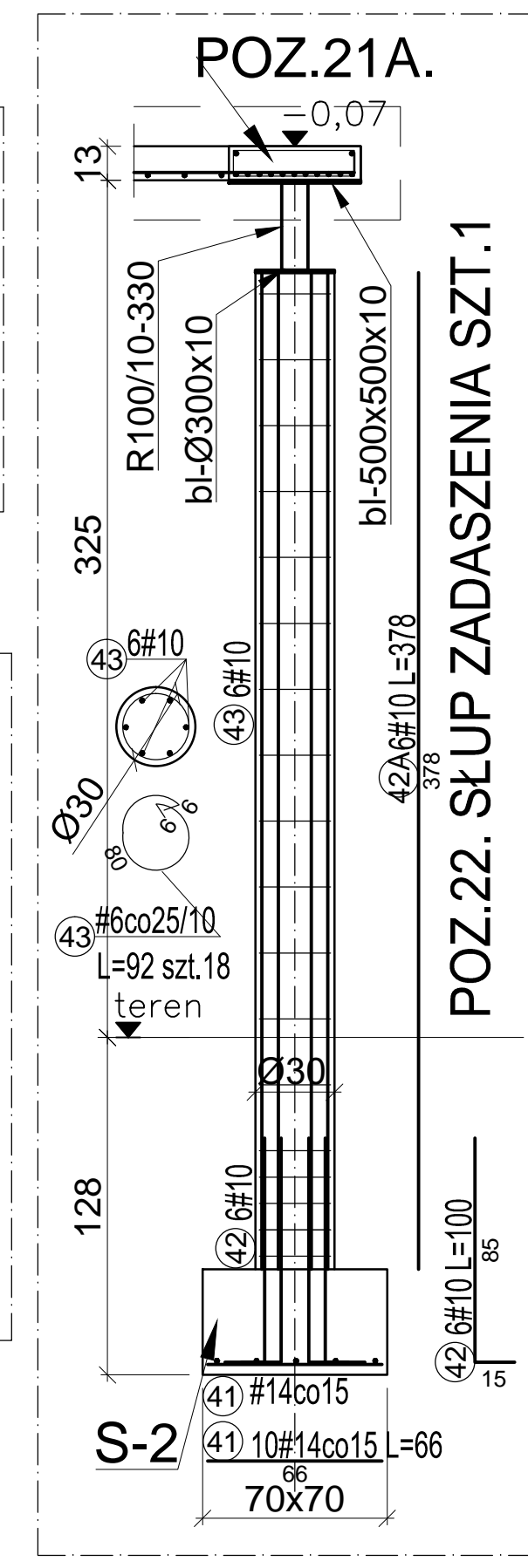
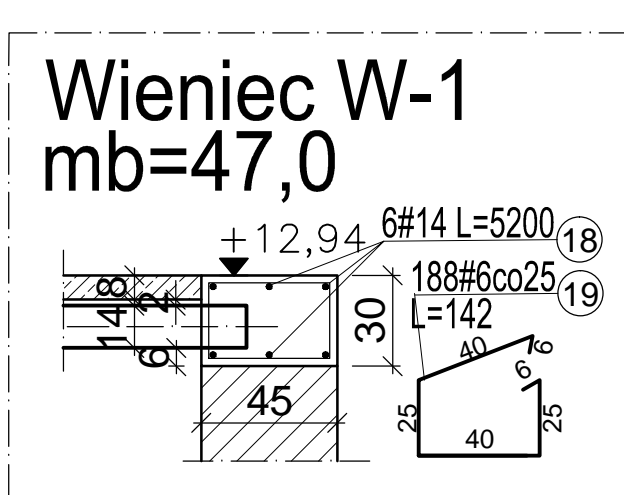
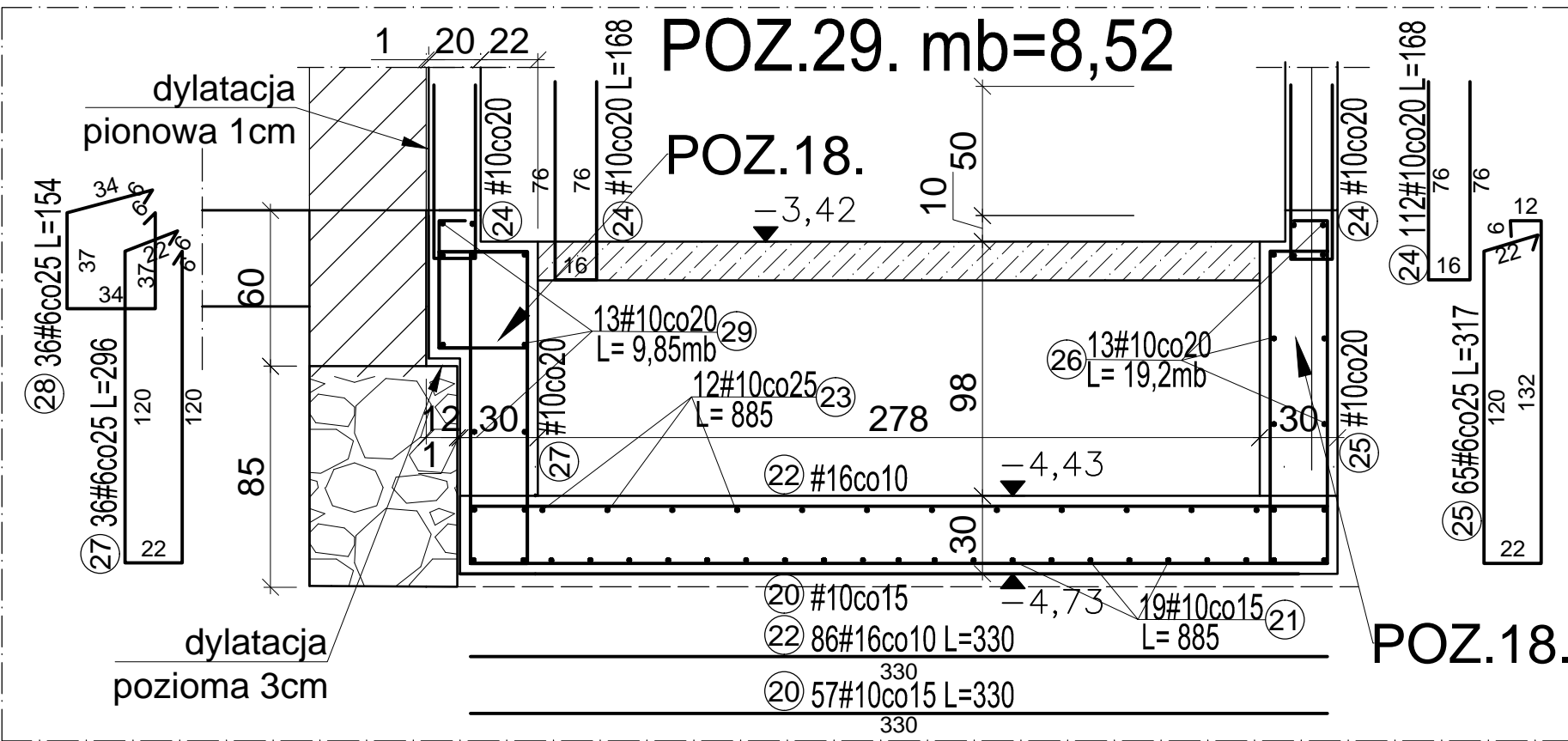
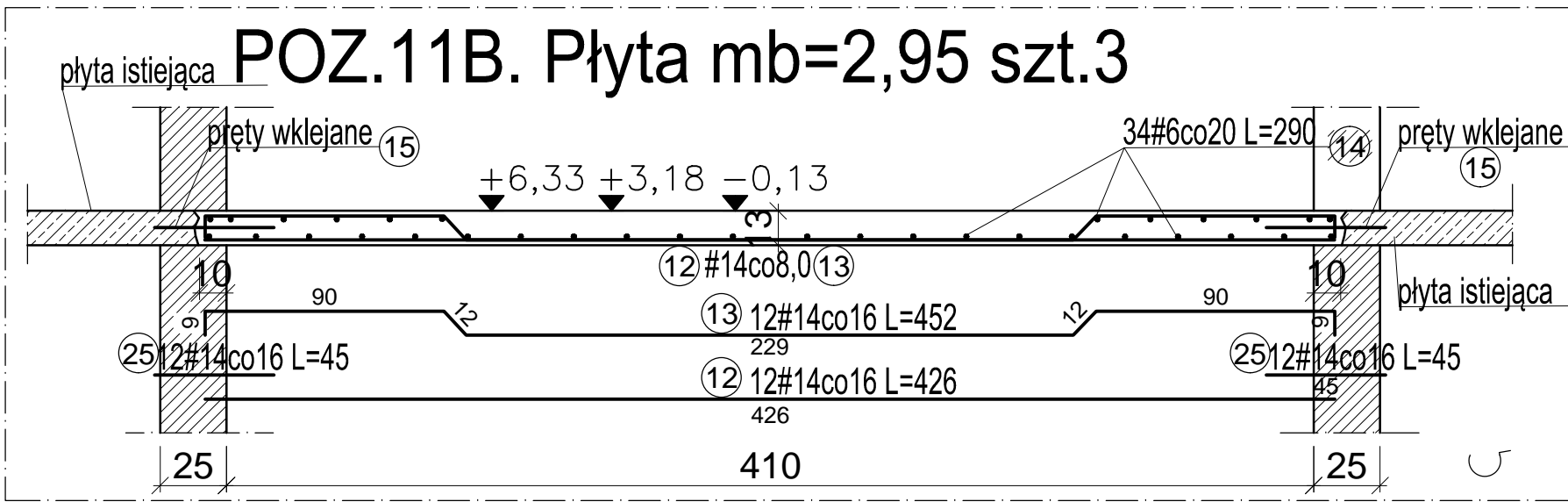
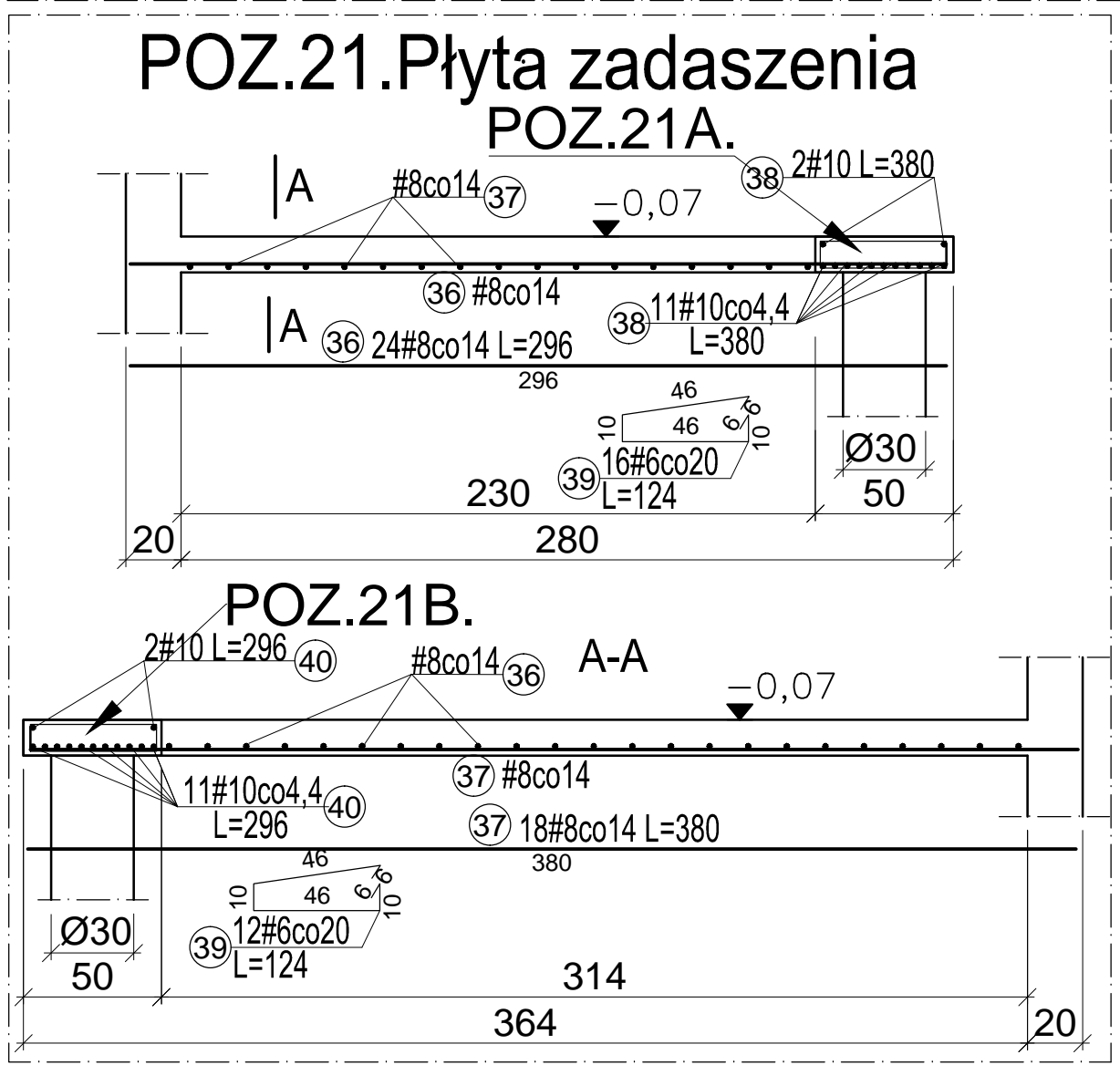
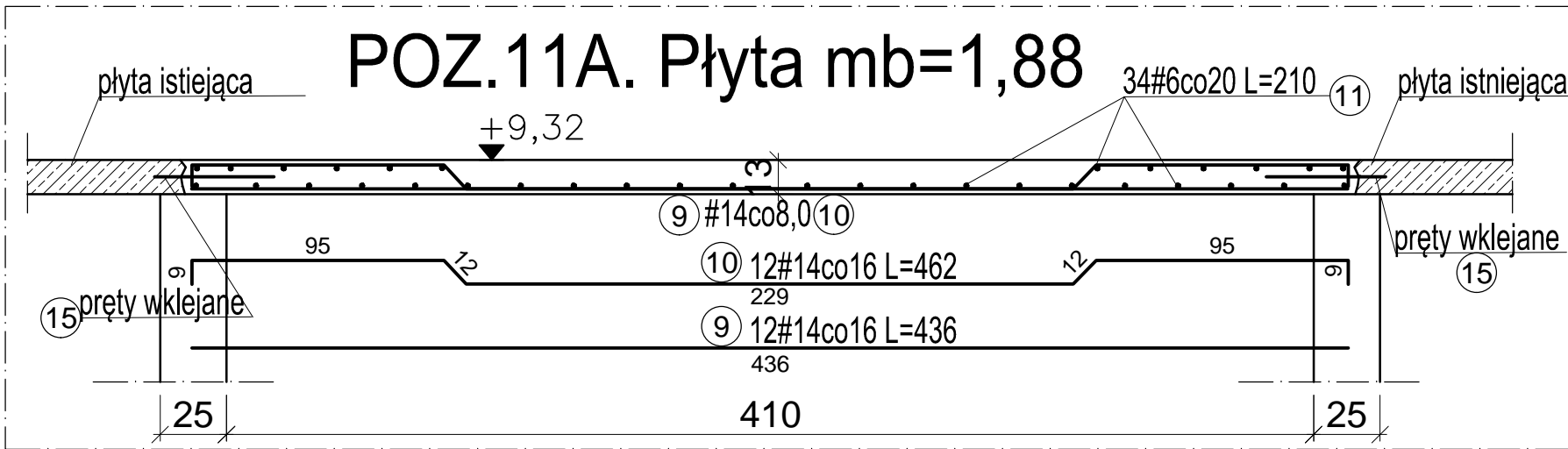
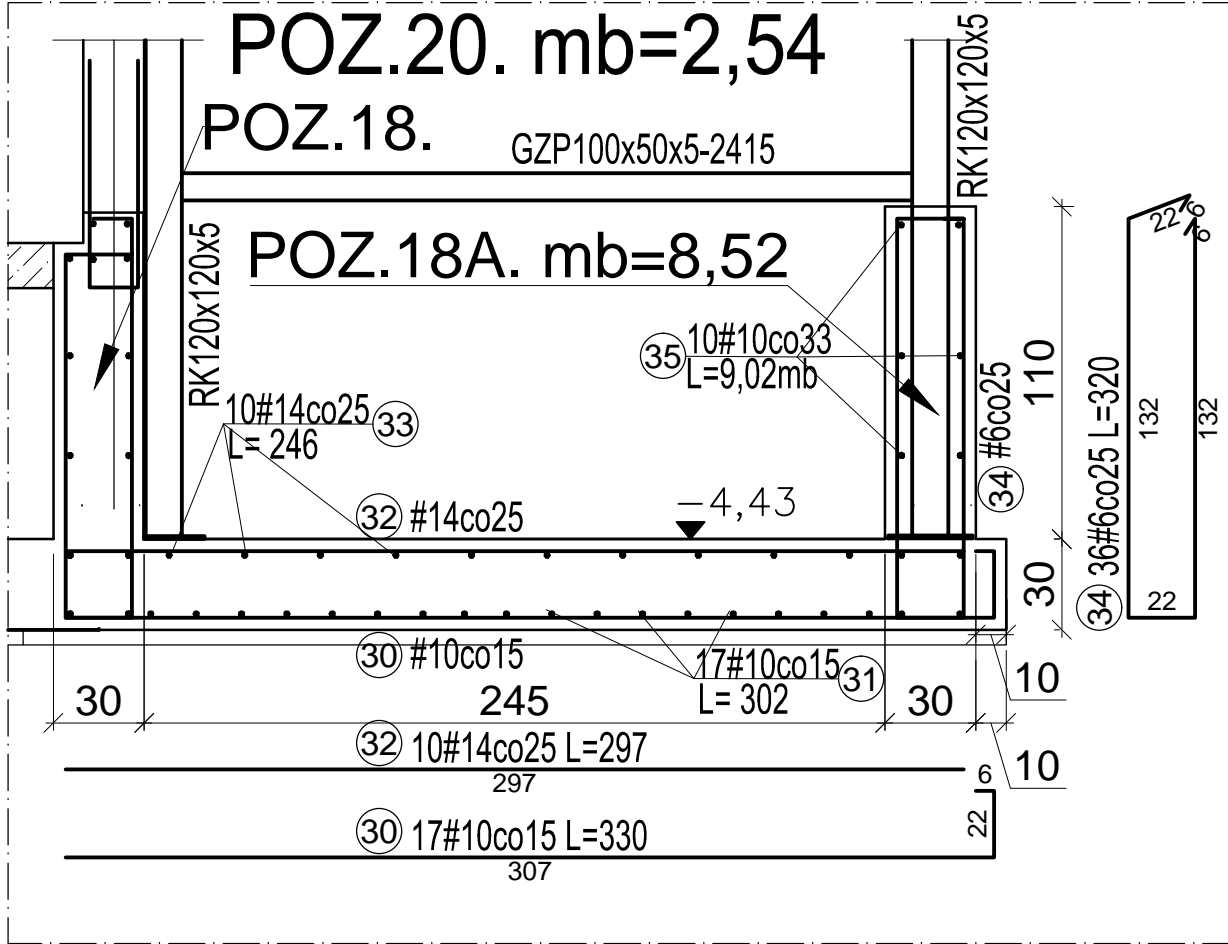
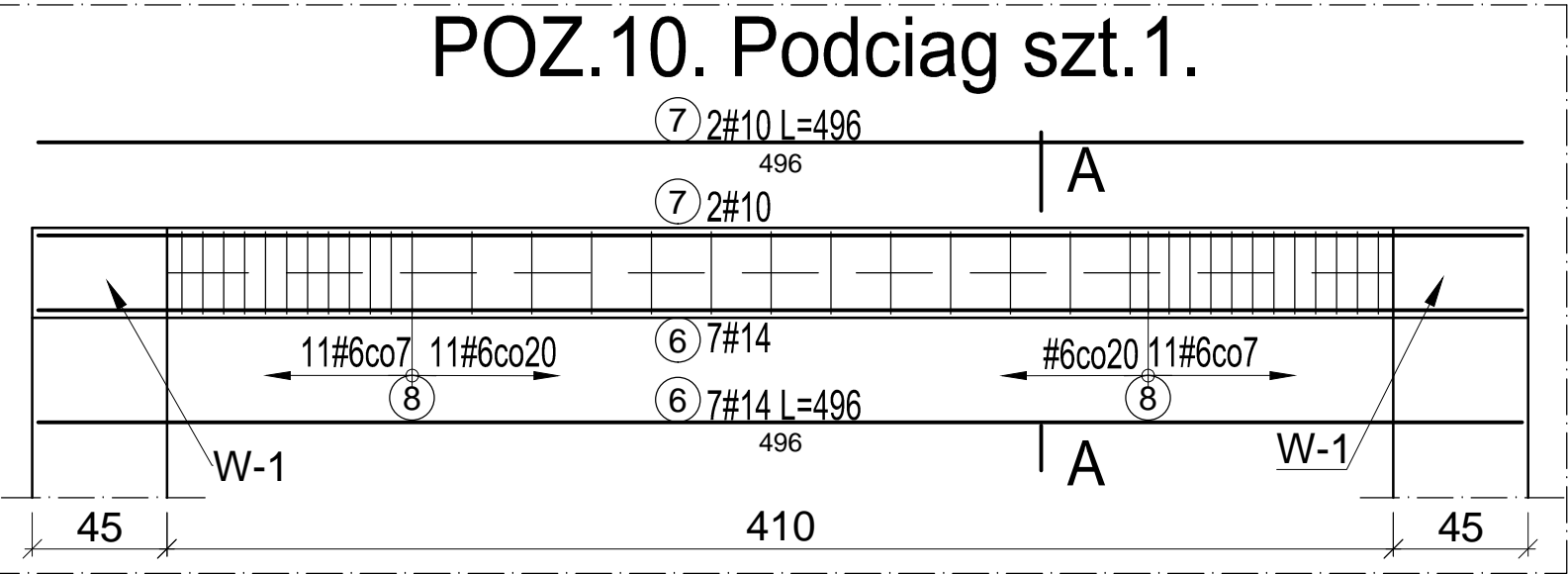
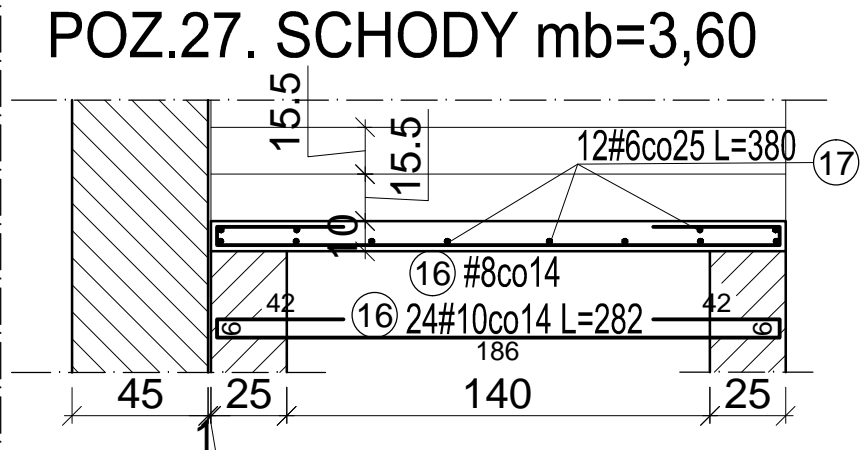
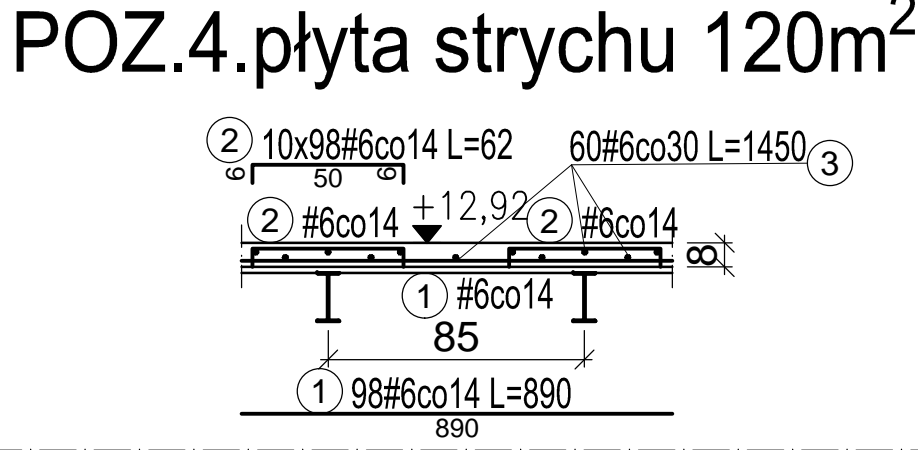
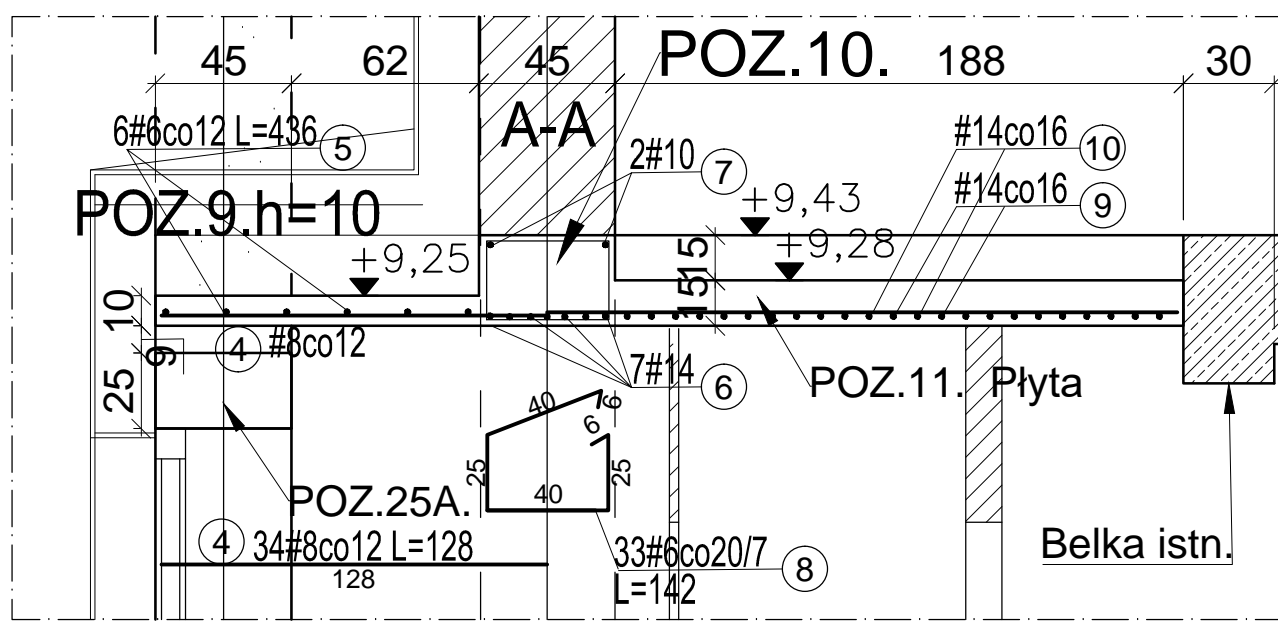
OBIEKT: BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563  
STADIUM PROJEKTU KONSTRUKCYJNY  
TECHNICZNO - WYKONAWCZY

PRZEDMIOT RYS. ZBROJENIE KLATKI SCHODOWEJ I SZYBU DZWIOWEGO.

SKALA: 1:25

NR RYS. 12-K





PCIM REMIZA. - zestawienie stali zbrojeniowej rys.13W											
NR.	A-III N	Długość cm	Szt./Element	Łączna ilość	#6	#8	A-III N	#10	#14	#16	
1	6	890	98	1 98	872,2	---	---	---	---	---	
2	6	62	980	1 980	607,6	---	---	---	---	---	
3	6	1450	60	1 60	870	---	---	---	---	---	
4	8	128	34	1 34	---	43,52	---	---	---	---	
5	6	436	6	1 6	26,16	---	---	---	---	---	
6	14	496	7	1 7	---	---	---	---	34,72	---	
7	10	496	2	1 2	---	---	9,92	---	---	---	
8	6	142	33	1 33	46,86	---	---	---	---	---	
9	14	436	12	1 12	---	---	---	---	52,32	---	
10	14	462	12	1 12	---	---	---	---	55,44	---	
11	6	210	34	1 34	71,4	---	---	---	---	---	
12	14	426	12	3 36	---	---	---	---	153,4	---	
13	14	452	12	3 36	---	---	---	---	162,7	---	
14	6	290	34	3 102	295,8	---	---	---	---	---	
15	14	50	110	1 110	---	---	---	---	55	---	
16	10	282	24	1 24	---	---	67,68	---	---	---	
17	6	380	12	1 12	45,6	---	---	---	---	---	
18	14	5200	6	1 6	---	---	---	---	312	---	
19	6	142	188	1 188	267	---	---	---	---	---	
20	10	330	57	1 57	---	---	188,1	---	---	---	
21	10	885	19	1 19	---	---	168,15	---	---	---	
22	16	330	86	1 86	---	---	---	---	283,8	---	
23	10	885	12	1 12	---	---	106,2	---	---	---	
24	10	168	112	1 112	---	---	188,16	---	---	---	
25	6	317	65	1 65	206,1	---	---	---	---	---	
26	10	1920	13	1 13	---	---	249,6	---	---	---	
27	6	296	36	1 36	106,6	---	---	---	---	---	
28	6	154	12	1 12	18,48	---	---	---	---	---	
29	10	985	13	1 13	---	---	128,05	---	---	---	
30	10	330	17	1 17	---	---	56,1	---	---	---	
31	10	302	17	1 17	---	---	51,34	---	---	---	
32	14	297	10	1 10	---	---	---	29,7	---	---	
33	14	246	10	1 10	---	---	---	24,6	---	---	
34	6	320	36	1 36	115,2	---	---	---	---	---	
35	10	902	10	1 10	---	---	90,2	---	---	---	
36	8	296	24	1 24	---	71,04	---	---	---	---	
37	8	380	18	1 18	---	68,4	---	---	---	---	
38	10	380	13	1 13	---	---	49,4	---	---	---	
39	6	124	26	1 26	32,24	---	---	---	---	---	
40	10	296	13	1 13	---	---	38,48	---	---	---	
41	14	66	10	1 10	---	---	6,6	---	---	---	
42	10	100	6	1 6	---	---	6	---	---	---	
42A	10	378	6	1 6	---	---	22,68	---	---	---	
43	6	92	18	1 18	16,56	---	---	---	---	---	
44	10	170	4	18 72	---	---	122,4	---	---	---	
45	6	108	7	18 126	136,1	---	---	---	---	---	
46	14	158	4	4 16	---	---	25,28	---	---	---	
47	10	158	2	4 8	---	---	12,64	---	---	---	
48	14	220	4	2 8	---	---	17,6	---	---	---	
49	10	220	2	2 4	---	---	8,8	---	---	---	
50	14	225	4	1 4	---	---	9	---	---	---	
51	10	225	2	1 2	---	---	4,5	---	---	---	
52	14	270	4	2 8	---	---	21,6	---	---	---	
53	10	270	2	2 4	---	---	10,8	---	---	---	
54	6	145	100	1 100	145	---	---	---	---	---	
55	14	125	3	3 9	---	---	11,25	---	---	---	
56	10	125	2	3 6	---	---	7,5	---	---	---	
57	14	143	3	5 15	---	---	21,45	---	---	---	
58	10	143	2	5 10	---	---	14,3	---	---	---	
59	14	167	3	1 3	---	---	5,01	---	---	---	
60	10	167	2	1 2	---	---	3,34	---	---	---	
61	14	220	3	2 6	---	---	13,2	---	---	---	
62	10	220	2	2 4	---	---	8,8	---	---	---	
63	14	225	3	4 12	---	---	27	---	---	---	
64	10	225	2	4 8	---	---	18	---	---	---	
65	6	96	150	1 150	144	---	---	---	---	---	
Razem mb					3734	183	1555,1	911,7	283,8		
Ciężar kg/mb					0,222	0,394	0,616	1,208	1,580		
Ciężar całkowity kg/mb					829	73	958	1102	449		
Ogółem							3411,0				

BETON CZĘŚCI NADZIEMNYCH B25/C20  
BETON FUNDAMENTÓW B25/C20 - W8  
OTULINA ZBROJ. CZ. NADZ. -2,5cm  
OTULINA ZBR. FUNDAMENTÓW 5,0cm  
STAL ZBROJ. AIII-N  
STAL PROFILOWA StSx

PRACOWNIA PROJEKTOWA "VILLANOVA"				SKALA	
PROJEKTOWAŁ: OL. PROJEKTANT: INŻ. JERZY BORKOWSKI UPR. NR G.P. IV 63/108/75	PODPIS DATA IX 2023	OBJEKT: BUDYNEK INSTYTUCJI KULTURY GMINY PCIM 563 STADIUM PROJEKT KONSTRUKCYJNY TECHNICZNO - WYKONAWCZY	PRZEDMIOT RYS. ZBROJENIE ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH BUD. ISTNIEJĄCEGO I DOBUDOWY.	1:25	NR. RYS.
OPRACOWAŁ: INŻ. JERZY BORKOWSKI UPR. NR G.P. IV 63/108/75					13-K



