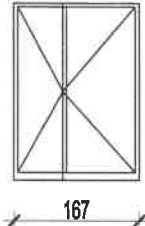
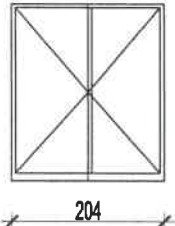
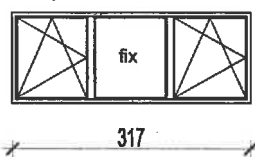
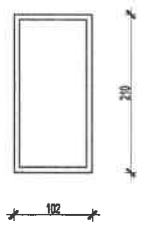


## WYKAZ STOLARKI

RODZAJ STOLARKI	DZ-1	DZ-2	O-1	DW-1
SCHEMAT STOLARKI				
WYMIAR STOLARKI				
W ŚWIETLE	So 167	204	112	102
OŚCIEŻY	Ho 235	235	210	210
IŁOŚĆ STOLARKI	1	1	2	1
RODZAJ I GRUBOŚĆ SZKŁA	szkło bezpieczne obustronnie			
RODZAJ STOLARKI	aluminium ciepłe, 2 zamki z wkładką klasy A, klamka, kolor biały U=1,5W/m2K	aluminium ciepłe, 2 zamki z wkładką klasy A, klamka, kolor biały U=1,5W/m2K	okno PCV, kolor biały U-1,1W/m2K	drzwi płycinowe, pełne, wypełnienie płyta otworowa, zamknięcie łazienkowe, kolor szary
PARTER	1	1	1	1
I PIĘTRO				
IŁOŚĆ RAZEM	1	1	1	1

**UWAGA:** Przed wykonaniem stolarki, otwory bezwzględnie zmierzyć z natury

Pozostała stolarka została wymieniona.

Okna w szczytach należy zdemontować i ponownie wstawić po wymurowaniu szczytów.

OBŚŁUGA PROCESU BUDOWLANEGO  
LUCYNA AWIER  
15-275 BIAŁYSTOK UL.  
M.SKŁODOWSKIEJ-CURIE 19/13

email: lma@o2.pl

kom.: +48| 888 018 489

Obiekt: PRZEBUDOWA ŚWIETLICY WIEJSKIEJ  
+ BUDOWA ZBIORNIKA SZCZELNEGO NA ŚCIEKI BYTOWE O V=6m3

Adres: OSTRÓWKI GM. ZABŁUDÓW  
działka nr geod. 347/2

Nazwa rysunku: ZESTAWIENIE STOLARKI

Skala: 1:100

Rys. 6a

Data: 07.04.2017

ZESPÓŁ AUTORSKI:

PROJEKTANT: Imię i nazwisko / nr upr.  
ARCHITEKTURA mgr inż. arch. Jan Hahn  
Bł/11/87 Bł/282/94 PDL/BO/0131/05  
WSPÓŁPRACA mgr inż. arch. Lucyna Awier

Podpis

## SPIS ZAWARTOŚCI

### DO PROJEKTU BUDOWLANEGO PRZEBUDOWY ŚWIETLICY WIEJSKIEJ ZLOKALIZOWANEJ W MIEJSCOWOŚCI OSTRÓWKI, GMINA ZABŁUDÓW, NA DZIAŁCE NR 347/2

#### Część opisowa:

Spis zawartości	str.1
Opis techniczny	str.2-14
Obliczenia statyczne	str.15-21
Ekspertyza techniczna	

#### Rysunki konstrukcyjne:

1. Rzut fundamentów	K-1
2. Schemat konstrukcyjny parteru	K-2
3. Schemat konstrukcyjny dachu	K-3
4. Nadproże stalowe Ns-1, Ns-2	K-4
5. Nadproże stalowe Ns-3, Ns-4	K-5
6. Trzpienie żelbetowe	K-6
7. Wieńce żelbetowe	K-7
8. Inwentaryzacja zarysowania ścian zewnętrznych	K-8

## **OPIS TECHNICZNY**

### **DO PROJEKTU BUDOWLANEGO PRZEBUDOWY ŚWIETLICY WIEJSKIEJ ZLOKALIZOWANEJ W MIEJSCOWOŚCI OSTRÓWKI, GMINA ZABŁUDÓW, NA DZIAŁCE NR 347/2**

#### **1.0. PODSTAWA OPRACOWANIA**

- projekt architektoniczny
- zlecenie Inwestora
- wizja lokalna

#### **2.0. KONCEPCJA KONSTRUKCJI BUDYNKU**

Projektowana jest przebudowa budynku Świetlicy zlokalizowanej w miejscowości Ostrówki, Gmina Zabłudów, na działce nr 347/2.

Istniejący budynek wykonany został w technologii tradycyjnej. Posadowiony na betonowych ławach. Ściany murowane z bloczków żużlobetonowych. Strop prefabrykowany gęstożebrowy T27. Dach o konstrukcji drewnianej krokwiowo-jętkowej.

Projektowana przebudowa budynku istniejącego polegać na:

Planowane prace zewnętrzne:

1. Podbicie istniejących ław fundamentowych;
2. Demontaż drzwi zewnętrznych, montaż nowych o większej szerokości – wymagane zaprojektowanie nadproża stalowego;
3. Wykonanie otworu drzwiowego w miejscu okna – wymagane zaprojektowanie nadproża stalowego;
4. Wykonanie ocieplenia cokołu ze styropianu EPS100-038 gr.16cm metodą BSO z wykończeniem tynkiem żywicznym kolor grafitowy;
5. Wykonanie ocieplenia budynku styropianem EPS70-040 gr. 16cm, metodą BSO, wykończenie tynk silikonowy kolor biały;
6. Wykonanie rozbiórki dachu – nośność niewystarczająca oraz zastąpienie pokrycia eternitem blachą powlekaną dachówkową - kolor grafitowy

Planowane prace wewnętrzne:

7. Wykonanie zamurowania wrót garażowych z pozostawieniem ewentualnie okna
8. Wymurować kanały wentylacyjne i przemurować piece fizyczne

9. Wykonanie nowej posadzki betonowej wraz z izolacją p.wilgociową i ciepłą gr.10cm i obłożyć płytkami gres
10. Wykonanie izolacji p. wilgociowej oraz ocieplenie stropu z wełny mineralnej gr.25cm
11. Wykonanie skucia tynków i nowe tynki cem-wap.na ścianach i sufitach
12. Wykonać szpachlowanie i malowanie sufitów farbą emulsyjną oraz ścian zmywalną farbą lateksową
13. Zamontowanie stolarki drzwiowej wewnętrznej i podokienniki

Obliczenia wykonano zgodnie z polskimi normami :

PN-82/B-02001	-	„Obciążenia stałe”
PN-82/B-02003	-	„Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe”
PN-77/B-02011	-	„Obciążenie wiatrem”
PN-80/B-02010/Az1:2006		„Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.”
PN-2002/B-03264	-	„Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-B-03150:2000 oraz Az1:2001, Az2:2003	-	„Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie”
PN-81/B-03020	-	„Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe.”
PN-B-03002:2007	-	„Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczenie”

Obliczenia statyczno wytrzymałościowe wykonano za pomocą programów:

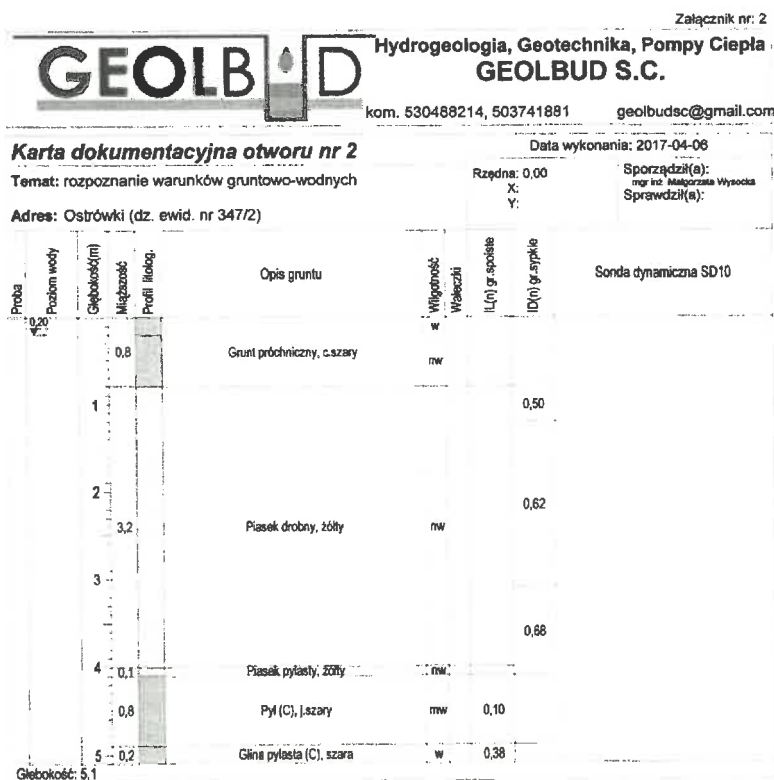
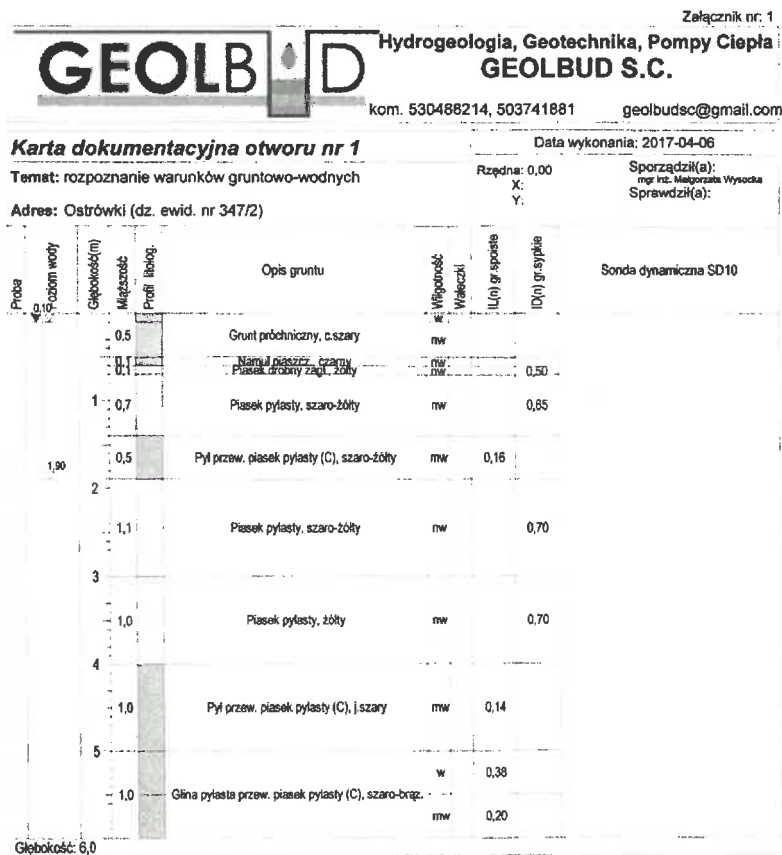
- Autodesk Robot Structural Analysis 2014, Pakiet SPECBUD.

### 3.0. WARUNKI GRUNTOWO – WODNE

Na podstawie dostarczonych otworów badawczych wykonanych przez firmę „GEOLBUD S. C. wykonanych w kwietniu 2017r. można stwierdzić, iż na powierzchni do 50-80 cm zalegają grunty antropogeniczne.

Poniżej zalegają grunty niespoiste, piaszczyste, reprezentowane przez piaski drobne, żółte, piaski pylaste szaro-żółte o stopniu zagęszczenia  $ID = 0,62-0,65$ .

Poniżej przedstawiono karty dokumentacyjne otworów:



Na podstawie danych zawartych w sprawozdaniu geotechnicznym opracowanym przez firmę GEOLBUD S.C. grunty w poziomie posadowienia stanowią piaski drobne i pylaste o nieprężeniach dopuszczalnych 245 kPa.

Poziom wody gruntowej stwierdzono ok. 10-20cm poniżej projektowanego terenu. Zwraca się uwagę, iż badania prowadzone były w okresie wiosennym co mogło wpłynąć na jej wysokość

Kategorię geotechniczną ustalono na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych. (Dz. U. z 2012r. poz. 463 z późn. zm.).

Na podstawie otrzymanych wyników rozpoznania geotechnicznego oraz uwzględniając charakterystykę konstrukcji stwierdza się I kategorię geotechniczną.

#### **4.0. KONSTRUKCJA PROJEKTOWANEJ PRZEBUDOWY**

##### **4.1. Podbicie istniejących ław fundamentowych**

Fundamenty w istniejącym budynku w postaci betonowych ścian fundamentowych szerokości ok 30cm posadowionych ok. 60cm od poziomu istniejącego fundamentu.

Projektuje się podbicie istniejących fundamentów zgodnie ze szczegółem na rysunku K-1 z betonu B20. Z uwagi na jednorodny grunt w poziomie posadowienia nie wymagane jest ich zbrojenie.

##### **4.2. Nadproża stalowe**

Nad nowoprojektowanymi otworami drzwiowym w istniejącej ścianie nośnej projektuje się nadproże stalowe z belek dwuteowych HEA 100 oraz HEA 120 ze stali S235 wg wskazań na rysunku konstrukcyjnym.

##### **4.3. Projektowana nowa ściana kolankowa / szczytowa**

Ścianę szczytową oraz kolankową zaprojektowano z pustaków silikatowych klasy 15MPa na zaprawie cementowo-wapiennej klasy 5MPa z dodatkiem plastyfikatora. Dopuszcza się zamianę ww. materiału na cegłę ceramiczną typu Lewkowo o klasie min. 15MPa).

Wykończenie zewnętrzne ścian oraz ocieplenie wg projektu architektonicznego.

#### **4.4. Trzpień ścian szczytowej i kolankowej**

Trzpień projektuje się jako żelbetowe monolityczne wykonane na budowie z betonu C20/25 (B25), zbrojone stalą B500SP i S235J, wg poszczególnych rysunków konstrukcyjnych.

#### **4.5. Wieńce żelbetowe**

Wieńce żelbetowe zaprojektowano z betonu C20/25 (B25), zbrojone stalą B500SP i S235J w sposób ciągły. Zbrojenie wieńców łączyć na zakład min. 50cm. Należy pamiętać o zachowaniu ciągłości i odpowiednim połączeniu w narożu.

#### **4.6. Ściany działowe**

Ściany działowe zgodnie z opisem architektonicznym.

#### **4.7. Więźba dachowa**

Zaprojektowano dach w konstrukcji krokwiowo-jętkowej z drewna klasy C24. Wymiary krokwi, jętki i murłaty wg rysunku konstrukcyjnego.

Przed przystąpieniem do wyznaczania i wykonania poszczególnych elementów więźby dachowej należy dokładnie sprawdzić poprzeczne i podłużne wymiary budynku w poziomie oparcia dachu.

Przy montażu konstrukcji więźby dachowej należy pamiętać o zaizolowaniu elementów papą w styku z murem lub stropem.

Impregnację drewna należy wykonać po dokonaniu próbnego montażu na parę dni przed ustawieniem konstrukcji więźby dachowej.

Zabezpieczenie antykorozyjne elementów drewnianych wykonać przez zaimpregnowanie środkiem grzybobójczym "SOLTOX", zgodnie z instrukcją załączoną przez producenta, a następnie powlec "PYROLAKIEM W-1-", jako zabezpieczenie przeciwogniowe. Połączenia elementów drewnianych więźby dachowej wykonać zgodnie z zasadami sztuki ciesielskiej.

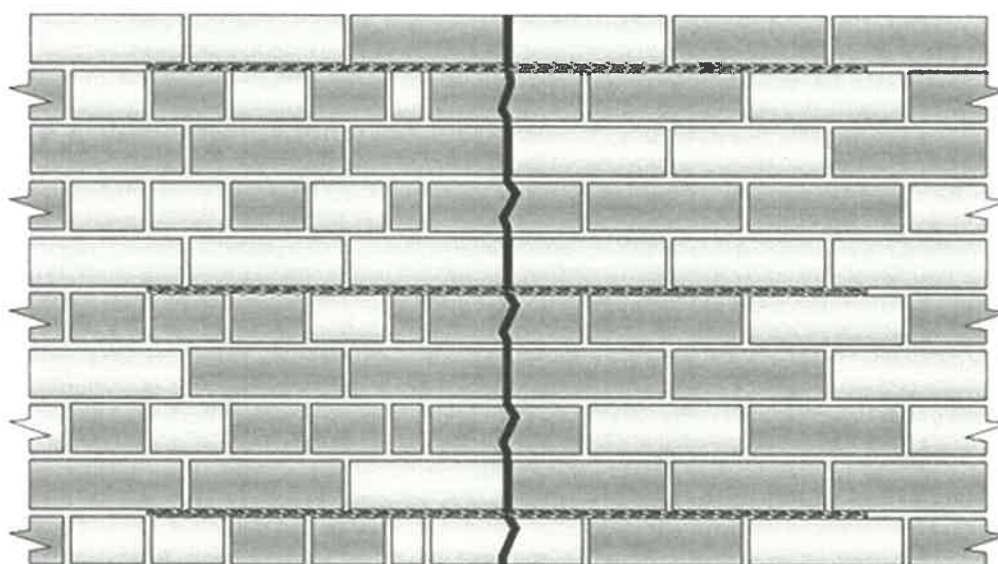
**Połączenia elementów drewnianych więźby dachowej wykonać zgodnie z zasadami sztuki ciesielskiej.**



## 5.0. Opis sposobu naprawy zarysowanych ścian murowanych

Podczas oględzin obiektu wykonanych 04.04.2017r. przez przedstawicieli biura konstrukcyjnego KONSTRUKTOR, stwierdzono zarysowania ścian sięgające 4.5mm. Należy bezwzględnie zastosować system naprawczy ścian stosując „HELIFIX SYSTEM NAPRAWY I WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI MUROWYCH” lub równoważny wg wytycznych podanych poniżej.

### Naprawa pęknięć w murach pełnych i warstwowych



Rys. 1

1. Wyciąć szczeliny w poziomych spoinach na wymaganą głębokość i długość w określonych odstępach pionowych.
2. Wyczyścić szczeliny i spłukać dokładnie wodą.
3. Wstrzyknąć warstwę zaprawy HeliBond w głąb szczeliny na grubość 15 mm.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę uzyskując dobre, równe pokrycie.
5. Nałożyć kolejną warstwę zaprawy i wepchnąć ją szpachelką w głąb spoiny przykrywając odkryte powierzchnie pręta.
6. Zwilżać okresowo.
7. Uzupełnić wypełnienie spoiny niekurczliwą zaprawą.

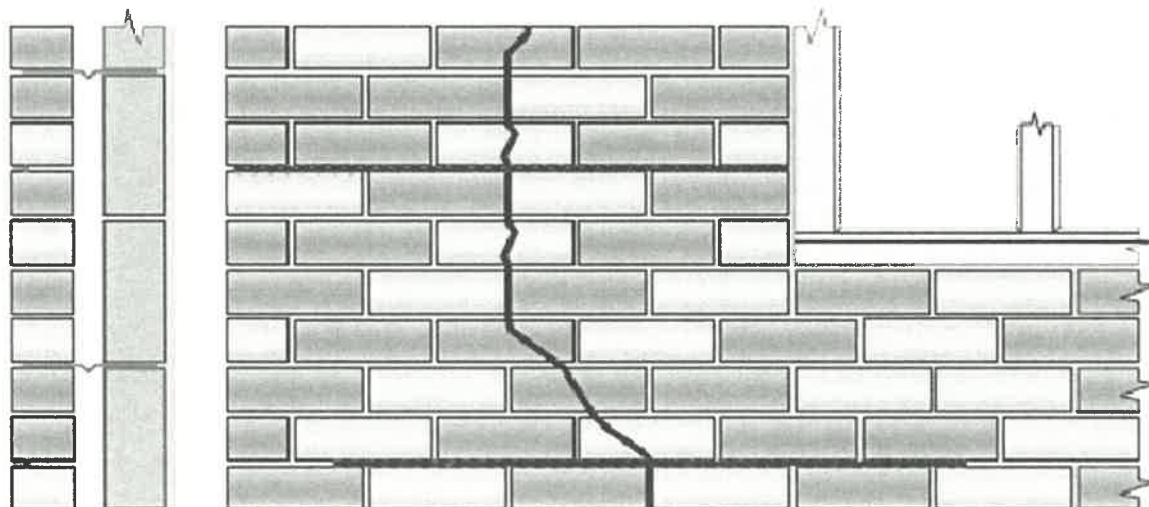
### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. głębokość szczeliny wynosi 35 –45 mm, (plus grubość tynku)
- b. pionowe odstępy między kolejnymi prętami wynoszą 450 mm (6 warstw cegieł),
- c. pręt HeliBar powinien być zamocowany w murze na odcinkach minimum 500 mm po obu stronach pęknięcia.



## Naprawa pęknięć lokalnych



Rys. 2

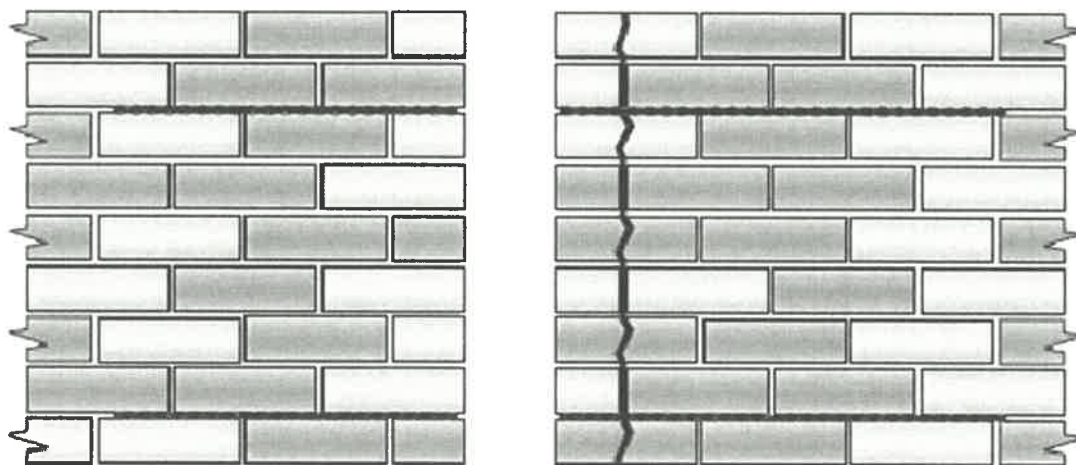
1. W poziomych warstwach zaprawy wyciąć szczeliny w wymaganych odstępach i na określoną głębokość.
2. Wyczyścić szczeliny przy pomocy odkurzacza i spryskać wodą.
3. Do końca szczeliny wprowadzić zaprawę HeliBond o grubości ok. 10 mm.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę w celu uzyskania równej otuliny.
5. Wprowadzić następną warstwę zaprawy cementowej pozostawiając ok. 10 mm w celu późniejszego uzupełnienia wypełnienia spoiny zaprawą odpowiadającą zaprawie stosowanej w pozostałych spoinach obiektu.
6. Wyrównać powierzchnię spoiny.
7. Zwilżyć spoinę co pewien czas.
8. Uzupełnić wypełnienie szczeliny odpowiednią zaprawą.

### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. Głębokość szczeliny 35 do 40 mm plus grubość tynku.
- b. HeliBar co najmniej na długość 500 mm poza szczelinę.
- c. Pionowy rozstaw prętów 450 mm (6 warstw cegły).
- d. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500 mm od naroża budynku (rys. 3) HeliBar powinien być prowadzony min 100mm wokół naroża i zostać zamocowany w przylegającej ścianie.
- e. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500 mm od otworu (rys. 2) HeliBar powinien być zagięty i zamocowany w ościeżu.

## Naprawa pęknięć w murach warstwowych blisko naroży



Rys. 3

1. Wykuć lub wyciąć szczeliny w poziomych spoinach na wymaganą głębokość i długość w określonych odstępach pionowych.
2. Wyczyścić szczeliny i spłukać wodą.
3. Wstrzyknąć warstwę zaprawy HeliBond w głąb szczeliny.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę uzyskując dobre, równe pokrycie.
5. Nałożyć kolejną warstwę zaprawy i wepchnąć ją szpachelką w głąb spoiny przykrywając odkryte powierzchnie pręta.
6. Zwilżać okresowo.
7. Wypełnić ewentualne nierówności pozostawiając gotowym do wykończenia.

### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. głębokość szczeliny wynosi 25 mm,
- b. pionowe odstępy między kolejnymi prętami wynoszą 450 mm (6 warstw cegieł),
- c. pręt HeliBar powinien być zamocowany w murze na odcinkach minimum 500 mm po obu stronach pęknięcia,
- d. jeśli pęknięcie występuje w odległości 300 mm lub mniejszej od naroża pręt powinien być zamocowany na odcinku przynajmniej 500 mm w przyległej ścianie.

### **UWAGI DODATKOWE:**

- 1) Dokładne wyznaczenie miejsc, w których należy zastosować „HELIFIX SYSTEM NAPRAWY I WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI MUROWYCH”, należy wyznaczyć, po wcześniejszym skuciu tynku;

- 2) Miejsca te wskazać powinna komisja złożona z przedstawicieli Inwestora, Generalnego wykonawcy, autora całej dokumentacji projektowej oraz przedstawiciela niniejszego opracowania;
- 3) Roboty naprawcze należy prowadzić według powyższych wytycznych, stosując się do poleceń i uwag autora oraz prowadzić je pod bezpośrednim nadzorem osoby uprawnionej do kierowania robotami budowlanymi i posiadającej doświadczenie w prowadzeniu tego rodzaju prac;
- 4) Przed przystąpieniem do robót wykonawca powinien uzgodnić technologię i zakres naprawy z autorem projektu konstrukcyjnego;
- 5) Wszelkie zauważone podczas prowadzenia robót zmiany i różnice w stosunku do opisanego wyżej stanu konstrukcji należy zgłaszać autorowi celem akceptacji dalszego prowadzenia robót bądź dokonania zmian.

## **6.0. SPRAWDZENIE WYMIARÓW**

Wykonawcy zobowiązani są do starannego sprawdzania wszystkich wymiarów, podanych na rysunkach oraz zgodności planów zbiorczych ze szczegółowymi rysunkami oraz opisem technicznym.

Wykonawcy sprawdzą na miejscu możliwość zachowania podanych wymiarów i rzędnych, sygnalizują wszystkie pomyłki lub uchybienia Inwestorowi i Pracowni Projektowej, którzy w razie potrzeby dokonają uściśleń lub wykonają niezbędne modyfikacje.

Wykonawcy będą wyłącznie odpowiedzialni za pomyłki oraz zmiany w ich zestawie robót lub innych wykonawców, wywołane zapomnieniem lub nieprzestrzeganiem niniejszej klauzuli.

## **7.0. WYTYCZNE TECHNICZNE**

### **7.1. TOLERANCJE WYMIAROWE**

Tolerancje wymiarowe dotyczą pomiarów kontrolnych zarówno robót wykonanych przez poszczególnych podwykonawców, jak i w dokonanych w fazie oddania do użytku.

W konsekwencji, wszystkie niedokładności wynikające z usytuowania, deformacji szalunków, zmienności wymiarów w wyniku temperatury i skurczu są dodawane. Wartości te skumulowane muszą obowiązkowo mieścić się w granicach normowych.

### **7.2. BETON GOTOWY DO UŻYTKU**

Beton może być produkowany w betoniarni zewnętrznej, uznanej przez Inwestora dla wymaganych klas betonu. Transport obowiązkowo winien się odbywać w betoniarkach samochodowych.

Beton będzie zgodny z normami polskimi. Wszelkie dodawanie wody po wyprodukowaniu betonu jest zakazane.

### **7.3. BETONOWANIE-PIELEGNACJA BETONU**

Szalunki muszą być zwilżone przed betonowaniem, ich powierzchnia musi być wilgotna, ale nie zmoczona. Beton nie może spadać z wysokości większej od 3,0m. Musi być układany warstwami niedużej grubości ( 20-30cm ). Przerwa w betonowaniu 2 kolejnych warstw nie może być większa od 15min. Wibrowanie betonu za pośrednictwem zbrojenia jest zakazane.

Wykonawca zobowiązany jest do wypełnienia kart betonowania, z podaniem: daty, godziny i warunków atmosferycznych, temperatury, pochodzenia betonu.

W przypadku zatrzymania betonowania, beton jest utrzymywany siatką metalową o drobnych oczkach, mocowaną do zbrojenia. Przed wznowieniem betonowania, powierzchnia przylgowa jest energicznie oczyszczona i zwilżona do nasycenia, przed wylaniem świeżego betonu.

### **7.4. BETONOWANIE W NISKICH I WYSOKICH TEMPERATURACH**

Betonowanie, gdy temperatura zmierzona na placu budowy jest niższa od -5C jest zabronione, chyba że, Kierownik Projektu wyrazi na to zgodę na piśmie.

Gdy temperatura mieści się w granicach +/- 5C, wylewanie betonu jest dozwolone, pod warunkiem zastosowania skutecznych środków zapobiegających szkodliwym skutkom zimna.

W okresach, w których temperatura zmierzona na budowie jest wyższa niż +25C, wykonawca prześle Inwestorowi i Pracowni projektowej, w ramach programu betonowania, proponowane działania.

### **7.5. STAL ZBROJENIOWA**

Stosowane zbrojenie musi być zgodne z kartą homologacyjną. Zbrojenie w momencie jego montowania i betonowania, nie może nosić śladów rdzy kruchej, smaru lub błota. Uformowanie zbrojenia powinno być zgodnie z normami.

### **7.6. SZALOWANIE - ROZSZALOWANIE**

Szalunki muszą być dostatecznie sztywne, by wytrzymać bez wyraźnego odkształcenia, obciążenie i naciski, którym są poddane oraz przypadkowe uderzenia w czasie wykonywania robót. Muszą być dostatecznie szczelne, szczególnie w narożach, by uniknąć wycieku zaczynu cementowego. Szalunki przed betonowaniem muszą być oczyszczone ze wszystkich obcych materiałów.

Rozszalowanie musi być dokonane dopiero gdy beton wystarczająco stwardnieje, by móc przenieść naprężenia, którym zostanie poddany bez nadmiernego odkształcenia oraz przy zapewnieniu dostatecznych warunków bezpieczeństwa.

### **8.0. WYTYCZNE MONTAŻU**

- 8.1.** Osie modularne na ławach i stopach powinny być przeniesione w sposób geodezyjny i potwierdzone przez uprawnionego geodetę w dzienniku Budowy.
- 8.2.** Montaż budynku należy wykonać zgodnie z obowiązującymi przepisami BHP. Nie dopuszcza się do użycia do montażu elementów których jakość nie odpowiada warunkom technologicznym i konstrukcyjnym danego elementu.  
Elementy użyte do montażu muszą posiadać atest.
- 8.3.** Przy montażu deskowań należy kontrolować jego dokładności sprawdzając:
- a/ osiowe ustawienie elementu
  - b/ pionowe ustawienie elementu
  - c/ wielkość przesunięć w pionie i poziomie.
  - d/ wielkość przesunięcia w stosunku do elementów niższej kondygnacji.
- 8.4.** Jeżeli przy montażu bezpośrednio ze środków transportowych elementy są załadowane w pozycji innej niż mają być wbudowane, należy uprzednio przed podaniem na miejsce wbudowania ułożyć je na podkładach obok środka transportowanego, w celu zmiany sposobu ich podwieszenia.
- 8.5.** Zabrania się podnoszenia innych przedmiotów, jak narzędzi, środków mocujących itp. łączenie z elementami montażowymi.
- 8.6.** Zabrania się pozostawiania zawieszonego elementu w czasie przerwy lub po zakończeniu pracy.

### **9.0. ZABEZPIECZENIA I ZAPOBIEGANIE WYPADKOM**

Wykonawca zobowiązany jest do przestrzegania przepisów bezpieczeństwa obowiązujących w Polsce. Powinien on w szczególności :

1. podporządkować się wszystkim przepisom, zapewniającym bezpieczeństwo na placu budowy, drogach publicznych i prywatnych,
2. postawić strażników przy wszystkich robotach na drodze publicznej,
3. nie załadowywać samochodów ciężarowych na drodze publicznej, za wyjątkiem uzyskania specjalnej na to zgody,



4. dostarczyć i zamocować drogowe znaki bezpieczeństwa przy wyjazdach z placu budowy, po uzyskaniu zezwolenia, wydanego przez odpowiedni urząd administracyjny.

Wykonawca jest odpowiedzialny za wszelkie zaistniałe wypadki od daty uzyskania pozwolenia na rozpoczęcie robót.

#### **10.0. ZNAJOMOŚĆ STANU ISTNIEJĄCEGO**

Wykonawca w szczególności zobowiązany jest zaznajomić się z :

- terenem, wynikami badań gruntowych i wynikającymi stąd trudnościami na terenie budowy,
- utrudnieniami związanymi z sąsiednimi posesjami,
- uwarunkowaniami dojazdu istniejącymi drogami,
- możliwościami i trudnościami ruchu kołowego, postoju,
- utrudnieniami wynikającymi z obowiązujących przepisów administracyjnych, dotyczących bezpieczeństwa publicznego,
- wstępnymi informacjami dotyczącymi : gestorów sieci i przepisów bezpieczeństwa (p.poż. i innych)
- rozporządzeniem o pozwoleniu na budowę,
- izolacją akustyczną, wymaganą w strefie hałasu.

Wszelkie modyfikacje zaproponowane ze strony Wykonawcy, muszą być zatwierdzone przez Inwestora i Pracownię Projektową. Rozwiązanie wariantowe winno uwzględniać koszty wynikające ze zmian, rzutujących ewentualnie na inne zestawy robót oraz rozwiązania projektowe.

#### **11.0. ZASTOSOWANE MATERIAŁY**

- Beton podkładowy: C8/10 (B10)
- Beton do podbicia fundamentów: C20/25 (B25) XD1,
- Trzpienie: beton C20/25 (B25), XC1, stal B500SP i S235J
- Wieńce,: beton C20/25 (B25), XC1, stal B500SP i S235J
- Elementy więźby dachowej: drewno klasy C24

## **12.0. UWAGI KOŃCOWE**

Wszystkie roboty należy wykonać zgodnie z technicznymi warunkami wykonania i odbioru robót budowlanych przy spełnieniu wymagań BHP.

Wszystkie wbudowane materiały i urządzenia winny posiadać certyfikaty na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z PN i udokumentowane świadectwami ITB, PPOŻ, PZH.

Roboty żelbetowe prowadzić zgodnie z PN-63/B-06251 oraz Warunkami Technicznymi Odbioru Robót Budowlano-Montażowych ITB – Tom I i IV

*inż. Janusz Jancewicz*  
uprawnienia budowlane do projektowania  
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjnej  
i w ograniczonym zakresie  
w specjalności architektonicznej  
Numer ewidencyjny Bt. 53/86

**Projektant:**

**inż. Janusz Jancewicz**

**Współpraca:**

**mgr inż. Krzysztof Bańkowski**



## OBLICZENIA STATYCZNE

DO PROJEKTU BUDOWLANEGO PRZEBUDOWY ŚWIETLICY WIEJSKIEJ  
ZLOKALIZOWANEJ W MIEJSCOWOŚCI OSTRÓWKI, GMINA ZABŁUDÓW,  
NA DZIAŁCE NR 347/2

### 1.0. ZEBRANIE PODSTAWOWYCH OBCIĄŻEŃ.

#### 1.1. Zebranie obciążeń działających na dach.

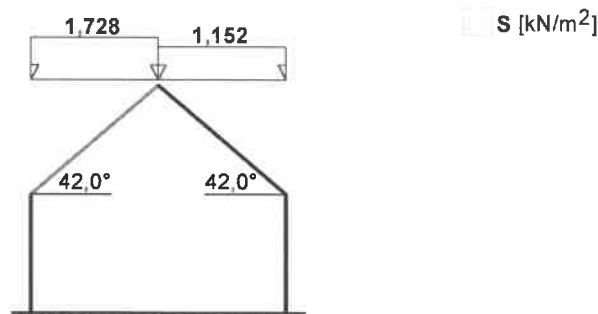
##### • Obciążenia stałe dachu

Tablica 1. Obciążenia stałe dachu

Lp	Opis obciążenia	Obciążenia. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$k_d$	Obciążenia obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Blacha dachówkowa [0,20kN/m <sup>2</sup> ]	0,20	1,30	--	0,26
2.	Łaty, kontrłaty [5,5kN/m <sup>3</sup> ·0,025m]	0,11	1,30	--	0,14
Σ:		<b>0,31</b>	1,30	--	<b>0,40</b>

##### • Obciążenia zmienne

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



**Łoć bardziej obciążona:**

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
  - strefa obciążenia śniegiem 4 →  $Q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie łaci  $\alpha = 42,0^\circ$
  - $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 42,0^\circ) / 30^\circ = 0,720$

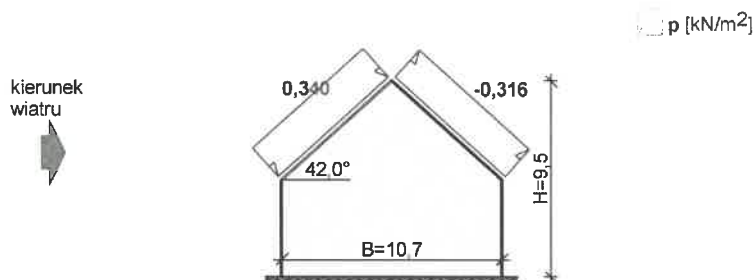
Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 1,600 \cdot 0,720 = \mathbf{1,152 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 1,152 \cdot 1,5 = \mathbf{1,728 \text{ kN/m}^2}$$

### Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



#### Połąc nawietrzna:

- Budynek o wymiarach: B = 10,7 m, L = 9,8 m, H = 9,5 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci  $\alpha = 42,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
  - strefa obciążenia wiatrem I; H = 130 m n.p.m.  $\rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$
  - $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
  - rodzaj terenu: A; z = H = 9,5 m  $\rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 9,5 = 0,97$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
  - $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
  - budynek zamknięty  $\rightarrow C_w = 0$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
  - $C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 42,0^\circ - 0,2 = 0,430$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
  - $C = C_z - C_w = 0,430 - 0 = 0,430$

#### Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,97 \cdot 0,430 \cdot 1,80 = 0,226 \text{ kN/m}^2$$

#### Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,226 \cdot 1,5 = 0,340 \text{ kN/m}^2$$

- pokrycie dachu :  $g_k = 0,31 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 42,0 st.):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 1,15 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,77 \text{ kN/m}^2$
  - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

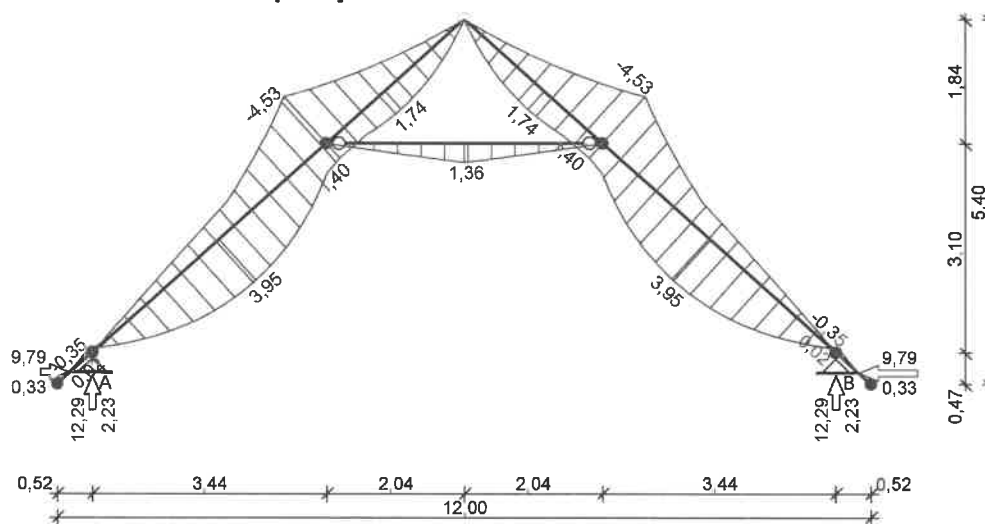
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 9,5$  m):
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl} = 0,23 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci zawietrznej  $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie stałe jętki:  $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki:  $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki  $F_k = 1,0 \text{ kN}$

#### Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

#### WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

→  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ ,  $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$ ,  $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ ,  $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$ ,  $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$ ,  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

**Krokiew 8/18 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka -  $2 \cdot 1 = 2 \text{ cm}$ )

**Smukłość**

$$\lambda_y = 113,5 < 150$$

$$\lambda_z = 43,3 < 150$$

**Maksymalne siły i naprężenia w prześle**

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej

$$\begin{aligned} M &= -4,53 \text{ kNm}, & N &= 9,82 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 10,48 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 0,68 \text{ MPa} \\ k_{c,y} &= 0,245, & k_{c,z} &= 0,915 \end{aligned}$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,925 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,767 < 1$$

**Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie**

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

$$\begin{aligned} M &= -0,35 \text{ kNm}, & N &= 12,64 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 1,16 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 1,05 \text{ MPa} \\ (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} &= 0,085 < 1 \end{aligned}$$

**Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce**

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej

$$\begin{aligned} M &= -4,53 \text{ kNm}, & N &= 9,82 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 13,97 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,951 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr z lewej

$$u_{fin} = 19,16 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7374 / 200 = 36,87 \text{ mm} \quad (52,0\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 6,86 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 700 / 200 = 7,00 \text{ mm} \quad (98,0\%)$$

**Jętka 2x 5/16 cm z przewiązkami co 82 cm z drewna C24**

Smukłość

$$\lambda_y = 89,3 < 150$$

$$\lambda_z = 135,4 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$$M = 1,36 \text{ kNm}, \quad N = 2,89 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,19 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,382, \quad k_{c,z} = 0,175$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,289 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,338 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 6,19 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4085 / 200 = 20,42 \text{ mm} \quad (30,3\%)$$

**Murlata 14/14 cm**

**Część murlaty leżąca na ścianie**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 13,65 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -10,88 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 1,16 \text{ kNm}$$

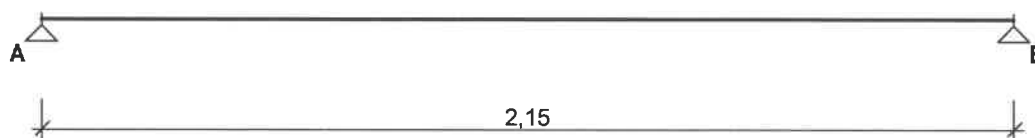
$$f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 2,547 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,172 < 1$$

## 1.2. Obliczenie nadproża stalowego Ns-1:

### SCHEMAT BELKI



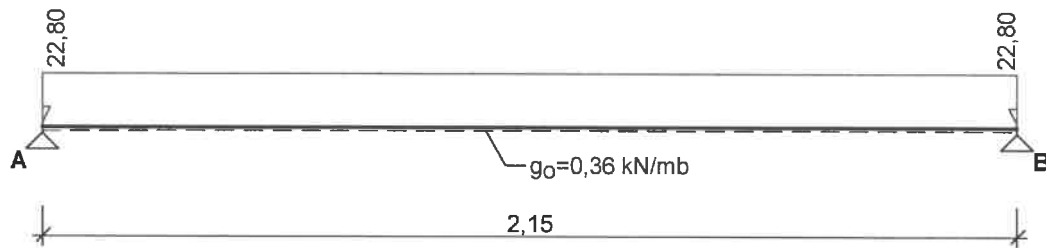
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,10$

### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ( $\gamma_f = 1,15$ )

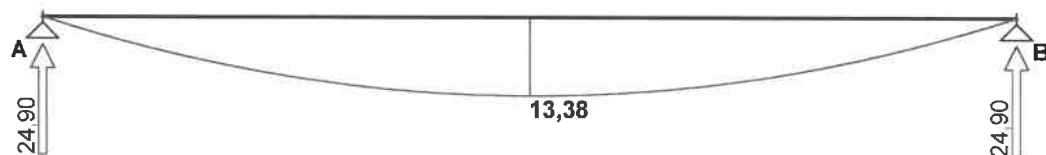
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

### Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



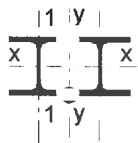
## ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem;

## WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **2 HE 100 A**,

$$A_v = 9,60 \text{ cm}^2, m = 33,4 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 698 \text{ cm}^4, J_y = 1328 \text{ cm}^4, J_\omega = 2581 \text{ cm}^6, J_T = 5,26 \text{ cm}^4, W_x = 146 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,070$ )  $M_R = 33,50 \text{ kNm}$

- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 119,71 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój  $z = 1,07 \text{ m}$

Współczynnik zwichrzenia  $\phi_L = 1,000$

Moment maksymalny  $M_{\max} = 13,38 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,400 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój  $z = 2,15 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = -24,90 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,208 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)24,90 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 71,83 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 1,07 m

Ugięcie maksymalne  $f_{k,max} = 3,92 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 250 = 2150 / 250 = 8,60 \text{ mm}$

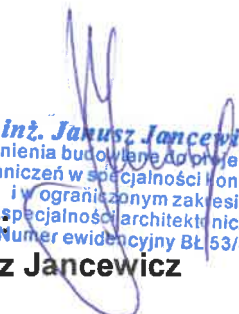
$f_{k,max} = 3,92 \text{ mm} < f_{gr} = 8,60 \text{ mm} \quad (45,6\%)$

Współpraca:

mgr inż. Krzysztof Bańkowski



**Projektant:**  
**inż. Janusz Jancewicz**



*inż. Janusz Jancewicz*  
uprawnienia budowlane do projektowania  
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjnej  
i w ograniczonym zakresie  
w specjalności architektonicznej  
Numer ewidencyjny BŁ 53/86



## **EKSPERTYZA TECHNICZNA**

### **ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU ŚWIETLICY WIEJSKIEJ W MIEJSCOWOŚCI** **OSTRÓWKI GMINA ZABŁUDÓW, działka nr 347/2**

#### **1.0. PRZEDMIOT I CEL EKSPERTYZY**

Przedmiotem ekspertyzy jest budynek świetlicy wiejskiej w miejscowości Ostrówki, Gmina Zabłudów.

Celem niniejszego opracowania jest dokonanie oceny stanu technicznego budynku pod kątem możliwości planowanej przebudowy..

#### **2.0. PODSTAWA OPRACOWANIA**

Podstawą opracowania jest zlecenie inwestora na wykonanie ekspertyzy technicznej istniejącego budynku wykonanego w technologii.

#### **3.0. WYKORZYSTANO MATERIAŁY**

- [1] Prawo budowlane z późniejszymi zmianami,
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [3] PN-82/B-02001 *Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.*
- [4] PN-77/B-02011 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.*
- [5] PN-EN-1991-1-3:2003 *Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3 Oddziaływania ogólne – obciążenie śniegiem.*
- [6] PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [7] PN-B-03264:2002 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [8] PN-B-03002:1999 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [9] PN-B-03002:2007 *Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie.*
- [10] PN-B-03349:1999 *Konstrukcje murowe zbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [11] PN-B-03020:1981 *Grunty budowlane. Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [12] J. Heja, P. Pietraszek, K. Schabowicz: *Obliczenia konstrukcji budowlanych wznoszonych tradycyjnie*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006 r.
- [13] Cz. Linczowski; *Naprawy, remonty i modernizacje budynków*, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1997 r.
- [14] A. Mitzel, W. Stachurski, J. Suwalski; *Awarie konstrukcji betonowych i murowych*, Arkady, Warszawa 1973 r.
- [15] J. Murzewski: *Niezawodność konstrukcji inżynierskich*, Arkady, 1989.

- [16] J. Thierry, S. Zaleski; *Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji*, Arkady, Warszawa 1972 r.  
[17] S. Zaleski red.; *Remonty budynków mieszkalnych*. Arkady, Warszawa 1995 r.

#### 4.0. BADANIA I POMIARY WŁASNE

Na potrzeby niniejszej ekspertyzy technicznej wykonano następujące badania i pomiary własne:

- wykonanie inwentaryzacji istniejącego budynku,
- obserwacje i pomiary zauważonych licznych rys i spękań na istniejącym budynku,
- dokumentacja fotograficzna elementów budynku sporządzona w kwietniu 2017r.


#### 5.0. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Na podstawie dostarczonych otworów badawczych wykonanych przez firmę „GEOLBUD S. C. wykonanych w kwietniu 2017r. można stwierdzić, iż na powierzchni do 50-80 cm zalegają grunty antropogeniczne.

Poniżej zalegają grunty niespoiste, piaszczyste, reprezentowane przez piaski drobne, żółte, piaski pylaste szaro-żółte o stopniu zagęszczenia  $ID = 0,62-0,65$ .

Poniżej przedstawiono karty dokumentacyjne otworów:

Załącznik nr: 1



**Hydrogeologia, Geotechnika, Pompy Ciepła**  
**GEOLBUD S.C.**

kom. 530488214, 503741881      geolbudsc@gmail.com

**Karta dokumentacyjna otworu nr 1**

**Temat:** rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych

**Adres:** Ostrówki (dz. ewid. nr 347/2)

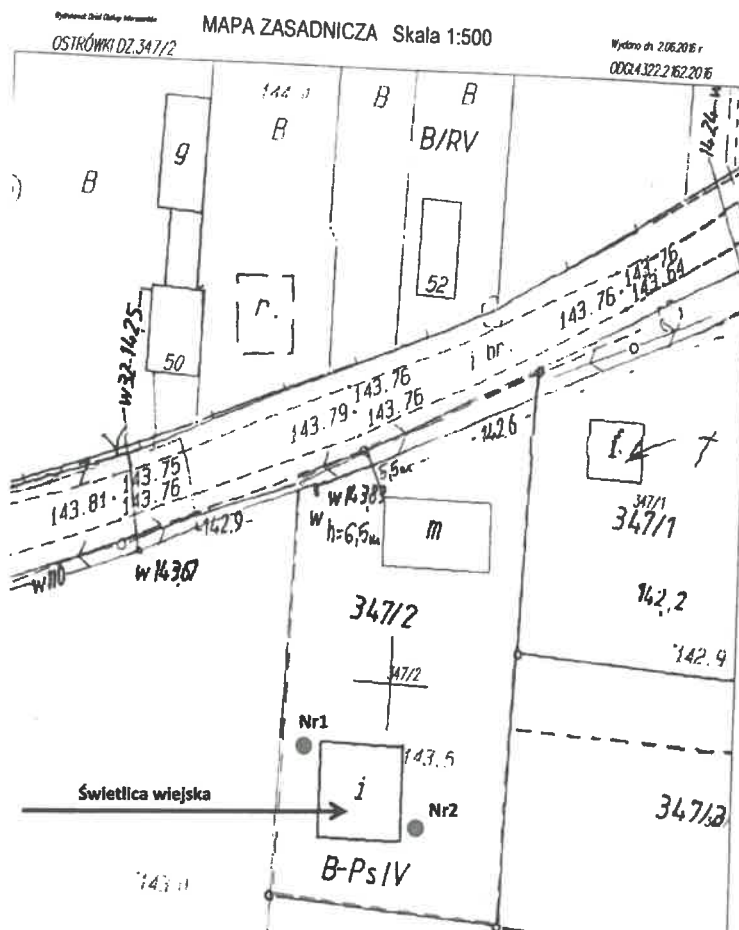
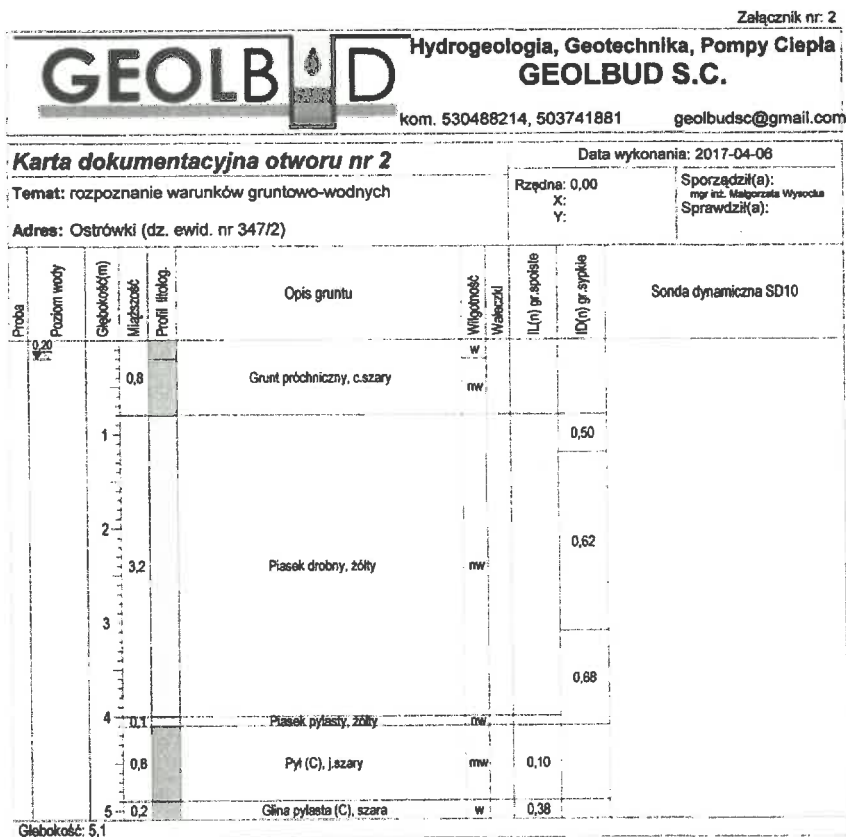
**Data wykonania:** 2017-04-06

Rzędna: 0,00  
X:  
Y:

**Sporządził(a):**  
mgr inż. Małgorzata Wysocza  
**Sprawdził(a):**

Profil	Głębokość (m)	Opis gruntu	Wilgotność	Waleczki	IL(n) gr. spójne	ID(n) gr. sypkie	Sonda dynamiczna SD10
Profil illog.	0,5	Grunt próchniczny, c.szary	mw				
	0,1	Namul. piaszcz. czarny	mw				
	0,1	Piasek drobny żółty	mw			0,50	
	0,7	Piasek pylasty, szaro-żółty	mw			0,65	
	0,5	Pyl przew. piasek pylasty (C), szaro-żółty	mw		0,16		
	1,1	Piasek pylasty, szaro-żółty	mw			0,70	
	1,0	Piasek pylasty, żółty	mw			0,70	
	1,0	Pyl przew. piasek pylasty (C), j.szary	mw		0,14		
	1,0	Gлина pylasta przew. piasek pylasty (C), szaro-brąz.	w		0,38		
	1,0		mw		0,20		

Głębokość: 6,0



Na podstawie danych zawartych w sprawozdaniu geotechnicznym opracowanym przez firmę GEOLBUD S.C. grunty w poziomie posadowienia stanowią piaski drobne i pylaste o nieprężeniach dopuszczalnych 245 kPa.

Poziom wody gruntowej stwierdzono ok. 10-20cm poniżej projektowanego terenu. Zwraca się uwagę, iż badania prowadzone były w okresie wiosennym co mogło wpłynąć na jej wysokość.

#### **6.0. KRYTERIA OKREŚLAJĄCE STOPIEŃ ZNISZCZENIA POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW OBIEKTU.**

1. stan techniczny doskonały – zniszczenie elementu konstrukcyjnego 0 do 10 %
2. stan techniczny zadawalający – zniszczenie elementu konstrukcyjnego 11 do 20 %
3. stan techniczny średni – zniszczenie elementu konstrukcyjnego 21 do 40 %
4. stan techniczny zły – zniszczenie elementu konstrukcyjnego 41 do 60 %
5. stan techniczny awaryjny – zniszczenie elementu konstrukcyjnego ponad 61 %

#### **7.0. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU:**

Istniejący budynek wykonany został w technologii tradycyjnej. Posadowiony na betonowych ławach. Ściany murowane z bloczków żużlobetonowych. Strop prefabrykowany gęstożebrowy T27. Dach o konstrukcji drewnianej krokwiowo-jętkowej.

#### **8.0. OCENA STANU TECHNICZNEGO ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU:**

##### **8.1. Fundamenty i ściany fundamentowe:**

Fundamenty w istniejącym budynku w postaci ścian fundamentowych w stanie średnim przechodzącym w zły. Nie wykonano żelbetowych ław. Posadowienie w poziomie zalegania gruntów antropogenicznych co w połączeniu z wysokim zwierciadłem wody gruntowej mogło powodować ich nierównomierne osiadanie, zaobserwowano w kilku miejscach ich zarysowanie. Stwierdzono również izolację poziomą pomiędzy ścianami fundamentowymi a ścianami nadziemna, co zatrzymało podciąganie kapilarne.

##### **8.2. Ściany nadziemne:**

Ściany nadziemne w stanie średnim przechodzące w kierunku złego. Brak wieńców żelbetowych usztywniających ściany, liczne rysy i spękania wg dokumentacji zdjęciowej.

**8.3. Stropy:**

Strop prefabrykowany typu T27 w stanie średnim. Stwierdzono brak należytego oparcia belek na ścianie murowanej. Nie stwierdzono zaś spękań belek stropowych lub płyt ani też ich ponadnormatywnych ugięć.

**8.4. Dach:**

Więźba dachowa w stanie średnim. Zaobserwowano nieliczne skupiska korozji biologicznej. Brak zabezpieczenia przed korozją biologiczną oraz ogniem.

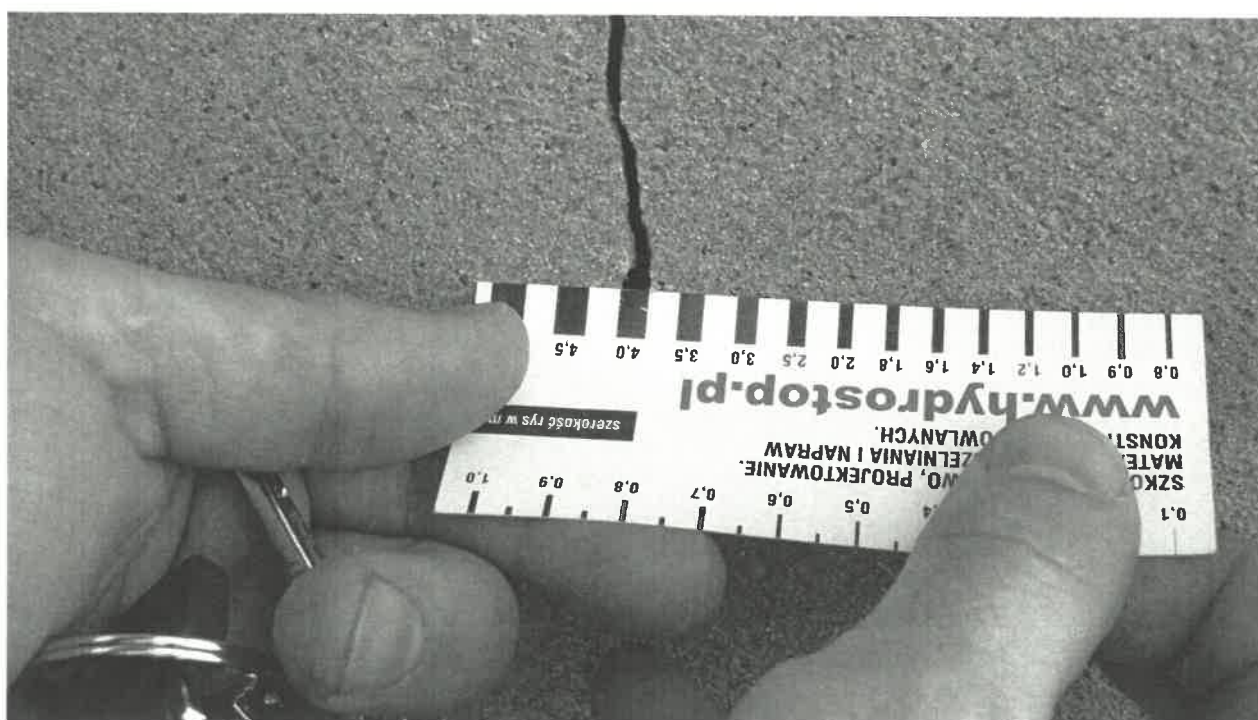
**9.0. DOKUMENTACJA ZDJĘCIOWA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU**

Rys.1 Widok elewacji budynku





Rys. 2. Zagłębienie istniejących ścian fundamentowych



Rys. 3. Widok rys i spękań widocznych na elewacji



Rys. 4. Widok rys i spękań od wewnątrz budynku

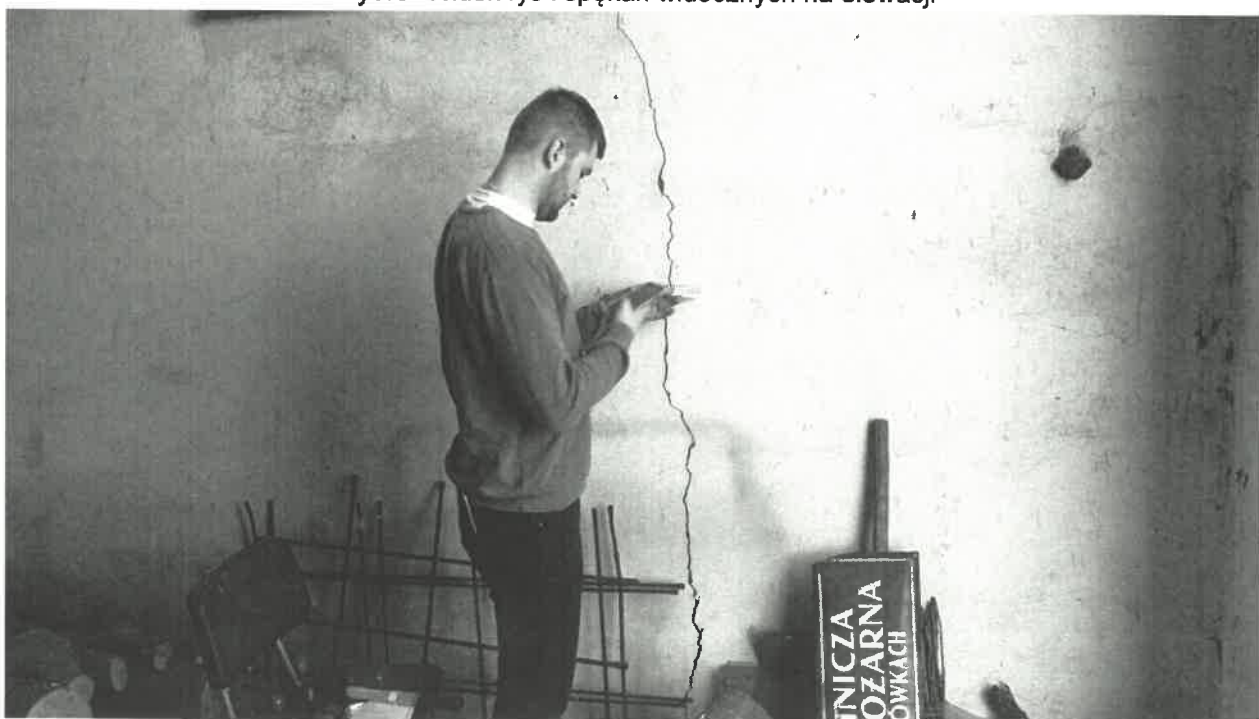


Rys. 5. Brak wieńców ściennych spinających budynek

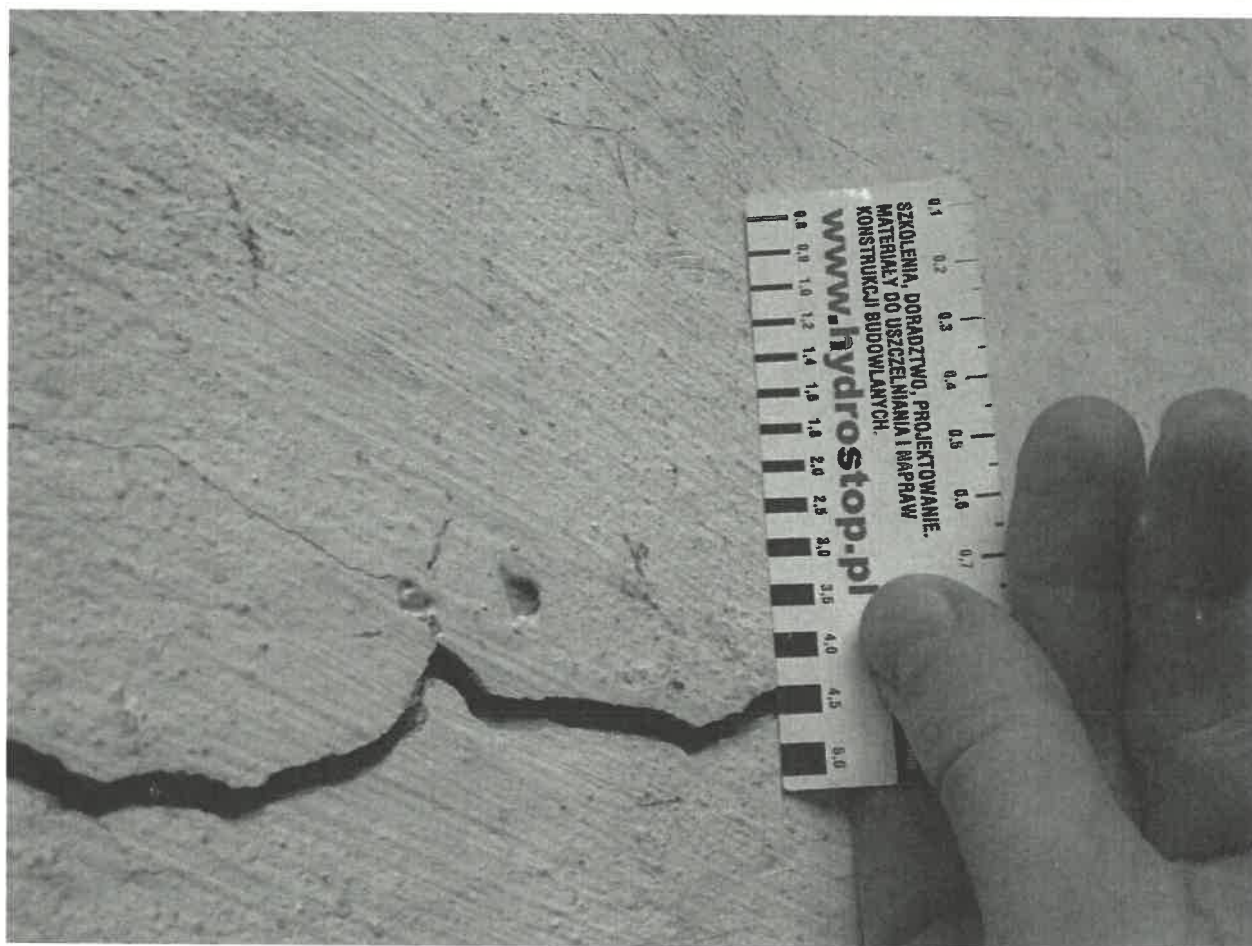




Rys.6 Widok rys i spękań widocznych na elewacji



Rys.7 Widok rys i spękań od wewnątrz budynku

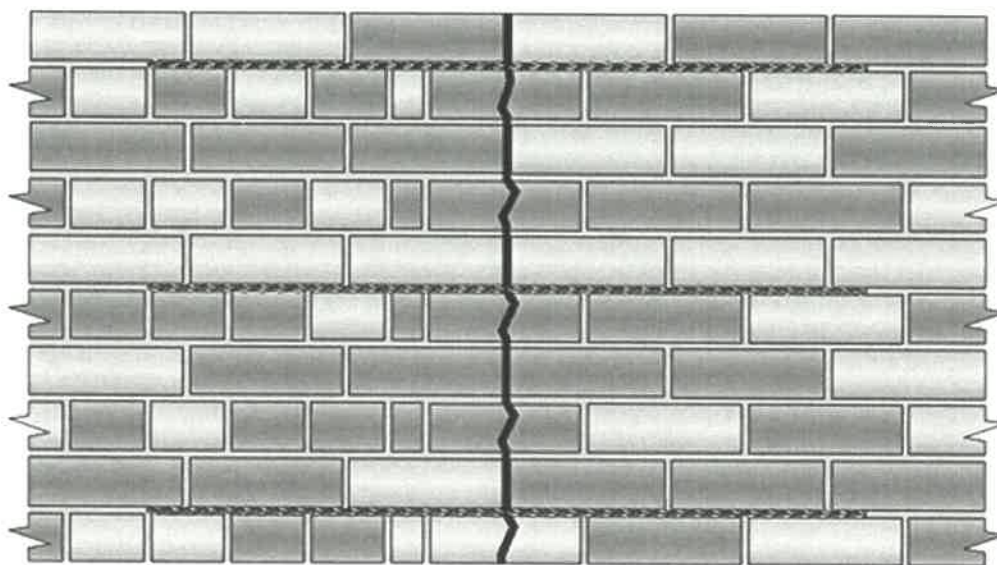


Rys.7 Widok rys i spękań od wewnątrz budynku

### 10.0. PROPONOWANY SYSTEM NAPRAWCZY ZARYSOWANYCH ŚCIAN

Podczas oględzin obiektu wykonanych 04.04.2017r. przez przedstawicieli biura konstrukcyjnego KONSTRUKTOR, stwierdzono zarysowania ścian sięgające 4.5mm. Należy bezwzględnie zastosować system naprawczy ścian stosując „HELIFIX SYSTEM NAPRAWY I WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI MUROWYCH” wg wytycznych podanych poniżej.

### Naprawa pęknięć w murach pełnych i warstwowych



Rys. 1

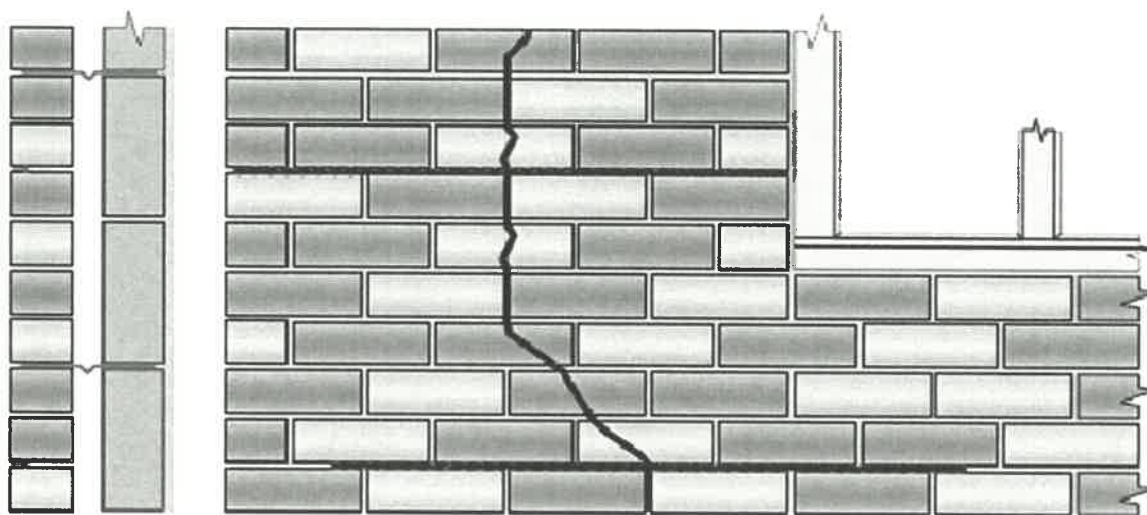
1. Wyciąć szczeliny w poziomych spoinach na wymaganą głębokość i długość w określonych odstępach pionowych.
2. Wyczyścić szczeliny i spłukać dokładnie wodą.
3. Wstrzyknąć warstwę zaprawy HeliBond w głąb szczeliny na grubość 15 mm.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę uzyskując dobre, równe pokrycie.
5. Nałożyć kolejną warstwę zaprawy i wepchnąć ją szpachelką w głąb spoiny przykrywając odkryte powierzchnie pręta.
6. Zwilżać okresowo.
7. Uzupełnić wypełnienie spoiny niekurczliwą zaprawą.

### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. głębokość szczeliny wynosi 35 – 45 mm, (plus grubość tynku)
- b. pionowe odstępy między kolejnymi prętami wynoszą 450 mm (6 warstw cegieł),
- c. pręt HeliBar powinien być zamocowany w murze na odcinkach minimum 500 mm po obu stronach pęknięcia.

## Naprawa pęknięć lokalnych



Rys. 2

1. W poziomych warstwach zaprawy wyciąć szczeliny w wymaganych odstępach i na określoną głębokość.
2. Wyczyścić szczeliny przy pomocy odkurzacza i spryskać wodą.
3. Do końca szczeliny wprowadzić zaprawę HeliBond o grubości ok. 10 mm.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę w celu uzyskania równej otuliny.
5. Wprowadzić następną warstwę zaprawy cementowej pozostawiając ok. 10 mm w celu późniejszego uzupełnienia wypełnienia spoiny zaprawą odpowiadającą zaprawie stosowanej w pozostałych spoinach obiektu.
6. Wyrównać powierzchnię spoiny.
7. Zwilżyć spoinę co pewien czas.
8. Uzupełnić wypełnienie szczeliny odpowiednią zaprawą.

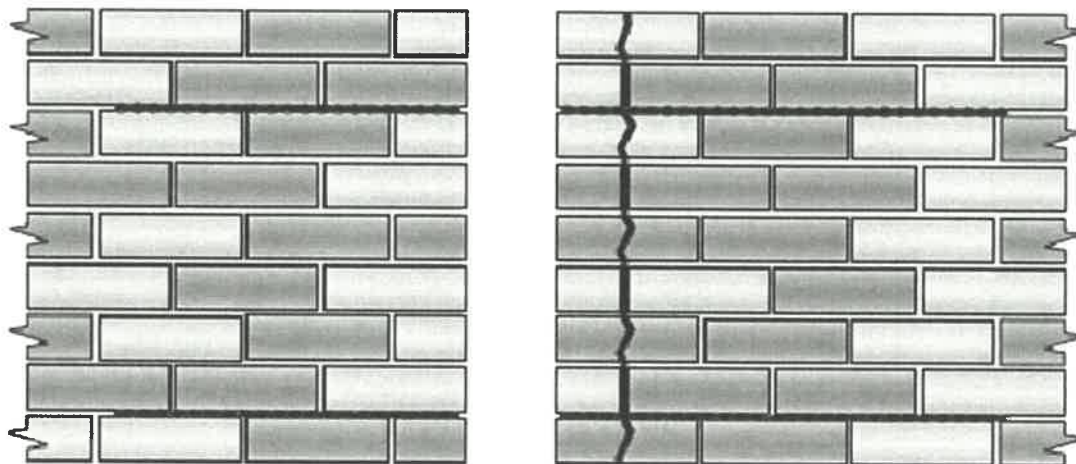
### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. Głębokość szczeliny 35 do 40 mm plus grubość tynku.
- b. HeliBar co najmniej na długość 500 mm poza szczelinę.
- c. Pionowy rozstaw prętów 450 mm (6 warstw cegły).
- d. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500 mm od naroża budynku (rys. 3) HeliBar powinien być prowadzony min 100mm wokół naroża i zostać zamocowany w przylegającej ścianie.
- e. W przypadku pęknięcia w odległości mniejszej niż 500 mm od otworu (rys. 2) HeliBar powinien być zagięty i zamocowany w ościeżu.



## Naprawa pęknięć w murach warstwowych blisko naroży



Rys. 3

1. Wykuć lub wyciąć szczeliny w poziomych spoinach na wymaganą głębokość i długość w określonych odstępach pionowych.
2. Wyczyścić szczeliny i spłukać wodą.
3. Wstrzyknąć warstwę zaprawy HeliBond w głąb szczeliny.
4. Wepchnąć pręt HeliBar w zaprawę uzyskując dobre, równe pokrycie.
5. Nałożyć kolejną warstwę zaprawy i wepchnąć ją szpachelką w głąb spoiny przykrywając odkryte powierzchnie pręta.
6. Zwilżać okresowo.
7. Wypełnić ewentualne nierówności pozostawiając gotowym do wykończenia.

### **UWAGI.**

Jeśli nie sprecyzowano inaczej przyjmować poniższe zasady:

- a. głębokość szczeliny wynosi 25 mm,
- b. pionowe odstępy między kolejnymi prętami wynoszą 450 mm (6 warstw cegieł),
- c. pręt HeliBar powinien być zamocowany w murze na odcinkach minimum 500 mm po obu stronach pęknięcia,
- d. jeśli pęknięcie występuje w odległości 300 mm lub mniejszej od naroża pręt powinien być zamocowany na odcinku przynajmniej 500 mm w przyległej ścianie.

## 11.0. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ISTNIEJACEJ WIEŻBY DACHOWEJ

### 11.1. Zebranie obciążeń działających na dach.

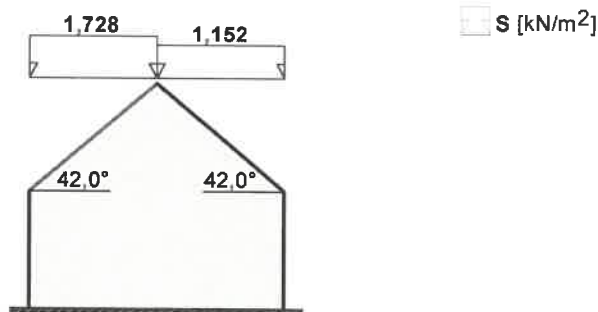
#### • Obciążenia stałe dachu

**Tablica 1. Obciążenia stałe dachu**

Lp	Opis obciążenia	Obciążenia. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$k_d$	Obciążenia obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Blacha dachówkowa [0,20kN/m <sup>2</sup> ]	0,20	1,30	--	0,26
2.	Deskowanie 2,5 cm [5,5kN/m <sup>3</sup> ·0,025m]	0,11	1,30	--	0,14
$\Sigma$ :		<b>0,31</b>	1,30	--	<b>0,40</b>

#### • Obciążenia zmienne

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



**Połąć bardziej obciążona:**

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
  - strefa obciążenia śniegiem 4 →  $Q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 42,0^\circ$
  - $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 42,0^\circ) / 30^\circ = 0,720$

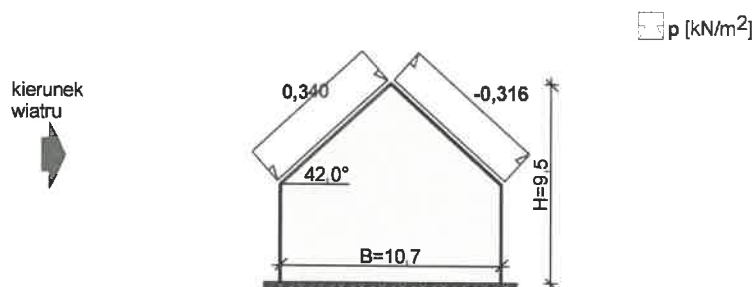
Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 1,600 \cdot 0,720 = 1,152 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 1,152 \cdot 1,5 = 1,728 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



#### Połąć nawietrzna:

- Budynek o wymiarach: B = 10,7 m, L = 9,8 m, H = 9,5 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci  $\alpha = 42,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
  - strefa obciążenia wiatrem I; H = 130 m n.p.m.  $\rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$   
 $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
  - rodzaj terenu: A; z = H = 9,5 m  $\rightarrow C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 9,5 = 0,97$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
  - $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
  - budynek zamknięty  $\rightarrow C_w = 0$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
  - $C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 42,0^\circ - 0,2 = 0,430$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
  - $C = C_z - C_w = 0,430 - 0 = 0,430$

#### Obciążenie charakterystyczne:

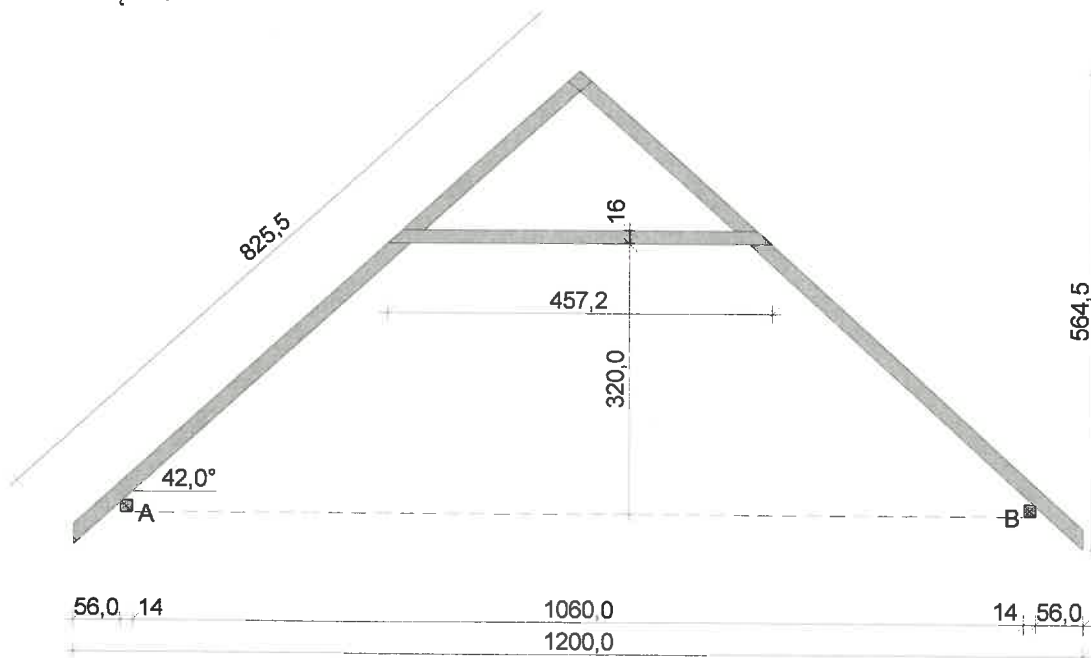
$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,97 \cdot 0,430 \cdot 1,80 = 0,226 \text{ kN/m}^2$$

#### Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,226 \cdot 1,5 = 0,340 \text{ kN/m}^2$$

### 11.2. Wymiarowanie więźby dachowej

Szkic więzara



#### Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 42,0^\circ$
- Rozpiętość więzara l = 12,00 m
- Rozstaw murałat w świetle  $l_s = 10,60 \text{ m}$
- Poziom jętki h = 3,20 m
- Rozstaw wiązarów a = 1,15 m
- Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 1,00 m
- Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak
- Rozstaw podparć poziomych murałaty  $l_{mo} = 1,00 \text{ m}$
- Wysięg wspornika murałaty  $l_{mw} = 0,50 \text{ m}$



### Dane materiałowe:

- krokiew z krawędziaków przyjęto przekrój zastępczy - 7/18 cm z drewna C24
- jętka 7/16 cm z drewna C24,
- murlata 14/14 cm z drewna C24

### Obciążenia (wartości charakterystyczne):

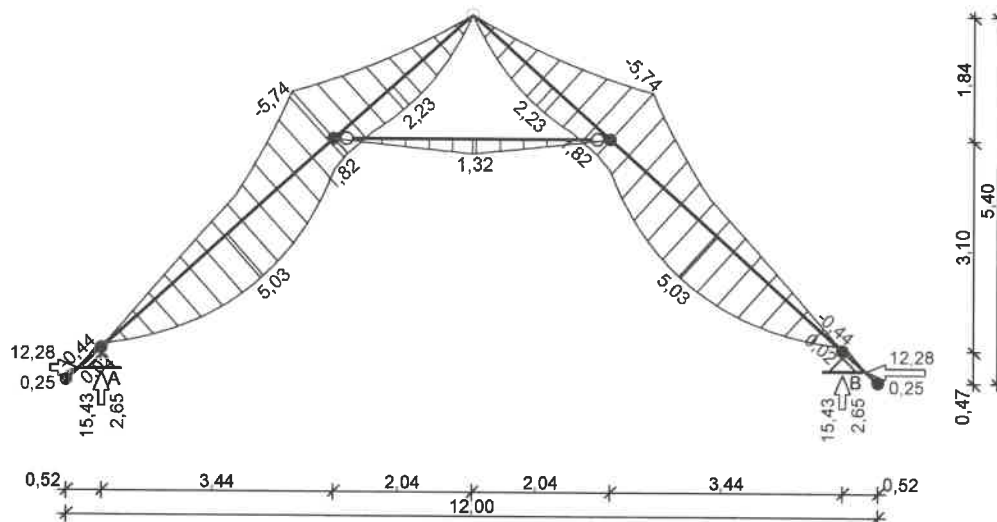
- pokrycie dachu :  $g_k = 0,31 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połacie bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 42,0 st.):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 1,15 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,77 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 9,5 \text{ m}$ ):
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl} = 0,23 \text{ kN/m}^2$
  - na połaci zawietrznej  $p_{kp} = -0,21 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie stałe jętki :  $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki :  $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki  $F_k = 1,0 \text{ kN}$

### Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

### WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



### WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

### **Krokiew 7/18 cm**

#### Smukłość

$$\lambda_y = 113,5 < 150$$

$$\lambda_z = 49,5 < 150$$

#### Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+śnieg-wariant II+0,90·wiatr z prawej

$$M = -5,74 \text{ kNm}, \quad N = 12,28 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 15,20 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,245, \quad k_{c,z} = 0,854$$