



Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki
Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych



Kierunek studiów: Budownictwo

Specjalność: Konstrukcje budowlane i inżynierskie

PRACA DYPLOMOWA MAGISTERSKA

inż. Piotr Zygmunt

Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT

Reinforced concrete structure design for a service and office building - IT center

Promotor: **Dr hab. inż. Piotr Matysek, prof. PK**

Ocena pracy:

Podpis promotora:

Kraków, wrzesień 2022

Streszczenie

Przedmiotem niniejszej pracy dyplomowej jest zaprojektowanie wybranych elementów konstrukcyjnych żelbetowego budynku biurowego posiadającego dziewięć kondygnacji nadziemnych oraz jedną podziemną. Budynek planowany jest w Rzeszowie w województwie podkarpackim.

Budynek posadowiony jest bezpośrednio na gruncie nośnym za pośrednictwem płyty fundamentowej grubości 110 cm z pogłębieniami pod najbardziej wyężonymi słupami oraz pod trzonami windowymi. Konstrukcja budynku to ustrój płytowo słupowy. W budynku znajdują się dwa sztywne trzony komunikacyjne o grubości ścian równej 20/25 cm mające na celu komunikacje poszczególnych kondygnacji, jak i usztywnienie konstrukcji.

W pracy dyplomowej zwymiarowana została płyta stropowa nad parterem budynku, odcinek belki obwodowej biegnący wzdłuż osi VII, najbardziej wyężony słup S6 na kondygnacji parteru oraz obszar płyty fundamentowej usytuowany bezpośrednio pod słupem S6.

Model numeryczny wykonany został w programie Dlubal Rfem 5.26. Pozostałe obliczenia wykonano przy użyciu programów PTC Mathcad Prime 7.0 oraz Microsoft Office Excel 2013. Rysunki wykonane zostały w programie Autodesk AutoCAD 2020.

Tworząc model obliczeniowy zebrano obciążenia zgodne z PN-EN 1991-1-1, PN-EN 1991-1-3 oraz z kartami technicznymi producentów wyrobów budowlanych. Stworzony model został posadowiony na ośrodku gruntowym przy pomocy wbudowanej w program Rfem analizie interakcji konstrukcji z gruntem RF-SOILIN. Budynek został zamodelowany w całości. Siatkowanie podstawowe z oczkiem siatki 1,0m z dogęszczeniem dla projektowanej płyty stropowej oraz płyty fundamentowej w obrębie podpór. Obciążenia stałe dodatkowe oraz zmienne użytkowe zostały przyłożone w taki sposób, aby wygenerować maksymalne wartości momentów zginających dla płyty stropowej. Kombinacja wymiarująca dla słupa to kombinacja dająca maksymalną siłę ściskającą i momenty odpowiadające. Dokładne opisanie sposobu tworzenia kombinacji obciążeń znajduje się w dalszej części niniejszej pracy dyplomowej.

Płyta stropowa została sprawdzona na stan graniczny nośności zginania i przebiecia oraz stan graniczny użyteczności ze względu na rozwarcie rys oraz ugięcie. Belka obwodowa sprawdzana była na stan graniczny nośności ze względu na zginanie oraz ścinanie ze skręcaniem. Ponadto belka została sprawdzona na stan graniczny użyteczności ze względu na rozwarcie rys, jak i ugięcia.

Słup został zaprojektowany przy użyciu algorytmu dla elementów ściskanych. W słupie przeprowadzono również analizę II rzędu metodą opartą na nominalnej sztywności.

Płyta fundamentowa została sprawdzona pod najbardziej wyężonymi słupami S6 oraz S7 na zginanie, przebiecie oraz szerokość rozwarcia rys.

W ramach pracy dyplomowej zostały również sporządzone rysunki przedstawiające rzuty oraz przekroje budynku. Na podstawie obliczeń i uzyskanych wyników opracowane zostały także rysunki zbrojeniowe dla płyty, odcinka belki obwodowej oraz słupa wraz z wycinkiem płyty fundamentowej.

Spis treści

1.Podstawy opracowania	1
2.Przedmiot, cel i zakres pracy dyplomowej	1
3.Ogólny opis obiektu	1
4. Charakterystyka konstrukcji	2
4.1 Fundamenty	2
4.2 Ściany	2
4.3 Słupy	2
4.4 Stropy	2
4.5 Klatka schodowa	2
4.6 Belki obwodowe	2
4.7 Stropodach	3
5.Pozostałe elementy budynku	3
5.1 Izolacje przeciwwodne	3
5.2 Izolacje termiczne i akustyczne	3
5.3 Tynki i wykończenia sufitów	3
5.4 Instalacje	3
6.Zestawienie obciążeń	4
6.1 Ciężar własny oraz obciążenia użytkowe	4
6.2 Obciążenia od śniegu wg PN-EN 1991-1-3	6
6.2.1 Wartość charakterystyczna sk obciążenia śniegiem wg EN 1991 1-3	6
6.2.2 Układy obciążeń	6
6.2.3 Współczynniki kształtu dachu	7
6.2.4 Obciążenia połączeń	7
6.2.5 Nawisy śnieżne na krawędzi dachu	7
6.3 Obciążenia od wiatru	7
7.Obliczenia statyczne	8
7.1 Opis modelu	8
7.2 Kombinacje oddziaływań	14
7.2.1 Obciążenia stałe dodatkowe	14
7.2.2 Schematy rozłożenia obciążeń użytkowych dla stropów za wyjątkiem stropu nad parterem	14
7.2.3 Schematy rozłożenia obciążeń użytkowych dla stropu nad parterem	15
8.Wymiarowanie wybranych elementów konstrukcyjnych - Płyta stropowa nad kondygnacją parteru	16
8.1 Dane wstępne	16
8.2 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGN	18
8.3 Sprawdzenie stanów granicznych nośności	20
8.3.1 Zbrojenie minimalne i maksymalne:	20
8.3.2 Maksymalny i minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych dla płyty	21
8.3.3 Nośność zbrojenia minimalnego	22
8.3.4 Obszary wymagające dozbrojenia siatki podstawowej	23
8.3.5 Dozbrojenie przeseł dołem ze względu na SGN - płaszczyzna XX	25
8.3.6 Dozbrojenie przeseł dołem ze względu na SGN - płaszczyzna YY	26
8.3.7 Zbrojenie podporowe ze względu na SGN - płaszczyzna XX	28
8.3.8 Zbrojenie podporowe ze względu na SGN - płaszczyzna YY	30

8.3.9 Sprawdzenie przebicia dla SGN w obszarze słupa S6	32
8.3.10 Sprawdzenie przebicia dla SGN w obszarze słupa S7	37
8.3.11 Zestawienie zbrojenia ze względu na SGN	40
8.4 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGU-charakterystyczne	41
8.5 Sprawdzenie SGU - zarysowania	43
8.5.1 Zestawienie max momentów przekrojowych w SGU oraz zbrojenia odpowiadającego przekrojom	43
8.5.2 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym	43
8.5.3 Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004	44
8.5.4 Sprawdzenie najbardziej wyężonych przekrojów przęsłowych	45
8.5.5 Sprawdzenie przekrojów podporowych	48
8.6 Sprawdzenie SGU - ugięcia	56
8.7 Zestawienie zbrojenia ze względu na SGN oraz SGU	58
8.8 Wyznaczenie długości zakotwienia i zakładu zbrojenia	58
8.8.1 Pręty ϕ_8 (dozbrojenie siatki dolnej)	58
8.8.2 Pręty ϕ_{12} (zbrojenie siatek podstawowych)	59
8.8.3 Pręty ϕ_{16} (dozbrojenie siatek górnych stref przypodporowych)	60
8.8.4 Pręty ϕ_{18} (dozbrojenie siatek górnych stref przypodporowych)	61
9. Wymiarowanie belki usytuowanej wzdłuż osi VII z odcinkami zakrzywionymi pod kątem prostym do osi A oraz D	62
9.1 Dane wstępne	62
9.2 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednia momentów zginających w SGN	65
9.2.1 Ręczne oszacowanie poprawności modelu obliczeniowego	66
9.3 Sprawdzenie stanów granicznych nośności - zginanie	66
9.3.1 Wzory i symbole użyte przy prowadzeniu obliczeń	66
9.3.2 Obliczenia zbrojenia na zginanie w poszczególnych przekrojach	67
9.4 Sprawdzenie stanów granicznych nośności - ścinanie ze skręcaniem	68
9.4.1 Wzory wykorzystane do obliczenia nośności VRd.c i VRd.max	68
9.4.2 Obliczenia nośności na ścinanie w poszczególnych przekrojach	69
9.4.3 Wzory wykorzystane do obliczenia nośności TRd.c i TRd.max	69
9.4.4 Obliczenia nośności na skręcanie w poszczególnych przekrojach	70
9.4.5 Obwiednie sił ścinających oraz momentów skręcających	71
9.4.6 Uwzględnienie współpracy płyty w skręcaniu belki	72
9.4.7 Zestawienie kombinacji wymiarujących odcinki II rodzaju na ścinanie ze skręcaniem	73
9.4.8 Wyznaczenie zbrojenia na ścinanie ze skręcaniem dla odcinków II rodzaju	73
9.4.9 Wyznaczenie odcinków I rodzaju	77
9.4.10 Wyznaczenie rozstawu strzemion na odcinkach I rodzaju dla belki	79
9.4.11 Wyznaczenie dodatkowego zbrojenia podłużnego na skręcanie	79
9.5 Obliczanie obwiedni nośności zbrojenia	81
9.5.1 Odcinki rozciągane w strefie dolnej	81
9.5.2 Odcinki rozciągane w strefie górnej	82
9.6 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednia momentów zginających w SGU	84
9.7 Sprawdzenie stanów granicznych użyteczności - zarysowania	85
9.7.1 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym	86

9.7.2	Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004	86
9.7.3	Sprawdzenie przęśła CD metodą dokładną	87
9.7.4	Sprawdzenie przekroju nad podporą C oraz D metodą dokładną	89
9.8	Sprawdzenie stanów granicznych użytkowości - ugięcia	91
9.8.1	Ugięcie belki na odcinku AB i EF	91
9.8.2	Ugięcie belki na odcinku BC metodą dokładną	91
9.8.3	Ugięcie belki na odcinku CD metodą dokładną	93
9.8.4	Ugięcie belki na odcinku DE metodą dokładną	95
9.9	Zestawienie zbrojenia zginanego belki ze względu na SGN oraz SGU	95
9.10	Wyznaczenie długości zakotwienia i zakładu zbrojenia	95
9.10.1	Pręty ϕ_{12}	96
9.10.2	Pręty ϕ_{16}	97
9.11	Obliczanie obwiedni nośności zbrojenia	98
9.11.1	Odcinki rozciągane w strefie dolnej	98
9.11.2	Odcinki rozciągane w strefie górnej	99
10.	Wymiarowanie słupa wewnętrznego kondygnacji parteru na przecięciu osi II i osi B	101
10.1	Dane wstępne	101
10.2.	Siły wewnętrzne od analizy przypadku NEd.max ,My.odp Mz.odp	103
10.3	Obliczanie mimośrodków całkowitych wg PN-EN 1992-1-1	104
10.3.1	Długość efektywna-płaszczyzna XY słupa (na przecięciu osi II i B - wzdłuż osi B)	104
10.3.2	Długość efektywna-płaszczyzna XZ słupa (na przecięciu osi II i B - wzdłuż osi II)	105
10.4	Obliczanie imperfekcji geometrycznych wg p.5.2.(5) oraz mimośrodu I rzędu	106
10.4.1	Imperfekcje - płaszczyzna XY	106
10.4.2	Imperfekcje - płaszczyzna XZ	107
10.5	Obliczanie efektywnego współczynnika pełzania wg PN-EN 1992-1-1-załącznik B	107
10.6.	Sprawdzenie czy należy uwzględnić efekty II rzędu dla elementu wydzielonego wg PN-EN 1992-1-1 p. 5.8.3.1	109
10.6.1	Sprawdzenie w płaszczyźnie XY	109
10.6.2	Sprawdzenie w płaszczyźnie XZ	110
10.7	Analiza II rzędu rzędu metodą opartą na nominalnej sztywności wg p.5.8.7	110
10.7.1	Nominalna sztywność płaszczyzna XY	110
10.7.2	Nominalna sztywność płaszczyzna XZ	112
10.7.3	Podsumowanie obliczeń efektów drugiego rzędu	113
10.8	Sprawdzenie kryteriów uwzględniania zginania ukośnego	113
10.9	Wyznaczenie nośności NRd , MRd.y oraz MRd.z	114
10.9.1	Nośność MRd.z dla płaszczyzny XY	114
10.9.2	Nośność MRd.y dla płaszczyzny XZ	114
10.9.3	Określenie nośności słupa osiowo ściskanego	115
10.10	Sprawdzenie nośności słupa dwukierunkowo ściskanego wg p.5.8.9	115
10.11.	Ostatecznie przyjęte zbrojenie w słupie	115
10.11.1	Zbrojenie poprzeczne słupa	115
11.	Sprawdzenie płyty fundamentowej pod projektowanym słupem S6	116
11.1	Dane wstępne	116
11.2	Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGN	118
11.3	Sprawdzenie stanów granicznych nośności	119

11.3.1 Zbrojenie minimalne i maksymalne	119
11.3.2 Maksymalny i minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych dla płyty	120
11.4 Wyznaczenie zbrojenia zginanego pod słupem S6	120
11.4.1 Kierunek YY	120
11.4.2 Kierunek XX	121
11.5 Sprawdzenie przebiecia płyty fundamentowej w obszarze słupa S6	121
11.5.1 Nośność bez zbrojenia płyty na przebiecie	124
11.6 Sprawdzenie SGU - zarysowania	126
11.6.1 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym	127
11.6.2 Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004	127
11.6.3 Sprawdzenie zarysowania płyty fundamentowej pod słupem S6	128
12. Podsumowanie	132
13. Literatura	132
14. Spis rysunków	132

1. Podstawy opracowania

- Temat wydany przez promotora w dniu 27.02.2022
- PN-EN 1990-1-1:2004 Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-1:2004 Oddziaływania na konstrukcje część 1-1: Oddziaływania ogólne Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- PN-EN 1993-1-1:2005 Oddziaływania na konstrukcje część 1-3: Oddziaływania ogólne - obciążenia śniegiem

2. Przedmiot, cel i zakres pracy dyplomowej

Przedmiotem pracy dyplomowej jest konstrukcja budynku biurowo-usługowego o planowanej lokalizacji w Rzeszowie.

Celem jest zaprojektowanie konstrukcji żelbetowej, monolitycznej przedmiotowego budynku.

Zakresem pracy dyplomowej jest:

- projekt wstępny (w tym dobór materiałów i wymiarów, rysunki rzutów i przekrojów budynku),
- opis techniczny,
- zestawienia obciążeń,
- budowa modelu w programie Dlubal RFEM 5.26,
- obliczenia statyczne dla całego budynku,
- wymiarowanie ze względu na SGN i SGU płyty nad wskazaną kondygnacją oraz odcinku belki obwodowej,
- wymiarowanie ze względu na SGN słupa na kondygnacji parteru,
- sprawdzenie płyty fundamentowej pod wybranym słupem,
- wykonanie rysunków wykonawczych zbrojenia projektowanych elementów,

3. Ogólny opis obiektu

Projektowany budynek użytkowo-usługowy będzie obiektem przeznaczonym jako biuro IT. Zlokalizowany będzie w Rzeszowie w województwie podkarpackim. Budynek będzie miał 9 kondygnacji nadziemnych o wysokościach w osiach stropów odpowiednio: 4.0m ,8 x 3.6 m licząc kolejno od parteru. W budynku przewidziano również jedną kondygnację podziemną o wysokości w osiach równej 3.31 m .Wysokość całkowita budynku ponad poziom gruntu wynosi 35.57 m .

W rzucie budynek ma kształt prostokąta o wymiarach w osiach 21.3 m x 45.6 m z zaokrąglonymi narożami o promieniu $R=1,5$ m.

Konstrukcja budynku przewidziana jest jako układ płytowo-słupowy ze stropami krzyżowo zbrojonymi. Szywność budynku zapewnić mają dwa trzony komunikacyjne o wymiarach osiowych w rzucie 810x810 cm oraz 573x810 cm.

W kondygnacji podziemnej zaprojektowano ściany zewnętrzne monolityczne grubości 30 cm w obrysie budynku dzielące go od gruntu.

Budynek jest przykryty stropodachem niewentylowanym z płytą żelbetową o grubości konstrukcyjnej równej 28 cm. Spadek dwóch stopni połaci, uzyskany jest dzięki zastosowaniu wyprofilowanej warstwy z betonu lekkiego o spadku 2%.

Budynek posadowiony jest bezpośrednio na gruncie nośnym za pośrednictwem płyty fundamentowej na głębokościach -4.25 m, oraz -4,65 m pod pogrubieniami płyty. Pogrubienia płyty znajdują się pod słupami wewnętrznymi. Ponadto dwa trzony komunikacyjne posadowione zostały głębiej niż pozostałe fundamenty tj. na głębokości -5.55 m poniżej poziomu gruntu. Zastosowano spadek pogłębienia trzonów w stosunku 1:1, aby umożliwić lepszą współpracę płyty fundamentowej.

W budynku zastosowane zostaną stropy krzyżowo zbrojone grubości 28cm. Nad głównymi słupami wewnętrznymi zostało dogęszczone zbrojenie górne, aby nie doszło do przebiccia płyty stropowej. Spoczniki międzykondygnacyjne klatek schodowych zostały zaprojektowane jako płyta żelbetowa o grubości 16 cm . Same schody to konstrukcja monolityczna o grubości biegu 16 cm.

Powierzchnia zabudowy budynku wynosi 989.51 m². Kubatura brutto budynku wynosi 32 802.26 m³.

4. Charakterystyka konstrukcji

4.1 Fundamenty

Budynek posadowiony będzie na płycie fundamentowej grubości 110 cm o wymiarach 23,3x47,6 m z pogłębieniami pod słupami wewnętrznymi do grubości 150 cm. Ponadto trzony komunikacyjne będą posadowione w pogłębieniu wymaganym ze względu na wyposażenie windowe. Aby umożliwić płycie fundamentowej lepszą współpracę w okolicach trzonów komunikacyjnych zastosowane zostało ukosowanie płyty do pogłębienia w stosunku 1:1. Wielkość odsadzki wynosi 85 cm. Pogłębienia pod słupami wewnętrznymi o widoku w rzucie 4,5x4,5 m z ukosowaniem pod kątem 30st. do gruntu.

Fundamenty wykonane z betonu klasy C35/45 zbrojone stalą żebrowaną RB 500W. Bezpośrednio pod fundamentami warstwa wyrównawcza z „chudego betonu” klasy minimum C8/10 o grubości 10 cm oraz podsypka żwirowa $I_d=0,9$ grubości 20 cm.

4.2 Ściany

Ściany piwnicy grubości 30 cm, monolityczne, z betonu klasy C35/45, zbrojone obustronnie siatkami ze stali żebrowanej RB 500W.

Ściany zewnętrzne osłonowe zaprojektowane jako fasada szklana MB SR50N.

Ściany wewnętrzne działowe uwzględnione w obliczeniach jako obciążenie rozmyte 1,2 kN/m² i nie mogące przekroczyć ciężaru 1 mb ściany równego 3kN.

Ściany trzonów komunikacyjnych grubości 20 cm oraz 25 cm wykonane z betonu klasy C35/45 dla kondygnacji podziemnej i parteru oraz C30/37 dla kondygnacji powtarzalnych, zbrojone siatkami ze stali żebrowanej RB500W.

4.3 Słupy

Słupy wewnętrzne dla kondygnacji podziemnej oraz parteru przekroju 65x65 cm z betonu klasy C35/45. Na kondygnacjach powtarzalnych słupy wewnętrzne o przekroju 60x60 cm z betonu klasy C30/37. Słupy zewnętrzne obwodowe o przekroju 30x60 cm z betonu klasy C35/45 dla parteru oraz C30/37 dla kondygnacji powtarzalnych. Wszystkie słupy zbrojone prętami żebrowanymi ze stali klasy RB 500W.

4.4 Stropy

Stropy żelbetowe monolityczne o grubości 28 cm z betonu klasy C35/45 dla parteru oraz C30/37 dla kondygnacji powtarzalnych. Stropy krzyżowo zbrojone siatkami z prętów ze stali żebrowanej RB 500W w dwóch płaszczyznach siatkami podstawowymi. Siatki podstawowe w płaszczyźnie górnej dodatkowo dozbrajane nad podporami. Dolna siatka podstawowa złożona z prętów o średnicy 12 mm w rozstawie 20 cm dogęszczana prętami o średnicy 8mm. Górna siatka podstawowa złożona z prętów o średnicy 12 mm w rozstawie 20cm dogęszczana prętami o średnicach 12,16,18 mm w strefach przypodporowych.

4.5 Klatka schodowa

Schody żelbetowe monolityczne o grubości płyty 16 cm. wykonane z betonu klasy C30/37 oraz zbrojone prętami żebrowanymi RB 500W. Schody na parterze dwubiegowe lewe 13x15.4x32 cm w każdym biegu. Schody na kondygnacjach powtarzalnych dwubiegowe lewe 12x15x32 cm w każdym z biegu. Spoczniki między piętrowe jako płyta grubości 16 cm zbrojona prętami żebrowanymi klasy RB 500W. Schody dla kondygnacji podziemnej dwubiegowe lewe 10x15x32 cm.

4.6 Belki obwodowe

Belki obwodowe żelbetowe monolityczne o wymiarach 30x80 z betonu klasy C30/37 zbrojone prętami ze stali żebrowanej RB 500W. Średnice prętów głównych użytych do zbrojenia belek wynoszą 12 mm oraz 16 mm. Strzemiona dwucięte z prętów o średnicy 8 mm. Dodatkowe zbrojenie podłużne ze względu na skręcanie z prętów średnicy 16 mm ze stali żebrowanej RB 500W.

4.7 Stropodach

Stropodach niewentylowany o konstrukcji nośnej analogicznej do konstrukcji stropu kondygnacji powtarzalnych. Warstwa spadkowa o nachyleniu 2% na warstwie z betonu lekkiego. Stropodach docieplony 200 mm warstwą styroduru oraz pokryty z wierzchu membraną poliuretanową. Na stropodachu ułożone korytka zbiorcze połączone z rurami spustowymi do odprowadzania wody opadowej. Odprowadzanie wody wewnętrzne.

5. Pozostałe elementy budynku

5.1 Izolacje przeciwwodne

Jako izolacja przeciwwodna podziemia budynku użyta zostanie masa KMB weber.tec Superflex 10 o grubości warstwy 4 mm.

Izolacje stropodachu pełnić będzie membrana poliuretanowa HYPERDESMO CLASSIC marki AlchiPoznań.

5.2 Izolacje termiczne i akustyczne

Fasada szklana MB-SR50N HI o współczynniku przenikania ciepła: U_f od 0,94 W/m² K.

Izolacja termiczna stropodachu wykonana będzie z dwóch warstw styroduru XPS PRIME D 100mm od firmy SYNTHOS.

Posadzka w piwnicy ocieplona zostanie 100 mm warstwą styroduru XPS PRIME D od firmy SYNTHOS.

W stropach budynku jako izolacja akustyczna użyty zostanie 50 mm warstwa styropianu Alfa Podłoga od firmy YETICO.

5.3 Tynki i wykończenia sufitów

We wnętrzu budynku w piwnicy użyty będzie tynk ATLAS CERMIT BA-M.

Dla kondygnacji powtarzalnych oraz w stropie nad parterem zastosowany będzie sufit podwieszony o lekkiej konstrukcji z płyt g-k na ruszcie stalowym umożliwiającym wygodne rozłokowanie przewodów instalacyjnych budynku.

5.4 Instalacje

Budynek będzie uzbrojony w instalacje wodociągową, sanitarną, gazową oraz elektryczną. Ponadto budynek zostanie wyposażony w wentylację mechaniczną.

6.Zestawienie obciążeń

6.1 Ciężar własny oraz obciążenia użytkowe

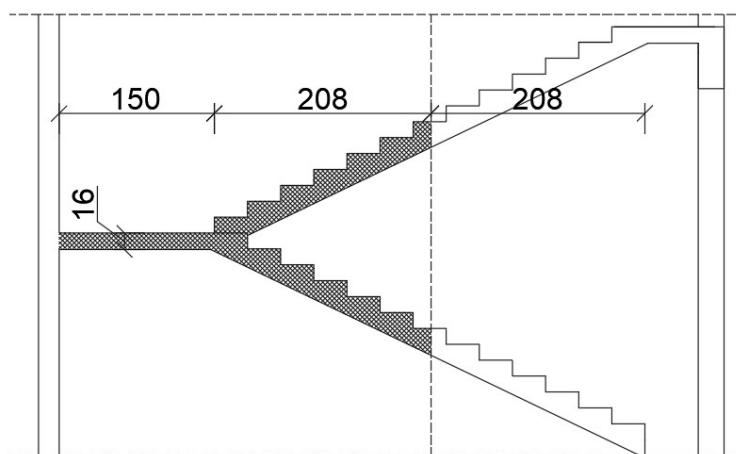
Płyta fundamentowa			
	Nazwa	Obciążenie na m3 [kN/m3]	Obciążenie na m2 [kN/m2]
1	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm	-	0,45
2	Wylewka betonowa 40mm	22	0,88
3	folia budowlana PE	-	-
4	Styrodur SYNTHOS XPS PRIME D 100mm	0,45	0,05
5	Płyta fund. 600mm	25	15,00
6	Masa KMB weber.tec Superflex 10 4mm	7	0,03
7	chudy beton 100mm	22	2,20
		suma	18,60
8	Obciążenie użytkowe piwnicy (pow. handlowe)	-	4,00
9	Obciążenie rozmyte od ścianek działowych	-	1,20
		suma	5,20

Strop parteru			
	Nazwa	Obciążenie na m3 [kN/m3]	Obciążenie na m2 [kN/m2]
1	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm	-	0,45
2	Wylewka betonowa 40mm	22	0,88
3	Folia paroizolacyjna ISOVER Stopair 1104	-	-
4	Styropian Yetico Alfa Podłoga 50 mm	0,45	0,02
5	Folia PE	-	-
6	Płyta żelbetowa 280mm	25	7,00
7	Tynk ATLAS CERMIT BA-M	-	0,03
8	Ciężar instalacji	-	0,40
		suma	8,78
9	Obciążenie użytkowe stropu (pow. biurowe)	-	3,00
10	Obciążenie rozmyte od ścianek działowych	-	1,20
		suma	4,20

Strop kondygnacji powtarzalnej			
	Nazwa	Obciążenie na m3 [kN/m3]	Obciążenie na m2 [kN/m2]
1	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm	-	0,45
2	Wylewka betonowa 40mm	22	0,88
3	Folia paroizolacyjna ISOVER Stopair 1104	-	-
4	Styropian Yetico Alfa Podłoga 50 mm	0,45	0,02
5	Folia PE	-	-
6	Płyta żelbetowa 280mm	25	7,00
7	Sufit podwieszany (płyty g-k na ruszcie stalowym) 180 mm	-	0,08
8	Ciężar instalacji	-	0,40
		suma	8,83
9	Obciążenie użytkowe stropu (pow. biurowe)	-	3,00
10	Obciążenie rozmyte od ścianek działowych	-	1,20
		suma	4,20

Stropodach			
	Nazwa	Obciążenie na m3 [kN/m3]	Obciążenie na m2 [kN/m2]
1	Membrana poliuretanowa HYPERDESMO CLASSIC	14,00	0,02
2	2x styrodur SYNTHOS XPS PRIME D 100mm	0,45	0,09
3	warstwa spadkowa z betonu lekkiego 2°	18,00	max (3,96)
4	Folia paroizolacyjna ISOVER Stopair 1104	-	-
5	Płyta żelbetowa 280mm	25,00	7,00
6	Sufit podwieszany (płyty g-k na ruszcie stalowym) 180 mm	-	0,08
7	Ciężar instalacji	-	0,4
		suma	11,55
8	Obciążenie użytkowe (kategoria H)	-	1,00
9	Śnieg	-	0,48-0,96
		suma	1,48-1,96
		Obciążenie na m3	Obciążenie na mb
10	żelbetowa attyka 250x850mm	25,00	5,31
11	docieplenie attyki 2x styrodur SYNTHOS XPS PRIME D 100mm	0,45	0,09
		suma	5,40

Sciana Ostonowa (Fasada szklana)				
	Nazwa	Obciążenie na m2 [kN/m2]	Obciążenie na mb [kN/m]	Obciążenie na mb [kNm/m] max mimośród 325 mm
1	System fasadowy MB-SR50N (parter H=4m)	1,69	6,76	2,20
2	System fasadowy MB-SR50N (kondyg. powtarzalna H=3.6m)	1,69	6,08	1,98



Obciążenie z biegu klatki schodowej (długość połowy biegu równa 2,08m)					
	Nazwa	Obciążenie na m2 [kN/m2]	Obciążenie charakt. na mb [kN/m]	γ	Obciążenie oblicz. na mb [kN/m]
1	Płyta żelbetowa długości 150 cm i grubości 16 cm	4,00	6,00	1,35	8,10
2	Płyta żelbetowa schodów grubości 16 cm (A=0,52m2)	-	13,00		17,55
		suma	19,00		25,65
3	Obciążenie użytkowe	4,00	14,32	1,5	21,48
		suma	14,32		21,48

6.2 Obciążenia od śniegu wg PN-EN 1991-1-3

Lokalizacja budynku: Rzeszów (średnia wysokość $A := 291 \cdot m$ n.p.m.)

Warunki normalne przypadek A wg Ec1 3.2

Współczynniki ψ_0, ψ_1, ψ_2 wg [1] pkt. 4.2 Tablica 4.1

Tablica 4.1 Zalecane wartości współczynników ψ_0, ψ_1 i ψ_2 dla różnych lokalizacji budynków

Region	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Finlandia Islandia Norwegia Szwecja	0,70	0,50	0,20
Pozostałe państwa członkowskie CEN dla miejsc położonych na wysokości $H > 1000$ m powyżej poziomu morza	0,70	0,50	0,20
Pozostałe państwa członkowskie CEN dla miejsc położonych na wysokości $H \leq 1000$ m powyżej poziomu morza	0,50	0,20	0,00

wartość kombinacyjna $\psi_0 := 0.5$

wartość częsta $\psi_1 := 0.2$

wartość quasi-stała $\psi_2 := 0$

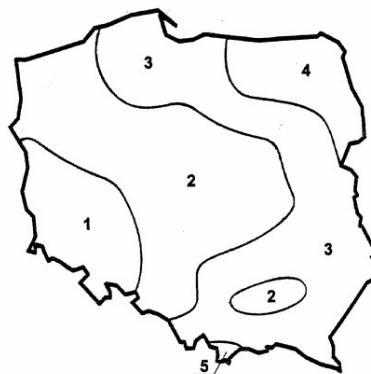
6.2.1 Wartość charakterystyczna s_k obciążenia śniegiem wg EN 1991 1-3

rysunek C.13

Mapa obciążenia śniegiem gruntu w Polsce

Strefa	$s_k, kN/m^2$
1	$0,007A - 1,4; s_k \geq 0,70$
2	0,9
3	$0,006A - 0,6; s_k \geq 1,2$
4	1,6
5	$0,93 \exp(0,00134A); s_k \geq 2,0$

UWAGA: A = Wysokość nad poziomem morza (m)



Rysunek C.13

$$\text{Dla Rzeszowa: } s_k := \max \left(0,006 \frac{kN}{m^3} \cdot A - 0,6 \frac{kN}{m^2}, 1,2 \frac{kN}{m^2} \right) = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

6.2.2 Układy obciążeń

Wg EN 1991 1-3 Tablica A.1 warunki normalne Przypadek A, brak wyjątkowych opadów, brak wyjątkowych zamieci.

Rozważamy trwałą i przejściową sytuację obliczeniową

Równomierne obciążenie dachu

$$\mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Nierównomierne obciążenie dachu

$$\mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Współczynnik termiczny

$C_t := 1.0$ dach bez wysokiego współczynnika przewodzenia ciepła wg EN 1993 1-1 5.2 (8)

$C_e := 1.0$ Teren normalny wg EN 1993 1-1 Tablica 5.1

6.2.3 Współczynniki kształtu dachu

$\alpha := 1.15^\circ$ kąt nachylenia połaci dachu (2%)

Tablica 5.2: Współczynniki kształtu dachu

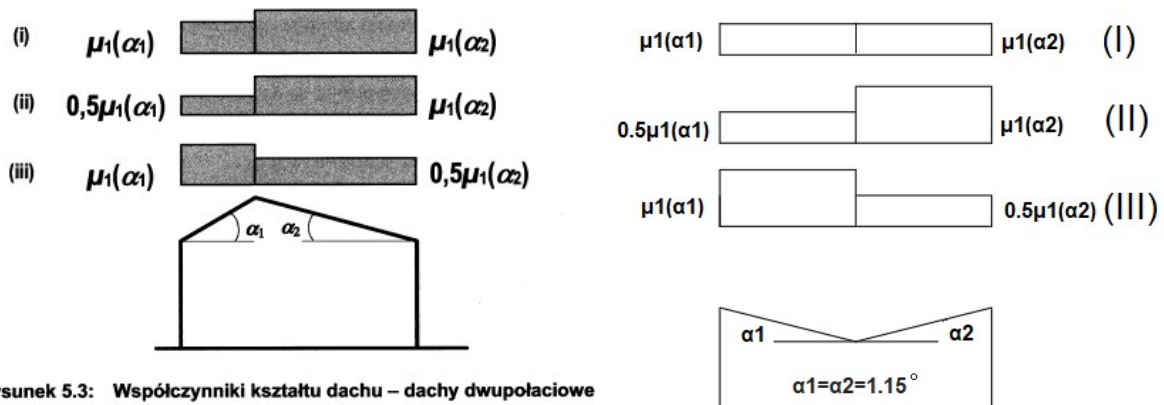
Kąt spadku dachu α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Wg EN 1991 1-3

$$\mu_1 := 0.8$$

Dach w rozpatrywanym budynku jest dachem dwupołaciowym

Wg Normy :



Rysunek 5.3: Współczynniki kształtu dachu – dachy dwupołaciowe

6.2.4 Obciążenia połaci

Równomierne obciążenie dachu $S := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.96 \frac{kN}{m^2}$

Nierównomierne obciążenie dachu $S_1 := 0.5 \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.48 \frac{kN}{m^2}$

6.2.5 Nawisy śnieżne na krawędzi dachu

Z uwagi na położenie poniżej 800 m n.p.m. nie uwzględniono. wg EN 1991 1-3 6.3 (1)

6.3 Obciążenia od wiatru

Obciążenia od wiatru nie zostały uwzględnione, ponieważ w budynku zlokalizowane są dwa masywne centralne trzony komunikacyjne o dużej sztywności.

7. Obliczenia statyczne

7.1 Opis modelu

Model obliczeniowy został utworzony w programie Dlubal RFEM 5.26. Normy projektowe na których bazował program to odpowiednio:

- PN-EN 1990-1-1:2004
- PN-EN 1991-1-1:2004
- PN-EN 1992-1-1:2008
- PN-EN 1993-1-1:2005
- PN-EN 1997-1-1:2008

Wykonany został model obliczeniowy całego budynku posadowionego na podłożu gruntowym. Podłoże gruntowe składa się z 3 warstw o miąższościach odpowiednio 2 m, 5 m oraz 8 m. Warstwy gruntu zgodne z załączonym poniżej obrazkiem.

Warstwa nr	A Grunt	B	C Grubość Δt [m]	D Rzędna BL Z [m]
1	1 - Zwir dobrze uziarniony (GW)		2.000	2.000
2	2 - Piasek, równozarnisty (gruby)		5.000	7.000
3	3 - Mieszanka zwir-piasek+ił, Zwir ilasty (GC)		8.000	15.000

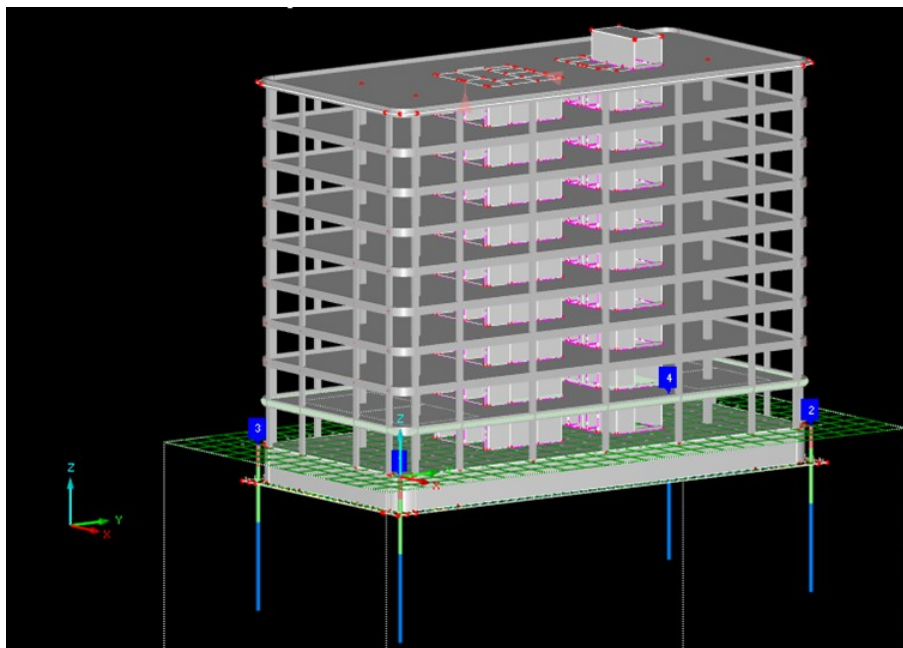
Warstwy gruntowe zostały zamodelowane jako 4 identyczne rdzenie rozlokowane w narożach płyty fundamentowej. Następnie ośrodek gruntowy został wygenerowany przy użyciu RF-SOILIN.

W modelu zastosowane zostały korekcje sztywności dla belek obwodowych oraz przy pogrubieniach płyty fundamentowej z powodu modelowania tychże elementów w ich środkach ciężkości. Korekcja sztywności ma na celu uwzględnienie rzeczywistego ułożenia tychże elementów w stosunku do stropu czy płyty fundamentowej.

Obciążenia z klatek schodowych zostało zamodelowane jako obciążenie liniowe. Obciążenia od fasady szklanej zostały przyłożone do modelu jako obciążenie liniowe oraz jako moment skręcający.

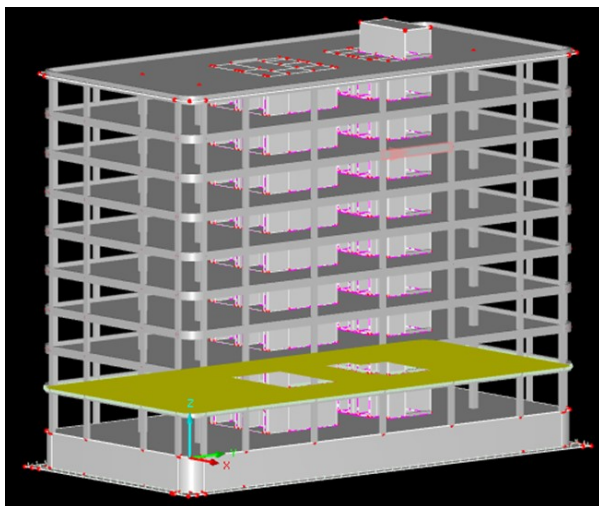
Obciążenia stałe od warstw wykończeniowych, jak i obciążenia zmienne zostały przyłożone do modelu jako obciążenia powierzchniowe.

Widok modelu obliczeniowego wraz z zamodelowanymi rdzeniami ośrodka gruntowego w narożach płyty fundamentowej

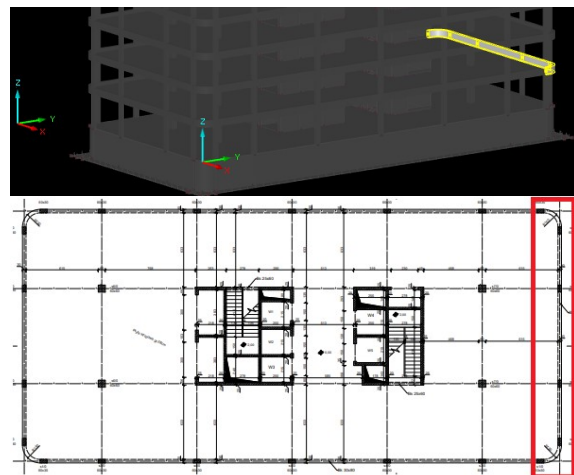


Projektowane elementy

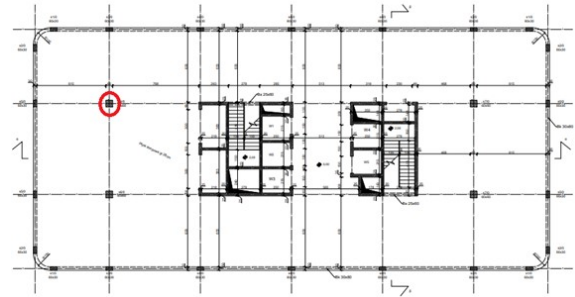
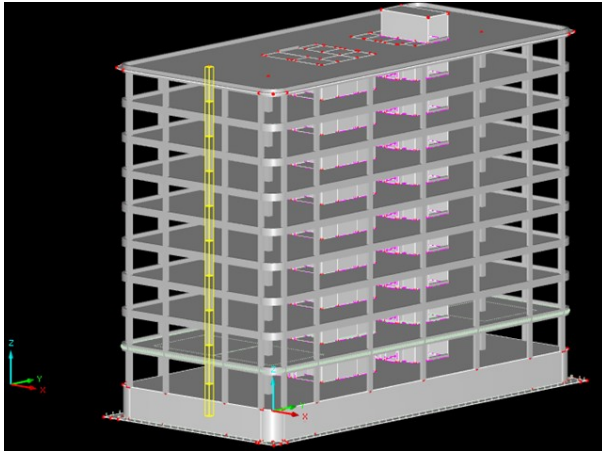
Projektowany strop nad parterem



Projektowana belka wieloprzęsłowa



Projektowany słup S6 na wysokości parteru

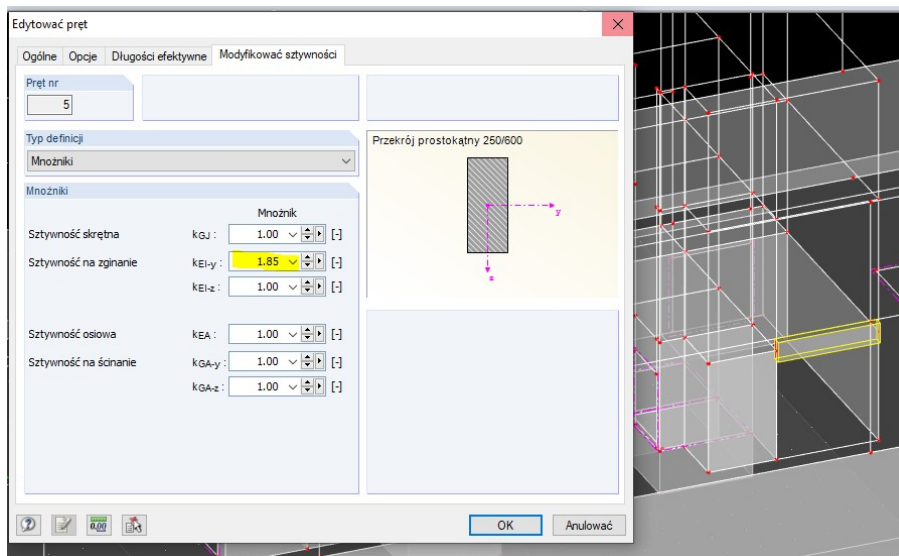


Uwaga ! Pod widocznym wyżej słupem sprawdzona została również płyta fundamentowa

Modyfikacja sztywności belki podspornikowej schodów

$$h_{bs} := \frac{0.25 \text{ m} \cdot (0.60 \text{ m})^3}{12}$$

$$h_{bs.mod} := \frac{0.25 \text{ m} \cdot (0.60 \text{ m})^3}{12} + 0.25 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} \cdot (0.16 \text{ m})^2$$

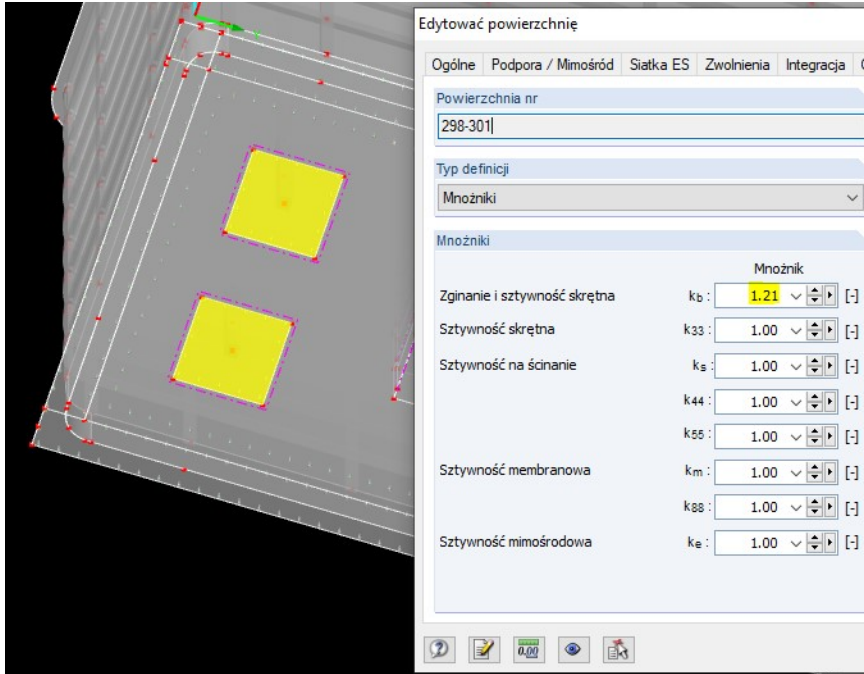


$$\beta_{belka} := \frac{h_{bs.mod}}{h_{bs}} = 1.85$$

Modyfikacja sztywności fundamentów pogrubionych pod słupami i ścianą fundamentową

$$h_f := \frac{1 \text{ m} \cdot (1.5 \text{ m})^3}{12}$$

$$h_{f.mod} := h_f + 1 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (0.20 \text{ m})^2$$

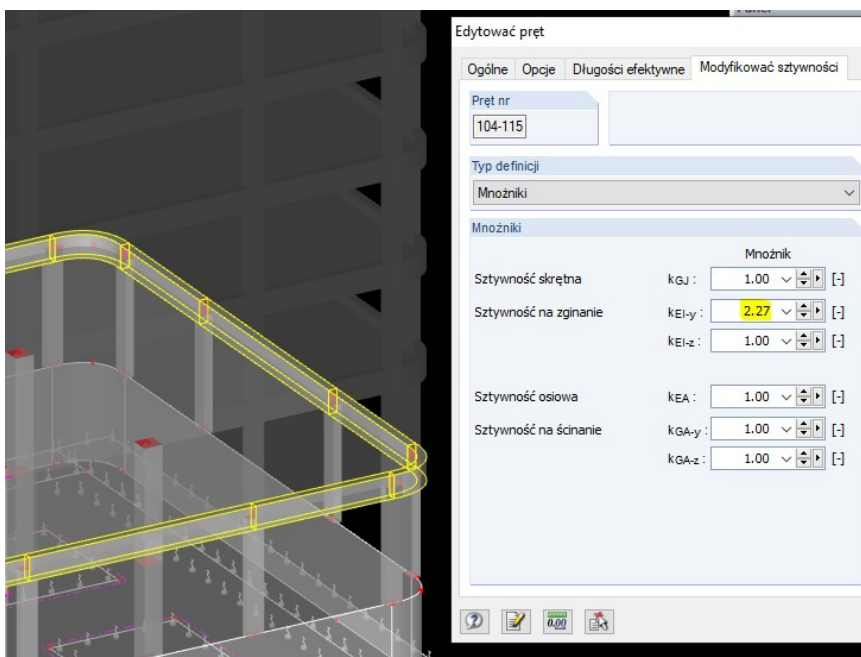


$$\frac{h_{f.mod}}{h_f} = 1.213$$

Modyfikacja sztywności belki obwodowej

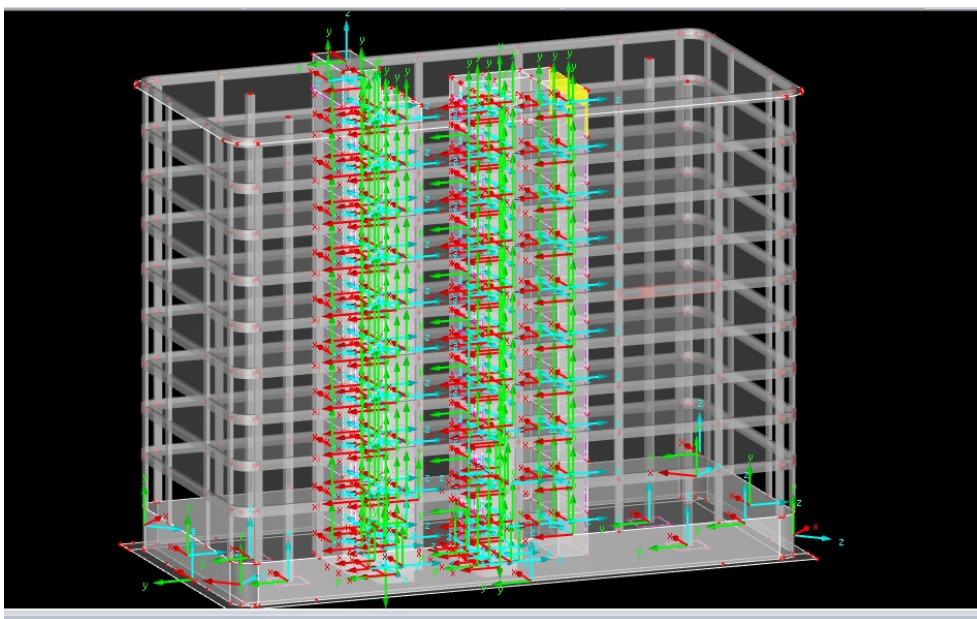
$$h_{b.obw} := \frac{0.3 \text{ m} \cdot (0.80 \text{ m})^3}{12}$$

$$h_{b.obw.mod} := \frac{0.3 \text{ m} \cdot (0.80 \text{ m})^3}{12} + 0.3 \text{ m} \cdot 0.80 \text{ m} \cdot (0.26 \text{ m})^2$$

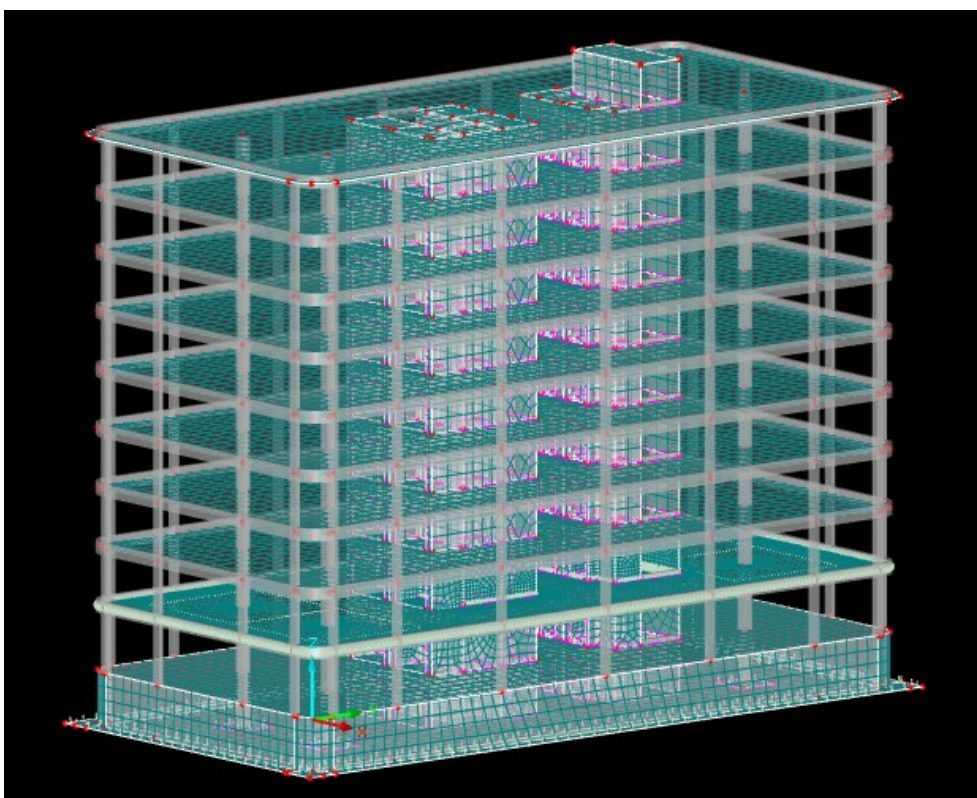


$$\frac{h_{b.obw.mod}}{h_{b.obw}} = 2.27$$

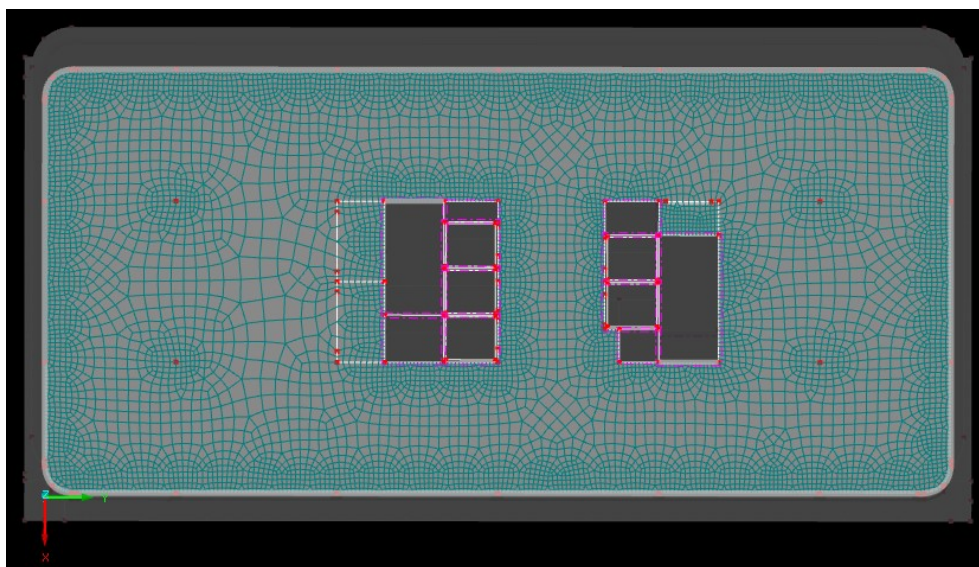
Układy lokalne paneli modelu



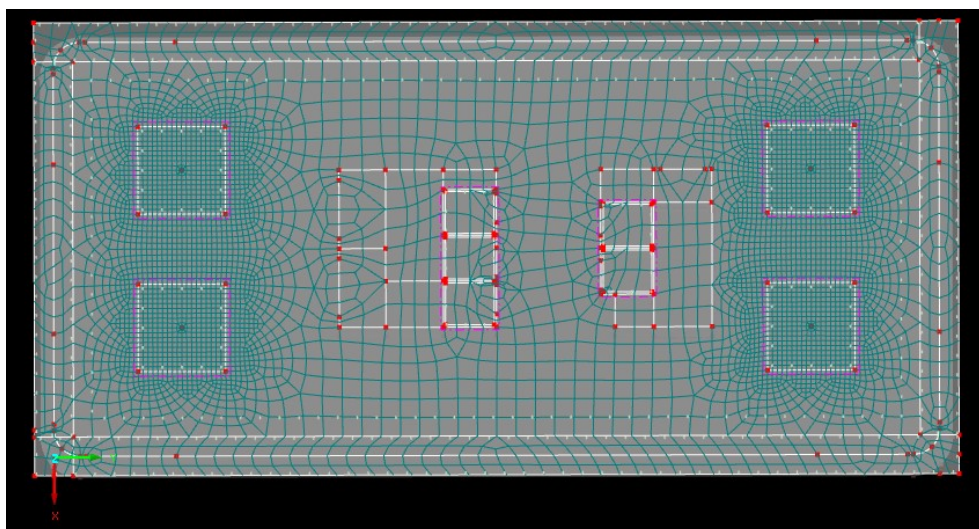
Podstawowa siatka ES dla całego budynku (oczko siatki 1 m)



Lokalne dogęszczenia siatki ES dla projektowanego stropu budynku (dogęszczenie do siatki o oczku 0,2 m)



Lokalne dogęszczenia siatki ES dla płyty fundamentowej (dogęszczenie do siatki o oczku 0,2 m pod słupami)



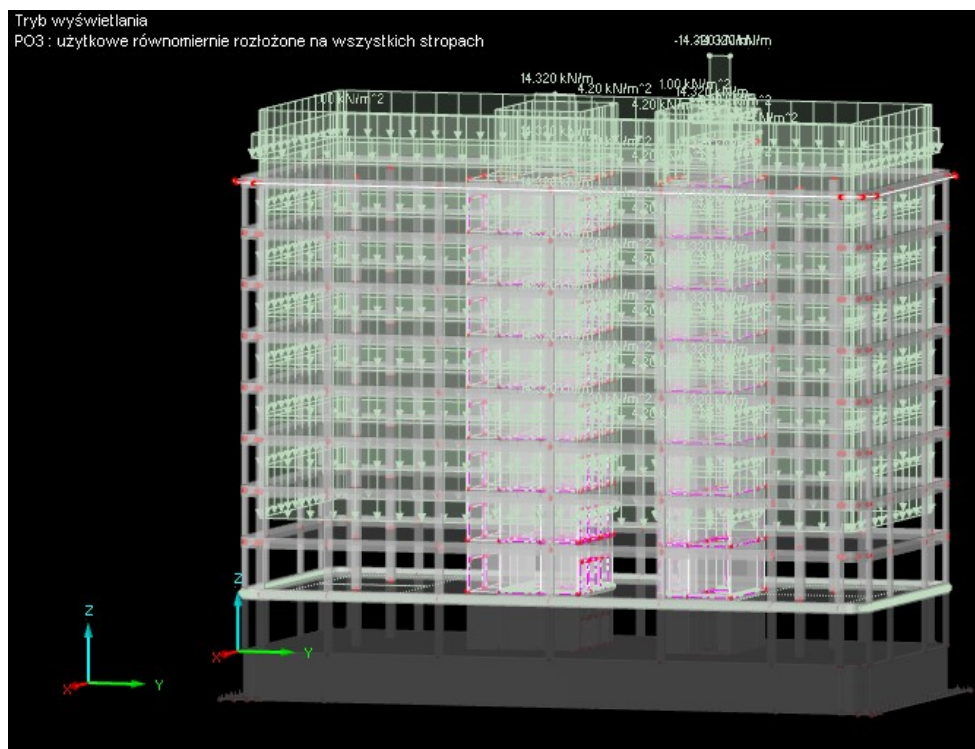
7.2 Kombinacje oddziaływań

7.2.1 Obciążenia stałe dodatkowe

Obciążenia stałe od warstw wykończeniowych stropów oraz stropodachów zostały przyłożone do modelu jako obciążenia powierzchniowe. Ciężar schodów wraz z warstwami wykończeniowymi został przyłożony do belek klatek schodowych jako obciążenie liniowe. Ciężar fasady szklanej przyłożony został do modelu jako obciążenie liniowe oraz jako moment skręcający. Z racji, iż budynek ma przeznaczenie biurowo-usługowe uwzględniony został ciężar instalacji podwieszonych do stropów o wartości $0,4 \text{ kN/m}^2$.

7.2.2 Schematy rozłożenia obciążeń użytkowych dla stropów za wyjątkiem stropu nad parterem

Obciążenie zmienne użytkowe dla wszystkich kondygnacji za wyjątkiem projektowanego stropu (PO3) zostało równomiernie rozłożone na całych powierzchniach. Przypadek PO3 będzie kombinowany z każdym z 25 przypadków obciążenia dla stropu nad parterem.

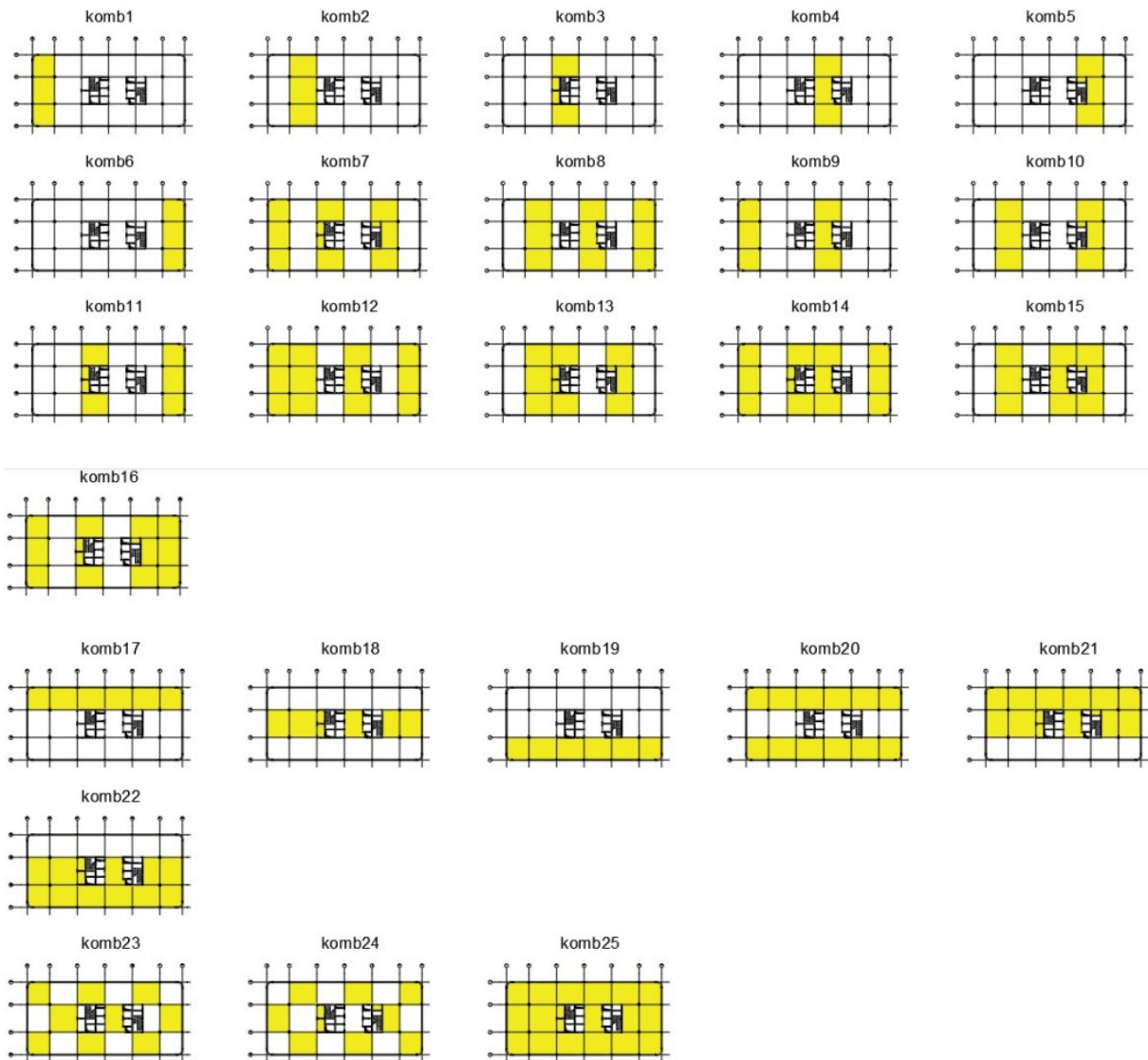


Dla przejrzystości widoku obciążenia w przypadku PO3 wyłączony został widok kondygnacji poniżej stropu nad parterem. Nie oznacza to jednak że w przypadku PO3 powierzchnie poniżej stropu nad parterem są nie obciążone obciążeniem q .

7.2.3 Schematy rozłożenia obciążeń użytkowych dla stropu nad parterem

Kombinacje obciążeń użytkowych dla projektowanego stropu zostały utworzone na podstawie schematów pasmowych oraz dwóch schematów szachownicowych w celu uzyskania maksymalnych momentów skręcających w belkach obwodowych.

Uzyskano 25 różnych kombinacji dla stropu nad parterem, które nie łączą się razem ze sobą, dzięki czemu nie dochodzi do dublowania się obciążenia. Przypadek z obciążeniem zmiennym na wszystkich stropach za wyjątkiem stropu nad parterem (PO3) zawsze jest kombinowany z którąś z 25 kombinacji dla projektowanego stropu.



8. Wymiarowanie wybranych elementów konstrukcyjnych - Płyta stropowa nad kondygnacją parteru

8.1 Dane wstępne

Beton:

Klasa betonu:	C 30/37
Współczynnik bezpieczeństwa dla betonu (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2):	$\gamma_c := 1.4$
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie (tablica 3.1):	$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$
Wytrzymałość średnia na ściskanie (tablica 3.1):	$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$
Współczynnik od efektów długotrwałych i niekorzystnych wpływów (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 3.6.1, str. 30):	$\alpha_{cc} := 1.0$
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.43 \text{ MPa}$
Sieczny moduł sprężystości betonu odczytany z tablicy 3.1 (PN-EN 1992-1-1:2008):	$E_{cm} := 32 \text{ GPa}$
Redukcja siecznego modułu sprężystości betonu ze względu na typ kruszywa:	$E_{cm} := 34 \text{ GPa} \cdot 0.7 = 23.8 \text{ GPa}$

Stal:

Klasa stali:	RB 500 W
Współczynnik bezpieczeństwa dla stali (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2):	$\gamma_s := 1.15$
Charakterystyczna granica plastyczności:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Obliczeniowa granica plastyczności dla stali:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali:	$E_s := 200 \text{ GPa}$

Klasa ekspozycji:

Klasę ekspozycji przyjęta **XC3**

Średnice prętów zbrojeniowych:

Średnicę prętów zbrojeniowych przyjęto:

$$\begin{aligned}\phi_8 &:= 8 \text{ mm} \\ \phi_{12} &:= 12 \text{ mm} \\ \phi_{16} &:= 16 \text{ mm} \\ \phi_{18} &:= 18 \text{ mm}\end{aligned}$$

Otulina prętów zbrojeniowych:

Zalecana klasa konstrukcji
(PN-EN 1992-1-1:2008, pkt. 4.4.1.2(5), str. 45):

S4

Przyjęta klasa konstrukcji
(PN-EN 1992-1-1:2008, tab. 4.3N, str. 45):

S3

Otulenie minimalne ze względu na przyczepność
(PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.2):

$$c_{min.b} := \phi_{12} = 12 \text{ mm}$$

Otulenie minimalne ze względu na trwałość stali zbrojeniowej
(PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.4N):

$$c_{min.dur} := 20 \text{ mm}$$

Dodatek ze względu na odchyłkę
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.3):

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 6):

$$\Delta c_{dur.y} := 0 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa od zastosowanej stali
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 7)

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa za względu na
zastosowanie ochrony betonu
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 8)

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$$

Minimalne otulenie zbrojenia

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.y} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

Nominalne otulenie zbrojenia:

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm}$$

Wysokość płyty:

$$h_{pt} := 28 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna płyty:

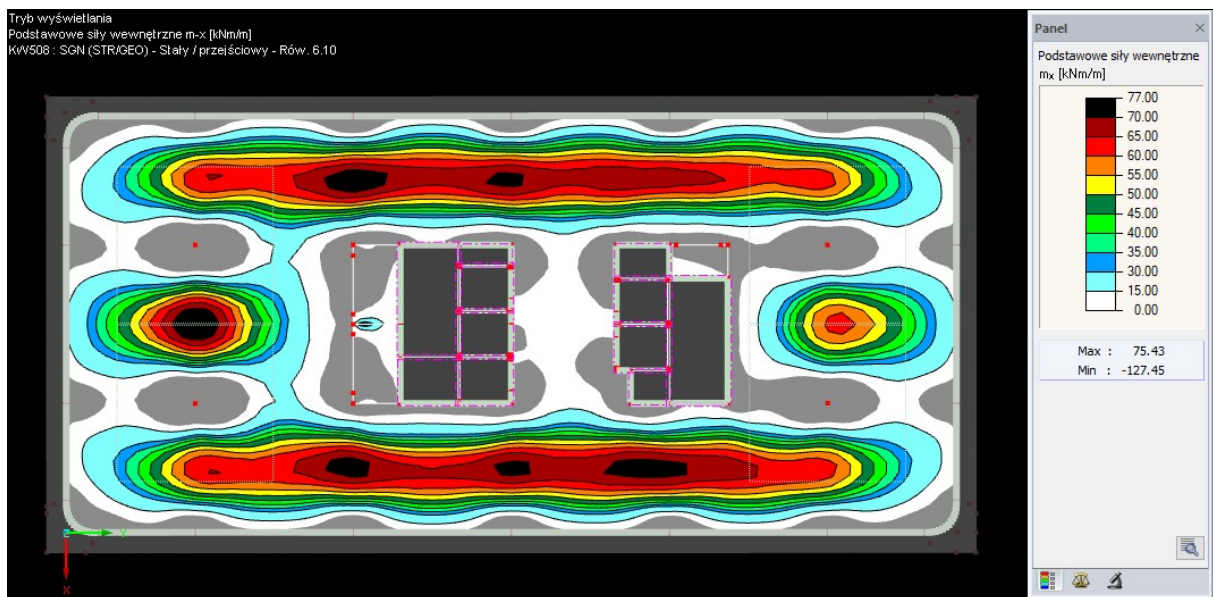
$$d_{yy} := h_{pt} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{12} = 23.2 \text{ cm}$$

$$d_{xx} := h_{pt} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{12} = 24.4 \text{ cm}$$

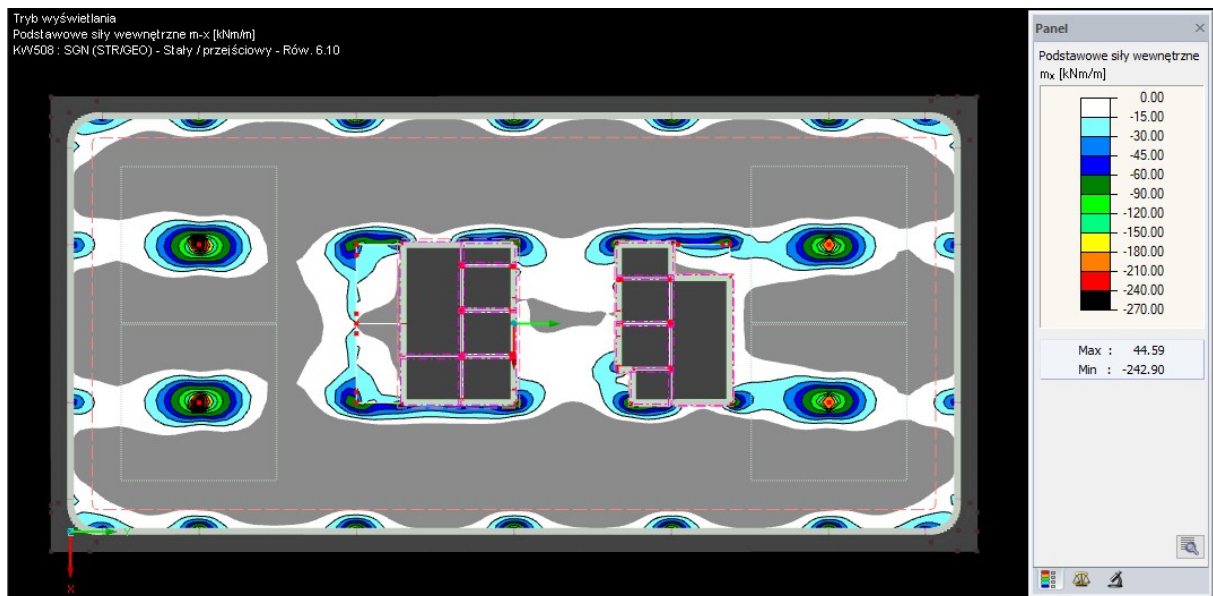
$$d_{yy.pod} := h_{pt} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{16} = 24.2 \text{ cm}$$

$$d_{xx.pod} := h_{pt} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{16} = 22.6 \text{ cm}$$

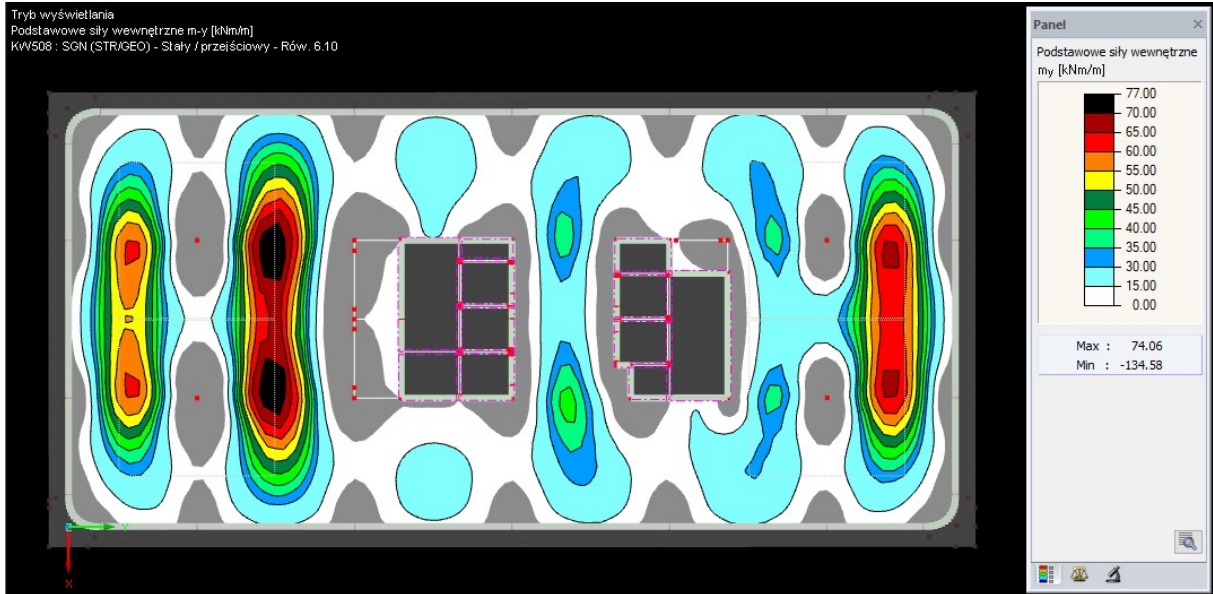
8.2 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGN Obwiednia dolna -momenty przęsłowe Mx- kombinacja SGN



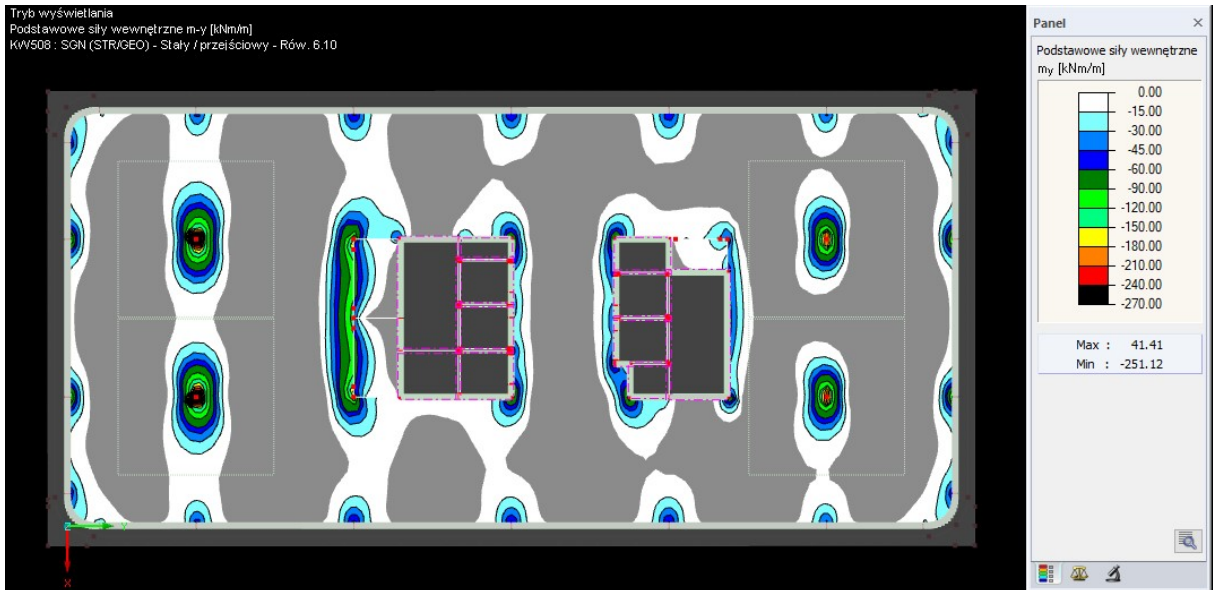
Obwiednia górna -momenty podporowe Mx- kombinacja SGN



Obwiednia dolna - momenty przesłowe M_y - kombinacja SGN



Obwiednia górna - momenty podporowe M_y - kombinacja SGN



8.3 Sprawdzenie stanów granicznych nośności

8.3.1 Zbrojenie minimalne i maksymalne:

Dane:

Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe (EC2, tab. 3.1, str. 26):

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

Charakterystyczna granica plastyczności:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Średnia szerokość strefy rozciąganej:

$$b_{pt} := 1 \text{ m}$$

Wysokość płyty:

$$h_{pt} = 28 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna płyty w przekroju przęsłowym:

$$d_{xx} = 24.4 \text{ cm}$$

$$d_{yy} = 23.2 \text{ cm}$$

Współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju przy zginaniu (EC2, pkt. 7.3.2(7.2), str. 110):

$$k_c := 0.4$$

Współczynnik zależący od nierównomiernych, samo równoważących się naprężeń (przy $h_{pt} \leq 300 \text{ mm}$):

$$k := 1.0$$

Efektywna wytrzymałość betonu na rozciąganie

$$f_{ct,eff} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$$

Pole przekroju płyty

$$A_c := h_{pt} \cdot b_{pt} = 0.28 \text{ m}^2$$

Pole przekroju strefy rozciąganej:

$$A_{ct} := 0.5 \cdot A_c = 1400 \text{ cm}^2$$

Maksymalne dozwolone naprężenie w zbrojeniu

(wg. EC2, tab. 7.2N, str. 112 dla $\phi_{12} = 12 \text{ mm}$ i $w_k = 0.3 \text{ mm}$):

$$h_{cr} := 0.5 \cdot h_{pt}$$

Średnice dostosowane do Tablicy 7.2N

$$\phi_{s,xx}' := \frac{\phi_{12}}{\frac{f_{ct,eff}}{2.9 \text{ MPa}} \cdot \frac{5 \cdot k_c \cdot h_{cr}}{h_{pt}}} = 17.1 \text{ mm}$$

$$\phi_{s,yy}' := \frac{\phi_{12}}{\frac{f_{ct,eff}}{2.9 \text{ MPa}} \cdot \frac{5 \cdot k_c \cdot h_{cr}}{h_{pt}}} = 17.1 \text{ mm}$$

Naprężenia w stali dla średnic dostosowanych według Tablicy 7.2N (wartości interpolowane)

$$\sigma_{s,\phi_{12}} := 245 \text{ MPa} \text{ dla pręta } \phi_{12} \text{ wk}=0.3\text{mm} \text{ uwzględniając } \phi_s'$$

Z uwagi na ograniczenie powstawaniu rys założono dopuszczalne naprężenia w stali takie jak dla średnic siatek podstawowych $\sigma_{s,\phi_{12}} = 245 \text{ MPa}$

Zbrojenie minimalne:

$$A_{s.min.1.xx} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pt} \cdot d_{xx} = 3.68 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 9.2.1.1, str. 139})$$
$$A_{s.min.2.xx} := 0.0013 \cdot b_{pt} \cdot d_{xx} = 3.17 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 9.2.1.1, str. 139})$$
$$A_{s.min.3.xx} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s,\phi 12}} = 4.64 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 7.3.2(7.1), str. 110})$$
$$A_{s.min.1.yy} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pt} \cdot d_{yy} = 3.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 9.2.1.1, str. 139})$$
$$A_{s.min.2.yy} := 0.0013 \cdot b_{pt} \cdot d_{yy} = 3.02 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 9.2.1.1, str. 139})$$
$$A_{s.min.3.yy} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s,\phi 12}} = 4.64 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 7.3.2(7.1), str. 110})$$
$$A_{s.min.x} := \max(A_{s.min.1.xx}, A_{s.min.2.xx}, A_{s.min.3.xx}) = 4.64 \text{ cm}^2$$
$$A_{s.min.y} := \max(A_{s.min.1.yy}, A_{s.min.2.yy}, A_{s.min.3.yy}) = 4.64 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie maksymalne:

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 112 \text{ cm}^2 \quad (\text{EC2, pkt. 9.2.1.1(3), str. 139})$$

8.3.2 Maksymalny i minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych dla płyty

wartość k_1 (EC2, pkt. 8.2(2))	$k_1 := 1.0$
wartość k_2 (EC2, pkt. 8.2(2))	$k_2 := 5 \text{ mm}$
maksymalny wymiar ziarna kruszywa	(przyjęty beton frakcji 16/8) $d_k := 16 \text{ mm}$
maksymalna średnica pręta	$\phi_{18} = 18 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych płyty (EC2, pkt. 9.3.1.1(3))

$$S_{max} := \min(2 \cdot h_{pt}, 250 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$$

Minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych płyty

$$S_{min} := \max(\phi_{18} \cdot k_1, d_k + k_2, 20 \text{ mm}) = 2.1 \text{ cm}$$

8.3.3 Nośność zbrojenia minimalnego

Zbrojenie minimalne wymagane

$$A_{s.min.xx} = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min.yy} = 4.64 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie minimalne przyjęte
w dwóch kierunkach (ϕ_{12} co 20cm)

$$A_{s.min} := 5.65 \text{ cm}^2$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff} := \frac{A_{s.min} \cdot f_{yd}}{1 \text{ m} \cdot f_{cd}} = 1.15 \text{ cm}$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$x_{eff} \leq \xi_{eff.lim} \cdot d_{xx} = 1$$

$$x_{eff} \leq \xi_{eff.lim} \cdot d_{yy} = 1$$

Nośność dla zbrojenia siatki dolnej
układanej równoległe do dłuższego boku

$$M_{Rd.y} := A_{s.min} \cdot f_{yd} \cdot (d_{yy} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 55.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nośność dla zbrojenia siatki dolnej
układanej równoległe do krótszego boku

$$M_{Rd.x} := A_{s.min} \cdot f_{yd} \cdot (d_{xx} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 58.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nośność dla zbrojenia siatki górnej
układanej równoległe do dłuższego boku

$$M_{Rd.y.g} := A_{s.min} \cdot f_{yd} \cdot (d_{yy.pod} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 58.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

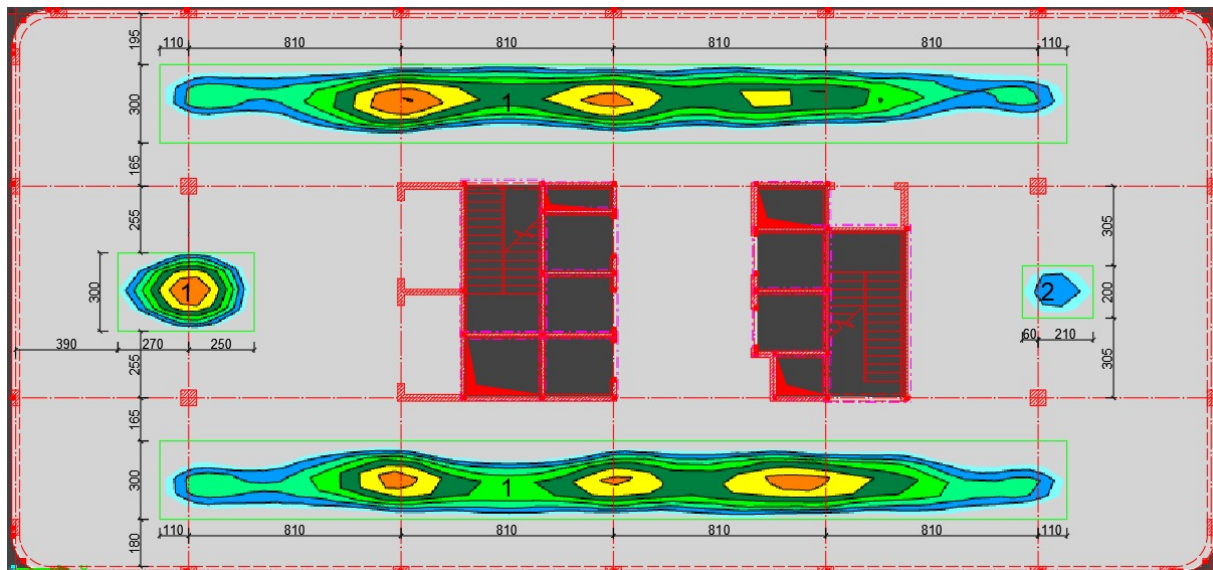
Nośność dla zbrojenia siatki górnej
układanej równoległe do krótszego boku

$$M_{Rd.x.g} := A_{s.min} \cdot f_{yd} \cdot (d_{xx.pod} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 54.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

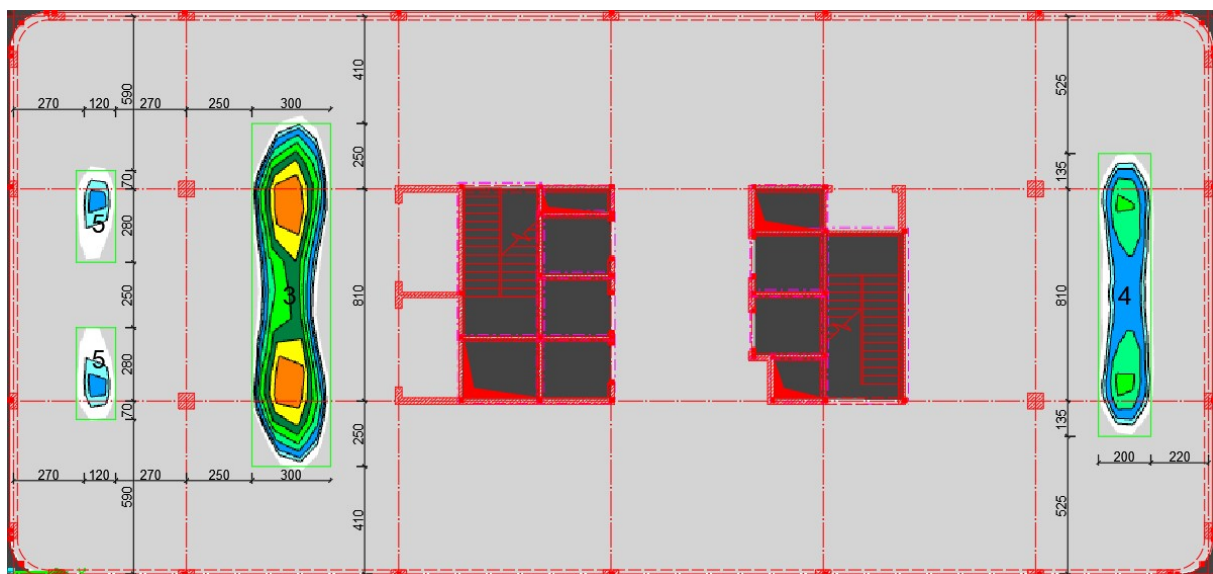
Zastosowane będą siatki podstawowe złożone z prętów ϕ_{12} w rozstawie co 20 cm zarówno dla powierzchni górnej jak i dolnej.

8.3.4 Obszary wymagające dozbrojenia siatki podstawowej

Obszary dozbrojenia siatki dolnej w kierunku równoległym do krótszego boku



Obszary dozbrojenia siatki dolnej w kierunku równoległym do dłuższego boku



- 1) Moment przęsłowy wymiarujący
- 2) Moment przęsłowy wymiarujący
- 3) Moment przęsłowy wymiarujący
- 4) Moment przęsłowy wymiarujący
- 5) Moment przęsłowy wymiarujący

$$M_{xx.1.prz} := 75.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

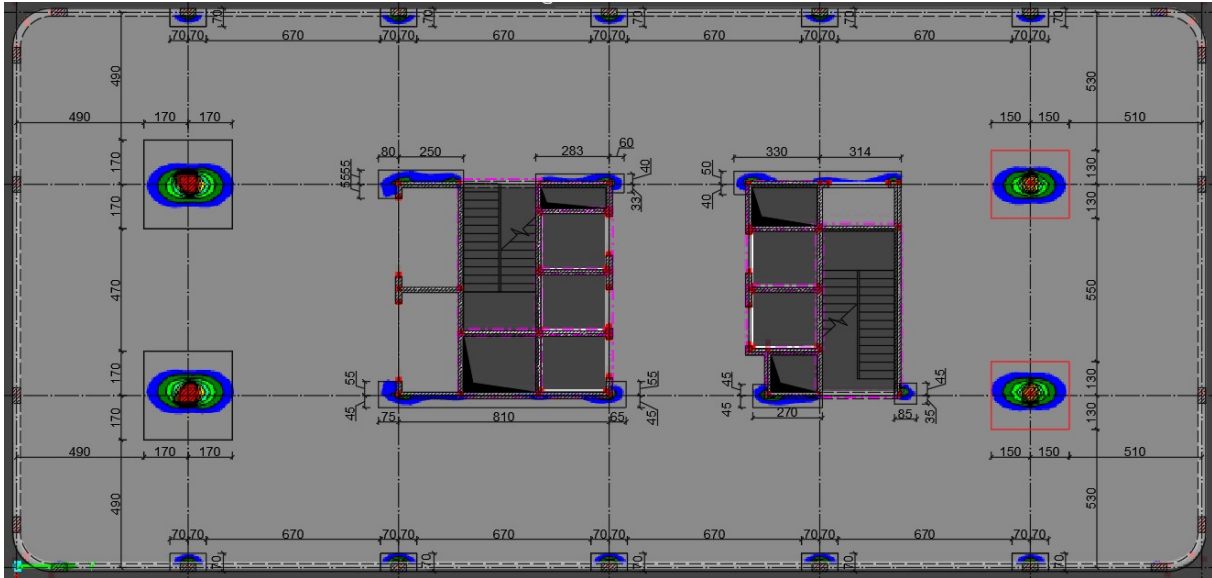
$$M_{xx.2.prz} := 63.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.3.prz} := 74.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

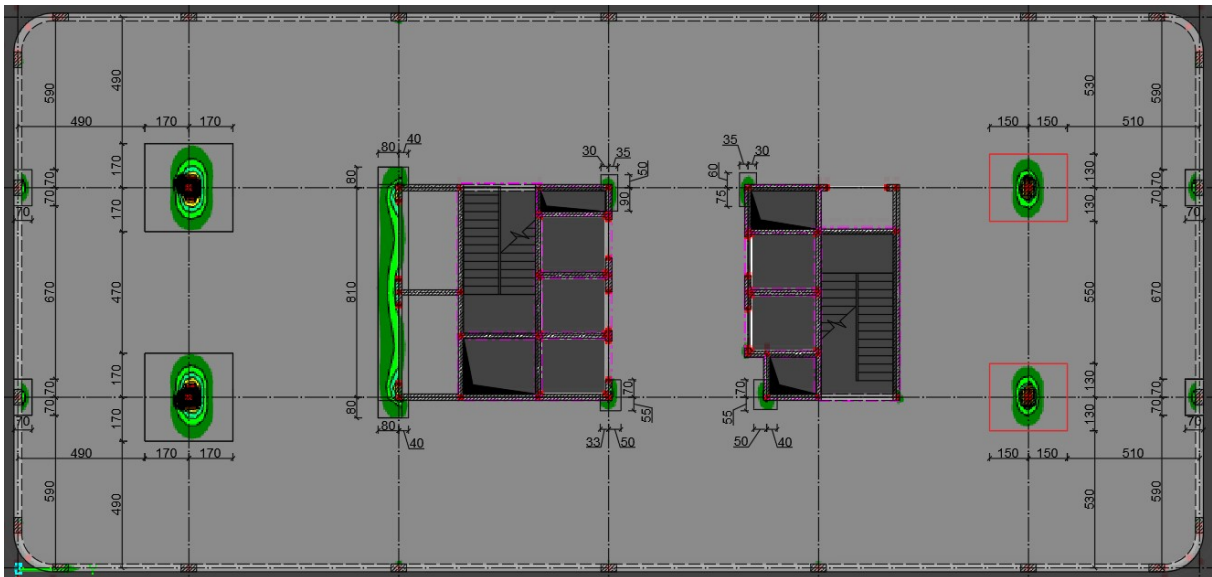
$$M_{yy.4.prz} := 67.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.5.prz} := 62.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Obszary dozbrojenia siatki górnej w kierunku równoległym do krótszego boku



Obszary dozbrojenia siatki górnej w kierunku równoległym do dłuższego boku



1) Podpory słupy wewnętrzne S6

$$M_{xx.1.pod} := 242.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.1.pod} := 251.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) Podpory słupy wewnętrzne S7

$$M_{xx.2.pod} := 215.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.2.pod} := 220.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) Podpory słupy zewnętrzne

$$M_{xx.3.pod} := 210.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.3.pod} := 158.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) Podpory ściany trzonów komunikacyjnych

$$M_{xx.4.pod} := 125.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.4.pod} := 160.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

8.3.5 Dozbrojenie przęseł dołem ze względu na SGN - płaszczyzna XX

a) Obszary z numerem 1

Moment przęsłowy

$$M_{xx.1.prz} = 75.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szerokość odcinka stropu

$$b := 1 \text{ m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.1.prz} := \frac{M_{xx.1.prz}}{f_{cd} \cdot d_{xx}^2 \cdot b} = 0.059$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.1.prz} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.1.prz}} = 0.06$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.1.prz} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.1.prz} := d_{xx} \cdot \xi_{eff.xx.1.prz} = 14.9 \text{ mm}$$

Wymagane pole powierzchni

zbrojenia dozbrajającego obszary nr1

$$A_{s.req.xx.1.prz} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.1.prz} \cdot b}{f_{yd}} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze z numerem 1

$$A_{s1.xx.1} := 8.16 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_8 co 20 cm

$$A_{s.prov.xx.1.d} := A_{s1.xx.1} - A_{s.min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Obszar z numerem 2

Moment przęsłowy

$$M_{xx.2.prz} = 63.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szerokość odcinka stropu

$$b := 1 \text{ m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.2.prz} := \frac{M_{xx.2.prz}}{f_{cd} \cdot d_{xx}^2 \cdot b} = 0.05$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.2.prz} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.2.prz}} = 0.05$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.2.prz} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.2.prz} := d_{xx} \cdot \xi_{eff.xx.2.prz} = 12.5 \text{ mm}$$

Wymagane pole powierzchni

zbrojenia dozbrajającego obszary nr1

$$A_{s.req.xx.2.prz} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.2.prz} \cdot b}{f_{yd}} = 6.18 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze z numerem 2

$$A_{s1.xx.2} := 8.16 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające ϕ_8 co 20 cm

$$A_{s.prov.xx.2.d} := A_{s1.xx.2} - A_{s.min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

8.3.6 Dozbrojenie przęseł dołem ze względu na SGN - płaszczyzna YY

a) Obszary z numerem 3

Moment przęsłowy

$$M_{yy.3.prz} = 74.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szerokość odcinka stropu

$$b := 1 \text{ m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.yy.3.prz} := \frac{M_{yy.3.prz}}{f_{cd} \cdot d_{yy}^2 \cdot b} = 0.064$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.yy.3.prz} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.3.prz}} = 0.07$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.3.prz} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.yy.3.prz} := d_{yy} \cdot \xi_{eff.yy.3.prz} = 15.4 \text{ mm}$$

Wymagane pole powierzchni

zbrojenia dozbrajającego obszary nr1

$$A_{s.req.yy.3.prz} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.3.prz} \cdot b}{f_{yd}} = 7.59 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze z numerem 3

$$A_{s1.yy.3} := 8.16 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające ϕ_8 co 20 cm

$$A_{s.prov.yy.3.d} := A_{s1.yy.3} - A_{s.min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Obszary z numerem 4

Moment przęsłowy

$$M_{yy.4.prz} = 67.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szerokość odcinka stropu

$$b := 1 \text{ m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.yy.4.prz} := \frac{M_{yy.4.prz}}{f_{cd} \cdot d_{yy}^2 \cdot b} = 0.059$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.yy.4.prz} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.4.prz}} = 0.06$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.4.prz} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.yy.4.prz} := d_{yy} \cdot \xi_{eff.yy.4.prz} = 14 \text{ mm}$$

Wymagane pole powierzchni

zbrojenia dozbrającego obszary nr1

$$A_{s.req.yy.4.prz} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.4.prz} \cdot b}{f_{yd}} = 6.9 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze
z numerem 4

$$A_{s1.yy.4} := 8.16 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_8 co 20 cm

$$A_{s.prov.yy.4.d} := A_{s1.yy.4} - A_{s.min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

c) Obszary z numerem 5

Moment przęsłowy

$$M_{yy.5.prz} = 62.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Szerokość odcinka stropu

$$b := 1 \text{ m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.yy.5.prz} := \frac{M_{yy.5.prz}}{f_{cd} \cdot d_{yy}^2 \cdot b} = 0.054$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.yy.5.prz} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.5.prz}} = 0.056$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.5.prz} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.yy.5.prz} := d_{yy} \cdot \xi_{eff.yy.5.prz} = 12.9 \text{ mm}$$

Wymagane pole powierzchni

zbrojenia dozbrającego obszary nr1

$$A_{s.req.yy.5.prz} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.5.prz} \cdot b}{f_{yd}} = 6.37 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze
z numerem 5

$$A_{s1.yy.5} := 8.16 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_8 co 20 cm

$$A_{s.prov.yy.5.d} := A_{s1.yy.5} - A_{s.min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

8.3.7 Zbrojenie podporowe ze względu na SGN - płaszczyzna XX

a) Obszary nad słupami S6

Wysokość użyteczna płyty

$$d_{xx.pod.\phi 18} := h_{pt} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{18} = 22.3 \text{ cm}$$

Moment podporowy

$$M_{xx.1.pod} = 242.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.1.pod} := \frac{M_{xx.1.pod}}{f_{cd} \cdot d_{xx.pod.\phi 18}^2 \cdot b} = 0.23$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.1.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.1.pod}} = 0.26$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.1.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.1.pod} := d_{xx.pod} \cdot \xi_{eff.xx.1.pod} = 59.3 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.req.xx.1.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.1.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 29.22 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami S6

$$A_{s1.xx.1.pod} := 31.1 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{18} co 10 cm

$$A_{s.prov.xx.1.d.pod} := A_{s1.xx.1.pod} - A_{s.min} = 25.45 \text{ cm}^2$$

b) Obszary nad słupami S7

Moment podporowy

$$M_{xx.2.pod} = 215 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.2.pod} := \frac{M_{xx.2.pod}}{f_{cd} \cdot d_{xx.pod}^2 \cdot b} = 0.2$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.2.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.2.pod}} = 0.22$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.2.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.2.pod} := d_{xx.pod} \cdot \xi_{eff.xx.2.pod} = 49.9 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.xx.2.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.2.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 24.6 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami S7

$$A_{s1.prov.xx.2.pod} := 25.76 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{16} co 10 cm

$$A_{s.prov.xx.2.d.pod} := A_{s1.prov.xx.2.pod} - A_{s.min} = 20.11 \text{ cm}^2$$

c) Obszary nad słupami zewnętrznymi

Moment podporowy

$$M_{xx.3.pod} = 210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.3.pod} := \frac{M_{xx.3.pod}}{f_{cd} \cdot d_{xx.pod}^2 \cdot b} = 0.19$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.3.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.3.pod}} = 0.21$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.3.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.3.pod} := d_{xx.pod} \cdot \xi_{eff.xx.3.pod} = 48.6 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.xx.3.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.3.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 23.95 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{16} co 10 cm

$$A_{s.prov.xx.3.d.pod} := 20.11 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami zewnętrznymi

$$A_{s1.prov.xx.3.pod} := A_{s.min} + A_{s.prov.xx.3.d.pod} = 25.76 \text{ cm}^2$$

d) Obszary nad trzonami komunikacyjnymi

Moment podporowy

$$M_{xx.4.pod} = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.xx.4.pod} := \frac{M_{xx.4.pod}}{f_{cd} \cdot d_{xx.pod}^2 \cdot b} = 0.11$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.xx.4.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.4.pod}} = 0.12$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.4.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.xx.4.pod} := d_{xx.pod} \cdot \xi_{eff.xx.4.pod} = 27.5 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.xx.4.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.4.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 13.54 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami zewnętrznymi

$$A_{s1.prov.xx.4.pod} := 15.70 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{16} co 20 cm

$$A_{s.prov.xx.4.d.pod} := A_{s1.prov.xx.4.pod} - A_{s.min} = 10.05 \text{ cm}^2$$

8.3.8 Zbrojenie podporowe ze względu na SGN - płaszczyzna YY

a) Obszary nad słupami S6

Wysokość użyteczna płyty $d_{yy.pod.\phi18} := h_{pt} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{18} = 24.1 \text{ cm}$

Moment podporowy $M_{yy.1.pod} = 251.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Jednostkowy moment statyczny $s_{eff.yy.1.pod} := \frac{M_{yy.1.pod}}{f_{cd} \cdot d_{yy.pod.\phi18}^2 \cdot b} = 0.2$

Względna wysokość strefy ściskanej $\xi_{eff.yy.1.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.1.pod}} = 0.23$

Sprawdzenie warunku $\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.1.pod} = 1$

Wysokość strefy ściskanej $x_{eff.yy.1.pod} := d_{yy.pod} \cdot \xi_{eff.yy.1.pod} = 55.1 \text{ mm}$

Zbrojenie wymagane $A_{s.yy.1.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.1.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 27.16 \text{ cm}^2$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami S6

$$A_{s1.prov.yy.1.pod} := 31.1 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające
 ϕ_{18} co 10 cm

$$A_{s.prov.yy.1.d.pod} := A_{s1.prov.yy.1.pod} - A_{s.min} = 25.45 \text{ cm}^2$$

b) Obszary nad słupami S7

Moment podporowy $M_{yy.2.pod} = 220 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Jednostkowy moment statyczny $s_{eff.yy.2.pod} := \frac{M_{yy.2.pod}}{f_{cd} \cdot d_{yy.pod}^2 \cdot b} = 0.18$

Względna wysokość strefy ściskanej $\xi_{eff.yy.2.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.2.pod}} = 0.19$

Sprawdzenie warunku $\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.2.pod} = 1$

Wysokość strefy ściskanej $x_{eff.yy.2.pod} := d_{yy.pod} \cdot \xi_{eff.yy.2.pod} = 47 \text{ mm}$

Zbrojenie wymagane $A_{s.yy.2.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.2.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 23.16 \text{ cm}^2$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami S7

$$A_{s1.prov.yy.2.pod} := 25.76 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające
 ϕ_{16} co 10 cm

$$A_{s.prov.yy.2.d.pod} := A_{s1.prov.yy.2.pod} - A_{s.min} = 20.11 \text{ cm}^2$$

c) Obszary nad słupami zewnętrznymi

Moment podporowy

$$M_{yy.3.pod} = 158 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.yy.3.pod} := \frac{M_{yy.3.pod}}{f_{cd} \cdot d_{yy.pod}^2 \cdot b} = 0.13$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.yy.3.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.3.pod}} = 0.14$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.3.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.yy.3.pod} := d_{yy.pod} \cdot \xi_{eff.yy.3.pod} = 32.7 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.yy.3.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.3.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 16.1 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami zewnętrznymi

$$A_{s1.prov.yy.3.pod} := 16.96 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{12} co 10 cm

$$A_{s.prov.yy.3.d.pod} := A_{s1.prov.yy.3.pod} - A_{s.min} = 11.31 \text{ cm}^2$$

d) Obszary nad trzonami komunikacyjnymi

Moment podporowy

$$M_{yy.4.pod} = 160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jednostkowy moment statyczny

$$s_{eff.yy.4.pod} := \frac{M_{yy.4.pod}}{f_{cd} \cdot d_{yy.pod}^2 \cdot b} = 0.13$$

Względna wysokość strefy ściskanej

$$\xi_{eff.yy.4.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.4.pod}} = 0.14$$

Sprawdzenie warunku

$$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.4.pod} = 1$$

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff.yy.4.pod} := d_{yy.pod} \cdot \xi_{eff.yy.4.pod} = 33.1 \text{ mm}$$

Zbrojenie wymagane

$$A_{s.yy.4.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.4.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 16.32 \text{ cm}^2$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami zewnętrznymi

$$A_{s1.prov.yy.4.pod} := 16.96 \text{ cm}^2$$

Przyjęte zbrojenie dozbrajające

ϕ_{12} co 10 cm

$$A_{s.prov.yy.4.d.pod} := A_{s1.prov.yy.4.pod} - A_{s.min} = 11.31 \text{ cm}^2$$

8.3.9 Sprawdzenie przebicia dla SGN w obszarze słupa S6

Wymiary słupów S7 oraz S6

$$b_s := 65 \text{ cm} \quad h_s := 65 \text{ cm} \quad h_{pt} := 28 \text{ cm}$$

$$c_1 := b_s = 65 \text{ cm} \quad c_2 := h_s = 65 \text{ cm}$$

Nominalne otulenie zbrojenia

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

Średnica zbrojenia górnego

$$\phi_{18} := 18 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna płyty

$$d_{yy.pod.\phi18} := h_{pt} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{18} = 24.1 \text{ cm}$$

$$d_{xx.pod.\phi18} := h_{pt} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{18} = 22.3 \text{ cm}$$

Średnia wysokość efektywna płyty

$$d_{eff} := \frac{d_{xx.pod.\phi18} + d_{yy.pod.\phi18}}{2} = 23.2 \text{ cm}$$

Szerokość sprawdzanego pasa

$$b := 1 \text{ m}$$

Obwód słupa

$$u_0 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s = 260 \text{ cm}$$

Obwód kontrolny

$$u_1 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_{eff} = 5.52 \text{ m}$$

Ilość zbrojenia na mb płyty

$$A_\phi(\phi) := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s(s, \phi) := \frac{b}{s} \cdot A_\phi(\phi)$$

$$A_{s,x} := A_s(10 \text{ cm}, 18 \text{ mm}) + A_s(20 \text{ cm}, 12 \text{ mm})$$

$$A_{s,y} := A_s(10 \text{ cm}, 18 \text{ mm}) + A_s(20 \text{ cm}, 12 \text{ mm})$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze

nad słupami S6 (po zwiększeniu średnic)

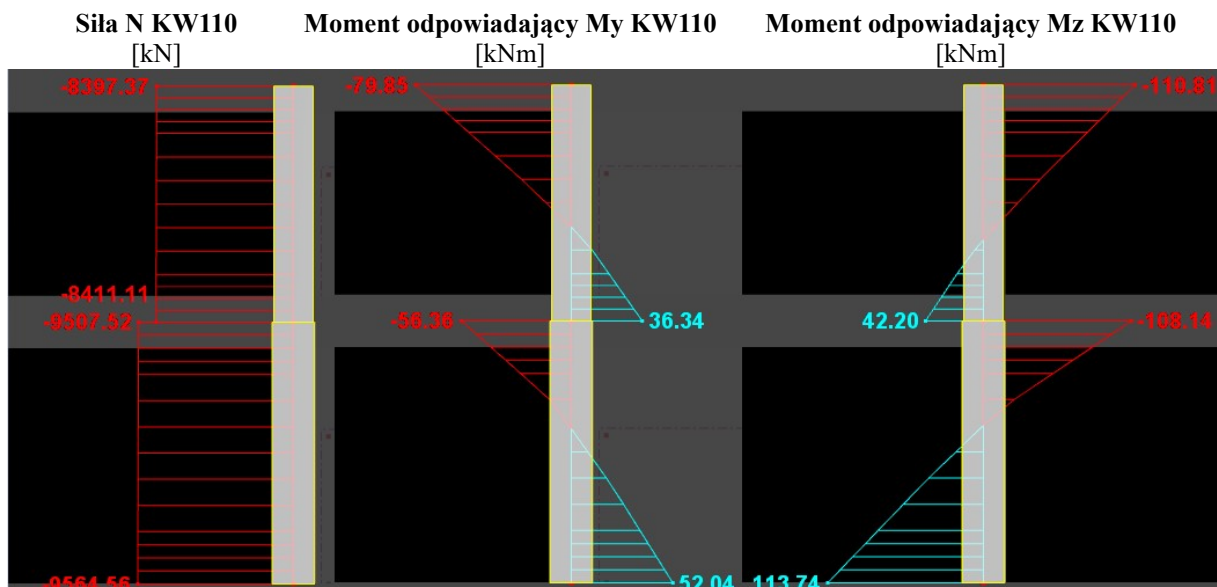
$$A_{s1.prov.xx.1.pod} := A_{s,x} = 31.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1.prov.yy.1.pod} := A_{s,y} = 31.1 \text{ cm}^2$$

Kombinacja dająca największą siłę podłużną

KW110

$$V_{Ed.kw110} := 9507.52 \text{ kN} - 8411.11 \text{ kN} = 1096.41 \text{ kN}$$



Maksymalna siła w słupie w miejscu potencjalnego przebiecia

$$V_{Ed.d} := 9507.52 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.g} := 8411.11 \text{ kN}$$

Odpowiadający moment Mz

$$M_{Ed.z.d} := 108.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.z.g} := 42.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Odpowiadający moment My

$$M_{Ed.y.d} := 56.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y.g} := 36.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siły w przekroju

$$V_{Ed} := |V_{Ed.kw110}| = 1096.41 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.z.1} := M_{Ed.z.d} + M_{Ed.z.g} = 150.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y.1} := M_{Ed.y.d} + M_{Ed.y.g} = 92.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mimośrod

$$e_y := \frac{M_{Ed.z.1}}{V_{Ed}} = 13.71 \text{ cm} \quad e_z := \frac{M_{Ed.y.1}}{V_{Ed}} = 8.45 \text{ cm}$$

Współczynnik zależny od wymiarów słupa

$$\frac{c_1}{c_2} = 1 \quad \Rightarrow \quad k_x := 0.6$$

$$\frac{c_2}{c_1} = 1 \quad \Rightarrow \quad k_y := 0.6$$

Rozkład naprężeń w przekroju (słup prostokątny) (6.41 EC2)

$$W_1 := 0.5 c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d_{eff} + 16 d_{eff}^2 + 2 \pi \cdot d_{eff} \cdot c_1 = 3.05 \text{ m}^2$$

Współczynnik wyrażający wpływ momentów (modyfikacja wzoru 6.39 EC2 oraz wartość odczytana z rysunku 6.21N EC2)

$$\beta := \max \left(1 + \sqrt{\left(\frac{k_y \cdot e_z \cdot u_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{k_x \cdot e_y \cdot u_1}{W_1} \right)^2}, 1.15 \right) = 1.18$$

Naprężenia przebijające na obwodzie słupa

$$\nu_{Ed.0} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 2.136 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni na powierzchni przekroju kontrolnego (2d od słupa)

$$\nu_{Ed.1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.007 \text{ MPa}$$

8.3.9.1 Nośność bez zbrojenia płyty na przebicie

Sprawdzenie nośności na krawędzi słupa

Charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na ściskanie

$$f_{cd} = 21.43 \text{ MPa}$$

Współczynnik

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.53$$

Maksymalna obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścinanie wzdłuż przekroju kontrolnego u_0

$$\nu_{Rd,max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 4.53 \text{ MPa}$$

Naprężenia styczne na powierzchni przebicia obwodu podstawowego

$$\nu_{Ed,0} = 2.14 \text{ MPa}$$

Warunek nośności

$$\nu_{Rd,max} > \nu_{Ed,0} = 1$$

Warunek spełniony. Nośność wystarczająca

Sprawdzenie nośności na krawędzi obwodu kontrolnego

Naprężenia styczne na powierzchni przebicia obwodu kontrolnego

$$\nu_{Ed} := \nu_{Ed,1} = 1.01 \text{ MPa}$$

Współczynniki użyte w obliczeniowej wytrzymałości

$$\gamma_c := 1.4 \quad C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.13$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2 \right) = 1.93$$

Naprężenia ściskające

$$\sigma_{cp} := 0 \text{ MPa} \quad k_1 := 0.1$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_{l,x} := \frac{A_{s,x}}{d_{xx.pod.\phi 18} \cdot b} = 1.39\%$$

$$\rho_{l,y} := \frac{A_{s,y}}{d_{yy.pod.\phi 18} \cdot b} = 1.29\%$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}, 2\% \right) = 1.34\%$$

$$\nu_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.51 \text{ MPa}$$

Nośność na ścinanie przy przebicciu płyty bez zbrojenia na ścinanie

$$\nu_{Rd.c} := \max \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + \sigma_{cp} \cdot k_1, \nu_{min} + \sigma_{cp} \cdot k_1 \right) = 0.85 \text{ MPa}$$

Warunek nośności

$$\nu_{Ed.1} = 1.007 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.1} < \nu_{Rd.c} = 0$$

Warunek nie jest spełniony na obwodzie kontrolnym. Potrzebne jest zbrojenie na przebicciu.

8.3.9.2 Wyznaczenie zbrojenia na przebicciu

Minimalna odległość ostatniej wkładki od lica słupa dla rozkład zbrojenia po okręgu

Obwód kontrolny dla którego zbrojenie nie jest potrzebne

$$u_{out.ef} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{\nu_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = 6.54 \text{ m}$$

Promień obwodu

$$r_{out} := \frac{u_{out.ef}}{2 \pi} = 104.01 \text{ cm}$$

Odległość od pierwszej wkładki najbliżej słupa do ostatniej wkładki- rozkład obwodowo-promieniowy

$$l_{last} := r_{out} - 0.5 d_{eff} - 1.5 d_{eff} - 0.5 \min(c_1, c_2) = 25.11 \text{ cm}$$

Maksymalny rozstaw promieniowy

$$s_{r.max} := 0.75 d_{eff} = 17.4 \text{ cm}$$

Minimalna liczba wkładek przy założeniu maksymalnego rozstawu

$$n := \text{ceil} \left(\frac{l_{last}}{s_{r.max}} \right) + 1 = 3$$

$$s_{r.max1} := \frac{l_{last}}{\text{ceil} \left(\frac{l_{last}}{s_{r.max}} \right)} = 12.6 \text{ cm}$$

założono rozstaw promieniowy $s_r := 12 \text{ cm}$

Liczba wkładek przy założonym rozstawie promieniowym wkładek

$$n := \text{ceil} \left(\frac{l_{last}}{s_r} \right) + 1 = 4$$

Obliczeniowe zbrojenie płyty stropowej na przebicciu

Efektywna granica plastyczności stali dla przebiccia

$$f_{ywd.ef} := \min \left(250 \text{ MPa} + 0.25 \frac{d_{eff}}{mm} \cdot \text{MPa}, f_{yd} \right) = 308 \text{ MPa}$$

Powierzchnia zbrojenia poprzecznego w pojedynczym obwodzie

$$A_{sw} := \frac{\nu_{Ed} - 0.75 \cdot \nu_{Rd.c}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef}} \cdot u_1 \cdot s_r = 5.29 \text{ cm}^2$$

Średnica pręta wkładki (strzemienia)

$$\phi_s := 8 \text{ mm}$$

Pole powierzchni jednej wkładki

$$A_{sw.1} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Minimalna liczba wkładek zbrojeniowych w pojedynczym obwodzie

$$n_o := \text{ceil} \left(\frac{A_{sw}}{A_{sw.1}} \right) = 11$$

Przyjęta liczba wkładek zbrojeniowych w pojedynczym obwodzie

$$n_o := 12$$

Przyjęta powierzchnia zbrojenia na przebicie

$$A_{sw.prov} := n_o \cdot A_{sw.1} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Nośność na ścinanie przy przebicciu płyty wraz ze zbrojeniem na ścinanie

$$\nu_{Rd.cs} := 0.75 \cdot \nu_{Rd.c} + 1.5 \cdot \frac{d_{eff}}{s_r} \cdot A_{sw.1} \cdot n_o \cdot f_{ywd.ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.058 \text{ MPa}$$

Warunek nośności

$$\nu_{Ed} < \nu_{Rd.cs} = 1 \quad \text{Warunek spełniony}$$

Porównanie naprężeń

$$\nu_{Rd.cs} \leq 1.5 \cdot \nu_{Rd.c} = 1 \quad \frac{\nu_{Rd.cs}}{\nu_{Rd.c}} = 1.25$$

Warunek spełniony

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd.max} = 1$$

Warunek spełniony

Warunki konstrukcyjne

Przyjęty rozstaw promieniowy obwodów strzemion

$$s_r = 12 \text{ cm}$$

Maksymalna dopuszczalna odległość między obwodem a ostatnią wkładką

$$s_{\phi.max.last} := 1.5 \cdot d_{eff} = 34.8 \text{ cm}$$

Maksymalny dopuszczalny rozstaw ramion w kierunku stycznym

$$s_{\phi.max.n} := 2 \cdot d_{eff} = 46.4 \text{ cm}$$

Przyjęty rozstaw pomiędzy obwodami strzemion

$$s_r = 12 \text{ cm}$$

Minimalna odległość pomiędzy pierwszym obwodem a licem słupa

$$s_{min.first} := 0.3 \cdot d_{eff} = 6.96 \text{ cm}$$

Maksymalna odległość pomiędzy pierwszym obwodem a licem słupa

$$s_{first} := 0.5 \cdot d_{eff} = 11.6 \text{ cm}$$

Przyjęta odległość pomiędzy pierwszym obwodem a licem słupa

$$s_{first} := 8 \text{ cm}$$

Zbrojenie minimalne jednego ramienia strzemion

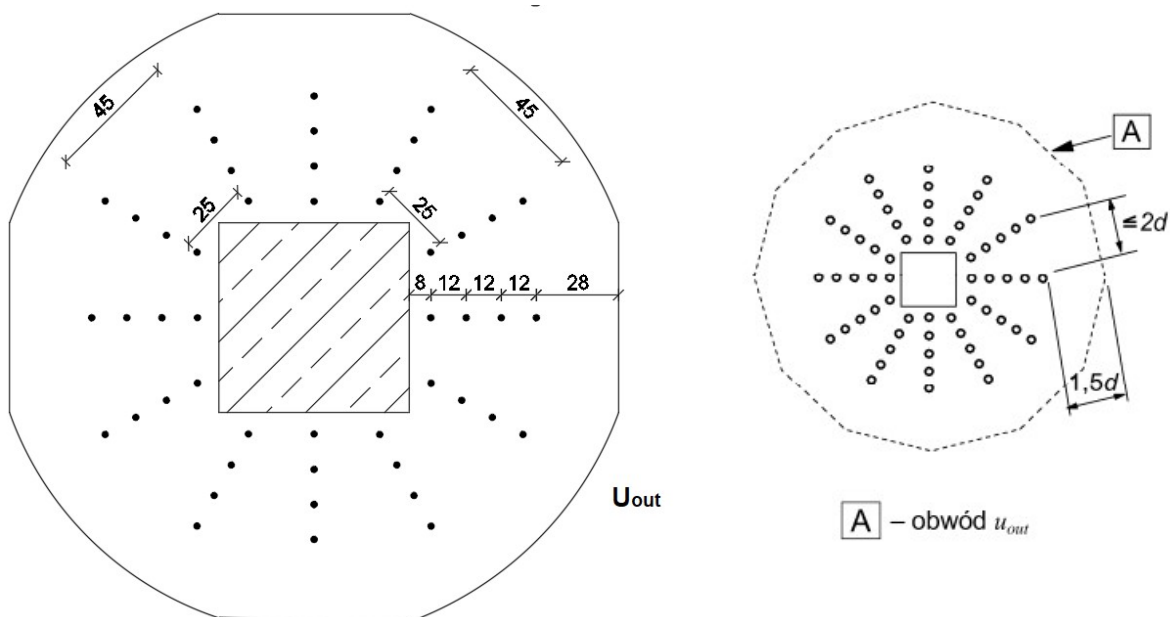
$$A_{sw.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1}}}{f_{yk} \cdot \text{MPa}^{-1}} \cdot \frac{s_r \cdot s_{\phi.max.n}}{1.5} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Przyjęta powierzchnia zbrojenia na przebicie

$$A_{sw.1} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw.1} \geq A_{sw.min} = 1 \quad \text{Warunek spełniony!}$$

8.3.9.3 Rozmieszczenie zbrojenia na przebiecie dla słupa S6



8.3.10 Sprawdzenie przebiecia dla SGN w obszarze słupa S7

Wymiary słupów S7 oraz S6

$$b_s := 65 \text{ cm} \quad h_s := 65 \text{ cm} \quad h_{pt} := 28 \text{ cm}$$

$$c_1 := b_s = 65 \text{ cm} \quad c_2 := h_s = 65 \text{ cm}$$

Nominalne otulenie zbrojenia

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

Średnica zbrojenia górnego

$$\phi_{16} = 16 \text{ mm}$$

Szerokość sprawdzanego pasa

$$b := 1 \text{ m}$$

Wysokość użyteczna płyty

$$d_{yy.pod.\phi16} := h_{pt} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{16} = 24.2 \text{ cm}$$

$$d_{xx.pod.\phi16} := h_{pt} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{16} = 22.6 \text{ cm}$$

Średnia wysokość efektywna płyty

$$d_{eff} := \frac{d_{xx.pod.\phi16} + d_{yy.pod.\phi16}}{2} = 23.4 \text{ cm}$$

Obwód słupa

$$u_0 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s = 260 \text{ cm}$$

Obwód kontrolny

$$u_1 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_{eff} = 5.54 \text{ m}$$

Ilość zbrojenia na mb płyty

$$A_\phi(\phi) := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s(s, \phi) := \frac{b}{s} \cdot A_\phi(\phi)$$

$$A_{s.x} := A_s(10 \text{ cm}, 16 \text{ mm}) + A_s(20 \text{ cm}, 12 \text{ mm})$$

$$A_{s.y} := A_s(10 \text{ cm}, 16 \text{ mm}) + A_s(20 \text{ cm}, 12 \text{ mm})$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze nad słupami S7 (po zwiększeniu średnic)

$$A_{s1.prov.xx.2.pod} := A_{s.x} = 25.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1.prov.yy.2.pod} := A_{s.y} = 25.76 \text{ cm}^2$$

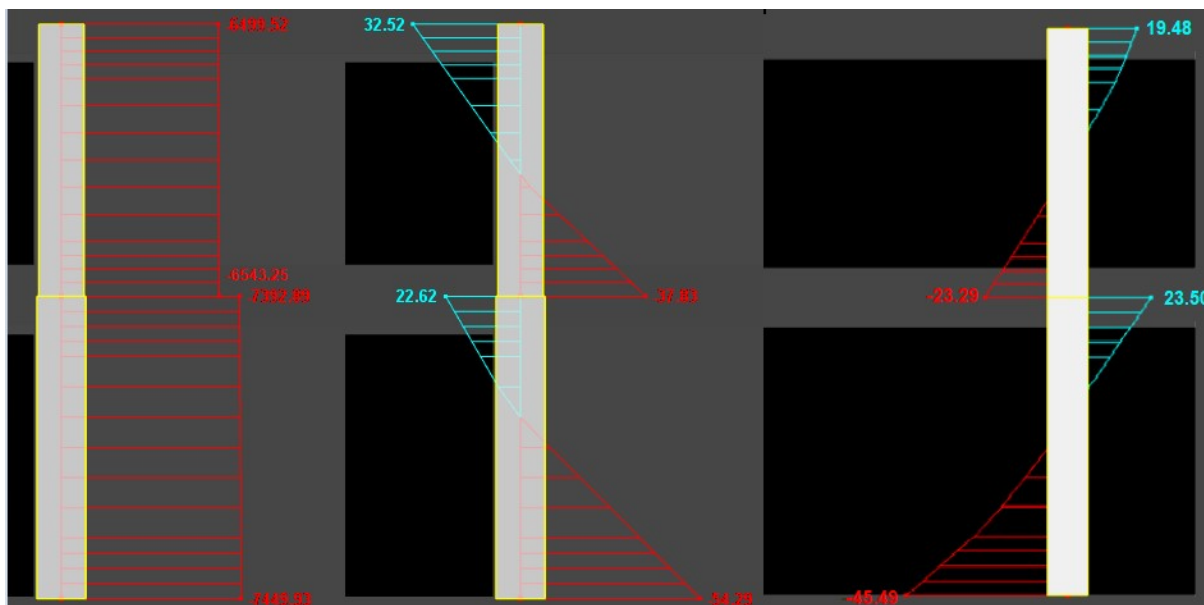
Kombinacja dająca największe siły podłużne

KW111 $V_{Ed.kw111} := 7392.89 \text{ kN} - 6543.25 \text{ kN} = 849.64 \text{ kN}$

Siła N KW111
[kN]

Moment odpowiadający My KW111
[kNm]

Moment odpowiadający Mz KW111
[kNm]



Maksymalna siła w słupie w miejscu potencjalnego przebiecia

$$V_{Ed.d} := 7392.89 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.g} := 6543.25 \text{ kN}$$

Odpowiadający moment Mz

$$M_{Ed.z.d} := 23.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.z.g} := 23.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Odpowiadający moment My

$$M_{Ed.y.d} := 22.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y.g} := 37.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siły w przekroju

$$V_{Ed} := |V_{Ed.kw111}| = 849.64 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.z.1} := M_{Ed.z.d} + M_{Ed.z.g} = 46.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y.1} := M_{Ed.y.d} + M_{Ed.y.g} = 60.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mimośrodody

$$e_y := \frac{M_{Ed.z.1}}{V_{Ed}} = 5.51 \text{ cm} \quad e_z := \frac{M_{Ed.y.1}}{V_{Ed}} = 7.11 \text{ cm}$$

Współczynnik zależny od wymiarów słupa

$$\frac{c_1}{c_2} = 1 \quad \Rightarrow \quad k_x := 0.6$$

$$\frac{c_2}{c_1} = 1 \quad \Rightarrow \quad k_y := 0.6$$

Rozkład naprężeń w przekroju (słup prostokątny) (6.41 EC2) $W_1 := 0.5 c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d_{eff} + 16 d_{eff}^2 + 2 \pi \cdot d_{eff} \cdot c_1 = 3.07 m^2$

Współczynnik wyrażający wpływ momentów (modyfikacja wzoru 6.39 EC2 oraz wartość odczytana z rysunku 6.21N EC2) $\beta := \max \left(1 + \sqrt{\left(\frac{k_y \cdot e_z \cdot u_1}{W_1} \right)^2 + \left(\frac{k_x \cdot e_y \cdot u_1}{W_1} \right)^2}, 1.15 \right) = 1.15$

Naprężenia przebijające na obwodzie słupa $\nu_{Ed.0} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 1.61 MPa$

Naprężenie ścinające na powierzchni na powierzchni przekroju kontrolnego (2d od słupa) $\nu_{Ed.1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 0.754 MPa$

8.3.10.1 Nośność bez zbrojenia płyty na przebicie

Sprawdzenie nośności na krawędzi słupa

Charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{ck} = 30 MPa$

Obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na ściskanie $f_{cd} = 21.43 MPa$

Współczynnik $\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 MPa} \right) = 0.53$

Maksymalna obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścinanie wzdłuż przekroju kontrolnego u_0 $\nu_{Rd.max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 4.53 MPa$

Naprężenia styczne na powierzchni przebicia obwodu podstawowego $\nu_{Ed.0} = 1.61 MPa$

Warunek nośności $\nu_{Rd.max} > \nu_{Ed.0} = 1$ **Warunek spełniony. Nośność wystarczająca**

Sprawdzenie nośności na krawędzi obwodu kontrolnego

Naprężenia styczne na powierzchni przebicia obwodu kontrolnego $\nu_{Ed} := \nu_{Ed.1} = 0.75 MPa$

Współczynniki użyte w obliczeniowej wytrzymałości $\gamma_c := 1.4$ $C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.13$

$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 mm}{d_{eff}}}, 2 \right) = 1.92$

Naprężenia ściskające $\sigma_{cp} := 0 MPa$ $k_1 := 0.1$

Stopień zbrojenia

$$\rho_{l,x} := \frac{A_{s,x}}{d_{x,x.pod.\phi 16} \cdot b} = 1.14\%$$

$$\rho_{l,y} := \frac{A_{s,y}}{d_{y,y.pod.\phi 16} \cdot b} = 1.06\%$$

$$\rho_l := \min\left(\sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}}, 2\%\right) = 1.1\%$$

$$\nu_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot MPa = 0.51 MPa$$

Nośność na ścinanie przy przebicciu płyty bez zbrojenia na ścinanie

$$\nu_{Rd,c} := \max\left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + \sigma_{cp} \cdot k_1, \nu_{min} + \sigma_{cp} \cdot k_1\right) = 0.794 MPa$$

Warunek nośności

$$\nu_{Ed,1} = 0.754 MPa$$

$$\nu_{Ed,1} < \nu_{Rd,c} = 1$$

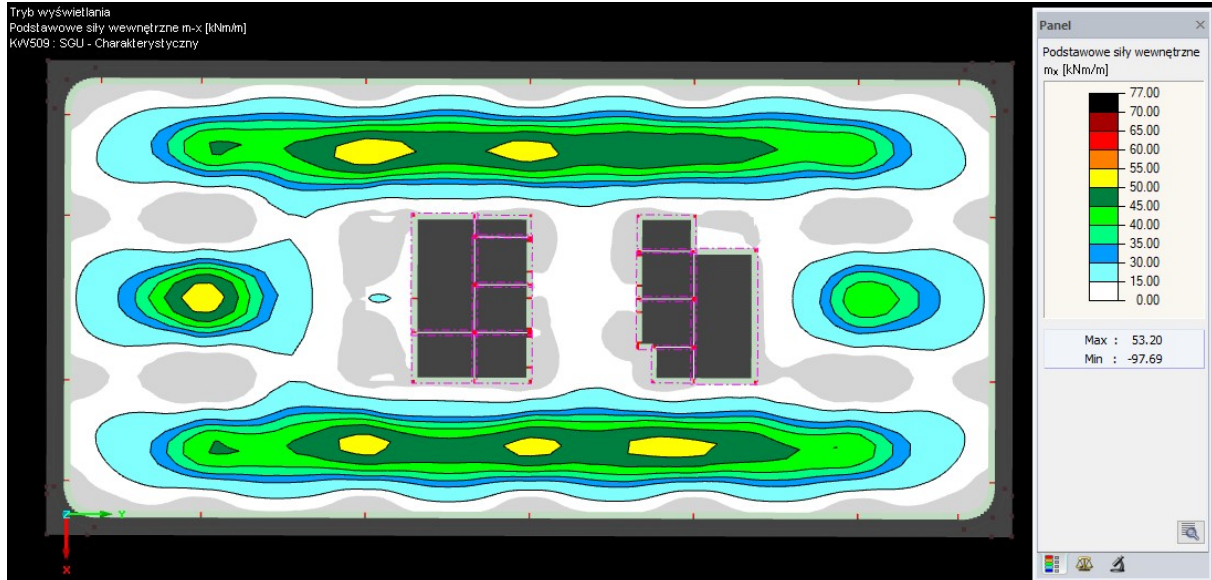
Warunek jest spełniony na obwodzie kontrolnym. Nie jest potrzebne zbrojenie na przebiccie.

8.3.11 Zestawienie zbrojenia ze względu na SGN

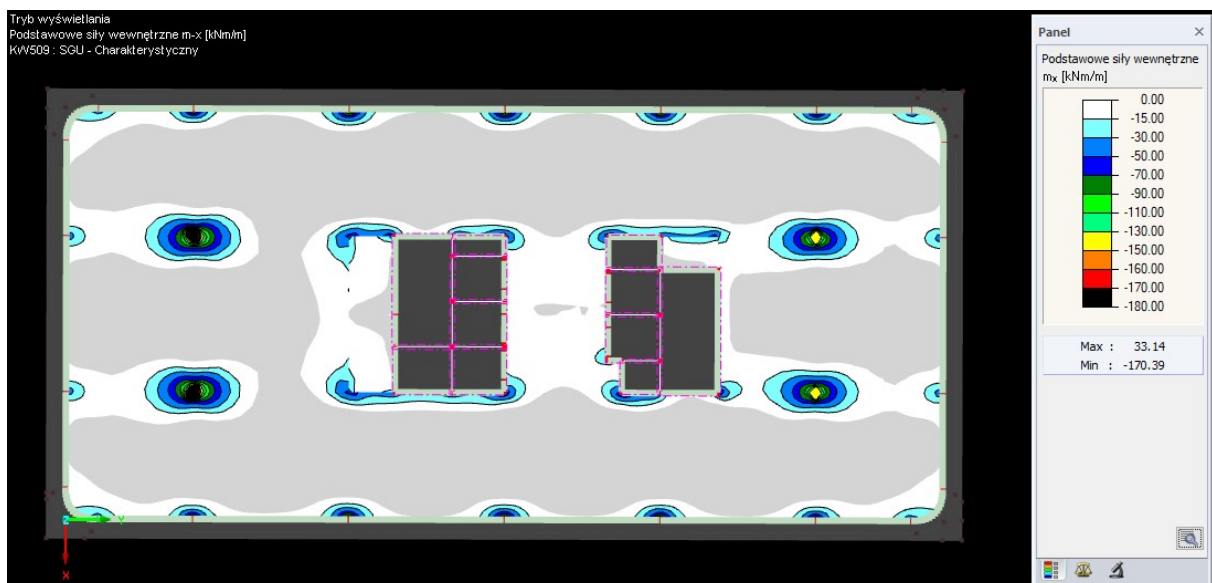
Zbrojenie płyty	Płaszczyzna	Obszar zastosowania	Moment zginający obliczeniowy [kNm]	As.req [cm ² /mb]	As.prov [cm ² /mb]	Średnica/rozstaw	Stosunek As.req/As.prov	Kolejność układania zbrojenia
Siatka podstawowa dolna	XX	cała płyta	58,53	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	bliżej dolnej krawędzi
	YY	cała płyta	55,58	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	dalej od dolnej krawędzi
Siatka podstawowa górna	XX	cała płyta	54,11	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	dalej od górnej krawędzi
	YY	cała płyta	58,04	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	bliżej górnej krawędzi
						dozbrojenie siatki podstawowej prętami		
Dozbrojenie przęseł dołem	XX	Obszar nr 1	75,43	7,33	8,16	ø8/20cm	0,898	bliżej dolnej krawędzi
	XX	Obszar nr 2	63,89	6,18	8,16	ø8/20cm	0,757	bliżej dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 3	74,84	7,68	8,16	ø8/20cm	0,941	dalej od dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 4	67,50	6,90	8,16	ø8/20cm	0,846	dalej od dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 5	62,50	6,37	8,16	ø8/20cm	0,781	dalej od dolnej krawędzi
Dozbrojenie podporowe	XX	Słupy S6	242,90	29,22	31,10	ø18/10cm	0,940	dalej od górnej krawędzi
	YY		251,12	27,16	31,10	ø18/10cm	0,873	bliżej górnej krawędzi
	XX	Słupy S7	215,00	24,60	25,76	ø16/10cm	0,955	dalej od górnej krawędzi
	YY		220,00	23,16	25,76	ø16/10cm	0,899	bliżej górnej krawędzi
	XX	Słupy zewnętrzne	210,00	23,95	25,76	ø16/10cm	0,930	dalej od górnej krawędzi
	YY		158,00	16,10	16,96	ø12/10cm	0,949	bliżej górnej krawędzi
	XX	Trzony komunikacyjne	125,00	13,54	15,70	ø16/20cm	0,862	dalej od górnej krawędzi
	YY		160,00	16,32	16,96	ø12/10cm	0,962	bliżej górnej krawędzi
Zbrojenie na przebiccie		Słup S6			obwód	ø8/12szt./obwód		

8.4 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGU-charakterystyczne

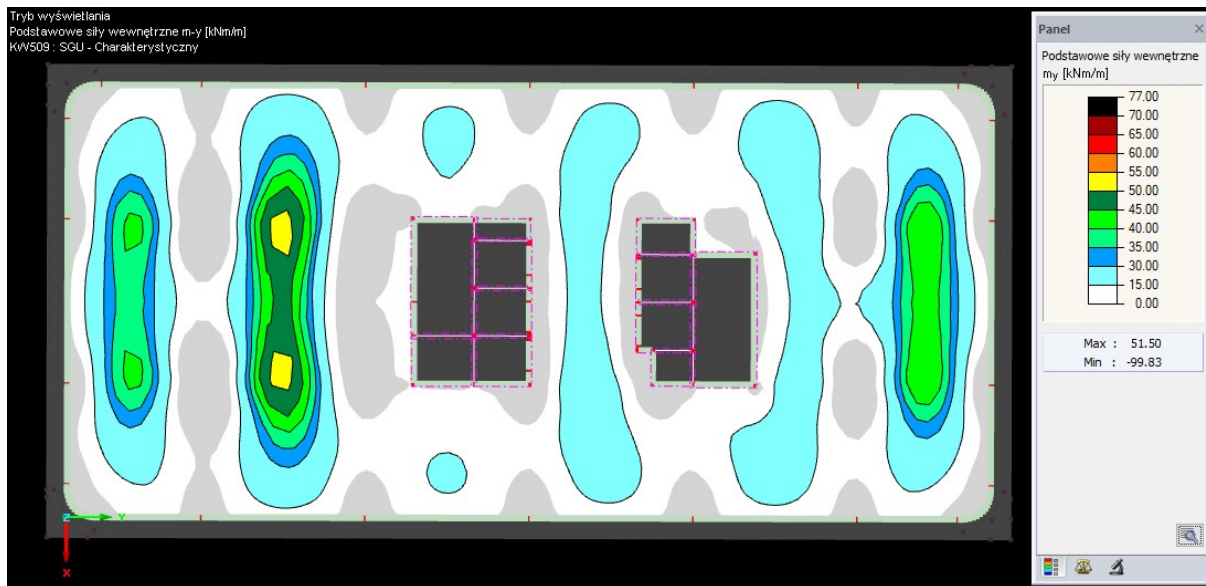
Obwiednia dolna -momenty przęsłowe M_x - kombinacja SGU-charakterystyczne



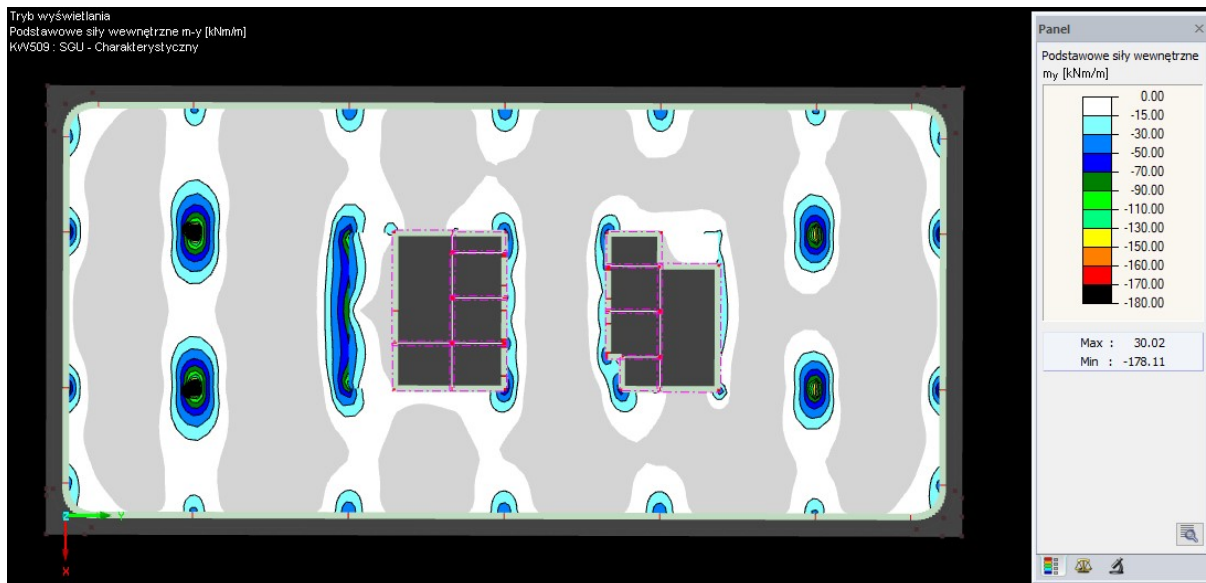
Obwiednia górna -momenty podporowe M_x - kombinacja SGU-charakterystyczne



Obwiednia dolna -momenty przęsłowe M_y - kombinacja SGU-charakterystyczne



Obwiednia górna -momenty podporowe M_y - kombinacja SGU-charakterystyczne



8.5 Sprawdzenie SGU - zarysowania

8.5.1 Zestawienie max momentów przekrojowych w SGU oraz zbrojenia odpowiadającego przekrojom

Maksymalne momenty zginające przęsłowe w stanie granicznym użyteczności oraz odpowiadające pole powierzchni zbrojenia w danym przęśle :

1) Obszar z nr 1	$M_{xx.1.prz} := 53.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s,prov.xx.1.prz} := 8.16 \text{ cm}^2$
2) Obszar z nr 2	$M_{xx.2.prz} := 45.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s,prov.xx.2.prz} := 8.16 \text{ cm}^2$
3) Obszar z nr 3	$M_{yy.3.prz} := 51.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s,prov.yy.3.prz} := 8.16 \text{ cm}^2$
4) Obszar z nr 4	$M_{yy.4.prz} := 45.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s,prov.yy.4.prz} := 8.16 \text{ cm}^2$
5) Obszar z nr 5	$M_{yy.5.prz} := 45.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s,prov.yy.5.prz} := 8.16 \text{ cm}^2$

Maksymalne momenty zginające podporowe w stanie granicznym użyteczności oraz odpowiadające pole powierzchni zbrojenia nad daną podporą :

1) Podpory słupy wewnętrzne S6	$M_{xx.1.pod} := 170.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.xx.1.pod} = 31.1 \text{ cm}^2$
	$M_{yy.1.pod} := 178.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.yy.1.pod} = 31.1 \text{ cm}^2$
2) Podpory słupy wewnętrzne S7	$M_{xx.2.pod} := 150.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.xx.2.pod} = 25.76 \text{ cm}^2$
	$M_{yy.2.pod} := 160.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.yy.2.pod} = 25.76 \text{ cm}^2$
3) Podpory słupy zewnętrzne	$M_{xx.3.pod} := 150.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.xx.3.pod} = 25.76 \text{ cm}^2$
	$M_{yy.3.pod} := 110.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.yy.3.pod} = 16.96 \text{ cm}^2$
4) Podpory ściany trzonów komunikacyjnych	$M_{xx.4.pod} := 90.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.xx.4.pod} = 15.7 \text{ cm}^2$
	$M_{yy.4.pod} := 130.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$A_{s1,prov.yy.4.pod} = 16.96 \text{ cm}^2$

Uproszczony skąźnik wytrzymałości dla płyty

$$W_c := \frac{b \cdot h_{pt}^2}{6} = 13066.7 \text{ cm}^3$$

Moment rysujący

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 37.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

8.5.2 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym

$M_{xx.1.prz} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{xx.2.prz} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.3.prz} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.4.prz} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.5.prz} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{xx.1.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.1.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{xx.2.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.2.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{xx.3.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.3.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{xx.4.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany
$M_{yy.4.pod} \leq M_{cr} = 0$	Przekrój zarysowany

8.5.3 Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004

Obciążenie nastąpi po 28 dniach ($t_0 := 28$ **day**). Do wykonania zostanie zastosowany cement klasy R

Współczynniki α

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Wilgotność względna otoczenia [%]

$$RH := 50$$

Obwód przekroju

$$u := 0 \cdot h_{pt} + 2 \cdot b = 200 \text{ cm}$$

Miarodajny wymiar przekroju wg pkt (3.10)

$$h_0 := \frac{2 \cdot b \cdot h_{pt}}{u} = 280 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności względnej na podstawowy współczynnik pełzania:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.69 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.73$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}} \right)^{0.20}} = 0.49$$

Wiek betonu w rozważanej chwili (koniec okresu eksploatacji budynku = 50 lat) $t := 50$ **yr**

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 659.97$$

Współczynnik zależny od rozwoju pełzania w czasie:

$$\beta_{c.t.t_0} := \left(\frac{\frac{t}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{t}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}} \right)^{0.3} = 0.99$$

Podstawowy współczynnik pełzania wg wzoru B.2

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.25$$

Obliczeniowy współczynnik pełzania wg wzoru B.1

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t_0} = 2.23$$

8.5.4 Sprawdzenie najbardziej wyężonych przekrojów przęsłowych

8.5.4.1 Kierunek XX (obszary nr 1)

Moduł sprężystości betonu klasy C30/37	$E_{cm} = 23.8 \text{ GPa}$
Moduł sprężystości stali zbrojeniowej	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej	$A_{s1} := A_{s,prov.xx.1.prz} = 8.16 \text{ cm}^2$
Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej	$A_{s2} := A_{s,min} = 5.65 \text{ cm}^2$
Otulinie zbrojenia	$c_{nom} = 30 \text{ mm}$
Grubość płyty stropowej	$h_{pt} = 28 \text{ cm}$
Wysokość użyteczna w przęśle	$d_p := d_{xx} = 24.4 \text{ cm}$
$a_1 := c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12} = 48 \text{ mm}$	$a_2 := (c_{nom} + \phi_{16} + 0.5 \cdot \phi_{16}) = 54 \text{ mm}$
Moment charakterystyczny w obszarze 1	$M_{xx.1.prz} = 53.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 8.4$$

$$x_{I.prz} := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.1 \text{ cm}$$

$$I_{I.prz} := \frac{b \cdot x_{I.prz}^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_{I.prz})^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{I.prz})^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_{I.prz} - a_2)^2 = 193830 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_{I.prz}}{(h_{pt} - x_{I.prz})} = 13949 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 40.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{xx.1.prz} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

Efektywny moduł sprężystości

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7.4 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ct} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 27.15$$

$$K_{II.prz} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 3.75 \text{ cm}$$

$$x_{II.prz} := K_{II.prz} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 8 \text{ cm}$$

$$x_{II.prz} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II.prz} := \frac{b \cdot x_{II.prz}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II.prz})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II.prz} - a_2)^2 = 77680 \text{ cm}^4$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{xx.1.prz}}{I_{II.prz}} \cdot (d_p - x_{II.prz}) = 304.36 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II.prz}}{3} \right) = 6.7 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.eff} = 665.7 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p.eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = 0.01$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.001 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.00091$$

Grubość otulenia zbrojenia podłużnego $c := c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia (dla prętów o wysokiej przyczepności) $k_1 := 0.8$

Współczynnik zależny od rozkładu odkształceń (przy zginaniu) $k_2 := 0.5$

Wartość zalecana $k_3 := 3.4$

Wartość zalecana $k_4 := 0.425$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{12}}{\rho_{p.eff}} = 268 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.268 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.4.2 Kierunek YY (obszary nr 3)

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej $A_{s1} := A_{s,prov.yy.3.prz} = 8.16 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s,min} = 5.65 \text{ cm}^2$

Wysokość użyteczna w przęśle $d_p := d_{yy} = 23.2 \text{ cm}$

$a_1 := c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12} = 48 \text{ mm}$ $a_2 := (c_{nom} + \phi_{16} + 0.5 \cdot \phi_{16}) = 54 \text{ mm}$

Moment charakterystyczny w obszarze 3 $M_{yy.3.prz} = 51.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$x_{I.prz} := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.08 \text{ cm}$$

$$I_{I.prz} := \frac{b \cdot x_{I.prz}^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_{I.prz})^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{I.prz})^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_{I.prz} - a_2)^2 = 192232 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_{I.prz}}{(h_{pt} - x_{I.prz})} = 13806 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 40.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{yy.3.prz} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

Efektywny moduł sprężystości

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7.4 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ct} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 27.15$$

$$K_{II.prz} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 3.75 \text{ cm}$$

$$x_{II.prz} := K_{II.prz} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 7.8 \text{ cm}$$

$$x_{II.prz} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II.prz} := \frac{b \cdot x_{II.prz}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II.prz})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II.prz} - a_2)^2 = 69235 \text{ cm}^4$$

Napężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{yy.3.prz}}{I_{II.prz}} \cdot (d_p - x_{II.prz}) = 308.52 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II,prz}}{3} \right) = 6.7 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 673.3 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p,eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0.01$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.00102 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.00093$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.273 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k,max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5 Sprawdzenie przekrojów podporowych

8.5.5.1 Nad słupami S6 - kierunek xx

Moduł sprężystości betonu klasy C30/37 $E_{cm} = 23.8 \text{ GPa}$

Moduł sprężystości stali zbrojeniowej $E_s = 200 \text{ GPa}$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej $A_{s1} := A_{s1,prov.xx.1.pod} = 31.1 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s,min} = 5.65 \text{ cm}^2$

Wysokość użyteczna w przęśle $d_p := d_{xx.pod,\phi 18} = 22.3 \text{ cm}$

$a_1 := c_{nom} + \phi_{18} + 0.5 \cdot \phi_{18} = 57 \text{ mm}$ $a_2 := (c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12}) = 48 \text{ mm}$

Moment charakterystyczny $M_{xx.1.pod} = 170.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 8.4$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.56 \text{ cm}$$

$$I_I := \frac{b \cdot x_I^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_I)^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2 = 203992 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_I}{(h_{pt} - x_I)} = 15175 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 44.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{xx.1.pod} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

Efektywny moduł sprężystości

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 7.4 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ct} := \frac{E_s}{E_{c.eff}} = 27.15$$

$$K_{II} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 9.98 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 12.2 \text{ cm}$$

$$x_{II} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II} := \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2 = 155051 \text{ cm}^4$$

Napężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{xx.1.pod}}{I_{II}} \cdot (d_p - x_{II}) = 301.96 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II}}{3} \right) = 5.3 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.eff} = 527.4 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p.eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = 0.06$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

(długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.0014 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0009$$

Grubość otulenia zbrojenia podłużnego

$$c := c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia (dla prętów o wysokiej przyczepności)	$k_1 := 0.8$
Współczynnik zależny od rozkładu odkształceń (przy zginaniu)	$k_2 := 0.5$
Wartość zalecana	$k_3 := 3.4$
Wartość zalecana	$k_4 := 0.425$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{18}}{\rho_{p.eff}} = 154 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.21 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.2 Nad słupami S6 - kierunek yy

Obliczona szerokość rys $w_k := 0.160 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.3 Nad słupami S7 - kierunek xx

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej $A_{s1} := A_{s1.prov.xx.2.pod} = 25.76 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s.min} = 5.65 \text{ cm}^2$

Wysokość użyteczna w przęśle $d_p := d_{xx.pod} = 22.6 \text{ cm}$

$a_1 := c_{nom} + \phi_{16} + 0.5 \cdot \phi_{16} = 54 \text{ mm}$ $a_2 := (c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12}) = 48 \text{ mm}$

Moment charakterystyczny $M_{xx.2.pod} = 150 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 8.4$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.47 \text{ cm}$$

$$I_I := \frac{b \cdot x_I^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_I)^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2 = 202300 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_I}{(h_{pt} - x_I)} = 14947 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 43.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{xx.2.pod} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

$$K_{II} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 8.53 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 11.6 \text{ cm}$$

$$x_{II} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II} := \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2 = 143735 \text{ cm}^4$$

Napężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{xx.2.pod}}{I_{II}} \cdot (d_p - x_{II}) = 312.73 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II}}{3} \right) = 5.5 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.eff} = 548 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p.eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = 0.05$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.0014 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0009$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{16}}{\rho_{p.eff}} = 160 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.222 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys

$$w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.4 Nad słupami S7 - kierunek yy

Obliczona szerokość rys

$$w_k := 0.218 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.5 Nad słupami zewnętrznymi - kierunek yy

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej $A_{s1} := A_{s1.prov.yy.3.pod} = 16.96 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s.min} = 5.65 \text{ cm}^2$

Wysokość użyteczna w przęśle $d_p := d_{yy.pod} = 24.2 \text{ cm}$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_{16} + 0.5 \cdot \phi_{16} = 54 \text{ mm}$$

$$a_2 := (c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12}) = 48 \text{ mm}$$

Moment charakterystyczny

$$M_{yy.3.pod} = 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 8.4$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.34 \text{ cm}$$

$$I_I := \frac{b \cdot x_I^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_I)^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2 = 201434 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_I}{(h_{pt} - x_I)} = 14746 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 42.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{yy.3.pod} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

$$K_{II} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 6.14 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 10.5 \text{ cm}$$
$$x_{II} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II} := \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2 = 129978 \text{ cm}^4$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{yy,3.pod}}{I_{II}} \cdot (d_p - x_{II}) = 315.83 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II}}{3} \right) = 5.8 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 584.9 \text{ cm}^2$$
$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0.03$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.0013 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0009$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{16}}{\rho_{p,eff}} = 196 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.261 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k,max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.6 Nad słupami zewnętrznymi - kierunek xx

Obliczona szerokość rys

$$w_k := 0.219 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.7 Nad ścianami trzonów komunikacyjnych- kierunek yy

Dokonano korekty dozbrojenia ze względu na niespełnienia warunków zarysowania. Przyjęte zbrojenie dozbrające ϕ_{18} co 20 cm

$$A_{s,prov.yy.4.d.pod.sgu} := 12.72 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej

$$A_{s1} := A_{s,min} + A_{s,prov.yy.4.d.pod.sgu} = 18.37 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej

$$A_{s2} := A_{s,min} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Wysokość użyteczna w przęśle

$$d_p := d_{yy.pod} = 24.2 \text{ cm}$$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_{16} + 0.5 \cdot \phi_{16} = 54 \text{ mm}$$

$$a_2 := (c_{nom} + \phi_{12} + 0.5 \cdot \phi_{12}) = 48 \text{ mm}$$

Moment charakterystyczny

$$M_{yy.4.pod} = 130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 8.4$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_p + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 14.38 \text{ cm}$$

$$I_I := \frac{b \cdot x_I^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt} - x_I)^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2 = 202581 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_I}{(h_{pt} - x_I)} = 14873 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 43.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{yy.4.pod} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

$$K_{II} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 6.52 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_p + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 10.8 \text{ cm}$$

$$x_{II} < h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II} := \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_p - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2 = 137050 \text{ cm}^4$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{yy,4.pod}}{I_{II}} \cdot (d_p - x_{II}) = 346.09 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt} - d_p), \frac{h_{pt} - x_{II}}{3} \right) = 5.7 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = 574.7 \text{ cm}^2 \qquad \rho_{p,eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = 0.03$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.0015 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.001$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{16}}{\rho_{p,eff}} = 187 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.281 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k,max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.5.5.8 Nad ścianami trzonów komunikacyjnych- kierunku xx

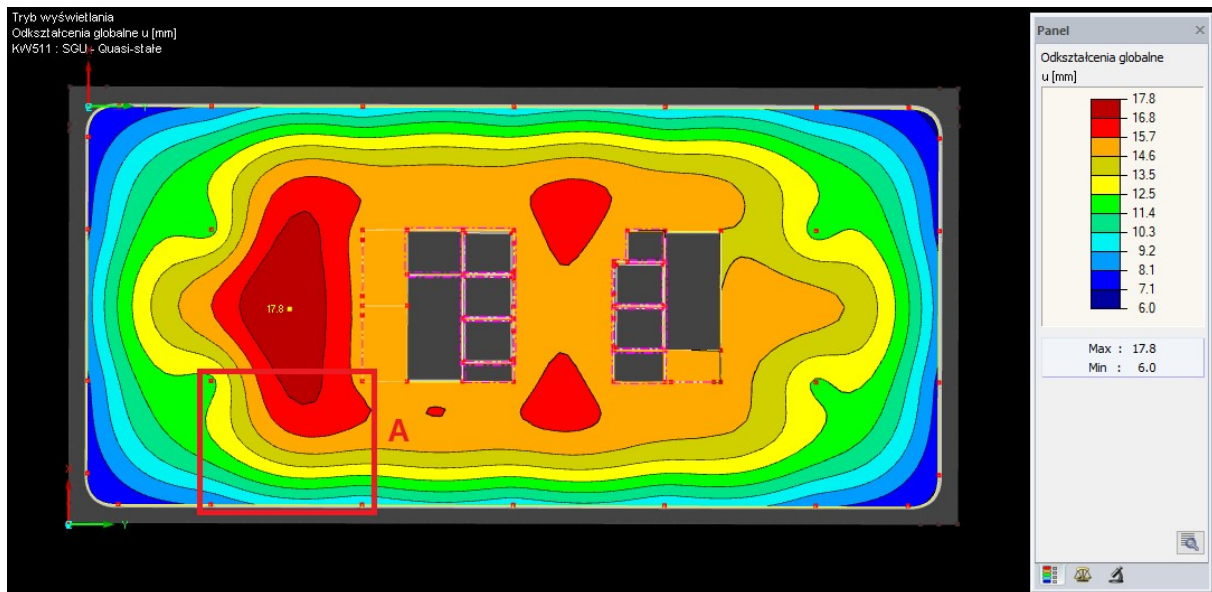
Obliczona szerokość rys $w_k := 0.248 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

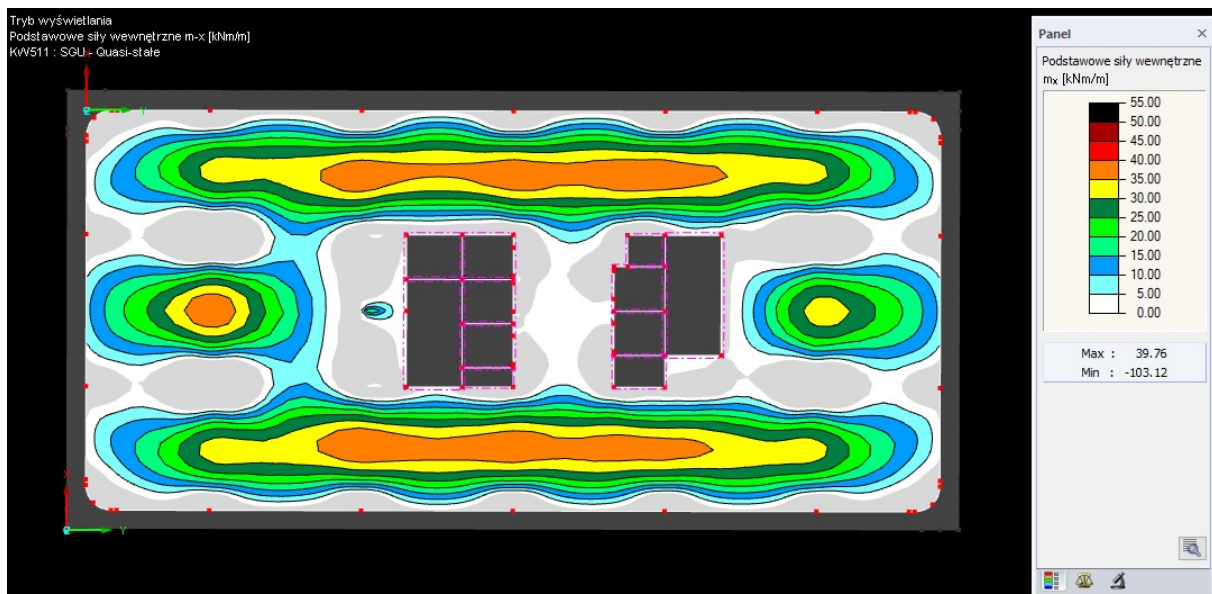
Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

8.6 Sprawdzenie SGU - ugięcia

Przemieszczenia stropu dla SGU-quasi stała



Mapa momentów zginających M_y - kombinacja SGU-quasi stała



Maksymalne ugięcie obliczone przy pomocy
przemieszczeń 4 narożnych podpór
dla obszaru A odczytanych z programu
Rfem5 (quasi stała)

$$a_{el} := 17.8 \text{ mm} - \frac{(14.6 \text{ mm} + 9.2 \text{ mm} + 8.1 \text{ mm} + 11.4 \text{ mm})}{4} = 6.98 \text{ mm}$$

Rozpiętość efektywna dla obszaru A $l_{eff} := 633 \text{ cm}$

Pole powierzchni zbrojenia płyty
w strefie rozciąganej $A_{s1} := 5.65 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia płyty
w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s.min} = 5.65 \text{ cm}^2$

Szerokość efektywna dla obszaru A $b := 1 \text{ m}$

Moment bezwładności w fazie I $I_{I.prz} = 192232 \text{ cm}^4$

Współczynnik zależny od wpływu czasu
trwania obciążenia wg 7.4.3 .Dla obciążeń
długotrwałych i wielokrotnie powtarzalnych $\beta := 0.5$

Wartość momentu rysującego dla obszaru A $M_{cr} := 46.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Wartość momentu dla obszaru A dla
kombinacji quasi stałej $M_{A.qs} := 39.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Płyta niezarysowana $M_{cr} > M_{A.qs} = 1$

Współczynnik dystrybucji $\zeta := 0$

Sztywność belki bez uwzględnienia pełzania $B_{l.0} := E_{cm} \cdot I_{I.prz} = 45751.16 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

Sztywność belki z uwzględnieniem wpływu
pełzania w fazie I $B_I := E_{c.eff} \cdot I_{I.prz} = 14162.9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

$$B := \left(\frac{1 - \zeta}{B_I} \right)^{-1} = 14162.88 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Ugięcie ostateczne $a := a_{el} \cdot \frac{B_{l.0}}{B} = 22.5 \text{ mm}$

Dopuszczalne ugięcie belki $a_{lim} := \frac{l_{eff}}{250} = 25.3 \text{ mm}$

$$a < a_{lim} = 1$$

Warunek spełniony, ugięcie płyty nie przekroczy wartości dopuszczalnej

8.7 Zestawienie zbrojenia ze względu na SGN oraz SGU

Zbrojenie płyty	Płaszczyzna	Obszar zastosowania	Moment zginający obliczeniowy [kNm]	As.req [cm ² /mb]	As.prov [cm ² /mb]	Średnica/rozstaw	Stosunek As.req/As.prov	Kolejność układania zbrojenia
podstawowa dolna	XX	cała płyta	58,53	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	bliżej dolnej krawędzi
	YY	cała płyta	55,58	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	dalej od dolnej krawędzi
podstawowa górna	XX	cała płyta	54,11	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	dalej od górnej krawędzi
	YY	cała płyta	58,04	5,65	5,65	ø12/20cm	1,000	bliżej górnej krawędzi
						dozbrojenie siatki podstawowej prętami		
Dozbrojenie przęseł dołem	XX	Obszar nr 1	75,43	7,33	8,16	ø8/20cm	0,898	bliżej dolnej krawędzi
	XX	Obszar nr 2	63,89	6,18	8,16	ø8/20cm	0,757	bliżej dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 3	74,06	7,59	8,16	ø8/20cm	0,930	dalej od dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 4	67,50	6,90	8,16	ø8/20cm	0,846	dalej od dolnej krawędzi
	YY	Obszar nr 5	62,50	6,37	8,16	ø8/20cm	0,781	dalej od dolnej krawędzi
Dozbrojenie podporowe	XX	Słupy S6	242,90	29,22	31,10	ø18/10cm	0,940	dalej od górnej krawędzi
	YY		251,12	27,16	31,10	ø18/10cm	0,873	bliżej górnej krawędzi
	XX	Słupy S7	215,00	24,60	25,76	ø16/10cm	0,955	dalej od górnej krawędzi
	YY		220,00	23,16	25,76	ø16/10cm	0,899	bliżej górnej krawędzi
	XX	Słupy zewnętrzne	210,00	23,95	25,76	ø16/10cm	0,930	dalej od górnej krawędzi
	YY		158,00	16,10	16,96	ø12/10cm	0,949	bliżej górnej krawędzi
	XX	Trzony komunikacyjne	125,00	13,54	15,70	ø16/20cm	0,862	dalej od górnej krawędzi
	YY		160,00	16,32	18,37	ø18/20cm	0,888	bliżej górnej krawędzi
Zbrojenie na przebiecie		Słup S6			obwód	ø8/12szt./obwód		

Uwaga. Kolorem czerwonym zaznaczono zmiany zbrojenia wyliczonego dla SGN które były konieczne do spełnienia SGU

8.8 Wyznaczenie długości zakotwienia i zakładu zbrojenia

- $\eta_1 := 1$ - zakładam, że warunki przyczepności i pozycji pręta w czasie betonowania są "dobre"
 $\eta_2 := 1$ - dla prętów o średnicy $\phi < 32 \text{ mm}$
 $\alpha_{ct} := 1$ - współczynnik de efektów długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, ze względu na sposób przyłożenia obciążenia (EC2, pkt.3.1.6 (Uwaga), str. 31)
 $\gamma_c = 1.4$ - współczynnik częściowy dla betonu (EC2, tab.NA.2)
 $f_{ctk0.05} := 2 \text{ MPa}$ - charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu klasy C30/37 (EC2, tab. 3.1, str. 26)
 $f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.43 \text{ MPa}$ - graniczne naprężenie przyczepności
 $f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.21 \text{ MPa}$ - graniczne naprężenie przyczepności dla prętów żebrowanych (EC2, pkt. 8.4.2(8.2), str. 122)

8.8.1 Pręty ϕ_8 (dozbrojenie siatki dolnej)

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi_8} := 0.930$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu, od którego odmierza się długość zakotwienia:

$$\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi_8} \cdot f_{yd} = 404.35 \text{ MPa}$$

Średnica pręta

$$\phi_8 = 8 \text{ mm}$$

Podstawowa długość zakotwienia

$$l_{b.rqd.8} := \frac{\phi_8}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 25.2 \text{ cm}$$

Minimalna długość zakotwienia:

$$l_{b.min.8} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.8}, 10 \cdot \phi_8, 100 \text{ mm}) = 10 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} \quad (\text{EC2, pkt. 8.4.4(8.4), str. 124})$$

Współczynniki EC2. tab. 8.2, str. 125:

$\alpha_1 := 1$ - zależny od kształtu prętów

$\alpha_2 := 1$ - zależny od najmniejszego otulenia betonem

$\alpha_3 := 1$ - zależny od wpływu skrępowania betonu przez zbrojenie poprzeczne

$\alpha_4 := 0.7$ - ograniczenie odkształceń przez przyspojone zbrojenie poprzeczne. **Nie uwzględniam**

$\alpha_5 := 1$ - uwzględnia wpływ nacisku poprzecznego do płaszczyzny rozłupywania wzdłuż obliczeniowej długości zakotwienia

Iloczyn $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$, powinien spełniać warunek $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 > 0.7 = 1$ Warunek spełniony

$$l_{bd.8} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.8}, l_{b.min.8}) = 25.2 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakotwienia

$$l_{bd.\phi 8} := 26 \text{ cm}$$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$

$$\alpha_6 := 1.5$$

minimalna długość zakładu

$$l_{z.min.8} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.8}, 15 \cdot \phi_8, 200 \text{ mm}) = 20 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_{z.8} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.8}, l_{z.min.8}) = 37.7 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakładu

$$l_{z.\phi 8} := 40 \text{ cm}$$

8.8.2 Pręty ϕ_{12} (zbrojenie siatek podstawowych)

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego

(dla siatek podstawowych brak redukcji ze względu na naprężenia)

$$\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi 12} := 1$$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu, od którego odmierza się długość zakotwienia:

$$\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi 12} \cdot f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

Średnica pręta

$$\phi_{12} = 12 \text{ mm}$$

Podstawowa długość zakotwienia $l_{b.rqd.12} := \frac{\phi_{12}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 40.6 \text{ cm}$

Minimalna długość zakotwienia: $l_{b.min.12} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.12}, 10 \cdot \phi_{12}, 100 \text{ mm}) = 12.17 \text{ cm}$

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd}$ (EC2,pkt. 8.4.4(8.4), str. 124)

$l_{bd.12} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.12}, l_{b.min.12}) = 40.6 \text{ cm}$

Przyjęta długość zakotwienia $l_{bd.\phi_{12}} := 42 \text{ cm}$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$ $\alpha_6 := 1.5$

minimalna długość zakładu

$l_{z.min.12} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.12}, 15 \cdot \phi_{12}, 200 \text{ mm}) = 20 \text{ cm}$

Obliczeniowa długość zakładu

$l_{z.12} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.12}, l_{z.min.12}) = 60.9 \text{ cm}$

Przyjęta długość zakładu $l_{z.\phi_{12}} := 62 \text{ cm}$

8.8.3 Pręty ϕ_{16} (dozbrojenie siatek górnych stref przypodporowych)

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi_{16}} := 0.955$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu, od którego odmierza się długość zakotwienia:

$\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi_{16}} \cdot f_{yd} = 415.22 \text{ MPa}$

Średnica pręta $\phi_{16} = 16 \text{ mm}$

Podstawowa długość zakotwienia $l_{b.rqd.16} := \frac{\phi_{16}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 51.7 \text{ cm}$

Minimalna długość zakotwienia: $l_{b.min.16} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.16}, 10 \cdot \phi_{16}, 100 \text{ mm}) = 16 \text{ cm}$

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd}$ (EC2,pkt. 8.4.4(8.4), str. 124)

$l_{bd.16} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.16}, l_{b.min.16}) = 51.7 \text{ cm}$

Przyjęta długość zakotwienia $l_{bd.\phi_{16}} := 52 \text{ cm}$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$ $\alpha_6 := 1.5$

minimalna długość zakładu

$$l_{z.min.16} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.16}, 15 \cdot \phi_{16}, 200 \text{ mm}) = 24 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_{z.16} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.16}, l_{z.min.16}) = 77.5 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakładu $l_{z.\phi16} := 78 \text{ cm}$

8.8.4 Pręty ϕ_{18} (dozbrojenie siatek górnych stref przypodporowych)

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi18} := 0.940$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu,
od którego odmierza się długość zakotwienia:

$$\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi18} \cdot f_{yd} = 408.7 \text{ MPa}$$

Średnica pręta $\phi_{18} = 18 \text{ mm}$

Podstawowa długość zakotwienia $l_{b.rqd.18} := \frac{\phi_{18}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 57.2 \text{ cm}$

Minimalna długość zakotwienia: $l_{b.min.18} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.18}, 10 \cdot \phi_{18}, 100 \text{ mm}) = 18 \text{ cm}$

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} \quad (\text{EC2, pkt. 8.4.4(8.4), str. 124})$$

$$l_{bd.18} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.18}, l_{b.min.18}) = 57.2 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakotwienia $l_{bd.\phi18} := 58 \text{ cm}$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$ $\alpha_6 := 1.5$

minimalna długość zakładu

$$l_{z.min.18} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.18}, 15 \cdot \phi_{18}, 200 \text{ mm}) = 27 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_{z.18} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.18}, l_{z.min.18}) = 85.8 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakładu $l_{z.\phi18} := 86 \text{ cm}$

9. Wymiarowanie belki usytuowanej wzdłuż osi VII z odcinkami zakrzywionymi pod kątem prostym do osi A oraz D

9.1 Dane wstępne

Beton:

Klasa betonu	C 30/37
Współczynnik bezpieczeństwa dla betonu (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2)	$\gamma_c := 1.4$
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie (tablica NA.2)	$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$
Wytrzymałość średnia na ściskanie (tablica 3.1):	$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$
Współczynnik od efektów długotrwałych i niekorzystnych wpływów (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 3.6.1, str. 30)	$\alpha_{cc} := 1.0$
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.43 \text{ MPa}$
Sieczny moduł sprężystości betonu odczytany z tablicy 3.1 (PN-EN 1992-1-1:2008)	$E_{cm} := 32 \text{ GPa}$
Redukcja siecznego modułu sprężystości betonu ze względu na typ kruszywa	$E_{cm} := 32 \text{ GPa} \cdot 0.7 = 22.4 \text{ GPa}$
Odształcenie graniczne betonu przy ścisaniu	$\varepsilon_{cu3} := 0.0035$

Stal:

Klasa stali	RB 500 W
Współczynnik bezpieczeństwa dla stali (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2)	$\gamma_s := 1.15$
Charakterystyczna granica plastyczności	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Obliczeniowa granica plastyczności dla stali	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Odształcenie stali	$\varepsilon_{\gamma d} := 0$

Klasa ekspozycji

Klasę ekspozycji przyjęta	XC3
---------------------------	------------

Średnice prętów zbrojeniowych

Średnicę prętów zbrojeniowych przyjęto

$$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

Otulina prętów zbrojeniowych

Zalecana klasa konstrukcji (PN-EN 1992-1-1:2008, pkt. 4.4.1.2(5), str. 45)	S4
Przyjęta klasa konstrukcji (PN-EN 1992-1-1:2008, tab. 4.3N, str. 45)	S3
Otulenie minimalne ze względu na przyczepność (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.2)	$c_{min.b} := \phi_{16} = 16 \text{ mm}$
Otulenie minimalne ze względu na trwałość stali zbrojeniowej (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.4N)	$c_{min.dur} := 20 \text{ mm}$
Dodatek ze względu na odchyłkę (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.3)	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$
Zalecany składnik bezpieczeństwa (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 6)	$\Delta c_{dur.y} := 0 \text{ mm}$
Zalecany składnik bezpieczeństwa od zastosowanej stali (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 7)	$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$
Zalecany składnik bezpieczeństwa za względu na zastosowanie ochrony betonu (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 8)	$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$
Minimalne otulenie zbrojenia $c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.y} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm})$	$c_{min} = 20 \text{ mm}$
Nominalne otulenie zbrojenia	$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm}$

Wysokość użyteczna belki: d_p dla zbrojenia dołem (ściskany górny pas)

Średnica strzemion podciągu	$\phi_s := 8 \text{ mm}$
Pole powierzchni pręta ϕ_8	$A_{\phi_8} := \pi \cdot \frac{\phi_s^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$
Średnica zbrojenia podłużnego belki (16mm)	$\phi_p := \phi_{16} = 16 \text{ mm}$
Średnica zbrojenia podłużnego belki (12mm)	$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$
Pole powierzchni pręta ϕ_{16}	$A_{\phi_{16}} := \pi \cdot \frac{\phi_p^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$
Pole powierzchni pręta ϕ_{12}	$A_{\phi_{12}} := \pi \cdot \frac{\phi_{12}^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$
Wysokość belki	$h_b := 80 \text{ cm}$
Grubość otuliny belki	$c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Dla prętów ϕ_{16} $d_{b,\phi_{16}} := h_b - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_{16}}{2} = 75.4 \text{ cm}$

Dla prętów ϕ_{12} $d_{b,\phi_{12}} := h_b - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_{12}}{2} = 75.6 \text{ cm}$

Wysokość użyteczna belki B: d_p dla zbrojenia górną (ściskany dolny pas)

Zbrojenie wyprowadzone z płyty stropowej $\phi_{pt} := 12 \text{ mm} + 16 \text{ mm}$

Dla prętów ϕ_{16}
(uwzględnione zbrojenie z płyty stropowej) $d_{b,góra} := h_b - c_{nom} - \phi_s - \phi_{pt} = 73.4 \text{ cm}$

Minimalna wielkość zbrojenia belki

Szerokość strefy rozciąganej $b_v := 30 \text{ cm}$

Wysokość belki $h_b = 80 \text{ cm}$

Średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe $f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$

Charakterystyczna granica plastyczności stali $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Wysokość użyteczna przekroju $d_{b,\phi_{16}} = 75.4 \text{ cm}$

$$h_{cr} := 0.5 \cdot h_b = 40 \text{ cm}$$

$$k_c := 0.4$$

$$k := 1.0$$

$$f_{ct,eff} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$A_c := h_b \cdot b_v = 2400 \text{ cm}^2$$

$$A_{ct} := 0.5 \cdot A_c = 1200 \text{ cm}^2$$

$$\phi_s' := \frac{\phi_{16}}{\frac{f_{ct,eff}}{2.9 \text{ MPa}} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 (h_b - d_{b,\phi_{16}})}} = 13.1 \text{ mm}$$

Maksymalne dozwolone naprężenie w zbrojeniu powstałe natychmiast po pojawieniu się rys. Wartość interpolowana do średnicy dostosowanej (wg Tablicy 7.2N)

$$\sigma_s := 269 \text{ MPa}$$

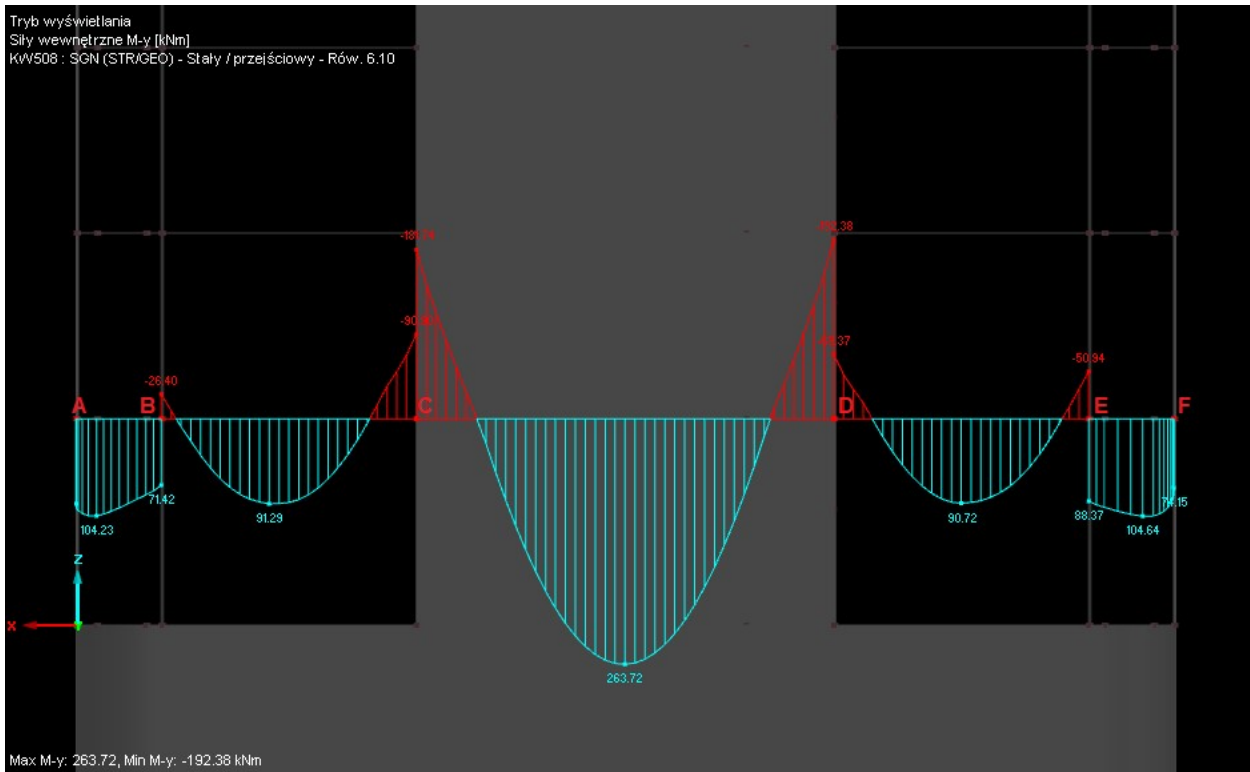
$$A_{s,min1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_v \cdot d_{b,\phi_{16}} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min2} := 0.0013 b_v \cdot d_{b,\phi_{16}} = 2.94 \text{ cm}^2$$

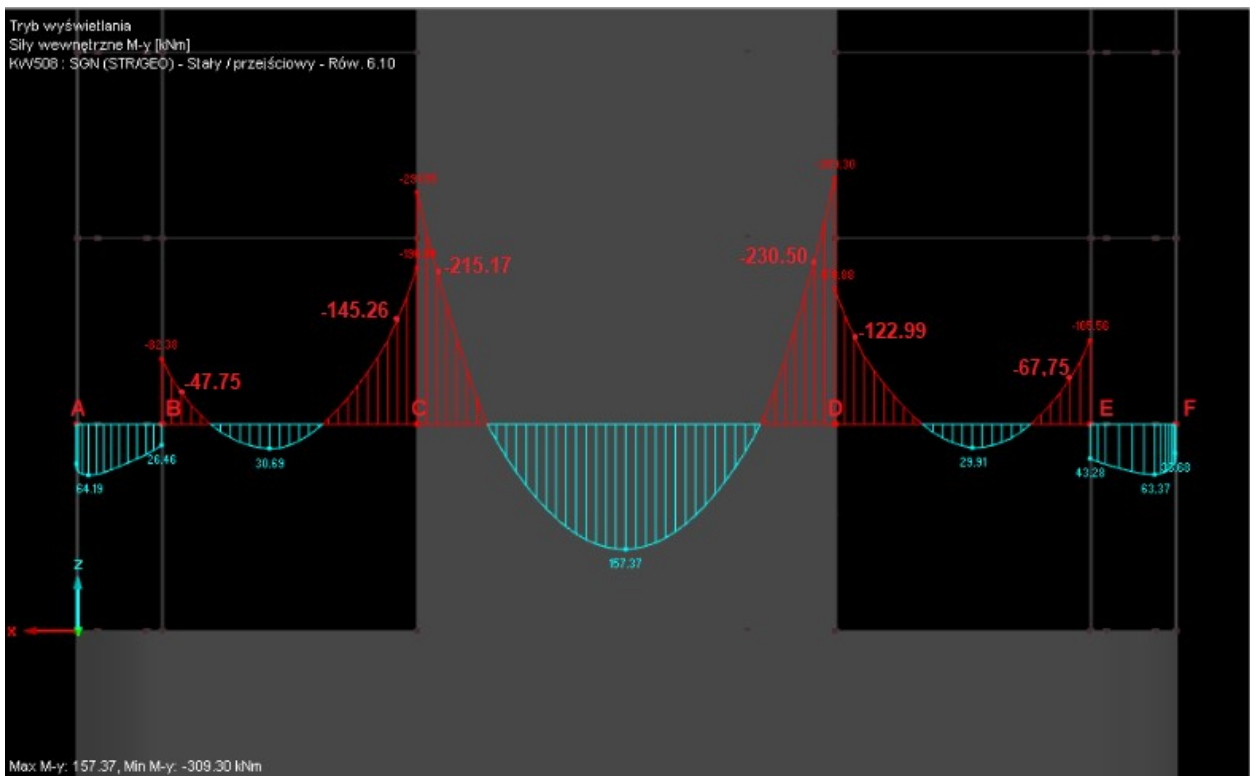
$$A_{s,min.3} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 3.62 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}, A_{s,min.3}) = 3.62 \text{ cm}^2$$

9.2 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednia momentów zginających w SGN



Obwiednia dolna My [kNm]



Obwiednia górna My [kNm]

Uwaga ! Na wykresach zaznaczono wartości krawędziowe odczytane z programu Rfem 5.26

9.2.1 Ręczne oszacowanie poprawności modelu obliczeniowego

Rozpiętość pomiędzy belkami równoległymi do belki

$$l := 6.6 \text{ m}$$

Max długość przęsła belki

$$l_{belki} := 8.1 \text{ m}$$

Obliczeniowy ciężar stropu

$$g_1 := 0.5 \cdot 0.28 \text{ m} \cdot l \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.35 = 31.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obliczeniowy ciężar warstw wykończeniowych stropu

$$g_2 := 0.5 \cdot 1.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l \cdot 1.35 = 8.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obliczeniowe obciążenie użytkowe

$$q := 0.5 \cdot 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l \cdot 1.5 = 20.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment szacunkowy nad podporą z wzoru $\frac{ql^2}{12}$

$$M_{sz} := (g_1 + g_2 + q) \cdot \frac{(l_{belki})^2}{12} = 328.748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksymalny moment podporowy (pik z programu Rfem 5.26)

$$M_{Ed} := 309.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{abs} \left(1 - \frac{M_{sz}}{M_{Ed}} \right) = 6.29\%$$

Błąd akceptowalny (poniżej 15%) co świadczy o poprawności modelu obliczeniowego

9.3 Sprawdzenie stanów granicznych nośności - zginanie

9.3.1 Wzory i symbole użyte przy prowadzeniu obliczeń

Szerokość średnika belki

$$b_w$$

Rozstaw osiowe w kierunku prostopadłym do belki

$$l_A := 660 \text{ cm}$$

Rozstawy osiowe w kierunku równoległym do belki

$$l_B := [495 \text{ cm} \quad 810 \text{ cm} \quad 495 \text{ cm}]$$

Wysokość płyty stropowej

$$h_{pt} := 28 \text{ cm}$$

Połowa rozpiętości między belka

oraz sąsiednimi osiami

$$b_1 = \frac{(l_A - b_w)}{2}$$

Wartość b dla przęseł

$$b = b_1 + b_w$$

$$b_{eff,i} = \min(0.2 b_i + 0.1 \cdot l_0, 0.2 l_0, b_i)$$

Szerokość efektywna półki belki teowej

$$b_{eff} = \min(\sum b_{eff,i} + b_w, b_i)$$

Odształcenie graniczne betonu przy ściskaniu

$$\varepsilon_{cu3} := 0.0035$$

Odształcenie stali

$$\varepsilon_{\gamma d} := 0$$

Stosunek granicznych sił przyczepności stali

zbrojeniowej

$$\xi_{eff,lim} := 0.8 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu3}}{E_s \cdot \varepsilon_{cu3} + f_{yd}} = 0.493$$

Minimalna odległość między zerowymi momentami dla przęseł (wartości z programu Autodesk Robot)

$$l_0$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d$$

$$b_{eff.1} = \min(0.2 b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 l_0, b_1)$$

$$b_{eff} = \min(2 b_{eff.1} + b_w, b_1)$$

Moment obliczeniowy

$$M_{Ed}$$

Moment płytowy

$$M_f = f_{cd} \cdot h_{pt} \cdot b_{eff} \cdot \left(d_p - \frac{h_{pt}}{2} \right)$$

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_p^2}$$

Względna wysokość efektywnej strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 S_{c,eff}}$$

Graniczna wysokość efektywnej strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff,lim} = 0.49$$

Efektywna wysokość ściskanej strefy betonu

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d$$

Pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1} = \frac{x_{eff} \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Minimalne pole zbrojenia

$$A_{s,min} = 3.622 \text{ cm}^2$$

Obliczeniowe pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,req} = \max(A_{s1}, A_{s,min})$$

Przyjęte pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,prov}$$

9.3.2 Obliczenia zbrojenia na zginanie w poszczególnych przekrojach

Obliczanie zbrojenia na zginanie																	
Przekrój	l_a [cm]	l_b [cm]	b_w [cm]	b [cm]	l_0 [cm]	d [cm]	b_{eff} [cm]	M_{Ed} [kNm]	M_f [kNm]	$M_{Ed} < M_f$	S_{ceff} [-]	ζ_{eff} [-] ζ_{efflim} [0,49]	x_{eff} [mm]	$A_{s,req}$ [cm ²] $A_{s,min}$ [3,62 cm ²]	$A_{s,prov}$ [cm ²]	Przyjęte pręty	$[A_{s,req}/A_{s,prov}]$
Przęsło AB	-	-	30	-	-	75,60	30	104,23	1108,87	-	0,028	0,029	21,76	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło BC	660	495	30	345	216	75,60	43,2	91,29	1596,78	Pozornie teowy	0,017	0,017	13,16	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło CD	660	810	30	345	535	75,40	107	263,72	3942,14	Pozornie teowy	0,020	0,020	15,41	8,13	10,05	5 Φ 16 mm	0,81
Przęsło DE	660	495	30	345	208	75,60	41,6	90,72	1537,64	Pozornie teowy	0,018	0,018	13,58	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło EF	-	-	30	-	-	75,60	30	104,64	1108,87	-	0,028	0,029	21,85	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Podpora A	-	-	30	-	-	73,40	30	-	-	-	0,000	0,000	0,00	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora B	-	-	30	-	-	73,40	30	47,75	-	-	0,014	0,014	10,19	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora C	-	-	30	-	-	73,40	30	215,17	-	-	0,062	0,064	47,11	6,97	8,04	4 Φ 16 mm	0,87
Podpora D	-	-	30	-	-	73,40	30	230,5	-	-	0,067	0,069	50,59	7,48	8,04	4 Φ 16 mm	0,93
Podpora E	-	-	30	-	-	73,40	30	67,75	-	-	0,020	0,020	14,50	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora F	-	-	30	-	-	73,40	30	-	-	-	0,000	0,000	0,00	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90

Na pomarańczowo oznaczono dane wejściowe. Na niebiesko zaznaczono wyniki obliczeń na podstawie wzorów z punktu 9.3.1 Kolorem zielonym oznaczono przyjęte zbrojenie w każdym przekroju.

9.4 Sprawdzenie stanów granicznych nośności - ścinanie ze skręcaniem

9.4.1 Wzory wykorzystane do obliczenia nośności $V_{Rd.c}$ i $V_{Rd.max}$

Wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Średnice głównego zbrojenia $\phi_{12} = 12 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 16 \text{ mm}$

Szerokość belki B b_w

Wysokość użyteczna przekroju d

Współczynnik zgodnie z uwagą pkt. 6.2.2
wartość zalecana $k_1 := 0.15$

Współczynnik częściowy dla betonu $\gamma_C := 1.4$

Współczynnik zgodnie z uwagą pkt. 6.2.2
wartość zalecana $C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_C} = 0.13$

$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_p}}, 2\right)$ wg pkt 6.2.2

Pole przekroju zbrojenia rozciąganego przy
podporze (w przekrojach podporowych uwzględnione
2 pręty z warunków konstrukcyjnych co jest
po stronie bezpiecznej)

A_{sl}

$\rho_l = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0.02\right)$ wg pkt 6.2.2

$v_{min} := 0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ wg (6.3N)

Współczynnik uwzględniający efekty długotrwałe
oraz niekorzystne wpływy wynikające ze sposobu
przyłożenia obciążenia - Wartość zalecana
wg 3.1.6 (1)P $\alpha_{cc} := 1.0$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 21.43 \text{ MPa}$ wg 3.1.6 (3.15)

$V_{Rd.c.A} = \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}\right) \cdot b_w \cdot d$ wg (6.2.a)

$V_{Rd.c.B} = (v_{min}) \cdot b_w \cdot d$ wg (6.2.b)

Nośność obliczeniowa na ścinanie przekroju
bez zbrojenia na ścinanie $V_{Rd.c} = \max(V_{Rd.c.A}, V_{Rd.c.B})$

Współczynnik stanu naprężeń w pasie ściskanym dla konstrukcji nie sprężonych

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

$$z = 0.9 d$$

Współczynnik redukcji wytrzymałości betonu

zarysowanego przy ścinaniu wg (6.6N)

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.53$$

Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie

$$f_{cd} = 21.43 \text{ MPa}$$

Przyjmuję : $\theta := 26.6 \text{ deg}$ $\cot(\theta) = 2$ $\tan(\theta) = 0.5$

Nośność obliczeniowa na ścinanie przekroju ze względu na nośność krzyżulców betonowych

wg wz. 6.9

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

9.4.2 Obliczenia nośności na ścinanie w poszczególnych przekrojach

Obliczeniowa nośność na ścinanie przekroju betonowego bez strzemion										
Przekrój	b_w [cm]	d [cm]	k [-]	A_{sl} [cm ²]	ρ_l [-]	V_{min} [MPa]	$V_{Rd,c}$ (6.2a) [kN]	$V_{Rd,c}$ (6.2b) [kN]	$V_{Rd,max}$ (6.9) [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]
Przęsto AB	30	75,60	1,26	4,52	0,0020	0,27	66,9	61,8	923,9	66,9
Przęsto BC	30	75,60	1,26	4,52	0,0020	0,27	66,9	61,8	923,9	66,9
Przęsto CD	30	75,40	1,27	10,05	0,0020	0,27	66,9	61,7	921,4	66,9
Przęsto DE	30	75,60	1,26	4,52	0,0020	0,27	66,9	61,8	923,9	66,9
Przęsto EF	30	75,60	1,26	4,52	0,0020	0,27	66,9	61,8	923,9	66,9
Podpora A	30	73,40	1,27	4,02	0,0018	0,28	63,5	60,6	897,0	63,5
Podpora B	30	73,40	1,27	4,02	0,0018	0,28	63,5	60,6	897,0	63,5
Podpora C	30	73,40	1,27	8,04	0,0020	0,28	65,5	60,6	897,0	65,5
Podpora D	30	73,40	1,27	8,04	0,0020	0,28	65,5	60,6	897,0	65,5
Podpora E	30	73,40	1,27	4,02	0,0018	0,28	63,5	60,6	897,0	63,5
Podpora F	30	73,40	1,27	4,02	0,0018	0,28	63,5	60,6	897,0	63,5

W każdym przekroju $V_{Rd,c} < V_{Rd,max}$ co oznacza że przekrój jak i klasa betonu są odpowiednie.

9.4.3 Wzory wykorzystane do obliczenia nośności $T_{Rd,c}$ i $T_{Rd,max}$

Średnia wytrzymałość betonu C30/37 na rozciąganie osiowe

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Wysokość belki

$$h_b = 80 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d$$

Obliczeniowa wytrzymałość betonu C30/37

na rozciąganie osiowe

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 2.071 \text{ MPa}$$

Odległość środka zbrojenia rozciąganego od lica elementu

$$a_1 = h_{p.B} - d$$

Grubość efektywna ścianki zastępczego przekroju skrzynkowego

$$t_{eff} = \max\left(\frac{b_w \cdot h_p}{2 \cdot (b_w + h_p)}, 2 \cdot a_1\right)$$

Pole efektywne dla skręcania

$$A_k = (b_w - t_{eff}) \cdot (h_{p.B} - t_{eff})$$

Nośność obliczeniowa na skręcanie przekroju bez zbrojenia na skręcanie

$$T_{Rd.c} = 2 \cdot A_k \cdot t_{eff} \cdot f_{ctd}$$

Współczynnik redukcji wytrzymałości betonu

zarysowanego przy ścinaniu wg (6.6N)

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.53$$

Współczynnik stanu naprężeń w pasie ściskany dla konstrukcji nie sprężonych

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie

$$f_{cd} = 21.43 \text{ MPa}$$

Przyjmuję $\theta := 26.6 \text{ deg}$ $\sin(\theta) = 0.45$

$$\cos(\theta) = 0.89$$

Nośność obliczeniowa na skręcanie przekroju ze względu na nośność krzyżulców betonu

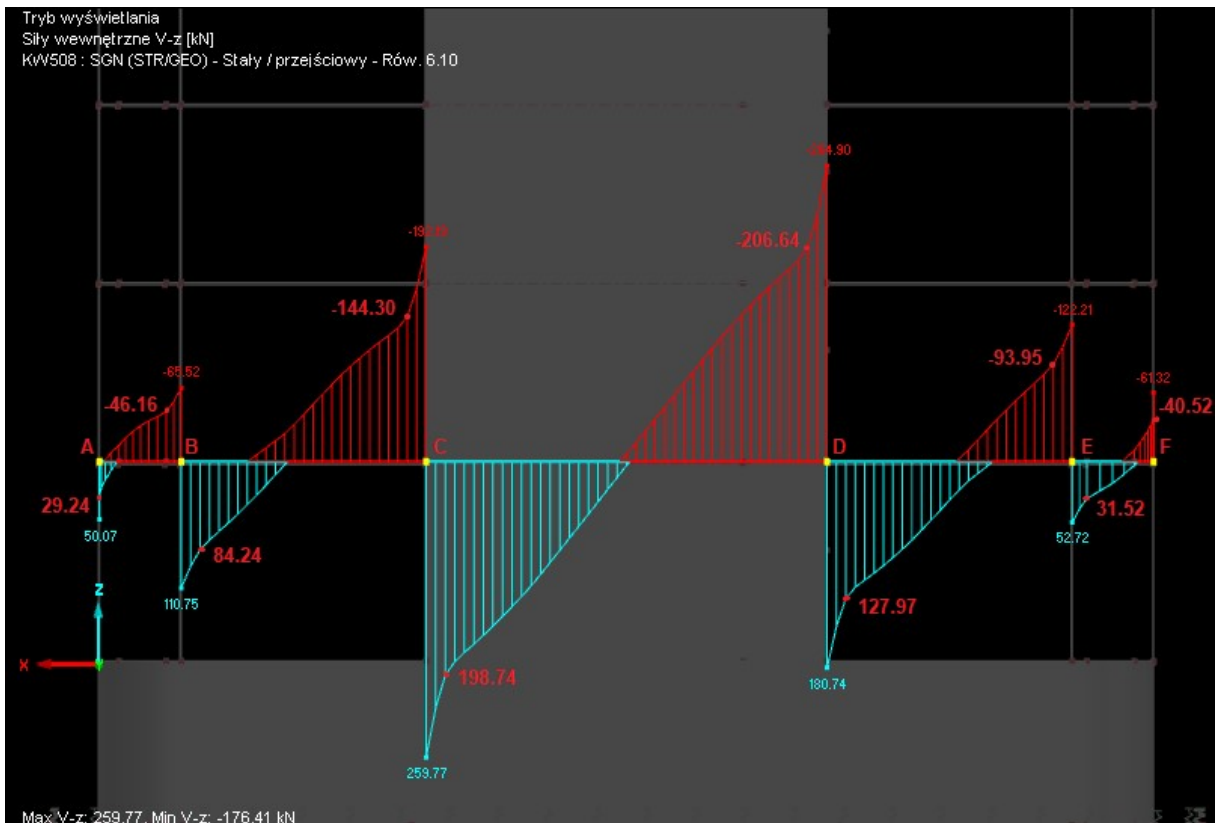
$$T_{Rd.max} = 2 \cdot v_1 \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{eff} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$$

9.4.4 Obliczenia nośności na skręcanie w poszczególnych przekrojach

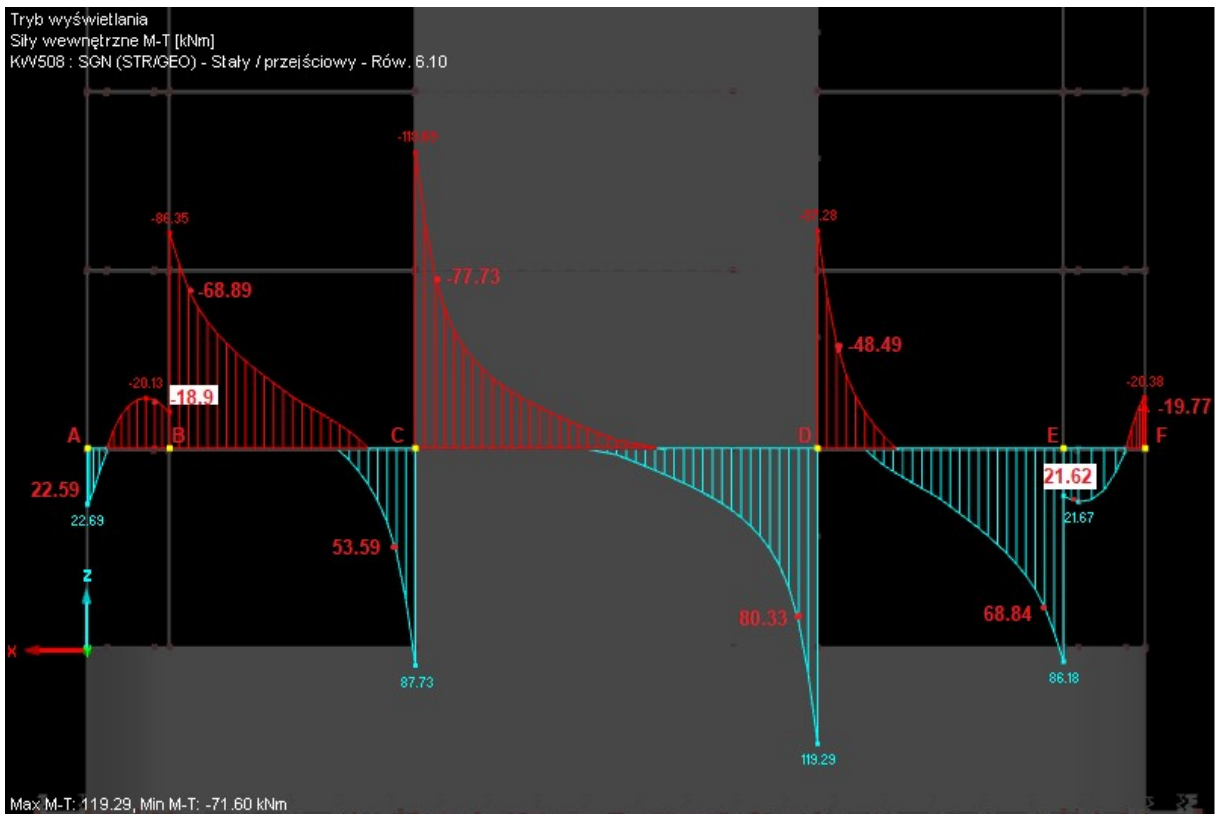
Obliczeniowa nośność na skręcanie przekroju betonowego							
Przekrój	b_w [cm]	d [cm]	a_1 [cm]	t_{eff} [cm]	A_k [cm ²]	$T_{Rd.max}$ [kNm]	$T_{Rd.c}$ [kNm]
Przęsto AB	30	75,60	4,40	10,91	1319	130,9	59,6
Przęsto BC	30	75,60	4,40	10,91	1319	130,9	59,6
Przęsto CD	30	75,40	4,60	10,91	1319	130,9	59,6
Przęsto DE	30	75,60	4,40	10,91	1319	130,9	59,6
Przęsto EF	30	75,60	4,40	10,91	1319	130,9	59,6
Podpora A	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3
Podpora B	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3
Podpora C	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3
Podpora D	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3
Podpora E	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3
Podpora F	30	73,40	6,60	13,20	1122,2	134,8	61,3

W każdym przekroju $T_{Rd.c} < T_{Rd.max}$ co oznacza że wymiary przekroju jak i klasa betonu są odpowiednie.

9.4.5 Obwiednie sił ścinających oraz momentów skręcających

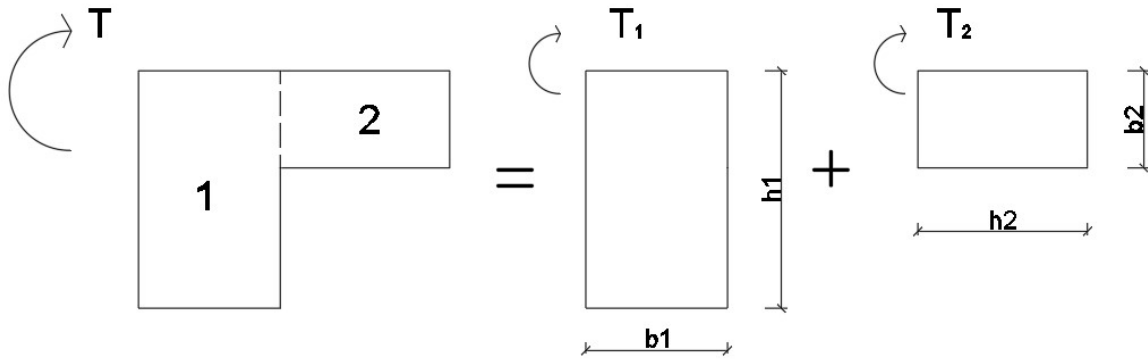


Obwiednia sił ścinających Vz [kN]



Obwiednia Momentów skręcających Mx [kNm]

9.4.6 Uwzględnienie współpracy płyty w skręcaniu belki



Jako odcinki płyty współpracujące z belką na skręcanie dla przęseł BC,CD,DE uwzględniona zostanie część płyty o szerokości trzech grubości płyty stropowej.

h/b	1.0	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0	>10.0
α	0.208	0.231	0.239	0.246	0.258	0.267	0.282	0.299	0.307	0.313	0.333
β	0.141	0.196	0.214	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.307	0.313	0.333

$$\tau_{max} = \frac{M_s}{\alpha \cdot h \cdot b^2}$$

$$\theta = \frac{M_s}{G \cdot \beta \cdot h \cdot b^3}$$

$$\alpha(x) = \frac{M_s(x)}{G \cdot \beta \cdot h \cdot b^3}$$

Wymiary belki obwodowej

$b_1 := 30 \text{ cm}$ $h_1 := 80 \text{ cm}$ stosunek h/b $\frac{h_1}{b_1} = 2.67$ (wartość interpolowana) $\beta_1 := 0.260$

Przęsła BC,CD oraz DE

$$h_2 := \max(h_{pt}, 3 h_{pt}) = 84 \text{ cm}$$

$$b_2 := \min(h_{pt}, 3 h_{pt}) = 28 \text{ cm}$$

stosunek h/b $\frac{h_2}{b_2} = 3$ $\beta_2 := 0.267$

Kąty skręcenia na jednostkę długości

$$\theta_1 = \frac{T_1}{\beta_1 \cdot b_1^3 \cdot h_1 \cdot G} \qquad \theta_2 = \frac{T_2}{\beta_2 \cdot b_2^3 \cdot h_2 \cdot G}$$

Z warunku $\theta_1 = \theta_2$ otrzymujemy $\Delta = \frac{T_2}{T_1} \implies \Delta := \frac{\beta_2 \cdot b_2^3 \cdot h_2}{\beta_1 \cdot b_1^3 \cdot h_1} = 0.8767$

$$T_1 := 1 \quad T_2 := \Delta \cdot T_1 = 0.8767$$

Z warunku $T := T_1 + T_2$ otrzymujemy

$$T_{1,bleka} := \frac{T_1}{T} = 0.533 \qquad T_{2,płyta} := \Delta \cdot T_{1,bleka} = 0.467$$

9.4.7 Zestawienie kombinacji wymiarujących odcinki II rodzaju na ścinanie ze skręcaniem

Przęsło	KOMB	V_{ED} [kN]	T_{ED} [kNm]	T_{ED1} [kNm]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$	$\frac{T_{Ed1}}{T_{Rd,c}}$	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed1}}{T_{Rd,c}}$
AB	KW72	35,07	19,63	10,46	63,5	61,3	0,552	0,171	0,723
	KW95	44,43	17,59	9,38			0,700	0,153	0,853
	KW102	36,25	20,13	10,73			0,571	0,175	0,746
BC	KW77	140,19	46,85	24,97	63,5	61,3	2,208	0,407	2,615
	KW84	135,70	48,63	25,92			2,137	0,423	2,560
	KW93	123,59	50,38	26,85			1,946	0,438	2,384
CD	KW83	200,92	78,40	41,79	65,5	61,3	3,067	0,682	3,749
	KW84	196,11	77,93	41,54			2,994	0,678	3,672
	KW98	205,18	78,05	41,60			3,133	0,679	3,811
	KW102	200,21	77,52	41,32			3,057	0,674	3,731
DE	KW54	129,93	46,09	24,57	63,5	61,3	2,046	0,401	2,447
	KW83	126,31	48,27	25,73			1,989	0,420	2,409
	KW86	113,41	49,95	26,62			1,786	0,434	2,220
EF	KW71	40,07	18,96	10,11	63,5	61,3	0,631	0,165	0,796
	KW84	32,74	20,38	10,86			0,516	0,177	0,693
	KW96	31,08	20,00	10,66			0,489	0,174	0,663
	KW98	38,86	19,86	10,59			0,612	0,173	0,785

Dokonano analizy przypadków dających maksymalne wartości siły poprzecznej oraz maksymalnych momentów skręcających wraz z wartościami odpowiadającymi sił wewnętrznym dla każdego przypadku. Do analizy użyto wyniki uzyskane w programie Rfem 5.26. Na podstawie tej analizy wybrano siły wymiarujące które zaznaczono w powyższej tabeli kolorem czerwonym. Na podstawie tych sił wyznaczone zostało zbrojenie na ścinanie wraz ze skręcaniem dla odcinków II rodzaju. Przy powyższej analizie korzystano z nośności $V_{Rd,c}$ oraz $T_{Rd,c}$ wyznaczonych dla przekrojów podporowych na wybór których wskazuje charakter przebiegu wykresów obwiedni dla sił ścinających jak i momentów skręcających. W obliczeniach uwzględniono współpracę płyty betonowej przy skręcaniu.

9.4.8 Wyznaczenie zbrojenia na ścinanie ze skręcaniem dla odcinków II rodzaju

9.4.8.2 Przęsło AB

Przęsło AB jest całkowicie I rodzaju ze względu na ścinanie ze skręcaniem. Zastosowane zostanie zbrojenie konstrukcyjne.

9.4.8.2 Przęsło BC

Nośności w przekroju $V_{Rd,c,BC} := 63.5 \text{ kN}$ $T_{Rd,c,BC} := 61.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Wartości obliczeniowe $V_{Ed,BC} := 140.19 \text{ kN}$ $T_{Ed,BC} := 24.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\frac{V_{Ed,BC}}{V_{Rd,c,BC}} + \frac{T_{Ed,BC}}{T_{Rd,c,BC}} = 2.615 > 1 - \text{Potrzebne zbrojenie na skręcanie ze ścinaniem}$$

Wyznaczenie gęstości strzemion z uwagi na V_{Ed}

Wymiarująca siła ścinająca	$V_{Ed,BC} = 140.19 \text{ kN}$
Wysokość użyteczna przekroju	$d_{b,góra} = 73.4 \text{ cm}$
Średnica strzemion	$\phi_s = 8 \text{ mm}$
Pole powierzchni strzemion dla ścinania	$A_{sw,v} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 1.005 \text{ cm}^2$
Rozstaw strzemion ze względu na siłę V_{Ed}	$s_v := \frac{A_{sw,v}}{V_{Ed,BC}} \cdot 0.9 \cdot d_{b,góra} \cdot f_{yd} \cdot \cot(26.6 \text{ deg}) = 41.1 \text{ cm}$
Gęstości strzemion z uwagi na siłę V_{Ed}	$\frac{A_{sw,v}}{s_v} = 2.444 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Wyznaczenie gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed}

Wymiarujący moment skręcający	$T_{Ed,BC} = 24.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Wysokość przekroju	$h_b = 80 \text{ cm}$
Średnica strzemion	$\phi_s = 8 \text{ mm}$
Pole powierzchni strzemion dla ścinania	$A_{sw,T} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$
Grubość efektywna ścianki zastępczego przekroju skrzynkowego (patrz tabela)	$t_{eff} := 13.2 \text{ cm}$
Pole efektywne dla skręcania (patrz tabela)	$A_{k,BC} := 1122 \text{ cm}^2$
Naprężenie od momentu skręcającego	$\tau_T := \frac{T_{Ed,BC}}{2 \cdot A_{k,BC} \cdot t_{eff}}$
Rozstaw strzemion ze względu na moment T_{Ed}	$V_{Ed,i} := \tau_T \cdot t_{eff} \cdot (h_b - t_{eff}) = 74.3 \text{ kN}$ $s_T := \frac{A_{sw,T}}{V_{Ed,i}} \cdot (h_b - t_{eff}) \cdot f_{yd} \cdot \cot(26.6 \text{ deg}) = 39.2 \text{ cm}$
Gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed}	$\frac{A_{sw,T}}{s_T} = 1.282 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Wyznaczenie ostatecznego rozstawu strzemion z uwagi na T_{Ed} i V_{Ed}

Gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed} i V_{Ed}	$q_{T,v} := \frac{A_{sw,v}}{s_v} + 2 \cdot \frac{A_{sw,T}}{s_T} = 5.007 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$
Rozstaw strzemion ze względu na moment T_{Ed} i siłę V_{Ed}	$s_{T,V} := \frac{A_{sw,v}}{q_{T,v}} = 20.1 \text{ cm}$
Przyjęty rozstaw strzemion	$s_{BC} := 20 \text{ cm}$

9.4.8.3 Przesło CD

Nośności w przekroju $V_{Rd.c.CD} := 65.5 \text{ kN}$ $T_{Rd.c.CD} := 61.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Wartości obliczeniowe $V_{Ed.CD} := 205.18 \text{ kN}$ $T_{Ed.CD} := 41.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\frac{V_{Ed.CD}}{V_{Rd.c.CD}} + \frac{T_{Ed.CD}}{T_{Rd.c.CD}} = 3.811 > 1 - \text{Potrzebne zbrojenie na skręcanie ze ścinaniem}$$

Wyznaczenie gęstości strzemion z uwagi na V_{Ed}

Wymiarująca siła ścinająca $V_{Ed.CD} = 205.18 \text{ kN}$

Wysokość użyteczna przekroju $d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$

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

Pole powierzchni strzemion dla ścinania $A_{sw.v} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 1.005 \text{ cm}^2$

Rozstaw strzemion ze względu na siłę V_{Ed} $s_v := \frac{A_{sw.v}}{V_{Ed.CD}} \cdot 0.9 \cdot d_{b.góra} \cdot f_{yd} \cdot \cot(26.6 \text{ deg}) = 28.1 \text{ cm}$

Gęstości strzemion z uwagi na siłę V_{Ed} $\frac{A_{sw.v}}{s_v} = 3.5777 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Wyznaczenie gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed}

Wymiarujący moment skręcający $T_{Ed.CD} = 41.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Wysokość przekroju $h_b = 80 \text{ cm}$

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

Pole powierzchni strzemion dla ścinania $A_{sw.T} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$

Grubość efektywna ścianki zastępczego przekroju skrzynkowego (patrz tabela) $t_{eff} := 13.2 \text{ cm}$

Pole efektywne dla skręcania (patrz tabela) $A_{k.CD} := 1122 \text{ cm}^2$

Naprężenie od momentu skręcającego $\tau_T := \frac{T_{Ed.CD}}{2 \cdot A_{k.CD} \cdot t_{eff}}$

$$V_{Ed.i} := \tau_T \cdot t_{eff} \cdot (h_b - t_{eff}) = 123.8 \text{ kN}$$

Rozstaw strzemion ze względu

na moment T_{Ed} $s_T := \frac{A_{sw.T}}{V_{Ed.i}} \cdot (h_b - t_{eff}) \cdot f_{yd} \cdot \cot(26.6 \text{ deg}) = 23.5 \text{ cm}$

Gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed} $\frac{A_{sw.T}}{s_T} = 2.135 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Wyznaczenie ostatecznego rozstawu strzemion z uwagi na T_{Ed} i V_{Ed}

Gęstości strzemion z uwagi na T_{Ed} i V_{Ed} $q_{T,v} := \frac{A_{sw,v}}{s_v} + 2 \cdot \frac{A_{sw,T}}{s_T} = 7.848 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Rozstaw strzemion ze względu

na moment T_{Ed} i siłę V_{Ed} $s_{T,V} := \frac{A_{sw,v}}{q_{T,v}} = 12.8 \text{ cm}$

Przyjęty rozstaw strzemion

$$s_{CD} := 10 \text{ cm}$$

9.4.8.4 Przęsło DE

W przęśle DE występuje wyężenie minimalnie mniejsze niż dla przęsła BC dlatego zostanie zastosowane w tym przęśle identyczny rozstaw strzemion jak dla przęsła BC.

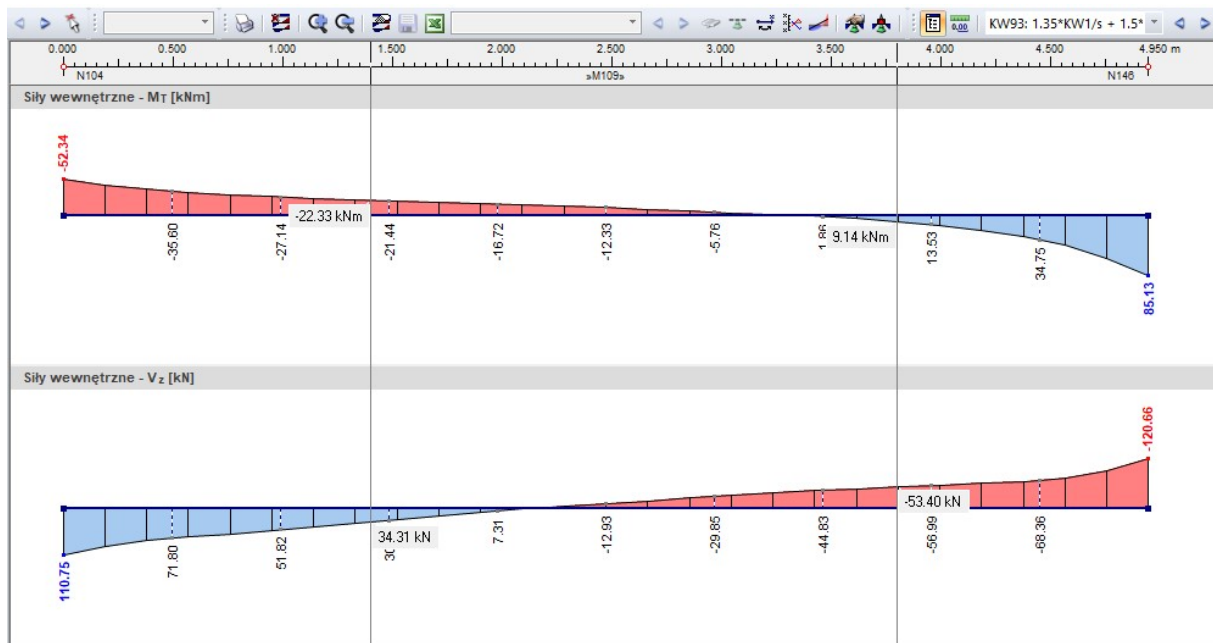
Przyjęty rozstaw strzemion

$$s_{DE} := s_{BC} = 20 \text{ cm}$$

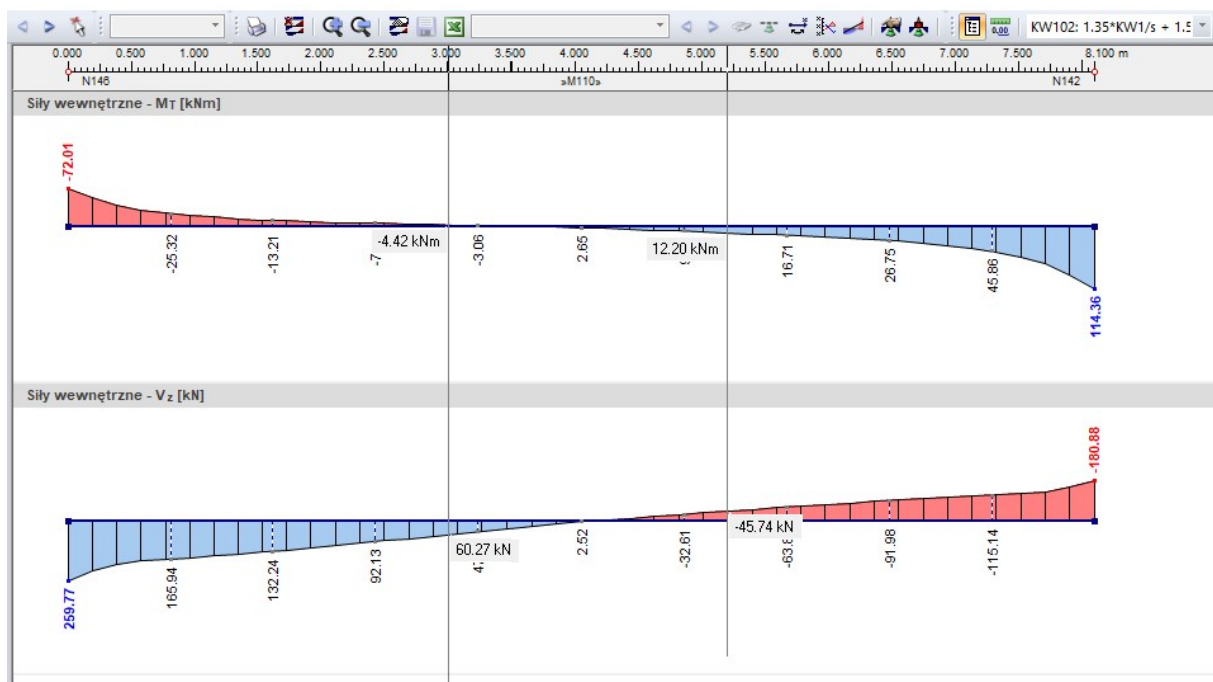
9.4.8.5 Przęsło EF

Przęsło EF jest całkowicie I rodzaju ze względu na ścinanie ze skręcaniem. Zastosowane zostanie zbrojenie konstrukcyjne.

9.4.9 Wyznaczenie odcinków I rodzaju



Analiza odcinków I rodzaju przęsla BC przy użyciu programu Rfem 5.26 dla najbardziej niekorzystnej kombinacji [KW77]



Analiza odcinków I rodzaju przęsla CD przy użyciu programu Rfem 5.26 dla najbardziej niekorzystnej kombinacji [KW102]

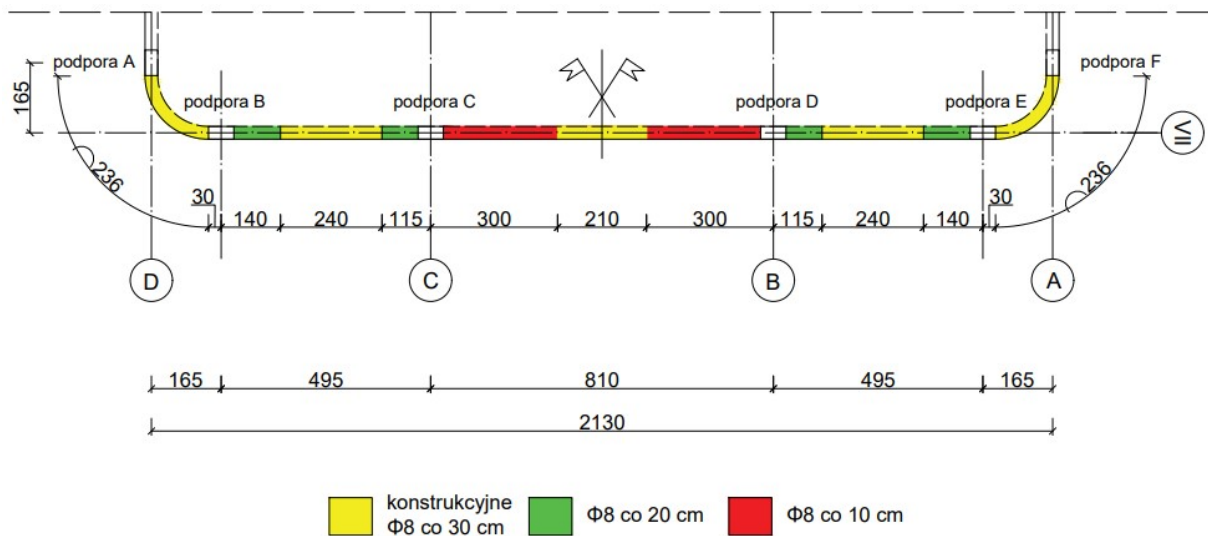
Przęsło	x [m]	KOMB	V_{ED} [kN]	T_{ED} [kNm]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$	$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}}$	$\frac{V_{Ed} + T_{Ed}}{V_{Rd,c} + T_{Rd,c}}$
BC	1,40 na prawo od B	KW77	22,01	22,33	63,5	61,3	0,347	0,364	0,711
		KW84	25,21	22,03			0,397	0,359	0,756
		KW93	34,31	22,33			0,540	0,364	0,905
	3,80 na prawo od B	KW77	53,40	3,10			0,841	0,051	0,892
		KW84	53,54	3,67			0,843	0,060	0,903
		KW93	53,40	9,14			0,841	0,149	0,990
CD	3,00 na prawo od C	KW83	55,77	4,63	65,5	61,3	0,851	0,076	0,927
		KW84	57,30	4,47			0,875	0,073	0,948
		KW98	52,58	4,63			0,803	0,076	0,878
		KW102	60,27	4,42			0,920	0,072	0,992
	5,20 na prawo od C	KW83	45,74	7,89			0,698	0,129	0,827
		KW84	46,40	9,17			0,708	0,150	0,858
		KW98	42,32	6,65			0,646	0,108	0,755
		KW102	45,74	12,20			0,698	0,199	0,897

Zestawienie wyników analizy zasięgu odcinków I rodzaju dla kombinacji wykorzystanych przy ustaleniu rozstawu strzemion dla odcinków II rodzaju.

Uwaga !

- Przęsło AB i EF są całkowicie przęsłami I rodzaju.
- Przęsło DE z rozstawem jak dla przęsła BC z zachowaniem symetrii.
- Przęsło CD z odcinkami I rodzaju w odległościach (3,00m; 5,10m) od podpory B (oś konstrukcyjna C) w celu zachowania symetrii.
- Odległości x mierzone od środka ciężkości podpór (słupów)

Schemat rozmieszczenia strzemion w analizowanej belce



9.4.10 Wyznaczenie rozstawu strzemion na odcinkach I rodzaju dla belki

Wysokość użyteczna przekroju (najmniejsza możliwa dla przęsła CD)	$d_{b,\phi 16} = 75.4 \text{ cm}$
Szerokość użyteczna przekroju	$b_w := 30 \text{ cm}$
Kąt nachylenia strzemion	$\alpha := 90^\circ$

Maksymalny rozstaw strzemion (warunki konstrukcyjne):

$$s_{max} := \min \left(0.75 \cdot d_{b,\phi 16} \cdot (1 + \cot(\alpha)), \frac{A_{sw,v}}{0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)}, 600 \text{ mm} \right) = 38.24 \text{ cm}$$

Przyjęty rozstaw strzemion	$s_0 := 30 \text{ cm}$
----------------------------	------------------------

Stopień zbrojenia na ścinanie wg 9.4N	$\rho_{w,0} := \frac{A_{sw,v}}{s_0 \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} = 0.11\%$
---------------------------------------	--

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie wg 9.5N	$\rho_{w,min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}}{f_{yk}} = 0.09\%$
---	---

Warunek spełniony	$\rho_{w,0} > \rho_{w,min} = 1$
-------------------	---------------------------------

9.4.11 Wyznaczenie dodatkowego zbrojenia podłużnego na skręcanie

9.4.11.1 Wzory i symbole wykorzystane do obliczenia A_{sl}

Wysokość belki	h_b
Obliczeniowa granica plastyczności dla stali	$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$
Wysokość użyteczna przekroju	d
Odległość środka zbrojenia rozciąganego od lica elementu	$a_1 = h_b - d$
Grubość efektywna ścianki zastępczego przekroju skrzynkowego	$t_{eff} = \max \left(\frac{b_w \cdot h_b}{2 \cdot (b_w + h_b)}, 2 \cdot a_1 \right)$
Pole efektywne dla skręcania	$A_k = (b_w - t_{eff}) \cdot (h_b - t_{eff})$
Przyjmuję $\theta := 26.6 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 2$
Obwód środkowej przekroju	$u_k = (b_w - t_{eff}) \cdot 2 + (h_b - t_{eff}) \cdot 2$
Obliczeniowy moment skręcający (przyjęty maksymalny moment jaki wystąpi w danym przęśle)	$T_{Ed} = T_{Ed,max}$

Obliczeniowe pole powierzchni dodatkowego

zbrojenia podłużnego na skręcanie

$$A_{sl.req} = \frac{T_{ed}}{2 \cdot A_k} \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} \cdot \cot(\theta)$$

Przyjęte pole powierzchni dodatkowego

zbrojenia podłużnego na skręcanie

$$A_{sl.prov}$$

9.4.11.2 Obliczenia dodatkowego zbrojenia podłużnego ze względu na skręcanie

Dodatkowe zbrojenie podłużne na skręcanie															
Przekrój	b _w [cm]	h _b [cm]	d [cm]	a ₁ [cm]	t _{eff} [cm]	A _k [cm ²]	T _{Ed,max} [kNm]	T _{Ed,1} [kNm]	T _{Ed,2} [kNm]	u _k [cm]	A _{sl,req} [cm ²]	A _{s,prov,zginanie} - [cm ²]	A _{s,req,red} [cm ²]	A _{sl,prov} [cm ²]	Przyjęte pręty
Podpora A	30	80	75,6	4,40	10,91	1319	22,69	-	-	176,4	6,98	1,30	5,68	6,03	3 Φ 16mm
Podpora B	30	80	75,6	4,40	10,91	1319	68,89	36,72	32,17	176,4	11,29	1,30	9,99	10,05	5 Φ 16mm
Podpora C	30	80	75,4	4,60	10,91	1319	80,33	42,82	37,51	176,4	13,17	2,99	10,18	12,06	6 Φ 16mm
Podpora D	30	80	75,4	4,60	10,91	1319	80,33	42,82	37,51	176,4	13,17	2,47	10,70	12,06	6 Φ 16mm
Podpora E	30	80	75,6	4,40	10,91	1319	68,89	36,72	32,17	176,4	11,29	1,30	9,99	10,05	5 Φ 16mm
Podpora F	30	80	75,6	4,40	10,91	1319	22,69	-	-	176,4	6,98	1,30	5,68	6,03	3 Φ 16mm

Zbrojenie zginane			
Przekrój	A _{s,req} [cm ²] A _{s,min} [3,62 cm ²]	A _{s,prov} [cm ²]	Przyjęte pręty
Przęsło AB	3,62	4,52	4 Φ 12 mm
Przęsło BC	3,62	4,52	4 Φ 12 mm
Przęsło CD	8,13	10,05	5 Φ 16 mm
Przęsło DE	3,62	4,52	4 Φ 12 mm
Przęsło EF	3,62	4,52	4 Φ 12 mm
Podpora A	3,62	4,02	2 Φ 16 mm
Podpora B	3,62	4,02	2 Φ 16 mm
Podpora C	6,97	8,04	4 Φ 16 mm
Podpora D	7,49	8,04	4 Φ 16 mm
Podpora E	3,62	4,02	2 Φ 16 mm
Podpora F	3,62	4,02	2 Φ 16 mm

Uwaga !

Do wyliczenia dodatkowego zbrojenia podłużnego ze względu na skręcanie uwzględniono współpracę płyty z belką. Ponadto uwzględniony został zapas zbrojenia zginanego. Kolorem czerwonym oznaczone zostało zbrojenie A_{sl} obliczeniowe oraz zapas zbrojenia zginanego podporowego + przęsłowego.

Z lewej strony kolorami zaznaczono zbrojenie zginane którego zapasy uwzględniono w poszczególnych wierszach powyższej tabeli.

9.5 Obliczanie obwiedni nośności zbrojenia

9.5.1 Odcinki rozciągane w strefie dolnej

9.5.1.1 Przęsło AB

Zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [0.00 \text{ m}; 2.71 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęśle

$$d_{b,AB} := d_{b,\phi 12} = 75.6 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęśle

$$b_{eff,AB} := b_w = 30 \text{ cm}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_{s1,AB,prov} := 4.52 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_{s1,AB,prov} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_{eff,AB}} = 3.06 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,AB} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.07 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie dolne w przęśle AB

$$M_{Rd} := A_{s1,AB,prov} \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,AB} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 145.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.5.1.2 Przęsło BC

Zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [0.60 \text{ m}; 4.20 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęśle

$$d_{b,BC} := d_{b,\phi 12} = 75.6 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęśle

$$b_{eff,BC} := 43 \text{ cm}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_{s1,BC,prov} := 4.52 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_{s1,BC,prov} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_{eff,BC}} = 2.13 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,BC} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.53 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie dolne w przęśle BC

$$M_{Rd} := A_{s1,BC,prov} \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,BC} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 146.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.5.1.3 Przęsło CD

Zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [1.17 \text{ m}; 6.93 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęśle

$$d_{b.CD} := d_{b,\phi 16} = 75.4 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęśle

$$b_{eff.CD} := 107 \text{ cm}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_{s1.CD.prov} := 10.05 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_{s1.CD.prov} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_{eff.CD}} = 1.91 \text{ cm}$$

$$z := d_{b.CD} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.45 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie dolne w przęśle CD

$$M_{Rd} := A_{s1.CD.prov} \cdot f_{yd} \cdot (d_{b.CD} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 325.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.5.1.4 Przęsło DE oraz EF

Odcinki te mają nośność równą odpowiednio odcinkom BC oraz AB ze względu na symetrię względem przęsła CD

9.5.2 Odcinki rozciągane w strefie górnej

9.5.2.1 Podpora C oraz podpora D

Zakres działania momentu rozciągającego górne włókna belki liczony od podpory C

(Dla podpory D uwzględnić symetrię)

$$x \in [-1.34 \text{ m}; +1.40 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju przy podporze

$$d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju przy podporze

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_{s1.C.prov} := 8.04 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_{s1.C.prov} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_w} = 5.44 \text{ cm}$$

$$z := d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff} = 70.68 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.71 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie nad podporą C oraz D

$$M_{Rd} := A_{s1.C.prov} \cdot f_{yd} \cdot (d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 247.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.5.2.2 Pozostałe przekroje podporowe

Z racji że w pozostałych przekrojach przeszłowych różnych od podpory C i D zbrojenie obliczone ze względu na zginanie to dwa pręty końcowe z warunków konstrukcyjnych, zbrojenie w tych przekrojach ma jednakową nośność na całej długości belki.

Wysokość użyteczna przekroju przy podporze $d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$

Szerokość efektywna przekroju przy podporze $b_w = 30 \text{ cm}$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia $A_{s1.góra} := 4.02 \text{ cm}^2$

$$x_{eff} := \frac{A_{s1.góra} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_w} = 2.72 \text{ cm}$$

$$z := d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff} = 72.04 \text{ cm}$$

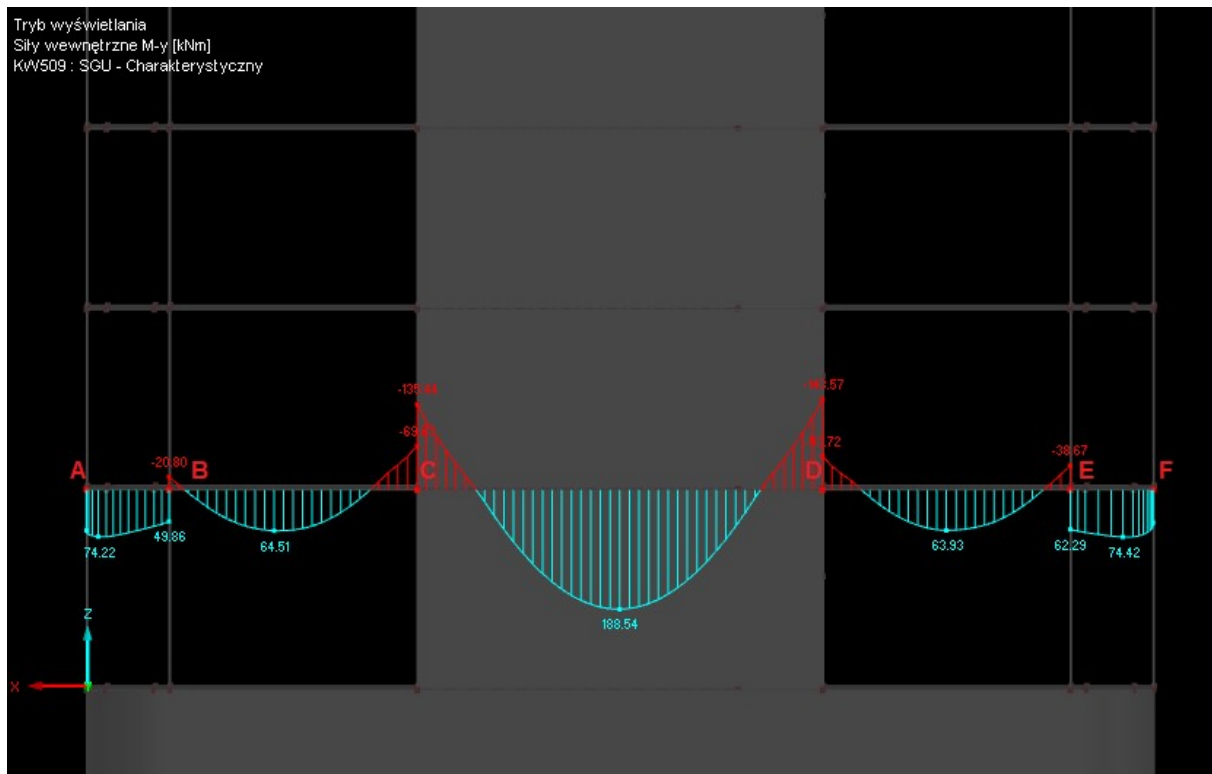
$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.72 \text{ m}$$

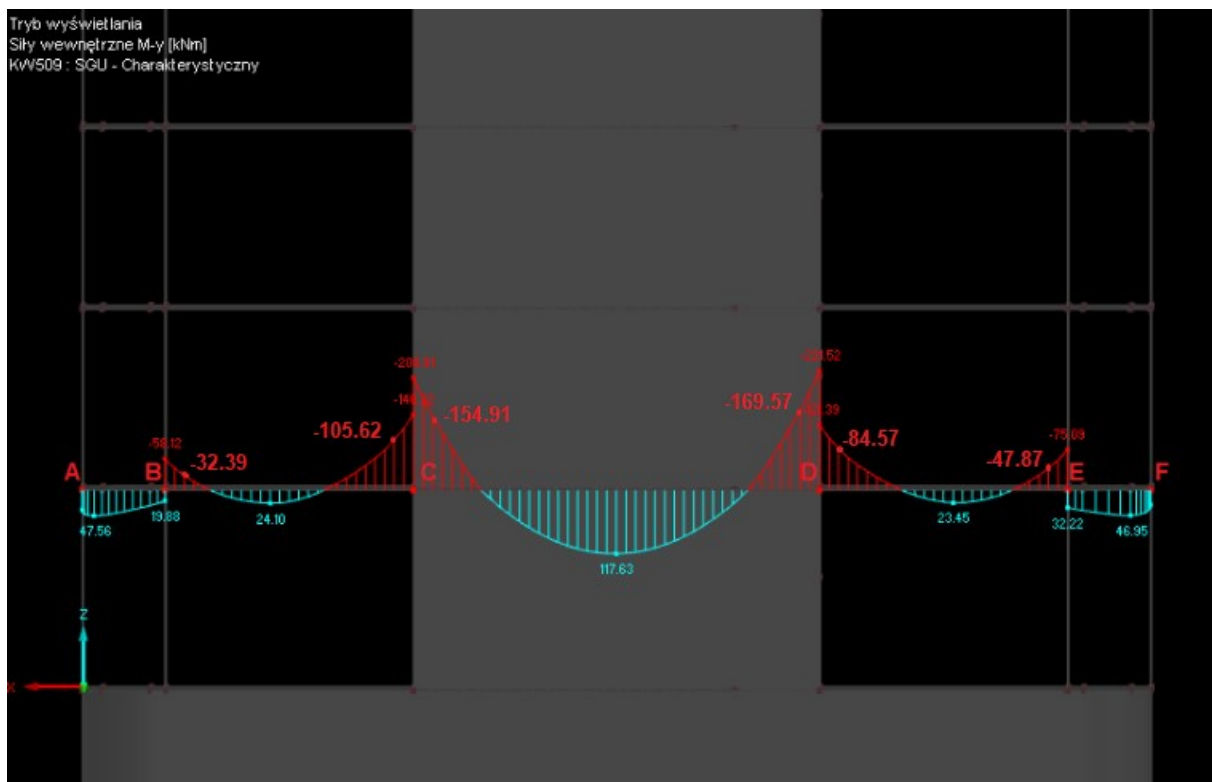
Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie nad podporą A,B,E i F

$$M_{Rd} := A_{s1.góra} \cdot f_{yd} \cdot (d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 125.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.6 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednia momentów zginających w SGU



Obwiednia dolna M_y [kNm]



Obwiednia górna M_y [kNm]

9.7 Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności - zarysowania

Maksymalne momenty zginające przęsłowe w stanie granicznym użytkowalności oraz odpowiadające pole powierzchni zbrojenia w danym przęśle :

$$M_{Ek.AB} := 74.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1.AB.prov} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ek.BC} := 64.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1.BC.prov} = 4.52 \text{ cm}^2$$

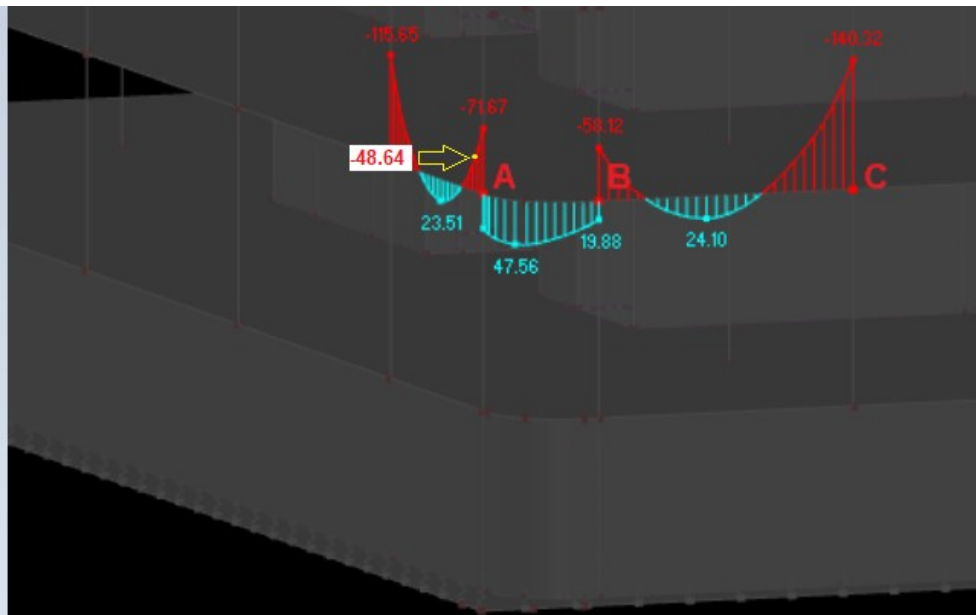
$$M_{Ek.CD} := 188.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1.CD.prov} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Maksymalne momenty zginające podporowe w stanie granicznym użytkowalności oraz odpowiadające pole powierzchni zbrojenia nad daną podporą :

$$M_{Ek.A} := 48.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (wartość krawędziowa odczytana z lewej strony podpory A przy pomocy programu Rfem 5.26)}$$

$$A_{s1.A.prov} := 4.02 \text{ cm}^2$$



$$M_{Ek.B} := \max(32.39 \text{ kN} \cdot \text{m}, 47.87 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

$$A_{s1.B.prov} := 4.02 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ek.C} := 154.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1.C.prov} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$M_{Ek.D} := 169.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1.D.prov} := A_{s1.C.prov} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Szerokość belki

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

Wysokość belki B

$$h_b = 80 \text{ cm}$$

Średnia wytrzymałość betonu C30/37 na rozciąganie

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Uproszczony skaznik wytrzymałości dla belki

$$W_c := \frac{b_w \cdot h_b^2}{6} = 32000 \text{ cm}^3$$

Moment rysujący uproszczony

$$M_{cr.u} := f_{ctm} \cdot W_c = 92.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.7.1 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym

$$\begin{aligned} M_{Ek.AB} &\leq M_{cr.u} = 1 \\ M_{Ek.BC} &\leq M_{cr.u} = 1 \\ M_{Ek.CD} &\leq M_{cr.u} = 0 \end{aligned}$$

Przekrój się nie zarysuje
Przekrój się nie zarysuje
Przekrój zarysowany

$$\begin{aligned} M_{Ek.A} &\leq M_{cr.u} = 1 \\ M_{Ek.B} &\leq M_{cr.u} = 1 \\ M_{Ek.C} &\leq M_{cr.u} = 0 \\ M_{Ek.D} &\leq M_{cr.u} = 0 \end{aligned}$$

Przekrój się nie zarysuje
Przekrój się nie zarysuje
Przekrój zarysowany
Przekrój zarysowany

9.7.2 Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004

Obciążenie nastąpi po 14 dniach ($t_0 := 14$ **day**). Do wykonania zostanie zastosowany cement klasy R

Współczynniki α

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.94 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.98 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

Wilgotność względna otoczenia [%]

$$RH := 50$$

Obwód przekroju

$$u := h_b \cdot 2 + 2 b_w - h_{pt} = 192 \text{ cm}$$

Miarodajny wymiar przekroju wg pkt (3.10)

$$h_0 := \frac{2 \cdot b_w \cdot h_b}{u} = 250 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności względnej na podstawowy współczynnik pełzania:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.721 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.725$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}} \right)^{0.20}} = 0.557$$

Wiek betonu w rozważanej chwili (koniec okresu eksploatacji budynku = 50 lat) $t := 50$ **yr**

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right) = 614.967$$

Współczynnik zależny od rozwoju pękania w czasie

$$\beta_{c.t.t_0} := \left(\frac{\frac{t}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{t}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}} \right)^{0.3} = 0.99$$

Podstawowy współczynnik pękania wg wzoru B.2

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 2.61$$

Obliczeniowy współczynnik pękania wg wzoru B.1

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t_0} = 2.59$$

9.7.3 Sprawdzenie przęsła CD metodą dokładną

Moduł sprężystości betonu klasy C30/37

$$E_{cm} := 32 \text{ GPa}$$

Moduł sprężystości stali zbrojeniowej

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie rozciąganej

$$A_{s1} := A_{s1.CD.prov} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie ściskanej

$$A_{s2} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Otulinie zbrojenia

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Szerokość belki

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

Wysokość belki B

$$h_b = 80 \text{ cm}$$

Grubość płyty stropowej

$$h_{pt} = 28 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna w przęśle

$$d_{b.\phi16} = 75.4 \text{ cm}$$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_s + 0.5 \cdot \phi_{16} = 46 \text{ mm}$$

$$a_2 := c_{nom} + \phi_s + \phi_{pt} + 0.5 \cdot \phi_{16} = 74 \text{ mm}$$

Moment charakterystyczny w przęśle CD

$$M_{Ek.CD} = 188.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{eff.CD} = 107 \text{ cm}$$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.25$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b_w \cdot h_b^2 + 0.5 \cdot (b_{eff.CD} - b_w) \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_{b.\phi16} + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b_w \cdot h_b + (b_{eff.CD} - b_w) \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 28.23 \text{ cm}$$

$$I_{I.CD} := \frac{b_w \cdot x_I^3}{3} + \frac{b_w \cdot (h_b - x_I)^3}{3} + \frac{(b_{eff.CD} - b_w) \cdot h_{pt}^3}{12} + (b_{eff.CD} - b_w) \cdot h_{pt} \cdot (x_I - 0.5 \cdot h_{pt})^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_{b.\phi16} - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2$$

$$I_{I.CD} = 2340575 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_{I.CD}}{(h_b - x_I)} = 45212 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 131.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Belka zarysowana

$$M_{Ek.CD} < M_{cr} = 0$$

Współczynnik pełzania

$$\varphi = 2.59$$

Efektywny moduł sprężystości

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 8.922 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ct} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 22.42$$

$$K_{II} := \frac{(b_{eff,CD} - b_w) \cdot h_{pt} + \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b_w} = 82.38 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b_w \cdot \frac{(b_{eff,CD} - b_w) \cdot h_{pt}^2 + 2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_{b,\phi 16} + A_{s2} \cdot a_2)}{((b_{eff,CD} - b_w) \cdot h_{pt} + \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 17.5 \text{ cm}$$

$$I_{II,CD} := \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \frac{(b_{eff,CD} - b_w) \cdot h_{pt}^3}{12} + (b_{eff,CD} - b_w) \cdot h_{pt} \cdot (x_{II} - 0.5 \cdot h_{pt})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_{b,\phi 16} - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2$$

$$I_{II,CD} = 985267 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{Ek,CD}}{I_{II,CD}} \cdot (d_{b,\phi 16} - x_{II}) = 248.36 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_b - d_{b,\phi 16}), \frac{h_b - x_{II}}{3} \right) = 11.5 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} := b_w \cdot h_{c,eff} = 345 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s1,CD,prov}}{A_{c,eff}} = 2.9\%$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

(długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.001 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0007$$

Grubość otulenia zbrojenia podłużnego

$$c := c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia
(dla prętów o wysokiej przyczepności)

$$k_1 := 0.8$$

Współczynnik zależny od rozkładu
odkształceń (przy zginaniu)

$$k_2 := 0.5$$

Wartość zalecana

$$k_3 := 3.4$$

Wartość zalecana

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{16}}{\rho_{p.eff}} = 195 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.197 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys

$$w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

9.7.4 Sprawdzenie przekroju nad podporą C oraz D metodą dokładną

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie rozciąganej
(Dodano jeden pręt ϕ_{16} aby spełnić SGU)

$$A_{s1} := A_{s1.D.prov} + A_{\phi_{16}} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie ściskanej

$$A_{s2} := 4 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{12}^2}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Otulenie zbrojenia

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna nad podporą

$$d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$$

$$a_2 := c_{nom} + \phi_s + 0.5 \cdot \phi_{16} = 46 \text{ mm}$$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_s + \phi_{pt} + 0.5 \cdot \phi_{16} = 74 \text{ mm}$$

Moment charakterystyczny w przęśle CD

$$M_{Ek.pod} := \max(M_{Ek.C}, M_{Ek.D}) = 169.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b_w \cdot h_b^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_{b.góra} + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b_w \cdot h_b + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 40.44 \text{ cm}$$

$$I_{I.C} := \frac{b_w \cdot x_I^3}{3} + \frac{b_w \cdot (h_b - x_I)^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_{b.góra} - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2 = 1385024 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs'} := \frac{I_{I.CD}}{x_I} = 57877 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr'} := f_{ctm} \cdot W_{cs'} = 167.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Belka zarysowana

$$M_{Ek.pod} < M_{cr} = 0$$

$$K_{II} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b_w} = 10.89 \text{ cm}$$

$$x_{II} := K_{II} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b_w \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_{b.góra} + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 24.5 \text{ cm}$$

$$x_{II} < h_b - h_{pt} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II.C} := \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_{b.góra} - x_{II})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II} - a_2)^2 = 725928 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{Ek.pod}}{I_{II.C}} \cdot (d_{b.góra} - x_{II}) = 256.07 \text{ MPa}$$

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_b - d_{b.góra}), \frac{h_b - x_{II}}{3} \right) = 16.5 \text{ cm}$$

$$A_{c.eff} := b_w \cdot h_{c.eff} = 495 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_{s1.C.prov}}{A_{c.eff}} = 1.6\%$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.0009 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0008$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{16}}{\rho_{p.eff}} = 269 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.239 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

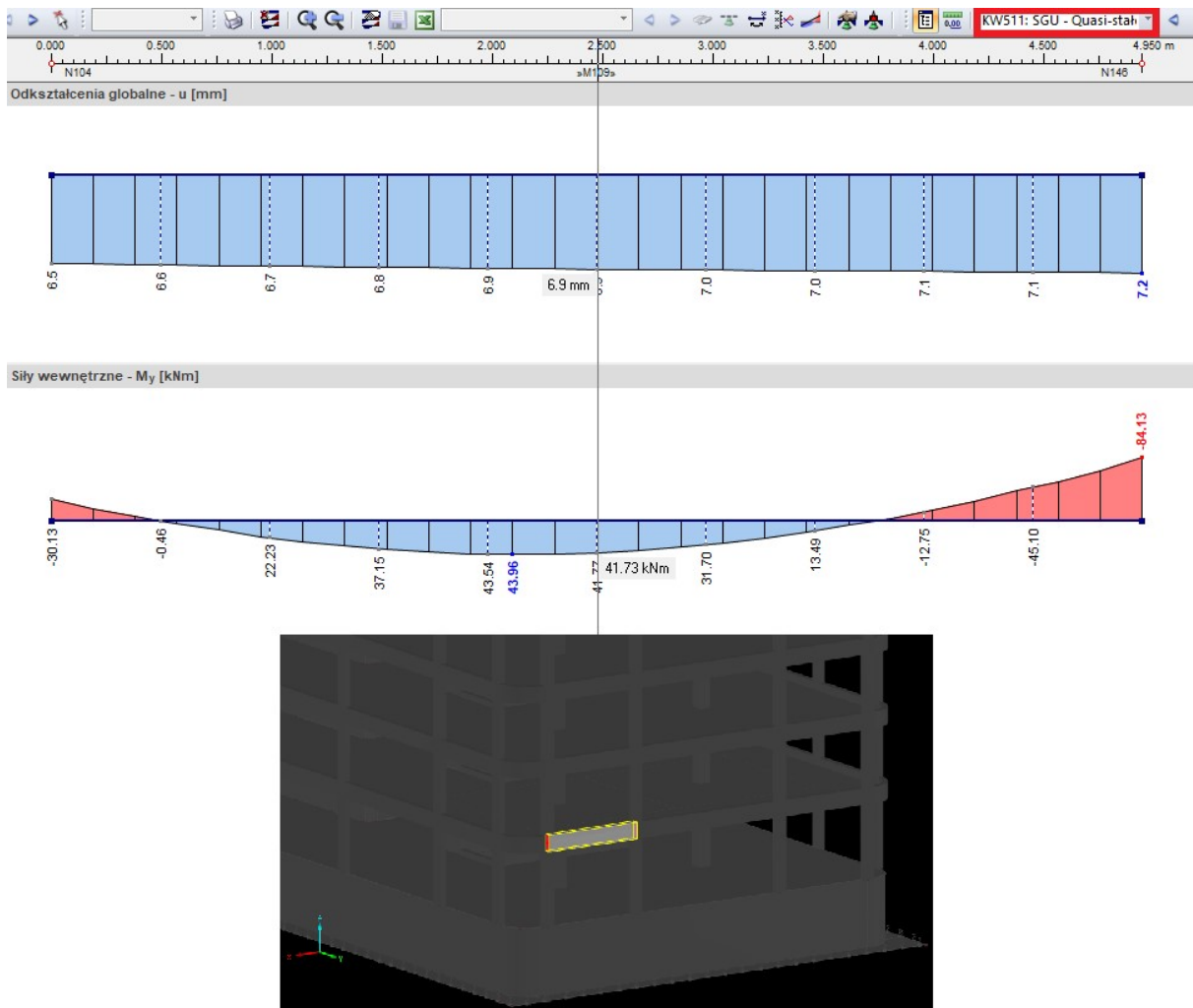
9.8 Sprawdzenie stanów granicznych użytkowności - ugięcia

Z uwagi na to że belka jest belką zewnętrzną i spoczywa na niej fasada szklana wartość ugięcia nie powinna przekroczyć $\frac{l}{500}$

9.8.1 Ugięcie belki na odcinku AB i EF

Odcinki belki AB oraz EF są bardzo krótkie dlatego nie będą analizowane.

9.8.2 Ugięcie belki na odcinku BC metodą dokładną



Wyniki dla ugięcia oraz momentu zginającego dla przęsła BC od kombinacji SGU -quasi stała

Maksymalne ugięcie obliczone po odczytaniu przemieszczeń z programu Rfem 5.26 (SGU-quasi stała)

$$a_{el} := \text{abs} \left(6.9 \text{ mm} - \frac{7.2 \text{ mm} + 6.5 \text{ mm}}{2} \right) = 0.05 \text{ mm}$$

Rozpiętość efektywna w przęsle BC i DE

$$l_{eff.BC} := 495 \text{ cm}$$

Współczynnik modyfikacji sztywności belki
obwodowej uwzględniony w programie Rfem 5.26

$$\beta_{belka} := 2.27$$

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie rozciąganej

$$A_{s1} := A_{s1,BC,prov} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie ściskanej

$$A_{s2} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Szerokość efektywna w przęśle BC

$$b_{eff,BC} = 43 \text{ cm}$$

Wartość momentu rysującego

$$M_{cr,u} = 92.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Wartość momentu dla kombinacji quasi stałej

$$M_{qs,BC} := 43.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Belka niezarysowana

$$M_{cr,u} > M_{qs,BC} = 1$$

Moment bezwładności w fazie I

$$x_I := \frac{0.5 \cdot b_w \cdot h_b^2 + 0.5 \cdot (b_{eff,BC} - b_w) \cdot h_{pt}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_{b,\phi 16} + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b_w \cdot h_b + (b_{eff,BC} - b_w) \cdot h_{pt} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 36.68 \text{ cm}$$

$$I_{I,BC} := \frac{b_w \cdot x_I^3}{3} + \frac{b_w \cdot (h_b - x_I)^3}{3} + \frac{(b_{eff,BC} - b_w) \cdot h_{pt}^3}{12} \downarrow = 1586127 \text{ cm}^4$$

$$+ (b_{eff,BC} - b_w) \cdot h_{pt} \cdot (x_I - 0.5 \cdot h_{pt})^2 \downarrow$$

$$+ \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_{b,\phi 12} - x_I)^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_I - a_2)^2$$

Współczynnik dystrybucji

$$\zeta := 0$$

Wysokość środka bez półki

$$h := h_b - h_{pt} = 52 \text{ cm}$$

Środek ciężkości belki teowej

$$y := \frac{b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} + b_{eff,BC} \cdot h_{pt} \cdot \left(h + \frac{h_{pt}}{2}\right)}{b_w \cdot h + b_{eff,BC} \cdot h_{pt}} = 43.4 \text{ cm}$$

Moment bezwładności belki teowej betonowej

$$I_z := \left(\frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y\right)^2 \right) + \left(\frac{b_{eff,BC} \cdot h_{pt}^3}{12} + h_{pt} \cdot b_{eff,BC} \cdot \left(\frac{h_{pt}}{2} + h - y\right)^2 \right) = 1517440 \text{ cm}^4$$

Sztywność belki bez uwzględnienia pełzania

$$B_{l,0} := E_{cm} \cdot I_z = 485581 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Sztywność belki w fazie I z uwzględnieniem
wpływu pełzania

$$B_I := E_{c,eff} \cdot I_{I,BC} = 141522 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$B := \left(\frac{1 - \zeta}{B_I} \right)^{-1} = 141522 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Ugięcie ostateczne

$$a := a_{el} \cdot \frac{B_{1.0} \cdot \beta_{belka}}{B} = 0.39 \text{ mm}$$

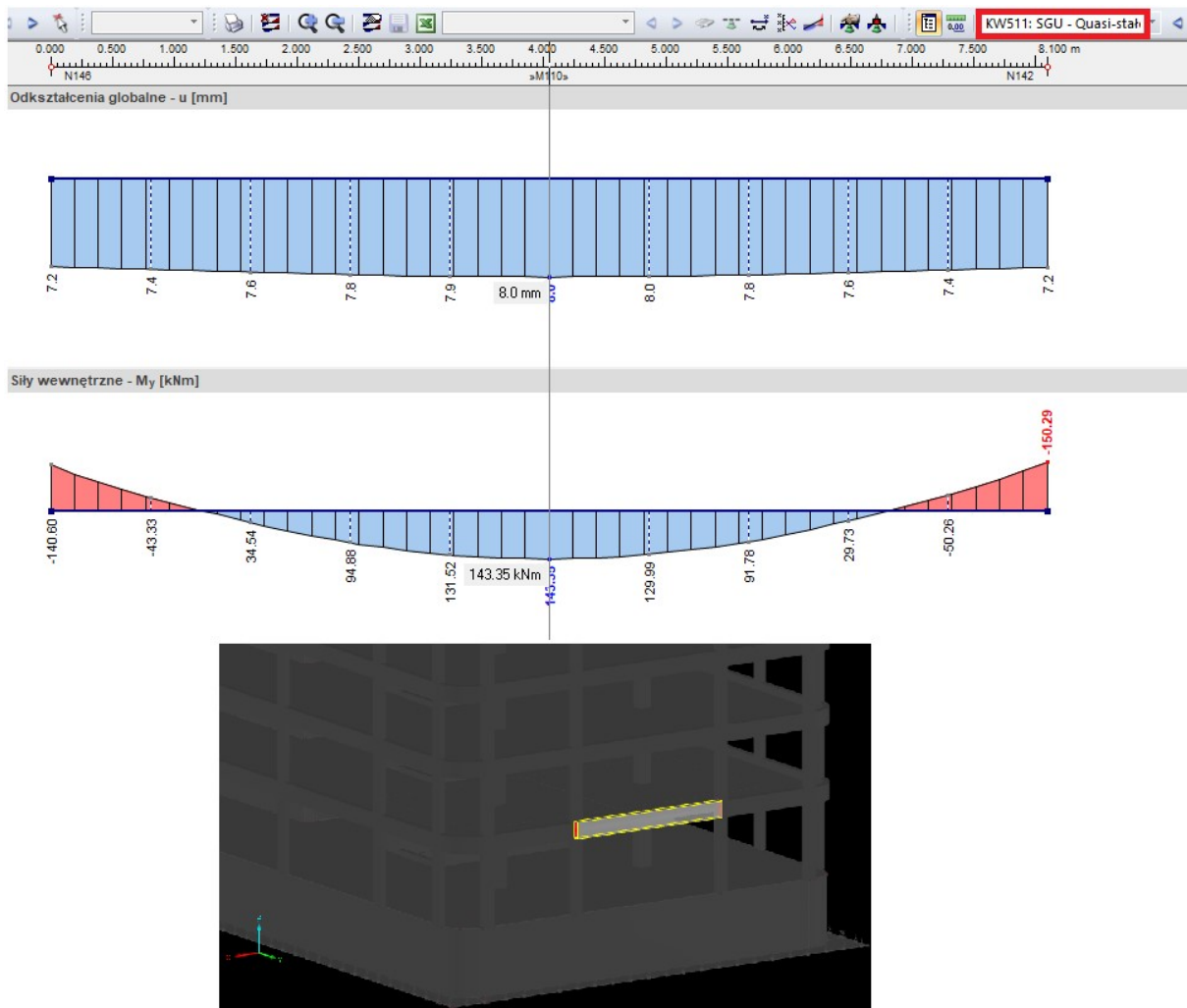
Dopuszczalne ugięcie belki

$$a_{lim} := \frac{l_{eff,BC}}{500} = 9.9 \text{ mm}$$

$$a < a_{lim} = 1$$

Warunek spełniony, ugięcie nie przekroczy wartości dopuszczalnej

9.8.3 Ugięcie belki na odcinku CD metodą dokładną



Wyniki dla ugięcia oraz momentu zginającego dla przęsła CD od kombinacji SGU -quasi stała

Maksymalne ugięcie obliczone po odczytaniu przemieszczeń z programu Rfem 5.26 (SGU-quasi stała)

$$a_{el} := \text{abs} \left(8.0 \text{ mm} - \frac{7.2 \text{ mm} + 7.2 \text{ mm}}{2} \right) = 0.8 \text{ mm}$$

Rozpiętość efektywna w przęśle CD	$l_{eff.CD} := 810 \text{ cm}$
Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie rozciąganej	$A_{s1} := A_{s1.CD,prov} = 10.05 \text{ cm}^2$
Pole powierzchni zbrojenia belki w strefie ściskanej	$A_{s2} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$
Szerokość efektywna w przęśle CD	$b_{eff.CD} = 107 \text{ cm}$
Wartość momentu rysującego (dokładnie wyliczona dla przęsła CD)	$M_{cr} = 131.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Wartość momentu dla kombinacji quasi stałej	$M_{qs.CD} := 143.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Belka zarysowana	$M_{cr} > M_{qs.CD} = 0$
Moment bezwładności w fazie I	$I_{I.CD} = 2340575 \text{ cm}^4$
Moment bezwładności w fazie II	$I_{II.CD} = 985267 \text{ cm}^4$
Współczynnik zależny od wpływu czasu trwania obciążenia wg 7.4.3 .Dla obciążeń długotrwałych i wielokrotnie powtarzalnych	$\beta := 0.5$
Współczynnik dystrybucji	$\zeta := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{qs.CD}} \right)^2 = 0.582$
Wysokość środka bez półki	$h := h_b - h_{pt} = 52 \text{ cm}$
Środek ciężkości belki teowej	$y := \frac{b_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} + b_{eff.CD} \cdot h_{pt} \cdot \left(h + \frac{h_{pt}}{2} \right)}{b_w \cdot h + b_{eff.CD} \cdot h_{pt}} = 52.3 \text{ cm}$
Moment bezwładności belki teowej betonowej	$I_z := \left(\frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y \right)^2 \right) + \left(\frac{b_{eff.CD} \cdot h_{pt}^3}{12} + h_{pt} \cdot b_{eff.CD} \cdot \left(\frac{h_{pt}}{2} + h - y \right)^2 \right) = 2188614 \text{ cm}^4$
Sztywność belki bez uwzględnienia pełzania	$B_{l,0} := E_{cm} \cdot I_z = 700357 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$
Sztywność belki w fazie I z uwzględnieniem wpływu pełzania	$B_I := E_{c,eff} \cdot I_{I.CD} = 208838 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$
Sztywność belki w fazie II z uwzględnieniem wpływu pełzania	$B_{II} := E_{c,eff} \cdot I_{II.CD} = 87910 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$
	$B := \left(\frac{\zeta}{B_{II}} + \frac{1-\zeta}{B_I} \right)^{-1} = 116010 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

Ugięcie ostateczne

$$a := a_{el} \cdot \frac{B_{l.0} \cdot \beta_{belka}}{B} = 10.96 \text{ mm}$$

Dopuszczalne ugięcie belki

$$a_{lim} := \frac{l_{eff.CD}}{500} = 16.2 \text{ mm}$$

$$a < a_{lim} = 1$$

Warunek spełniony, ugięcie nie przekroczy wartości dopuszczalnej

9.8.4 Ugięcie belki na odcinku DE metodą dokładną

Na odcinku DE wartości sił wewnętrznych jak i rozpiętości są niemalże identyczne jak dla odcinka BC dlatego przyjęto że odcinek DE spełnia warunek ugięcia.

9.9 Zestawienie zbrojenia zginanego belki ze względu na SGN oraz SGU

Zbrojenie zginane				
Przekrój	$A_{s,req}$ [cm ²] $A_{s,min}$ [3,62 cm ²]	$A_{s,prov}$ [cm ²]	Przyjęte pręty	$[A_{s,req}/A_{s,prov}]$
Przęsło AB	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło BC	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło CD	8,13	10,05	5 Φ 16 mm	0,81
Przęsło DE	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Przęsło EF	3,62	4,52	4 Φ 12 mm	0,80
Podpora A	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora B	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora C	6,97	10,05	5 Φ 16 mm	0,69
Podpora D	7,48	10,05	5 Φ 16 mm	0,74
Podpora E	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90
Podpora F	3,62	4,02	2 Φ 16 mm	0,90

Uwaga ! Kolorem czerwonym zaznaczono zmiany względem obliczeń SGN wynikiłe z warunków spełnienia SGU-zarysowania

9.10 Wyznaczenie długości zakotwienia i zakładu zbrojenia

$$\eta_1 := 1$$

$$\eta_2 := 1$$

$$\alpha_{ct} := 1$$

$$\gamma_c = 1.4$$

$$f_{ctk0.05} := 2 \text{ MPa}$$

- zakładam, że warunki przyczepności i pozycji pręta w czasie betonowania są "dobre"
- dla prętów o średnicy $\phi < 32 \text{ mm}$
- współczynnik de efektów długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, ze względu na sposób przyłożenia obciążenia (EC2, pkt.3.1.6 (Uwaga), str. 31)
- współczynnik częściowy dla betonu (EC2, tab.NA.2)
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie betonu klasy C30/37 (EC2, tab. 3.1, str. 26)

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.43 \text{ MPa}$$

- graniczne naprężenie przyczepności

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.21 \text{ MPa}$$

- graniczne naprężenie przyczepności dla prętów

9.10.1 Pręty ϕ_{12}

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego

$$\left(\text{dla siatek podstawowych brak redukcji ze względu na naprężenia} \right) \quad \frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi_{12}} := 0.8$$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu,

od którego odmierza się długość zakotwienia: $\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi_{12}} \cdot f_{yd} = 347.83 \text{ MPa}$

Średnica pręta

$$\phi_{12} = 12 \text{ mm}$$

Podstawowa długość zakotwienia

$$l_{b.rqd.12} := \frac{\phi_{12}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 32.5 \text{ cm}$$

Minimalna długość zakotwienia:

$$l_{b.min.12} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.12}, 10 \cdot \phi_{12}, 100 \text{ mm}) = 12 \text{ cm}$$

Współczynniki EC2. tab. 8.2, str. 125:

$\alpha_1 := 1$ - zależny od kształtu prętów

$\alpha_2 := 1$ - zależny od najmniejszego otulenia betonem

$\alpha_3 := 1$ - zależny od wpływu skrępowania betonu przez zbrojenie poprzeczne

$\alpha_4 := 0.7$ - ograniczenie odkształceń przez przyspojone zbrojenie poprzeczne. **Nie uwzględniam**

$\alpha_5 := 1$ - uwzględnia wpływ nacisku poprzecznego do płaszczyzny rozłupywania wzdłuż obliczeniowej długości zakotwienia

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} \quad (\text{EC2, pkt. 8.4.4(8.4), str. 124})$$

$$l_{bd.12} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.12}, l_{b.min.12}) = 32.5 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakotwienia

$$l_{bd.\phi_{12}} := 35 \text{ cm}$$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$

$$\alpha_6 := 1.5$$

minimalna długość zakładu

$$l_{z.min.12} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.12}, 15 \cdot \phi_{12}, 200 \text{ mm}) = 20 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_{z.12} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.12}, l_{z.min.12}) = 48.7 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakładu

$$l_{z.\phi_{12}} := 50 \text{ cm}$$

9.10.2 Pręty ϕ_{16}

a) Długość zakotwienia:

Maksymalny stosunek zbrojenia obliczeniowego do przyjętego $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}} \Delta_{prz.\phi_{16}} := 0.90$

Naprężenie obliczeniowe w miejscu, od którego odmierza się długość zakotwienia:

$$\sigma_{sd} := \Delta_{prz.\phi_{16}} \cdot f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

Średnica pręta

$$\phi_{16} = 16 \text{ mm}$$

Podstawowa długość zakotwienia

$$l_{b.rqd.16} := \frac{\phi_{16}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 48.7 \text{ cm}$$

Minimalna długość zakotwienia:

$$l_{b.min.16} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd.16}, 10 \cdot \phi_{16}, 100 \text{ mm}) = 16 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakotwienia:

$$l_{bd1} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd} \quad (\text{EC2, pkt. 8.4.4(8.4), str. 124})$$

$$l_{bd.16} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b.rqd.16}, l_{b.min.16}) = 48.7 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakotwienia

$$l_{bd.\phi_{16}} := 50 \text{ cm}$$

b) Długość zakładu:

Współczynnik dla $\rho > 50\%$

$$\alpha_6 := 1.5$$

minimalna długość zakładu

$$l_{z.min.16} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.16}, 15 \cdot \phi_{16}, 200 \text{ mm}) = 24 \text{ cm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_{z.16} := \max(\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd.16}, l_{z.min.16}) = 73 \text{ cm}$$

Przyjęta długość zakładu

$$l_{z.\phi_{16}} := 75 \text{ cm}$$

9.11 Obliczanie obwiedni nośności zbrojenia

9.11.1 Odcinki rozciągane w strefie dolnej

9.11.1.1 Przęsło AB oraz EF

Zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [0.00 \text{ m}; 2.71 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęsle

$$d_{b,\phi 12} = 75.6 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęsle

$$b_p := b_{eff,AB} = 0.3 \text{ m}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_s := A_{s1,AB,prov} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 3.06 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,\phi 12} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.07 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie w przęsle AB oraz B'A

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,\phi 12} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 145.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.11.1.2 Przęsło BC oraz DE

zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [0.92 \text{ m}; 3.10 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęsle

$$d_{b,\phi 12} = 75.6 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęsle

$$b_p := b_{eff,BC} = 0.43 \text{ m}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_s := A_{s1,BC,prov} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 2.13 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,\phi 12} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.53 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie w przęsle BC oraz CB'

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,\phi 12} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 146.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.11.1.3 Przęsło CD

zakres działania momentu rozciągającego dolne włókna belki

$$x \in [1.33 \text{ m}; 6.77 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju w przęśle

$$d_{b,\phi 16} = 75.4 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju w przęśle

$$b_p := b_{eff,CD} = 1.07 \text{ m}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_s := A_{s1,CD,prov} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 1.91 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,\phi 16} - 0.5 \cdot x_{eff} = 74.45 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.74 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie w przęśle BC oraz CB'

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,\phi 16} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 325.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.11.2 Odcinki rozciągane w strefie górnej

9.11.2.1 Podpora A oraz F

Zakres działania momentu rozciągającego górne włókna belki

$$x \in [0.0 \text{ m}; 2.7 \text{ m}]$$

Wysokość użyteczna przekroju przy podporze

$$d_{b,góra} = 73.4 \text{ cm}$$

Szerokość efektywna przekroju przy podporze

$$b_p := b_w = 30 \text{ cm}$$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia

$$A_s := A_{s1,A,prov} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 2.72 \text{ cm}$$

$$z := d_{b,góra} - 0.5 \cdot x_{eff} = 72.04 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.72 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie nad podporą A oraz A'

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b,góra} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 125.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.11.2.2 Podpora B oraz E

Zakres działania momentu rozciągającego górne włókna belki:

$x \in [0.00 \text{ m} ; 0.90\text{m}]$ na prawo od B oraz $x \in [3.07 \text{ m} ; 4.95\text{m}]$ na prawo od B (dla podpory E symetrycznie)

Wysokość użyteczna przekroju przy podporze $d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$

Szerokość efektywna przekroju przy podporze $b_p := b_w = 30 \text{ cm}$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia $A_s := A_{s1.B.prov} = 4.02 \text{ cm}^2$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 2.72 \text{ cm}$$

$$z := d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff} = 72.04 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.72 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie nad podporą B oraz B'

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 125.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.11.2.3 Podpora C oraz D

Zakres działania momentu rozciągającego górne włókna belki:

$x \in [0.00 \text{ m} ; 1.31\text{m}]$ na prawo od C oraz $x \in [6.79 \text{ m} ; 8.10\text{m}]$ na prawo od C

Wysokość użyteczna przekroju przy podporze $d_{b.góra} = 73.4 \text{ cm}$

Szerokość efektywna przekroju przy podporze $b_p := b_w = 30 \text{ cm}$

Pole powierzchni rozciąganego zbrojenia $A_s := 10.05 \text{ cm}^2$

$$x_{eff} := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_p} = 6.8 \text{ cm}$$

$$z := d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff} = 70 \text{ cm}$$

$$\theta = 26.6 \text{ deg} \quad \alpha = 90 \text{ deg}$$

$$a_l := 0.5 \cdot z \cdot (\cot(\theta) - \cot(\alpha)) = 0.7 \text{ m}$$

Maksymalny moment który jest w stanie przenieść zbrojenie nad podporą C

$$M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{b.góra} - 0.5 \cdot x_{eff}) = 305.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10. Wymiarowanie słupa wewnętrznego kondygnacji parteru na przecięciu osi II i osi B

10.1 Dane wstępne:

Beton:

Klasa betonu: C 35/45

Współczynnik bezpieczeństwa dla betonu (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2): $\gamma_c := 1.4$

Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie (tablica NA.2): $f_{ck} := 35 \text{ MPa}$

Średnia wartość wytrzymałości walcowej na ściskanie $f_{cm} := 43 \text{ MPa}$

Współczynnik od efektów długotrwałych i niekorzystnych wpływów (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 3.6.1, str. 30): $\alpha_{cc} := 1.0$

Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie: $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25 \text{ MPa}$

Sieczny moduł sprężystości betonu odczytany z tablicy 3.1 $E_{cm} := 34 \text{ GPa}$

Redukcja siecznego modułu sprężystości betonu ze względu na zawartość piasku w kruszywie: $E_{cm} := E_{cm} \cdot 0.7 = 23.8 \text{ GPa}$

Stal:

Klasa stali: RB 500 W

Współczynnik bezpieczeństwa dla stali (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2) $\gamma_s := 1.15$

Charakterystyczna granica plastyczności $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

Obliczeniowa granica plastyczności dla stali $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa}$

Moduł sprężystości stali: $E_s := 200 \text{ GPa}$

Klasa ekspozycji:

Klasę ekspozycji przyjęta XC3

Średnice prętów zbrojeniowych:

Średnicę prętów zbrojeniowych przyjęto: $\phi_{16} := 16 \text{ mm}$ $A_{\phi 16} := 2.01 \text{ cm}^2$
 $\phi_s := 8 \text{ mm}$ $A_s := 0.5 \text{ cm}^2$

Otulina prętów zbrojeniowych:

Przyjęta klasa konstrukcji:

S4

Otulinie minimalne ze względu na przyczepność
(PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.2):

$$c_{min.b} := 25 \text{ (mm)}$$

Otulinie minimalne ze względu na trwałość stali
zbrojeniowej (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.4N):

$$c_{min.dur} := 25 \text{ (mm)}$$

Dodatek ze względu na odchyłkę
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.3):

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ (mm)}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 6):

$$\Delta c_{dur.y} := 0 \text{ (mm)}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa od zastosowanej
stali (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 7)

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ (mm)}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa za względu na
zastosowanie ochrony betonu
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 8)

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ (mm)}$$

Minimalne otulinie zbrojenia:

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.y} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ (mm)})$$

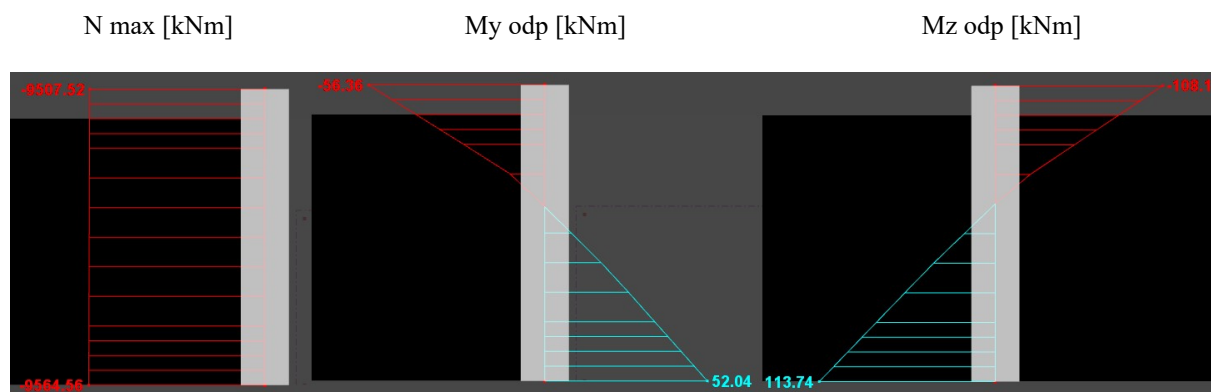
$$c_{min} = 25 \text{ (mm)}$$

Nominalne otulinie zbrojenia $c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$

$$c_{nom} = 35 \text{ (mm)}$$

10.2. Siły wewnętrzne od analizy przypadku $N_{Ed,max}$, $M_{y,odp}$ i $M_{z,odp}$

Kombinacja wymiarująca KW110 - słup pomiędzy stropem nad piwnicą oraz nad parterem



Maksymalna siła w słupie w miejscu potencjalnego przebiecia

$$V_{Ed,g} := 9507.52 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,d} := 9564.56 \text{ kN}$$

Odpowiadający moment My

$$M_{Ed,y,g} := 56.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y,d} := 52.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Odpowiadający moment Mz

$$M_{Ed,z,g} := 108.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,z,d} := 113.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksymalna Siła podłużna w dolnym przekroju słupa

$$N_{Ed} := V_{Ed,d} = 9564.56 \text{ kN}$$

Moment odpowiadający w płaszczyźnie XY

$$M_{Ed,z} := M_{Ed,z,d} = 113.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

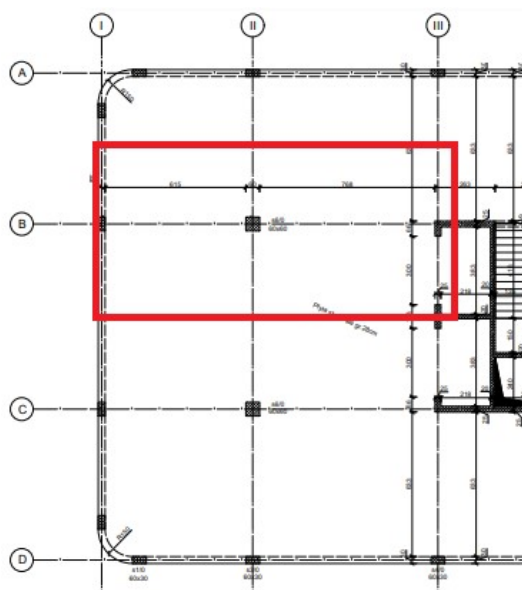
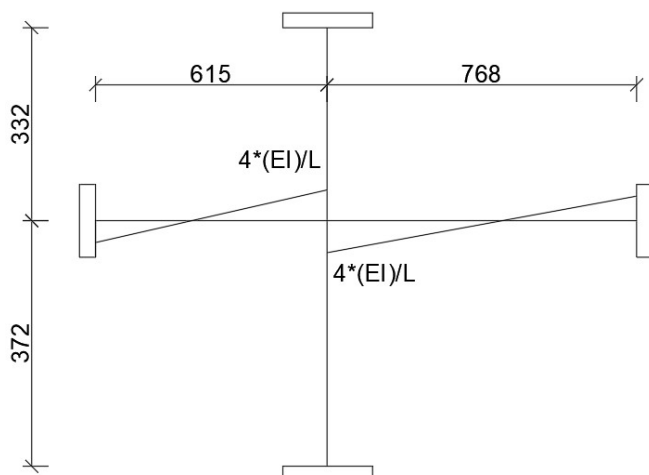
Moment odpowiadający w płaszczyźnie XZ

$$M_{Ed,y} := M_{Ed,y,d} = 52.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Wymiarowanie słupa przeprowadzono dla przekroju tuż nad płaszczyzną stropu piwnicy w dolnej części słupa. Analogiczne obliczenia należy wykonać dla pozostałych przekrojów słupa czyli w środku i przy dolnym węźle. Obliczenia słupa wykonano w przekroju pod stropem w ramach niniejszej pracy dyplomowej.

10.3 Obliczanie mimośrodków całkowitych wg PN-EN 1992-1-1

10.3.1 Długość efektywna-płaszczyzna XY słupa (na przecięciu osi II i B - wzdłuż osi B)



W płaszczyźnie XY ustrój pracuje jako usztywniony

Wymiary przekroju poprzecznego słupa

$$b_s := 65 \text{ cm}$$

$$h_s := 65 \text{ cm}$$

Wysokość słupa od stropu do stropu

$$l_s := 3.72 \text{ m}$$

Rozstaw pomiędzy osiami A i B

$$r_{A,B} := 660 \text{ cm}$$

Rozstaw pomiędzy osiami B i C

$$r_{B,C} := 810 \text{ cm}$$

Wymiary płyty usytuowanej w osi B

$$b_{os.B} := \frac{r_{A,B} + r_{B,C}}{2}$$

$$h_{os.B} := 28 \text{ cm}$$

Rozpiętość osiowa płyty na lewo

$$l_{os.B,l} := 615 \text{ cm}$$

Rozpiętość osiowa płyty na prawo

$$l_{os.B,p} := 768 \text{ cm}$$

Wysokość słupa powyżej stropu parteru
mierzona od stropu do stropu

$$l_{s2} := 3.32 \text{ m}$$

Moment bezwładności słupa w osi y i z

$$I_s := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = 1487552 \text{ cm}^4$$

Moment bezwładności rygla ramy zastępczej

(redukcja o 60% zgodnie z załącznikiem I normy)

$$I_{os.B} := \frac{0.4 \cdot b_{os.B} \cdot h_{os.B}^3}{12} = 537824 \text{ cm}^4$$

$$\alpha := 4$$

Moment na płycie lewej

(przyjęto 50% spadek sztywności)

$$M_{oś.B.l} := 4 \frac{0.5 \cdot E_{cm} \cdot I_{oś.B}}{l_{oś.B.l}} = 41627 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment na płycie prawej

(przyjęto 50% spadek sztywności)

$$M_{oś.B.p} := 4 \frac{0.5 \cdot E_{cm} \cdot I_{oś.B}}{l_{oś.B.p}} = 33334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Współczynnik względnej podatności węzła
dolnego

$$k_2 := 0.1$$

współczynnik względnej podatności węzła
górnego

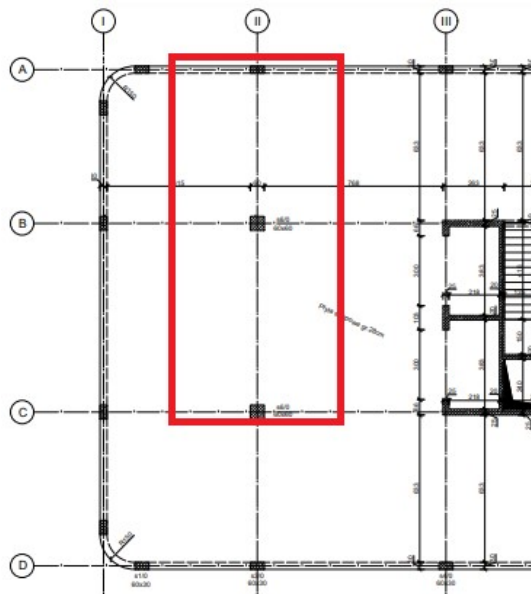
$$k_1 := \frac{1}{M_{oś.B.l} + M_{oś.B.p}} \cdot \left(\frac{E_{cm} \cdot I_s}{l_s} + \frac{E_{cm} \cdot I_s}{l_{s2}} \right) = 2.69$$

Współczynnik dł. wybozeniowej wg 5.15 EC2 $\beta := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} = 0.74$

Długość efektywna w płaszczyźnie XY

$$l_{0.xy} := l_s \cdot \beta = 2.76 \text{ m}$$

10.3.2 Długość efektywna-płaszczyzna XZ słupa (na przecięciu osi II i B - wzdłuż osi II)



W płaszczyźnie XZ ustrój pracuje jako usztywniony

Rozstaw pomiędzy osiami I i II

$$r_{I,II} := 660 \text{ cm}$$

Rozstaw pomiędzy osiami II i III

$$r_{II,III} := 810 \text{ cm}$$

Wymiary płyty usytuowanej w osi B

$$b_{oś.II} := \frac{r_{I,II} + r_{II,III}}{2} \quad h_{oś.II} := 28 \text{ cm}$$

Rozpiętość osiowa płyty na lewo

$$l_{oś.II.l} := 633 \text{ cm}$$

Rozpiętość osiowa płyty na prawo

$$l_{oś.II.p} := 750 \text{ cm}$$

Moment bezwładności słupa w osi y i z	$I_s := \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} = 1487552 \text{ cm}^4$
Moment bezwładności rygla ramy zastępczej (redukcja o 60% zgodnie z załącznikiem I normy)	$I_{oś.II} := \frac{0.4 b_{oś.II} \cdot h_{oś.II}^3}{12} = 537824 \text{ cm}^4$
Moment na płycie lewej (przyjęto 50% spadek sztywności)	$M_{oś.II.l} := 4 \frac{0.5 \cdot E_{cm} \cdot I_{oś.II}}{l_{oś.II.l}} = 40443 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment na płycie prawej (przyjęto 50% spadek sztywności)	$M_{oś.II.p} := 4 \frac{0.5 \cdot E_{cm} \cdot I_{oś.II}}{l_{oś.II.p}} = 34134 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Współczynnik względnej podatności węzła dolnego	$k_2 := 0.1$
współczynnik względnej podatności węzła górnego	$k_1 := \frac{1}{M_{oś.II.l} + M_{oś.II.p}} \cdot \left(\frac{E_{cm} \cdot I_s}{l_s} + \frac{E_{cm} \cdot I_s}{l_{s2}} \right) = 2.71$
Współczynnik dł. wybozeniowej wg 5.15 EC2	$\beta := 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1} \right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2} \right)} = 0.74$
Długość efektywna w płaszczyźnie XZ	$l_{0.xz} := l_s \cdot \beta = 2.76 \text{ m}$

10.4 Obliczanie imperfekcji geometrycznych wg p.5.2.(5) oraz mimośrodów I rzędu

10.4.1 Imperfekcje - płaszczyzna XY

Wartość bazowa	$\theta_0 := \frac{1}{200} = 0.01$
Współczynnik redukcyjny z uwagi na długość i wysokość	$\alpha_z := \frac{2}{\sqrt{\frac{l_{0.xy}}{\text{m}}}} = 1.2$
α_z większe od 1 dlatego:	$\alpha_z := 1$
Rozpatrujemy wpływ pochylenia na wydzielony element	$m_z := 1$
Współczynnik redukcyjny z uwagi na liczbę elementów	$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_z} \right)} = 1$
Kąt pochylenia	$\theta_l := \theta_0 \cdot \alpha_m \cdot \alpha_z = 0.01$
Długość efektywna (obliczeniowa) słupa	$l_{0.xy} = 2.76 \text{ m}$

Mimośród przypadkowy

$$e_{i.z} := \frac{\theta_l \cdot l_{0.xy}}{2} = 0.69 \text{ cm}$$

Ostateczny mimośród I rzędu w płaszczyźnie XY

$$e_{0.z} := \max \left(e_{i.z} + \frac{M_{Ed.z}}{N_{Ed}}, \frac{h_s}{30}, 20 \text{ mm} \right) = 21.67 \text{ mm}$$

10.4.2 Imperfekcje - płaszczyzna XZ

Długość efektywna (obliczeniowa) słupa

$$l_{0.xz} = 275.6 \text{ cm}$$

Mimośród przypadkowy

$$e_{i.y} := \frac{\theta_l \cdot l_{0.xz}}{2} = 0.69 \text{ cm}$$

Ostateczny mimośród I rzędu w płaszczyźnie XZ

$$e_{0.y} := \max \left(e_{i.y} + \frac{M_{Ed.y}}{N_{Ed}}, \frac{b_s}{30}, 20 \text{ mm} \right) = 21.67 \text{ mm}$$

10.5 Obliczanie efektywnego współczynnika pełzania wg PN-EN 1992-1-1-załącznik B

Miarodajny wymiar przekroju

$$h_0 := \frac{2 \cdot h_s \cdot b_s}{2 \cdot (h_s + b_s)} = 325 \text{ mm}$$

Wilgotność względna powietrza (w procentach)

$$RH := 50$$

Wiek betonu w chwili obciążenia (w dniach)

$$\Delta_t := 14$$

Temperatura dojrzewania (w st. celjusza)

$$T_{\Delta t} := 15$$

Współczynniki zależne od wytrzymałości betonu

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.87 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności względnej na podstawowy współczynnik pełzania

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \text{mm}^{-1}}} \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.56$$

Współczynnik β z wzoru (B.4)

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8 \text{ MPa}}{\sqrt{f_{cm} \cdot \text{MPa}}} = 2.56$$

Przyjęto że beton dojrzewał w temperaturze 15 stopni C przez 14 dni

Wiek betonu dostosowany do temperatury

$$t_{0,T} := \Delta_t \cdot e^{-\left(\frac{4000}{273 + T_{\Delta t}} - 13.65 \right)} = 11.03$$

Wykładnik potęgowy zależny od klasy cementu

$$\alpha := 1 \text{ (klasa R)}$$

Wiek betonu uwzględniający klasę cementu $t_0 := \max \left(t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 \cdot t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha, 0.5 \right) = 13.8$

Współczynnik zależny od wieku betonu (z uwzględnieniem temperatury i rodzaju cementu) w chwili obciążenia

$$\beta_{\cdot t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.56$$

Wiek betonu w rozważanej chwili (koniec okresu eksploatacji budynku = 50 lat) $t := 50$ **yr**

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 713.1$$

Współczynnik zależny od rozwoju pełzania w czasie $\beta_{c.t.t_0} := \left(\frac{\frac{t}{\text{day}} - t_0}{\beta_H + \frac{t}{\text{day}} - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$

Podstawowy współczynnik pełzania wg wzoru B.2 $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{\cdot f_{cm}} \cdot \beta_{\cdot t_0} = 2.24$

Obliczeniowy współczynnik pełzania wg wzoru B.1 $\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t_0} = 2.21$

Efektywny współczynnik pełzania

Charakterystyczny moment od prawie stałych obciążeń (KW427 odczytane z programu Rfem)

$$M_{Eqp.z} := 84.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Charakterystyczna siła od prawie stałych obciążeń (KW427 odczytane z programu Rfem)

$$N_{Eqp} := 5217.54 \text{ kN}$$

Charakterystyczny moment I rzędu od prawie stałych obciążeń

$$M_{0Eqp.z} := M_{Eqp.z} + N_{Eqp} \cdot e_{i.z} = 120.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Obliczeniowy moment I rzędu od wszystkich obciążeń

$$M_{0Ed.z} := M_{Ed.z} + N_{Ed} \cdot e_{i.z} = 179.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Efektywny współczynnik pełzania, określa w sposób przybliżony czas trwania obciążenia

$$\varphi_{ef} := \varphi \cdot \frac{M_{0Eqp.z}}{M_{0Ed.z}} = 1.48$$

10.6. Sprawdzenie czy należy uwzględnić efekty II rzędu dla elementu wydzielonego wg PN-EN 1992-1-1 p. 5.8.3.1

Smukłość słupa

Pole powierzchni przekroju słupa $A_{stupa} := h_s \cdot b_s = 4225 \text{ cm}^2$

Moment bezwładności słupa w obu płaszczyznach $I_s = 1487552 \text{ cm}^4$

Długość efektywna słupa w płaszczyźnie XY $l_{0.xy} = 275.5 \text{ cm}$

Długość efektywna słupa w płaszczyźnie XZ $l_{0.xz} = 275.6 \text{ cm}$

Promień bezwładności przekroju poprzecznego względem osi y i z $i := \sqrt{\frac{I_s}{A_{stupa}}} = 18.76 \text{ cm}$

Smukłość względem płaszczyzny XY $\lambda_{xy} := \frac{l_{0.xy}}{i} = 14.68$

Smukłość względem płaszczyzny XZ $\lambda_{xz} := \frac{l_{0.xz}}{i} = 14.69$

10.6.1 Sprawdzenie w płaszczyźnie XY

Efektywny współczynnik pełzania $\varphi_{ef} = 1.48$

$$A := \frac{1}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.77$$

Max obliczeniowa ściskająca siła podłużna $N_{Ed} = 9564.56 \text{ kN}$

Zbrojenie minimalne wg 9.12N $A_{s,min} := \max\left(\frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 \cdot A_{stupa}\right) = 22 \text{ cm}^2$

Przyjęta ilość prętów zbrojeniowych $n_c := 16$

Przyjęte rzeczywiste zbrojenie $A_{s,prov} := n_c \cdot A_{\phi 16} = 32.16 \text{ cm}^2$

Pole przekroju słupa bez zbrojenia $A_c := A_{stupa} - A_{s,prov} = 4192.8 \text{ cm}^2$

$$\omega := \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.13 \quad B := \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = 1.13 \quad n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.91$$

Przyjęto że momenty I rzędu będą sobie równe na długości słupa dlatego co jest najbardziej niekorzystną sytuacją obliczeniową

$$C := 0.7$$

Smukłość graniczna $\lambda_{lim.xy} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 12.73$

$$\lambda_{xy} < \lambda_{lim.xy} = 0$$

przekrój smukły względem płaszczyzny XY-konieczna analiza II rzędu

10.6.2 Sprawdzenie w płaszczyźnie XZ

Efektywny współczynnik pełzania

$$\varphi_{ef} = 1.48$$

$$A := \frac{1}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.77$$

Max obliczeniowa ściskająca siła podłużna

$$N_{Ed} = 9564.56 \text{ kN}$$

Zbrojenie minimalne wg 9.12N

$$A_{s,prov} = 32.2 \text{ cm}^2$$

Przyjęte rzeczywiste zbrojenie minimalne

Pole przekroju słupa bez zbrojenia

$$A_c := A_{stupa} - A_{s,prov} = 4192.8 \text{ cm}^2$$

$$\omega := \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.13$$

$$B := \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = 1.13$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.91$$

Przyjęto że momenty I rzędu będą sobie równe na długości słupa dlatego co jest najbardziej niekorzystną sytuacją obliczeniową

$$C := 0.7$$

Smukłość graniczna

$$\lambda_{lim,xz} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 12.73$$

$$\lambda_{xz} < \lambda_{lim,xz} = 0$$

przekrój smukły względem płaszczyzny
XZ-konieczna analiza II rzędu

10.7 Analiza II rzędu metodą opartą na nominalnej sztywności wg p.5.8.7

10.7.1 Nominalna sztywność płaszczyzna XY

$$\gamma_{CE} := 1.2$$

$$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = 20 \text{ GPa}$$

$$I_s = 1487552 \text{ cm}^4$$

Dane:

$$\phi_{16} = 16 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 23.8 \text{ GPa}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\lambda_{xy} = 14.68$$

$$l_{0,xy} = 2.76 \text{ m}$$

$$b_s = 65 \text{ cm}$$

$$h_s = 65 \text{ cm}$$

$$\varphi_{ef} = 1.48$$

$$N_{Ed} = 9564.56 \text{ kN}$$

$$M_{0,Ed,xy} := N_{Ed} \cdot e_{0,z} = 207.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_s + 0.5 \cdot \phi_{16} = 51 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna w płaszczyźnie XY

$$d := h_s - c_{nom} - \phi_s - 0.5 \cdot \phi_{16} = 59.9 \text{ cm}$$

Założona ilość prętów pracujących w płaszczyźnie XY	$n_{xy} := 5$
Całkowita ilość prętów w słupie	$n_c = 16$
Zbrojenie z dwóch stron słupa pracujące w płaszczyźnie XY	$A_{s.xy} := 2 \cdot n_{xy} \cdot A_{\phi 16} = 20.1 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności pola przekroju skrajnego zbrojenia względem środka ciężkości przekroju słupa	$I_{s.xy} := n_{xy} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^4}{64} + A_{s.xy} \cdot (0.5 \cdot h_s - d)^2 = 15092 \text{ cm}^4$
Stopień zbrojenia który powinien spełniać warunek $\rho_h \geq 0.002$	$\rho_h := \frac{A_{s.prov}}{A_c} = 0.77\%$
Współczynnik zależny od klasy wytrzymałości betonu	$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.32$
Względna siła podłużna i smukłość słupa	$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.91 \quad \lambda_{xy} = 14.68$
Współczynnik zależny od siły osiowej i smukłości	$k_2 := \min\left(n \cdot \frac{\lambda_{xy}}{170}, 0.2\right) = 0.08$
Współczynnik wyrażający udział zbrojenia	$K_s := 1$
Współczynnik wyrażający efekty zarysowania i pełzania	$K_c := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.04$
Nominalna sztywność smukłych elementów ściskanych	$EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_s + K_s \cdot E_s \cdot I_{s.xy} = 42.59 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Nośność przy wyboczeniu ustalona przy założeniu sztywności nominalnej	$N_{B.h} := \frac{\pi^2}{l_{0.xy}^2} \cdot EI = 55364.91 \text{ kN}$
Współczynnik zależny od rozkładu momentu (wartość najmniej korzystna)	$c_0 := 8$
Założenie sinusoidalnego rozkładu momentów II rzędu	$\beta' := \frac{\pi^2}{c_0} = 1.23$
Moment pierwszego rzędu uwzględniający efekty imperfekcji	$M_{0.Ed.xy} = 207.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment całkowity II rzędu	$M_{Ed.xy.tot} := M_{0.Ed.xy} \cdot \left(1 + \frac{\beta'}{\frac{N_{B.h}}{N_{Ed}} - 1}\right) = 260.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Mimośród całkowity II rzędu	$e_{tot.xy} := \frac{M_{Ed.xy.tot}}{N_{Ed}} = 27.25 \text{ mm}$

10.7.2 Nominalna sztywność płaszczyzna XZ

$$\gamma_{CE} := 1.2 \quad E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = 20 \text{ GPa} \quad I_s = 1487552 \text{ cm}^4$$

Dane:

$$\phi_{16} = 16 \text{ mm} \quad \phi_s = 8 \text{ mm} \quad c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 25 \text{ MPa} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 23.8 \text{ GPa}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa} \quad E_s = 200 \text{ GPa} \quad \lambda_{xz} = 14.69$$

$$l_{0,xz} = 2.76 \text{ m} \quad b_s = 0.65 \text{ m} \quad h_s = 0.65 \text{ m}$$

$$\varphi_{ef} = 1.48 \quad N_{Ed} = 9564.56 \text{ kN} \quad M_{0,Ed,xz} := N_{Ed} \cdot e_{0,y} = 207.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a_1 := c_{nom} + \phi_s + 0.5 \cdot \phi_{16} = 51 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna w płaszczyźnie XZ

$$d := b_s - c_{nom} - \phi_s - 0.5 \cdot \phi_{16} = 59.9 \text{ cm}$$

Założona ilość prętów pracujących w płaszczyźnie XZ

$$n_{xz} := 5$$

Całkowita ilość prętów w słupie

$$n_c = 16$$

Zbrojenie z dwóch stron słupa pracujące w płaszczyźnie XY

$$A_{s,xz} := 2 \cdot n_{xz} \cdot A_{\phi_{16}} = 20.1 \text{ cm}^2$$

Moment bezwładności pola przekroju skrajnego zbrojenia względem środka ciężkości przekroju słupa

$$I_{s,xz} := n_{xz} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^4}{64} + A_{s,xz} \cdot (0.5 \cdot h_s - d)^2 = 15092 \text{ cm}^4$$

Stożek zbrojenia który powinien spełniać

warunek $\rho_h \geq 0.002$

$$\rho_h := \frac{A_{s,prov}}{A_c} = 0.77\%$$

Współczynnik zależny od klasy

wytrzymałości betonu

$$k_1 := \sqrt{\frac{f_{ck}}{20 \text{ MPa}}} = 1.32$$

Względna siła podłużna i smukłość słupa

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.91 \quad \lambda_{xz} = 14.69$$

Współczynnik zależny od siły osiowej i smukłości

$$k_2 := \min\left(n \cdot \frac{\lambda_{xz}}{170}, 0.2\right) = 0.08$$

Współczynnik wyrażający udział zbrojenia

$$K_s := 1$$

Współczynnik wyrażający efekty zarysowania
i pełzania

$$K_c := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = 0.04$$

Nominalna sztywność smukłych elementów
ściskanych

$$EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_s + K_s \cdot E_s \cdot I_{s,xz} = 42.59 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

Nośność przy wyboczeniu ustalona przy założeniu
sztywności nominalnej

$$N_{B,h} := \frac{\pi^2}{l_{0,xz}^2} \cdot EI = 55348.91 \text{ kN}$$

Współczynnik zależny od rozkładu momentu
(wartość najmniej korzystna)

$$c_0 := 8$$

Założenie sinusoidalnego rozkładu momentów II rzędu $\beta' := \frac{\pi^2}{c_0} = 1.23$

Moment pierwszego rzędu uwzględniający efekty
imperfekcji

$$M_{0,Ed,xz} = 207.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment całkowity II rzędu

$$M_{Ed,xz,tot} := M_{0,Ed,xz} \cdot \left(1 + \frac{\beta'}{\frac{N_{B,h}}{N_{Ed}} - 1} \right) = 260.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mimośród całkowite II rzędu

$$e_{tot,xz} := \frac{M_{Ed,xz,tot}}{N_{Ed}} = 27.25 \text{ mm}$$

10.7.3 Podsumowanie obliczeń efektów drugiego rzędu

$$M_{Ed,xy,tot} = 260.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{tot,xy} = 27.25 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,xz,tot} = 260.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{tot,xz} = 27.25 \text{ mm}$$

10.8 Sprawdzenie kryteriów uwzględniania zginania ukośnego

Smukłość względem płaszczyzny XY

$$\lambda_{xy} = 14.68$$

Smukłość względem płaszczyzny XZ

$$\lambda_{xz} = 14.69$$

$$\frac{\lambda_{xy}}{\lambda_{xz}} = 1 \quad \frac{\lambda_{xy}}{\lambda_{xz}} \leq 2 = 1$$

$$\frac{\lambda_{xz}}{\lambda_{xy}} = 1 \quad \frac{\lambda_{xz}}{\lambda_{xy}} \leq 2 = 1$$

Oba powyższe warunki zostały spełnione. Aby można było pominąć dwukierunkową pracę słupa musi zostać spełniony również jeden z poniższych warunków:

$$\frac{\left(\frac{e_{tot,xz}}{h_s} \right)}{\left(\frac{e_{tot,xy}}{b_s} \right)} = 1 \quad \frac{\left(\frac{e_{tot,xz}}{h_s} \right)}{\left(\frac{e_{tot,xy}}{b_s} \right)} \leq 0.2 = 0 \quad \frac{\left(\frac{e_{tot,xy}}{h_s} \right)}{\left(\frac{e_{tot,xz}}{b_s} \right)} = 1 \quad \frac{\left(\frac{e_{tot,xy}}{h_s} \right)}{\left(\frac{e_{tot,xz}}{b_s} \right)} \leq 0.2 = 0$$

Należy zatem uwzględnić zginanie ukośne

10.9 Wyznaczenie nośności N_{Rd} , $M_{Rd,y}$ oraz $M_{Rd,z}$

Pole powierzchni zbrojenia przyjęte na każdy bok

$$A_{s1} := 5 \cdot A_{\phi 16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := A_{s1} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Całkowita ilość prętów w słupie

$$n_c = 16$$

Wysokość użyteczna w płaszczyźnie XY

$$d_z := h_s - c_{nom} - \phi_s - 0.5 \cdot \phi_{16} = 59.9 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna w płaszczyźnie XZ

$$d_y := b_s - c_{nom} - \phi_s - 0.5 \cdot \phi_{16} = 59.9 \text{ cm}$$

$$a_1 := h_s - d_z = 5.1 \text{ cm} \quad a_2 := a_1 = 5.1 \text{ cm}$$

10.9.1 Nośność $M_{Rd,z}$ dla płaszczyzny XY

$$A_{s1} := 5 \cdot A_{\phi 16}$$

$$A_{s2} := A_{s1}$$

-przyjmuję tylko pręty rozlokowane na boku słupa

$$\xi_{eff,lim} := 0.49$$

$$\xi_{eff} := \frac{N_{Ed} - f_{yd} \cdot A_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b_s \cdot d_z} = 0.983$$

$$\xi_{eff} \leq \frac{2 \cdot a_2}{d_z} = 0 \quad \xi_{eff} \leq \xi_{eff,lim} = 0$$

$$\xi_{eff} := \frac{N_{Ed} + \left(\frac{2}{1 - \xi_{eff,lim}} - 1 \right) \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b_s \cdot d_z + \frac{2}{1 - \xi_{eff,lim}} \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}} = 0.91$$

$$\xi_{eff,lim} < \xi_{eff} < 1$$

Nośność $M_{Rd,z}$

$$M_{Rd,z} := f_{cd} \cdot b_s \cdot d_z^2 \cdot \xi_{eff} \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d_z - a_2) - (0.5 \cdot h_s - a_1) \cdot N_{Ed} = 509.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.9.2 Nośność $M_{Rd,y}$ dla płaszczyzny XZ

$$A_{s1} := 5 \cdot A_{\phi 16}$$

$$A_{s2} := A_{s1}$$

-przyjmuję tylko pręty rozlokowane na boku słupa

$$\xi_{eff} := \frac{N_{Ed} - f_{yd} \cdot A_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot h_s \cdot d_y} = 0.983$$

$$\xi_{eff} \leq \frac{2 \cdot a_2}{d_y} = 0 \quad \xi_{eff} \leq \xi_{eff,lim} = 0$$

$$\xi_{eff} := \frac{N_{Ed} + \left(\frac{2}{1 - \xi_{eff,lim}} - 1 \right) \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot h_s \cdot d_y + \frac{2}{1 - \xi_{eff,lim}} \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}} = 0.91$$

$$\xi_{eff,lim} < \xi_{eff} < 1$$

Nośność $M_{Rd,y}$

$$M_{Rd,y} := f_{cd} \cdot h_s \cdot d_y^2 \cdot \xi_{eff} \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d_y - a_2) - (0.5 \cdot b_s - a_1) \cdot N_{Ed} = 509.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.9.3 Określenie nośności słupa osiowo ściskanego

Całkowita ilość prętów ϕ_{16} w słupie $n_c = 16$

$$f_{cd} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{s.cal} := n_c \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} = 32.17 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd0} := (b_s \cdot h_s - A_{s.cal}) \cdot f_{cd} + A_{s.cal} \cdot f_{yd} = 11880.8 \text{ kN}$$

10.10 Sprawdzenie nośności słupa dwukierunkowo ściskanego wg p.5.8.9

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd0}} = 0.81 \quad a := \text{linterp} \left(\begin{bmatrix} 0 \\ 0.1 \\ 0.7 \\ 1 \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \end{bmatrix}, \frac{N_{Ed}}{N_{Rd0}} \right) = 1.68$$

$$\text{Sto\p{p}ie\p{n} wykorzystania no\p{s}no\p{c}i} \quad \left(\frac{M_{Ed.xy.tot}}{M_{Rd.z}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed.xz.tot}}{M_{Rd.y}} \right)^a = 65\% \quad \text{Warunek spe\p{ln}iony}$$

10.11. Ostatecznie przyjęte zbrojenie w słupie

Sprawdzenie stopnia zbrojenia

$$A_{s.ca\p{t}kowite} := n_c \cdot A_{\phi_{16}} = 32.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot b_s \cdot h_s = 169 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.ca\p{t}kowite} < A_{s.max} = 1$$

Zbrojenie nie przekroczy maksymalnego stopnia zbrojenia

10.11.1 Zbrojenie poprzeczne słupa

Podstawowy rozstaw strzemion s_1 nie powinien przekraczać

$$s_1 := \min(b_s, h_s, 20 \cdot \phi_{16}, 300 \text{ mm}) = 30 \text{ cm}$$

Powyżej i poniżej belki lub płyty na odcinkach o długości $l_2 := h_s = 65 \text{ cm}$ rozstaw strzemion oraz na odcinkach połączenia na zakład prętów o średnicy 16 mm.

$$s_2 := 0.6 \cdot s_1 = 18 \text{ cm} \text{ z racji u\p{lat}wieni konstruowania zbrojenia przy\p{t}o } s_2 := 15 \text{ cm}$$

11. Sprawdzenie płyty fundamentowej pod projektowanym słupem S6

11.1 Dane wstępne

Beton:

Klasa betonu:	C 35/45
Współczynnik bezpieczeństwa dla betonu (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2):	$\gamma_c := 1.4$
Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie (tablica 3.1):	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$
Wytrzymałość średnia na ściskanie (tablica 3.1):	$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$
Współczynnik od efektów długotrwałych i niekorzystnych wpływów (PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 3.6.1, str. 30):	$\alpha_{cc} := 1.0$
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25 \text{ MPa}$
Sieczny moduł sprężystości betonu odczytany z tablicy 3.1 (PN-EN 1992-1-1:2008):	$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$
Korekta siecznego modułu sprężystości betonu ze względu na typ kruszywa (kruszywo bazaltowe):	$E_{cm} := 34 \text{ GPa} \cdot 1.2 = 40.8 \text{ GPa}$

Stal:

Klasa stali:	RB 500 W
Współczynnik bezpieczeństwa dla stali (PN-EN 1992-1-1:2008 tablica NA.2):	$\gamma_s := 1.15$
Charakterystyczna granica plastyczności:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Obliczeniowa granica plastyczności dla stali:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$
Moduł sprężystości stali:	$E_s := 200 \text{ GPa}$

Klasa ekspozycji:

Klasę ekspozycji przyjęta

XA1

Średnice prętów zbrojeniowych:

Średnicę prętów zbrojeniowych przyjęto:

$$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{28} := 28 \text{ mm}$$

Otulina prętów zbrojeniowych:

Zalecana klasa konstrukcji
(PN-EN 1992-1-1:2008, pkt. 4.4.1.2(5), str. 45):

S4

Przyjęta klasa konstrukcji
(PN-EN 1992-1-1:2008, tab. 4.3N, str. 45):

S4

Otulenie minimalne ze względu na przyczepność
(PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.2):

$$c_{min.b} := \phi_{28} = 28 \text{ mm}$$

Otulenie minimalne ze względu na trwałość stali zbrojeniowej
(PN-EN 1992-1-1:2008 tablica 4.4N):

$$c_{min.dur} := 45 \text{ mm}$$

Dodatek ze względu na odchyłkę
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.3):

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 6):

$$\Delta c_{dur.y} := 0 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa od zastosowanej stali
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 7)

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$$

Zalecany składnik bezpieczeństwa za względu na
zastosowanie ochrony betonu
(PN-EN 1992-1-1:2008 rozdział 4.4.1.2 punkt 8)

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$$

Minimalne otulenie zbrojenia

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.y} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 45 \text{ mm}$$

Nominalne otulenie zbrojenia:

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 55 \text{ mm}$$

Wysokość płyty:

$$h_{pt.f} := 110 \text{ cm}$$

$$h_{pt.pogr} := 150 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna płyty fundamentowej:

$$d_{yy} := h_{pt.f} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{20} = 101.5 \text{ cm}$$

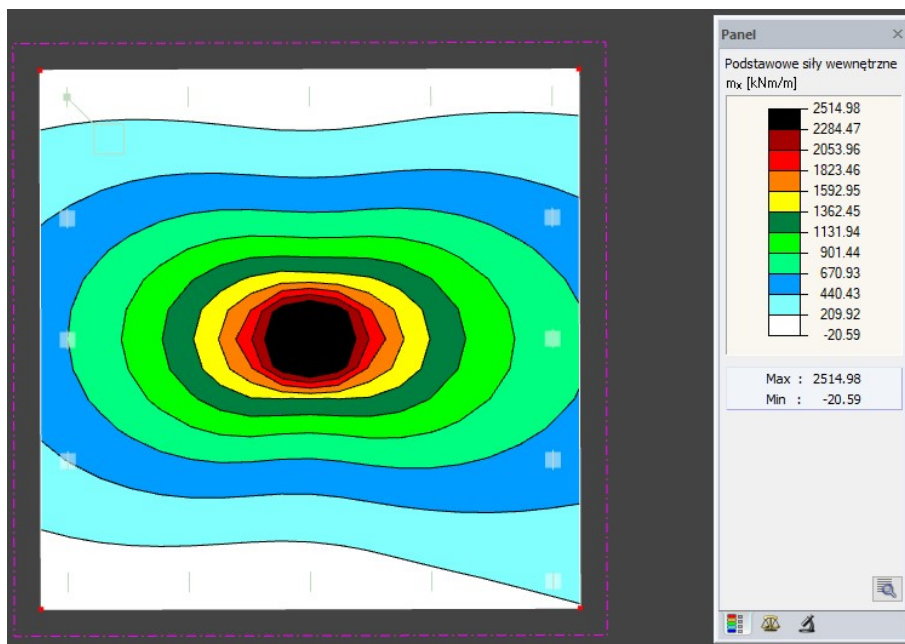
$$d_{xx} := h_{pt.f} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{20} = 103.5 \text{ cm}$$

$$d_{yy.pod} := h_{pt.pogr} - c_{nom} - 1.5 \cdot \phi_{28} = 140.3 \text{ cm}$$

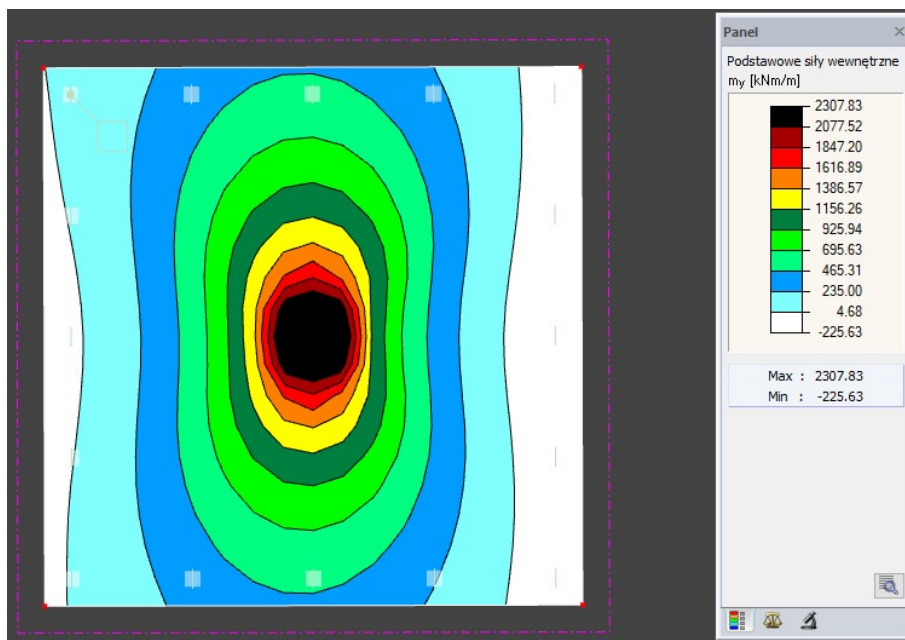
$$d_{xx.pod} := h_{pt.pogr} - c_{nom} - 0.5 \cdot \phi_{28} = 143.1 \text{ cm}$$

11.2 Wyniki obliczeń statycznych - obwiednie momentów zginających dla SGN

Obwiednia momentów M_x dla pogrubionej płyty pod słupem S6- kombinacja SGN



Obwiednia momentów M_y dla pogrubionej płyty pod słupem S6- kombinacja SGN



11.3 Sprawdzenie stanów granicznych nośności

11.3.1 Zbrojenie minimalne i maksymalne:

Dane:

Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe (EC2, tab. 3.1, str. 26):

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

Charakterystyczna granica plastyczności:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Średnia szerokość strefy rozciąganej:

$$b_{pt} := 1 \text{ m}$$

Wysokość płyty:

$$h_{pt.pogr} = 150 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna płyty w przekroju pod słupem:

$$d_{xx.pod} = 143.1 \text{ cm}$$

$$d_{yy.pod} = 140.3 \text{ cm}$$

Współczynnik zależący od nierównomierność, samo równoważących się naprężeń (przy $h_{pt} \leq 1000 \text{ mm}$):

$$k := 0.5$$

Efektywna wytrzymałość betonu na rozciąganie

$$f_{ct.eff} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.24 \text{ MPa}$$

Pole przekroju płyty

$$A_c := h_{pt.pogr} \cdot b_{pt} = 1.5 \text{ m}^2$$

Pole przekroju strefy rozciąganej:

$$A_{ct} := 0.5 \cdot A_c = 7500 \text{ cm}^2$$

Maksymalne dozwolone naprężenie w zbrojeniu (EC2, pkt. 7.3.3 (3)):

$$\sigma_s := f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Średnie naprężenie w SGU (odczytane Rfem 5.26)

$$\sigma_c := 108.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju przy zginaniu

(EC2, pkt. 7.3.2(7.2), str. 110):

$$k_c := 0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{1.5 \cdot \frac{h_{pt.pogr}}{1 \text{ m}} \cdot f_{ct.eff}} \right) = 0.39$$

Minimalne zbrojenie przypowierzchniowe

$$A_{s.min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct.eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 6.58 \text{ cm}^2$$

Maksymalne zbrojenie

$$A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 600 \text{ cm}^2$$

11.3.2 Maksymalny i minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych dla płyty

wartość k_1 (EC2 ,pkt.8.2(2))	$k_1 := 1.0$
wartość k_2 (EC2,pkt.8.2(2))	$k_2 := 5 \text{ mm}$
maksymalny wymiar ziaren kruszywa	(przyjęty beton frakcji 16/8) $d_k := 16 \text{ mm}$
maksymalna średnica pręta	$\phi_{28} = 28 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych płyty (EC2, pkt. 9.3.1.1(3))

$$S_{max} := \min(2 \cdot h_{pt.pogr}, 250 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$$

Minimalny rozstaw prętów zbrojeniowych płyty

$$S_{min} := \max(\phi_{28} \cdot k_1, d_k + k_2, 20 \text{ mm}) = 2.8 \text{ cm}$$

11.4 Wyznaczenie zbrojenia zginanego pod słupem S6

11.4.1 Kierunek YY

Moment obliczeniowy	$M_{yy.Ed} := 2307.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Szerokość odcinka stropu	$b := 1 \text{ m}$
Jednostkowy moment statyczny	$s_{eff.yy.pod} := \frac{M_{yy.Ed}}{f_{cd} \cdot d_{yy.pod}^2 \cdot b} = 0.047$
Względna wysokość strefy ściskanej	$\xi_{eff.yy.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.yy.pod}} = 0.05$
Graniczna wysokość strefy ściskanej	$\xi_{eff.lim} := 0.8 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.49$
Sprawdzenie warunku	$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.yy.pod} = 1$
Wysokość strefy ściskanej	$x_{eff.yy.pod} := d_{yy.pod} \cdot \xi_{eff.yy.pod} = 67.4 \text{ mm}$
Wymagane pole powierzchni zbrojenia	$A_{s.req.yy.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.yy.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 38.76 \text{ cm}^2$
Ilość zbrojenia na mb płyty	$A_\phi(\phi) := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s(s, \phi) := \frac{b}{s} \cdot A_\phi(\phi)$
Przyjęte pole powierzchni zbrojenia	$A_{s.prov.yy.pod} := A_s(10 \text{ cm}, 25 \text{ mm}) = 49.09 \text{ cm}^2$
Stosunek $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}}$	$\frac{A_{s.req.yy.pod}}{A_{s.prov.yy.pod}} = 78.97\%$
Nośność płyty	$x_{eff} := \frac{A_{s.prov.yy.pod} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b} = 8.54 \text{ cm} \quad M_{Rd.yy.pod} := f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d_{yy.pod} - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 2903.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

11.4.2 Kierunek XX

Moment obliczeniowy	$M_{xx.Ed} := 2514.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Jednostkowy moment statyczny	$s_{eff.xx.pod} := \frac{M_{xx.Ed}}{f_{cd} \cdot d_{xx.pod}^2 \cdot b} = 0.049$
Względna wysokość strefy ściskanej	$\xi_{eff.xx.pod} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot s_{eff.xx.pod}} = 0.05$
Graniczna wysokość strefy ściskanej	$\xi_{eff.lim} = 0.49$
Sprawdzenie warunku	$\xi_{eff.lim} \geq \xi_{eff.xx.pod} = 1$
Wysokość strefy ściskanej	$x_{eff.xx.pod} := d_{xx.pod} \cdot \xi_{eff.xx.pod} = 72.1 \text{ mm}$
Wymagane pole powierzchni zbrojenia	$A_{s.req.xx.pod} := \frac{f_{cd} \cdot x_{eff.xx.pod} \cdot b}{f_{yd}} = 41.47 \text{ cm}^2$
Ilość zbrojenia na mb płyty	$A_\phi(\phi) := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_s(s, \phi) := \frac{b}{s} \cdot A_\phi(\phi)$
Przyjęte pole powierzchni zbrojenia	$A_{s.prov.xx.pod} := A_s(10 \text{ cm}, 25 \text{ mm}) = 49.09 \text{ cm}^2$
Stosunek $\frac{A_{s.req}}{A_{s.prov}}$	$\frac{A_{s.req.xx.pod}}{A_{s.prov.xx.pod}} = 84.48\%$
Nośność płyty	
	$x_{eff} := \frac{A_{s.prov.xx.pod} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b} = 8.54 \text{ cm} \quad M_{Rd.xx.pod} := f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d_{xx.pod} - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 2963 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Odstęp pomiędzy prętami przy zadanym rozstawie	$s := 10 \text{ cm} - 2 \cdot \frac{\phi_{25}}{2} = 75 \text{ mm} \quad s \geq S_{min} = 1$

11.5 Sprawdzenie przebiecia płyty fundamentowej w obszarze słupa S6

Wymiary słupów S6	$b_s := 65 \text{ cm} \quad h_s := 65 \text{ cm}$
	$c_1 := b_s = 65 \text{ cm} \quad c_2 := h_s = 65 \text{ cm}$
Grubość płyty fundamentowej (pogrubienie)	$h_{pt.pogr} = 150 \text{ cm}$
Nominalne otulenie zbrojenia	$c_{nom} = 55 \text{ mm}$
Średnica zbrojenia dolnego	$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$
Wysokość użyteczna płyty (pogrubienia)	$d_{yy.pod} = 140.3 \text{ cm}$ $d_{xx.pod} = 143.1 \text{ cm}$
Średnia wysokość efektywna płyty dla pogrubienia	$d_{eff} := \frac{d_{xx.pod} + d_{yy.pod}}{2} = 141.7 \text{ cm}$

Średnia wysokość efektywna płyty

dla płyty poza pogrubieniem

$$d_{eff.110cm} := \frac{d_{xx} + d_{yy}}{2} = 102.5 \text{ cm}$$

Szerokość sprawdzanego pasa

$$b := 1 \text{ m}$$

Obwód słupa

$$u_0 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s = 260 \text{ cm}$$

Podstawowe obwody kontrolne

$$u_{0.5d} := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 0.5 \cdot d_{eff} = 7.05 \text{ m}$$

$$u_{1.0d} := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 1.0 \cdot d_{eff} = 11.5 \text{ m}$$

$$u_{1.5d} := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 1.5 \cdot d_{eff} = 15.95 \text{ m}$$

$$u_1 := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d_{eff} = 20.41 \text{ m}$$

Wymagana szerokość pogrubienia płyty

$$a_{pogr} := (b_s + 4 \cdot d_{eff}) = 6.32 \text{ m}$$

Przyjęta szerokość pogrubienia płyty

$$a_{pogr.przyjęte} := 4.5 \text{ m}$$

Obwód pogrubienia

$$u_{pogr} := 4 \cdot a_{pogr.przyjęte} = 18 \text{ m}$$

Warunki sprawdzające czy obwód kontrolny

u_1 znajduje się w obszarze pogrubienia płyty

$$u_{pogr} \geq u_1 = 0 \quad a_{pogr.przyjęte} > a_{pogr} = 0$$

Obwód u_1 poza obszarem pogrubienia. Należy uwzględnić zmienne d_{eff} w obliczeniach.

Odległość od lica słupa na której następuje

zmiana grubości płyty fundamentowej

$$a_{cr} := \frac{a_{pogr.przyjęte} - h_s}{2} = 1.93 \text{ m}$$

Obwód kontrolny na którym następuje zmiana grubości płyty fundamentowej

$$u_{cr} := 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s + 2 \cdot \pi \cdot a_{cr} = 14.7 \text{ m}$$

Sumaryczne zbrojenie w obszarze pod słupami S6

$$A_{s.prov.xx.pod} = 49.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.prov.yy.pod} = 49.09 \text{ cm}^2$$

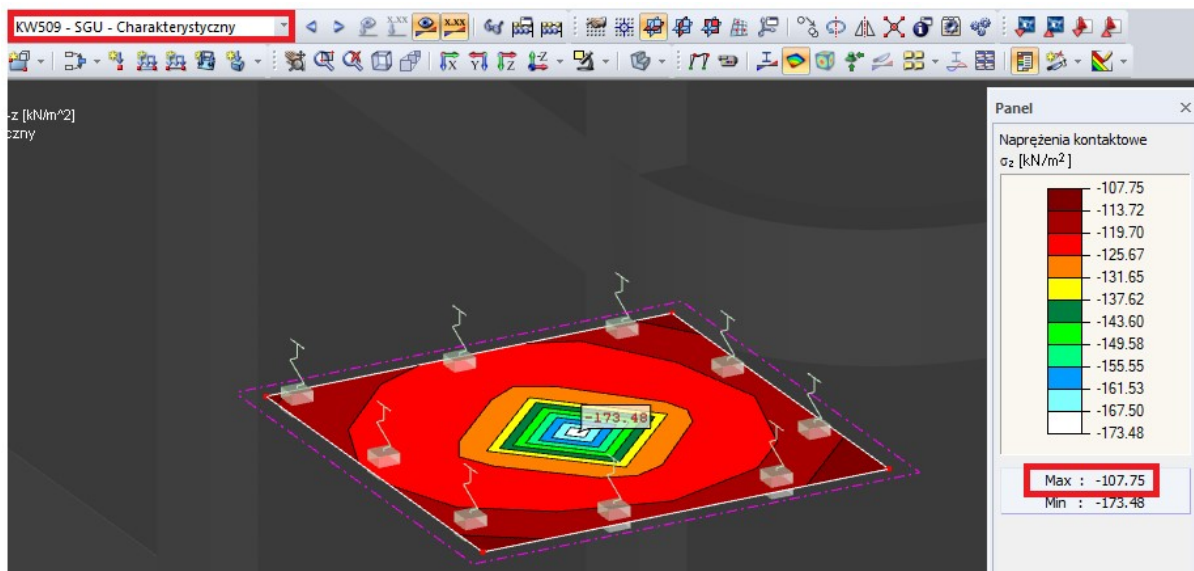
Kombinacja dająca największą obliczeniową siłę podłużną w słupie

KW110

$$V_{Ed.kw110} := 10559.90 \text{ kN}$$

Odpór gruntu (Naprężenia kontaktowe) odczytane z programu Rfem 5.26 dla **kombinacji** SGU - do obliczeń uwzględniono najmniejszą wartość bezwzględna ze względu że odpór w obliczeniach działa korzystnie. Jest to działanie po stronie bezpiecznej

$$\sigma_z := 107.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Pola powierzchni w granicach rozważanych obwodów kontrolnych

$$A_{u0} := b_s^2 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$A_{u0.5d} := b_s \cdot h_s + 2 \cdot 0.5 d_{eff} \cdot (b_s + h_s) + \pi \cdot (0.5 d_{eff})^2 = 3.84 \text{ m}^2$$

$$A_{u1.0d} := b_s \cdot h_s + 2 \cdot 1.0 d_{eff} \cdot (b_s + h_s) + \pi \cdot (1.0 d_{eff})^2 = 10.41 \text{ m}^2$$

$$A_{u.cr} := b_s \cdot h_s + 2 \cdot a_{cr} \cdot (b_s + h_s) + \pi \cdot a_{cr}^2 = 17.07 \text{ m}^2$$

$$A_{u1.5d} := b_s \cdot h_s + 2 \cdot 1.5 d_{eff} \cdot (b_s + h_s) + \pi \cdot (1.5 d_{eff})^2 = 20.14 \text{ m}^2$$

$$A_{u2.0d} := b_s \cdot h_s + 2 \cdot 2.0 d_{eff} \cdot (b_s + h_s) + \pi \cdot (2.0 d_{eff})^2 = 33.02 \text{ m}^2$$

Obliczeniowe siły przebijająca płytę fundamentową w poszczególnych obwodach kontrolnych zredukowane o odpór gruntu

$$V_{Ed.u0} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u0} = 10514.38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.u0.5d} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u0.5d} = 10145.97 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.u1.0d} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u1.0d} = 9437.72 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.u.cr} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u.cr} = 8720.71 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.u1.5d} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u1.5d} = 8389.63 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.u2.0d} := V_{Ed.kw110} - \sigma_z \cdot A_{u2.0d} = 7001.7 \text{ kN}$$

Współczynnik wyrażający wpływ momentów $\beta := 1.15$
(modyfikacja wzoru 6.39 EC2 oraz wartość odczytana z rysunku 6.21N EC2)

Naprężenia przebijające na obwodzie słupa

$$\nu_{Ed.0} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u0}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 3.282 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni przekroju kontrolnego (0.5d od słupa)

$$\nu_{Ed.0.5d} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u0.5d}}{u_{0.5d} \cdot d_{eff}} = 1.168 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni przekroju kontrolnego (1.0d od słupa)

$$\nu_{Ed.1.0d} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u1.0d}}{u_{1.0d} \cdot d_{eff}} = 0.666 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni przekroju krytycznego (a_{cr} od słupa) na której następuje zmiana grubości płyty fundamentowej. Uwzględniono zmienione d_{eff}

$$\nu_{Ed.u.cr} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u.cr}}{u_{cr} \cdot d_{eff.110cm}} = 0.666 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni przekroju kontrolnego (1.5d od słupa)

Uwzględniono zmienione d_{eff}

$$\nu_{Ed.1.5d} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u1.5d}}{u_{1.5d} \cdot d_{eff.110cm}} = 0.59 \text{ MPa}$$

Naprężenie ścinające na powierzchni przekroju kontrolnego u_1 (2d od słupa)

Uwzględniono zmienione d_{eff}

$$\nu_{Ed.1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed.u2.0d}}{u_1 \cdot d_{eff.110cm}} = 0.385 \text{ MPa}$$

11.5.1 Nośność bez zbrojenia płyty na przebicie

Sprawdzenie nośności na krawędzi słupa

Charakterystyczna wartość wytrzymałości betonu na ściskanie

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na ściskanie

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 25 \text{ MPa}$$

Współczynnik

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.52$$

Maksymalna obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścinanie wzdłuż przekroju kontrolnego u_0

$$\nu_{Rd.max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.16 \text{ MPa}$$

Naprężenia styczne na powierzchni przebicia obwodu podstawowego

$$\nu_{Ed.0} = 3.28 \text{ MPa}$$

Warunek nośności

$$\nu_{Rd.max} > \nu_{Ed.0} = 1$$

Warunek spełniony. Nośność wystarczająca

Sprawdzenie nośności na krawędziach obwodów kontrolnych

Współczynniki użyte w obliczeniowej wytrzymałości

$$\gamma_c := 1.4 \quad C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.129$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2 \right) = 1.38$$

Naprężenia ściskające

$$\sigma_{cp} := 0 \text{ MPa} \quad k_1 := 0.1$$

Stopień zbrojenia na obszarze poza pogrubieniem

$$\rho_{l.x} := \frac{A_{s.prov.xx.pod}}{d_{xx} \cdot b} = 0.47\%$$

$$\rho_{l.y} := \frac{A_{s.prov.yy.pod}}{d_{yy} \cdot b} = 0.48\%$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{l.x} \cdot \rho_{l.y}}, 2\% \right) = 0.48\%$$

$$\nu_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.33 \text{ MPa}$$

Nośności na ścinanie przy przebiciu płyty fundamentowej bez zbrojenia na ścinanie dla obwodów kontrolnych

$$\nu_{Rd.c}(d, a) := \max \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \cdot \frac{2 \cdot d}{a}, \nu_{min} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \right)$$

Sprawdzenie warunków nośności płyty fundamentowej dla poszczególnych obwodów kontrolnych

$$\nu_{Rd.c}(d_{eff}, 0.5 \cdot d_{eff}) = 1.81 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.0.5d} = 1.17 \text{ MPa} \quad \nu_{Rd.c}(d_{eff}, 0.5 \cdot d_{eff}) \geq \nu_{Ed.0.5d} = 1$$

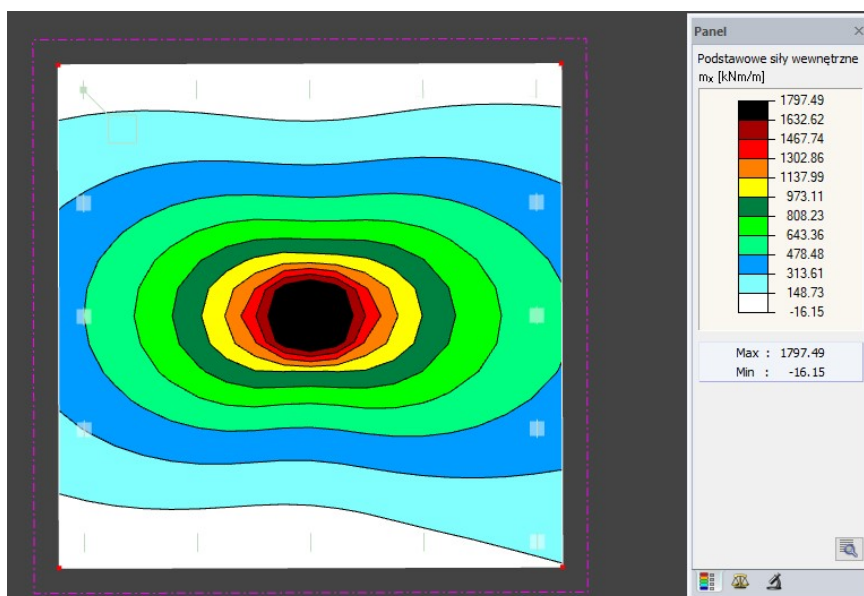
$$\nu_{Rd.c}(d_{eff}, 1.0 \cdot d_{eff}) = 0.91 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.1.0d} = 0.67 \text{ MPa} \quad \nu_{Rd.c}(d_{eff}, 1.0 \cdot d_{eff}) \geq \nu_{Ed.1.0d} = 1$$

$$\nu_{Rd.c}(d_{eff}, a_{cr}) = 0.67 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.u.cr} = 0.67 \text{ MPa} \quad \nu_{Rd.c}(d_{eff}, 1.0 \cdot d_{eff}) \geq \nu_{Ed.u.cr} = 1$$

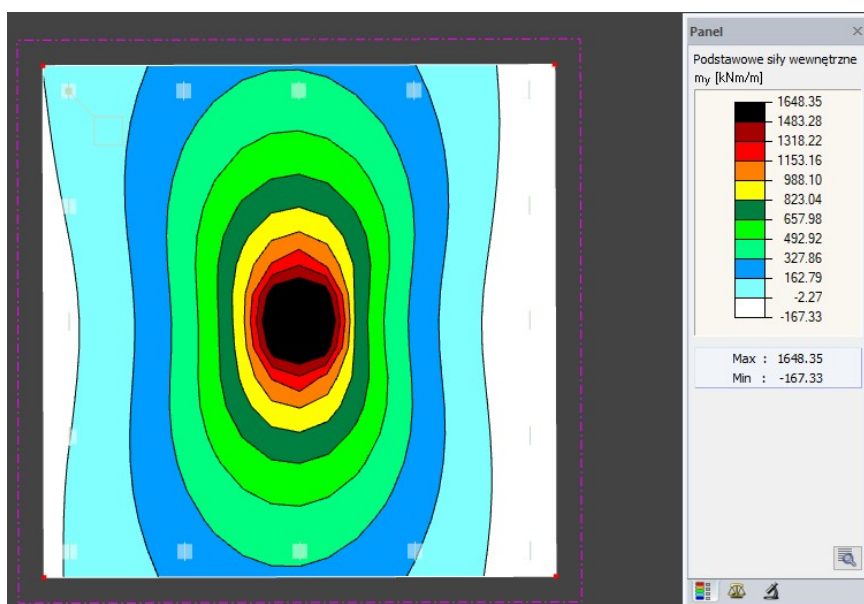
$$\nu_{Rd.c}(d_{eff}, 1.5 \cdot d_{eff}) = 0.6 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.1.5d} = 0.59 \text{ MPa} \quad \nu_{Rd.c}(d_{eff}, 1.5 \cdot d_{eff}) \geq \nu_{Ed.1.5d} = 1$$

$$\nu_{Rd.c}(d_{eff}, 2.0 \cdot d_{eff}) = 0.45 \text{ MPa} \quad \nu_{Ed.1} = 0.38 \text{ MPa} \quad \nu_{Rd.c}(d_{eff}, 2.0 \cdot d_{eff}) \geq \nu_{Ed.1} = 1$$

11.6 Sprawdzenie SGU - zarysowania



Obwiednia momentów M_x dla pogrubionej płyty pod słupem S6- kombinacja SGU



Obwiednia momentów M_y dla pogrubionej płyty pod słupem S6- kombinacja SGU

Momenty charakterystyczne

$$M_{xx.Ek.pod} := 1797.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy.Ek.pod} := 1648.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Uproszczony skąźnik wytrzymałości dla płyty

Moment rysujący

$$W_c := \frac{b \cdot h_{pt.pogr}^2}{6} = 375000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_c = 1200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

11.6.1 Porównanie maksymalnych momentów przekrojowych z momentem rysującym

$$M_{xx.Ek.pod} \leq M_{cr} = 0$$

Przekrój zarysowany

$$M_{yy.Ek.pod} \leq M_{cr} = 0$$

Przekrój zarysowany

11.6.2 Wyznaczenie współczynnika pełzania wg załącznika B PN-EN 1992-1-1:2004

Obciążenie nastąpi po 14 dniach ($t_0 := 14$ **day**). Do wykonania zostanie zastosowany cement klasy S

Współczynniki α

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Wilgotność względna otoczenia [%]

$$RH := 80$$

Szerokość obliczeniowa

$$b = 1 \text{ m}$$

Obwód przekroju

$$u := 0 \cdot h_{pt.pogr} + 2 \cdot b = 200 \text{ cm}$$

Miarodajny wymiar przekroju wg pkt (3.10)

$$h_0 := \frac{2 \cdot b \cdot h_{pt.pogr}}{u} = 1500 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności względnej na podstawowy współczynnik pełzania:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.1 \quad \beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.56$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}} \right)^{0.20}} = 0.56$$

Wiek betonu w rozważanej chwili (koniec okresu eksploatacji budynku = 50 lat) $t_{50} := 50$ **yr**

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right) + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1353.29$$

Współczynnik zależny od klasy cementu (klasa S)

$$\alpha := -1$$

Wiek betonu w chwili pierwszego obciążenia

$$t_T := t_0 = 14 \text{ day}$$

Wiek betonu uwzględniający klasę cementu:

$$t_0 := \max \left(\frac{t_T}{\text{day}} \cdot \left(\frac{9}{2 + \left(\frac{t_T}{\text{day}} \right)^{1.2}} + 1 \right)^\alpha, 0.5 \right) \cdot \text{day} = 10.4 \text{ day}$$

Współczynnik zależny od rozwoju pełzania w czasie:

$$\beta_{c.t.t_0} := \left(\frac{\frac{t_{50}}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}}{\beta_H + \frac{t_{50}}{\text{day}} - \frac{t_0}{\text{day}}} \right)^{0.3} = 0.98$$

Podstawowy współczynnik pełzania wg wzoru B.2

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.58$$

Obliczeniowy współczynnik pełzania wg wzoru B.1

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t_0} = 1.54$$

11.6.3 Sprawdzenie zarysowania płyty fundamentowej pod słupem S6

Aby spełnić SGU-zarysowania należało zwiększyć stopień zbrojenia. Zwiększono średnice prętów zbrojenia A_{s1} z ϕ_{25} na ϕ_{28} .

Przyjęte pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s,prov.xx.pod} := A_s(10 \text{ cm}, 28 \text{ mm}) = 61.58 \text{ cm}^2$$

Przyjęte pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s,prov.yy.pod} := A_s(10 \text{ cm}, 28 \text{ mm}) = 61.58 \text{ cm}^2$$

Kierunek XX

Moduł sprężystości betonu

klasy C35/45 na kruszywie bazaltowym

$$E_{cm} = 40.8 \text{ GPa}$$

Moduł sprężystości stali zbrojeniowej

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej

$$A_{s1} := A_{s,prov.xx.pod} = 61.58 \text{ cm}^2$$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej

$$A_{s2} := A_{s,min} = 6.58 \text{ cm}^2$$

Otulinie zbrojenia

$$c_{nom} = 55 \text{ mm}$$

Grubość płyty fundamentowej

$$h_{pt.pogr} = 150 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna

$$d_{xx.pod} = 143.1 \text{ cm}$$

$$a_1 := h_{pt.pogr} - d_{xx.pod} = 69 \text{ mm}$$

$$a_2 := (c_{nom} + 0.5 \cdot \phi_{20}) = 65 \text{ mm}$$

Moment charakterystyczny

$$M_{xx.Ek.pod} = 1797.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_c := \frac{E_s}{E_{cm}} = 4.9$$

$$x_{I.pod} := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt.pogr}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_{xx.pod} + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt.pogr} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 76.2 \text{ cm}$$

$$I_{I.pod} := \frac{b \cdot x_{I.pod}^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt.pogr} - x_{I.pod})^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_{xx.pod} - x_{I.pod})^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_{I.pod} - a_2)^2 \quad \downarrow = 29654102 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_{I.pod}}{(h_{pt.pogr} - x_{I.pod})} = 401798 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 1285.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana

$$M_{xx.Ek.pod} < M_{cr} = 0$$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

Efektywny moduł sprężystości

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 16 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ct} := \frac{E_s}{E_{c.eff}} = 12.47$$

$$K_{II.pod} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 8.5 \text{ cm}$$

$$x_{II.pod} := K_{II.pod} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_{xx.pod} + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 39.3 \text{ cm}$$

$$x_{II.pod} < h_{pt.pogr} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II.pod} := \frac{b \cdot x_{II.pod}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_{xx.pod} - x_{II.pod})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II.pod} - a_2)^2 = 10382487 \text{ cm}^4$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{xx.Ek.pod}}{I_{II.pod}} \cdot (d_{xx.pod} - x_{II.pod}) = 224.14 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt.pogr} - d_{xx.pod}), \frac{h_{pt.pogr} - x_{II.pod}}{3} \right) = 17.3 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.eff} = 1725 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p.eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = 0.04$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

(długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.00091 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.00067$$

Grubość otulenia zbrojenia podłużnego $c := c_{nom} = 55 \text{ mm}$

Współczynnik zależny od przyczepności zbrojenia
(dla prętów o wysokiej przyczepności) $k_1 := 0.8$

Współczynnik zależny od rozkładu
odkształceń (przy zginaniu) $k_2 := 0.5$
Wartość zalecana $k_3 := 3.4$
Wartość zalecana $k_4 := 0.425$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{28}}{\rho_{p,eff}} = 320 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r,max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.292 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k,max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k,max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

Kierunek YY

Pole powierzchni zbrojenia w strefie rozciąganej $A_{s1} := A_{s,prov.yy.pod} = 61.58 \text{ cm}^2$

Pole powierzchni zbrojenia w strefie ściskanej $A_{s2} := A_{s,min} = 6.58 \text{ cm}^2$

$a_1 := h_{pt.pogr} - d_{yy.pod} = 97 \text{ mm}$ $a_2 := (c_{nom} + 1.5 \cdot \phi_{20}) = 85 \text{ mm}$

Moment charakterystyczny $M_{yy.Ek.pod} = 1648.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$x_{I.pod} := \frac{0.5 \cdot b \cdot h_{pt.pogr}^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d_{yy.pod} + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot a_2}{b \cdot h_{pt.pogr} + \alpha_c \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 76.15 \text{ cm}$$

$$I_{I.pod} := \frac{b \cdot x_{I.pod}^3}{3} + \frac{b \cdot (h_{pt.pogr} - x_{I.pod})^3}{3} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d_{yy.pod} - x_{I.pod})^2 + \alpha_c \cdot A_{s2} \cdot (x_{I.pod} - a_2)^2 \quad \downarrow = 29534485 \text{ cm}^4$$

$$W_{cs} := \frac{I_{I.pod}}{(h_{pt.pogr} - x_{I.pod})} = 399901 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W_{cs} = 1279.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Płyta zarysowana $M_{yy.Ek.pod} < M_{cr} = 0$

Obliczanie szerokości rozwarcia rys

$$K_{II.pod} := \frac{\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} = 8.5 \text{ cm}$$

$$x_{II.pod} := K_{II.pod} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + b \cdot \frac{2 \cdot \alpha_{ct} \cdot (A_{s1} \cdot d_{yy.pod} + A_{s2} \cdot a_2)}{(\alpha_{ct} \cdot (A_{s1} + A_{s2}))^2}} \right) = 38.8 \text{ cm}$$

$$x_{II.pod} < h_{pt.pogr} = 1$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_{II.pod} := \frac{b \cdot x_{II.pod}^3}{3} + \alpha_{ct} \cdot A_{s1} \cdot (d_{yy.pod} - x_{II.pod})^2 + \alpha_{ct} \cdot A_{s2} \cdot (x_{II.pod} - a_2)^2 = 9930837 \text{ cm}^4$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym przy założeniu że przekrój jest zarysowany

$$\sigma_{s1} := \alpha_{ct} \cdot \frac{M_{yy.Ek.pod}}{I_{II.pod}} \cdot (d_{yy.pod} - x_{II.pod}) = 209.96 \text{ MPa}$$

Efektywna wysokość przekroju betonowego

$$h_{c.eff} := \min \left(2.5 \cdot (h_{pt.pogr} - d_{yy.pod}), \frac{h_{pt.pogr} - x_{II.pod}}{3} \right) = 24.2 \text{ cm}$$

Efektywne pole przekroju betonu

$$A_{c.eff} := b \cdot h_{c.eff} = 2425 \text{ cm}^2 \quad \rho_{p.eff} := \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = 0.03$$

Współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia (długotrwałe) wg (7.9). Według pkt 7.3.4 $k_t := 0.4$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} = 0.00077 \quad \text{lecz nie mniej niż} \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.00063$$

Grubość otulenia zbrojenia podłużnego $c := c_{nom} = 55 \text{ mm}$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{28}}{\rho_{p.eff}} = 374 \text{ mm}$$

Obliczona szerokość rys

$$w_k := s_{r.max} \cdot \max \left(\frac{\sigma_{s1} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p.eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) = 0.287 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys $w_{k.max} := 0.3 \text{ mm}$

$$w_k < w_{k.max} = 1$$

Warunek spełniony (szerokość rozwarcia rys będzie mniejsza niż wartość dopuszczalna)

12. Podsumowanie

Podczas przygotowywania niniejszej pracy dyplomowej wykorzystano zaawansowany program obliczeniowy wykorzystujący MES Rfem Dlubal 5.26. Dzięki zastosowaniu tego oprogramowania w łatwy sposób zamodelowano cały budynek wraz z ośrodkiem gruntowym, co pozwoliło wygenerować w budynku siły wewnętrzne bardziej zbliżone do rzeczywistości występujących w budynku.

Z racji, iż budynek posiada dziewięć kondygnacji nadziemnych, siły podłużne w słupach znajdujących się w piwnicy budynku były bardzo duże, co wymusiło zwiększenie wstępnie przyjętych przekrojów poprzecznych na kondygnacjach piwnicy oraz parteru w słupach S6 oraz S7 z 60x60cm do 65x65 cm. Ponadto dla kondygnacji piwnicy oraz parteru zastosowano beton wyższej wytrzymałości niż dla reszty budynku tj. C35/45.

Duża siła przebijająca wychodząca ze słupa S6 rzędu 10,5 MN powodowała znaczne zarysowanie wstępnie przyjętej płyty fundamentowej grubości 80/100 cm, która miała znacznie zbyt małą sztywność dla projektowanego budynku. Dokonano korekty wymiarów płyty fundamentowej do grubości 110 cm wraz z pogłębieniami do 150 cm w obszarach pod słupami S6 oraz S7. Takie wymiary płyty fundamentowej pozwoliły spełnić warunki zarysowania oraz przebicia pod najbardziej wyężonymi słupami.

W płycie fundamentowej zastosowano również ukosowanie w stronę pogłębień pod trzony komunikacyjne. Rozwiązanie to powoduje niewielkie komplikacje na placu budowy, natomiast znacząco usprawnia współpracę płyty fundamentowej jako całości i minimalizuje możliwości uszkodzenia płyty podczas nierównomiernego osiadania.

W płycie stropowej w obrębie słupów S6 konieczne było zastosowanie zbrojenia na przebicie. Warto by było rozważyć ewentualnie zastosowanie poszerzenia głowicy słupa, które mogłoby pomóc wyeliminować konieczność stosowania tego zbrojenia, a co za tym idzie zmniejszenie kosztów i problematyczności na placu budowy. Głowica w budynku biurowym mogłaby zostać w łatwy sposób zabudowana sufitem podwieszonym, co zniwelowałoby niekorzystne walory estetyczne takiego rozwiązania.

W opracowaniu pominięto wpływ wiatru z racji występowania dwóch sztywnych trzonów, jednakże przy wysokich budynkach wpływ wiatru może być znaczący i należy go uwzględnić w każdym projekcie budowlanym takiej wysokości.

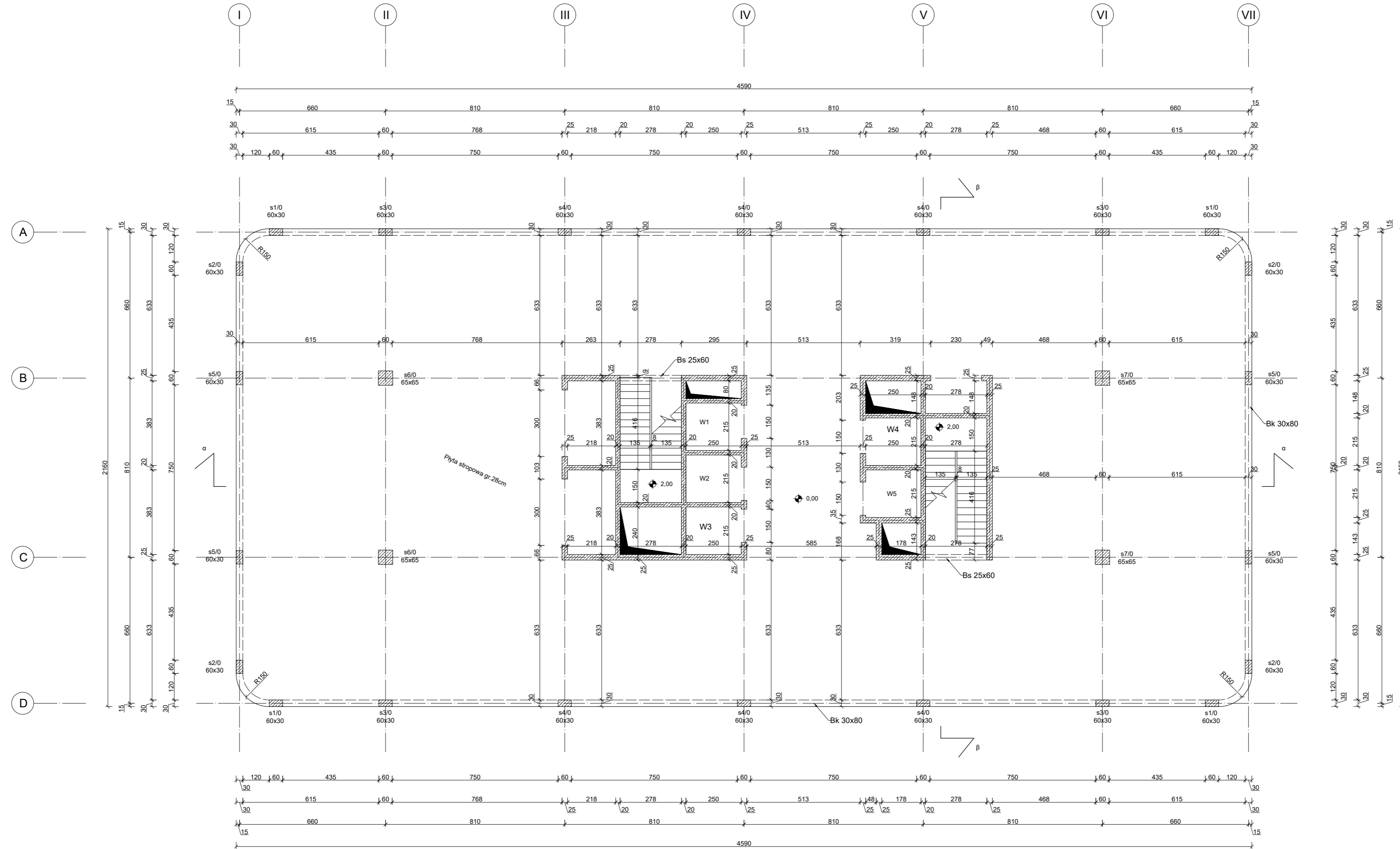
13. Literatura

- PN-EN 1990-1-1:2004 Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991-1-1:2004 Oddziaływania na konstrukcje część 1-1: Oddziaływania ogólne Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- PN-EN 1992-1-1:2008 Projektowanie konstrukcji z betonu część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- PN-EN 1993-1-1:2005 Oddziaływania na konstrukcje część 1-3: Oddziaływania ogólne - obciążenia śniegiem
- Włodzimierz Starosolski, Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych Tom II, wydawnictwo PWN Warszawa, 2013
- Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2 / Michał Knauff, wydawnictwo PWN Warszawa, 2018 Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006
- Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych : według Eurokodu 2 / zespół aut. Michał Knauff; Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN
- Wykłady Dr hab. inż. Piotra Matyska, prof. PK z konstrukcji żelbetowych i murowych w budownictwie miejskim i przemysłowym

14. Spis rysunków

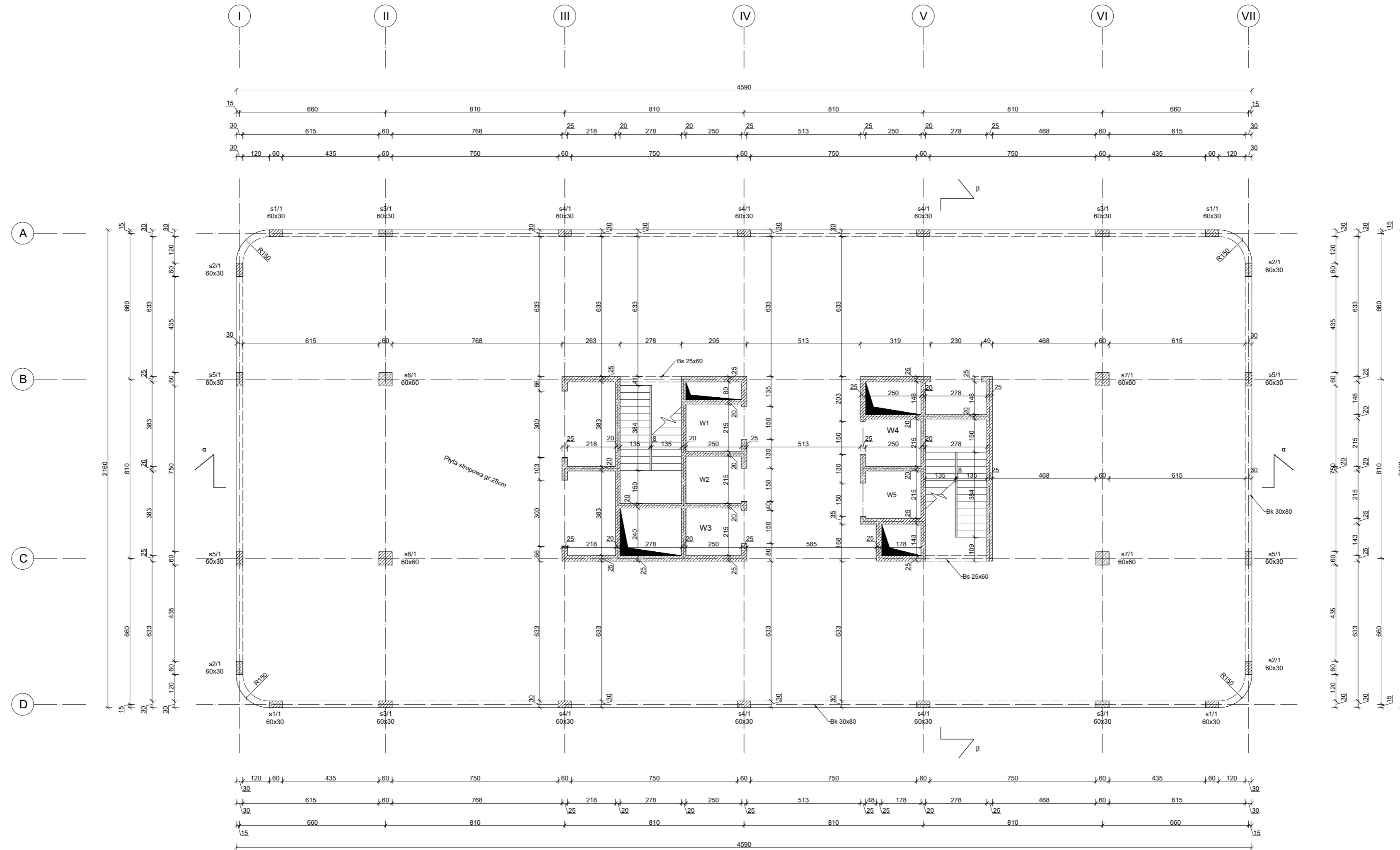
- rys nr 1 Rzut parteru skala 1:100
- rys nr 2 Rzut kondygnacji powtarzalnej skala 1:100
- rys nr 3 Rzut piwnicy skala 1:100
- rys nr 4 Przekrój α - α skala 1:100
- rys nr 5 Przekrój β - β skala 1:100
- rys nr 6 Rzut / Przekrój fundamentu skala 1:100
- rys nr 7 Zbrojenie górne płyty stropowej nad parterem skala 1:100/1:25
- rys nr 8 Zbrojenie dolne płyty stropowej nad parterem skala 1:100
- rys nr 9 Zbrojenie belki usytuowanej wzdłuż osi VII skala 1:50/1:25
- rys nr 10 Zbrojenie słupa S6 na przecięciu osi B oraz II 1:25/1:10

Rzut parteru (1:100)



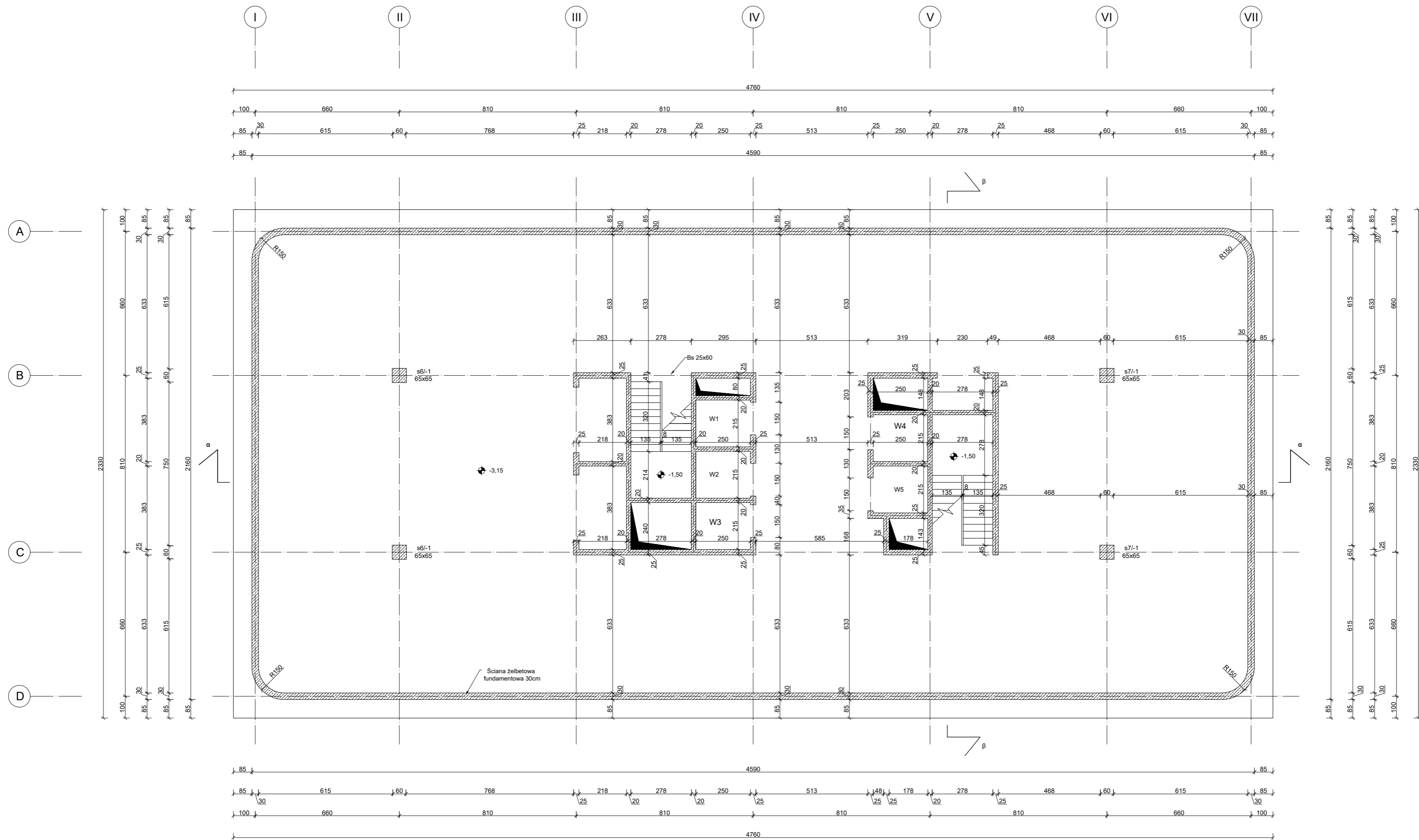
Praca dyplomowa magisterska „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT” Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych					
Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis:	Data oddania:	Uwagi:	
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Małysek, Prof. PK				
Temat : Rzut parteru				Skala	Nr rys
				1:100	1

Rzut kondygnacji powtarzalnej (1:100)



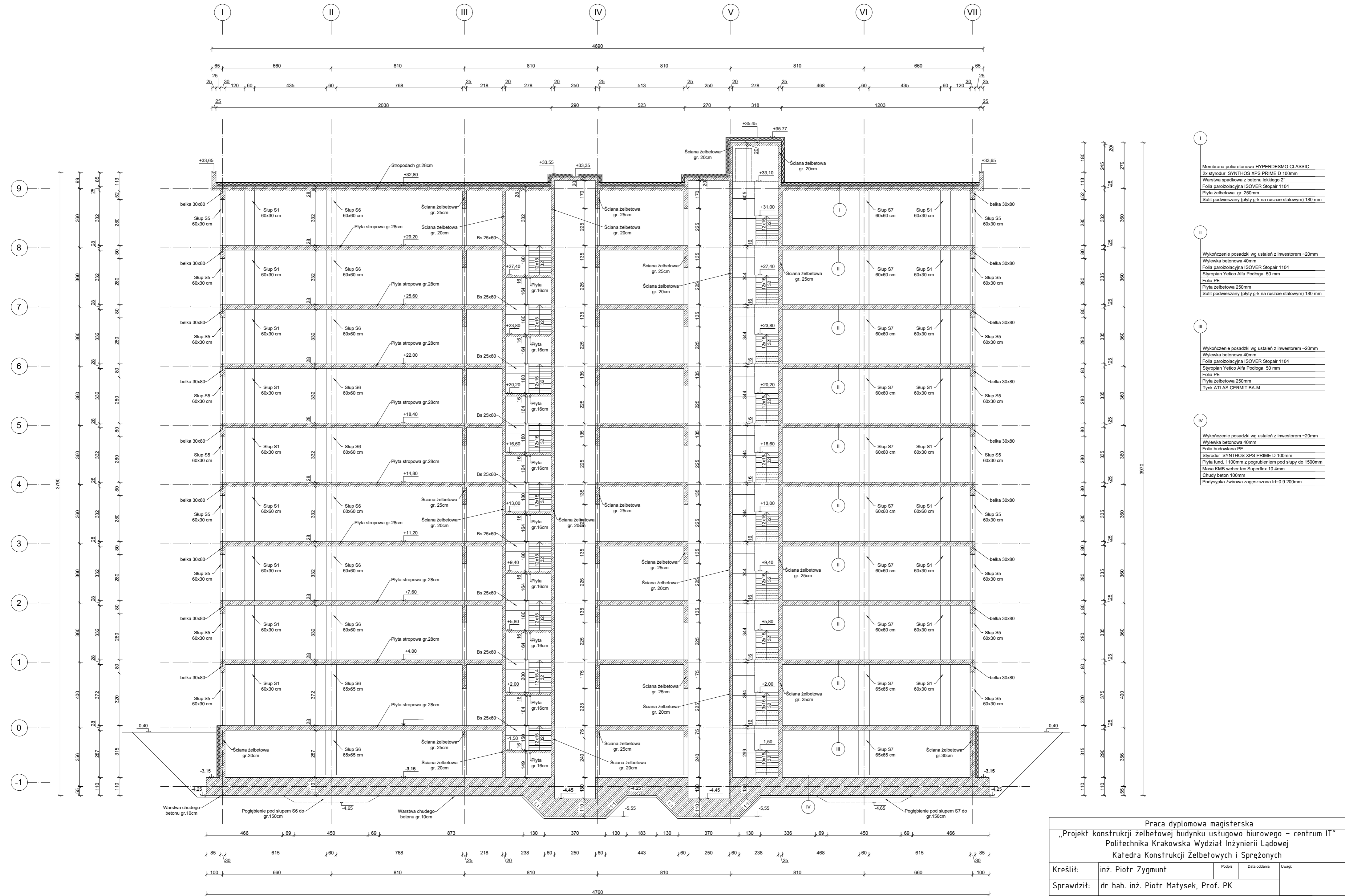
Praca dyplomowa magisterska „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT” Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych				
Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis	Data oddania	Uwagi:
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Małysek, Prof. PK			
Temat : Rzut kondygnacji powtarzalnej			Skala	Nr rys
			1:100	2

Rzut piwnicy (1:100)



Praca dyplomowa magisterska				
„Projekt konstrukcji żelbetonowej budynku usługowo biurowego – centrum IT”				
Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej				
Katedra Konstrukcji Żelbetonowych i Sprężonych				
Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis	Data oddania	Uwagi:
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK			
Temat : Rzut piwnicy				Skala
				1:100
				Nr rys
				3

Przekrój α-α (1:100)

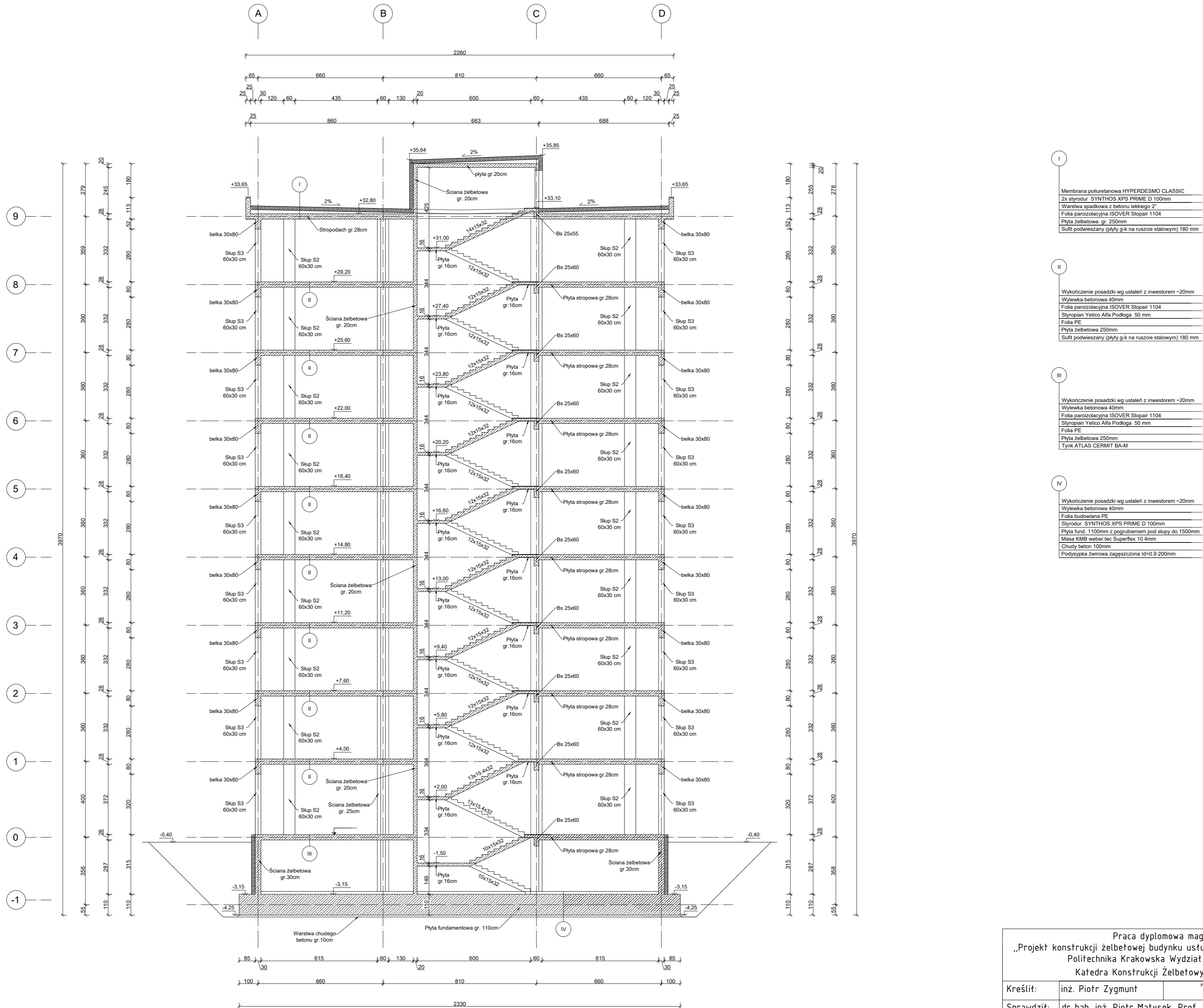


I	Membrana poliuretanowa HYPERDESMO CLASSIC 2x styrodur SYNTHOS XPS PRIME D 100mm Warstwa spadkowa z betonu lekkiego 2" Folia parozizolacyjna ISOVER Stopair 1104 Płyta żelbetowa gr. 250mm Sufit podwieszany (płyty g-k na ruszcie stalowym) 180mm
II	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm Wylewka betonowa 40mm Folia parozizolacyjna ISOVER Stopair 1104 Styropian Yeticco Alfa Podłoga 50 mm Folia PE Płyta żelbetowa 250mm Sufit podwieszany (płyty g-k na ruszcie stalowym) 180mm
III	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm Wylewka betonowa 40mm Folia parozizolacyjna ISOVER Stopair 1104 Styropian Yeticco Alfa Podłoga 50 mm Folia PE Płyta żelbetowa 250mm Tynk ATLAS CERMIT BA-M
IV	Wykończenie posadzki wg ustaleń z inwestorem ~20mm Wylewka betonowa 40mm Folia budowlana PE Styrodur SYNTHOS XPS PRIME D 100mm Płyta fund. 1100mm z pogrubieniem pod skłupy do 1500mm Masa KMB weber.tec Superflex 10 4mm Chudy beton 100mm Podsyypka zwirowa zagęszczona Id=0.9 200mm

Praca dyplomowa magisterska
 „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT”
 Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej
 Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych

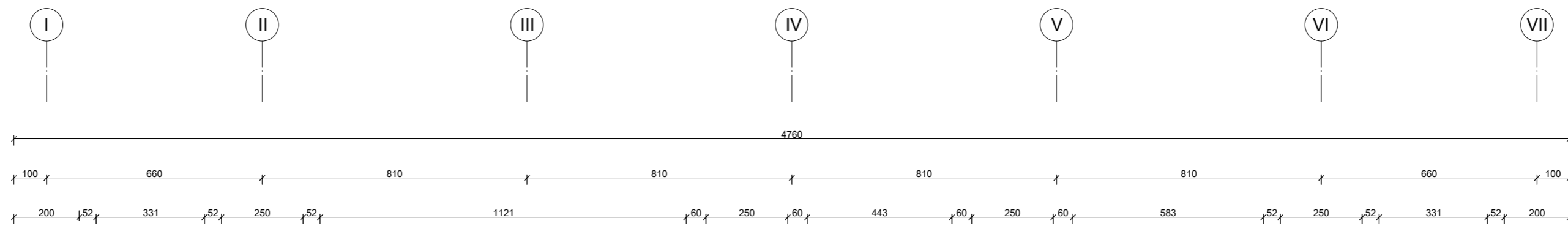
Kreślił:	inż. Piotr Zygmun	Podpis	Data oddania	Uwagi:	
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK				
Temat : Przekrój α-α				Skala	Nr rys
				1:100	4

Przekrój β-β (1:100)

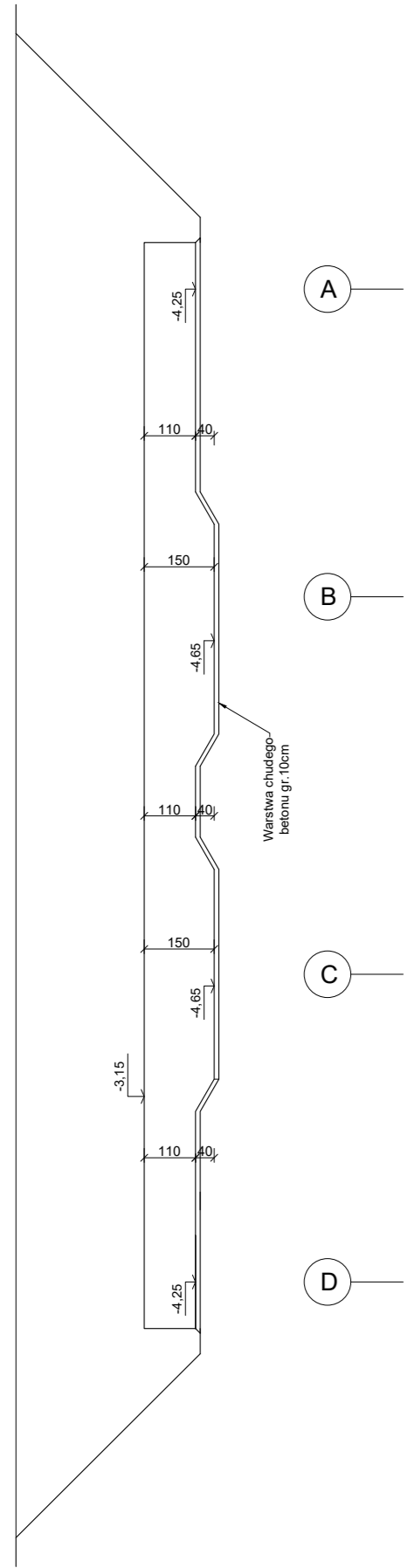


Praca dyplomowa magisterska „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT” Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych				
Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis:	Data oddania:	Uwagi:
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Małysek, Prof. PK			
Temat : Przekrój β-β			Skala	Nr rys
			1:100	5

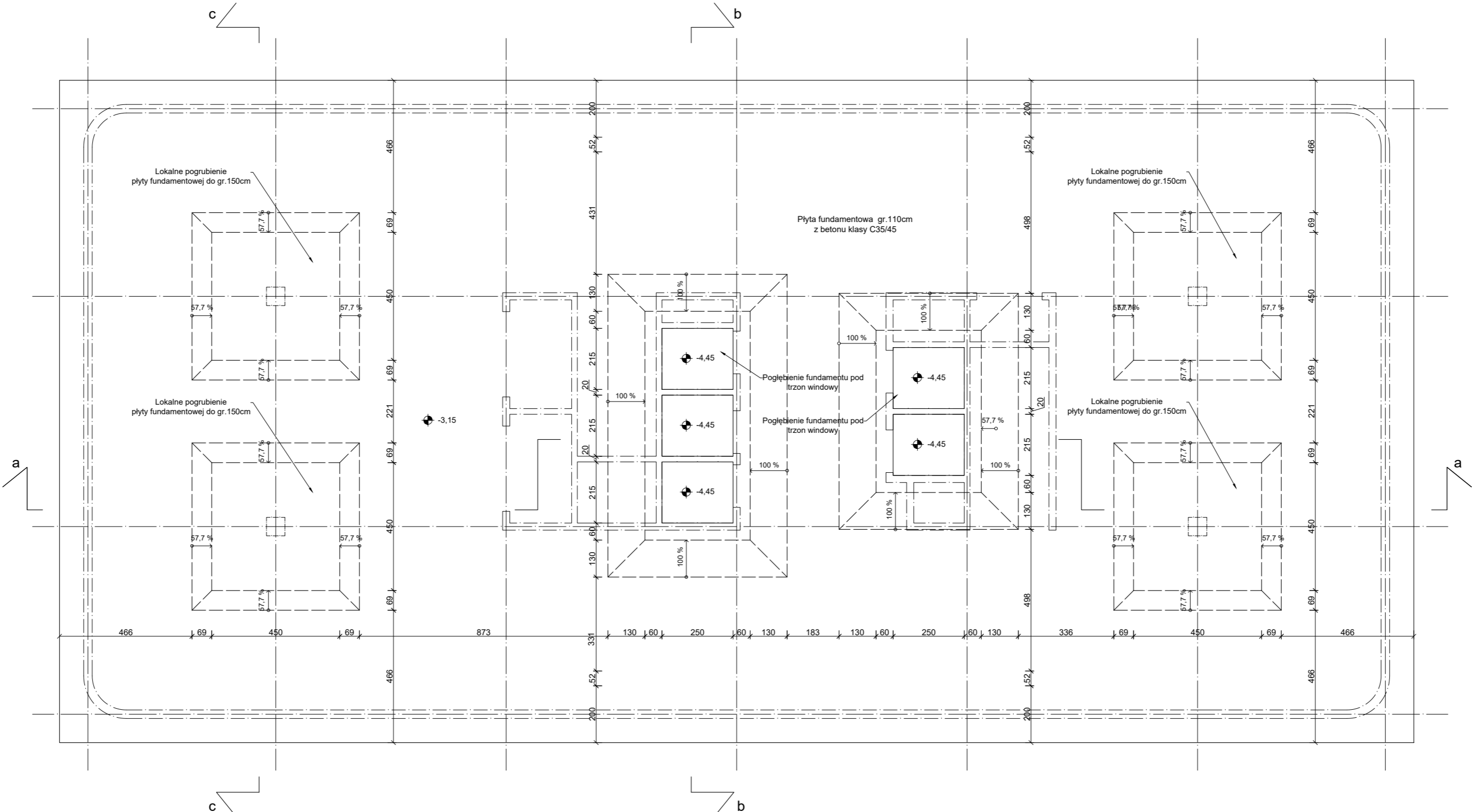
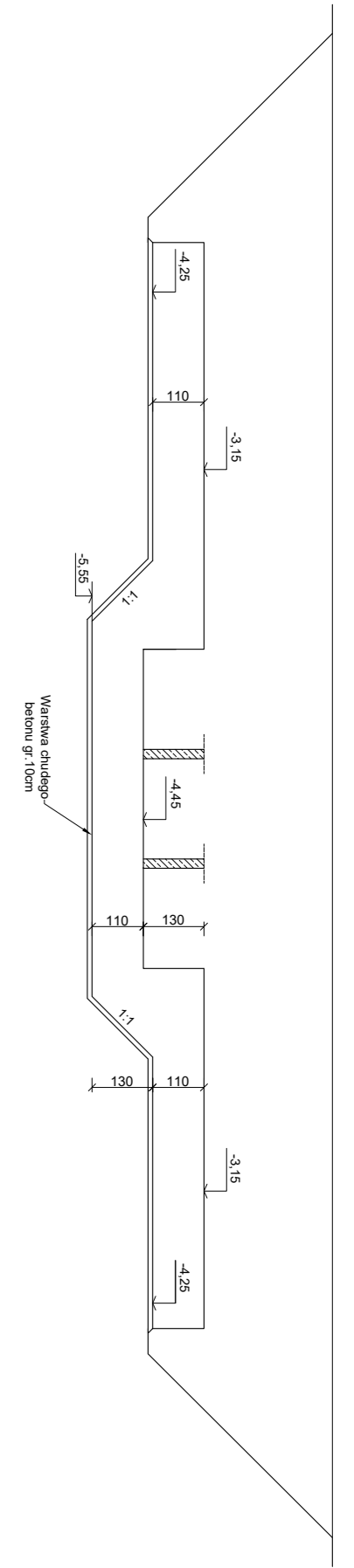
Rzut fundamentu (1:100)



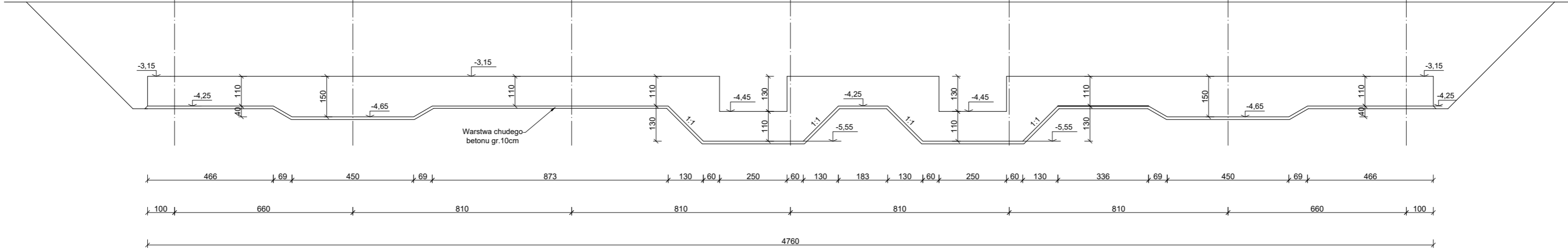
Przekrój c-c (1:100)



Przekrój b-b (1:100)

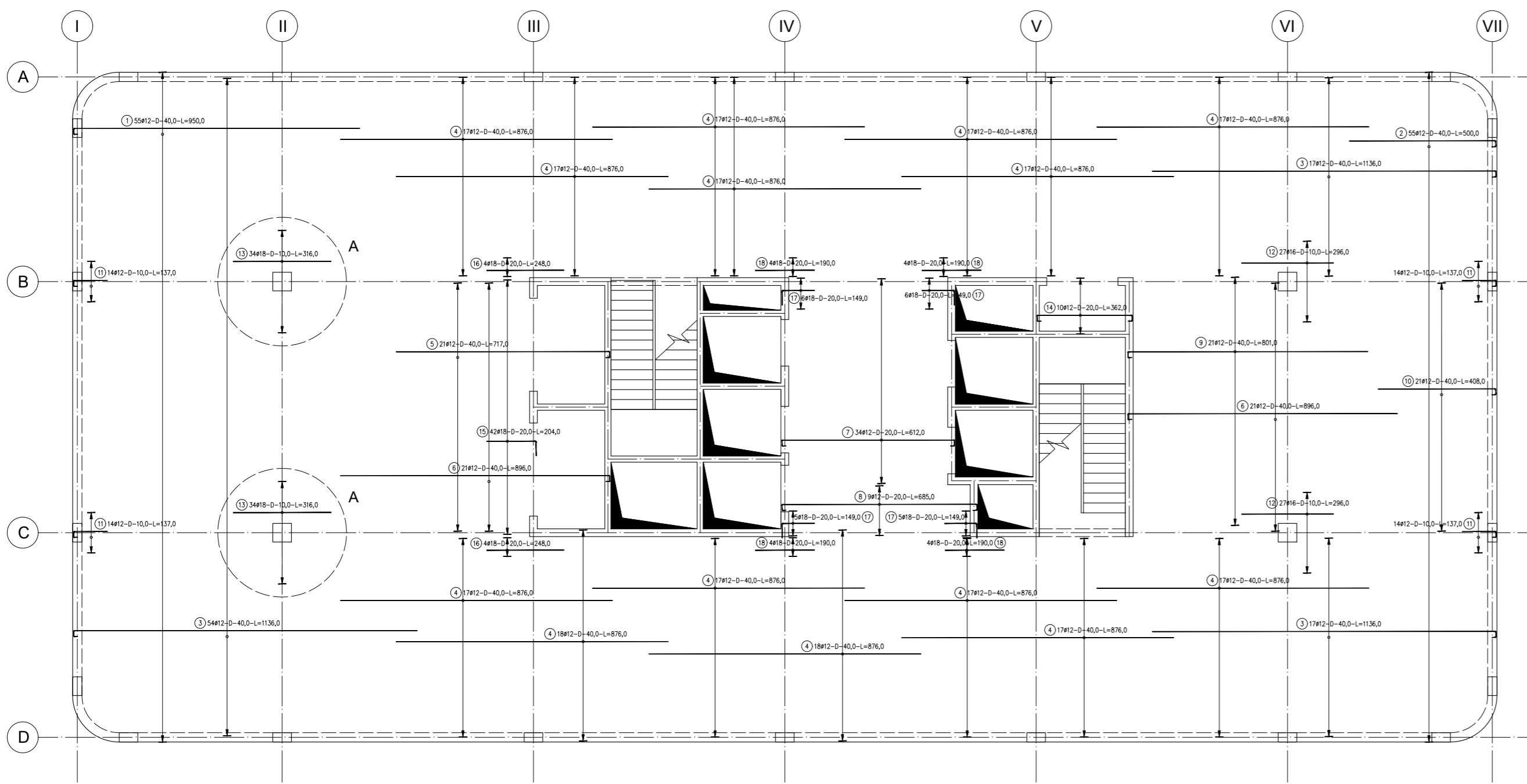


Przekrój a-a (1:100)

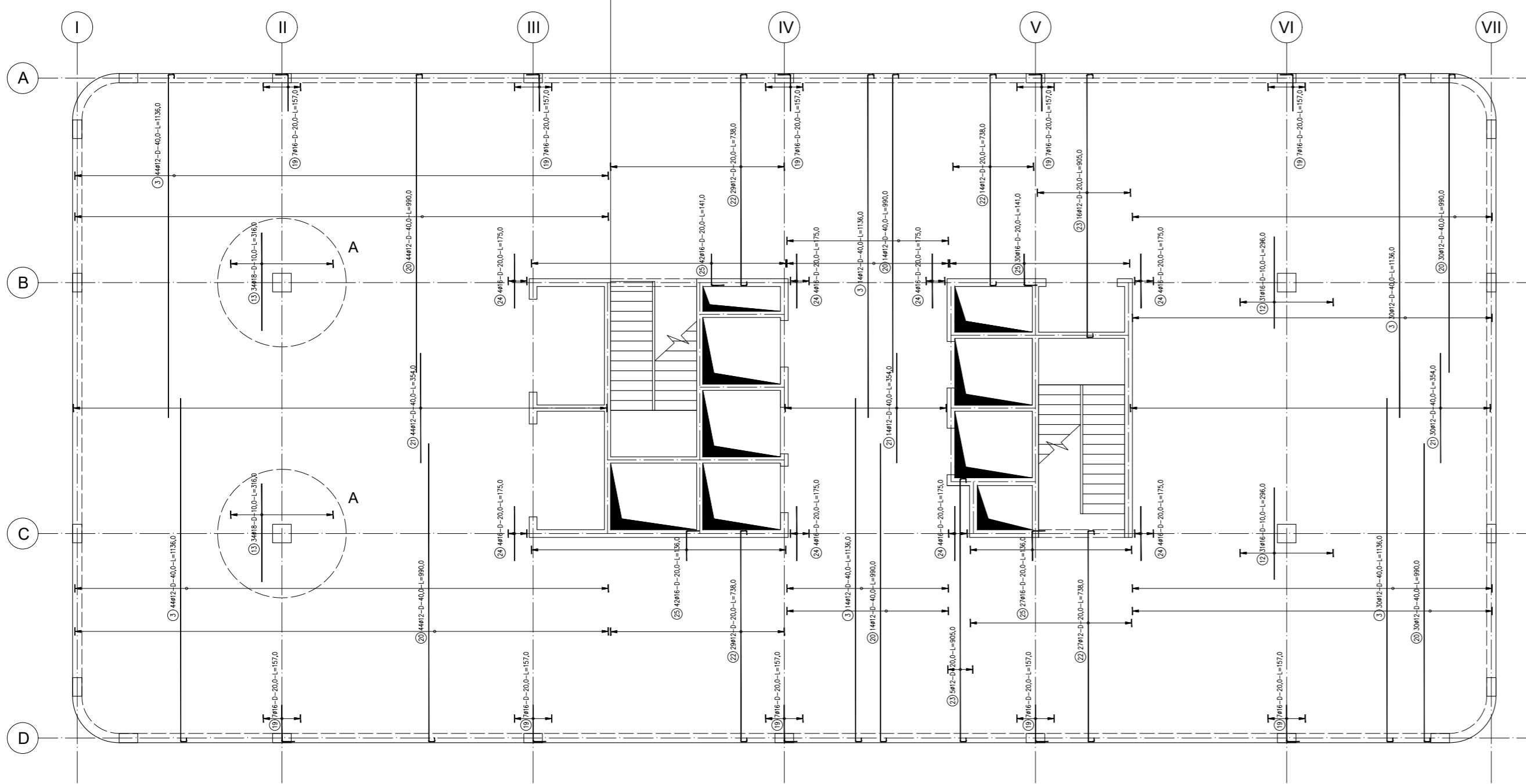


Praca dyplomowa magisterska „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT” Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych				
Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis	Data oddania	Uwagi:
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK			
Temat : Rzut / Przekrój fundamentu				Skala
				Nr rys
1:100				6

Zbrojenie górne płyty stropowej
płaszczyzna yy (1:100)



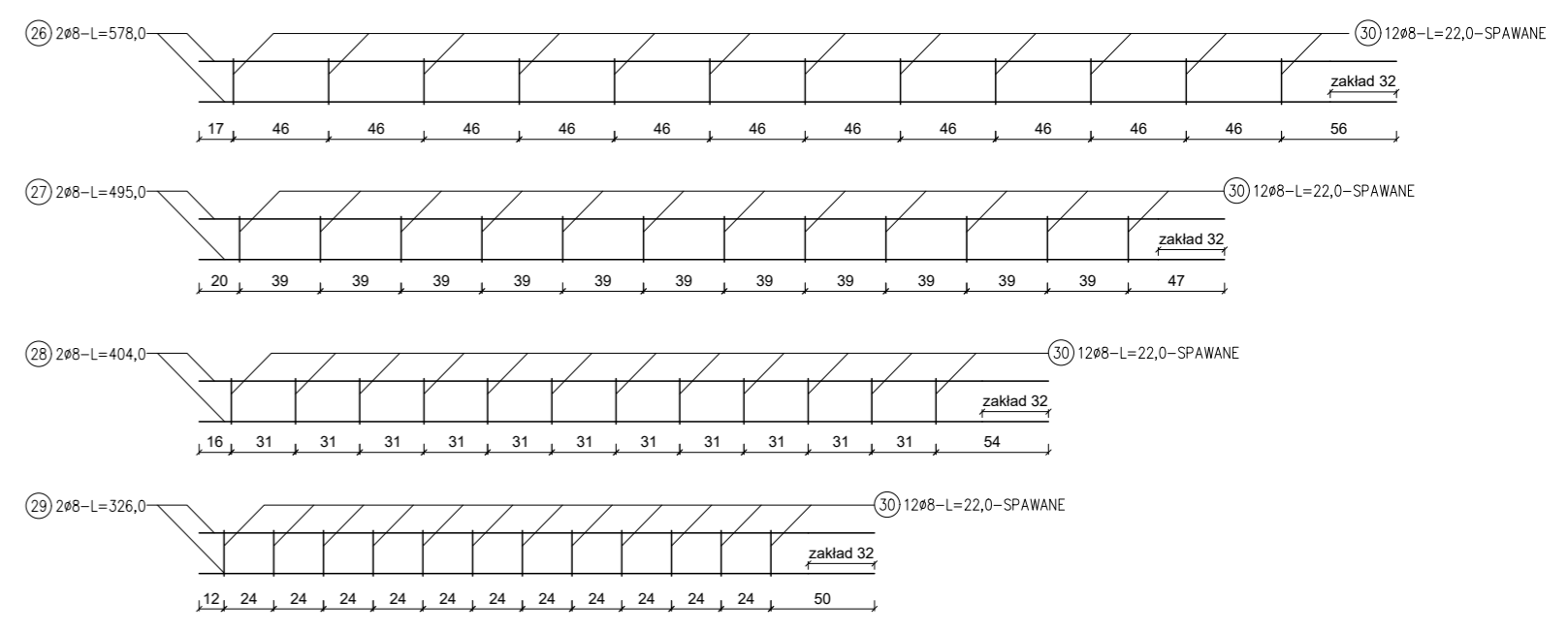
Zbrojenie górne płyty stropowej
płaszczyzna xx (1:100)



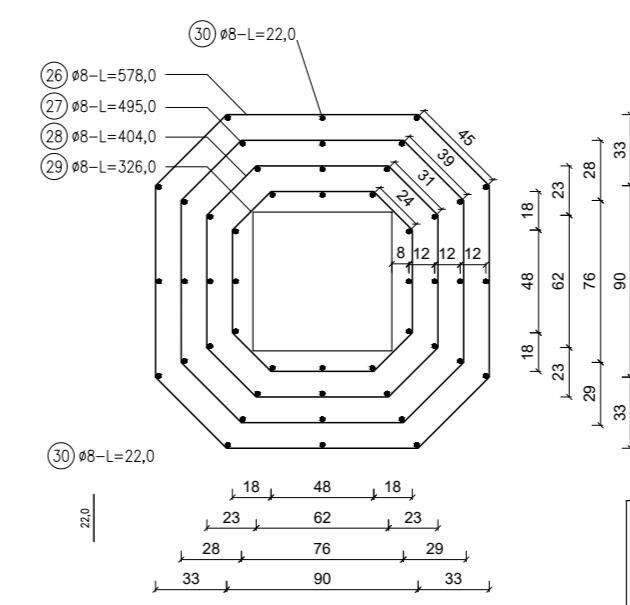
Wykaz stali zbrojeniowej

1 #12-L=950,0	14 #12-L=363,0
2 #12-L=500,0	15 #18-L=204,0
3 #12-L=1136,0	16 #18-L=248,0
4 #12-L=876,0	17 #18-L=149,0
5 #12-L=717,0	18 #18-L=190,0
6 #12-L=896,0	19 #18-L=157,0
7 #12-L=613,0	20 #12-L=990,0
8 #12-L=665,0	21 #12-L=354,0
9 #12-L=801,0	22 #12-L=738,0
10 #12-L=408,0	23 #12-L=905,0
11 #12-L=137,0	24 #18-L=175,0
12 #16-L=296,0	25 #18-L=136,0
13 #18-L=316,0	

Zbrojenie na przebiecie wg szczegółu A
rozwiniecie po dlugosci czterech obwodow (1:25)



Zbrojenie na przebiecie
Szczegol A (1:25)

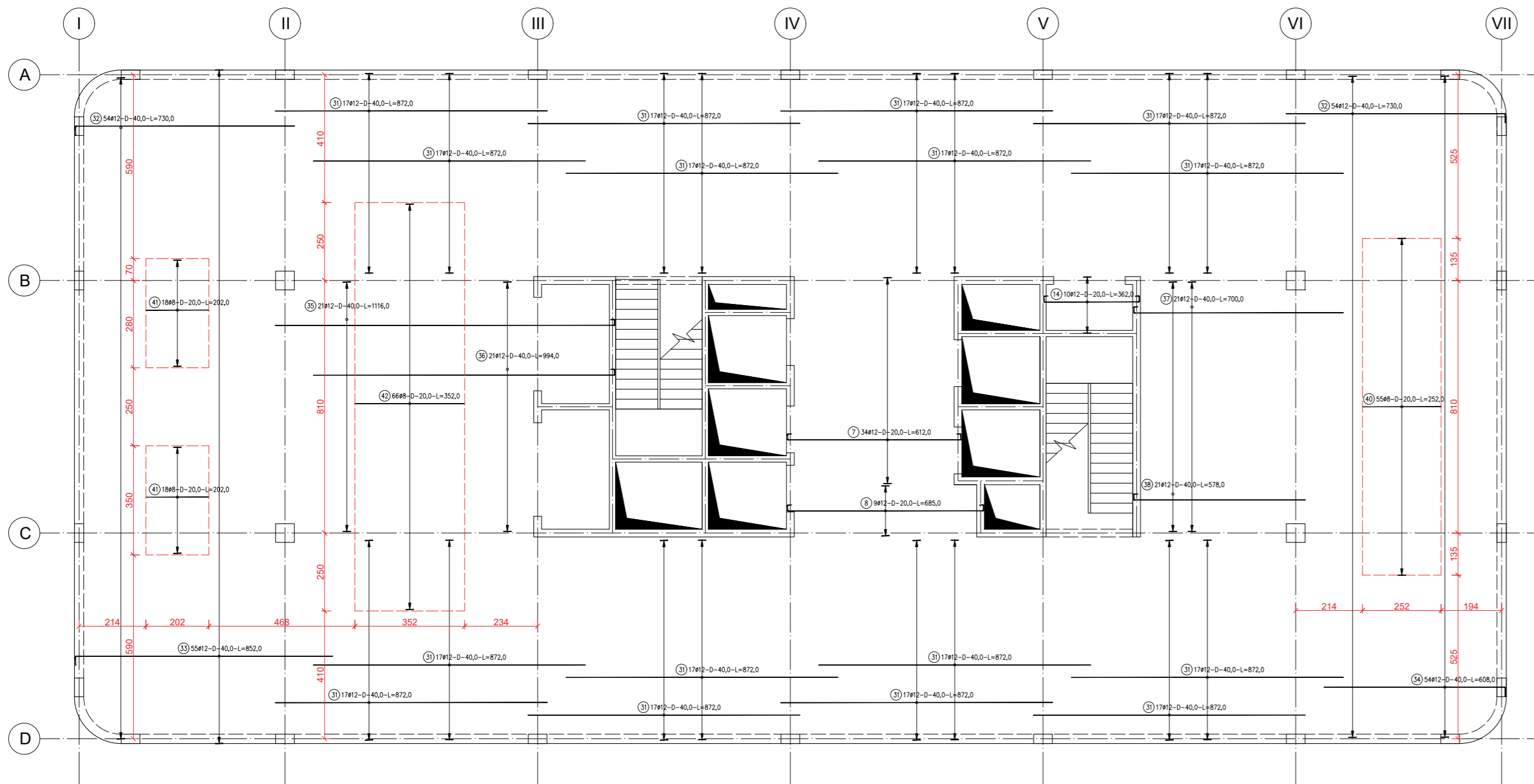


Beton C30/37
Otulina 30mm
Stal RB500W
Plyta stropowa grubosci 28 cm

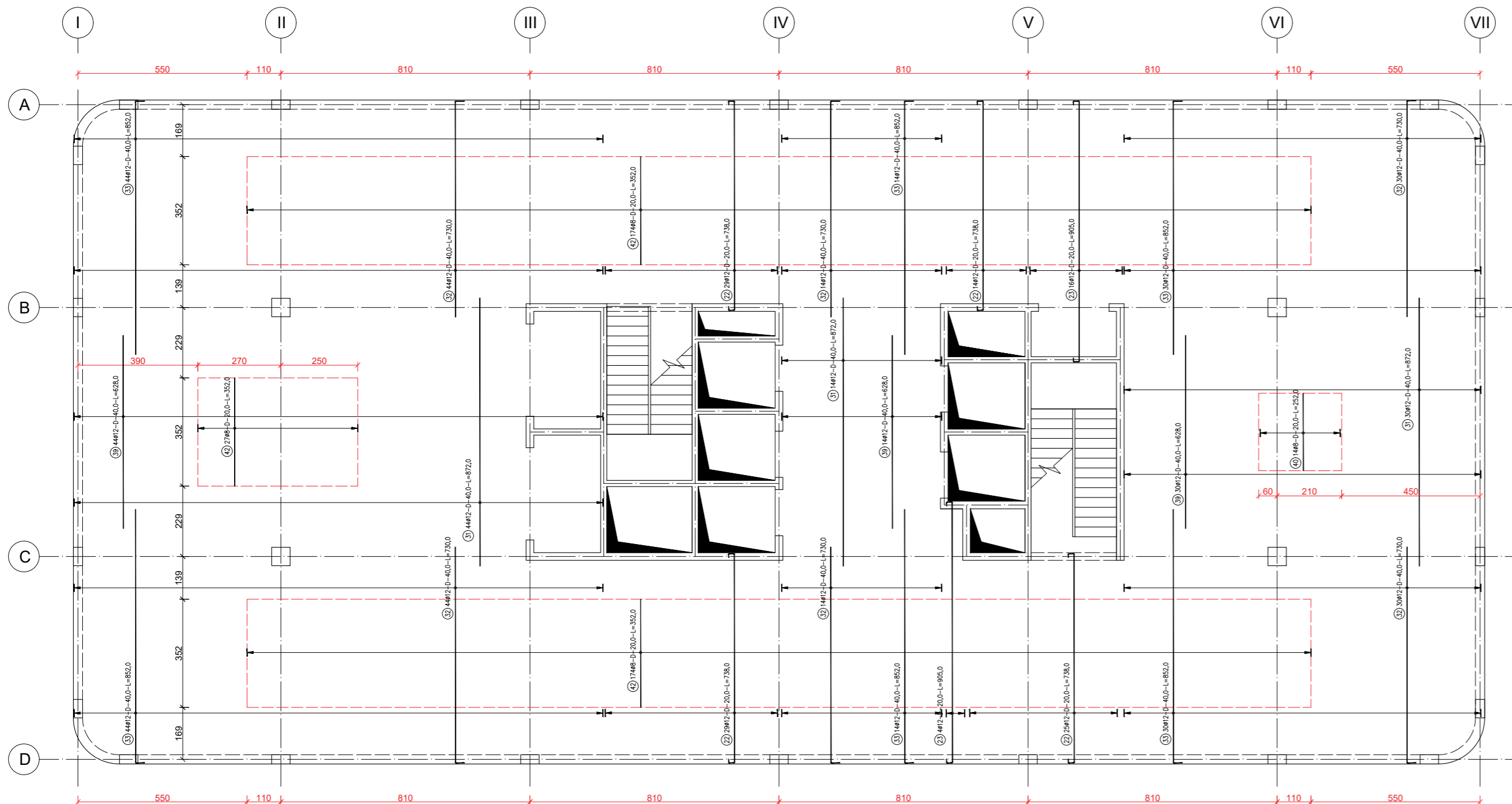
- Uwagi:
1. Średnice prętów podano w mm
 2. Długości i rozstawy prętów podano w cm
 3. Wymiary na rysunku podano w cm
 4. Pręty zbrojenia siatki podstawowej Ø12 łączyć na zakład o dt. min. 62 cm
 5. Zbrojenie w płaszczyźnie yy układać bliżej górnej krawędzi
 6. Długości prętów o numerach 1,3,20 w okolicach zaokrąglonych naroży budynku odpowiednio skrócić na placu budowy
 7. Przed przystąpieniem do układania zbrojenia dokonać odbioru deskowania
 8. Przed przystąpieniem do betonowania należy dokonać odbioru zbrojenia
 9. Zbrojenie na przebiecie wg szczegółu A spawane
 10. Rysunek rozpatrywać łącznie z rysunkiem nr 8 zbrojenia dolnego

Praca dyplomowa magisterska „Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT” Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych			
Kreślił:	inż. Piotr Zygmun	Podpis	Data oddania
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK	Uwagi:	
Temat : Zbrojenie górne płyty stropowej nad parterem			Skala 1:100/1:25
			Nr rys 7

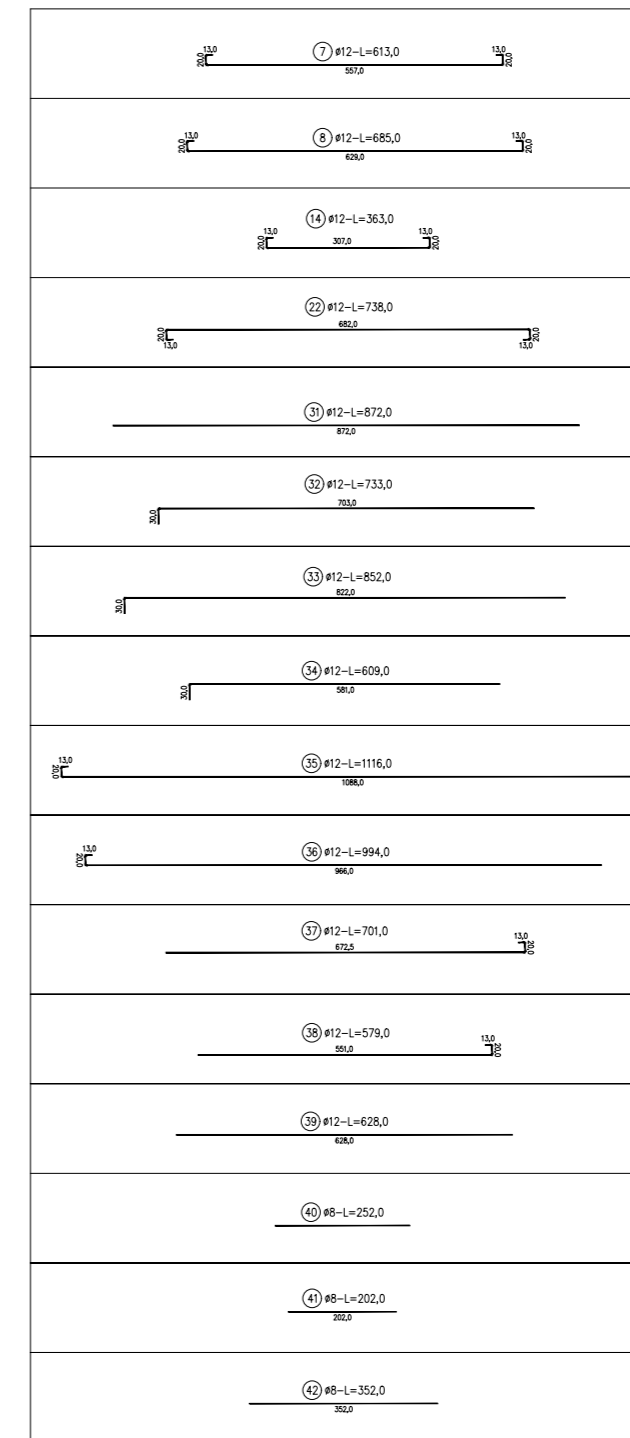
Zbrojenie dolne płyty stropowej
płaszczyzna yy (1:100)



Zbrojenie dolne płyty stropowej
płaszczyzna xx (1:100)



Wykaz stali zbrojeniowej



Zestawienie stali dla płyty stropowej									
Nr pręta	Średnica [mm]	Liczba [szt]	Długość [cm]	Długość ogólna [m]				Uwagi	
				Ø8	Ø12	Ø16	Ø18		
1	Ø12	55	950	-	522,5	-	-		
2	Ø12	55	500	-	275,0	-	-		
3	Ø12	284	1136	-	2999,0	-	-		
4	Ø12	238	876	-	2084,0	-	-		
5	Ø12	21	717	-	150,6	-	-		
6	Ø12	42	896	-	376,3	-	-		
7	Ø12	68	613	-	416,8	-	-		
8	Ø12	18	685	-	123,3	-	-		
9	Ø12	21	801	-	168,2	-	-		
10	Ø12	21	408	-	85,7	-	-		
11	Ø12	56	137	-	76,7	-	-		
12	Ø16	110	296	-	-	325,6	-		
13	Ø18	136	316	-	-	-	429,8		
14	Ø12	20	363	-	72,6	-	-		
15	Ø18	42	204	-	-	-	85,7		
16	Ø18	8	248	-	-	-	19,8		
17	Ø18	22	149	-	-	-	32,8		
18	Ø18	16	190	-	-	-	30,4		
19	Ø16	70	157	-	-	109,9	-		
20	Ø12	176	990	-	1742,4	-	-		
21	Ø12	88	354	-	311,5	-	-		
22	Ø12	196	738	-	1446,5	-	-		
23	Ø12	41	905	-	371,1	-	-		
24	Ø16	32	175	-	-	56,0	-		
25	Ø16	138	136	-	-	187,7	-		
26	Ø8	4	578	23,1	-	-	-		
27	Ø8	4	495	19,8	-	-	-		
28	Ø8	4	404	16,2	-	-	-		
29	Ø8	4	326	13,0	-	-	-		
30	Ø8	96	22	21,12	-	-	-		
31	Ø12	360	872	-	3139,2	-	-		
32	Ø12	284	733	-	2081,7	-	-		
33	Ø12	286	852	-	2436,7	-	-		
34	Ø12	54	609	-	328,9	-	-		
35	Ø12	21	1116	-	234,4	-	-		
36	Ø12	21	994	-	208,7	-	-		
37	Ø12	21	701	-	147,2	-	-		
38	Ø12	21	579	-	112,2	-	-		
39	Ø12	88	628	-	552,6	-	-		
40	Ø8	69	252	173,88	-	-	-		
41	Ø8	36	202	72,72	-	-	-		
42	Ø8	441	352	1552,32	-	-	-		
Długość razem				[m]	1892,2	20474,2	679,2	598,5	
Masa jednostkowa				[kg/m]	0,40	0,89	1,58	2,00	
Masa razem				[kg]	757	18222	1073	1197	
Masa ogólna				[kg]	21249				

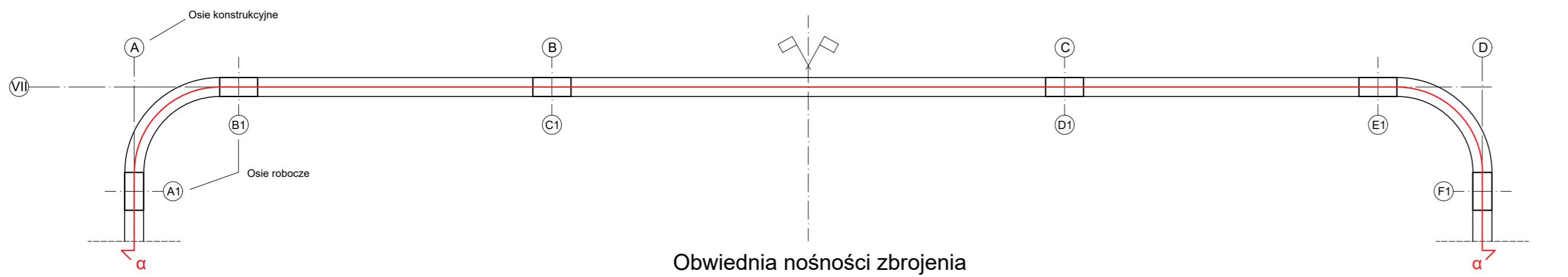
Beton C30/37
Otulina 30mm
Stal RB500W
Płyta stropowa grubości 28 cm

- Uwagi:
- Średnice prętów podano w mm
 - Długości i rozstawy prętów podano w cm
 - Wymiary na rysunku podano w cm
 - Pręty zbrojenia siatki podstawowej Ø12 łączyć na zakład o dł. min. 62 cm
 - Zbrojenie w płaszczyźnie xx układać bliżej górnej krawędzi
 - Długości prętów o numerach 32,33,34 w okolicach zaokrąglonych naroży budynku odpowiednio skrócić na placu budowy
 - Przed przystąpieniem do układania zbrojenia dokonać odbioru deskowania
 - Przed przystąpieniem do betonowania należy dokonać odbioru zbrojenia
 - Zestawienie zbrojenia dla prętów zbrojenia dolnego oraz górnego z rysunku nr 7
 - Rysunek rozpatrywać łącznie z rysunkiem nr 7 zbrojenia górnego

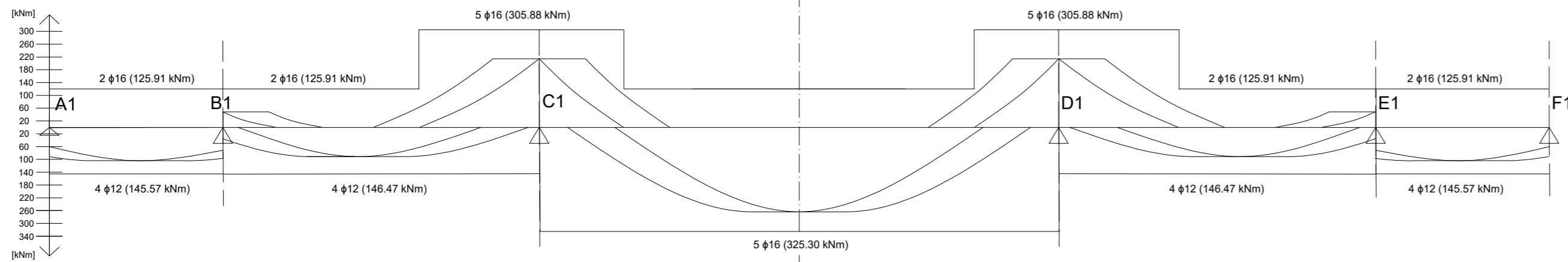
Praca dyplomowa magisterska
„Projekt konstrukcji żelbetonowej budynku usługowo biurowego – centrum IT”
Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Konstrukcji Żelbetonowych i Sprężonych

Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis	Data oddania	Uwagi:	
Sprawdził:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK				
Temat : Zbrojenie dolne płyty stropowej nad parterem				Skala	Nr rys
				1:100	8

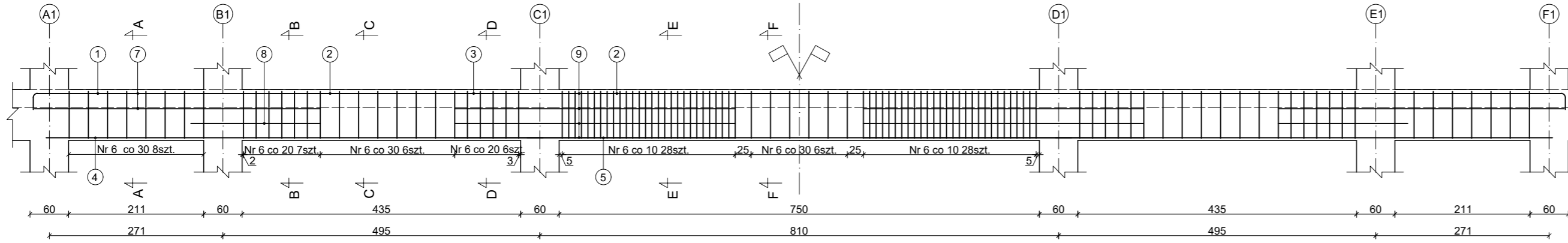
Rzut projektowanej belki (1:50)



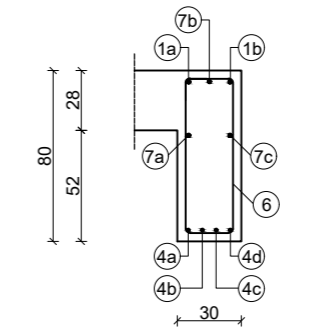
Obwiednia nośności zbrojenia



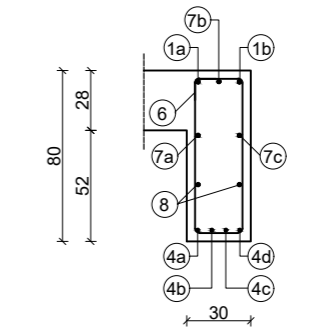
Przekrój a-a (1:50)



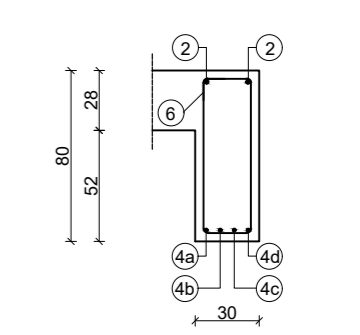
A-A (1:25)



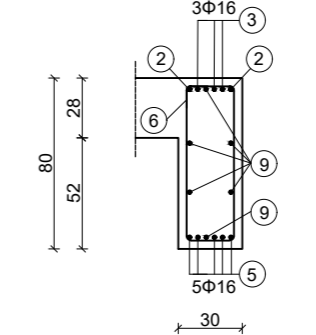
B-B (1:25)



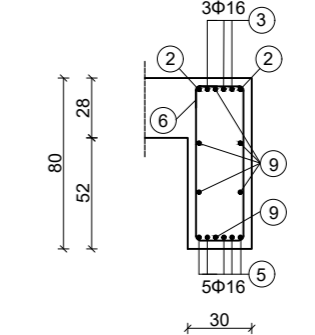
C-C (1:25)



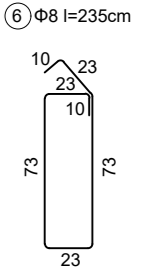
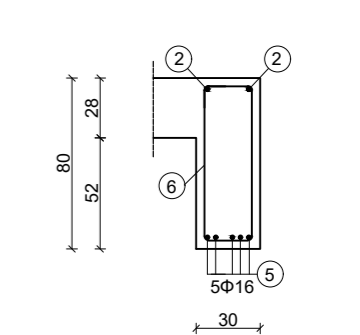
D-D (1:25)



E-E (1:25)



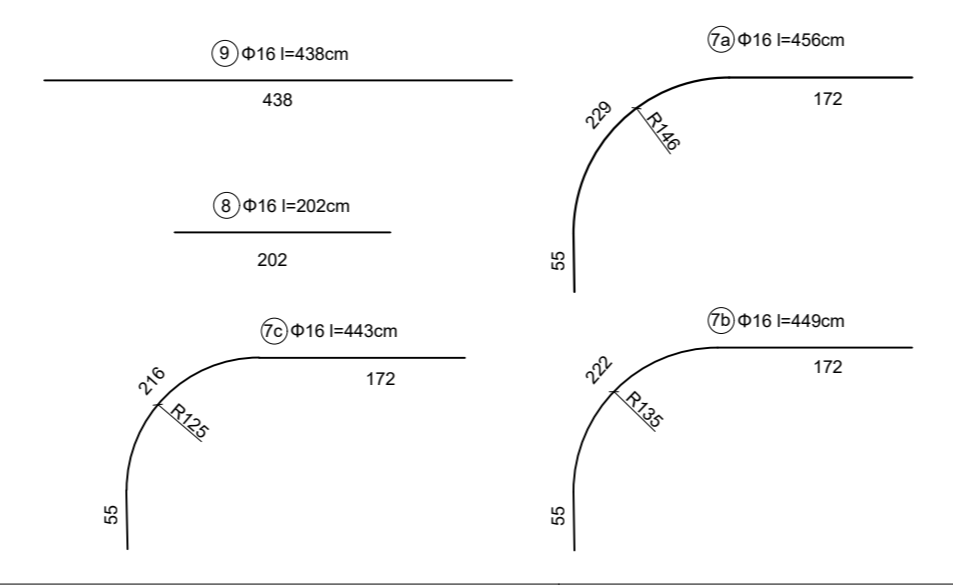
F-F (1:25)



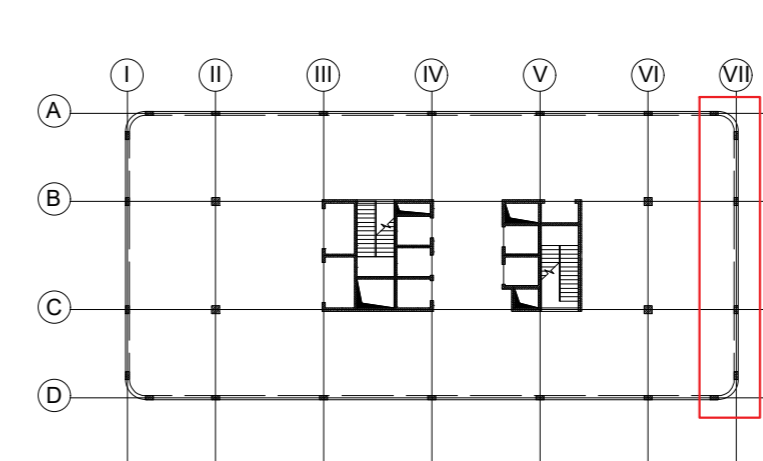
Zestawienie stali dla belki usytuowanej wzdłuż osi konstrukcyjnej VII

Nr pręta	Średnica [mm]	Liczba [szt.]	Długość [cm]	Długość ogólna [m]			Uwagi
				Ø8	Ø12	Ø16	
1a	Ø16	2	536	-	-	10,7	
1b	Ø16	2	502	-	-	10,0	
2	Ø16	4	815	-	-	32,6	
3	Ø16	6	420	-	-	25,2	
4a	Ø12	2	794	-	15,9	-	
4b	Ø12	2	783	-	15,7	-	
4c	Ø12	2	772	-	15,4	-	
4d	Ø12	2	760	-	15,2	-	
5	Ø16	5	850	-	-	42,5	
6	Ø8	116	235	272,6	-	-	
7a	Ø16	2	456	-	-	9,1	
7b	Ø16	2	449	-	-	9,0	
7c	Ø16	2	443	-	-	8,9	
8	Ø16	4	202	-	-	8,1	
9	Ø16	12	438	-	-	52,6	
Długość razem			[m]	272,6	62,2	208,7	
Masa jednostkowa			[kg/m]	0,40	0,89	1,58	
Masa razem			[kg]	109	55	330	
Masa ogólna			[kg]	494			

Dodatkowe zbrojenie podłużne ze względu na skręcanie



Lokalizacja elementu w obiekcie



Beton C30/37
Otulina 35mm
Stal RB500W
Belka o wymiarach 30x80 cm

- Uwagi:
- Średnice prętów podano w mm
 - Długości prętów podano w cm
 - Wymiary na rysunku podano w cm
 - Przed przystąpieniem do układania zbrojenia dokonać odbioru deskowania
 - Przed przystąpieniem do betonowania należy dokonać odbioru zbrojenia
 - Pręty 1a i 1b gięte w dwóch płaszczyznach
 - Rysunek analizować wraz z rysunkami przylegających do niego elementów
 - Wymiary dla przekroju a-a dotyczą płaszczyzny środkowej elementu

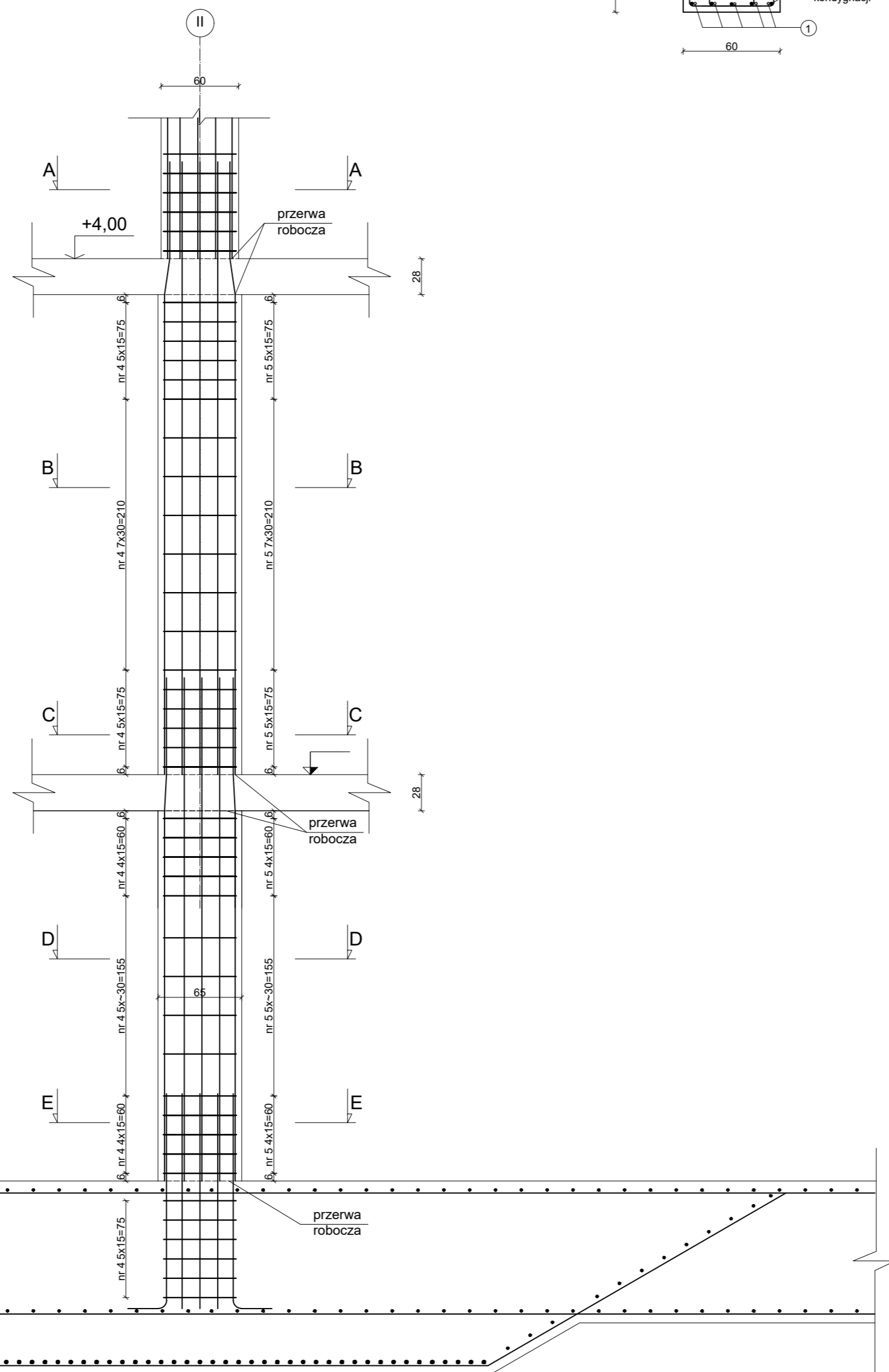
Praca dyplomowa magisterska
„Projekt konstrukcji żelbetonowej budynku usługowo biurowego – centrum IT”
Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Konstrukcji Żelbetonowych i Sprężonych

Kreślił: inż. Piotr Zygmunt Podpis: Data oddania: Uwagi:

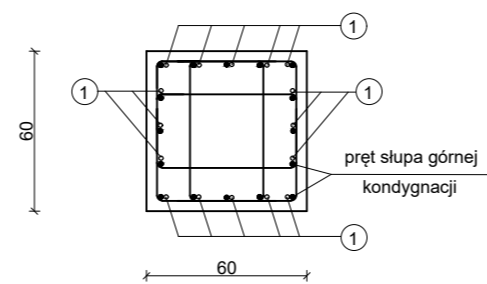
Sprawdził: dr hab. inż. Piotr Małysek, Prof. PK

Temat : Zbrojenie belki usytuowanej wzdłuż osi VII Skala: 1:50/1:25 Nr rys: 9

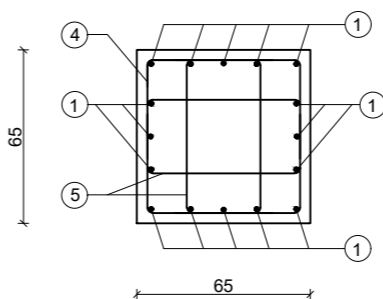
Słup wewnętrzny s6 kondygnacji parteru
(1:25)



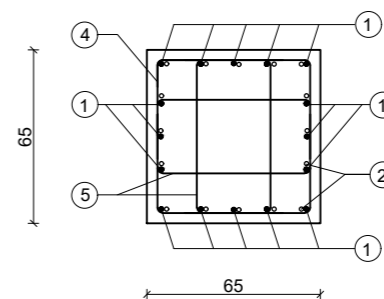
A-A (1:10)



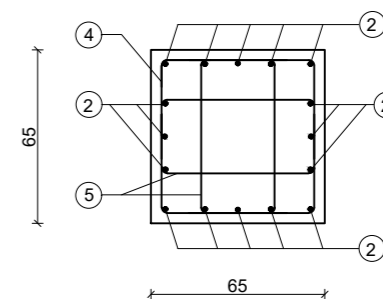
B-B (1:10)



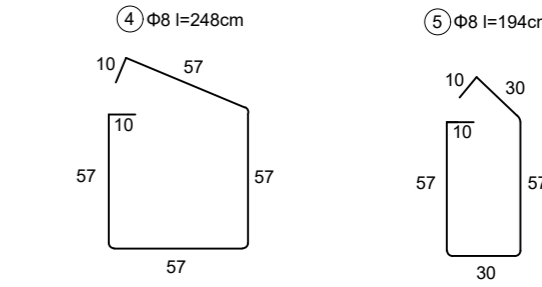
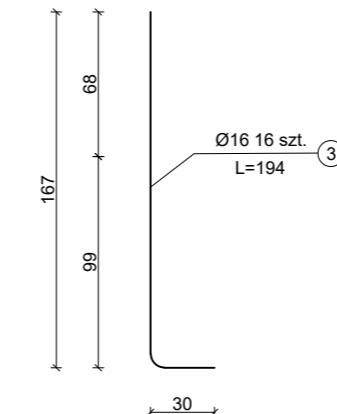
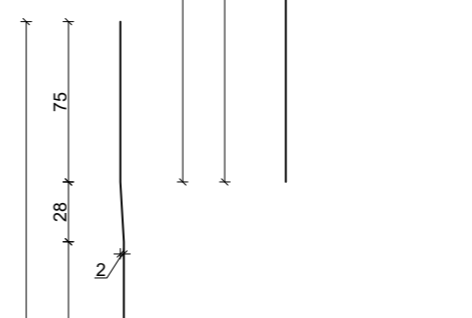
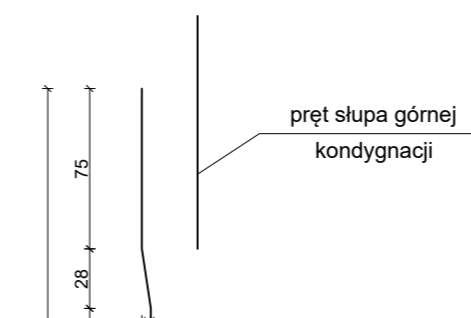
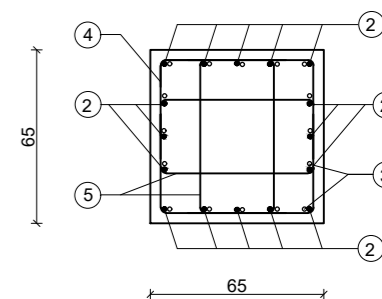
C-C (1:10)



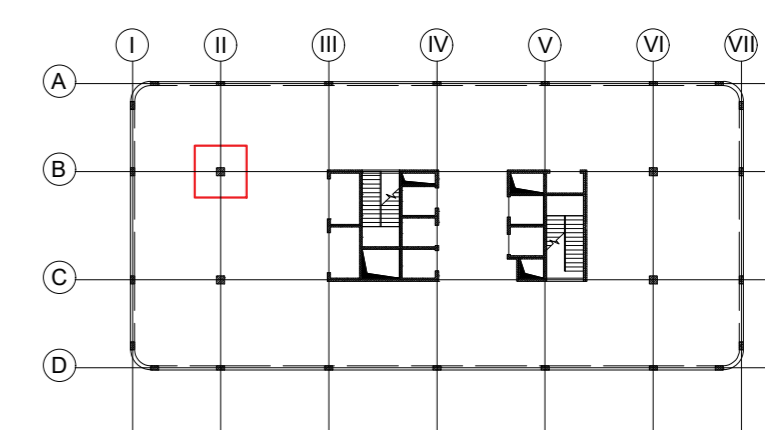
D-D (1:10)



E-E (1:10)



Lokalizacja elementu w obiekcie



Zestawienie stali słupa S6 na przecięciu osi B oraz II						
Nr pręta	Średnica	Liczba	Długość	Długość ogólna [m]		Uwagi
	[mm]			Ø8	Ø16	
1	Ø16	16	475	-	76,0	
2	Ø16	16	390	-	62,4	
3	Ø16	16	194	-	31,0	
4	Ø8	38	248	94,2	-	
5	Ø8	32	194	62,1	-	
Długość razem			[m]	156,3	169,4	
Masa jednostkowa			[kg/m]	0,40	1,58	
Masa razem			[kg]	63	268	
Masa ogólna			[kg]	330		

- Beton C35/45
Otulina 35mm
Stal RB500W
Słup o wymiarach 65x65 cm
- Uwagi:
1. Średnice prętów podano w mm
2. Długości prętów podano w cm
3. Wymiary na rysunku podano w cm
4. Przed przystąpieniem do układania zbrojenia dokonać odbioru deskowania
5. Przed przystąpieniem do betonowania należy dokonać odbioru zbrojenia
6. Rysunek analizować wraz z rysunkami przylegającymi do niego elementów

Praca dyplomowa magisterska
„Projekt konstrukcji żelbetowej budynku usługowo biurowego – centrum IT”
Politechnika Krakowska Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Sprężonych

Kreślił:	inż. Piotr Zygmunt	Podpis	Data oddania	Uwagi:	
Sprawił:	dr hab. inż. Piotr Matysek, Prof. PK				
Temat : Zbrojenie słupa S6 na przecięciu osi B oraz II				Skala	Nr rys
				1:25 / 1:10	10