

Biuro Projektowe PRO SZKIC
Kamil Górski
e-mail: projekty@proszkic.pl
tel.: 530 764 595
www.proszkic.pl



PRO SZKIC
BIURO PROJEKTOWE

**TERMOMODERNIZACJA KOŚCIOŁA I PLEBANI PARAFII
ŚWIĘTEGO MAKSYMILIANA KOLBEGO W TORUNIU**

PROJEKT KONSTRUKCYJNY

Projektant: mgr inż. Paweł Modrakowski
uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0117/PWOK/10

Sprawdzający: mgr inż. Sławomir Mańka
uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0003/POOK/10

Toruń, maj 2021 r.

SPIS TREŚCI

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW	4
UPRAWNIENIA PROJEKTANTÓW	5
OPIS KONSTRUKCYJNY	9
1. PODSTAWA OPRACOWANIA	9
2. WARUNKI LOKALIZACYJNE	9
2.1. Warunki gruntowo-wodne	9
3. WYMAGANIA BEZPIECZEŃSTWA BUDYNKU	10
4. DANE KONSTRUKCYJNO-MATERIALOWE	11
4.1. Fundamenty - istniejące	11
4.2. Ściana oporowa zewnętrzna - istniejąca	11
4.3. Schody zewnętrzne - istniejące	11
4.4. Ściany zewnętrzne - istniejące	11
4.5. Strop nad parterem niskim - istniejący	11
4.6. Konstrukcja stalowa dachu - istniejąca	12
4.7. Sufit podwieszany - istniejący	12
4.8. Pokrycie dachowe - istniejące	13
4.9. Attyki obwodowe - istniejące	13
4.10. Żebra stropowe stalowe - projektowane	13
4.11. Posadzka - projektowana	13
4.12. Izolacje - projektowane	13
4.13. Obróbki blacharskie - projektowane	14
4.14. Konstrukcja instalacji fotowoltaicznej - projektowana	14
5. Warunki prowadzenia robót	15
OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE	16
1. NORMY ORAZ LITERATURA	16
2. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ	17
3. ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ ZEWNĘTRZNYCH	17
3.1. Obciążenia stałe	17
3.2. Obciążenie użytkowe stropu	18
3.3. Obciążenie śniegiem	18
3.5. Obciążenie użytkowe dachu	20
4. SCHEMATY STATYCZNE	20
5. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH	21
6. WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH	22
6.1. Dobór blachy trapezowej / sprawdzenie nośności blachy	22
7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN ISTNIEJĄCY	24
7.1. Dane materiałowe	24
7.2. Wymiary przekroju poprzecznego	25
7.3. Zebranie obciążeń	25
7.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń	25
7.5. Wyniki obliczeń statycznych	26
7.6. Wymiarowanie zbrojenia – SGN	27
7.7. Sprawdzenie SGU	30
8. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN PROJEKTOWANY	34

8.1. Dane materiałowe	34
8.2. Wymiary przekroju poprzecznego	34
8.3. Zebranie obciążeń	34
8.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń	35
8.5. Wyniki obliczeń statycznych	35
Stan graniczny użytkowalności SGU.....	35
8.6. Wymiarowanie zbrojenia – SGN	36
9. ŻEBRO STALOWE W PUSTAKU ACKERMANA	40
10. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI DACHU KOŚCIOŁA	41
10.1. Pas górny kratownicy w części środkowej dźwigara	41
10.2. Pas górny kratownicy w części skrajnej dźwigara	42
10.3. Pas dolny kratownicy w części skrajnej dźwigara	43
10.4. Pas dolny kratownicy – podwójny kątownik lr 100x100x8	44
10.5. Słupki kratownicy – podwójny kątownik lr 50x50x5.....	45
10.6. Krzyżulec podporowy kratownicy – podwójny ceownik UPN 100	46
10.7. Krzyżulec zapodporowy kratownicy – podwójny kątownik LR 65x65x7	47
10.8. Krzyżulec pośredni ściskany kratownicy – podwójny ceownik C80	48
10.9. Krzyżulec pośredni rozciągany kratownicy – podwójny kątownik LR 60x60x6	49
10.10. Krzyżulec pośredni ściskany kratownicy – podwójny ceownik C65	50
10.11. Płatew dachowa - dwuteownik IPN 160	51
10.12. Stężenie połaciowe poprzeczne – LR 40x40x4.....	52
11. WNIOSKI	53
11.1. Blacha trapezowa.....	53
11.2. Strop Ackermana	53
11.3. Żebro stalowe w pustaku Ackermana	54
11.4. Istniejące podciągi żelbetowe	54
11.5. Konstrukcja stalowa dachu	54
11.6. Konstrukcja wsporcza instalacji fotowoltaicznej	55
12. ZESTAWIENIA.....	56
CZĘŚĆ GRAFICZNA.....	58
RZUT KONSTRUKCJI DACHU - SCHEMAT LOKALIZACJI INSTALACJI FOTOWOLTAICZNEJ	58
RZUT WZMOCNIENIA STROPU NAD PARTEREM NISKIM	59
SCHEMAT WZMOCNIENIA STROPU NAD NISKIM PARTEREM.....	60

Toruń, maj 2021 r.
(miejscowość i data)

OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW
TERMOMODERNIZACJA KOŚCIOŁA I PLEBANI PARAFII
ŚWIĘTEGO MAKSYMILIANA KOLBEGO W TORUNIU

Adres: ul. Kardynała Stefana Wyszyńskiego 7/9, 87-100 Toruń
Działka: nr ewid. 84, **Obręb:** 0059 Toruń, **Jedn. ewid.:** 046301_1 Toruń
Miejscowość: Toruń
Kategoria obiektu budowlanego: X

Projektant: mgr inż. Paweł Modrakowski
uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0117/PWOK/10

.....
(podpis i pieczęć)

Sprawdzający: mgr inż. Sławomir Mańka
uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0003/POOK/10

.....
(podpis i pieczęć)

Wyżej podpisany projektant posiadający stosowne uprawnienia oświadcza, że:

Projekt został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej i sztuki budowlanej.

UPRAWNIENIA PROJEKTANTÓW

Szczegółowy zakres uprawnień budowlanych

Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 2 art. 13 ust. 3 i 4 ustawy Prawo budowlane w związku z § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie **Pan Paweł Modrakowski** jest uprawniony w specjalności **konstrukcyjno - budowlanej** do:

- projektowania obiektu budowlanego w zakresie sporządzania projektu architektoniczno - budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,
 - sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności konstrukcyjno - budowlanej,
 - sprawdzania projektów architektoniczno - budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
 - kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz architektury obiektu,
 - kierowania wytworzeniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wykonania tych elementów,
 - sporządzania i nadawania podpisu inżyniera budownictwa,
 - sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych
- bez ograniczeń.**

PRZEWODNICZĄCY
KOMISJI KWALIFIKACYJNEJ
IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
mgr inż. Jacek Kołodziej



Sygn. akt: KUP/OIB/KK-0054-0059/09/10
KUP/OIB/KK-0055-0088/10

DECYZJA

Bydgoszcz, dnia 22 grudnia 2010 r.

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42, z późn. zm.) art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 i ust. 3 pkt 1 i 3 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118, z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578, z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071, z późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna

na d a j e
Panu Pawłowi Marciniowi Modrakowskiemu
magistrowi inżynierowi o kierunku budownictwo
urodzonemu dnia 29 czerwca 1982 r. w Ryplinie

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny KUP/0117/PWOK/10
do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

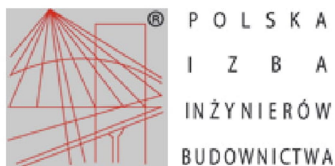
Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej KUP/OIB w Bydgoszczy w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

mgr inż. Jacek Kołodziej
inż. Wojciech Klatecki
inż. Franciszek Szypilski



Otrzymała:
1. Pan Paweł Marcin Modrakowski
ul. Wesoła 1/3
87-500 Rypin
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. s.a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

KUP-67N-M9R-9Q3 *

Pan Paweł Modrakowski o numerze ewidencyjnym KUP/BO/0013/11
adres zamieszkania ul. Marsz. J. Piłsudskiego 67e, 87-500 Rypin
jest członkiem Kujawsko-Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada
wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2021-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-01-03 roku przez:

Renata Staszak, Przewodniczący Rady Kujawsko-Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz. U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42, z późn. zm.*), art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 i ust. 3 pkt 1 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118, z późn. zm.*), w związku z art. 5 ustawy z dnia 28 lipca 2005 r. o zmianie ustawy – Prawo budowlane oraz o zmianie niektórych innych ustaw (*Dz. U. z 2005 r. Nr 163, poz. 1364*) oraz § 12 pkt 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. Nr 96, poz. 817*) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071, z późn. zm.*)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna n a d a j e

Panu Sławomirowi Mańka
inżynierowi o kierunku budownictwo
urodzonemu dnia 11 maja 1973 r. w Nowym Mieście Lubawskim

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny KUP/0003/POOK/10

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej KUPOIIB w Bydgoszczy w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

mgr inż. Jacek Kołodziej

inż. Wojciech Klatecki

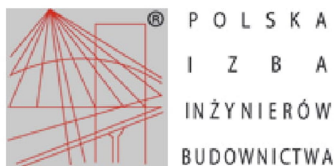
inż. Franciszek Szypliński



Otrzymują:

1. Pan Sławomir Mańka
Gorzenica 98C
87-300 Brodnica
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a





Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

KUP-H6W-WWK-XZ8 *

Pan SŁAWOMIR MAŃKA o numerze ewidencyjnym KUP/BO/1513/01
adres zamieszkania m. GORCZENICA 98C, 87-300 BRODNICA
jest członkiem Kujawsko-Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada
wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2020-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2019-12-02 roku przez:

Renata Staszak, Przewodniczący Rady Kujawsko-Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



OPIS KONSTRUKCYJNY

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Zlecenie i uzgodnienie z inwestorem
- Aktualna mapa zasadnicza w skali 1:500
- Decyzja o warunkach zabudowy
- Przepisy techniczno-budowlane
- Polskie Normy
- Niekompletna dokumentacja projektowa istniejącego budynku kościoła oraz plebanii
- Opinia stanu technicznego z lutego 2016 r.

Budynek kościoła zlokalizowany są na terenie Torunia, osiedle „Na skarpie”, przy ul. Kardynała Wyszyńskiego 7/9. Obiekt został wybudowany w połowie lat 80 XX wieku. Inwestycja została zrealizowana na działce nr 84, obręb 0059 Toruń, jedn. ewid. 046301_1 Toruń. Po planowanym remoncie obiekt nie zmieni swego charakteru.

2. WARUNKI LOKALIZACYJNE

2.1. Warunki gruntowo-wodne

Dla projektowanej inwestycji została wykonana ocena nośności gruntu. Obiekt należy do I kategorii geotechnicznej. Budynek został posadowiony w gruncie piaszczystym – piaski drobne w stanie średnio zagęszczonym o wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,60$ oraz $0,57$. Pod warstwą piasku drobnego, w której posadowiono budynek zalega również piasek drobny w stanie zagęszczonym o wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,68$. Powyższe grunty charakteryzują się jednorodnością pod względem genetycznym i litologicznym oraz wysoką wytrzymałością. Zwierciadło swobodne wód gruntowych ustalono na rzędnej 61,52 m n.p.m., znaczenie poniżej poziomu posadowienia fundamentów. Fundamenty kościoła posadowiono na różnych poziomach, różnica w poziomach posadowienia dochodzi do kilkudziesięciu cm.

Projekt wykonano przy założeniach, że:

- Strefa przemarzania gruntu wynosi 1,0 m,
- Poziom wód gruntowych znajduje się poniżej poziomu posadowienia budynku,
- Nie zachodzi potrzeba badania oraz wzmacniania fundamentów budynku.

Z archiwalnej dokumentacji projektowej plebani odczytano, że podczas budowy w poziomie posadowienia grunt piaszczysty charakteryzował się stopniem zagęszczenia $I_D=0,38$, a grunt gliniasty stopniem plastyczności $I_L=0,04$ oraz $I_L=0,35$. Woda znajdowała się znacznie poniżej poziomu posadowienia.

3. WYMAGANIA BEZPIECZEŃSTWA BUDYNKU

Projektowany budynek jest obiektem podpiwniczonym piętrowym, ze stropami pośrednimi nad piętrem. Konstrukcję budynku stanowią fundamenty betonowe, wykonane z betonu klasy C12/15 (B15) i zbrojone stalą gładką, ściany dwuwarstwowe (żelbetowe oraz z ceramiki), stropy żelbetowe i gęstożebrowe oraz stalowa konstrukcja dachu. Od strony zewnętrznej ściany wykonano jako monolityczne żelbetowe z betonu C12/15 (B15) zbrojone stalą gładką. Od strony wewnętrznej wymurowano ściany z cegły dziurawki na zaprawie cementowo-wapiennej. Wykończenie stanowi tynk cementowo-wapienny zarówno od strony zewnętrznej jak i wewnętrznej. W ścianach żelbetowych nie uwzględniono dylatacji. Nadproża w ścianach zewnętrznych wykonano jako żelbetowe. Strop nad parterem niskim wykonano jako gęstożebrowy typu Ackermana. Pustaki ceramiczne ustawiono na żebrach nośnych zbrojonych prętami ze stali A-I (St3SX). Konstrukcja dachu wykonana jako kratownice stalowe o rozpiętości 40 m. Dźwigary swobodnie oparte na wspornikach słupów żelbetowych, wysuniętych ze ścian zewnętrznych. Dach dwuspadowy o kącie nachylenia około 4,6°. W celu zapewnienia stateczności globalnej konstrukcji zastosowano tężniki międzywiązarowe pionowe w rozstawie 6,0 m oraz stężenia połaciowe poprzeczne. Na pasie górnym w węzłach kratownicy zostały oparte płatwie z dwuteownika walcowanego, płatwie wykonano w układzie ciągłym w celu zmniejszenia ugięć. Elementy konstrukcji stalowej zostały zabezpieczone przed korozją poprzez malowanie farbami. Pokrycie dachowe wykonano z blachy trapezowej, na której ułożono ocieplenie z wełny mineralnej oraz warstwę wykończeniową – izolację przeciwwodną z papy wierzchniego krycia.

Elementy konstrukcji zabezpieczone są środkami ogniochronnymi i nie stanowią zagrożenia pożarowego. Obiekt nie stanowi zagrożenia dla środowiska. Budynek należy zaliczyć do kategorii X obiektów budowlanych o prostej konstrukcji i nieskomplikowanych schematach technicznych i obliczeniowych.

Wymagane bezpieczeństwo konstrukcji (dział V warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki ich usytuowanie; Dz. U. 2019 poz. 1065) zapewniono przez spełnienie wymagań zawartych w Polskich Normach zgodnie z par. 204 ust 4 wyżej wymienionych warunków.

4. DANE KONSTRUKCYJNO-MATERIALOWE

4.1. Fundamenty - istniejące

Ławy wykonano jako żelbetowe z betonu klasy C12/15. Ławy zbrojono prętami Ø12 mm oraz strzemionami Ø6 mm ze stali gładkiej A-I.

4.2. Ściana oporowa zewnętrzna - istniejąca

Ścianę oporową wykonano z bloczków betonowych i zwieńczono cokołem betonowym. Ścianę otynkowano obustronnie tynkiem cementowo-wapiennym.

4.3. Schody zewnętrzne - istniejące

Schody wykonano jako płytowe żelbetowe, oparte na ścianie zewnętrznej kościoła oraz słupach żelbetowych. Płyta schodowa zbrojona jednokierunkowo z zastosowaniem zbrojenia rozdzielczego. Podparcie pośrednie stanowią żebra żelbetowe. W płycie zakotwiono balustradę stalową. Schody otynkowane obustronnie tynkiem cementowo-wapiennym.

4.4. Ściany zewnętrzne - istniejące

Ściany zewnętrzne gr. około 25 cm wykonano jako żelbetowe z betonu klasy C12/15, zbrojone prętami ze stali gładkiej A-I (St3SX). Od strony wewnętrznej wymurowano drugą warstwę z cegły dziurawki gr. 12 cm. Ściany obustronnie pokryto tynkiem cementowo-wapiennym. Brak ocieplenia ścian zewnętrznych. Na ścianach występują liczne rysy w pobliżu okien witrażowych. W kilku miejscach wystąpiło odspojenie betonu na połączeniach ścian i stropu. Od strony zewnętrznej brak izolacji przeciwwilgociowej pionowej w części podziemnej. W strefie cokołowej występują odparzenia tynków oraz farby. Liczne rysy oraz spękania ścian zewnętrznych żelbetowych spowodowane są niską wytrzymałością stosowanych materiałów oraz brakiem dylatacji konstrukcyjnych. Powstałe rysy należy naprawić za pomocą zaprawy wysoko wytrzymałościowej oraz prętów zbrojeniowych #6 mm ze stali B500A umieszczonych w wykutych bruzdach.

4.5. Strop nad parterem niskim - istniejący

Strop wykonano jako gęstożebrowy typu Ackermana, z pustakami o wysokości 18 cm. Żebra rozdzielcze z betonu klasy C12/15 (B15) zbrojone prętem Ø18 mm ze stali A-I (St3SX). Na stropie wykonano warstwę nadbetonu o gr. 6 cm. Rozpiętość osiowa stropu wynosi 5,08 i 3,92 m. Strop oparty na podciągach żelbetowych. Na stropie ułożono posadzkę z lastriko, którą dylatowano na pola. Strop wykończony od spodu płytą gipsowo-kartonową oraz w części budynku tynkiem cementowo-wapiennym. Na posadzce w pobliżu podpór stropu wystąpiły głębokie rysy o znacznej szerokości. Rysy występują również wzdłuż ścian zewnętrznych i biegną na całym obwodzie stropu. Podczas prac remontowych i wzmacniających należy wykonać odkrywkę stropu oraz zmierzyć jego wysokość i

zawiadomić autorskie biuro projektowe o dokonanych pomiarach. Zaleca się wykonanie badania wytrzymałości betonu w istniejącym stropie. Istniejące warstwy posadzki należy rozkuć do poziomu nadbetonu. Konstrukcja stropu podlega wzmocnieniu. Zaprojektowano dodatkowe podciągi stalowe oraz zbrojenie nad podporami. W miejscu usytuowania nowych podpór istniejącą warstwę nadbetonu należy rozkuć i wstawić dodatkowe zbrojenie – pręt #20 ze stali EPSTAL B500SP w rozstawie 31 cm. Nową warstwę nadbetonu wykonać z betonu klasy C20/25. Należy zachować otulinę zbrojenia wynoszącą 25 mm.

4.6. Konstrukcja stalowa dachu - istniejąca

Konstrukcję dachu wykonano jako dźwigary kratowe ze stali S235 (St3SX). Wiązary swobodnie oparte na wspornikach słupów żelbetowych. Pas górny oraz dolny wykonany jako spawany z dwóch kątowników równoramiennych. Słupki wykonane jako dwugąłęziowe z kątowników równoramiennych połączonych przewiązkami poprzez spawanie. Krzyżulce wykonane jako dwugąłęziowe z kątowników równoramiennych oraz ceowników zwykłych połączonych przewiązkami poprzez spawanie. Globalna stateczność konstrukcji zapewniona jest przez tężniki międzywiązarowe w rozstawie 6,0 m oraz stężenia połączeniowe poprzeczne wykonane z kątowników i rozstawione w odpowiednich polach pomiędzy pasami górnymi. Konstrukcja została zabezpieczona antykorozyjnie poprzez malowanie odpowiednimi farbami i nie wykazuje oznak korozji. Obciążenia z połaci dachowej zostały przyłożone poprzez płatwie w węzłach pasa górnego kratownicy. Nośność elementów konstrukcyjnych wiązarów jest zapewniona. Płatwie wykonano z dwuteowników walcowanych – do obliczeń przyjęto dwuteownik IPN 160. Uszkodzone gniazda ściennie, w których oparto płatwie, należy naprawić za pomocą zaprawy wysoko wytrzymałościowej oraz prętów zbrojeniowych umieszczonych w wykutych bruzdach. Po rozkuciu ściany należy zweryfikować stopień zniszczenia ściany, wykonać dokumentację fotograficzną i zawiadomić autorskie biuro projektowe o dokonanych pomiarach.

4.7. Sufit podwieszany - istniejący

Sufit wykonano jako podwieszany do płatwi stalowych za pomocą kątowników stalowych. Płytę pilśniową przykręcono do rusztu z łat drewnianych opartych częściowo na pasie dolnym dźwigara kratowego. Kątowniki wykazują duże ślady korozji ze względu na brak zabezpieczenia antykorozyjnego. Sufit ugiął się pod ciężarem własnym, jest powyginany i pofałdowany, miejscami zawilgocony oraz z uszkodzeniami. Sufit nadaje się do rozbiórki. Należy wykonać nowy sufit np. z płyt akustycznych ze skalnej wełny mineralnej na lekkiej podkonstrukcji stalowej. Zaleca się docieplenie sufitu wełną mineralną w celu zmniejszenia

oddziaływań termicznych. Sufit należy podwiesić na płatwiach dachowych, aby nie obciążać pasa dolnego wiązara i nie doprowadzić do jego zginania.

4.8. Pokrycie dachowe - istniejące

Pokrycie dachowe wykonano z blachy trapezowej ułożonej na płatwiach stalowych. Na blasze ułożono izolację termiczną z wełny mineralnej oraz izolację wodną z papy wierzchniego krycia. Warstwa izolacji cieplnej oraz przeciwwodnej jest w złym stanie technicznym i należy ją zdjąć. Po zdjęciu wierzchnich warstw należy zweryfikować stan blachy trapezowej pod izolacją termiczną a ewentualne skorodowane lub uszkodzone arkusze blachy wymienić na nowe. Podczas prac należy zweryfikować wysokość oraz gr. profilu blachy i zawiadomić autorskie biuro projektowe o dokonanych pomiarach. Wymianie podlegają koryta wodne, rynny oraz obróbki blacharskie, które są w złym stanie technicznym.

4.9. Attyki obwodowe - istniejące

Attyki wykonano jako murowane oraz żelbetowe i zwieńczono obróbką blacharską. Nowa blacha została ułożona na starej warstwie bardzo skorodowanej. W wielu miejscach można zauważyć braki w ciągłości obróbki. Attyki należy ocieplić i zapewnić ciągłość izolacji termicznej ścian i dachu. Obróbki blacharskie zerwać i wykonać nowe z blachy ocynkowanej. Luźne tynki usunąć i wykonać nowe na warstwie ocieplenia z tynku cienkowarstwowego odpornego na warunki atmosferyczne.

4.10. Żebra stropowe stalowe - projektowane

Żebra stropowe zaprojektowano z kształtownika stalowego HEA 160 ze stali S235JR. Belki należy oprzeć na wieńcu żelbetowym w wykutym gnieździe. Otwór wypełnić zaprawą szybko wiążącą lub mieszkanką betonową C20/25.

4.11. Posadzka - projektowana

Posadzka została zaprojektowana jako wylewka cementowa o gr. 6 cm zbrojona przeciwskurczowo włóknem polipropylenowym w ilości 0,6 kg/m³. Posadzkę należy ułożyć na warstwie rozdzielającej z folii PE gr. 0,2 mm. Należy wykonać odpowiednie dylatacje przeciwskurczowe w rozstawie maksymalnym 6,0 m.

4.12. Izolacje - projektowane

Izolacja przeciwwilgociowa pionowa fundamentów – izolacja kauczukowo asfaltowa w dwóch warstwach, paroizolacja na blasze trapezowej – folia PE gr. 0,3 mm. Izolacja cieplna dachu – polistyren ekstrudowany XPS lub poliizocyjanuran PIR. Należy zastosować materiał o niskiej nasiąkliwości, odporny na grzyby i inne drobnoustroje oraz o wysokiej izolacyjności termicznej. Warstwę wierzchnią pokrycia dachowego należy wykonać z papy wierzchniego krycia modyfikowanej SBS gr. 5,2 mm.

4.13. Obróbki blacharskie - projektowane

Rynny z blachy ocynkowanej lub PCV, rury spustowe z blachy ocynkowanej powlekanej lub PCV. Obróbki blacharskie dachu oraz pasy nadrynnowe z blachy powlekanej gr. 0,6 mm w kolorze pokrycia. Zastosować typowe obróbki blacharskie w tego typu rozwiązaniach, odporne na korozję.

4.14. Konstrukcja instalacji fotowoltaicznej - projektowana

Konstrukcja wsporcza

Moduły fotowoltaiczne należy zamontować za pomocą gotowych systemów montażowych przeznaczonych do dachów płaskich. Do montażu modułów fotowoltaicznych na połaci dachowej dopuszczalne jest stosowanie wyłącznie elementów wykonanych z aluminium i ze stali nierdzewnej. Stal nierdzewna zgodna z normą PN-EN 10088-1 oraz PN-EN ISO 3506 gatunku A2 lub lepszy. Profile aluminiowe do montażu modułów powinny być wykonane z aluminium gatunku min. AW 6063 w stanie T6.

Prawidłowo zamontowana konstrukcja na dachu powinna spełniać wymagania stanów granicznych wg PN-EN 1990-1-1: Podstawy Projektowania. Systemowa konstrukcja wsporcza powinna spełniać wymagania wytrzymałościowe dla I strefy obciążenia wiatrem oraz II strefy obciążenia śniegiem wg PN-EN 1991-1-4:2008 i PN-EN 1991-1-3:2005.

Mocowanie konstrukcji wsporczej

Konstrukcja powinna być odpowiednio zakotwiona. Dopuszcza się obciążenie balastowe, jednak może być ono usytuowane jedynie nad węzłami kratownicy. W przypadku obciążenia płatwi w przęśle należy wzmocnić oraz zweryfikować dodatkowo płatew. Więcej informacji w punkcie 11.6.

Zaznacza się, że montaż modułów fotowoltaicznych w ilości przewidzianej w projekcie na dachu obiektu, jest możliwy po wykonaniu konstrukcji wsporczej w postaci systemu montażowego dedykowanego do dachów płaskich.

5. Warunki prowadzenia robót

Wszystkie roboty budowlane wykonać pod ścisłym nadzorem technicznym, zgodnie z Polską Normą Budowlaną i obowiązującymi przepisami budowlanymi oraz zgodnie ze Sztuką Budowlaną. Roboty należy realizować zgodnie z projektem z zachowaniem przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy oraz technicznych warunków wykonania i odbioru.

- Materiały budowlane oraz elementy prefabrykowane wbudowywane w obiekt winny posiadać wymagane certyfikaty, atesty i odpowiadać odpowiednim normom,
- Dopuszcza się zastosowanie innych materiałów od podanych w projekcie o zbliżonych parametrach jakościowych i technicznych.
- Roboty budowlane i rzemieślnicze wykonywać zgodnie z zasadami sztuki budowlanej oraz obowiązującymi normami.
- Roboty winny być prowadzone pod nadzorem uprawnionego kierownika budowy i przy współpracy nadzoru autorskiego.

OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE

1. NORMY ORAZ LITERATURA

- PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenie śniegiem.
- PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1993-1-3:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-3: Reguły ogólne - Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
- PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- PN-EN 1997-1-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1-1: Zasady ogólne.
- PN-B-03020:1981 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Informacje uzupełniające do procedur projektowania Access Steel sekcji SN.

Przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności oraz użyteczności kombinacje obciążeń przyjęto zgodnie z tablicą A1.2(B) – Wartości obliczeniowe oddziaływań (STR/GEO) (zestaw B) normy PN-EN 1990:2004 Eurokod; Podstawy projektowania konstrukcji. W obliczeniach stanu granicznego użyteczności SGU przyjęto kombinacje wartości charakterystycznych obciążeń.

Ze względu na to, że długość budynku nie przekracza 150 m, a odległość między prętami przenoszącymi siły poziome w rozpatrywanym kierunku nie przekracza 60 m, w obliczeniach pominięto wpływ temperatury pochodzenia klimatycznego.

2. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ

Strefa obciążenia śniegiem 2

Strefa obciążenia wiatrem 1

Wysokość budynku (do określenia obciążenia wiatrem): 15,0 m

Pochylenie połaci dachowej kościoła 8% (4,58°)

3. ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ ZEWNĘTRZNYCH

3.1. Obciążenia stałe

Obciążenia połaci dachowej kościoła

OBCIĄŻENIA STAŁE NA DACH				
Lp.	Wyszczególnienie	Grubość warstwy [m]	Ciężar w stanie powietrznosuchym [kN/m³]	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m²]
1	2	3	4	5
Obciążenia stałe				
1	Membrana EPDM dachowa gr. 2,5 mm	-	-	0,027
2	Styropian EPS 100-038 gr. 20 cm	0,200	0,45	0,090
3	Paroizolacja - folia PE gr. 0,2 mm	-	-	0,003
4	Blacha trapezowa T45	0,001	-	0,065
Razem g, kN/m²				0,185

$$g_{k,dach,kościół} = 0,185 \frac{kN}{m^2}$$

Obciążenie modułami fotowoltaicznymi

Masa modułu fotowoltaicznego

$$m_{moduł} = 20 \text{ kg}$$

Wymiary modułu fotowoltaicznego

$$b_{moduł} = 990 \text{ mm} \quad h_{moduł} = 1650 \text{ mm}$$

Masa powierzchniowa modułu fotowoltaicznego

$$m_{moduł} = \frac{m_{moduł}}{b_{moduł} * h_{moduł}} = \frac{20}{0,99 * 1,65} = 12 \text{ kg/m}^2$$

Przyjęto, że moduły fotowoltaiczne zostaną posadowione bezpośrednio na połaci dachowej

$$g_{k,moduł} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

OBCIĄŻENIA STAŁE NA STROP				
Lp.	Wyszczególnienie	Grubość warstwy [m]	Ciężar w stanie powietrznosuchym [kN/m³]	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m²]
1	2	3	4	5
Obciążenia stałe				
1	Projektowane płytki marmurowe	0,02	27,0	0,540
2	Projektowany jastrych cementowy gr. 6 cm z ogrzewaniem podłogowym	0,060	21,0	1,260
3	Istniejące lastrico gr. 20 mm	0,02	22,0	0,440
4	Istniejący jastrych cementowy	0,035	21,0	0,735
5	Istniejący styropian akustyczny gr. 4 cm	0,040	0,45	0,018
6	Istniejący nadbeton gr. 6 cm	0,060	24,0	1,440
7	Istniejące żebro Ackermana	0,18	25,0	0,87
8	Istniejący pustak Ackermana gr. 18 cm	-	-	1,032
9	Istniejący tynk cementowo-wapienny	0,015	19,0	0,285
Razem g, kN/m²				6,62

$$g_{k,strop,kościół} = 6,62 \frac{kN}{m^2}$$

3.2. Obciążenie użytkowe stropu

Przyjęto obciążenia jak dla stropu kategorii C2 – Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami np. w kościołach, teatrach, kinach, salach konferencyjnych, salach wykładowych, salach zebrzań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.

Obciążenie użytkowe

$$q_{k,strop,kościół} = 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

3.3. Obciążenie śniegiem

Założenia do określenia obciążenia śniegiem:

Teren normalny, bez znaczącego przenoszenia śniegu przez wiatr.

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem gruntu w strefie 2

$$s_k = 0,9 \frac{kN}{m^2}$$

Współczynnik termiczny

$$C_t = 1,0$$

Współczynnik ekspozycji dla terenu normalnego

$$C_e = 1,0$$

Współczynnik kształtu dachu

$$\mu_1 = 0,8$$

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem połaci dachu

$$s_r = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,9 = 0,72 \frac{kN}{m^2}$$

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem połaci dachu (przypadek nierównomiernego obciążenia)

$$s_n = 0,5 \mu_1 C_e C_t s_k = 0,5 * 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,9 = 0,36 \frac{kN}{m^2}$$

3.4. Obciążenie wiatrem

Założenia do określenia obciążenia wiatrem:

Kategoria terenu III - Obszary regularnie pokryte roślinnością albo budynkami lub z pojedynczymi przeszkodami oddalonymi od siebie na odległość nie większą niż 20 ich wysokości (jak wsie, tereny podmiejskie, stałe lasy).

Podstawowa bazowa prędkość wiatru

$$v_{b,0} = 22,0 \text{ m/s} - \text{strefa 1, wysokość n.p.m.} < 300\text{m (tab. NA.1)}$$

Wartość podstawowa bazowego ciśnienia prędkości wiatru

$$q_{b,0} = 0,3 \frac{kN}{m^2}$$

Współczynnik sezonowy

$$C_{season} = 1,0 \text{ (wg NA. 4)}$$

Współczynnik kierunkowy

$$C_{dir} = 1,0 - 10 \text{ sektor kierunku wiatru (270° dla strefy I)}$$

Bazowa prędkość wiatru (wg wzoru 4.1 str. 18 PN-EN 1991-1-4)

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$$
$$v_b = 1,0 * 1,0 * 22,0 = 22,0 \text{ m/s}$$

Gęstość powietrza

$$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$$

Wartość bazowa ciśnienia prędkości wiatru (wg wzoru 4.10 str. 23PN)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 22,0^2 = 302,5 \frac{N}{m^2} = 0,3025 \frac{kN}{m^2}$$

Wysokość nad poziomem gruntu

$$z = H_{cg} = 15,0 \text{ m}$$

Współczynnik ekspozycji w terenie kategorii 2

$$c_e(z) = 2,3 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 2,3 * \left(\frac{15,0}{10}\right)^{0,24} = 2,54$$

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,54 * 0,3025 = 0,768 \frac{kN}{m^2}$$

3.5. Obciążenie użytkowe dachu

Przyjęto obciążenia jak dla dachu kategorii H – dach bez dostępu z wyjątkiem utrzymania i konserwacji

Obciążenie użytkowe

$$q_k = 0,4 \frac{kN}{m^2}$$

4. SCHEMATY STATYCZNE

Schematy statyczne:

Dźwigary stalowe – kratownice wolnopodparte o rozpiętości od 10,4 do 40,0 m

Belki (żebra) stalowe – belki jednoprzęsłowe wolnopodparte

Tężniki dźwigarów – pręty dwugąłzowe przegubowo połączone z dźwigarem

Stężenia pościowe – pręty przegubowo połączone z dźwigarem

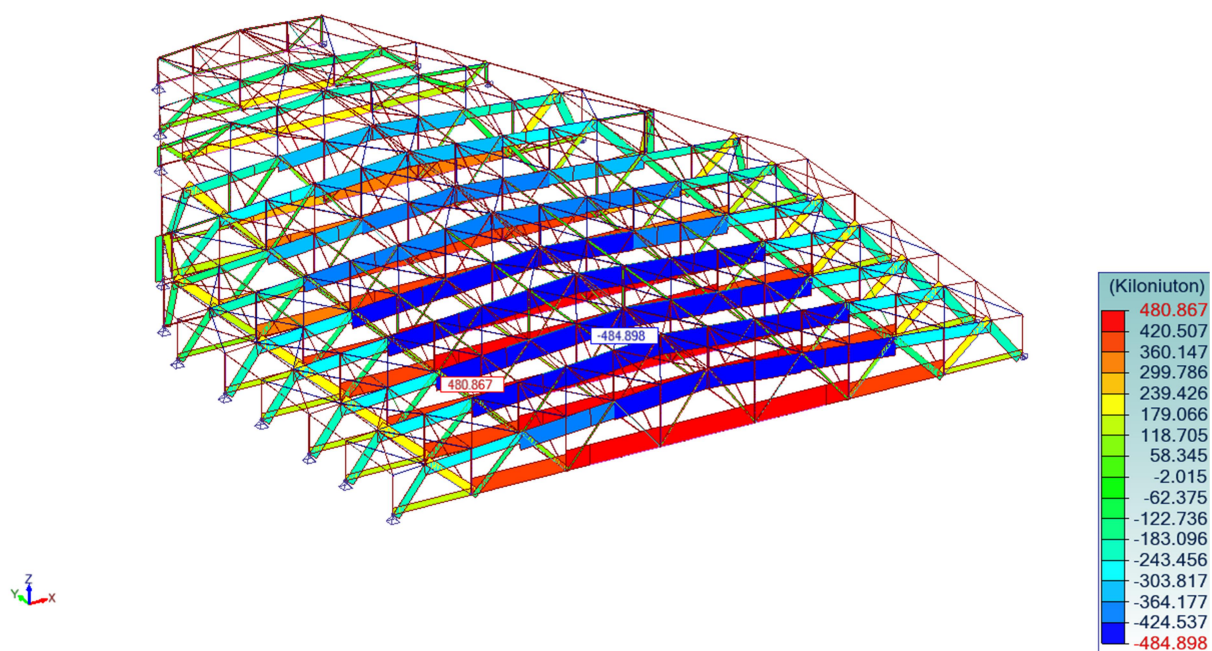
Belki żelbetowe – belki wolnopodparte, oparte na ścianach

Stropy gęstożebrowe – żebro jako belka wolnopodparta, oparta na podciągach

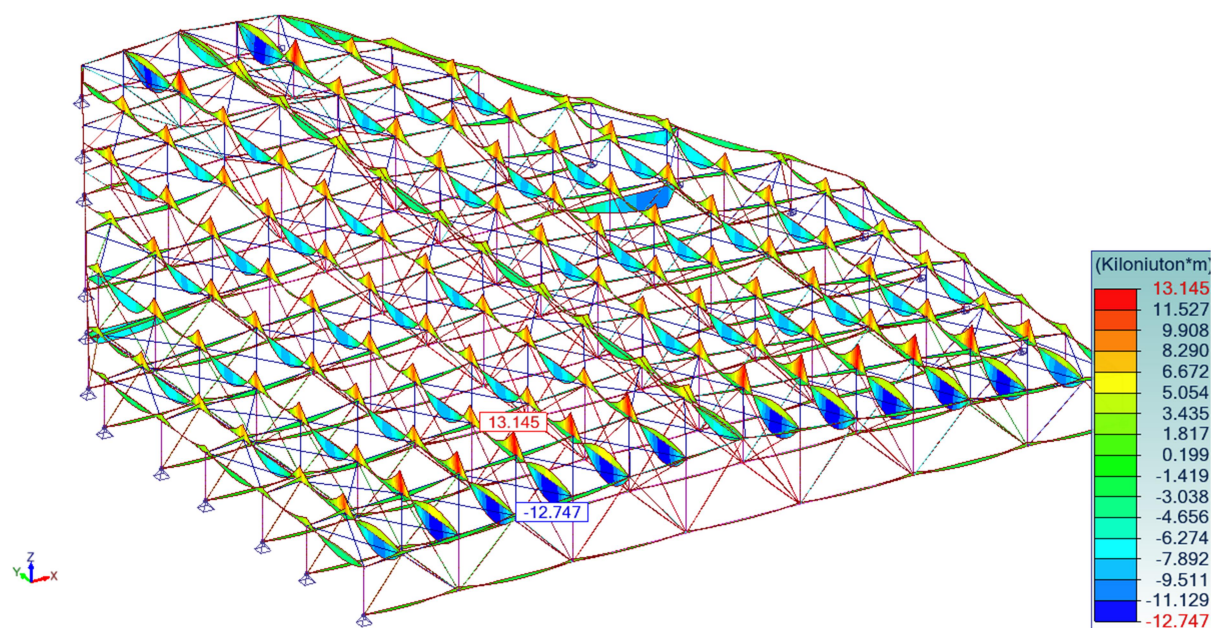
Nadproża żelbetowe – belki wolnopodparte, oparte na ścianach

Słupy żelbetowe – utwierdzone w fundamencie i przegubowo połączone z dźwigarem

5. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH



Rysunek 1 Obwiednia sił normalnych F_X w dźwigarach



Rysunek 2 Kombinacja maksymalnych momentów zginających M_Y względem osi $y-y$ w dźwigarach

6. WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

6.1. Dobór blachy trapezowej / sprawdzenie nośności blachy

Obciążenia charakterystyczne stałe

$$g_{k,moduł} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,dach} = 0,185 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem

$$q_{k,śn} = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne wiatrem – parcie

$$q_{k,w} = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne wiatrem – ssanie

$$q_{k,w} = -1,256 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne użytkowe – dach kat. H bez dostępu z wyłączeniem konserwacji i napraw

$$q_{k,u} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Współczynniki kombinacyjne przyjęte do obliczeń:

$$\gamma_g = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,5 \quad \psi_{0,u} = 0,0 \quad \psi_{0,śn} = 0,5 \quad \psi_{0,w} = 0,6 \quad \psi_{2,śn} = 0,2 \quad \psi_{2,w} = 0,0$$

Stan graniczny nośności SGN

Parcie

Kombinacja 6.10a

$$\begin{aligned} q_{d,6.10.a} &= \gamma_g * g_k + \gamma_Q * (\psi_{0,u} * q_{k,u} + \psi_{0,śn} * q_{k,śn} + \psi_{0,w} * q_w) \\ &= 1,35 * (0,12 + 0,185) + 1,5 * (0,0 * 0,4 + 0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,32) = 1,24 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kombinacja 6.10b

$$\begin{aligned} q_{d,6.10.b} &= \xi * \gamma_g * g_k + \gamma_Q * q_{k,u} + \gamma_Q * (\psi_{0,śn} * q_{k,śn} + \psi_{0,w} * q_w) \\ &= 0,85 * 1,35 * (0,12 + 0,185) + 1,5 * 0,4 + 1,5 * (0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,32) = 1,78 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Stan graniczny użytkowalności SGU

Kombinacja charakterystyczna

$$\begin{aligned} q_k &= g_k + q_{k,u} + q_{k,śn} + q_{k,w} = (0,12 + 0,185) + 0,0 * 0,4 + 0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,32 \\ &= 0,86 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Ssanie

Kombinacja 6.10b

$$q_{d,6.10.b} = \xi * \gamma_g * g_k + \gamma_Q * q_w = 0,85 * 1,35 * (0,12 + 0,185) + 1,5 * (-1,256) = -1,53 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacja charakterystyczna

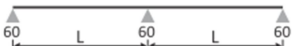
$$q_k = g_k + q_{k,w} = (0,12 + 0,185) - 1,256 = -0,95 \text{ kN/m}^2$$

Na podstawie obciążeń obliczeniowych (kombinacja 6.10.b) oraz charakterystycznych dobrano blachę trapezową T45 o gr. 0,7 mm w układzie trójpłaszczyznowym w położeniu pozytywnym.

Tabela 1 Maksymalne obciążenia blachy trapezowej

BELKA DWUPRZĘŚŁOWA

NEGATYW



Gru- bość	Jx [cm4]	Ciężar (kN/m²)	Przypa- dek	Dopuszczalne obciążenia ciągłe równomiernie rozłożone w kN/m² przy rozpiętości L(m)															
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	
0,63	22,59 25,14	0,058	SGN	8,23	5,90	4,46	3,51	2,84	2,34	1,97	1,69	1,46	1,27	1,12	1,00	0,89	0,79	0,71	
			L/150	8,23	5,90	4,46	3,51	2,84	2,34	1,97	1,69	1,46	1,27	1,12	1,00	0,89	0,79	0,67	
			L/200	8,23	5,90	4,46	3,51	2,84	2,34	1,97	1,69	1,46	1,27	1,07	0,88	0,73	0,61	0,52	
			L/300	8,23	5,90	4,46	3,51	2,84	2,34	1,95	1,49	1,16	0,92	0,74	0,61	0,50	0,42	0,35	
0,70	25,46 28,48	0,065	SGN	9,77	7,01	5,30	4,17	3,37	2,78	2,34	2,00	1,73	1,51	1,34	1,19	1,05	0,94	0,85	
			L/150	9,77	7,01	5,30	4,17	3,37	2,78	2,34	2,00	1,73	1,51	1,34	1,19	1,05	0,91	0,77	
			L/200	9,77	7,01	5,30	4,17	3,37	2,78	2,34	2,00	1,73	1,51	1,23	1,01	0,83	0,70	0,59	
			L/300	9,77	7,01	5,30	4,17	3,37	2,78	2,23	1,70	1,32	1,05	0,84	0,68	0,56	0,47	0,39	
0,75	27,80 30,51	0,070	SGN	10,95	7,85	5,94	4,67	3,77	3,12	2,62	2,24	1,94	1,70	1,50	1,33	1,18	1,05	0,94	
			L/150	10,95	7,85	5,94	4,67	3,77	3,12	2,62	2,24	1,94	1,70	1,50	1,33	1,18	0,99	0,84	
			L/200	10,95	7,85	5,94	4,67	3,77	3,12	2,62	2,24	1,94	1,66	1,34	1,10	0,90	0,75	0,63	
			L/300	10,95	7,85	5,94	4,67	3,77	3,12	2,43	1,85	1,42	1,12	0,90	0,73	0,60	0,50	0,42	

Sprawdzenie dopuszczalnych obciążeń blachy

Maksymalne obciążenie obliczeniowe – parcie

$$q_{d,6.10.b} = 1,78 \text{ kN/m}^2 < q_{dop,T45} = 2,11 \text{ kN/m}^2$$

Warunek nośności

$$\frac{q_{d,6.10.b}}{q_{dop,T45}} = \frac{1,78}{2,11} = 0,84 < 1,0$$

Maksymalne obciążenie charakterystyczne – parcie

$$q_k = 0,86 \text{ kN/m}^2 < q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Maksymalne obciążenie obliczeniowe – ssanie

$$q_{d,6.10.b} = -1,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{dop,T45} = 2,11 \text{ kN/m}^2$$

Warunek nośności

$$\frac{q_{d,6.10.b}}{q_{dop,T45}} = \frac{1,53}{2,11} = 0,72 < 1,0$$

Maksymalne obciążenie charakterystyczne – ssanie

$$q_k = -0,95 \text{ kN/m}^2 < q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Warunki nośności są spełnione.

Masa 1 m² blachy – 6,6 kg.

Uwaga!

Podczas robót remontowych oraz dociepleniowych połaci dachowej należy zweryfikować wysokość blachy oraz jej grubość. Zabrania się obciążania blachy trapezowej w przęśle za pomocą balastu przewidzianego do konstrukcji wsporczej instalacji fotowoltaicznej.

7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN ISTNIEJĄCY

7.1. Dane materiałowe

Beton

Przyjęto beton klasy C12/15.

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{ck} = 12,0 \text{ MPa} [EC2, \text{Tabl. 3.1}]$$

Współczynnik uwzględniający efekty długotrwałe oraz niekorzystne wpływy, wynikające ze sposobu przyłożenia obciążenia:

$$\alpha_{cc} = 1,00 [EC2, \text{pkt. 3.1.6}]$$

Współczynnik częściowy dla trwałej sytuacji obliczeniowej:

$$\gamma_c = 1,4 [EC, \text{pkt.: 2.4.2.4(1) oraz NA.2}]$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} [EC2, \text{wz. (3.15)}],$$

stąd:

$$f_{cd} = 1,0 * \frac{12,0}{1,4} = 8,57 \text{ MPa}$$

Stal

Przyjęto stal klasy A-IIIN RB500W.

Charakterystyczna granica plastyczności:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} [PN-B-03264:2002]$$

Współczynnik częściowy dla trwałej sytuacji obliczeniowej:

$$\gamma_c = 1,15 [EC2, \text{pkt. 2.4.2.4(1)}]$$

Obliczeniowa granica plastyczności:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} [EC2, \text{pkt. 3.2.7}],$$

stąd:

$$f_{yd} = \frac{240}{1,15} = 208,7 \text{ MPa}$$

7.2. Wymiary przekroju poprzecznego

Żebro stropu Ackermana ma wymiary

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$b_w = 60,0 \text{ mm}$$

7.3. Zebranie obciążeń

Obciążenia stałe

OBciążENIA STAŁE NA STROP				
Lp.	Wyszczególnienie	Grubość warstwy [m]	Ciężar w stanie powietrznosuchym [kN/m³]	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m²]
1	2	3	4	5
Obciążenia stałe				
3	Istniejące lastrico gr. 20 mm	0,02	22,0	0,440
4	Istniejący jastrych cementowy	0,035	21,0	0,735
5	Istniejący styropian akustyczny gr. 4 cm	0,040	0,45	0,018
6	Istniejący nadbeton gr. 6 cm	0,060	24,0	1,440
7	Istniejący pustak Ackermana gr. 18 cm	-	-	1,032
8	Istniejący tynk cementowo-wapienny	0,025	19,0	0,475
Razem g, kN/m²				4,14

Ciężar własny żeber stropowego

$$g_{k,\dot{z}} = (b * h - 0,06) * \gamma_B = (0,06 * (0,24 - 0,06)) * 25 = 0,27 \text{ kN/m}$$

Ciężar powierzchniowy żeber

$$g_{k,\dot{z},p} = \frac{g_{k,\dot{z}}}{a_z} = \frac{0,27}{0,31} = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie użytkowe stropu

Przyjęto obciążenia jak dla stropu kategorii C2 – Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami np. w kościołach, teatrach, kinach, salach konferencyjnych, salach wykładowych, salach zebrań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.

Obciążenie użytkowe

$$q_k = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

7.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń



Rysunek 3 Schemat statyczny żeber stropowego

7.5. Wyniki obliczeń statycznych

Stan graniczny nośności SGN

Kombinacja 6.10a

$$q_{d,6.10.a} = \gamma_g * (g_k + g_{k,\dot{z},p}) + \gamma_Q * (\psi_{0,u} * q_{k,u}) = (1,35 * 4,14 + 0,87) + 1,5 * (0,7 * 3,0) \\ = 9,609 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacja 6.10b

$$q_{d,6.10.b} = \xi * \gamma_g * (g_k + g_{k,\dot{z},p}) + \gamma_Q * q_{k,u} = 0,85 * 1,35 * (4,14 + 0,87) + 1,5 * 3,0 \\ = 10,249 \text{ kN/m}^2$$

Stan graniczny użytkowości SGU

Kombinacja Charakterystyczna

$$q_k = g_k + g_{k,\dot{z},p} + q_{k,u} = 4,14 + 0,87 + 3,0 = 8,01 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacja Quasi-stała

$$q_{k,q-s} = g_k + g_{k,\dot{z},p} + \psi_{2,1} * q_k = 4,14 + 0,87 + 0,6 * 3,0 = 6,81 \text{ kN/m}^2$$

Rozstaw podpór stropu

$$l_1 = 5,08 \text{ m}$$

Rozpiętość obliczeniowa stropu

$$l_{eff} = 1,0 * l_1 = 1,0 * 5,08 = 5,08 \text{ m}$$

Rozstaw żebrowych

$$a_z = 0,31 \text{ m}$$

Obciążenie obliczeniowe przypadające na jedno żebro

$$q_{Ed} = q_{d,6.10.b} * a_z = 10,249 * 0,31 = 3,177 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowy moment zginający

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l_{eff}^2}{8} = \frac{3,177 * 5,08^2}{8} = 10,248 \text{ kNm}$$

Grubość otuliny pręta zbrojeniowego żebra

$$c_{nom} = 20 \text{ mm}$$

Odległość od krawędzi przekroju do osi ciężkości zbrojenia

$$a_1 = c_{nom} + \phi_s + \frac{\phi}{2} = 20 + 6 + \frac{18}{2} = 35 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - a_1 = 240 - 35 = 205 \text{ mm}$$

Odległość od krawędzi przekroju do środka rozpiętości między żebrowymi

$$b_1 = 124 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_1 = 124 \text{ mm}$$

Odległość między miejscami zerowymi żebra

$$l_0 = 5,08 \text{ m}$$

Szerokość efektywna z lewej

$$b_{eff,1} = \min \begin{cases} 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 124 + 0,1 * 5080 = 532,8 \\ 0,2 * l_0 = 0,2 * l_0 = 1016 \\ b_1 = 124 \end{cases} = 124 \text{ mm}$$

Szerokość efektywna z prawej

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 124 \text{ mm}$$

Szerokość efektywna półki przekroju

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 124 + 124 + 60 = 308 \text{ mm}$$

Sprawdzenie rodzaju przekroju teowego - nośność półki

$$\begin{aligned} M_{Ed,f} &= f_{cd} * b_{eff} * h_f * (d - 0,5 * h_f) = 8,571 * 308 * 60 * (205 - 0,5 * 60) \\ &= 27,719 * 10^6 \text{ Nmm} = 27,719 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,f} > M_{Ed} = 10,248 \text{ kNm}$$

Stąd wynika, że przekrój jest pozornie teowy.

7.6. Wymiarowanie zbrojenia – SGN

Zbrojenie na zginanie

Do wymiarowania przyjęto moment zginający w środku przęsła

Obliczeniowy moment zginający

$$M_{Ed} = 10,248 \text{ kNm}$$

Względny moment zginający

$$S_c = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{10,248}{1,0 * 8570 * 0,31 * 0,205^2} = 0,0918$$

Efektywny, graniczny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\chi_{eff,lim} = \frac{\lambda * \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \frac{f_{yd}}{E_s}} * d = \frac{0,8 * 3,5 * 10^{-3}}{3,5 * 10^{-3} + \frac{208,7}{205000}} * 20,5 = 0,62 * 20,5 = 12,71 \text{ cm}$$

Efektywny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\begin{aligned} \chi_{eff} &= (1 - \sqrt{1 - 2S_c}) * d = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0918}) * 20,5 = 1,977 \text{ cm} < \chi_{eff,lim} \\ &= 12,71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Efektywne ramię sił wewnętrznych

$$Z_{eff} = d - 0,5 * \chi_{eff} = 20,5 - 0,5 * 1,977 = 19,512 \text{ cm}$$

Wymagane z warunku nośności pole zbrojenia

$$A_{s1,rqd} = \frac{M_{Ed}}{Z_{eff} * f_{yd}} = \frac{10,248}{0,1951 * 208700} = 2,52 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Minimalne pole zbrojenia z uwagi na kruche zniszczenie

$$A_{s1,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{1,6}{240} \cdot 31 \cdot 20,5 = 1,10 = 1,10 \text{ cm}^2 \right. \right. \\ \left. \left. 0,0013 \cdot b \cdot d \right. \right. \left. \left. 0,0013 \cdot 31 \cdot 20,5 = 0,83 \right. \right.$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia

$$A_{s1,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 31 \cdot 24 = 29,76 \text{ cm}^2$$

Wymagana średnica zbrojenia

$$\phi_{rqd} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{s1,rqd}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{252}{\pi}} = 17,91 \text{ mm}$$

Istniejące zbrojenie stropu – pręt $\phi=18$ mm

$$A_{s1} = \pi \cdot \frac{18^2}{4} = 254,5 \text{ mm}^2$$

Nośność żebra z istniejącym zbrojeniem

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \chi_{eff}) = 208700 \cdot 2,54 \cdot 10^{-4} \cdot (0,205 - 0,5 \cdot 0,01934) \\ = 10,354 \text{ kNm}$$

Warunek nośności

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{10,248}{10,354} = 0,99$$

Nośność żebra jest wystarczająca i jest wykorzystana w 99%

Zbrojenie na ścinanie

Odcinek drugiego rodzaju

Maksymalna obliczeniowa siła tnąca w licu podpory:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l_{eff}}{2} = \frac{3,177 \cdot 5,08}{2} = 8,07 \text{ kN}$$

Obliczeniowa nośność na ścinanie bez zbrojenia na ścinanie:

Do podpory skrajnej doprowadzono 1 pręt $\phi 18$

$$A_{sl} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{6,0 \cdot 20,5} = 0,02 < 0,02$$

[EC2, pkt. 6.2.2]

Współczynniki pomocnicze

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,129$$

[EC2, pkt. 6.2.2]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,99 < 2,0 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

przyjęto: $k = 1,99$

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d = \left[0,129 \cdot 1,99 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 60 \cdot 205 = 9,11 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.a]}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,99^{3/2} \cdot 12^{1/2} = 0,340 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

$$V_{Rd,c2} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0,340 \cdot 60 \cdot 205 = 4,18 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.b]}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c1} \right\} = \max \left\{ 9,11 \right\} = 9,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 8,07 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 9,11 \text{ kN}$$

Zbrojenie na ścinanie nie jest wymagane

Odcinek pierwszego rodzaju

Przyjęto strzemiona

Ø6 A-1 St3SX co 18 cm

Rozstaw minimalny

$$s \geq 5 \text{ cm}$$

Rozstaw maksymalny

$$s \leq s_{l,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 20,5 = 15,38 \text{ cm [EC2, wz. 9.6N]}$$

Przyjęto rozstaw – na podstawie dokumentacji archiwalnej projektu plebanii

$$s = 18 \text{ cm}$$

Sprawdzenie minimalnego stopnia zbrojenia

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0,283}{18 \cdot 6} = 0,005$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{12}}{208,7} = 0,001 < \rho_w = 0,005$$

7.7. Sprawdzenie SGU

Obciążenie quasi-stałe przypadające na jedno żebro

$$q_{Ed} = q_{k,q-s} \cdot a_z = 6,81 \cdot 0,31 = 2,111 \text{ kN/m}$$

Moment zginający od charakterystycznej kombinacji obciążeń:

$$M_{Ed}^k = \frac{q_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{2,111 \cdot 5,08^2}{8} = 6,81 \text{ kNm}$$

Moment rysujący

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{cteff} = \frac{bh^2}{6} \cdot f_{cteff} = \frac{0,31 \cdot 0,24^2}{6} \cdot 1600 = 4,76 \text{ kNm} < M_{Ed}^k = 6,81 \text{ kNm}$$

Przekrój ulegnie zarysowaniu

Minimalne pole zbrojenia z uwagi na zarysowanie

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,895$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$A_{ct} = 0,5 \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot 31 \cdot 24 = 372 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct} = 0,4 \cdot 0,895 \cdot \frac{1,6}{240} \cdot 372 = 0,89 \text{ cm}^2 < A_{s1,prov} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Sprawdzenie szerokości rozwarcia rys metodą uproszczoną

$$\rho_l = \frac{A_{s1,prov}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 \cdot 24} = 0,3\%$$

stąd:

$$\zeta = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}^k}{\zeta \cdot d \cdot A_{s1,prov}} = \frac{6,81}{0,85 \cdot 0,205 \cdot 2,54 \cdot 10^{-4}} = 153,8 \text{ MPa}$$

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

$$\phi_s^* = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h-d)} = 40 \cdot \frac{1,6}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 0,5 \cdot 24,0}{2 \cdot (24,0 - 20,5)} = 15,1 \text{ mm} < \phi = 18 \text{ mm}$$

[EC2, wz. 7.6N]

Dopuszczalna szerokość rys może zostać przekroczona

Sprawdzenie szerokości rozwarcia rys metodą dokładną

Wysokość rozciąganego pola betonu

$$h = \min \left\{ \frac{2,5(h-d)}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{2,5 * (24 - 20,5)}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{8,75}{12} \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

Efektywne pole rozciąganego betonu

$$A_{c,eff} = h * b = 8,75 * 31,0 = 271,25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1,prov}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 * 20,5} = 0,4\%$$

stąd:

$$\zeta = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}^k}{\zeta \cdot d \cdot A_{s1,prov}} = \frac{6,81}{0,85 * 0,205 * 2,54 * 10^{-4}} = 153,8 \text{ MPa}$$

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1,prov}}{A_{c,eff}} = \frac{2,54}{271,25} = 0,009$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{27000}{1 + 2,91} = 6905,37 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{6905,37} = 28,96$$

$k_t = 0,4$ – dla obciążeń długotrwałych

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{153,8 - 0,4 * \frac{1,6 * 10^3}{0,009} * (1 + 28,96 * 0,009)}{200000} \\ &= -0,447 < 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{153,8}{200000} = 0,0007 \end{aligned}$$

Przyjęto: $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,0007$

Współczynniki

Przyjęto k_1 dla stali gładkiej

$$k_1 = 1,6$$

Przyjęto k_2 przy czystym rozciąganiu

$$k_2 = 1,0$$

Przyjęto k_3

$$k_3 = 3,4$$

Przyjęto k_4

$$k_4 = 0,425$$

Maksymalny rozstaw rys

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 * 26 + 1,6 * 1,0 * 0,425 \frac{18}{0,009} = 164 \text{ mm}$$

Szerokość rys

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 164 * 0,0007 = 0,11 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Dopuszczalna szerokość rys nie zostanie przekroczona

Sprawdzenie ugięcia metodą uproszczoną

Porównawczy stopień zbrojenia:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{12} * 10^{-3} = 0,0034 \text{ EC2, pkt. 7.4.2]}$$

Stopień zbrojenia

$$\rho = \frac{A_{s1,prov}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 * 20,5} = 0,004 > \rho_0$$

Graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej

$$K = 1,3 \text{ [EC2, tabl. 7.4N]}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{d}\right)_{max} &= K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho'}{\rho} \right] \cdot \frac{250}{\frac{f_{yk} \cdot A_{s1,req}}{A_{s1,prov}}} \\ &= 1,3 * \left(11 + 1,5 * 12^{\frac{1}{2}} * \frac{0,0034}{0,0039 - 0} + \frac{1}{12} * \left(12 * \frac{0}{0,004} \right)^{\frac{1}{2}} \right) * \frac{250}{\frac{240 * 2,52}{2,54}} \\ &= 21,2 \end{aligned}$$

[EC2, wz. 7.16a]

Sprawdzenie ugięcia

$$\frac{l}{d} = \frac{508}{20,5} = 24,8 > \left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 21,2$$

Ugięcie może przekroczyć wartość dopuszczalną

Sprawdzenie ugięcia metodą dokładną

$$u = b + 2(h - h_{pł}) = 31 + 2 * (24 - 6) = 67$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2A_c}{b + 2(h - h_{pł})} = \frac{2 * 31 * 24}{67} = 22,21 \text{ cm}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,91$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{27000}{1 + 2,91} = 6905,37 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,5$$

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = \frac{4,76}{10,248} = 0,46$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{6905,37} = 28,96$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 \cdot 20,5} = 0,003$$

$$x_1 = \frac{0,5bh^2 + \alpha_e A_{s1} d}{bh + \alpha_e A_{s1}} = \frac{0,5 \cdot 31,0 \cdot 24^2 + 28,96 \cdot 2,54 \cdot 20,5}{31,0 \cdot 24,0 + 28,96 \cdot 2,65} = 12,72 \text{ cm}$$

$$x_2 = \sqrt{d\rho\alpha_e(2 + \rho\alpha_e)} - \rho\alpha_e$$

$$= \sqrt{20,5 \cdot 0,003 \cdot 28,96 \cdot (2 + 0,003 \cdot 28,96)} - 0,003 \cdot 28,96 = 1,84 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} + bh(x_1 - \frac{h}{2})^2 + \alpha_e A_{s1}(d - x_1)$$

$$= \frac{31 \cdot 24^3}{12} + 31 \cdot 24 \cdot \left(12,72 - \frac{24}{2}\right)^2 + 28,96 \cdot 2,54 \cdot (20,5 - 12,72)$$

$$= 36\,669,97 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{bx_2^3}{3} + \rho\alpha_e bd(d - x_2)^2 = \frac{31 \cdot 1,84^3}{3} + 0,003 \cdot 28,96 \cdot 31 \cdot 20,5 \cdot (20,5 - 1,84)^2$$

$$= 19\,289,03 \text{ cm}^4$$

$$\beta_\infty = \frac{E_{c,eff} \cdot I_1}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_2}{I_1}\right)} = \frac{6905,37 \cdot 36\,669,97 \cdot 10^4}{1 - 0,5 \cdot (0,46)^2 \cdot \left(1 - \frac{19\,289,03 \cdot 10^4}{36\,669,97 \cdot 10^4}\right)}$$

$$= 2,66588425691987 \cdot 10^{12}$$

$$I_{bet} = \frac{bh^3}{12} = \frac{31 \cdot 24^3}{12} = 35\,712$$

$$a = f \frac{E_{cm} \cdot I_{bet}}{\beta_\infty} = 0,34 \cdot \frac{27\,000 \cdot 35\,712 \cdot 10^4}{2,66588425691987 \cdot 10^{12}} = 1,23$$

$$a_{lim} = \frac{508}{250} = 2,03$$

$$a = 1,23 < a_{lim} = 2,03$$

Ugięcie nie przekroczy wartości dopuszczalnej

Uwaga!

Na podstawie obliczeń stwierdzono, że istniejące żebro stropu Ackermana spełnia warunki wytrzymałości w stanie granicznym nośności **SGN** – nośność jest wykorzystana w 99% oraz spełnia warunki stanu granicznego użytkowalności **SGU** – zarówno szerokość rozwarcia rys jak i ugięcie nie zostaną przekroczone.

8. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN PROJEKTOWANY

8.1. Dane materiałowe

Materiały przyjęto jak w punkcie 8.1.

8.2. Wymiary przekroju poprzecznego

Żebro stropu Ackermana ma wymiary

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$b_w = 60,0 \text{ mm}$$

8.3. Zebranie obciążeń

Obciążenia stałe

OBCIĄŻENIA STAŁE NA STROP				
Lp.	Wyszczególnienie	Grubość warstwy [m]	Ciężar w stanie powietrznosuchym [kN/m³]	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m²]
1	2	3	4	5
Obciążenia stałe				
1	Projektowane płytki marmurowe	0,02	27,0	0,540
2	Projektowany jastrych cementowy gr. 6 cm z ogrzewaniem podłogowym	0,060	21,0	1,260
3	Istniejące lastrico gr. 20 mm	0,02	22,0	0,440
4	Istniejący jastrych cementowy	0,035	21,0	0,735
5	Istniejący styropian akustyczny gr. 4 cm	0,040	0,45	0,018
6	Istniejący nadbeton gr. 6 cm	0,060	24,0	1,440
7	Istniejący pustak Ackermana gr. 18 cm	-	-	1,032
8	Istniejący tynk cementowo-wapienny	0,025	19,0	0,475
Razem g, kN/m²				5,94

Ciężar własny żebra stropowego

$$g_{k,\dot{z}} = (b * h - 0,06) * \gamma_B = (0,06 * (0,24 - 0,06)) * 25 = 0,27 \text{ kN/m}$$

Ciężar powierzchniowy żeber

$$g_{k,\dot{z},p} = \frac{g_{k,\dot{z}}}{a_{\dot{z}}} = \frac{0,27}{0,31} = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie użytkowe dachu

Przyjęto obciążenia jak dla stropu kategorii C2 – Powierzchnie z zamocowanymi siedzeniami np. w kościołach, teatrach, kinach, salach konferencyjnych, salach wykładowych, salach zebrania, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.

Obciążenie użytkowe

$$q_k = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

8.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń



Rysunek 4 Schemat stropu przyjętego w programie Advance Design

8.5. Wyniki obliczeń statycznych

Stan graniczny nośności SGN

Kombinacja 6.10a

$$q_{d,6.10.a} = \gamma_g * (g_k + g_{k,z,p}) + \gamma_Q * (\psi_{0,u} * q_{k,u}) = 1,35 * (5,94 + 0,87) + 1,5 * (0,7 * 3,0) \\ = 12,343 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacja 6.10b

$$q_{d,6.10.b} = \xi * \gamma_g * (g_k + g_{k,z,p}) + \gamma_Q * q_{k,u} = 0,85 * 1,35 * (5,94 + 0,87) + 1,5 * 3,0 \\ = 12,314 \text{ kN/m}^2$$

Stan graniczny użytkowalności SGU

Kombinacja Charakterystyczna

$$q_k = g_k + g_{k,z,p} + q_{k,u} = 5,94 + 0,87 + 3,0 = 9,81 \text{ kN/m}^2$$

Kombinacja Quasi-stała

$$q_{k,q-s} = g_k + g_{k,z,p} + \psi_{2,1} * q_k = 5,94 + 0,87 + 0,6 * 3,0 = 8,61 \text{ kN/m}^2$$

Rozstaw podpór stropu

$$l_1 = 5,08 \text{ m}$$

Rozpiętość obliczeniowa stropu

$$l_{eff} = 1,0 * l_1 = 1,0 * 5,08 = 5,08 \text{ m}$$

Rozstaw żebrow stropowych

$$a_z = 0,31 \text{ m}$$

Obciążenie obliczeniowe przypadające na jedno żebro

$$q_{Ed} = q_{d,6.10.b} * a_z = 12,343 * 0,31 = 3,826 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowy moment zginający

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l_{eff}^2}{8} = \frac{3,826 * 5,08^2}{8} = 12,342 \text{ kNm}$$

Grubość otuliny pręta zbrojeniowego żebra

$$c_{nom} = 20 \text{ mm}$$

Odległość od krawędzi przekroju do osi ciężkości zbrojenia

$$a_1 = c_{nom} + \phi_s + \frac{\phi}{2} = 20 + 6 + \frac{18}{2} = 35 \text{ mm}$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - a_1 = 240 - 35 = 205 \text{ mm}$$

Odległość od krawędzi przekroju do środka rozpiętości między żebrawi

$$b_1 = 124 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_1 = 124 \text{ mm}$$

Odległość między miejscami zerowymi żebra

$$l_0 = 5,08 \text{ m}$$

Szerokość efektywna z lewej

$$b_{eff,1} = \min \begin{cases} 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 124 + 0,1 * 5080 = 532,8 \\ 0,2 * l_0 = 0,2 * 5080 = 1016 \\ b_1 = 124 \end{cases} = 124 \text{ mm}$$

Szerokość efektywna z prawej

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 124 \text{ mm}$$

Szerokość efektywna półki przekroju

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 124 + 124 + 60 = 308 \text{ mm}$$

Sprawdzenie rodzaju przekroju teowego - nośność półki

$$\begin{aligned} M_{Ed,f} &= f_{cd} * b_{eff} * h_f * (d - 0,5 * h_f) = 8,571 * 308 * 60 * (205 - 0,5 * 60) \\ &= 27,719 * 10^6 \text{ Nmm} = 27,719 \text{ kNm} \\ M_{Ed,f} &> M_{Ed} = 12,342 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Stąd wynika, że przekrój jest pozornie teowy.

8.6. Wymiarowanie zbrojenia – SGN

Zbrojenie na zginanie

Do wymiarowania przyjęto moment zginający w środku przęsła

Obliczeniowy moment zginający

$$M_{Ed} = 12,342 \text{ kNm}$$

Względny moment zginający

$$S_c = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{12,342}{1,0 * 8570 * 0,31 * 0,205^2} = 0,111$$

Efektywny, graniczny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\chi_{eff,lim} = \frac{\lambda * \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \frac{f_{yd}}{E_s}} * d = \frac{0,8 * 3,5 * 10^{-3}}{3,5 * 10^{-3} + \frac{208,7}{205000}} * 20,5 = 0,62 * 20,5 = 12,71 \text{ cm}$$

Efektywny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\begin{aligned} \chi_{eff} &= (1 - \sqrt{1 - 2S_c}) * d = (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,111}) * 20,5 = 2,418 \text{ cm} < \chi_{eff,lim} \\ &= 12,71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Efektywne ramię sił wewnętrznych

$$Z_{eff} = d - 0,5 \cdot \chi_{eff} = 20,5 - 0,5 \cdot 2,418 = 19,291 \text{ cm}$$

Wymagane z warunku nośności pole zbrojenia

$$A_{s1,rqd} = \frac{M_{Ed}}{Z_{eff} \cdot f_{yd}} = \frac{12,342}{0,19291 \cdot 208700} = 3,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,07 \text{ cm}^2$$

Minimalne pole zbrojenia z uwagi na kruche zniszczenie

$$A_{s1,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{1,6}{240} \cdot 31 \cdot 20,5 = 1,10 \\ 0,0013 \cdot 31 \cdot 20,5 = 0,83 \end{array} \right\} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia

$$A_{s1,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 31 \cdot 24 = 29,76 \text{ cm}^2$$

Wymagana średnica zbrojenia

$$\phi_{rqd} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{s1,rqd}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{307}{\pi}} = 19,77 \text{ mm}$$

Istniejące zbrojenie stropu – pręt $\phi=18$ mm

$$A_{s1} = \pi \cdot \frac{18^2}{4} = 254,5 \text{ mm}^2$$

Nośność żebra z istniejącym zbrojeniem

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \chi_{eff}) = 208700 \cdot 2,54 \cdot 10^{-4} \cdot (0,205 - 0,5 \cdot 0,02418) \\ &= 10,226 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Warunek nośności

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{12,342}{10,226} = 1,21$$

Nośność żebra zostanie przekroczona o 21%

Zbrojenie na ścinanie

Zbrojenie na ścinanie – odcinek drugiego rodzaju

Maksymalna obliczeniowa siła tnąca w licu podpory:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l_{eff}}{2} = \frac{3,826 \cdot 5,08}{2} = 9,718 \text{ kN}$$

Obliczeniowa nośność na ścinanie bez zbrojenia na ścinanie:

Do podpory skrajnej doprowadzono 1 pręt $\phi 18$

$$A_{sl} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{6,0 \cdot 20,5} = 0,02 < 0,02$$

[EC2, pkt. 6.2.2]

Współczynniki pomocnicze

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,129$$

[EC2, pkt. 6.2.2]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,99 < 2,0 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

przyjęto: $k = 1,99$

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d = \left[0,129 \cdot 1,99 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 60 \cdot 205 = 9,11 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.a]}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,99^{3/2} \cdot 12^{1/2} = 0,340 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

$$V_{Rd,c2} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0,340 \cdot 60 \cdot 205 = 4,18 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.b]}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c1} \right\} = \max \left\{ 9,11 \right\} = 9,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 9,718 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 9,11 \text{ kN}$$

Zbrojenie na ścinanie jest wymagane

Długość odcinka drugiego rodzaju

$$l_t = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{g + q} = \frac{9,718 - 9,11}{2,111 \cdot 1,35 + 0,93 \cdot 0,7 \cdot 1,5} = 0,16 \text{ m}$$

Przyjęto

$$\cot \emptyset = 1,75$$

Rozstaw strzemion

$$s \leq \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \emptyset}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot 10^{-5} \cdot 0,9 \cdot 0,205 \cdot 208,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75}{9,718} = 0,04 \text{ m}$$

Sprawdzenie nośności ze względu na ściskanie betonu

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$v_l = 0,6$$

Nośność krzyżulca betonowego

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \emptyset + \tan \emptyset} = \frac{1,0 \cdot 0,06 \cdot 0,9 \cdot 0,205 \cdot 0,6 \cdot 8570}{1,75 + 0,571} = 24,52 \text{ kN} > V_{Ed}$$
$$= 9,60 \text{ kN}$$

[EC2, wz. 6.9]

Rozstaw minimalny

$$s \geq 5 \text{ cm}$$

Rozstaw maksymalny

$$s \leq s_{l,max} = 0,75d = 0,75 * 20,5 = 15,38 \text{ cm [EC2, wz. 9.6N]}$$

Przyjęto rozstaw – na podstawie dokumentacji archiwalnej projektu plebanii

$$s = 18 \text{ cm}$$

Nośność zbrojenia na ścinanie

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \phi}{s} = \frac{2 * 0,283 * 10^{-5} * 0,9 * 0,205 * 208,7 * 10^3 * 1,75}{0,18} \\ = 2,119 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 9,718 \text{ kN} > V_{Rd,s} = 2,119 \text{ kN}$$

Nośność na ścinanie zostanie przekroczona

Zbrojenie na ścinanie – odcinek pierwszego rodzaju

Przyjęto strzemiona

Ø6 A-1 St3SX co 18 cm

Rozstaw minimalny

$$s \geq 5 \text{ cm}$$

Rozstaw maksymalny

$$s \leq s_{l,max} = 0,75d = 0,75 * 20,5 = 15,38 \text{ cm [EC2, wz. 9.6N]}$$

Przyjęto rozstaw – na podstawie dokumentacji archiwalnej projektu plebanii

$$s = 18 \text{ cm}$$

Sprawdzenie minimalnego stopnia zbrojenia

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{2 * 0,283}{18 * 6} = 0,005 \\ \rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{12}}{208,7} = 0,001 < \rho_w = 0,005$$

Uwaga!

Na podstawie obliczeń stwierdzono, że istniejące żebro stropu Ackermana po obciążeniu dodatkowymi warstwami stropu nie spełni warunków wytrzymałości w stanie granicznym nośności **SGN** – nośność zostanie przekroczona o **21%**. Obliczeń dotyczących stanu granicznego użytkowalności **SGU** nie przeprowadzono, ze względu na powyższe przekroczenie nośności. Sprawdzenie **SGU** zostało przeprowadzone dla istniejących obciążeń w punkcie 7.7.

9. ŻEBRO STALOWE W PUSTAKU ACKERMANA

ŻEBRO STALOWE	
1) Przekrój	
Profil	HEA160
Wymiary(mm)	h = 152.00 b = 160.00 tw = 6.00 tf = 9.00 r = 15.00 r1 = 0.00
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 3877.00 Avy = 3096.00 Avz = 1321.00
Bezwładność(mm4)	It = 121900 Iy = 1.673e+007 Iz = 6.156e+006
Bezwładność(mm6)	Iw = 3.1471e+010
Moduły(mm3)	Wply = 245100 Wplz = 117600
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	fy = 235.000 MPa fu = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Pas dolny : Klasa 1 Środek : Klasa 1 Pas górny : Klasa 1 Przekrój : Klasa 1
3) Ugięcia	
Kryterium 1	Nr przypadku 110 : 1x[1 G]+1x[2 Q] $L/214 < L/200$ (93%)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.3)	Nr przypadku 108 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q], Siatka nr 1.1 Fx < Npl : 0.000 < 911.095 kN (0 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 104 : 1.35x[1 G]+1.05x[2 Q], Siatka nr 1.1 Fz < Vplz : 30.431 < 179.230 kN (17 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 104 : 1.35x[1 G]+1.05x[2 Q], Siatka nr 1.26 MyEd < MyRk : 38.647 < 57.598 kN*m (67 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.1)	Nr przypadku 104 : 1.35x[1 G]+1.05x[2 Q], Siatka nr 1.26 $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1$ (6.12) : $0.67097 < 1$ (67%)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 104 : 1.35x[1 G]+1.05x[2 Q], Siatka nr 1.26 2/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	Lfz = 5080.0 mm λy = 0.823 Krzywa b αy = 0.34 Φy = 0.95 χy = 0.710 Ncry = 1343.654 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	Lfy = 5080.0 mm λz = 1.357 Krzywa c αz = 0.49 Φz = 1.70 χz = 0.365 Ncrz = 494.413 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	Ldi = 5080.0 mm Lds = 5080.0 mm C1 = 1.130 C2 = 0.450 zg = 76.0 mm kz = 1.000 kw = 1.000 Mcr = 71.317 kN*m λLT = 0.899 Krzywa b αLT = 0.34 ΦLT = 0.89 χLT = 0.761
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	Cmy = 0.95 Cnz = 0.90 CmLT = 0.95
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	kyy = 1.00 kyz = 1.00 kzy = 1.00 kzz = 1.00
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.00 + 0.88 + 0.00 = 0.88 < 1.00 (88%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.00 + 0.88 + 0.00 = 0.88 < 1.00 (88%)

Uwaga!

Obliczenia wykonano przy założeniu, że całe obciążenie przejmą belki stalowe. W przypadku oparcia belek stalowych na istniejących podciągach, przed rozpoczęciem prac montażowych należy zweryfikować położenie, wymiary przekroju poprzecznego oraz nośność istniejących podciągów żelbetowych.

10. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI DACHU KOŚCIOŁA

10.1. Pas górny kratownicy w części środkowej dźwigara

PAS GÓRNY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 100x100x12	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L100x100x12 L100x100x12 -112.00 -100.00 1
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 4542.90 Avy = 2000.00 Avz = 2000.00
Bezwładność(mm ⁴)	It = 202752 Iy = 6.2416e+006 Iz = 7.55005e+006
Bezwładność(mm ⁶)	Iw = 0
Moduły(mm ³)	Welyinf = 124771 Welysup = 124771 Welzinf = 134764 Welzsup = 134764
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	fy = 235.000 MPa fu = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
3) Ugięcia	
Kryterium 1	Nr przypadku 246 : 1x[1 G]+1x[2 Q]+0.5x[3 Sng]+0.6x[5 WX+D] L/890 < L/250 (28 %)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 64.38 - Klasa 3 Fx < Npl : 484.898 < 1067.582 kN (45 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku 206 : 1.1475x[1 G]+1.5x[3 Sng]+0.9x[13 WY+D], Siatka nr 64.38 Fy < Vply : 4.848 < 271.355 kN (2 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 64.38 Fz < Vplz : 14.120 < 271.355 kN (5 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 64.38 MyEd < MyRk : 1.696 < 29.321 kN*m (6 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 64.8 MzEd < MzRk : 1.194 < 31.669 kN*m (4 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 64.38 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : 0.52050 < 1 \text{ (52 \%)}$
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 64.38 4/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	Lfz = 3009.0 mm λy = 0.864 Krzywa d αy = 0.76 Φy = 1.13 χy = 0.541 Ncry = 1428.797 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	Lfy = 3009.0 mm λz = 0.786 Krzywa d αz = 0.76 Φz = 1.03 χz = 0.588 Ncrz = 1728.321 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	Cmy = 1.00 Cmz = 1.00 CmLT = 1.00
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	kyy = 1.50 kyz = 1.46 kzy = 1.20 kzz = 1.46
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.84 + 0.08 + 0.02 = 0.94 < 1.00 (94%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.77 + 0.07 + 0.02 = 0.85 < 1.00 (85%)

10.2. Pas górny kratownicy w części skrajnej dźwigara

PAS GÓRNY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 150x150x12	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L150x150x12 L150x150x12 -162.00 150.00 3
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 6966.94 Avy = 3000.00 Avz = 3000.00
Bezwładność(mm4)	It = 317952 Iy = 2.30826e+007 Iz = 2.61592e+007
Bezwładność(mm6)	Iw = 0
Moduły(mm3)	Welyinf = 306992 Welysup = 306992 Welzinf = 322199 Welzsup = 322199
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 76.56 - Klasa 3 F _x < N _{pl} : 455.210 < 1637.230 kN (28 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 76.40 F _y < V _{ply} : 1.166 < 407.032 kN (0 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 76.11 F _z < V _{plz} : 2.561 < 407.032 kN (1 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 76.25 M _{yEd} < M _{yRk} : 2.751 < 72.143 kN*m (4 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 76.26 M _{zEd} < M _{zRk} : 2.118 < 75.717 kN*m (3 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 76.56 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1$ (6.42) : 0.32768 < 1 (33 %)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 76.56 0/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 3009.0 mm λ _y = 0.557 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 0.79 χ _y = 0.740 N _{cry} = 5283.962 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 3009.0 mm λ _z = 0.523 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 0.76 χ _z = 0.763 N _{crz} = 5988.246 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.99 C _{mz} = 1.00 C _{mLT} = 0.99
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.22 k _{yz} = 1.22 k _{zy} = 0.98 k _{zz} = 1.22
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.38 + 0.04 + 0.02 = 0.44 < 1.00 (44%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.36 + 0.03 + 0.02 = 0.42 < 1.00 (42%)

10.3. Pas dolny kratownicy w części skrajnej dźwigara

PAS DOLNY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 150x150x12	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L150x150x12 L150x150x12 -162.00 150.00 3
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 6966.94 Avy = 3000.00 Avz = 3000.00
Bezwładność(mm ⁴)	It = 317952 Iy = 2.30826e+007 Iz = 2.61592e+007
Bezwładność(mm ⁶)	Iw = 0
Moduły(mm ³)	Welyinf = 306992 Welysup = 306992 Welzinf = 322199 Welzsup = 322199
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.3)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 83.1 - Klasa 3 F _x < N _{pl} : 479.948 < 1637.230 kN (29 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 83.24 F _y < V _{ply} : 0.180 < 407.032 kN (0 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 152 : 1.35x[1 G]+0.9x[9 WX-D]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 83.38 F _z < V _{plz} : 2.251 < 407.032 kN (1 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 158 : 1.35x[1 G]+0.9x[14 WY+S2], Siatka nr 83.38 M _{yEd} < M _{yRk} : 2.005 < 72.143 kN*m (3 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 83.9 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.563 < 75.717 kN*m (1 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 83.8 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1$ (6.42) : 0.30892 < 1 (31 %)
Skręcanie (6.2.7)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $M_x < W_t \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}}$: niewykonane (-)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 83.8 4/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 6000.0 mm λ _y = 1.110 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 1.46 χ _y = 1.000 N _{cry} = 1328.928 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 6000.0 mm λ _z = 1.043 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 1.36 χ _z = 1.000 N _{crz} = 1506.057 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.98 C _{mz} = 0.90 C _{mLT} = 0.98
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.18 k _{yz} = 1.07 k _{zy} = 0.94 k _{zz} = 1.07
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.29 + 0.01 + 0.01 = 0.31 < 1.00 (31%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.29 + 0.01 + 0.01 = 0.31 < 1.00 (31%)

10.4. Pas dolny kratownicy – podwójny kątownik lr 100x100x8

PAS DOLNY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 100x100x8	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L100x100x8 L100x100x8 108.00 -100.00 2 0 0
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 3102.45 Avy = 1441.67 Avz = 1441.67
Bezwładność(mm4)	It = 64102.7 Iy = 4.52979e+006 Iz = 5.1404e+006
Bezwładność(mm6)	Iw = 0
Moduły(mm3)	Welyinf = 90589.9 Welysup = 90429 Welzinf = 95031.2 Welzsup = 95185.8
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
3) Ugięcia	
Kryterium 1	Nr przypadku 250 : 1x[1 G]+1x[2 Q]+0.5x[3 Sng]+0.6x[17 WY-D] L/890 < L/250 (28 %)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.3)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.23 - Klasa 3 F _x < N _{pl} : 480.870 < 729.076 kN (66 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.1 F _y < V _{ply} : 0.107 < 195.601 kN (0 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 164 : 1.35x[1 G]+0.9x[17 WY-D]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 84.23 F _z < V _{plz} : 0.986 < 195.601 kN (1 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.7 M _{yEd} < M _{yRk} : 0.872 < 21.251 kN*m (4 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.1 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.525 < 22.332 kN*m (2 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.5 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1$ (6.42) : 0.71879 < 1 (72 %)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 84.6 3/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 6000.0 mm λ _y = 1.672 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 2.46 χ _y = 1.000 N _{cry} = 260.792 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 6000.0 mm λ _z = 1.570 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 2.25 χ _z = 1.000 N _{crz} = 295.947 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 1.00 C _{mz} = 0.40 C _{mLT} = 1.00
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.66 k _{yz} = 0.65 k _{zy} = 1.33 k _{zz} = 0.65
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.66 + 0.07 + 0.01 = 0.74 < 1.00 (74%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.66 + 0.05 + 0.01 = 0.73 < 1.00 (73%)

10.5. Słupek kratownicy – podwójny kątownik lr 50x50x5

SŁUPEK KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 50x50x5	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L50x50x5 L50x50x5 0.00 0.00 1 0 0 0.06
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 960.26 $A_{vy} = 448.33$ $A_{vz} = 448.33$
Bezwładność(mm4)	$I_t = 7320$ $I_y = 411757$ $I_z = 411757$
Bezwładność(mm6)	$I_w = 0$
Moduły(mm3)	$W_{elynf} = 8234.52$ $W_{elysup} = 8245.53$ $W_{elzinf} = 8245.53$ $W_{elzsup} = 8234.52$
Materiał	S235 $E = 210000$ MPa $\nu = 0.3$ $G = 80800$ MPa
Gatunek	$f_y = 235.000$ MPa $f_u = 360.000$ MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 196 : $1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D]$, Siatka nr 61.1 - Klasa 3 $F_x < N_{pl} : 25.677 < 225.661$ kN (11 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $F_y < V_{ply}$: niewykonane (-)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $F_z < V_{plz}$: niewykonane (-)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 236 : $1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng]$, Siatka nr 61.1 $M_{yEd} < M_{yRk} : 0.000 < 1.935$ kN*m (0 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : $1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng]$, Siatka nr 61.1 $M_{zEd} < M_{zRk} : 0.000 < 1.935$ kN*m (0 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $\left(\frac{M_{yEd}}{M_{NyRd}}\right)^a + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{NzRd}}\right)^b < 1 \quad (6.41)$ $\left(\frac{0.000}{0.000}\right)^{0.00} + \left(\frac{0.000}{0.000}\right)^{0.00} = : \text{niewykonane (-)}$
Skręcanie (6.2.7)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $M_x < W_t \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} : \text{niewykonane (-)}$
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : $1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D]$, Siatka nr 61.1 0/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	$L_{fy} = 3760.6$ mm $\lambda_y = 1.934$ Krzywa d $\alpha_y = 0.76$ $\Phi_y = 3.03$ $\chi_y = 0.187$ $N_{cry} = 60.344$ kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	$L_{fz} = 3760.6$ mm $\lambda_z = 1.934$ Krzywa d $\alpha_z = 0.76$ $\Phi_z = 3.03$ $\chi_z = 0.187$ $N_{crz} = 60.344$ kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	$C_{my} = 0.90$ $C_{mz} = 0.90$ $C_{mLT} = 0.90$
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	$k_{yy} = 1.54$ $k_{yz} = 0.00$ $k_{zy} = 0.00$ $k_{zz} = 1.54$
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.61 + 0.00 + 0.00 = 0.61 < 1.00 (61%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.61 + 0.00 + 0.00 = 0.61 < 1.00 (61%)

10.6. Krzyżulec podporowy kratownicy – podwójny ceownik UPN 100

KRZYŻULEC PODPOROWY KRATOWNICY – PODWÓJNY CEOWNIK UPN 100	
1) Przekrój	
Profil	CS6 UPN100 UPN100 69.01 0.00 0 0 0
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 2729.01 Avy = 1700.00 Avz = 1298.26
Bezwładność(mm ⁴)	It = 56454.7 Iy = 4.17883e+006 Iz = 7.44784e+006
Bezwładność(mm ⁶)	Iw = 0
Moduły(mm ³)	Wply = 83576.5 Wplz = 89952
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 2 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 88.16 - Klasa 2 F _x < N _{pl} : 231.465 < 641.317 kN (36 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, F _y < V _{ply} : niewykonane (-)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 88.1 F _z < V _{plz} : 0.284 < 176.144 kN (0 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 88.9 M _{yEd} < M _{yRk} : 0.230 < 19.640 kN*m (1 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : 1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 88.1 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.000 < 21.139 kN*m (0 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.1)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 88.9 $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1$ (6.12) : 0.01172 < 1 (1 %)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 88.9 1/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 3248.4 mm λ _y = 0.884 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 1.15 χ _y = 0.530 N _{cry} = 820.783 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 3248.4 mm λ _z = 0.662 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 0.89 χ _z = 0.668 N _{cruz} = 1462.865 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.95 C _{mz} = 0.90 C _{mLT} = 0.95
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.39 k _{yz} = 0.00 k _{zy} = 0.00 k _{zz} = 1.25
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.68 + 0.01 + 0.00 = 0.69 < 1.00 (69%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.54 + 0.00 + 0.00 = 0.54 < 1.00 (54%)

10.7. Krzyżulec zapodporowy kratownicy – podwójny kątownik LR 65x65x7

KRZYŻULEC ZAPODPOROWY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 65x65x7	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L65x65x7 L65x65x7 80.00 0.00 1 0 0 0.06
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 1739.69 A _{vy} = 813.17 A _{vz} = 813.17
Bezwładność(mm ⁴)	I _t = 25842.7 I _y = 680836 I _z = 6.62266e+006
Bezwładność(mm ⁶)	I _w = 0
Moduły(mm ³)	W _{elyinf} = 14623.4 W _{elysup} = 36918.2 W _{elzinf} = 63087.9 W _{elzsup} = 63058
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.3)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 81.1 - Klasa 3 F _x < N _{pl} : 205.309 < 408.827 kN (50 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, F _y < V _{ply} : niewykonane (-)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 81.20 F _z < V _{plz} : 0.271 < 110.328 kN (0 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 81.11 M _{yEd} < M _{yRk} : 0.267 < 3.436 kN*m (8 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : 1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 81.1 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.000 < 14.819 kN*m (0 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 81.11 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1$ (6.42) : 0.56786 < 1 (57 %)
Skręcanie (6.2.7)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $M_x < W_t \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}}$: niewykonane (-)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 81.11 0/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 3944.1 mm λ _y = 2.123 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 3.48 χ _y = 1.000 N _{cr} y = 90.711 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 3944.1 mm λ _z = 0.681 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 0.91 χ _z = 1.000 N _{cr} z = 882.364 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.95 C _{mz} = 0.90 C _{mLT} = 0.95
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.56 k _{yz} = 0.00 k _{zy} = 0.00 k _{zz} = 1.17
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.50 + 0.10 + 0.00 = 0.60 < 1.00 (60%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.50 + 0.00 + 0.00 = 0.50 < 1.00 (50%)

10.8. Krzyżulec pośredni ściskany kratownicy – podwójny ceownik C80

KRZYŻULEC POŚREDNI ŚCISKANY KRATOWNICY – PODWÓJNY CEOWNIK C80	
1) Przekrój	
Profil	CS6 C 80 C 80 -50.00 0.00 3 0 0
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 2262.94 Avy = 1440.00 Avz = 1046.94
Bezwładność(mm4)	It = 43502.7 Iy = 2.18634e+006 Iz = 4.1556e+006
Bezwładność(mm6)	Iw = 0
Moduły(mm3)	Wply = 54658.4 Wplz = 59365.7
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	fy = 235.000 MPa fu = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 2 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 85.21 - Klasa 2 $F_x < N_{pl} : 143.752 < 531.790 \text{ kN} (27 \%)$
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $F_y < V_{ply} : \text{niewykonane} (-)$
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 85.21 $F_z < V_{plz} : 0.353 < 142.046 \text{ kN} (0 \%)$
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 85.11 $M_{yEd} < M_{yRk} : 0.377 < 12.845 \text{ kN}\cdot\text{m} (3 \%)$
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : 1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 85.1 $M_{zEd} < M_{zRk} : 0.000 < 13.951 \text{ kN}\cdot\text{m} (0 \%)$
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.1)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 85.11 $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1 (6.12) : 0.02933 < 1 (3 \%)$
Skręcanie (6.2.7)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $M_x < W_t \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} : \text{niewykonane} (-)$
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 85.11 3/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	Lfz = 4271.2 mm $\lambda_y = 1.463$ Krzywa d $\alpha_y = 0.76$ $\Phi_y = 2.05$ $\chi_y = 0.287$ Ncry = 248.387 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	Lfy = 4271.2 mm $\lambda_z = 1.061$ Krzywa d $\alpha_z = 0.76$ $\Phi_z = 1.39$ $\chi_z = 0.437$ Ncrz = 472.113 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	$C_{my} = 0.95$ $C_{mz} = 0.90$ $C_{mLT} = 0.95$
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	$k_{yy} = 1.66$ $k_{yz} = 0.00$ $k_{zy} = 0.00$ $k_{zz} = 1.68$
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.94 + 0.04 + 0.00 = 0.98 < 1.00 (98%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.62 + 0.00 + 0.00 = 0.62 < 1.00 (62%)

10.9. Krzyżulec pośredni rozciągany kratownicy – podwójny kątownik LR 60x60x6

KRZYŻULEC POŚREDNI ROZCIĄGANY KRATOWNICY – PODWÓJNY KĄTOWNIK LR 60x60x6	
1) Przekrój	
Profil	CS7 L60x60x6 L60x60x6 -50.00 0.00 3 0 0 0.09
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 1381.87 Avy = 645.50 Avz = 645.50
Bezwładność(mm ⁴)	It = 15186 Iy = 463930 Iz = 2.88998e+006
Bezwładność(mm ⁶)	Iw = 0
Moduły(mm ³)	Welyinf = 10764.1 Welysup = 27447.6 Welzinf = 34001.4 Welzsup = 33999
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.3)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 72.1 - Klasa 3 F _x < N _{pl} : 84.785 < 324.739 kN (26 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, F _y < V _{ply} : niewykonane (-)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 72.1 F _z < V _{plz} : 0.215 < 87.580 kN (0 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 72.11 M _{yEd} < M _{yRk} : 0.230 < 2.530 kN*m (9 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : 1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 72.1 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.000 < 7.990 kN*m (0 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.2)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 72.11 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : 0.33781 < 1 \text{ (34 \%)}$ $\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$
Skręcanie (6.2.7)	Nr przypadku -, Siatka nr -, $M_x < W_t \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} : \text{niewykonane (-)}$ $\frac{F_y}{\gamma_{M0}}$
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 72.11 2/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 4271.2 mm λ _y = 2.482 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 4.45 χ _y = 1.000 N _{crz} = 52.707 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 4271.2 mm λ _z = 0.995 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 1.30 χ _z = 1.000 N _{crz} = 328.327 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.95 C _{mz} = 0.90 C _{mLT} = 0.95
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.32 k _{yz} = 0.00 k _{zy} = 0.00 k _{zz} = 1.04
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.26 + 0.10 + 0.00 = 0.36 < 1.00 (36%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.26 + 0.00 + 0.00 = 0.26 < 1.00 (26%)

10.10. Krzyżulec pośredni ściskany kratownicy – podwójny ceownik C65

KRZYŻULEC POŚREDNI ŚCISKANY KRATOWNICY – PODWÓJNY CEOWNIK C65	
1) Przekrój	
Profil	CS6 C 65 C 65 -50.00 0.00 3 0 0
Wymiary(mm)	
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 1858.29 A _{vy} = 1260.00 A _{vz} = 793.29
Bezwładność(mm ⁴)	I _t = 31756.3 I _y = 1.18832e+006 I _z = 3.32638e+006
Bezwładność(mm ⁶)	I _w = 0
Moduły(mm ³)	W _{ply} = 36563.8 W _{plz} = 49647.5
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	f _y = 235.000 MPa f _u = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 2 (Wartość użytkownika)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 190 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[9 WX-D], Siatka nr 79.23 - Klasa 2 F _x < N _{pl} : 39.910 < 436.697 kN (9 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku -, Siatka nr -, F _y < V _{ply} : niewykonane (-)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 79.1 F _z < V _{plz} : 0.290 < 107.631 kN (0 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 79.12 M _{yEd} < M _{yRk} : 0.335 < 8.592 kN*m (4 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 236 : 1.1475x[1 G]+1.5x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 79.1 M _{zEd} < M _{zRk} : 0.000 < 11.667 kN*m (0 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.1)	Nr przypadku 168 : 1.35x[1 G]+0.9x[18 WY-S2]+0.75x[3 Sng], Siatka nr 79.12 $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1$ (6.12) : 0.03898 < 1 (4 %)
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 190 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[9 WX-D], Siatka nr 79.12 4/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	L _{fz} = 4625.4 mm λ _y = 1.948 Krzywa d α _y = 0.76 Φ _y = 3.06 χ _y = 0.184 N _{cry} = 115.122 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	L _{fy} = 4625.4 mm λ _z = 1.164 Krzywa d α _z = 0.76 Φ _z = 1.54 χ _z = 0.391 N _{crz} = 322.253 kN
Zwichrzenie (6.3.2.1)	niewykonane (-)
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	C _{my} = 0.95 C _{mz} = 0.90 C _{mLT} = 0.95
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	k _{yy} = 1.32 k _{yz} = 0.00 k _{zy} = 0.00 k _{zz} = 1.19
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.49 + 0.04 + 0.00 = 0.54 < 1.00 (54%)
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{MI}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{MI}}} \leq 1.00$ 0.23 + 0.00 + 0.00 = 0.23 < 1.00 (23%)

Uwaga!

Nośność dźwigara kratowego jest wystarczająca. Konstrukcję wsporczą pod moduły fotowoltaiczne należy lokalizować zgodnie z rysunkiem rzutu konstrukcji dachu.

10.11. Płatew dachowa - dwuteownik IPN 160

PŁATEW DACHOWA - DWUTEOWNIK IPN 160	
1) Przekrój	
Profil	IPN160
Wymiary(mm)	h = 160.00 b = 74.00 tw = 6.30 tf = 9.50 r = 6.30 r1 = 3.80
Przekroje(mm2)	Powierzchnia = 2280.00 Avy = 1525.07 Avz = 1053.55
Bezwładność(mm4)	It = 65700 Iy = 9.35e+006 Iz = 547000
Bezwładność(mm6)	Iw = 3.09742e+009
Moduły(mm3)	Wply = 136000 Wplz = 24900
Materiał	S235 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Gatunek	fy = 235.000 MPa fu = 360.000 MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Pas dolny : Klasa 1 Środek : Klasa 1 Pas górny : Klasa 1 Przekrój : Klasa 1
3) Ugięcia	
Kryterium 1	Nr przypadku 250 : 1x[1 G]+1x[2 Q]+0.5x[3 Sng]+0.6x[17 WY-D] L/1966 < L/200 (10 %)
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 192 : 4NL, Siatka nr 217.60 Fx < Npl : 44.900 < 535.800 kN (8 %)
Ścinanie w kierunku y (6.2.6)	Nr przypadku 198 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[18 WY-S2], Siatka nr 217.146 Fy < Vply : 1.189 < 206.917 kN (1 %)
Ścinanie w kierunku z (6.2.6)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 217.146 Fz < Vplz : 16.520 < 142.943 kN (12 %)
Zginanie /yy (6.2.5)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 217.146 MyEd < MyRk : 12.549 < 31.960 kN*m (39 %)
Zginanie /zz (6.2.5)	Nr przypadku 198 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[18 WY-S2], Siatka nr 217.146 MzEd < MzRk : 1.203 < 5.851 kN*m (21 %)
Złożone zginanie ukośne (6.2.9.1)	Nr przypadku 188 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[5 WX+D], Siatka nr 217.146 $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1 \text{ (6.12) : } 0.39266 < 1 \text{ (39 \%)}$
5) Stateczność elementu	
Przypadek niekorzystny	Nr przypadku 196 : 1.1475x[1 G]+1.5x[2 Q]+0.75x[3 Sng]+0.9x[17 WY-D], Siatka nr 217.161 3/4
Wyboczenie /yy (6.3.1)	Lfz = 5080.0 mm λy = 0.845 Krzywa a αy = 0.21 Φy = 0.92 χy = 1.000 Ncry = 750.937 kN
Wyboczenie /zz (6.3.1)	Lfy = 0.0 mm λz = 0.000 Krzywa - αz = 0.00 Φz = 1.00 χz = 1.000 Ncrz = 1.#IO kN
Zwicherungie (6.3.2.1)	Ldi = 2590.0 mm Lds = 5080.0 mm C1 = 1.251 C2 = 0.708 zg = 80.0 mm kz = 1.000 kw = 1.000 Mcr = 16.681 kN*m λLT = 1.384 Krzywa b αLT = 0.34 ΦLT = 1.66 χLT = 0.388
Warunek pomocniczy (Tabela B3)	Cmy = 0.90 Cnz = 0.95 CmLT = 0.90
Współczynniki interakcji (Załącznik B)	kyy = 0.90 kyz = 0.57 kzy = 0.60 kzz = 0.95
Sprawdzenie (6.61)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.88 + 0.07 = 0.95 < 1.00 \text{ (95\%)}$
Sprawdzenie (6.62)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.59 + 0.11 = 0.70 < 1.00 \text{ (70\%)}$

Uwaga!

Z uwagi na brak dokumentacji dotyczącej płatwi dachowych, przyjęto do sprawdzenia nośności dwuteownik IPN 160. Jest to minimalny przekrój jaki spełnia warunki nośności. Podczas prac remontowych należy zweryfikować wymiary przekroju poprzecznego kształtownika, z którego wykonana jest pławew. Na podstawie obliczeń stwierdza się, że pławie można obciążyć dodatkowym balastem stosowanym do obciążania konstrukcji wsporczej modułów fotowoltaicznych, jedynie w okolicach oparcia na pasie górnym wiązara. Zaleca się zastosowanie kotwienia konstrukcji wsporczej w sposób mechaniczny bezpośrednio do istniejących płatwi lub z zastosowaniem dodatkowej podkonstrukcji z kształtowników stalowych. Po zweryfikowaniu wymiarów przekroju poprzecznego należy ponownie określić nośność kształtownika.

10.12. Stężenie połaciowe poprzeczne – LR 40x40x4

STĘŻENIE POŁACIOWE POPRZECZNE – LR 40x40x4	
1) Przekrój	
Profil	L40x40x4
Wymiary(mm)	$h = 40.00$ $t = 4.00$ $r = 6.00$ $r_l = 3.00$
Przekroje(mm ²)	Powierzchnia = 308.00 $A_{vy} = 154.00$ $A_{vz} = 154.00$
Bezwładność(mm ⁴)	$I_t = 1460$ $I_y = 44700$ $I_z = 44700$
Bezwładność(mm ⁶)	$I_w = 0$
Moduły(mm ³)	$W_{elyinf} = 3991$ $W_{elysup} = 1550$ $W_{elzinf} = 3991$ $W_{elzsup} = 1550$
Materiał	S235 $E = 210000$ MPa $\nu = 0.3$ $G = 80800$ MPa
Gatunek	$f_y = 235.000$ MPa $f_u = 360.000$ MPa
2) Klasyfikacja przekroju	
Klasa	Przekrój : Klasa 3
4) Wytrzymałość przekroju	
Rozciąganie / Ściskanie (6.2.4)	Nr przypadku 206 : $1.1475x[1 G]+1.5x[3 Sng]+0.9x[13 WY+D]$, Siatka nr 632.1 $F_x < N_{pl} : 22.331 < 72.380$ kN (31 %)

Uwaga!

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe zostały przeprowadzone częściowo analitycznie a w części za pomocą oprogramowania do projektowania Advance Design. Przekroje poszczególnych kształtowników zostały przyjęte na podstawie dokumentacji archiwalnej a w przypadku jej braku na podstawie oględzin wnętrza budynku. Rozwiązania projektowe podlegają weryfikacji podczas robót remontowo-wzmacniających. W przypadku rozbieżności rozwiązań projektowych ze stanem istniejącym należy zawiadomić autorskie biuro projektowe w celu konsultacji i opracowania rozwiązań zamiennych. Detale rozwiązań dotyczących posadowienia instalacji fotowoltaicznej zostaną przedstawione przez wykonawcę na etapie projektu wykonawczego.

Podczas prac remontowych należy zweryfikować wymiary podciągów żelbetowych, na których będą opierane żebra stalowe, w celu ustalenia ich nośności.

11. WNIOSKI

11.1. Blacha trapezowa

Podczas robót remontowych oraz dociepleniowych połaci dachowej należy zweryfikować wysokość blachy oraz jej grubość. **Zabrania się obciążania blachy trapezowej w przęśle za pomocą balastu przewidzianego do konstrukcji wsporczej instalacji fotowoltaicznej.**

11.2. Strop Ackermana

W celu przeniesienia dodatkowych obciążeń od warstw jastrychu z ogrzewaniem podłogowym oraz warstwy wykończeniowej w postaci płytek marmurowych niezbędne jest wzmocnienie konstrukcji istniejących stropów Ackermana.

Bezwzględnie należy usunąć istniejące warstwy wykończeniowe (lastrico), aby odciążyć strop przed wykonaniem nowych warstw wykończeniowych. Dzięki temu obciążenie zostanie zmniejszone o około 50 kg na m².

Przed przystąpieniem do robót budowlanych należy przedstawić dokumentację zawierającą parametry stropu określone podczas odkrywek tj. wysokość pustaka, gr. nadbetonu, grubość warstw wykończeniowych oraz średnicę pręta zbrojeniowego w żebrze.

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonano dla przekroju stropu przyjętego na podstawie dokumentacji archiwalnej budynku plebanii, gdzie również zastosowano stropy Ackermana o nieznacznie większej rozpiętości. Powyższe obliczenia wykazały, iż wytrzymałość żeber stropowych jest niewystarczająca, nośność zarówno na zginanie, jak i na ścinanie zostanie przekroczona, z tego względu zdecydowano się na wzmocnienie stropu Ackermana za pomocą belek stalowych wstawionych w pustakach.

Na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dobrano belki stalowe HEA 160 ze stali S235JR mocowane między żebrami stropu Ackermana w co trzecim pustaku. Belki należy osadzać w gniazdach wyciętych w wieńcach oraz podciągach metodą bezudarową (nawiercanie, wycinanie tarczami). Minimalne oparcie belek na podporach żelbetowych wynosi 15 cm. Długość poszczególnych belek należy ustalać podczas montażu wg pomiarów wykonanych z natury. Po zamontowaniu i ustabilizowaniu dodatkowych belek należy szczelnie wypełnić przestrzeń wokół pustaków z belką zaprawą wysokiej wytrzymałości np. CERESIT CX-15 lub mieszanką betonową klasy min. C20/25.

Po wykonaniu robót konstrukcyjnych związanych ze wzmocnieniem stropu należy wykonać roboty wykończeniowe (jastrych, warstwy wykończeniowe, uzupełnianie tynków, malowanie).

Z uwagi na brak dokumentacji technicznej odnośnie do konstrukcji stropu budynku oraz ze względu na sprawdzenie stropu w losowym miejscu w czasie realizacji może wystąpić potrzeba wykonania dodatkowych odkrywek stropu, obliczeń statyczno-wytrzymałościowych oraz analizy rozwiązań projektowych w trakcie odkrywania elementów konstrukcyjnych.

Podczas realizacji robót budowlanych należy zapewnić odpowiedni nadzór, a w przypadku niezgodności założeń projektowych ze stanem istniejącym należy powiadomić autorskie biuro projektowe.

11.3. Żebro stalowe w pustaku Ackermana

Belki stalowe z dwuteownika HEA 160 ze stali S235JR zaprojektowano w schemacie belki wolnopodpartej. W celu prawidłowego przenoszenia obciążeń z górnych warstw stropu wbudowaną belkę stalową należy obetonować. Pomimo obetonowania zakłada się, że pas górny belki nie będzie zabezpieczony przed zwichrzeniem. Nośność belki z uwzględnieniem zwichrzenia jest wykorzystana w 88%. Ugięcie belek ograniczono do stosunku $L/200$. Z obliczeń otrzymano ugięcie $L/218=23$ mm. Obetonowanie belki spowoduje nieznaczne zwiększenie nośności, co nie zostało uwzględnione w obliczeniach i powoduje, że uzyskany wynik jest po stronie bezpiecznej.

11.4. Istniejące podciągi żelbetowe

W przypadku oparcia belek stalowych na istniejących podciągach, przed rozpoczęciem prac montażowych należy zweryfikować położenie, wymiary przekroju poprzecznego oraz nośność istniejących podciągów żelbetowych. Należy określić rozpiętości między podporami oraz zastosowane zbrojenie. Istniejące podciągi zostaną obciążone dodatkowymi siłami, które spowodują zwiększenie momentów zginających zarówno w przęśle jak i nad podporą. Weryfikacja podciągów nastąpi na etapie projektu wykonawczego na podstawie odkrywek oraz dodatkowych pomiarów wykonanych po skuciu tynku oraz warstw wykończeniowych.

11.5. Konstrukcja stalowa dachu

Na podstawie dokumentacji archiwalnej wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe istniejącej konstrukcji dachowej. Pas górny wykonano w części skrajnej dźwigara z kątowników równoramiennych 2xLR 150x150x12 spawanych w przekrój zamknięty oraz z kątowników równoramiennych 2xLR 100x100x12 w części środkowej dźwigara. Pas dolny wykonano w części skrajnej dźwigara z kątowników 2xLR 150x150x12 oraz z kątowników 2xLR 100x100x8 w części środkowej dźwigara. Słupki wykonano w z kątowników 2xLR 50x50x5. Krzyżulce podporowe (ściskane) wykonano z podwójnego ceownika C100, następnie zmniejszono przekrój do ceownika C60 w środkowej części

dźwigara. Krzyżulce rozciągane projektowano z kątowników o przekroju 2xLR 65x65x7 i zmniejszano do 2xLR 60x60x6. Na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stwierdza się, że nośność poszczególnych przekrojów kształtowników jest zapewniona. Maksymalne wyężenie pasa górnego w części środkowej wynosi 94%, pasa dolnego 74%, krzyżulca pośredniego 98% i słupka 61%. Stężenia połaciowe poprzeczne oraz tężniki międzywiązarowe wykonano z kątowników LR40x40x4.

Płatew

Z uwagi na brak dokumentacji dotyczącej płatwi dachowych, przyjęto do sprawdzenia nośności dwuteownik IPN 160. Jest to minimalny przekrój jaki spełnia warunki nośności. **Podczas prac remontowych należy zweryfikować wymiary przekroju poprzecznego kształtownika, z którego wykonana jest płatew.** Na podstawie obliczeń stwierdza się, że płatwie można obciążyć dodatkowym balastem stosowanym do obciążania konstrukcji wsporczej modułów fotowoltaicznych, jedynie w okolicach oparcia na pasie górnym wiązara. Zaleca się zastosowanie kotwienia konstrukcji wsporczej w sposób mechaniczny bezpośrednio do istniejących płatwi lub z zastosowaniem dodatkowej podkonstrukcji z kształtowników stalowych. Po zweryfikowaniu wymiarów przekroju poprzecznego należy ponownie określić nośność kształtownika.

11.6. Konstrukcja wsporcza instalacji fotowoltaicznej

Konstrukcję wsporczą pod moduły fotowoltaiczne należy umieścić w polach zaznaczonych na rys. K-01. Zaleca się zastosowanie systemowej konstrukcji wsporczej np. CORAB PB-068B o nachyleniu 15°. **Balast należy sytuować jedynie w miejscu oparcia płatwi na pasie górnym dźwigara dachowego. Zabrania się sytuowania balastu z bloczków betonowych w przęśle płatwi dachowej.**

12. ZESTAWIENIA

ZESTAWIENIE STALI KSZTAŁTOWEJ - BELKI STAŁOWE									
l.p.	Nazwa elementu	Symbol	Wymiary elementu			Liczba [szt.]	Ciężar 1 m.b. [kg]	Ciężar 1 elementu [kg]	Ciężar łączny [kg]
			Długość [mm]	Szerokość [mm]	Grubość [mm]				
1.	BELKA STAŁOWA STROPU	HEA 160	4980	-	-	220	30,4	151,39	33 306,24
STAL S235JR						Razem		[kg]	33 306,24

Uwaga!

Zestawienie stali zostało przedstawione w formie przybliżonej na podstawie szerokości wzmacnianych przęseł. Szczegółowe rozwiązania projektowe oraz zestawienia stali należy przedstawić w projekcie wykonawczym opracowanego na podstawie niniejszego projektu.

Toruń, maj 2021 r.
(miejscowość i data)

Projektant: mgr inż. Paweł Modrakowski
uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0117/PWOK/10

.....
(podpis i pieczęć)

Sprawdzający: mgr inż. Sławomir Mańka
uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej nr KUP/0003/POOK/10

.....
(podpis i pieczęć)