

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

PROJEKT KONSTRUKCYJNY .....	1
OŚWIADCZENIE PROJEKTANTÓW .....	3
UPRAWNIENIA PROJEKTANTÓW .....	4
OPIS KONSTRUKCYJNY .....	8
1. PODSTAWA OPRACOWANIA .....	8
2. WARUNKI LOKALIZACYJNE .....	8
2.1. Warunki gruntowo-wodne .....	8
3. WYMAGANIA BEZPIECZEŃSTWA BUDYNKU .....	9
4. DANE KONSTRUKCYJNO-MATERIAŁOWE .....	10
4.1. Fundamenty - istniejące .....	10
4.2. Ściany piwnic - istniejące .....	10
4.3. Strop nad piwnicą / parterem - istniejące .....	10
4.4. Strop pod dachem / nad piętrem - istniejące .....	10
4.5. Dach - istniejący .....	10
4.6. Ściany zewnętrzne nadziemna - istniejące .....	10
4.7. Ściany wewnętrzne - istniejące .....	11
4.8. Wieńce stropowe - istniejące .....	11
4.9. Belka żelbetowa nad schodami na parter - istniejące .....	11
4.10. Żebra pod ściankami działowymi - istniejące .....	11
4.11. Schody wewnętrzne - istniejące .....	11
4.12. Izolacje – projektowane .....	11
4.13. Konstrukcja instalacji fotowoltaicznej - projektowana .....	11
5. Warunki prowadzenia robót .....	12
OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE .....	13
1. NORMY ORAZ LITERATURA .....	13
2. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ .....	14
3. ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ ZEWNĘTRZNYCH .....	14
3.1. Obciążenia stałe .....	14
3.2. Obciążenie użytkowe stropu .....	14
3.3. Obciążenie śniegiem .....	15
3.4. Obciążenie wiatrem .....	15
3.5. Obciążenie użytkowe dachu .....	16
4. SCHEMATY STATYCZNE .....	16
5. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH .....	17
6. WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH .....	18
6.1. Sprawdzenie nośności dachowej płyty korytkowej .....	18
7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN ISTNIEJĄCY .....	20
7.1. Dane materiałowe .....	20
7.2. Wymiary przekroju poprzecznego .....	20
7.3. Zebranie obciążeń .....	21
7.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń .....	23
7.5. Wyniki obliczeń statycznych .....	24
7.6. Wymiarowanie zbrojenia – SGN .....	25
7.7. Sprawdzenie SGU .....	28
8. WNIOSKI .....	30
8.1. Płyty korytkowe .....	30
8.2. Żebro stropu Ackermana .....	30
CZĘŚĆ GRAFICZNA .....	32
RZUT KONSTRUKCJI DACHU - SCHEMAT LOKALIZACJI INSTALACJI FOTOWOLTAICZNEJ .....	32

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 Marcin 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,
  - wykonania nadzoru i 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

Bydgoszcz, dnia 22 grudnia 2010 r.

## DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 1 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

n a 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/OIB/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, eluzy 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

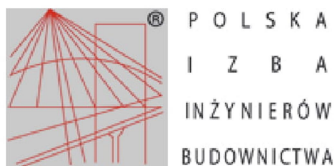
mgr inż. Jacek Kołodziej

inż. Wojciech Klatecki

inż. Franciszek Szypilski



Otrzymują:  
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.

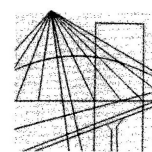
Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-01-03 roku przez:

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](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.





OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

KUJAWSKO  
POMORSKA  
OKRĘGOWA  
IZBA  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Sygn. akt: KUPOIIB/KK-0054-0028/10

Bydgoszcz, dnia 11 czerwca 2010 r.

## 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

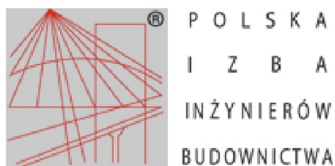
inż. Wojciech Klatecki

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](http://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
- Przepisy techniczno-budowlane
- Polskie Normy
- Niekompletna dokumentacja projektowa istniejącego budynku kościoła oraz plebanii
- Opinia stanu technicznego z lutego 2016 r.

Budynek plebanii zlokalizowany jest 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.

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**

Istniejący budynek plebanii jest obiektem podpiwniczonym piętrowym. Konstrukcję budynku stanowią fundamenty betonowe, wykonane z betonu klasy C12/15 (B15) i zbrojone stalą gładką oraz pod ścianami podłużnymi żelbetowe, wykonane na podłożu z chudego betonu C6/8, ściany piwnic murowane z cegły pełnej gr. 1,5 cegły, stropy gęstożebrowe typu Ackermana z pustaków gr. 18 cm oraz płytą gr. 6 cm. Ściany zewnętrzne trójwarstwowe, warstwa wewnętrzna nośna z cegły pełnej gr. 1 cegły, izolacja ze styropianu gr. 5 cm oraz oblicówka z cegły dziurawki zawieszona na ścianie nośnej za pomocą wieszaków z prętów. Schody płytowe oparte na belkach spocznikowych. Stropodach wykonano z płyt korytkowych zamkniętych typu DKZ, które oparto na ściankach ażurowych z cegły dziurawki. Ścianki ustawiono prostopadle do kierunku żeber stropowych Ackermana. Ściany wewnętrzne wykonano z cegły pełnej gr. 1,5 cegły.

Elementy konstrukcji zabezpieczone 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 betonowe, a pod ścianami środkowymi, podłużnymi i pod ścianą północną – żelbetowe, na podłożu z betonu C6/8 (B7,5). Ławy żelbetowe o szerokości 100, 120 oraz 180 cm, zbrojone prętami Ø12 i Ø16 mm ze stali A-I (St3SX) górą i dołem oraz strzemionami czterociętymi Ø6 i Ø8 mm.

### **4.2. Ściany piwnic - istniejące**

Ściany piwnic wykonano jako murowane z cegły pełnej, palonej o grubości 1,5 cegły. Do murowania użyto zaprawy cementowej o wytrzymałości 5 MPa, zarobionej przy użyciu plastyfikatora.

### **4.3. Strop nad piwnicą / parterem - istniejące**

Strop wykonano jako gęstożebrowy typu Ackermana z pustaków o wysokości 18 cm i płytą nadbetonu gr. 6,0 cm. Strop oparty na czterech ścianach – dwóch zewnętrznych i dwóch wewnętrznych podłużnych. Nad wejściem głównym oraz wrotami garażowymi od strony północnej wystaje wspornikowo daszek. Pod ścianki działowe usytuowano równoległe żebra stropowe. W traktach zewnętrznych stropu usytuowano po dwa żebra rozdzielcze w każdym prześle. W dokumentacji projektowej (pierwotnej) przyjęto przegubowe oparcie stropu na ścianach i nie uwzględniano ewentualnego częściowego zamocowania.

### **4.4. Strop pod dachem / nad piętrem - istniejące**

Strop wykonano jako gęstożebrowy typu Ackermana z pustaków o wysokości 18 cm i płytą nadbetonu gr. 5,0 cm.

### **4.5. Dach - istniejący**

Dach wykonano z dachowych płyt korytkowych zamkniętych. Płyty oparto na ściankach ażurowych z cegły dziurawki. Ścianki ażurowe oparto prostopadle do kierunku zeber stropowych. Do murowania ścianek ażurowych oraz do wypełnienia szczelin między płytami korytkowymi użyto zaprawy cementowej o wytrzymałości 8 MPa, zarobionej przy użyciu plastyfikatora.

### **4.6. Ściany zewnętrzne nadziemia - istniejące**

Ściany nadziemia wykonano jako murowane trójwarstwowe, warstwa wewnętrzna nośna z cegły pełnej, palonej o grubości 1 cegły, warstwa izolacyjna ze styropianu gr. 5,0 cm, warstwa licowa z cegły dziurawki podłużnej, zawieszanej na ścianie nośnej za pomocą wieszaków z prętów o średnicy 8 mm ze stali H13N4G9 (stal nierdzewna) w ilości 1 wieszak/m<sup>2</sup>. Do murowania użyto zaprawy cementowej o wytrzymałości 5 MPa (parter) i 3 MPa (piętro), zarobionej przy użyciu plastyfikatora.

#### **4.7. Ściany wewnętrzne - istniejące**

Ściany wewnętrzne wykonano z cegły pełnej, palonej gr. 1,5 cegły.

#### **4.8. Wieńce stropowe - istniejące**

Wieńce stropowe wykonano z betonu klasy C12/15 (B15) o wysokości 28 cm, zbrojone prętami 4Ø12 mm oraz strzemionami Ø6 mm w rozstawie 33 cm. Zastosowano stal zbrojeniową A-I (St3SX).

#### **4.9. Belka żelbetowa nad schodami na parter - istniejące**

Belkę żelbetową wykonano z betonu klasy C12/15 (B15) o przekroju 25x60 cm, zbrojone prętami 9Ø16 mm oraz strzemionami Ø8 mm w rozstawie 15 cm. Zastosowano stal zbrojeniową A-I (St3SX).

#### **4.10. Żebra pod ściankami działowymi - istniejące**

Belki żelbetowe wykonano z betonu klasy C12/15 (B15) o przekroju 12x49 cm, zbrojone prętami Ø16 mm oraz strzemionami Ø6 mm w rozstawie 15 i 30 cm. Zastosowano stal zbrojeniową A-I (St3SX).

#### **4.11. Schody wewnętrzne - istniejące**

Schody wykonano jako betonowe płytowe, oparte na belkach spocznikowych.

#### **4.12. Izolacje – projektowane**

Izolacja termiczna stropu nad piętrem – granulatu wełny mineralnej gr. 16 cm, termoizolacja ściany zewnętrznej ze styropianu gr. 15 cm.

#### **4.13. 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. Nie dopuszcza się obciążenia balastowego. Więcej informacji w punkcie 8.2.

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 użytkowalności 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 użytkowalności 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): 10,85 m

Pochylenie połaci plebanii 8% (4,58°)

## 3. ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ ZEWNĘTRZNYCH

### 3.1. Obciążenia stałe

*Obciążenia połaci dachowej plebanii*

OBCIĄŻENIA STAŁE NA PŁYTĘ DKZ				
Lp.	Wyszczególnienie	Grubość warstwy [m]	Ciężar w stanie powietrznosuchym [kN/m³]	Wartość charakterystyczna obciążenia [kN/m²]
1	2	3	4	5
Obciążenia stałe				
1	Papa na lepiku 3x	0,0156	10,0	0,156
2	Jastrych cementowy gr. 10 mm	0,010	21,0	0,210
3	Płyta DKZ 240x60x10	-	-	
4	Beton pachwinowy	0,003	24	0,08
5	Tynk cementowy	0,010	21,0	0,21
Razem g, kN/m²				0,66

$$g_{k,dach,plebania} = 0,66 \frac{kN}{m^2}$$

*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

$$g_{k,moduł} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

### 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 zebrań, poczekalniach, poczekalniach dworcowych.

Obciążenie użytkowe

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

Obciążenie użytkowe

$$q_{k,strop,pod\ dach} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

### 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

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

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

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

Wysokość nad poziomem gruntu

$$z = H_{cg} = 10,85 \text{ m}$$

Współczynnik ekspozycji w terenie kategorii 2

$$c_e(z) = 2,3 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 2,3 * \left(\frac{10,85}{10}\right)^{0,24} = 2,345$$

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,345 * 0,3025 = 0,709 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.5. Obciążenie użytkowe dachu

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

Obciążenie użytkowe

$$q_{k,d} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## 4. SCHEMATY STATYCZNE

Schematy statyczne:

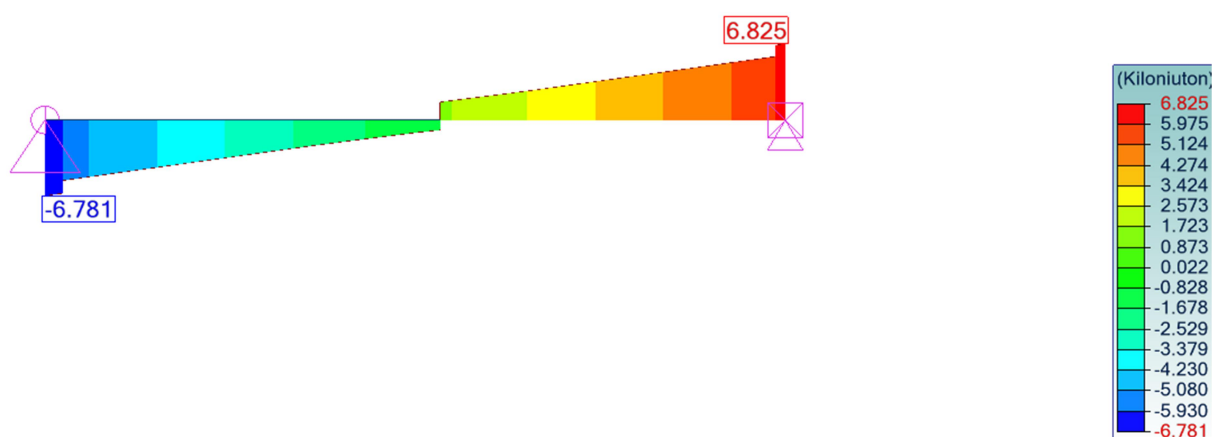
Płyty korytkowe dachowe – wolnopodparte jednoprzęsłowe o rozpiętości 1,8-2,7 m

Belki żelbetowe – belki wolnopodparte, oparte na ścianach

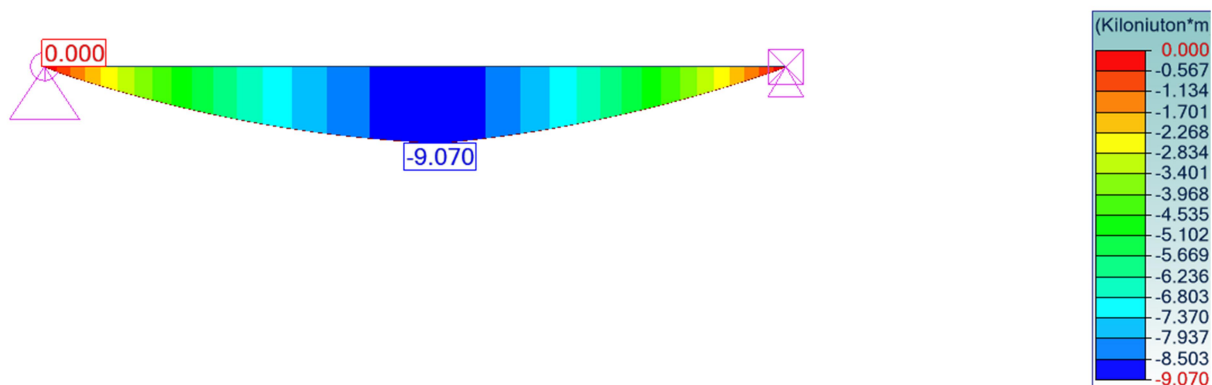
Stropy gęstożebrowe – żebro jako belka wolnopodparta, oparta na ścianach nośnych o rozpiętości 3,0-6,08 m



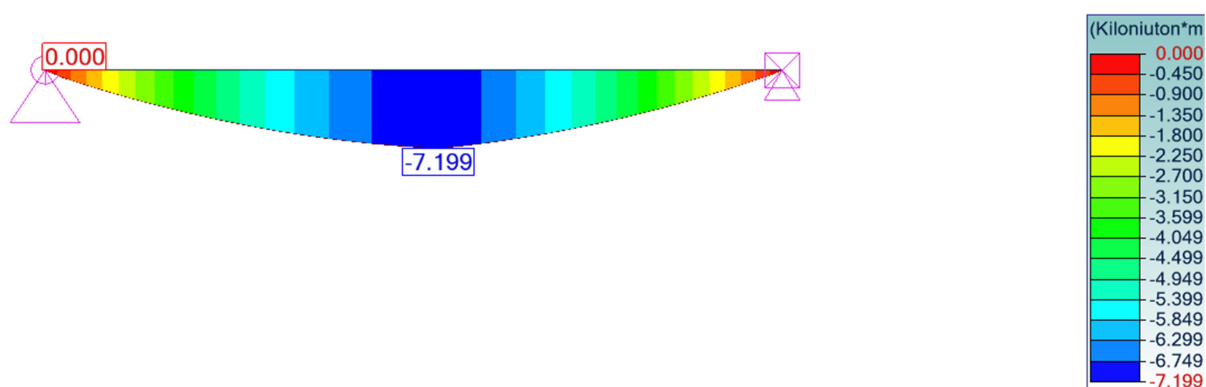
## 5. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH



Rysunek 1 Kombinacja maksymalnych sił tnących  $F_Z$  w żebrze stropowym



Rysunek 2 Kombinacja maksymalnego momentu zginającego  $M_Y$  względem osi y-y w żebrze stropowym



Rysunek 3 Kombinacja charakterystyczna momentu zginającego  $M_Y$  względem osi y-y w żebrze stropowym

## 6. WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

### 6.1. Sprawdzenie nośności dachowej płyty korytkowej

Obciążenia charakterystyczne stałe

$$g_{k,moduł} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,dach} = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne śniegiem

$$q_{k,śn} = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie charakterystyczne wiatrem

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

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*

Kombinacja 6.10a

$$\begin{aligned} q_{d,6.10.a} &= \gamma_g * g_k + \gamma_Q * (\psi_{0,u} * q_{k,u} + \psi_{0,śn} * q_{k,śn} + \psi_{0,w} * q_w) \\ &= 1,35 * (0,12 + 0,66) + 1,5 * (0,0 * 0,4 + 0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,2) \\ &= 1,77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kombinacja 6.10b

$$\begin{aligned} q_{d,6.10.b} &= \xi * \gamma_g * g_k + \gamma_Q * q_{k,u} + \gamma_Q * (\psi_{0,śn} * q_{k,śn} + \psi_{0,w} * q_w) \\ &= 0,85 * 1,35 * (0,12 + 0,66) + 1,5 * 0,4 + 1,5 * (0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,2) \\ &= 2,21 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

*Stan graniczny użytkowalności SGU*

Kombinacja charakterystyczna

$$\begin{aligned} q_k &= g_k + q_{k,u} + q_{k,śn} + q_{k,w} = (0,12 + 0,66) + 0,0 * 0,4 + 0,5 * 0,72 + 0,6 * 0,2 \\ &= 1,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kombinacja Quasi-stała

$$\begin{aligned} q_{k,q-s} &= g_k + \psi_{2,śn} * q_{k,śn} + \psi_{2,w} * q_{k,w} = (0,12 + 0,66) + 0,2 * 0,72 + 0,0 * 0,2 \\ &= 0,92 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sprawdzenie dopuszczalnych obciążeń płyty korytkowej otwartej DKZ-O 10x60x240 cm

Maksymalne obciążenie obliczeniowe

$$q_{d,6.10.b} = 2,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{dop,DOZ} = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

*Warunek nośności*

$$\frac{q_{d,6.10.b}}{q_{dop,DKZ}} = \frac{2,21}{2,63} = 0,84 < 1,0$$

*Tabela 1 Dopuszczalne obciążenia zewnętrzne płyty – źródło firma BETARD*

**6. Deklarowane właściwości użytkowe:**

Zasadnicze charakterystyki	Właściwości użytkowe
Wytrzymałość na ściskanie betonu	C20/25.
Wytrzymałość stali na rozciąganie	$f_{tk}=550\text{N/mm}^2$
Granica plastyczności stali	$f_{yk}=500\text{N/mm}^2$
<b>Obciążenie obliczeniowe równomiernie rozłożone</b>	<b>2,63kN/m<sup>2</sup></b>
Odporność ogniowa	REI 30 przy zastosowaniu gładzi cementowej o grubości 30mm.
Trwałość	Zadawalająca w normalnych warunkach użytkowania, klasa ekspozycji XC1, klasa betonu C20/25.
Geometria elementów	Długość rzeczywista dla elementów DKZ-O 120-330 – L-10mm; dla DKZ-O 360 – L-50mm; Szerokość rzeczywista dla elementów DKZ-O 120-360 – S-10mm, Wysokość żebra dla elementów DKZ-O 120-330 – 100mm, dla DKZ-O 360 – 130mm; Grubość płyciny dla elementów DKZ-O 120-330 – 30mm, dla DKZ-O 360 – 35mm; Szerokość żebra dla elementów DKZ-O 120-300 – 40mm, dla DKZ-O 330-360 – 50mm.

Właściwości użytkowe określonego powyżej wyrobu są zgodne z zestawem deklarowanych właściwości użytkowych. Niniejsza deklaracja właściwości użytkowych wydana zostaje zgodnie z rozporządzeniem (UE) nr 305/2011 na wyłączną odpowiedzialność producenta określonego powyżej.

**Uwaga!**

Na podstawie powyższych obliczeń stwierdza się, że nośność płyt korytkowych jest wykorzystana w 84%.

## 7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA STROPU ACKERMANA – STAN ISTNIEJĄCY

### 7.1. Dane materiałowe

*Beton*

Przyjęto beton klasy C12/15.

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

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

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

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

Współczynnik częściowy dla trwałej sytuacji obliczeniowej:

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

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie:

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

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:

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

Obliczeniowa granica plastyczności:

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

stąd:

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

### 7.2. Wymiary przekroju poprzecznego

Żebro stropu Ackermana ma wymiary

$$h = 230 \text{ mm}$$

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

### 7.3. Zebranie obciążeń

#### Obciążenia stałe

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
<b>Obciążenia stałe</b>				
1	Papa na lepiku 3x	0,0156	10,0	0,156
2	Jastrych cementowy gr. 10 mm	0,010	21,0	0,210
3	Płyta DKZ 240x60x10	-	-	0,92
4	Beton pachwinowy	0,003	24	0,08
<b>Razem g, kN/m²</b>				<b>1,366</b>

$$g_{k,d} = 1,366 \text{ kN/m}^2$$

#### Obciążenie modułami fotowoltaicznymi

$$g_{k,moduł} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

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
<b>Obciążenia stałe</b>				
1	Projektowany granulat z wełny mineralnej	0,16	0,45	0,072
2	Istniejąca wełna mineralna gr. 12 cm	0,120	1,20	0,144
3	Istniejący nadbeton gr. 5 cm	0,050	24,0	1,200
4	Istniejący pustak Ackermana gr. 18 cm	-	-	1,032
5	Istniejący tynk cementowo-wapienny	0,025	19,0	0,475
<b>Razem g, kN/m²</b>				<b>2,923</b>

#### Ciężar własny żeber stropowego

$$g_{k,\dot{z}} = (b * h - 0,05) * \gamma_B = (0,06 * (0,23 - 0,05)) * 25 = 0,27 \text{ kN/m}$$

#### 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 stropu

Przyjęto obciążenia jak dla stropu nieużytkowego

$$q_{k,s} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Obciążenie śniegiem

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem połaci dachu

$$s_r = 0,72 \frac{kN}{m^2}$$

### Obciążenie wiatrem

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

Rozstaw żebrowy stropowych

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

Obciążenie stałe ze stropu przypadające na jedno żebro

$$q_{k,s} = (g_k + g_{k,z,p}) * a_z = (2,923 + 0,87) * 0,31 = 1,176 \text{ kN/m}$$

Obciążenie użytkowe ze stropu przypadające na jedno żebro

$$q_{k,u} = q_{k,s} * a_z = 0,5 * 0,31 = 0,155 \text{ kN/m}$$

### Obciążenia z dachu

Reakcja od obciążeń stałych z dachu

$$g_{1,g} = g_{k,d} * \frac{2,7}{2} = 1,366 * \frac{2,7}{2} = 1,844 \text{ kN/m}$$

$$g_{2,g} = g_{k,d} * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 1,366 * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 3,483 \text{ kN/m}$$

$$g_{3,g} = g_{k,d} * \frac{2,4}{2} = 1,366 * \frac{2,4}{2} = 1,639 \text{ kN/m}$$

Reakcja od obciążenia śniegiem z dachu

$$s_{1,s} = s_r * \frac{2,7}{2} = 0,72 * \frac{2,7}{2} = 0,972 \text{ kN/m}$$

$$s_{2,s} = s_r * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 0,72 * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 1,836 \text{ kN/m}$$

$$s_{3,s} = s_r * \frac{2,4}{2} = 0,72 * \frac{2,4}{2} = 0,864 \text{ kN/m}$$

Reakcja od obciążenia wiatrem z dachu

$$w_{1,w} = s_r * \frac{2,7}{2} = 0,2 * \frac{2,7}{2} = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$w_{2,w} = s_r * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 0,2 * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 0,51 \text{ kN/m}$$

$$w_{3,w} = s_r * \frac{2,4}{2} = 0,2 * \frac{2,4}{2} = 0,24 \text{ kN/m}$$

### Reakcja od obciążenia użytkowego z dachu

$$q_{1,u} = q_{k,d} * \frac{2,7}{2} = 0,4 * \frac{2,7}{2} = 0,54 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,u} = q_{k,d} * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 0,4 * \frac{2,7 + 2,4}{2} = 1,02 \text{ kN/m}$$

$$q_{3,u} = q_{k,d} * \frac{2,4}{2} = 0,4 * \frac{2,4}{2} = 0,48 \text{ kN/m}$$

### Obciążenie stałe z dachu przypadające na jedno żebro

$$P_{1,q} = g_{1,q} * 0,31 = 1,844 * 0,31 = 0,572 \text{ kN}$$

$$P_{2,q} = g_{2,q} * 0,31 = 3,483 * 0,31 = 1,080 \text{ kN}$$

$$P_{3,q} = g_{3,q} * 0,31 = 1,639 * 0,31 = 0,508 \text{ kN}$$

Obciążenie śniegiem z dachu przypadające na jedno żebro

$$P_{1,s} = s_{1,s} * 0,31 = 0,972 * 0,31 = 0,301 \text{ kN}$$

$$P_{2,s} = s_{2,s} * 0,31 = 1,836 * 0,31 = 0,569 \text{ kN}$$

$$P_{3,S} = s_{3,S} * 0,31 = 0,864 * 0,31 = 0,268 \text{ kN}$$

Obciążenie użytkowe z dachu przypadające na jedno żebro

$$P_{1,u} = q_{1,u} * 0,31 = 0,54 * 0,31 = 0,167 \text{ kN}$$

$$P_{2,u} = q_{2,u} * 0,31 = 1,02 * 0,31 = 0,316 \text{ kN}$$

$$P_{3,u} = q_{3,u} * 0,31 = 0,508 * 0,31 = 0,157 \text{ kN}$$

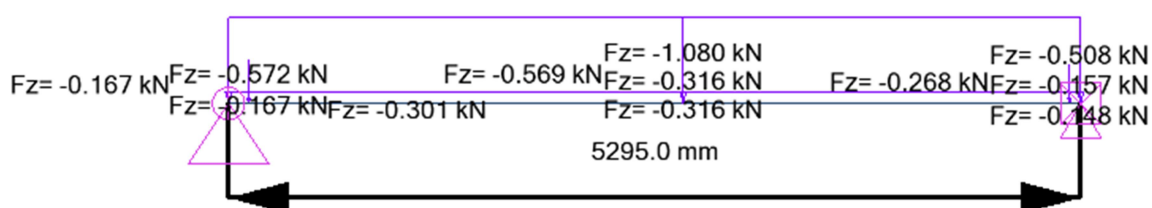
Obciążenie wiatrem z dachu przypadające na jedno żebro

$$P_{1,w} = w_{1,w} * 0,31 = 0,54 * 0,31 = 0,167 \text{ kN}$$

$$P_{2,w} = w_{2,w} * 0,31 = 1,02 * 0,31 = 0,316 \text{ kN}$$

$$P_{3,w} = w_{3,w} * 0,31 = 0,48 * 0,31 = 0,148 \text{ kN}$$

#### 7.4. Schemat stropu przyjęty do obliczeń



Rysunek 4 Schemat statyczny żebra stropowego

## 7.5. Wyniki obliczeń statycznych

Rozstaw podpór stropu

$$l_1 = 5,085 + 0,5 * 0,42 = 5,295 \text{ m}$$

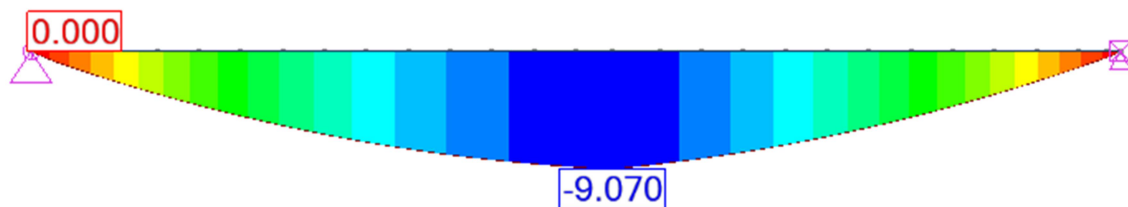
Rozpiętość obliczeniowa stropu

$$l_{eff} = 1,0 * l_1 = 1,0 * 5,295 = 5,295 \text{ m}$$

Rozstaw żebrowy stropowych

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

Obliczeniowy moment zginający



Rysunek 5 Wykres momentu zginającego w żebrowym stropie Ackermana

$$M_{Ed} = 9,07 \text{ kNm}$$

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

$$d = h - a_1 = 230 - 35 = 195 \text{ mm}$$

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

$$l_0 = 5,295 \text{ m}$$

Szerokość efektywna z lewej

$$b_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 * b_1 + 0,1 * l_0 = 0,2 * 124 + 0,1 * 5295 = 554,3 \\ 0,2 * l_0 = 0,2 * 5295 = 1059 \\ b_1 = 124 \end{array} \right. = 124 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned} M_{Ed,f} &= f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 8,571 \cdot 308 \cdot 60 \cdot (195 - 0,5 \cdot 60) \\ &= 26,134 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 26,134 \text{ kNm} \\ M_{Ed,f} &> M_{Ed} = 9,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

$$M_{Ed} = 9,08 \text{ kNm}$$

Względny moment zginający

$$S_c = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{9,07}{1,0 \cdot 8570 \cdot 0,31 \cdot 0,195^2} = 0,0898$$

Efektywny, graniczny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\chi_{eff,lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu3} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{0,8 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3}}{3,5 \cdot 10^{-3} + \frac{208,7}{205000}} \cdot 19,5 = 0,62 \cdot 19,5 = 12,09 \text{ cm}$$

Efektywny zasięg strefy ściskanej betonu

$$\begin{aligned} \chi_{eff} &= (1 - \sqrt{1 - 2S_c}) \cdot d = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0898}) \cdot 19,5 = 1,837 \text{ cm} < \chi_{eff,lim} \\ &= 12,09 \text{ cm} \end{aligned}$$

Efektywne ramię sił wewnętrznych

$$Z_{eff} = d - 0,5 \cdot \chi_{eff} = 19,5 - 0,5 \cdot 1,837 = 18,582 \text{ cm}$$

Wymagane z warunku nośności pole zbrojenia

$$A_{s1,rqd} = \frac{M_{Ed}}{Z_{eff} \cdot f_{yd}} = \frac{9,07}{0,18582 \cdot 208700} = 2,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,34 \text{ cm}^2$$

Minimalne pole zbrojenia z uwagi na kruche zniszczenie

$$A_{s1,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{1,6}{240} \cdot 31 \cdot 19,5 = 1,05 \\ 0,0013 \cdot 31 \cdot 19,5 = 0,79 \end{array} \right\} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Maksymalne pole przekroju zbrojenia

$$A_{s1,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 31 \cdot 23 = 28,52 \text{ cm}^2$$

Wymagana średnica zbrojenia

$$\phi_{rqd} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{s1,rqd}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{234}{\pi}} = 17,26 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \chi_{eff}) = 208700 \cdot 2,54 \cdot 10^{-4} \cdot (0,195 - 0,5 \cdot 0,01837) \\ &= 9,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Warunek nośności

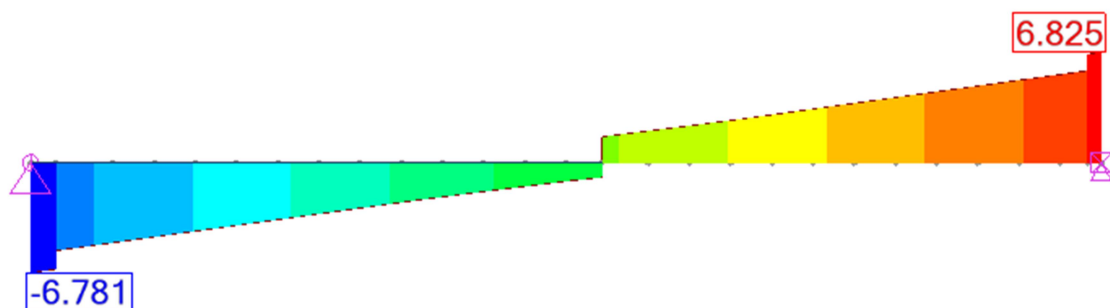
$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{9,07}{9,85} = 0,92$$

**Nośność żebra jest wystarczająca i wynosi 0,92%**

*Zbrojenie na ścinanie*

**Odcinek drugiego rodzaju**

Maksymalna obliczeniowa siła tnąca w licu podpory:



$$V_{Ed} = 6,781 \text{ kN}$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{6,0 \cdot 19,5} = 0,02 < 0,02$$

[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]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2,0 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

przyjęto:  $k = 2,0$

Nośność elementu bez zbrojenia na ścinanie

$$V_{Rd,c1} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d = \left[ 0,129 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 60 \cdot 195 = 8,71 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.a]}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot 12^{\frac{1}{2}} = 0,343 \text{ [EC2, pkt. 6.2.2]}$$

$$V_{Rd,c2} = v_{min} \cdot b \cdot d = 0,343 \cdot 60 \cdot 195 = 4,01 \text{ kN [EC2, wz. 6.2.b]}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c1} \right\} = \max \left\{ 8,71 \right\} = 8,71 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 6,781 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 8,71 \text{ kN}$$

**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

$$s \leq s_{l,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 19,5 = 14,63 \text{ cm [EC2, wz. 9.6N]}$$

Przyjęto rozstaw – na podstawie dokumentacji archiwalnej projektu plebanii

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

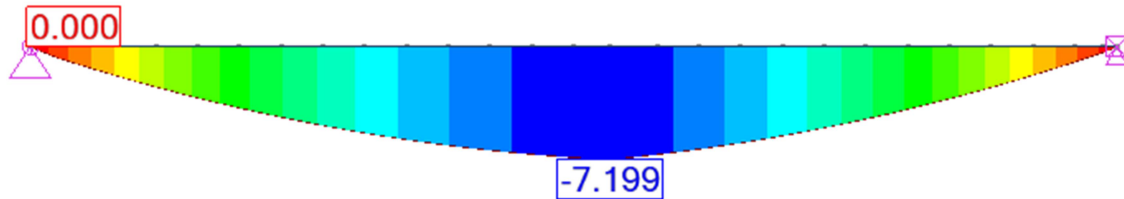
Sprawdzenie minimalnego stopnia zbrojenia

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

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

## 7.7. Sprawdzenie SGU

Moment zginający od charakterystycznej kombinacji obciążeń



$$M_{Ed}^k = 7,199 \text{ kNm}$$

Moment rysujący

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{cteff} = \frac{bh^2}{6} \cdot f_{cteff} = \frac{0,31 \cdot 0,23^2}{6} \cdot 1600 = 4,37 \text{ kNm} < M_{Ed}^k = 7,199 \text{ kNm}$$

### Przekrój ulegnie zarysowaniu

Minimalne pole zbrojenia z uwagi na zarysowanie

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,895$$

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

$$A_{ct} = 0,5 \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot 31 \cdot 23 = 356,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct} = 0,4 \cdot 0,895 \cdot \frac{1,6}{240} \cdot 356,5 = 0,85 \text{ cm}^2 < A_{s1,prov}$$
$$= 2,54 \text{ cm}^2$$

Sprawdzenie szerokości rozwarcia rys metodą uproszczoną

$$\rho_l = \frac{A_{s1,prov}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 \cdot 23} = 0,3\%$$

stąd:

$$\zeta = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}^k}{\zeta \cdot d \cdot A_{s1,prov}} = \frac{7,199}{0,85 \cdot 0,195 \cdot 2,54 \cdot 10^{-4}} = 171,0 \text{ MPa}$$

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

$$\phi_s^* = 36 \text{ mm}$$

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h-d)} = 36 \cdot \frac{1,6}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 0,5 \cdot 23,0}{2 \cdot (23,0 - 19,5)} = 13,1 \text{ mm} < \phi = 18 \text{ mm}$$

[EC2, wz. 7.6N]

**Dopuszczalna szerokość rys zostanie przekroczona**

### *Sprawdzenie ugięcia metodą uproszczoną*

Porównawczy stopień zbrojenia

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

Stopień zbrojenia

$$\rho = \frac{A_{s1,prov}}{b \cdot d} = \frac{2,54}{31 \cdot 19,5} = 0,004 > \rho_0$$

Graniczna wartość stosunku rozpiętości do wysokości użytecznej

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

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{d}\right)_{max} &= K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho'}{\rho} \right] \cdot \frac{250}{\frac{f_{yk} \cdot A_{s1,req}}{A_{s1,prov}}} \\ &= 1,3 \cdot \left( 11 + 1,5 \cdot 12^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{0,0034}{0,004 - 0} + \frac{1}{12} \cdot \left( 12 \cdot \frac{0}{0,004} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \cdot \frac{250}{\frac{240 \cdot 2,34}{2,54}} \\ &= 22,66 \end{aligned}$$

[EC2, wz. 7.16a]

*Sprawdzenie ugięcia*

$$\frac{l}{d} = \frac{508}{19,5} = 26,1 > \left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 22,66$$

**Ugięcie przekroczy wartość dopuszczalną**

**Uwaga!**

Na podstawie obliczeń stwierdzono, że istniejące żebro stropu Ackermana spełnia warunki wytrzymałości w stanie granicznym nośności **SGN** – nośność jest wykorzystana w 92%, jednakże nie spełnia warunków stanu granicznego użytkowalności **SGU** – zarówno szerokość rozwarcia rys jak i ugięcie zostanie przekroczone. W celu określenia szerokości rozwarcia rys oraz dokładnego ugięcia należy przeprowadzić obliczenia metodą dokładną.

## 8. WNIOSKI

### 8.1. Płyty korytkowe

Z uwagi na to, że istniejące płyty korytkowe mają ponad 40 lat i mogą charakteryzować się niższymi parametrami wytrzymałościowymi od zadeklarowanych, zabrania się obciążania dachu dodatkowym obciążeniem poza obciążeniem modułów fotowoltaicznych.

Podsumowując, moduły fotowoltaiczne można posadowić na istniejącym stropodachu jedynie za pomocą kotwienia do istniejącej konstrukcji np. poprzez wklejanie kotew w żebra istniejących płyt korytkowych. **Nie można dokładać dodatkowego obciążenia w postaci balastu betonowego w przęśle płyt korytkowych.**

### 8.2. Żebro stropu Ackermana

Nośność żebra stropowego jest wykorzystana w 92%. Przy zakładanym obciążeniu zarówno szerokość rys jak i ugięcie zostanie przekroczone. **Na podstawie obliczeń stwierdza się, że dodatkowe obciążenie połaci dachowej w postaci balastu z bloczków betonowych przeznaczonych do mocowania konstrukcji pod moduły fotowoltaiczne jest bezwzględnie zabronione! Konstrukcję wsporczą z modułami fotowoltaicznymi należy kotwić tylko i wyłącznie za pomocą kotew wklejanych w żebra płyt korytkowych lub kotew mechanicznych.**

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)