

**BUDOWA DWÓCH BUDYNKÓW MIESZKALNYCH WIEŁORODZINNYCH
W MIEJSCOWOŚCI TURZNICE**

nazwa inwestycji	działka nr 216/2; 218/2 obręb geodezyjny Turznice 0023; jedn. ewidencyjna gm. Grudziądz 040601_2; miejscowość Turznice; 86-302 gmina Grudziądz		
adres inwestycji	GMINA GRUDZIĄDZ ul. Wybickiego 38 86-300 Grudziądz		
inwestor	PROJEKT BUDOWLANY		
faza	TOM IIB PROJEKT BRANŻY KONSTRUKCYJNEJ		
tom/branża			
data	18sierpień 2019 r.	категория объекта	XIII
	Stron 45		I
zawartość		egzemplarz	



ZESPÓŁ PROJEKTANTÓW SPORZĄDZAJĄCY DOKUMENTACJĘ

zespół projektowy branża	imię i nazwisko uprawnienia	podpis
KONSTRUKCJA projektant	mgr inż. ANNA MARKIEWICZ uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej nr uprawnień KUP/0005/POOK/12	
	mgr inż. PIOTR ŚWIRZYŃSKI uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej nr uprawnień KUP/0130/PWOK/09	
KONSTRUKCJA asystent projektanta	mgr inż. MARCIN WERYK	

I. PROJEKT KONSTRUKCJI 4

1. DANE OGÓLNE.....	4
1.1. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	4
1.2. NAZWA I ADRES OBIEKTU	4
1.3. JEDNOSTKA PROJEKTOWA.....	4
1.4. INWESTOR	4
2. PRZEDMIOT INWESTYCJI	4
2.1. OPIS ZAŁOŻENIA	4
2.2. LOKALIZACJA TERENU INWESTYCJI	5
2.3. STRUKTURA WŁASNOŚCIOWA.....	5
3. KATEGORIA GEOTECHNICZNA OBIEKTU I OPINIA GEOTECHNICZNA.....	5
3.1. PROGNOZA ZMIAN WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO W CZASIE:	5
3.2. OKREŚLENIE PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH GRUNTU	5
3.3. OKREŚLENIE ODDZIAŁYWAŃ POCHODZĄCYCH OD GRUNTU	6
3.4. PRZYJĘCIE MODELU OBLICZENIOWEGO LUB PRZEKROJU GEOTECHNICZNEGO	6
3.5. OBLICZENIE NOŚNOŚCI ORAZ OSIADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO ORAZ OGÓLNEJ STATECZNOŚCI.....	7
3.6. OKREŚLENIE DANYCH NIEZBĘDNYCH DO ZAPROJEKTOWANIA FUNDAMENTÓW	7
3.7. SPECYFIKACJA BADAŃ NIEZBĘDNYCH DO ZAPEWNIENIA WYMAGANEJ JAKOŚCI ROBÓT ZIEMNYCH I SPECJALISTYCZNYCH ROBÓT GEOTECHNICZNYCH.....	7
3.8. OKREŚLENIE SZKODLIWOŚCI ODDZIAŁYWANIA WÓD GRUNTOWYCH NA OBIEKT BUDOWLANY I SPOSOBY PRZECIWDZIAŁANIA TYM ZAGROŻENIOM.....	7
4. OPIS OGÓLNY KONSTRUKCJI OBIEKTU	7
5. WYMAGANIA DOTYCZĄCE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ	7
6. ELEMENTY KONSTRUKCYJNE	8
6.1. FUNDAMENTY.....	8
6.2. ŚCIANY FUNDAMENTOWE.....	8
6.3. ŚCIANY WEWNĘTRZNE I ZEWNĘTRZNE	9
6.4. NADPROŻA.....	9
6.5. PODCIĄGI	9
6.6. WIENCE ŚCIAN	9
6.7. SŁUPY	10
6.8. WIĄZARY DACHOWE	10
6.9. STROPY	10
6.10. WYLEWKI ŻELBETOWE	10
6.11. BALKONY	10
6.12. ZADASZENIE NAD BALKONAMI ORAZ WEJŚCIEM GŁÓWNYM.....	10
6.13. SCHODY ZEWNĘTRZNE NA GRUNCIE	11
6.14. PODJAZD DLA NIEPEŁNOSPRAWNYCH	11
6.15. SCHODY WEWNĘTRZNE PŁYTOWE	11
6.16. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ:	12
7. UWAGI KOŃCOWE	12
8. OBLICZENIA.....	13

Rys. Nr K-01	Rzut fundamentów	skala 1:50
Rys. Nr K-02	Rzut parteru	skala 1:50
Rys. Nr K-03	Rzut I piętra	skala 1:50
Rys. Nr K-04	Rzut II piętra	skala 1:50
Rys. Nr K-05	Rzut konstrukcji dachu	skala 1:50

Rys. Nr K-06	Rzut konstrukcji stropu nad parterem	skala 1:50
Rys. Nr K-07	Rzut konstrukcji stropu nad I piętrem	skala 1:50
Rys. Nr K-08	Rzut konstrukcji stropu nad II piętrem	skala 1:50

I. PROJEKT KONSTRUKCJI

1. DANE OGÓLNE

1.1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- projekt architektoniczny, szkice, dokumentacja fotograficzna
- wytyczne branżowe,
- badania geologiczne,
- rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (tekst jednolity Dz.U. 2015 poz. 1422, z późniejszymi zmianami Dz.U. 2017, poz. 2285),
- rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego Dz.U. 2013, poz. 762, z późniejszymi zmianami),
- ustawa z dnia 07.07.1994 r. Prawo Budowlane (tekst jednolity z dnia 7 czerwca 2018 r., Dz.U. z 2018 r. poz. 1202, z późniejszymi zmianami)

1.2. NAZWA I ADRES OBIEKTU

Budynki mieszkalne wielorodzinne, działka nr ewidencyjny 216/2; 218/2 obręb geodezyjny 0023 Turznice, jednostka ewidencyjna: gm. Grudziądz 040601_2,

1.3. JEDNOSTKA PROJEKTOWA

Pracownia projektowa
SAIW – Studio Architektury i Wizualizacji arch. Radosław Głowacki
ul. Chełmińska 115/20
86-300 Grudziądz

1.4. INWESTOR

GMINA GRUDZIĄDZ
ul. Wybickiego 38
86-300 Grudziądz

2. PRZEDMIOT INWESTYCJI

2.1. OPIS ZAŁOŻENIA

Przedmiotem inwestycji jest budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turznice.

Zakres inwestycji obejmują:

- projekt budowy dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych
- zagospodarowanie terenu inwestycji (projektowane utwardzenia terenu, miejsce gromadzenia odpadów stałych, tereny zielone) wraz z infrastrukturą techniczną na terenie działki inwestycyjnej,

2.2. **LOKALIZACJA TERENU INWESTYCJI**

Przedmiotowy teren inwestycji zlokalizowany jest w miejscowości Turznice na działce o numerze ewidencyjnym 216/2 oraz 218/2; jednostka ewidencyjna: gm. Grudziądz 040601_2, obręb geodezyjny 0023.

2.3. **STRUKTURA WŁASNOŚCIOWA**

Właścicielem przedmiotowej działki jest Gmina Grudziądz z siedzibą przy ul. Wybickiego 38 w Grudziądzu.

3. KATEGORIA GEOTECHNICZNA OBIEKTU I OPINIA GEOTECHNICZNA.

Kategorię geotechniczną przyjęto na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. 2012.463) oraz PN-B-02479 oraz z dokumentacji geotechnicznej podłoża gruntowego opracowanego przez mgr Edwarda Karczewskiego o numerze uprawnień 050774 oraz 070690.

OPINIA GEOTECHNICZNA

Po analizie wyników badań geotechnicznych oraz po uwzględnieniu parametrów i charakterystyki projektowanego obiektu zgodnie z ww. rozporządzeniem, projektowany obiekt zakwalifikowany został do II kategorii geotechnicznej o prostych warunkach gruntowych.

Warstwa geotechniczna I.

Obejmuje zalegające poniżej gruntów próchnicznych i dominujące w badanym podłożu piaski drobnoziarniste oraz występujące podrzędnie piaski pylaste. Są to grunty wilgotne, a poniżej głębokości 3.7 m nawodnione. Wykonane sondowania sondą dynamiczną DPL wykazały, że występują one w stanie średnio zagęszczonym, o stopniu zagęszczenia oscylującym w przedziale wartości $ID = 0.60 - 0.64$.

Warstwa geotechniczna II.

Warstwa ta obejmuje stwierdzone w spągowych partiach badanego podłoża zastoiskowe gliny pylaste i gliny. Są to grunty wilgotne, nieskonsolidowane, występujące w stanie plastycznym, o stopniu plastyczności ustalonym w wysokości $I_L = 0.29$. Grunty tej warstwy nie zostały przewiercone do głębokości wykonanych otworów badawczych t.j. 8.0 m. Stosownie do wymogów PN-81/B-03020 zaliczono je do grupy konsolidacyjnej „C”.

PROJEKT GEOTECHNICZNY

Poziom porównawczy przyjęto równy poziomowi posadzki 0,00:

- dla budynku nr 1= 45,60 m n.p.m.
- dla budynku nr 2= 46,60 m n.p.m.

3.1. **PROGNOZA ZMIAN WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO W CZASIE:**

Po przeanalizowaniu konstrukcji wznoszonych w danym obszarze obiektów, a także biorąc pod uwagę obecny stan podłoża gruntowego oraz porównywalne oddziaływania, nie przewiduje się zmian właściwości podłoża pod kątem parametrów geotechnicznych.

3.2. **OKREŚLENIE PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH GRUNTU**

Parametry geotechniczne gruntu przyjęto na podstawie dokumentacji geotechnicznej z dokumentacji geotechnicznej podłoża gruntowego opracowanego przez mgr Edwarda Karczewskiego o

numerze uprawnień 050774 oraz 070690. Na podstawie przeprowadzonych badań polowych, a także w oparciu o wizję lokalną w terenie i analizie dostępnych materiałów dokonano oceny właściwości geotechnicznych podłoża poprzez wydzielenie warstw geotechnicznych.

Podziału dokonano zgodnie z normą PN-81/B-03020.

PARAMETRY GEOTECHNICZNE wartość charakterystyczna x^k współczynnik materiałowy γ_m wartość obliczeniowa x^d								
Warstwa geotechniczna	Rodzaj Gruntu	Symbol konsolidacji gruntu	Stopień zagęszczenia I_D	Stopień plastyczności I_L	Gęstość objętościowa ρ t/m ³	Kąt tarcia wewnętrzzn. Φ_u stopnie	Spójność c_u kPa	Edometryczny moduł ścisłości M_o kPa
I	Pd	-	0.62	-	1.79	31.0	-	79 000
	Pd + Ż		0.80		0.90	0.90		1 ± 0.1
	Pπ		-		1.61	27.9		
	Pd + Pπ							
II	Gπ	C	-	0.29	2.03	13.2	13.0	28 000
	G + Ż			1.19	0.90	0.90	0.90	1 ± 0.1
	Gπ + P _g			-	1.83	11.9	11.7	

Warstwy geotechniczne – wydzielone:

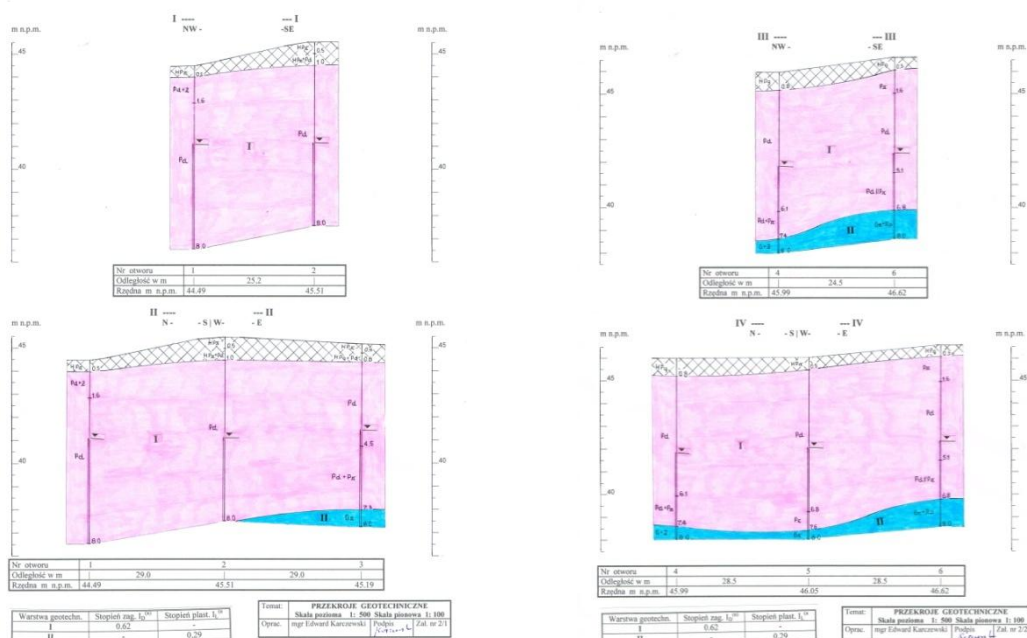
Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla obliczeń geotechnicznych

- współczynniki materiałowe dla parametrów geotechnicznych $\gamma_m=0,9/1,1$
- współczynnik korekcyjny przy obliczania I stanu granicznego $m=0,9*0,9=0,81$
- współczynnik korekcyjny przy obliczaniu I stanu granicznego fundamentów pasmowych $m=0,75*0,81=0,61$

3.3. OKREŚLENIE ODDZIAŁYWAŃ POCHODZĄCYCH OD GRUNTU

- ciężar gruntu
- naprężenia w gruncie
- parcie gruntu

3.4. PRZYJĘCIE MODELU OBLICZENIOWEGO LUB PRZĘKROJU GEOTECHNICZNEGO



3.5. OBLICZENIE NOŚNOŚCI ORAZ OSIADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO ORAZ OGÓLNEJ STATECZNOŚCI

Obliczenia wykonano w oparciu o normę PN-81/B-03020 za pomocą oprogramowania komputerowego SPECBUD.

3.6. OKREŚLENIE DANYCH NIEZBĘDNYCH DO ZAPROJEKTOWANIA FUNDAMENTÓW

Głębokość fundamentowania budynku musi być zgodna z głębokością zalegania gruntów nośnych oraz z głębokością przemarzania gruntów na danym terenie, wynoszącą 1m od najniższej położonego terenu przy budynku. Ze względu na ukształtowanie terenu ze spadkiem, oraz inne poziomy parteru dla budynków projektuje się:

- poziom fundamentowania dla budynku nr 1 wynoszący 43,95m n.p.m.
- poziom fundamentowania dla budynku nr 1 wynoszący 45,10m n.p.m.

3.7. SPECYFIKACJA BADAŃ NIEZBĘDNYCH DO ZAPEWNIENIA WYMAGANEJ JAKOŚCI ROBÓT ZIEMNYCH I SPECJALISTYCZNYCH ROBÓT GEOTECHNICZNYCH.

- w trakcie realizacji robót ziemnych wymagane jest pełnienie nadzoru geotechnicznego przez osobę posiadającą wymagane uprawnienia geotechniczne.
- w trakcie realizacji robót ziemnych należy na bieżąco kontrolować stan oraz rodzaj podłoża gruntowego, zaś o wszelkich zauważonych odstępstwach w stosunku do dokumentacji geotechnicznej należy informować Projektanta opracowania oraz Inspektora Nadzoru Inwestorskiego.
- geotechnik pełniący nadzór geotechniczny potwierdzi wpisem w dzienniku budowy posiadanie przez grunt wymaganych właściwości geotechnicznych.

3.8. OKREŚLENIE SZKODLIWOŚCI ODDZIAŁYWANIA WÓD GRUNTOWYCH NA OBIEKT BUDOWLANY I SPOSOBY PRZECIWDZIAŁANIA TYM ZAGROŻENIOM

Na podstawie przeprowadzonych badań geotechnicznych stwierdzono występowanie wód gruntowych we wszystkich wykonanych otworach badawczych. Zwierciadło wody ma charakter swobodny i zalega w obrębie fluwioglacjalnych piasków drobnoziarnistych i pylastych. W okresie prowadzonych badań piezometryczny poziom wody zalegał na głębokości od 3.35 m p.p.t. do 4.12 m p.p.t., co odpowiada przedziałowi rzędnych 41.14 – 42.50 m n.p.m., w związku z powyższym poziom fundamentowania występuje powyżej poziomu występowania wód gruntowych.

4. OPIS OGÓLNY KONSTRUKCJI OBIEKTU

Budynek projektowany w technologii tradycyjnej, murowanej o układzie zewnętrznych ścian konstrukcyjnych z stropami prefabrykowanymi, przykryty stropodachem prefabrykowanym oraz dachem dwuspadowym z dźwigarów kratowych drewnianych. Posadowienie bezpośrednie przy pomocy żelbetowych stóp i ław fundamentowych. W poziomie kondygnacji nadziemnych układ konstrukcyjny tworzą ściany zewnętrzne i wewnętrzne nośne gr. 24 cm i 18 cm z bloczków wapienno - piaskowych o wytrzymałości na ściskanie 20 MPa i gęstości objętościowej 1600 kg/m³ oraz żelbetowe stropy. Układ ścian zewnętrznych i wewnętrznych tworzą sztywny układ budynku na których oparte są stropy.

5. WYMAGANIA DOTYCZĄCE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ

Budynek zakwalifikowano do KLASY ODPORNOŚCI OGNIOWEJ „D”

ROZPORZĄDZENIE MINISTRA INFRASTRUKTURY z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie

warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

§ 216. 1. Elementy budynku, odpowiednio do jego klasy odporności pożarowej, powinny spełniać, z zastrzeżeniem § 213 oraz § 237 ust. 9, co najmniej wymagania określone w poniższej tabeli:

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku ^{5) *)}					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	strop ¹⁾	ściana zewnętrzna ^{1), 2)}	ściana wewnętrzna ¹⁾	przekrycie dachu ³⁾
1	2	3	4	5	6	7
„D”	R 30	(–)	R E I 30	E I 30 (o↔i)	(–)	(–)

*) Z zastrzeżeniem § 219 ust. 1.

Oznaczenia w tabeli:

R - nośność ogniowa (w minutach), określona zgodnie z Polską Normą dotyczącą zasad ustalania klas odporności ogniowej elementów budynku,

E - szczelność ogniowa (w minutach), określona jw.,

I - izolacyjność ogniowa (w minutach), określona jw.,

(–) – nie stawia się wymagań.

- 1) Jeżeli przegroda jest częścią głównej konstrukcji nośnej, powinna spełniać także kryteria nośności ogniowej (R) odpowiednio do wymagań zawartych w kol. 2 i 3 dla danej klasy odporności pożarowej budynku.
- 2) Klasa odporności ogniowej dotyczy pasa międzykondygnacyjnego wraz z połączeniem ze stropem.
- 3) Wymagania nie dotyczą naświetli dachowych, świetlików, lukarn i okien połaciowych (z zastrzeżeniem § 218), jeśli otwory w połaci dachowej nie zajmują więcej niż 20% jej powierzchni; nie dotyczą także budynku, w którym nad najwyższą kondygnacją znajduje się strop albo inna przegroda, spełniająca kryteria określone w kol. 4.
- 4) Dla ścian komór zsypu wymaga się klasy E I 60, a dla drzwi komór zsypu klasy E I 30.
- 5) Klasa odporności ogniowej dotyczy elementów wraz z uszczelnieniami złączy i dylatacjami.

6. ELEMENTY KONSTRUKCYJNE

6.1. FUNDAMENTY

Ławy fundamentowe

Projektuje się ławy fundamentowe monolityczne wylewane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Pod ławą należy ułożyć warstwę chudego betonu klasy C8/10 grubości 10 cm. W miejscach przecięć, załamania, naroży zastosować dodatkowe pręty wpuszczone i zakotwione w sąsiednie elementy. Poziom posadowienia ławy fundamentowej projektuje się na głębokości:

- dla budynku nr 1 -1,65 m n.p.m. od poziomu 0,00 (rządna terenu 43,95m n.p.m.)
- dla budynku nr 2 -1,50 m n.p.m. od poziomu 0,00 (rządna terenu 45,10m n.p.m.)

Ławy zbrojone prętami podłużnymi #12 ze stali A-IIIN oraz strzemionami #6 ze stali A-IIIN w rozstawie co 20cm. Otulina zbrojenia wynosi 5cm.

Stopy fundamentowe

Projektuje się stopy fundamentowe pod słupy żelbetowe przy klatkach schodowych. Stopy fundamentowe wylewane na mokro z betonu klasy C20/25. Pod stopami należy ułożyć warstwę chudego betonu klasy C8/10 grubości 10cm. Poziom posadowienia ławy fundamentowej projektuje się na głębokości:

- dla budynku nr 1 -1,65 m n.p.m. od poziomu 0,00 (rządna terenu 43,95m n.p.m.)
- dla budynku nr 2 -1,50 m n.p.m. od poziomu 0,00 (rządna terenu 45,10m n.p.m.)

Zbrojenie stóp fundamentowych w dwóch kierunkach w postaci siatek prętów #12 ze stali A-IIIN. W miejscach gdzie występują słupy żelbetowe należy wypuścić pręty startowe. Otulina zbrojenia wynosi 5cm.

6.2. ŚCIANY FUNDAMENTOWE

Ściany fundamentowe murowane z bloczków betonowych 25 MPa, o wymiarach 380x240x120.

6.3. ŚCIANY WEWNĘTRZNE I ZEWNĘTRZNE

Ściana zewnętrzna

Mur z bloczków silikatowych wapienno – piaskowych gr. 24 cm oraz 18 cm murowanych na zaprawie do cienkich spoin. Ścianki murowane połączone z prostokątymi ścianami poprzez trzpienie z prętów stalowych Ø6 ze stali A – I w każdej spoinie poziomej lub zastosowanie przewiązań murarskich.

Ściana wewnętrzna nośna

Ściany wykonane jako murowane z bloczków silikatowych wapienno – piaskowych gr. 24 cm i 18 cm, klasy wytrzymałości 20 MPa na zaprawie do cienkich spoin. Bloczki wapienno – piaskowe o izolacyjności akustycznej 56 dB.

Ściana wewnętrzna

Ściany wewnętrzne zaprojektowano z bloczków z betonu komórkowego odmiany 600 gr. 12cm murowanych na zaprawie cementowej M10. Ścianki murowane połączone z prostokątymi ścianami poprzez trzpienie z prętów stalowych Ø6 ze stali A – I w każdej spoinie poziomej. Wytyczne dotyczące dopuszczalnych odchyłek wymiarowych, oraz sposób prowadzenia prac murarskich – zgodnie z wytycznymi producenta.

6.4. NADPROŻA

Nadproża żelbetowe

Projektuje się nadproża żelbetowe monolityczne wylewane na budowie. Należy je wykonać jako monolitycznie połączone z wieńcami ścian. Przyjęto beton C20/25, stal A-III, otulina 2,5 cm (do strzemion). Przyjęte ilości i średnice zbrojenia znajdują się w projekcie wykonawczym.

Nadproża prefabrykowane

W ścianach projektowanych 12 cm z bloczków z betonu komórkowego projektuje się wykonanie nadproży prefabrykowanych z betonu komórkowego – typu YTONG YF o wysokości 124 mm i szerokości 115mm. Nadproża należy ustawić na murze, na zaprawie do cienkich spoin symetrycznie nad przekrywanym otworem. Długość belek nadprożowych należy dobrać w taki sposób, aby długość oparcia na murze wynosiła 20 cm dla nadproży o długości do 150 cm i 25 cm dla nadproży dłuższych. Możliwe jest zastosowanie nadproży innych producentów, jeśli parametry techniczne nadproży będą lepsze lub równoważne do zastosowanych w projekcie.

Nadproża typu L-19

W ścianach gr. 24 cm i 18 cm z bloczków wapienno - piaskowych projektuje się wykonanie nadproży prefabrykowanych – typu L-19. Bezpośrednio pod miejscami oparc nadproży wykonać należy poduszki betonowe o gr. 12cm z zaprawy szybko twardniejącej. Długość belek nadprożowych należy dobrać w taki sposób, aby spełniony był minimalny warunek oparcia ich końców na murze, wynoszący 9 cm.

6.5. PODCIĄGI

Projektuje się podciągi żelbetowe o wymiarach wskazanych w części graficznej wylewane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Zbrojenie podciągu w postaci prętów oraz strzemion ze stali A-III. Otulina zbrojenia wynosi 2,5cm (do strzemion). Należy wykonać połączenie podciągów z wieńcami. Średnice i rozstaw zbrojenia zawarte w projekcie wykonawczym.

6.6. WIEŃCE ŚCIAN

Wieńce ścian wylewane na mokro z betonu klasy C20/25 zbrojone 4 prętami #12 ze stali A-III oraz strzemionami #6 ze stali A-III w rozstawie co 20cm. Otulina 2,5cm (do strzemion). Należy zwrócić

uwagę na odpowiednie połączenie prętów wieńców w narożnikach i połączeniach ścian. Wieńce należy betonować łącznie z słupami.

6.7. **SŁUPY**

Projektuje się słupy monolityczne żelbetowe o wymiarach podanych w części graficznej, wylwane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Przyjęto zbrojenie w postaci prętów i strzemion ze stali A-III. Otulina zbrojenia wynosi 2.5cm. Należy zapewnić połączenie słupów z murowanymi ścianami poprzez zastosowanie systemów łączących osadzonych w słupach podczas ich betonowania. Średnice oraz rozstaw zbrojenia podano w projekcie wykonawczym.

6.8. **WIĄZARY DACHOWE**

Konstrukcję nośną dachu nad częścią środkową stanowią kratowe wiązary dachowe wykonane z desek łączonych w węzłach łącznikami systemowymi w postaci wciskanych płytek kolczastych. Górne pasy wiązarów należy usztywnić poprzez pełne deskowanie. W płaszczyźnie połączy należy zastosować krzyżulce w postaci taśm stalowych 2x60mm. Dolne pasy wiązarów należy usztywnić poprzez zastosowanie podłużnych belek biegnących prostopadle do wiązarów i łączących ich pasy dolne oraz krzyżulców w postaci blach stalowych, taśmy można mocować od spodu wiązarów, natomiast podłużne belki od góry pasów (z uwagi na sufit podwieszany mocowany od spodu do pasów dolnych wiązarów).

Projekt wykonawczy konstrukcji dachu powinien zostać opracowany przez firmę wykonawczą, uwzględniając mapy obciążeń przedstawione w części graficznej dokumentacji.

6.9. **STROPY**

Projektuje się stropy panelowe, prefabrykowane, sprężane z zbrojoną warstwą nadbetonu wylwaną na mokro na budowie z betonu klasy C25/30. Układ płyt przedstawiony w części graficznej opracowania. Płyty oparte na ścianach konstrukcyjnych.

Stropy składają się ze strunobetonowych belek stropowych oraz wypełnień żwirobetonowych. Uzupełnieniem systemu są: zbrojenia przypodporowe, zgrzewane maty siatki stalowej oraz beton monolityczny wylwany na budowie.

6.10. **WYLEWKI ŻELBETOWE**

Projektuje się wylewki żelbetowe w miejscach uzupełnień stropów prefabrykowanych oraz w miejscu występowania wyłazu dachowego. Wylewka w postaci monolitycznej żelbetowej płyty z betonu C20/25. Zbrojenie górne i dolne w postaci prętów zbrojonych stalą AIII oraz AI. W płycie w miejscu wyłazu dachowego należy wykonać otwór oraz dobroić wylewkę w obrębie otworu. Zbrojenie przedstawione w projekcie wykonawczym.

6.11. **BALKONY**

Projektuje się balkony w postaci żelbetowych płyt wspornikowych oraz opartych na trzech podporach, grubości 15 cm i 18 cm. Elementy monolityczne wylwane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami klasy AIII średnicy $\varnothing 10$ oraz prętami rozdzielczymi AI średnicy $\varnothing 6$. Balkony wylewać łącznie z wieńcami, oraz częścią przypodporową prefabrykowanych płyt stropowych.

6.12. **ZADASZENIE NAD BALKONAMI ORAZ WEJŚCIEM GŁÓWNYM**

Zadaszenia wykonane w konstrukcji drewnianej w układzie tradycyjnym. Konstrukcja wsparta na murlatach leżących na murze lub na płatwiach podpartych mieczami. Całość zostanie przykryta dachem wykonanym w pełnym deskowaniu i przykryta dachówką ceramiczną. Projektowane daszki są dwuspadowe.

Konstrukcja drewniana wykonana będzie z drewna impregnowanego klasy C24, szlifowanego i malowanego.

6.13. **SCHODY ZEWNĘTRZNE NA GRUNCIE**

Projektuje się schody wewnętrzne betonowe na gruncie, schody wylewane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Zbrojenie siatką z prętów #10 stali A-III o oczku 10cm. Otulina zbrojenia wynosi 2,5cm.

6.14. **PODIAZD DLA NIEPEŁNOSPRAWNYCH**

Przed wejściem do budynków należy wykonać pochylnie dla osób niepełnosprawnych z kostki betonowej gr. 6 cm. Różnica poziomów do pokonania wynosi ok. 30 cm. Nachylenie podjazdu max 8%. Uwzględniono poziomą powierzchnię ruchu umożliwiającą manewrowanie wózkiem inwalidzkim o wym. co najmniej 150x150 cm na początku i na końcu pochylni.

Konstrukcja płaszczyzny ruchu zakłada następujące warstwy

- kostka betonowa gr. 6 cm
- podsypka cementowo-piaskowa gr. 3 cm
- płyta betonowa zbrojona z betonu C20/25 gr. 12 cm
- podkład betonowych-chudy beton C12/15
- podsypka piaskowo-żwirowa $I_s=0.96$
- grunt budowlany

Dane techniczne projektowanego podjazdu:

długość podjazdu (pochylnia)	-	3,75 m
szerokość podjazdu	-	1,20 m,
szerokość między pochwyty	-	1,04 m
nachylenie podjazdu	-	8,0 %
balustrada (pochwyty) dwupoziomowe	-	$h[1] = 90\text{cm}$, $h[2] = 75\text{ cm}$,

Ławy podjazdu

Projektuje się ławy fundamentowe monolityczne wylewane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Pod ławą należy ułożyć warstwę chudego betonu klasy C8/10 grubości 10 cm. Poziom posadowienia ławy fundamentowej projektuje się na głębokości:

- 0,85 m n.p.m. od poziomu terenu

Ławy zbrojone prętami podłużnymi #12 ze stali A-IIIN oraz strzemionami #6 ze stali A-IIIN w rozstawie co 20cm. Otulina zbrojenia wynosi 5cm.

Ściany podjazdu

Ściany żelbetowe grubości 15 cm z betonu C20/25, zbrojonym prętami $\emptyset 10$ w rozstawie co 20 cm oraz zbrojeniem rozdzielczym $\emptyset 10$ w rozstawie 20 cm. Ściany należy otynkować i pomalować na kolor odpowiadający elewacji istniejącego budynku. Ściany połączone ze sobą płytą żelbetową.

Płyta konstrukcyjna podjazdu

Płyta żelbetowe grubości 12 cm z betonu C20/25, zbrojona prętami $\emptyset 10$ o oczku 15 cm. Otulina 2,5cm.

6.15. **SCHODY WEWNĘTRZNE PŁYTOWE**

Schody żelbetowe płytowe wsparte na ścianach przy pomocy belek żelbetowych. Projektuje się schody wylewane na mokro na budowie z betonu klasy C20/25. Zbrojenie w postaci prętów stali A-IIIN, zbrojenie. Otulina zbrojenia wynosi 2,5cm. Biegi schodowe oraz płyty spocznikowe oparte na ścianach i słupach przy pomocy belek żelbetowych o wymiarach wg części graficznej. Przyjęto beton C20/25, stal A-III, otulina 2,5cm (do strzemion). Przyjęte ilości i średnice zbrojenia znajdują się w projekcie wykonawczym.

6.16. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO OBLICZEŃ:

- okres eksploatacji budynku 100lat,
- klasa ekspozycji środowiska zgodnie z PN-B-03264:2002: XC3 (beton min. B25, maksymalny stosunek w/c=0,60, minimalna zawartość cementu 280kg/m³),
- inne elementy oraz dalsze wytyczne odnośnie ochrony ppoż. - zgodnie z opisem w części architektonicznej.

Przy obliczeniach statycznych uwzględniono następujące rodzaje obciążeń:

- ciężar własny konstrukcji,
 - obciążenia stałe,
 - obciążenie śniegiem dla III-iej strefy śniegowej,
 - obciążenie wiatrem dla I-iej strefy wiatrowej,
 - II strefa przemarzania gruntu.

7. UWAGI KOŃCOWE

Elementy konstrukcyjne projektowanego budynku należy wykonać z właściwych materiałów posiadających certyfikaty oraz dopuszczonych do obrotu w budownictwie w świetle przepisów ustawy Prawo budowlane. Należy zapewnić fachowy uprawniony nadzór techniczny nad wykonywanymi robotami budowlanymi. Obliczenia konstrukcyjne z uwagi na ich obszerność znajdują się w projekcie wykonawczym.

Opracowała:

mgr inż.. Anna Markiewicz

Sprawdzający:

mgr inż. Piotr Świrzyński

8. OBLICZENIA

8.1. ZESTAWIENIA OBCIĄŻEŃ NA STROPODACH

Stałe

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Papa na deskowaniu bez posypania żwirkiem, podwójnie [0,350kN/m ²]	0,35	1,30	--	0,45
2.	Wełna mineralna w matach typu BL grub. 41 cm [1,2kN/m ³ ·0,41m]	0,49	1,30	--	0,64
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1 cm [19,0kN/m ³ ·0,01m]	0,19	1,30	--	0,25
Σ:		1,03	1,30	--	1,34

Użytkowe

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (poddasza z dostępem z klatki schodowej) [1,2kN/m ²]	1,20	1,40	0,50	1,68
Σ:		1,20	1,40	--	1,68

Klimatyczne

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Maksymalne obciążenie śniegiem połaci dachu z przegrodą lub attyką wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-5 (strefa 3, A=300 m n.p.m. -> Q _k = 1,200 kN/m ² , h = 1,0 m -> C ₂ =1,667) [2,000kN/m ²]	2,00	1,50	0,00	3,00
Σ:		2,00	1,50	--	3,00

8.2. ZESTAWIENIA OBCIĄŻEŃ NA DACH I DASZKI

Stałe 1

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wełna mineralna w matach typu BL grub. 41 cm [1,2kN/m ³ ·0,41m]	0,49	1,30	--	0,64
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1 cm [19,0kN/m ³ ·0,01m]	0,19	1,30	--	0,25
Σ:		0,68	1,30	--	0,88

Stałe 2

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Dachówka ceramiczna zakładkowa ciągniona [0,700kN/m ²]	0,70	1,30	--	0,91
2.	Łaty i kontrłaty 6 cm [5,5kN/m ³ ·0,06m]	0,33	1,30	--	0,43
Σ:		1,03	1,30	--	1,34

Użytkowe

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (poddasza z dostępem z klatki schodowej) [1,2kN/m ²]	1,20	1,40	0,50	1,68
Σ:		1,20	1,40	--	1,68

Klimatyczne - śnieg

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 3, A=300 m n.p.m. -> Q _k = 1,200 kN/m ² , nachylenie połaci 20,0 st. -> C ₂ =0,933) [1,120kN/m ²]	1,12	1,50	0,00	1,68
Σ:		1,12	1,50	--	1,68

Klimatyczne - wiatr

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci zewnętrznej dachu - wariant I wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=300 m n.p.m. -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$, teren A, $z=H=11,8 \text{ m}$, -> $C_e=1,04$, budowla zamknięta, wymiary budynku H=11,8 m, B=10,0 m, L=10,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 20,0^\circ$ -> wsp. aerodyn. C=-0,900, $\beta=1,80$) [-0,503kN/m ²]	-0,50	1,50	0,00	-0,75
Σ :		-0,50		--	-0,75

8.3. ZESTAWIENIA OBCIĄŻEŃ NA STROP**Stałe**

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,440kN/m ²]	0,44	1,30	--	0,57
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, niezagęszczony grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
3.	Styropian grub. 4 cm [0,45kN/m ³ ·0,04m]	0,02	1,30	--	0,03
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1 cm [19,0kN/m ³ ·0,01m]	0,19	1,30	--	0,25
Σ :		1,85	1,30	--	2,40

użytkowe

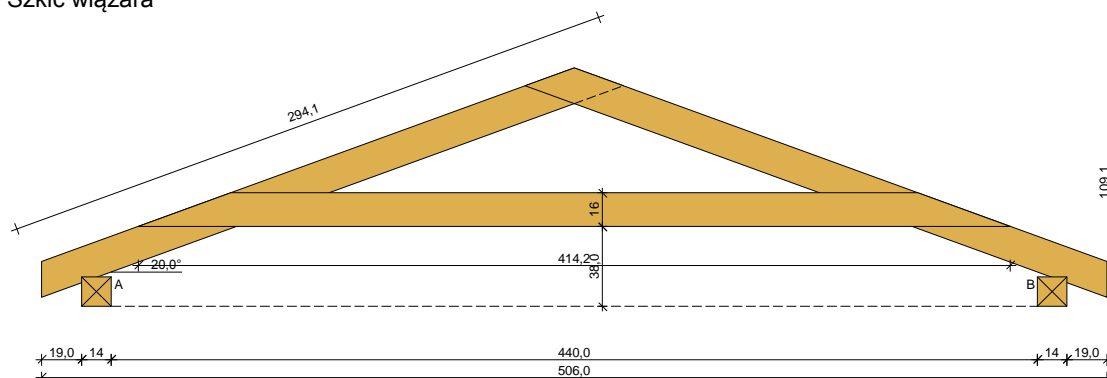
Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (pokoje i pomieszczenia mieszkalne w domach indywidualnych, czynszowych, hotelach, schroniskach, szpitalach, więzieniach, pomieszczenie sanitarne, itp.) [1,5kN/m ²]	1,50	1,40	0,35	2,10
2.	Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) [2,0kN/m ²] - komunikacja	2,00	1,40	0,50	2,80
Σ :		3,50	1,40	--	4,90

zastępcze od ścianek działowych

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) [0,750kN/m ²]	0,75	1,20	--	0,90
Σ :		0,75	1,20	--	0,90

8.4. DACH NAD BALKONAMI 1**DANE:**

Szkic więzara



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 20,0^\circ$
Rozpiętość więzara $l = 5,06$ m
Rozstaw murłat w świetle $l_s = 4,40$ m
Poziom jętki $h = 0,38$ m
Rozstaw wiązarów $a = 0,72$ m
Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,35$ m
Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak
Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m
Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,50$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm) z drewna C24
- jętka 8/16 cm z drewna C24,
- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu : $g_k = 1,03$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połąć bardziej obciążona, strefa 3, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 20,0 st., obiekt niższy niż otaczający teren albo otoczony wysokimi drzewami lub obiektami wyższymi):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,34$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 1,15$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-9: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = 0,97$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = -0,11$ kN/m²
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,27$ kN/m²
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0$ kN

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	7,98 6,25	15,88 16,99	K3 : stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej K10 : stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej
6 (B)	7,98 6,53	-15,88 -16,99	K10 : stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej K8 : stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z lewej

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Krokiew 8/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 43,4 < 150$$

$$\lambda_z = 15,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+wiatr z lewej+0,90-śnieg

$$M = 1,24 \text{ kNm}, \quad N = 5,46 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,63 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,914$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,251 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,154 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej

$$M = -0,05 \text{ kNm}, \quad N = 17,50 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,24 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,033 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K20** stałe-max+wiatr z prawej+0,90·śnieg-wariant II

M = -0,85 kNm, N = 16,82 kN

$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,96 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 2,10 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,259 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K12** stałe-max+wiatr z lewej

$u_{fin} = 1,32 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2508 / 200 = 12,54 \text{ mm} \quad (10,6\%)$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K12** stałe-max+wiatr z lewej

$u_{fin} = 0,27 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 184 / 200 = 1,84 \text{ mm} \quad (14,4\%)$

Jętka 8/16 cm z drewna C24

Smukłość

$\lambda_y = 70,0 < 150$

$\lambda_z = 140,1 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

M = 0,07 kNm, N = 11,12 kN

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 0,22 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,87 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,576$, $k_{c,z} = 0,164$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,175 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,565 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K24** stałe-max+montażowe jętki

$u_{fin} = 3,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3214 / 200 = 16,07 \text{ mm} \quad (22,7\%)$

Murlata 14/14 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 11,08 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -23,60 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

$M_z = 5,69 \text{ kNm}$

$f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 12,434 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,842 < 1$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 11,08 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -23,60 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr z lewej

$M_y = 1,39 \text{ kNm}$, $M_z = 2,95 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 3,03 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 6,45 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,511 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,580 < 1$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$u_{fin} = 0,53 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 500 / 200 = 5,00 \text{ mm} \quad (10,6\%)$

8.5. DACH NAD BALKONAMI 2

PRĘTY UKŁADU:

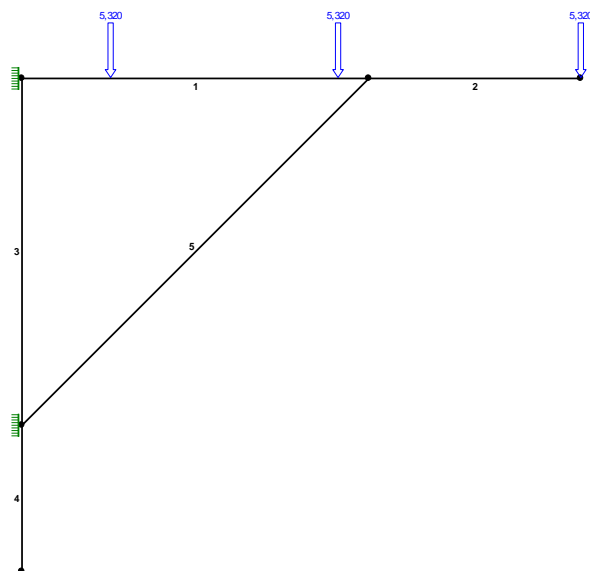
Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx [m]:	Ly [m]:	L [m]:	Red. EJ:	Przekrój:
1	00	1	5	0,900	0,000	0,900	1,000	1 B 180x120
2	00	5	2	0,550	0,000	0,550	1,000	1 B 180x120
3	00	1	4	0,000	-0,900	0,900	1,000	3 B 120x120
4	00	4	3	0,000	-0,380	0,380	1,000	3 B 120x120
5	00	5	4	-0,900	-0,900	1,273	1,000	2 B 100x100

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	W _g [cm ³]	W _d [cm ³]	h[cm]	Materiał:
1	216,0	5832	2592	648	648	18,0	71 Drewno C24
2	100,0	833	833	167	167	10,0	71 Drewno C24
3	144,0	1728	1728	288	288	12,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

OBCIĄŻENIA:**OBCIĄŻENIA:**

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A	""		Zmienne	γf= 1,10	
1	Skupione	0,0	5,320		0,82	
1	Skupione	0,0	5,320		0,23	
2	Skupione	0,0	5,320		0,55	

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

SIŁY PRZEKROJOWE:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	-0,656	2,412	15,779
	0,26	0,230	-0,104*	-3,462	15,779
	0,26	0,230	-0,104*	2,390	15,779
	1,00	0,900	-2,914	-9,381	15,779
2	0,00	0,000	-3,234	5,907	0,000
	1,00	0,550	-0,000	5,852	0,000
3	0,00	0,000	-0,000	0,000	0,030
	1,00	0,900	0,000	0,000	-0,030
4	0,00	0,000	0,000	-0,000	0,025
	1,00	0,380	0,000	-0,000	0,000
5	0,00	0,000	0,319	-0,347	-21,968
	1,00	1,273	-0,096	-0,305	-22,009

REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	-15,779	2,442	15,967	0,656
4	15,779	15,402	22,050	-0,096

PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	Ux[m]:	Uy[m]:	Wypadkowe[m]:	Fi[rad] ([deg]):
1	0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00000 (-0,000)
2	0,00006	-0,00175	0,00175	-0,00288 (-0,165)
3	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
4	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
5	0,00006	-0,00042	0,00042	-0,00149 (-0,086)

8.6. DACH NAD WEJŚCIEM GŁÓWNYM**PRĘTY UKŁADU:**

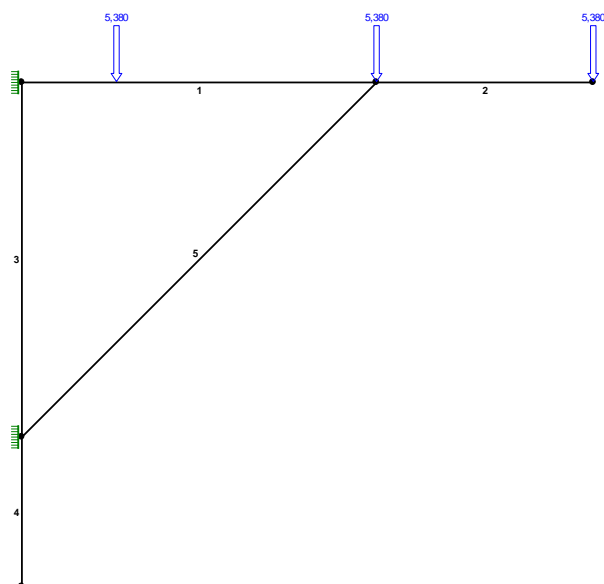
Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	5	0,900	0,000	0,900	1,000	1 B 180x120
2	00	5	2	0,550	0,000	0,550	1,000	1 B 180x120
3	00	1	4	0,000	-0,900	0,900	1,000	3 B 120x120
4	00	4	3	0,000	-0,380	0,380	1,000	3 B 120x120
5	00	5	4	-0,900	-0,900	1,273	1,000	2 B 100x100

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	216,0	5832	2592	648	648	18,0	71 Drewno C24
2	100,0	833	833	167	167	10,0	71 Drewno C24
3	144,0	1728	1728	288	288	12,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

OBCIĄŻENIA:

OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A	""		Zmienne	$\gamma_f = 1,10$	
1	Skupione	0,0	5,380		0,90	
1	Skupione	0,0	5,380		0,24	
2	Skupione	0,0	5,380		0,55	

W Y N I K I Teoria I-go rzędu

SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-0,514	1,724	16,731
	0,27	0,240	-0,103*	-4,218	16,731
	0,27	0,240	-0,103*	1,700	16,731
	1,00	0,900	-2,909	-4,284	16,731
2	0,00	0,000	-3,270	5,973	0,000
	1,00	0,550	-0,000	5,918	0,000
3	0,00	0,000	-0,000	0,000	0,030
	1,00	0,900	0,000	0,000	-0,030
4	0,00	0,000	0,000	-0,000	0,025
	1,00	0,380	-0,000	-0,000	0,000
5	0,00	0,000	0,361	-0,393	-23,268
	1,00	1,273	-0,113	-0,352	-23,309

* = Wartości ekstremalne

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

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
1	-16,731	1,754	16,822	0,514
4	16,731	16,289	23,350	-0,113

PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	Ux [m]:	Uy [m]:	Wypadkowe [m]:	Fi [rad] ([deg]):
1	0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00000 (-0,000)
2	0,00006	-0,00187	0,00187	-0,00306 (-0,175)
3	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
4	-0,00000	-0,00000	0,00000	0,00000 (0,000)
5	0,00006	-0,00044	0,00045	-0,00166 (-0,095)

8.7. SCHODY – BIEG SCHODOWY A

GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 1,52$ m

Długość biegu $l_n = 3,38$ m

Różnica poziomów spoczników $h = 2,45$ m

Liczba stopni w biegu $n = 14$ szt.

Grubość płyty $t = 15,0$ cm

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,57$ m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,20$ m

Oparcia: (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny $b = 24,0$ cm, $h = 25,0$ cm

Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0$ cm, $h = 25,0$ cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 29,0 \text{ cm}$
Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}$, $h = 29,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) $[3,0 \text{ kN/m}^2]$	3,00	1,30	0,35	3,90

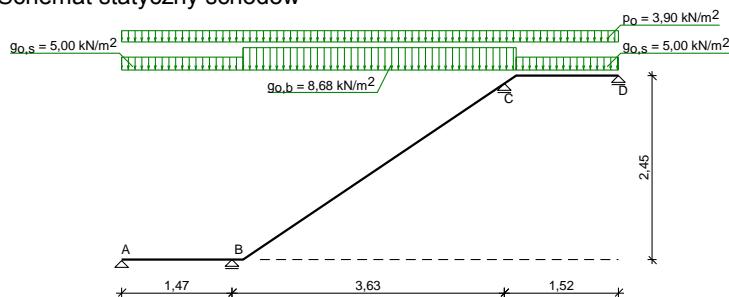
Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub. 3 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,48	1,12	5,00

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub. 3 cm $0,57 \cdot (1 + 17,5/26,0)$	0,74	1,20	0,88
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 15 cm + schody 17,5/26	6,71	1,10	7,38
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub. 1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		7,79	1,11	8,67

Schemat statyczny schodów



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 20 cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,07 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -11,50 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 9,57 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -11,47 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,13 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 1,11 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = -3,92 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 36,80 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 23,94 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 37,79 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = 24,97 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,D,max} = 1,52 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,D,min} = -3,47 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,07 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,66 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,07 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (0,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13,25 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,25 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (15,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,06 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,05 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 9,87 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 8,08 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,39 \text{ mm} < a_{lim} = 1470/200 = 7,35 \text{ mm}$ (5,2%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,50 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 11,50 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 33,52 \text{ kNm/mb}$ (34,3%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,87 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,08 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,061 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (20,3%)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,57 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,57 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (39,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 21,36 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 21,36 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (24,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,21 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,72 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 3,10 \text{ mm} < a_{lim} = 3630/200 = 18,15 \text{ mm}$ (17,1%)

Podpora C

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,47 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 11,47 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 33,52 \text{ kNm/mb}$ (34,2%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,84 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,06 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,061 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (20,2%)

Przęsło C-D

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,13 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,66 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,13 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (0,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13,29 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,29 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (15,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,11 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,09 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 9,84 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 8,06 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,40 \text{ mm} < a_{lim} = 1520/200 = 7,60 \text{ mm}$ (5,3%)

8.8. SCHODY – BIEG SCHODOWY B

GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość dolnego spocznika $l_{s,d} = 2,86 \text{ m}$

Długość biegu $l_n = 0,52 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 0,53 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 3 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 16,0 \text{ cm}$

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,57 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,20 \text{ m}$

Oparcia: (szerokość / wysokość)

Belka podpierająca spocznik dolny $b = 24,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}$, $h = 29,0 \text{ cm}$

Wieniec ścienny podpierający spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}$, $h = 29,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Obciażenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) $[3,0 \text{ kN/m}^2]$	3,00	1,30	0,35	3,90

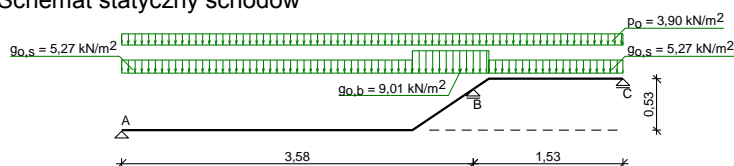
Obciażenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub.3 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.16 cm	4,00	1,10	4,40
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,73	1,12	5,27

Obciażenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub.3 cm $0,57 \cdot (1+17,5/26,0)$	0,74	1,20	0,88
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.16 cm + schody 17,5/26	7,01	1,10	7,71
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		8,09	1,11	9,01

Schemat statyczny schodów



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,05$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 20 cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 9,95 \text{ kNm/mb}$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -11,56 \text{ kNm/mb}$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,29 \text{ kNm/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 13,51 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = 7,65 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 36,92 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 25,82 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 2,32 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = -3,31 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 9,95 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,25 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 19,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,95 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,46\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 9,95 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,25 \text{ kNm/mb}$ (39,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 20,17 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 20,17 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 91,96 \text{ kN/mb}$ (21,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,55 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,04 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,90 \text{ mm} < a_{lim} = 3585/200 = 17,93 \text{ mm}$ (16,2%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,56 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,38 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 12 \text{ co } 19,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,95 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 11,56 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 33,93 \text{ kNm/mb}$ (34,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,94 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,19 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,064 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (21,5%)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,29 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,80 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 19,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,95 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,46\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,29 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,25 \text{ kNm/mb}$ (1,2%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13,53 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,53 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 91,96 \text{ kN/mb}$ (14,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,25 \text{ kNm/mb}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,21 \text{ kNm/mb}$
 Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (0,0\%)$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk, podp} = 9,94 \text{ kNm/m}$
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt, podp} = 8,19 \text{ kNm/m}$
 Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-) 0,33 \text{ mm} < a_{lim} = 1525/200 = 7,63 \text{ mm} \quad (4,4\%)$

8.9. SCHODY – BIEG SCHODOWY C**GEOMETRIA SCHODÓW**Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 3,38 \text{ m}$
 Różnica poziomów spoczników $h = 2,45 \text{ m}$
 Liczba stopni w biegu $n = 14 \text{ szt.}$
 Grubość płyty $t = 15,0 \text{ cm}$
 Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,57 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,20 \text{ m}$

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}, h = 80,0 \text{ cm}$
 Belka górna podpierająca bieg schodowy $b = 25,0 \text{ cm}, h = 29,0 \text{ cm}$
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 24,0 \text{ cm}, h = 29,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACHObciążenia zmienne $[\text{kN/m}^2]$:

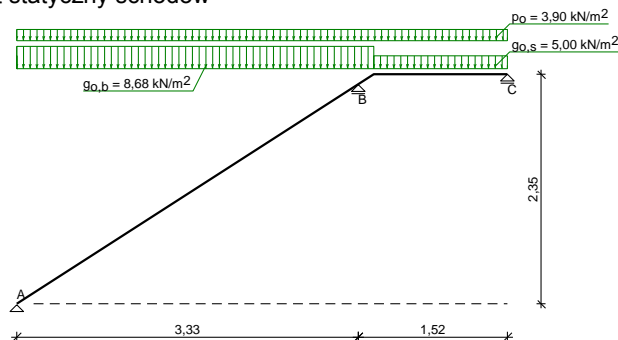
Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia) $[3,0 \text{ kN/m}^2]$	3,00	1,30	0,35	3,90

Obciążenia stałe na biegu schodowym $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub.3 cm $0,57 \cdot (1+17,5/26,0)$)	0,74	1,20	0,88
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 17,5/26	6,71	1,10	7,38
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,41
Σ :		7,79	1,11	8,67

Obciążenia stałe na spoczniku $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 3 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,03 \text{ m}]$ grub.3 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		4,48	1,12	5,00

Schemat statyczny schodów

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,08$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 20 cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 11,77 \text{ kNm/mb}$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = -12,77 \text{ kNm/mb}$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 0,04 \text{ kNm/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A,max} = 17,21 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,A,min} = 11,72 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B,max} = 39,93 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,B,min} = 29,88 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,C,max} = 0,80 \text{ kN/mb}$, $R_{Sd,C,min} = -4,37 \text{ kN/mb}$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,77 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,92 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 12$ co 18,0 cm** o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 11,77 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (48,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 23,20 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 23,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (26,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 10,10 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,27 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,063 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (20,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,33 \text{ mm} < a_{lim} = 3330/200 = 16,65 \text{ mm}$ (38,0%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 12,77 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,32 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą **$\phi 12$ co 18,0 cm** o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 12,77 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 33,52 \text{ kNm/mb}$ (38,1%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 10,96 \text{ kNm/mb}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,98 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,078 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (26,0%)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,04 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,66 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 12$ co 18,0 cm** o $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,53\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,04 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 24,36 \text{ kNm/mb}$ (0,1%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,05 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,05 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 87,05 \text{ kN/mb}$ (16,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,03 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,03 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

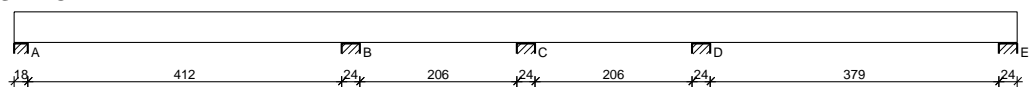
Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk, podp} = 10,96 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk, lt, podp} = 8,98 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk, lt}$: $a(M_{Sk, lt, podp}) = (-) 0,87 \text{ mm} < a_{lim} = 1520/200 = 7,60 \text{ mm}$ (11,5%)

8.10. PODCIĄG P1

SZKIC BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 18,0 \text{ cm}$

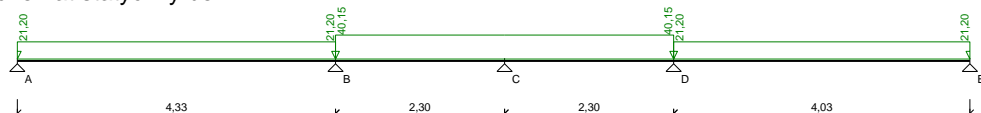
Wysokość przekroju $h = 40,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBciążENIA NA BELCE

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Tablica 1. Stałe ze stropodachu 1 [4,720kN/m]	4,72	1,15	--	5,43	przęsło B-C
2.	Tablica 1. Stałe ze stropodachu 1 [4,720kN/m]	4,72	1,15	--	5,43	przęsło C-D
3.	Tablica 2. użytkowe [1,220kN/m]	1,22	1,40	--	1,71	przęsło B-C
4.	Tablica 2. użytkowe [1,220kN/m]	1,22	1,40	--	1,71	przęsło C-D
5.	Tablica 3. śnieg ze stropodachu [2,040kN/m]	2,04	1,50	--	3,06	przęsło B-C
6.	Tablica 3. śnieg ze stropodachu [2,040kN/m]	2,04	1,50	--	3,06	przęsło C-D
7.	Tablica 4. Stałe ze stropu 2 [7,750kN/m]	7,75	1,13	--	8,76	przęsło B-C
8.	Tablica 4. Stałe ze stropu 2 [7,750kN/m]	7,75	1,13	--	8,76	przęsło C-D
9.	Tablica 5. Stałe dach [4,640kN/m]	4,64	1,30	--	6,03	cała belka
10.	Tablica 6. śnieg z dachu [5,040kN/m]	5,04	1,50	--	7,56	cała belka
11.	Tablica 7. mur [4,330kN/m]	4,33	1,30	--	5,63	cała belka
12.	Ciężar własny belki [0,18m·0,40m·25,0kN/m³]	1,80	1,10	--	1,98	cała belka
Σ:		47,27	1,25		59,11	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,11$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-I (St3S-b)**

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

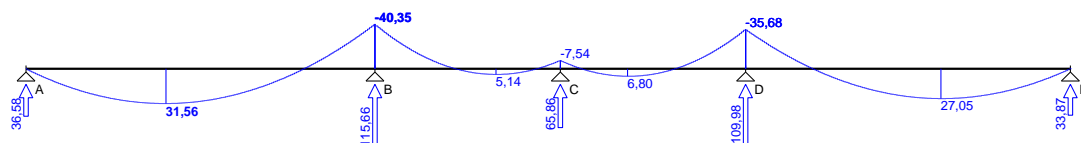
Graniczne ugięcie w przesłach $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach

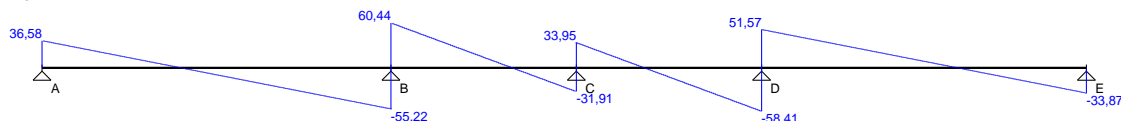
a_{lim} = jak dla wsporników (wg tablicy 8)

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

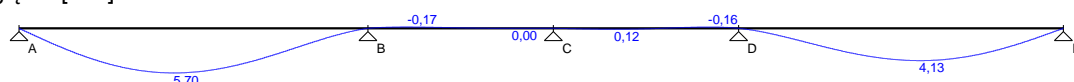
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 31,56$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26$ cm²

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52$ cm² ($\rho = 0,69\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 31,56$ kNm $<$ $M_{Rd} = 52,73$ kNm (59,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)44,92$ kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 270 mm na odcinku 81,0 cm przy

prawej podporze oraz co 270 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)44,92$ kN $<$ $V_{Rd3} = 54,54$ kN (82,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 23,45$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 23,45$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,111$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (37,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,70$ mm $<$ $a_{lim} = 4330/200 = 21,65$ mm (26,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 39,33$ kN

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,222$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (74,0%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)40,35$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52$ cm² ($\rho = 0,69\%$)

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s2} = 4,52$ cm²

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)40,35$ kNm $<$ $M_{Rd} = 52,73$ kNm (76,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)30,29$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)30,29$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,149$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm (49,5%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 5,14$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26$ cm²

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52$ cm² ($\rho = 0,69\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 5,14$ kNm $<$ $M_{Rd} = 52,73$ kNm (9,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 40,93$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 40,93$ kN $<$ $V_{Rd1} = 41,96$ kN (97,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 4,11 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)6,58 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)6,58 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,17 \text{ mm} < a_{lim} = 2300/200 = 11,50 \text{ mm}$ (1,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 42,79 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Podpora C:

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)7,54 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,69\%$)

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s2} = 4,52 \text{ cm}^2$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)7,54 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,73 \text{ kNm}$ (14,3%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)6,58 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)6,58 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,80 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,69\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 6,80 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,73 \text{ kNm}$ (12,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)38,89 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)38,89 \text{ kN} < V_{Rd1} = 41,96 \text{ kN}$ (92,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 5,38 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)26,82 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)26,82 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,16 \text{ mm} < a_{lim} = 2300/200 = 11,50 \text{ mm}$ (1,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 41,28 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Podpora D:

Zginanie: (przekrój f-f)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)35,68 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,69\%$)

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s2} = 4,52 \text{ cm}^2$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)35,68 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,73 \text{ kNm}$ (67,7%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)26,82 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)26,82 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,129 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (43,1%)

Przęsło D - E:

Zginanie: (przekrój g-g)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 27,05 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,69\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 27,05 \text{ kNm} < M_{Rd} = 52,73 \text{ kNm}$ (51,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 41,27 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 270 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 41,27 \text{ kN} < V_{Rd1} = 41,96 \text{ kN}$ (98,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 20,09 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 20,09 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,091 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (30,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,13 \text{ mm} < a_{lim} = 4030/200 = 20,15 \text{ mm}$ (20,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 36,61 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

8.11. **PODCIĄG P2**

GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

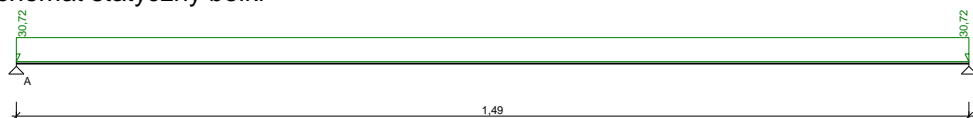
Wysokość przekroju $h = 25,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Tablica 2. użytkowe [5,350kN/m]	5,35	1,40	--	7,49	cała belka
2.	Tablica 4. Stałe ze stropu 2 [19,100kN/m]	19,10	1,13	--	21,58	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m·0,25m·25,0kN/m3]	1,50	1,10	--	1,65	cała belka
	Σ :	25,95	1,18		30,72	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,11$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-I (St3S-b)**

Średnica prętów $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

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

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

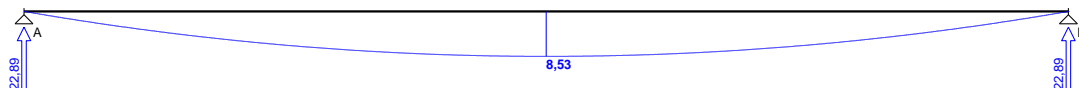
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

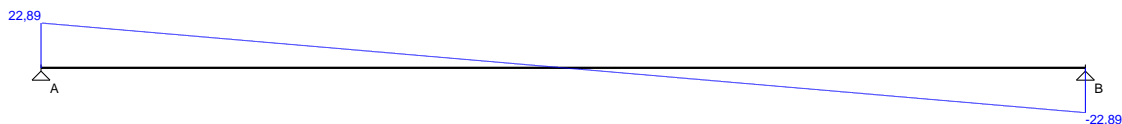
Graniczne ugięcie na wspornikach $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

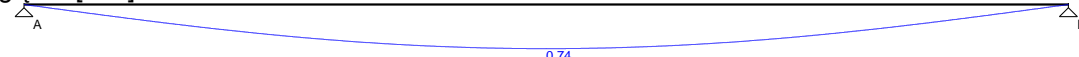
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,53$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą $2\phi 12$ o $A_{s2} = 2,26$ cm²

Przyjęto indywidualnie dołem $4\phi 12$ o $A_{s1} = 4,52$ cm² ($\rho = 0,87\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 8,53$ kNm < $M_{Rd} = 30,28$ kNm (28,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)12,57$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)12,57$ kN < $V_{Rd1} = 38,90$ kN (32,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 7,20$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 7,20$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,043$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (14,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,74$ mm < $a_{lim} = 1490/200 = 7,45$ mm (9,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 16,22$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

8.12. BALKON – WSPORNIKOWY

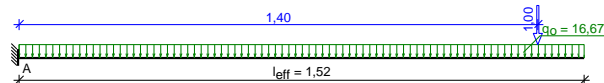
ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Tablica 1. Stałe [2,340kN/m ²]	2,34	1,30	--	3,04
2.	Tablica 2. użytkowe [5,000kN/m ²]	5,00	1,30	--	6,50
3.	Tablica 3. klimatyczne [2,000kN/m ²]	2,00	1,50	--	3,00
4.	Płyta żelbetowa grub.15 cm	3,75	1,10	--	4,13
	Σ :	13,09	1,27		16,67

Obciążenia liniowe [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	balustrada	1,00	1,40	1,00	--	1,00

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 1,52$ m

Grubość płyty 15,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 20,78 \text{ kNm/m}$
Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 16,62 \text{ kNm/m}$
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,62 \text{ kNm/m}$
Reakcja podporowa obliczeniowa $R_A = 26,42 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,01 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co $15,0 \text{ cm}$** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 20,78 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 21,65 \text{ kNm/mb}$ (96,0%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 26,42 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 82,84 \text{ kN/mb}$ (31,9%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,250 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (83,4%)

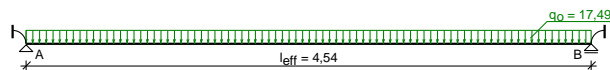
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 9,96 \text{ mm} < a_{lim} = 10,17 \text{ mm}$ (98,0%)

8.13. BALKON

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Tablica 1. Stałe [2,340kN/m ²]	2,34	1,30	--	3,04
2.	Tablica 2. użytkowe [5,000kN/m ²]	5,00	1,30	--	6,50
3.	Tablica 3. klimatyczne [2,000kN/m ²]	2,00	1,50	--	3,00
4.	Płyta żelbetowa grub.18 cm	4,50	1,10	--	4,95
	Σ :	13,84	1,26		17,49

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 4,54 \text{ m}$

Grubość płyty 18,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 34,30 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 22,53 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 27,64 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 27,64 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 39,71 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,92$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęśle $\phi_d = 10 \text{ mm}$

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3S-b)** → $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 25 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co $11,0 \text{ cm}$** o $A_s = 7,14 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 34,30 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 35,14 \text{ kNm/mb}$ (97,6%)

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,244 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (81,4%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 28,56 \text{ mm} < a_{lim} = 30,27 \text{ mm}$ (94,4%)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,47 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 10$ co $17,0 \text{ cm}$** o $A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,31\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 22,53 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,p} = 23,27 \text{ kNm/mb}$ (96,8%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 39,71 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 98,60 \text{ kN/mb}$ (40,3%)

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,287 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (95,7%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **$\phi 6$ co max. $23,5 \text{ cm}$** o $A_s = 1,20 \text{ cm}^2/\text{mb}$

8.14. WYLEWKA ŻELBETOWA

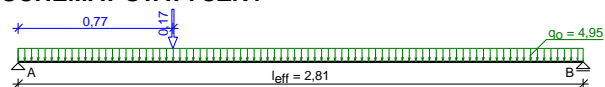
ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny) [0,5kN/m ²]	0,50	1,40	0,80	0,70
2.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 27 cm [2,0kN/m ³ ·0,27m]	0,54	1,30	--	0,70
3.	Poliuretan grub. 0,1 cm [0,45kN/m ³ ·0,001m]	0,00	1,30	--	0,00
4.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1 cm [19,0kN/m ³ ·0,01m]	0,19	1,30	--	0,25
5.	Płyta żelbetowa grub. 12 cm	3,00	1,10	--	3,30
	Σ :	4,23	1,17		4,95

Obciążenia liniowe [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	$x \text{ [m]}$	γ_f	k_d	F_d
1.	kłapa rewizyjna	0,15	0,77	1,10	--	0,17

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,81 \text{ m}$

Grubość płyty 12,0 cm

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 4,95 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 4,23 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 4,13 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa lewa $R_A = 7,07 \text{ kN/m}$

Reakcja obliczeniowa prawa $R_B = 7,00 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w pręśle $\phi_d = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 265 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **$\phi 12$ co $14,0 \text{ cm}$** o $A_s = 8,08 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,86\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 4,95 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 23,58 \text{ kNm/mb}$ (21,0%)

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (0,0%)

Maksymalna ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,82 \text{ mm} < a_{lim} = 14,05 \text{ mm}$ (20,1%)

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 7,07 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 67,97 \text{ kN/mb}$ (10,4%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze **$\phi 6$ co max. $21,0 \text{ cm}$** o $A_s = 1,35 \text{ cm}^2/\text{mb}$

8.15. ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF1

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,10 \text{ m}$ $H = 0,55 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,20 \text{ m}$ $D_{min} = 1,20 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	6,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,90	0,00	77078	96348

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	202,08	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: $20,0 \text{ kN/m}^3$

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

Parametry betonu:

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

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

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

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

Zbrojenie:

Klasa stali: **A-III (34GS)** → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

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

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 50 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 440,8 \text{ kN}$

$N_r = 232,1 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 440,8 \text{ kN} = 357,1 \text{ kN} \text{ (65,0\%)}$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 112,8 \text{ kN}$

$T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 112,8 \text{ kN} = 81,2 \text{ kN} \text{ (0,0\%)}$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 124,12 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 124,1 \text{ kNm} = 89,4 \text{ kNm/mb} \text{ (0,0\%)}$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,32 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,04 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,36 \text{ cm}$

$s = 0,36 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \text{ (36,0\%)}$

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 1,68 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie **$\phi 12 \text{ mm}$ co $20,0 \text{ cm}$** o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

8.16. ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF2

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 0,90 \text{ m}$ $H = 0,55 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,20 \text{ m}$ $D_{min} = 1,20 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
----	--------------	-------	----------------	---------------------------------------	------------------	------------------	--------------------	-------------------	-------------	-----------

1	Piaski drobne	6,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,90	0,00	77078	96348
---	---------------	------	-----	------	------	------	-------	------	-------	-------

OBciążenia Fundamentu

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	164,19	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

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

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

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

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

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

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 50$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 346,6$ kN

$N_r = 188,2$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 346,6$ kN = 280,7 kN (67,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 91,5$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 91,5$ kN = 65,9 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 82,38$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 82,4$ kNm = 59,3 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,26$ cm, wtórne $s'' = 0,03$ cm, całkowite $s = 0,30$ cm

$s = 0,30$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (29,9%)

OBliczenia Wytrzymałościowe Fundamentu wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 1,04$ cm²/mb

Przyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o $A_s = 5,65$ cm²/mb

8.17. ŁAWA FUNDAMENTOWA ŁF3

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,80 m H = 0,55 m

B_s = 0,20 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m D_{min} = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	6,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,90	0,00	77078	96348

OBciążENIA FUNDAMENTU

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	140,25	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

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

Parametry betonu:

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

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

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

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

Zbrojenie:

Klasa stali: A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

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

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

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 85$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 50$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

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

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 301,8$ kN

$N_r = 161,2$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 301,8$ kN = 244,4 kN (66,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 78,4$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 78,4$ kN = 56,4 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 62,71$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 62,7$ kNm = 45,2 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,23$ cm, wtórne $s'' = 0,03$ cm, całkowite $s = 0,26$ cm

$s = 0,26$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (25,7%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,76$ cm²/mb

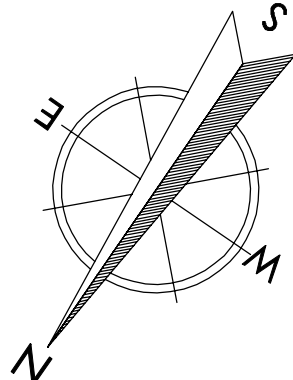
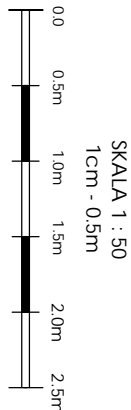
Przyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o $A_s = 5,65$ cm²/mb

Opracowała:

mgr inż.. Anna Markiewicz

Sprawdzający:

mgr inż. Piotr Świrzyński



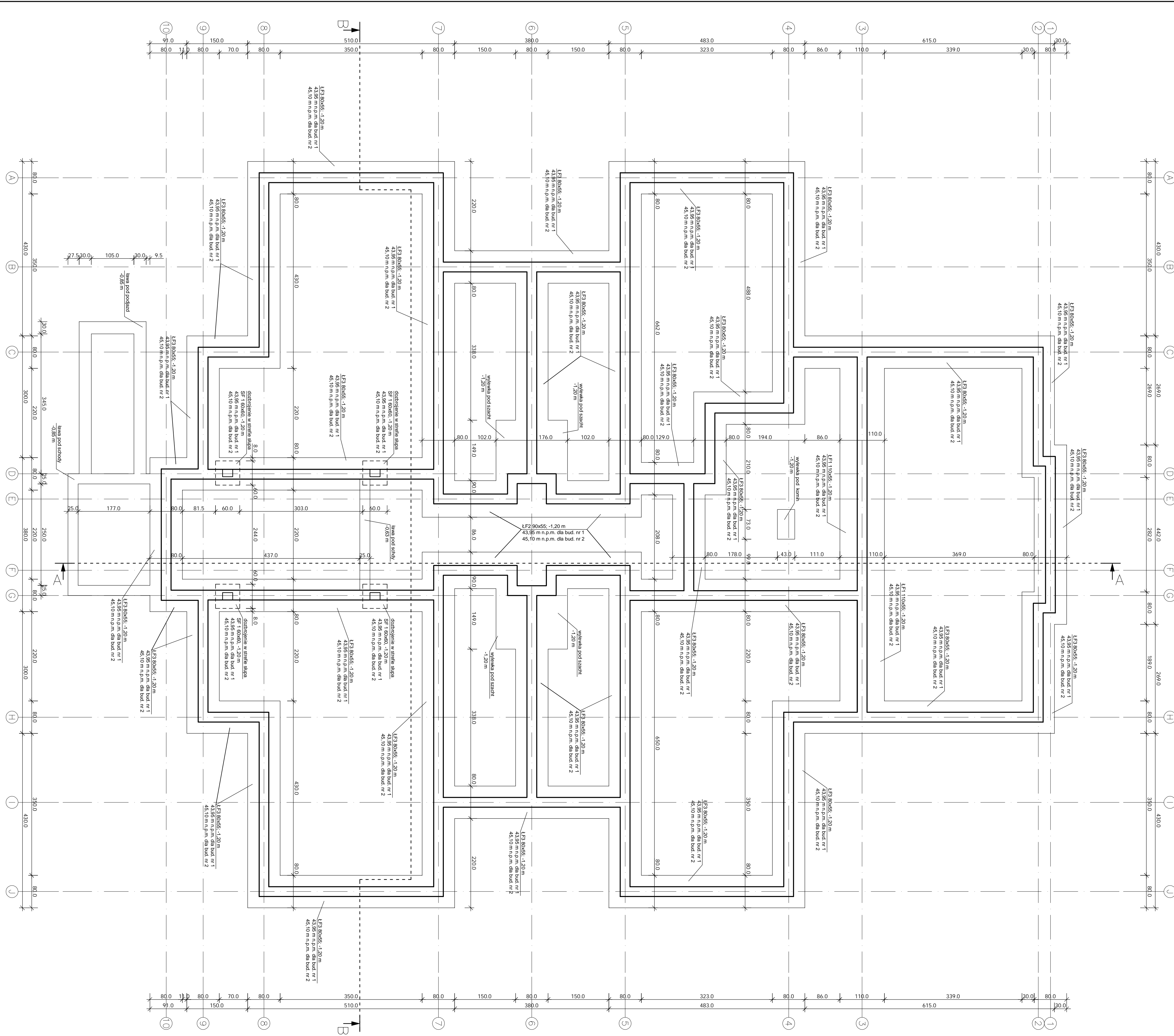
Ławy fundamentowe

LP	średnica [m]
Ł 1	9,00
Ł 2	9,20
Ł 3	150,37

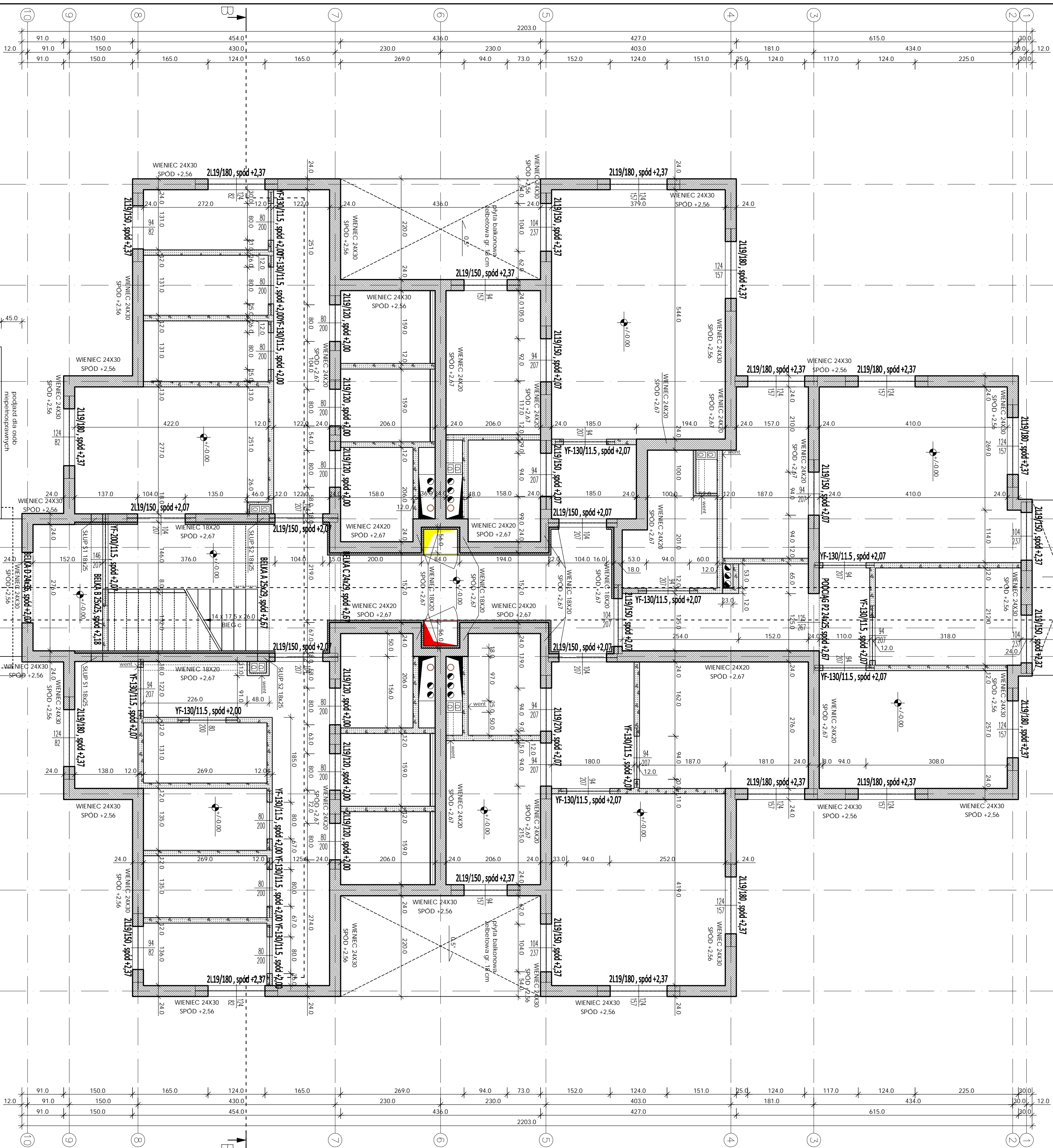
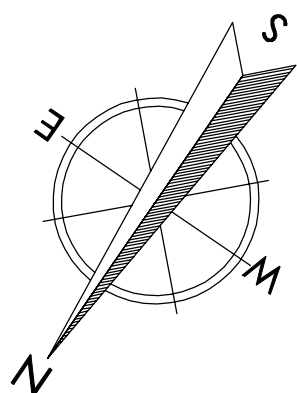
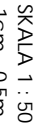
Ławy mierzone w osi

Stopy fundamentowe

LP	box [m]
Sf 1	4



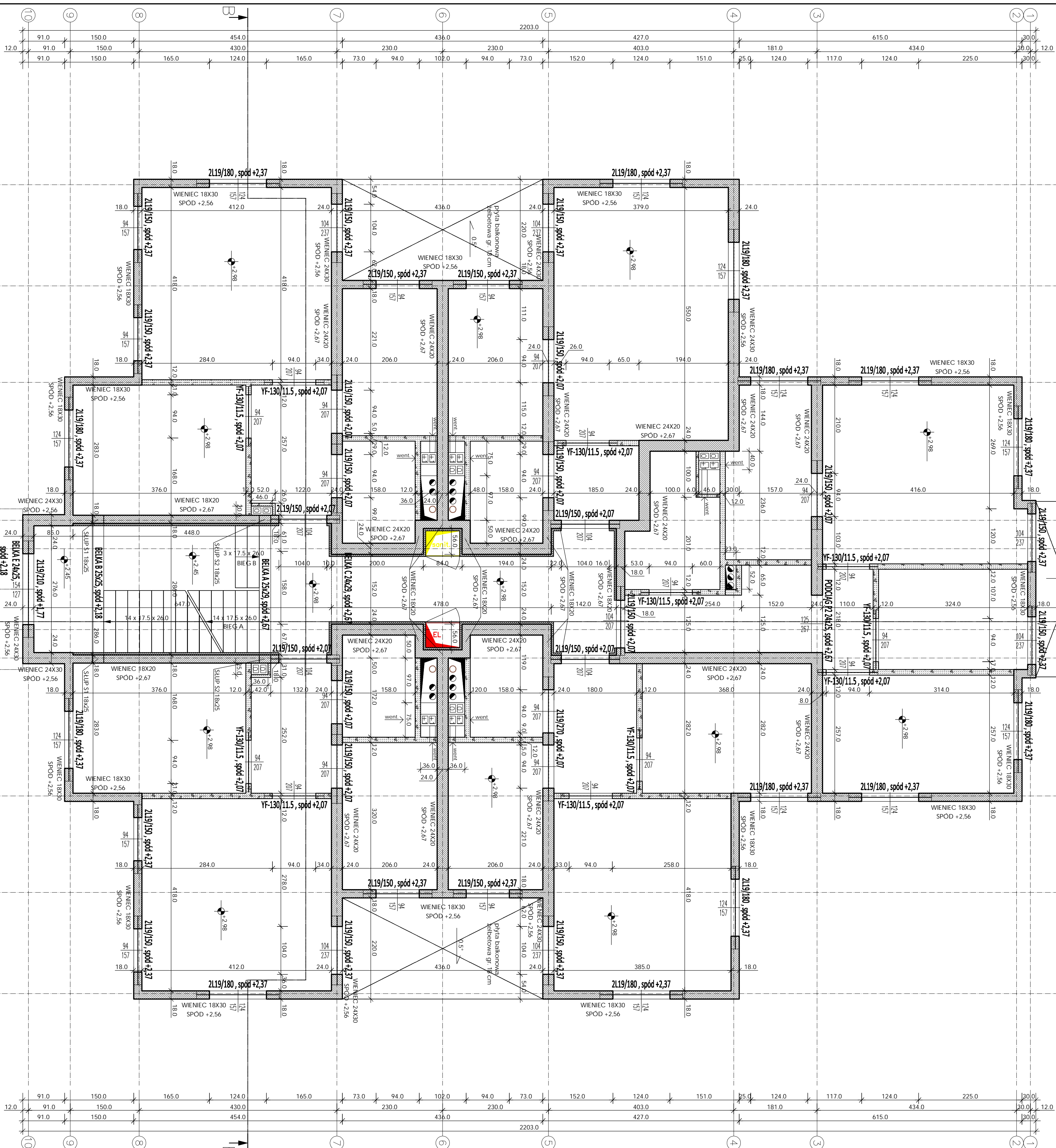
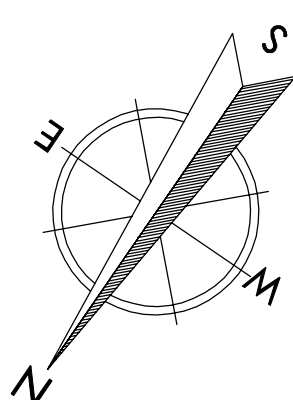
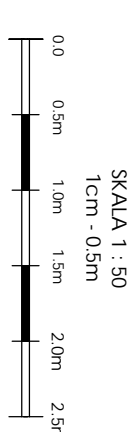
INWESTOR			
GMINA GRUDZIĄDZ ul. Wychlickiego 38; 86-500 Grudziądz			
INWESTYCJA			
Budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turznice, działka nr 216/2, 218/2 obręb geodezyjny Turznice 0023, gm. Grudziądz			
BUDOWA PROJEKTOWA			
SAIW Studio Architektury i Wzrostu			
ul. Chęcińska 115/20 86-500 Grudziądz			
NAZWA PROJEKTU			
FUNDAMENTOWY		SKALA	1:50
PROJEKT		WYKONANIE	KONSER
BUDOWLANE		DATA	18 sierpień 2019 r.
PROJEKTANT		PROJEKTANT	PROJEKTANT
ANNA WAREWICZ		PROJEKTANT	PROJEKTANT
M. UPI. KUP.0055.POCOK/12		PROJEKTANT	PROJEKTANT
SPRAWDZAJĄCY		SPRAWDZAJĄCY	SPRAWDZAJĄCY
PIOTR ŚWIRŃSKI		SPRAWDZAJĄCY	SPRAWDZAJĄCY
M. UPI. KUP.0130.PWICK/09		SPRAWDZAJĄCY	SPRAWDZAJĄCY
PROJEKTANT		PROJEKTANT	PROJEKTANT
MARCH WERK		PROJEKTANT	PROJEKTANT
BRANŻA KOSZTOWA		BRANŻA KOSZTOWA	BRANŻA KOSZTOWA



Oznaczenie	[czdo [str.]]
21.19/120	6
21.19/150	17
21.19/180	14
YF-130/11.5	11
YF-200/11.5	1


uwaga: spód nadproży, więźców, podciągów i belek mierzony od wykończonej powierzchni posadzki na danej kondygnacji.

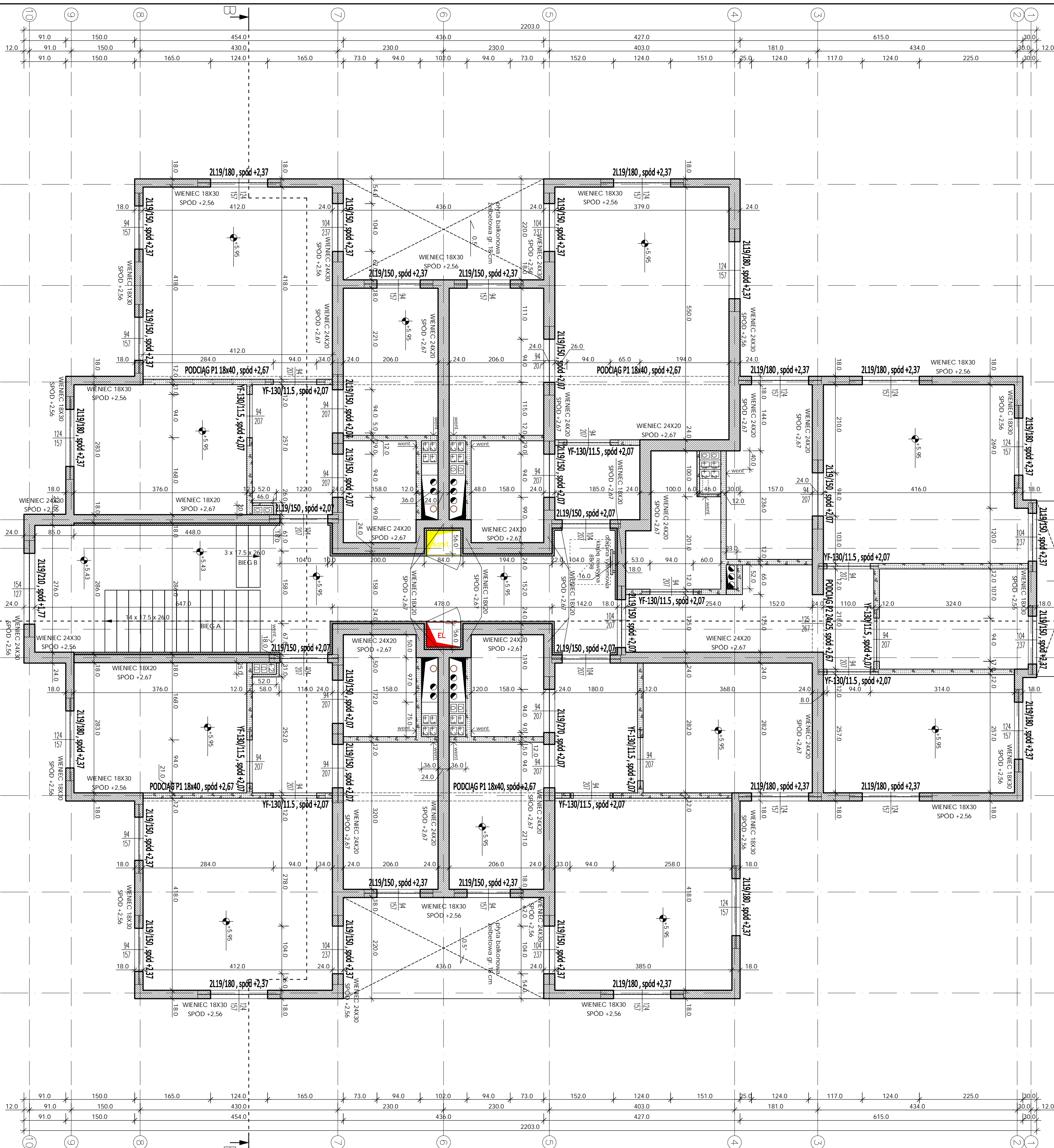
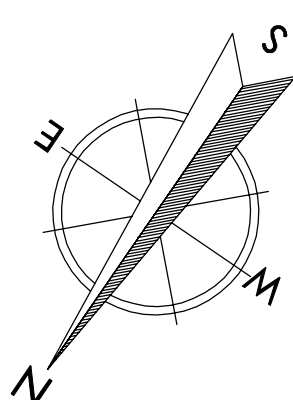
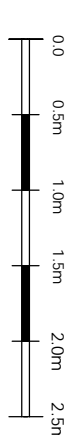
INWESTOR:		GMINA GRUZIADZ	
		ul. Wyblekowa 38:	
		86-300 Gruzdzki:	
INWESTYCAJA:		Budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turzynie, działka nr 216/2, 218/2 obręb geodezyjny Turzynie 0023, gm. Gruzdzki	
BUDOWA PROJEKTOWE:		SAW	
Studio Architektury i Wzrostu zci arch. Radosław Ciwiałci ul. Chlebicka 115/20 86-300 Gruzdzki			
NADZOR RYSUNKOWY:		PAŁKA:	
RZUT		1:50	
PARTIURU		KOMISJ	
PAŁKA:		BRANŻA:	
PROJEKT BUDOWLANY		DATA:	
		18 sierpnia 2019r.	
NUMER RYSUNKOWY:		K-02	
FUNKCJA:		PODS:	
PROJEKTANT		mgr inż.	
ANNA WARENCIOWICZ			
FUNKCJA:		PODS:	
STRODZADZALCY		mgr inż.	
POLSKA KONSTRUKCJA		mgr inż.	
BRANŻA KONSTRUKCJA		mgr inż.	
OPRACOWANIE		mgr inż.	
ASISTENT		MARCIN WERYK	
BRANŻA KONSTRUKCJA		PODS:	



Začetni letnik študentov	
Oznacjenje	Izreda [št.]
21/9/150	26
21/9/180	14
21/9/210	1
21/9/220	1
YF-30/11,5	11

uwaga: spód nadproża, więźbów, podciągów i belek mierzony od wykończonej powierzchni posadzki na danej kondygnacji.

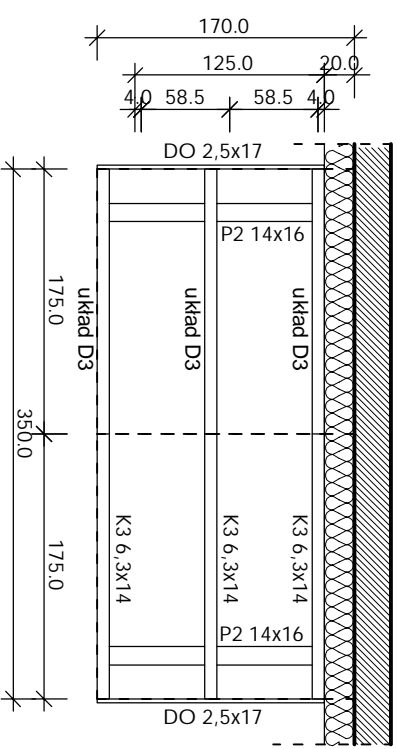
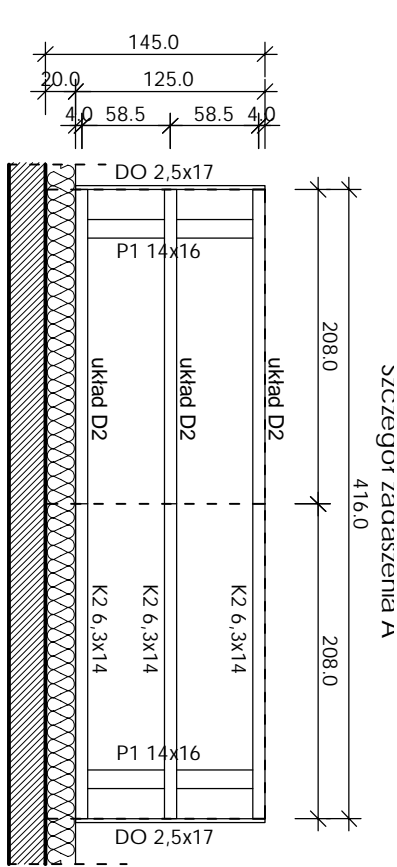
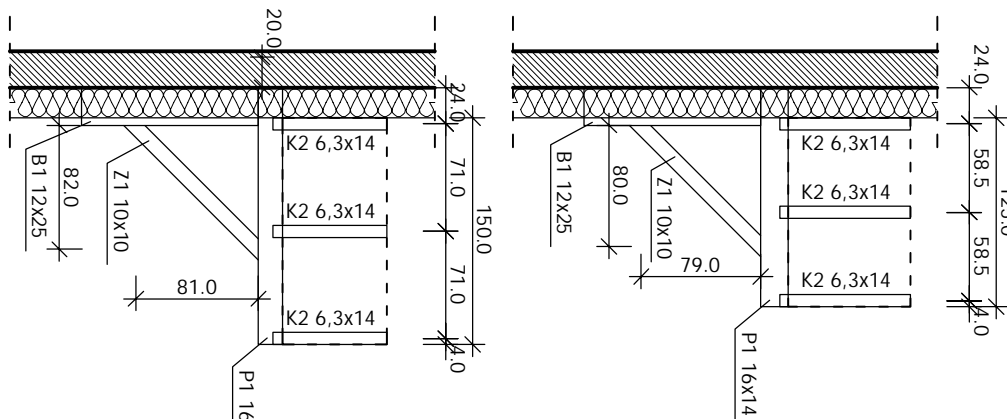
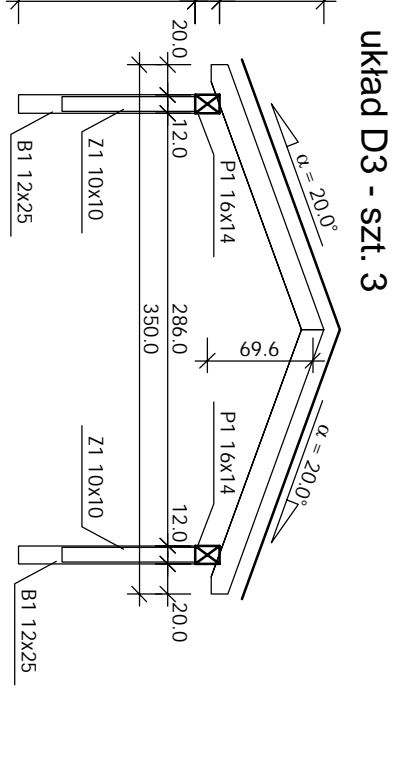
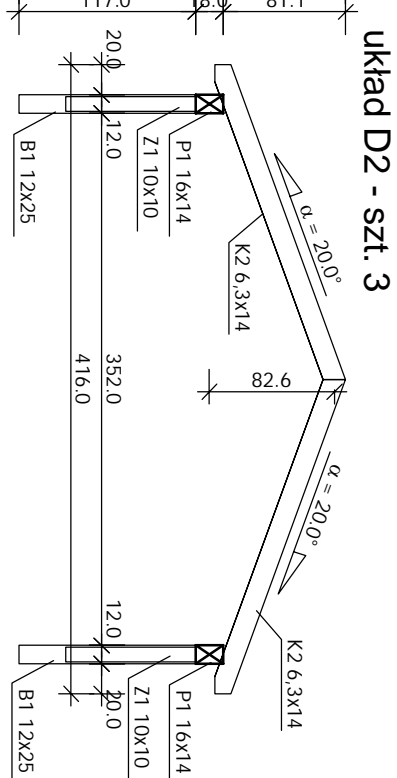
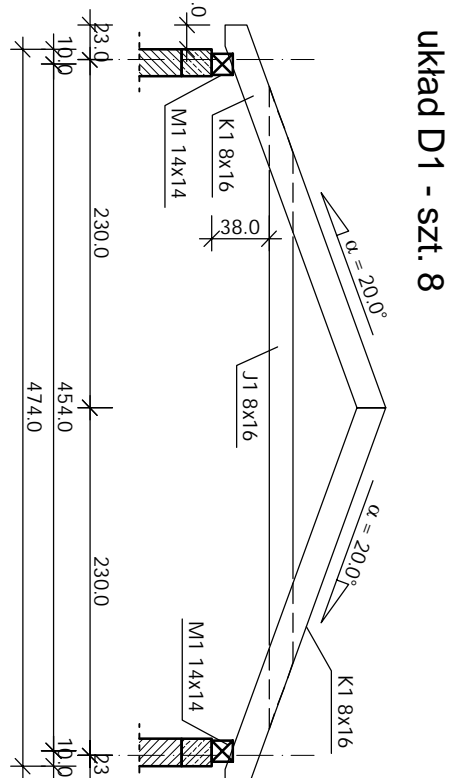
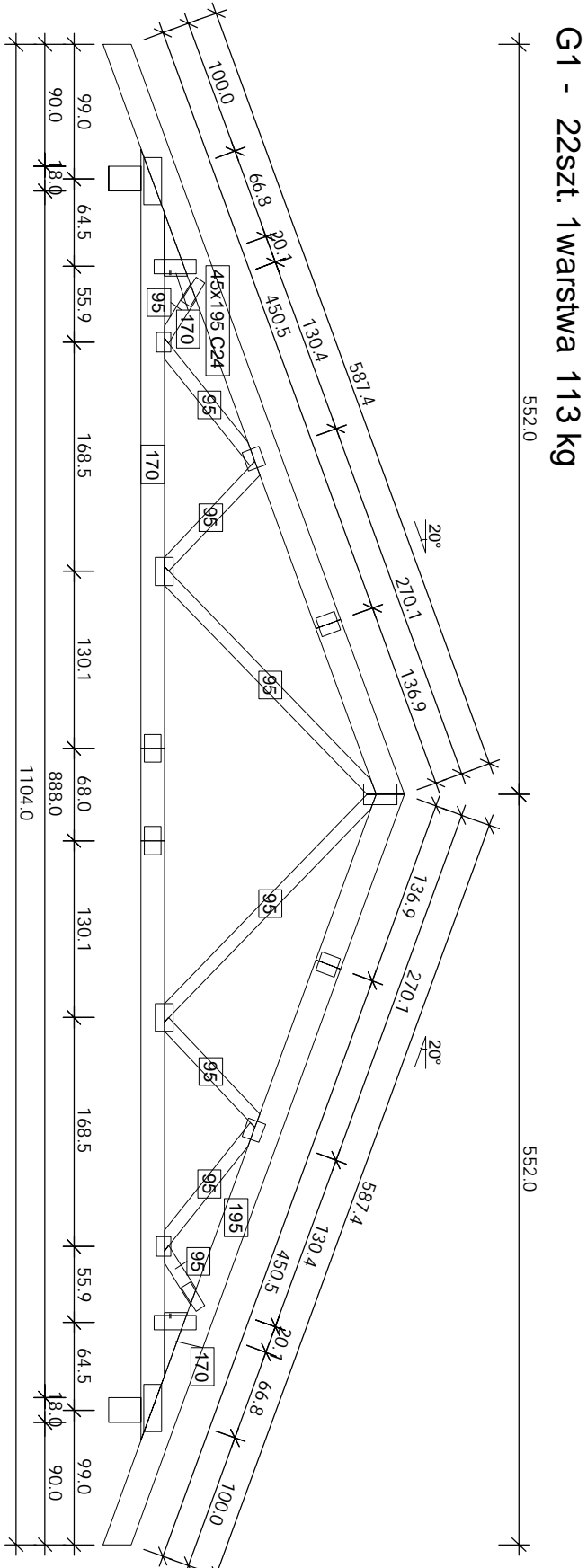
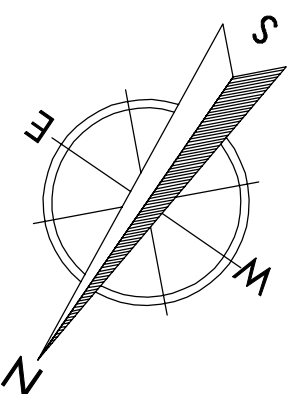
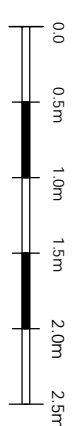
INWESTOR:		GMINA GRUZIADZ ul. Wyblekiego 38: 86-300 Gruzdzki	
OPIS:		budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turznice, działka nr 216/2: 218/2 obręb geodezyjny Turznice 0023, gm. Gruzdzki	
PROJEKTOWCA:		SAW	
Studio Architektury i Wzrostu		 Studio Architektury i Wzrostu ul. Chęcińska 115/20 86-300 Gruzdzki	
NZM, RYSUNKI:	PLAN:	SKALA:	BRAMA:
PROJEKT	PLAN	1:50	KONSTR
BUDOWLANI	18 sierpnia 2019 r.	K-03	
PROJEKTANT	DATA:	KOSZT:	
ANNA WABER-NIEMCZ			
REALIZACJA	nr wpisu: 00005/POC/17	PODOPIS:	
SPRAWOZDAWCY	mgr inż.		
REALIZACJA	POBR-SMWZ/MSI		
REALIZACJA	tytuł projektu: POC/09		
ASISTENT	mgr inż.	PODOPIS:	
PROJEKTANTA	MARCIN WĘBRK		
REALIZACJA		PODOPIS:	

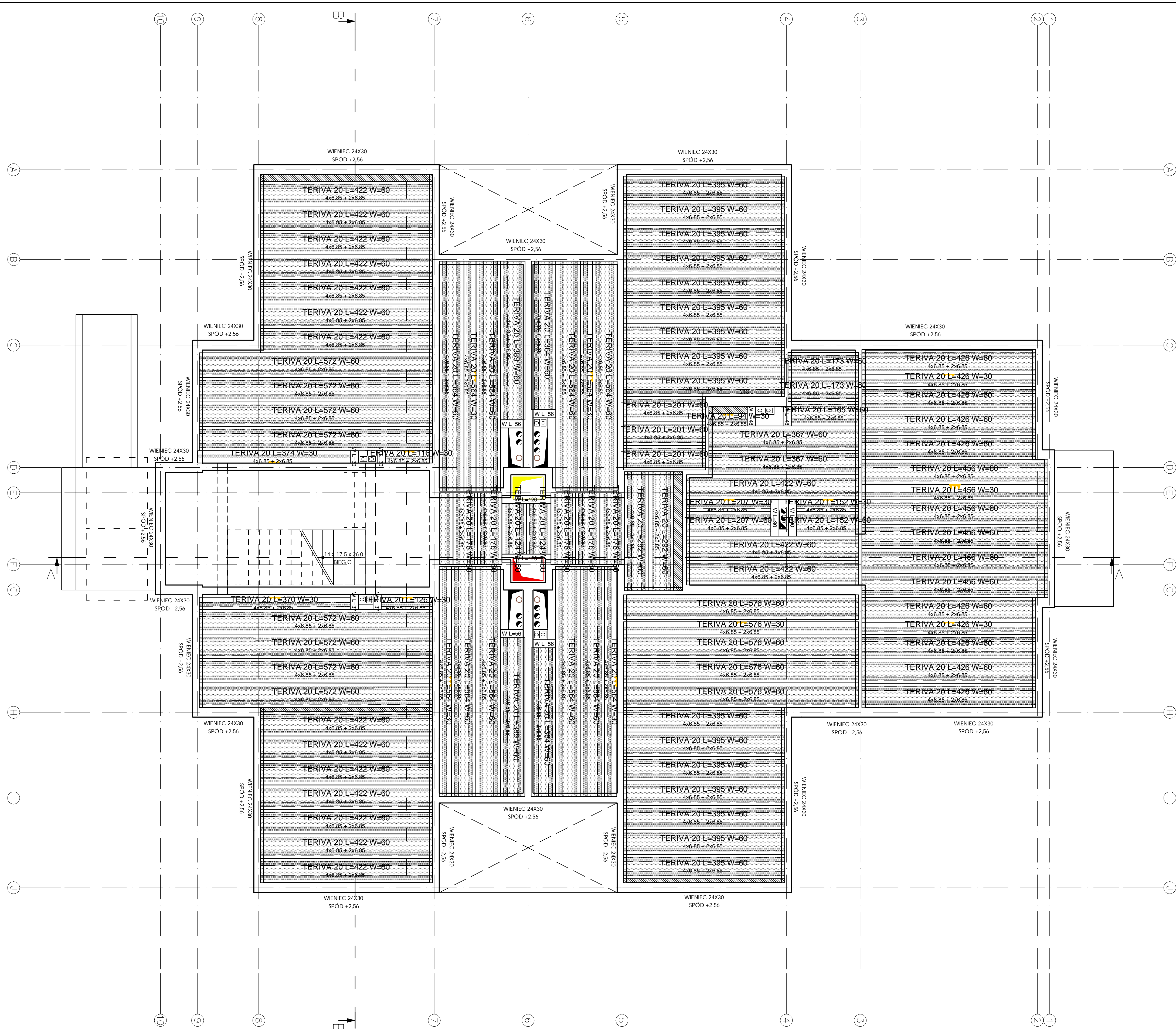
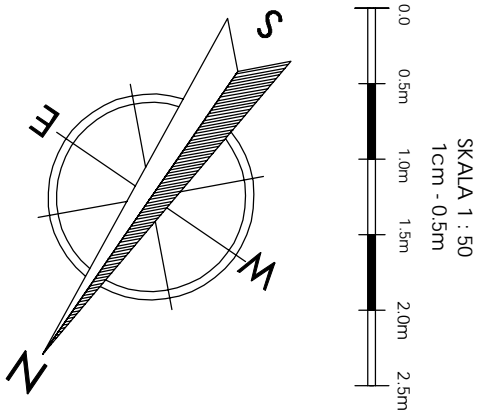


Oznaczenie	liczba [szt.]
2L19/150	26
2L19/180	14
2L19/210	1
2L19/270	1
YF-130/11,5	11

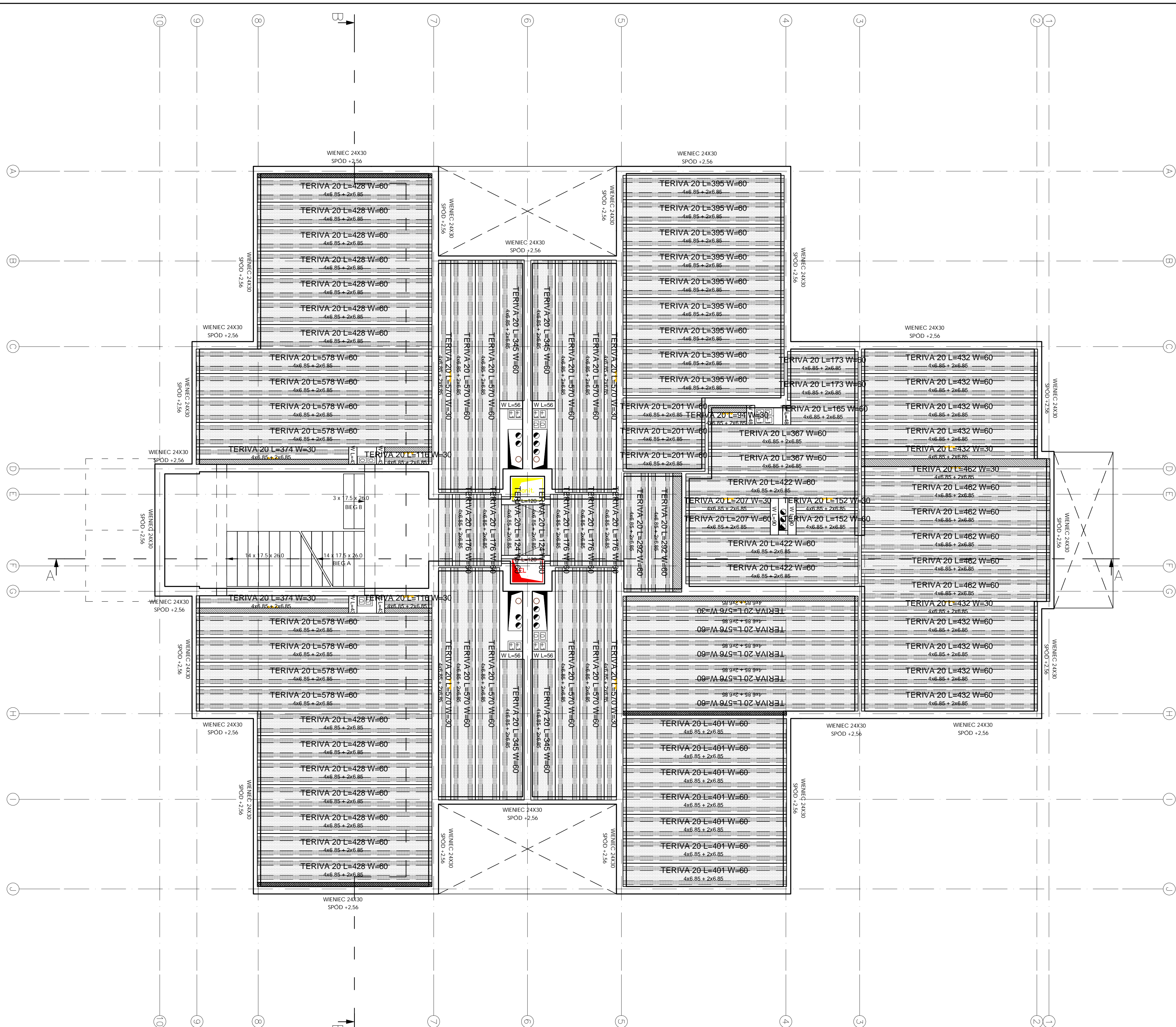
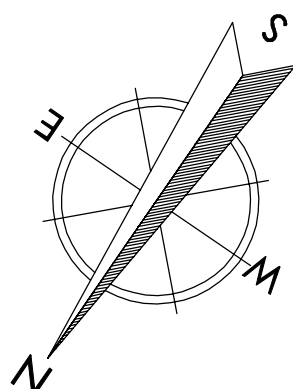
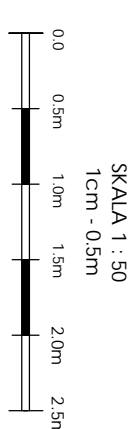
Uwaga: spód nadproży, więźnów, podciągów i belek mieszony od wykończonej powierzchni posadzki na danej kondygnacji.

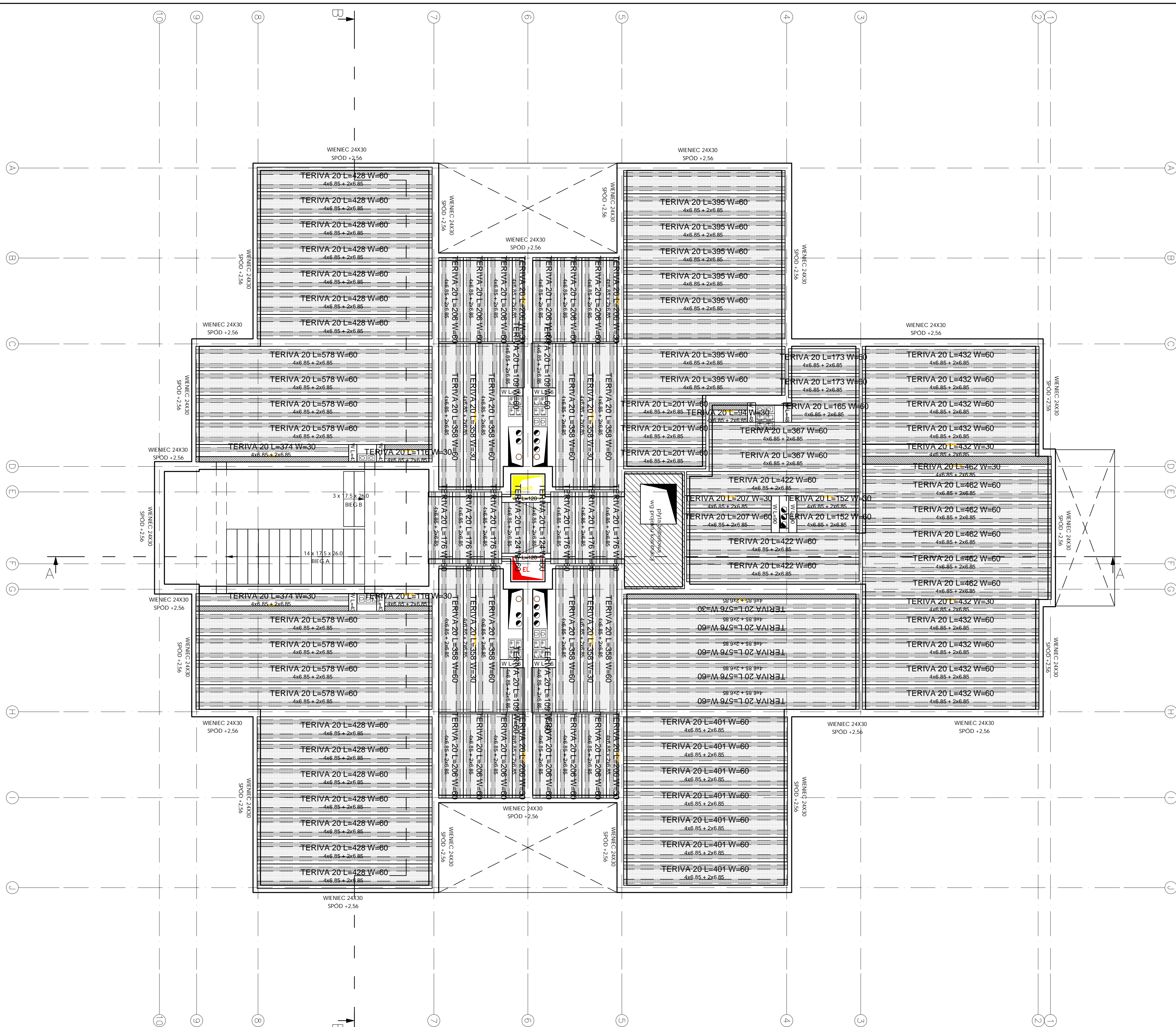
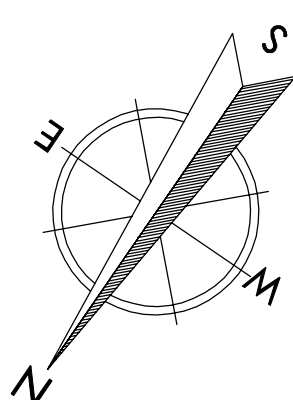
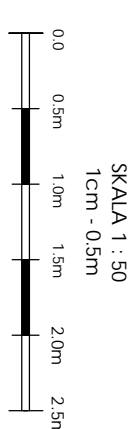
INWESTOR:		GMINA GRUZIADZ	
		ul. Wyblekowa 38:	
		86-300 Gruzdzki	
INWESTACJA:		budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turznie, działka nr 216/2: 218/2 obręb gminny Turznie 0023, gm. Gruzdzki	
OPIS PROJEKTU:		<div> <div>SAW</div> <div> Studio Architektury i Wzruszajcy arch. Radosław Owociański ul. Chlebnińska 115/20 86-300 Gruzdzki </div> </div>	
ZAM. RYSUNKI:		SKALA:	BRZĄDZ:
PLAN:	PROJEKT	1:50	KONSTR
BUDOWLAN		K-04	
PLAN:	PROJEKT	DATA:	18 sierpnia 2019 r.
PROJEKTANT		mgr inż. ANNA WĄBŁOWICZ	
BUDOWLANA		nr dop. 429/005/2004/12	
SPRAWDZAJĄCY		mgr inż. POŁIŚ SZWENKSI	
BUDOWLANA		nr dop. 429/130/2004/09	
PLAN:	ASISTENT	mgr inż. MARCIN WĘBKE	
BUDOWLANA			
		PAPYR:	PAPYR:

[illegible]



INWESTOR		GMINA GRUDZIĄDZ ul. Wysockiego 38, 86-300 Grudziądz	
INWESTYCJA		Budowa dwóch budynków mieszkalnych wielorodzinnych w miejscowości Turnie, działka nr 216/2, 218/2, obręb geodazyjny Turnie 0023, gm. Grudziądz	
BIURO PROJEKTOWE		SAIW Studio Architektury i Wzrostu	
NAZWA PRACY		RZUT SIROPU NAD PARTIEM	
DATA PROJEKTU		18 sierpień 2019 r.	
PROJEKTANT		ANNA MARKIEWICZ	
SPRAWDZAJĄCY		mgr inż. PIOTR ŚWIRSKI	
BUDOWA		BUDOWA	
PROJEKTANT		MARCIN WERK	
PROJEKTANT		K-06	

[illegible]

[illegible]