

CZEŚĆ OPISOWA

I. Podstawa formalna wykonania opracowania

Zlecenie zamawiającego tj. PKP Energetyka SA ul. Hoża 63/67 00-681 Warszawa
Zakład Północny ul. Jana z Kolna 29 81-859 Sopot

II. Cel, przedmiot i zakres opracowania

Temat opracowania : Wykonanie ekspertyzy techniczno-budowlanej budynku podstacji trakcyjnej w Malborku przy ul. Słonecznej , dz. 1/5 obręb Malbork 9

Celem opracowania jest ustalenie przyczyny powstania zjawisk destrukcyjnych w budynku podstacji trakcyjnej , oraz ustalenie metod ich przeciwdziałania

Zakres opracowania obejmuje :

- / opis ogólny konstrukcji budynku
- / ocenę stanu technicznego elementów konstrukcyjnych
- / ustalenie schematów statycznych elementów konstrukcyjnych
- / obliczenia sprawdzające w odniesieniu do norm z lat 80-tych i obowiązujących obecnie
- / wnioski i zalecenia

III. Wykaz materiałów wykorzystanych w opracowaniu

- [1] – Inwentaryzacja budynku podstacji
- [2] – dokumentacja zdjęciowa
- [3] - dokumentacja budynku podstacji trakcyjnej w Mikołajkach
- [4] - PN-82/B-02001;02000;02003- Obciążenia budowli
- [5] - PN-80/B-02010- Obciążenie śniegiem
- [6] - PN- 77/B-02011- Obciążenie wiatrem
- [7] - PN-80/B-02010/Az1- Obciążenie śniegiem
- [8] - PN-B-02011 : 1977/Az1 - Obciążenie wiatrem
- [9] - PN-87/B-03002 - Konstrukcje murowe

[10] - PN-B-03264 - Konstrukcje żelbetowe i sprężone

[11] - PN-90/B- 03200 - Konstrukcje stalowe

[12] - PN-81/B-03020 - Posadowienie bezpośrednie budowli

[13] - PN-85/B-02170 - Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże
na budynki

IV. Opis przedmiotu opracowania – Rys 1.0 + fot. 1 -5

Przedmiotem niniejszego opracowania jest budynek podstacji trakcyjnej usytuowany w Malborku przy ul. Słonecznej .

Wybudowany został , jako obiekt powtarzalny z możliwością zwiększenia długości , na początku lat 80 - tych . Jest on parterowy niepodpiwniczony o wymiarach w rzucie : 30,68 x 12,66 m . Podstawową konstrukcję nośną stanowią ramy stalowe jednoprzęsłowe o rozpiętości teoretycznej 12.0 m rozstawione w odstępach modularnych 5 x 6,0 m . Stateczność konstrukcji stalowej zapewniają stężenia połaciowe przy ścianach szczytowych i przyokapowe , oraz stężenia pionowe ścian bocznych . Obudowę (wg. dokumentacji archiwalnej [3]) stanowią prefabrykowane płyty żelbetowe typu KOLBET- 81 mocowane do słupów uchwytnymi stalowymi . Brama wjazdowa do hali znajduje się na ścianie szczytowej . Na stronie przeciwległej na końcu hali znajdują się murowe pomieszczenia socjalno-magazynowe . Pokrycie hali stanowią żelbetowe prefabrykowane płyty dachowe panwiowe o rozpiętości modularnej 6,0 m . Zadaszenie dla wewnętrznego pomieszczenia socjalno-magazynowego stanowią płyty warstwowe oparte na teownikach stalowych . Budynek jest ogrzewany i posiada instalacje elektryczną , wodną i kanalizacyjną . Doświetlenie hali zapewniają pasma okien wysokości 90 i 120 cm umieszczone na wysokości 2,7 m . Doświetlenie pomieszczeń socjalnych i magazynowych zapewniają standardowe okna dwu szybowe . Od strony północnej dostawione są poprzeczne prefabrykowane ściany żelbetowe stanowiące przegrody dla boksów na stanowiska transformatorów . Posadowienie budynku płaskie bezpośrednie na stopach fundamentowych . Słupy ram poprzecznych osadzone są sztywno w stopach kielichowych na których opierają się ściany obudowy , oraz murowane ściany części magazynowo-socjalnej poprzez monolityczną belkę podwalinową 40 x 40 cm .
powierzchnia zabudowy hali :

wysokość hali w kalenicy : 5,5 m

wysokość hali przy ścianach bocznych : 5,25 m

kubatura hali :

powierzchnia części magazynowo-socjalnej : 5,38 x 12,66 m

wysokość części magazynowo-socjalnej : 2,62 m

kategoria geotechniczna : druga

- **ocena ogólna budynku :**

Ogólnie stwierdzono zgodność realizacji z dokumentacją archiwalną . Wyjątek stanowi żelbetowa belka podwalinowa pod ściany zewnętrzne części magazynowo-socjalnej która zgodnie z dokumentacją powinna opierać się na kielichach stóp fundamentowych .

Tymczasem w trakcie wizji lokalnej stwierdzono że nie opiera się ona prawidłowo na stopach narożnych przez co się oddylaowała i pracuje oddzielnie jako ława fundamentowa która osiadając powoduje rysowanie ścian . Jest ona osadzona na głębokość 10 cm w gruncie nasypowym tj. w strefie przemarzania . Analiza statyczna w dalszej części opracowania wykazała że podwalina jako ława fundamentowa nie spełnia ona normowych warunków nośności .

Po sprawdzeniu dokumentacji projektowej [3] stwierdzono w niej następujące wady :

- 1/ brak jest stężenia wiatrowego pionowego na ścianach bocznych w obszarze budynku magazynowo-socjalnego . Murowane ściany nie wypełniają 6 metrowego pola pomiędzy słupami stalowymi toteż nie można ich traktować jako usztywnienie podłużne hali (fot. 9)
Postawione są na wąskiej podatnej podwalinie czego skutkiem są charakterystyczne rysy dla zjawiska osiadania - fot. 9
- 2/ Brama wjazdowa jest wadliwie osadzona . Jest ona doczepiona jedną krawędzią do słupa biegnącego od fundamentu do konstrukcji pokrycia , a druga krawędź jest dostawiona do słupa odcinkowego wysokości wrót - fot. 23 i 24 . Prawidłowo oba słupy należy prowadzić do konstrukcji zadaszenia , a nad bramą wykonać stalowe nadproże . Końcowo konstrukcja pod bramę winna posiadać kształt litery H . Obecnie słup wspornikowy jako podpora podatna dla ciśnienia wiatru uginając się powoduje skręcanie płyt osłonowych co widoczne jest w postaci rys ukośnych w obu kierunkach .

3/ analiza statyczno-wytrzymałościowa kratownicy wykazała że dwa krzyżulce nr. 22 i 26 nie spełniają normowych warunków nośności ze względu na źle przyjętą do obliczeń długość wybočeníową - fot. 31 .

ocena stanu technicznego :

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono symptomów naruszenia podstawowej konstrukcji nośnej tj. stalowych ram poprzecznych i stężeń . Zachowuje się ona poprawnie , a stan techniczny jest również poprawny . Nie stwierdzono oznak korozji , ani oznak pozanormowej deformacji . Jednak na uwagę zasługuje fakt że wizję lokalną wykonano w grudniu , ale w okresie bez opadów śniegu .

Problem stanowią żelbetowe prefabrykowane płyty ścienne obudowy które są w wielu miejscach porysowane i wymagają szybkiej interwencji (dokumentacja zdjęciowa)

V. Opis elementów konstrukcyjnych części dobudowanej z oceną ich stanu technicznego i ustaleniem schematów statycznych

Uwaga : ocenę stanu technicznego elementów konstrukcyjnych przyjęto w oparciu o „ Klasyfikację zagrożeń obiektu budowlanego ” – Inżynier Budownictwa z lipca, sierpnia i wrzesień 2007 , stosując następujące kryteria oceny :

- **stan zadowolający :**

Elementy nie wykazują zarysowania , nadmiernych ugięć i śladów korozji

- **stan mało zadowolający :**

Elementy wykazują niewielkie zarysowania , nieznaczne ugięcia oraz objawy korozji powierzchniowej , plamy i wykwyty na tynkach , nieszczelność pokrycia itp.

- **stan niezadowolający :**

Elementy konstrukcyjne uległy znacznej korozji , wykazują objawy znacznych ugięć , uszkodzenia , odpadanie tynków itp.

- **stan przedawaryjny :**

Elementy konstrukcyjne wykazują ugięcia i zarysowania świadczące o przekroczeniu stanu granicznego użytkowności lub nośności

- **stan awaryjny :**

Elementy konstrukcyjne wykazują trwałe uszkodzenia i silne zarysowania , pęknięcia , miejscową utratę stateczności itp. .

V /1. Ocena stanu technicznego konstrukcji pokrycia dachu

- **opis konstrukcji pokrycia dachu (fot. 23 - 29)**

Konstrukcję pokrycia dachu wg. [3] stanowią żelbetowe prefabrykowane płyty panwiowe o rozpiętości modularnej 6,0 m oparte bezpośrednio na pasach górnych dźwigarów kratowych. Pokrycie stanowi warstwa ocielenia (płyty 2 x PW-11/A/Bistyp gr. 6 cm) + 2 x papa asfaltowa na lepiku .

- **identyfikacja obciążeń - poz. obl.**

ciężar własny dachu (wg. dokumentacji archiwalnej)

ciężar stały charakterystyczny : 2,18 KN/m²

ciężar stały obliczeniowy : 2,48 KN/m²

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

strefa : II ; kąt nachylenia : 3 st

obc. jednostkowe śniegiem w rzucie na połać dachu : $S = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ KN/m}^2$

$Q = 0,720 \times 1,4 = 1,02 \text{ KN/m}^2$

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

strefa : I ; kąt nachylenia : 3 st

dach strona nawietrzna :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,25 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,8 = - 0,383 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,383 \times 1,3 = - 0,50 \text{ KN/m}^2$

dach strona zawietrzna :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,25 \times 1,0 \times 0,40 \times 1,8 = - 0,18 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,18 \times 1,3 = - 0,234 \text{ KN/m}^2$

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obc. jednostkowe śniegiem w rzucie na połac dachu : $S = 1,2 \times 0,80 = 0,96 \text{ KN/m}^2$

$Q = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ KN/m}^2$

- **obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :**

strefa : I ; kąt nachylenia : 3 st

dach strony nawietrznej :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,30 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,8 = - 0,459 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,459 \times 1,5 = - 0,689 \text{ KN/m}^2$

dach strony zawietrznej :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,3 \times 1,0 \times 0,4 \times 1,8 = - 0,216 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,216 \times 1,5 = - 0,324 \text{ KN/m}^2$

- **identyfikacja schematów statycznych**

schemat statyczny zawiera : płyta jednoprzęsłowa wolnopodparta o rozp. 6,0 m

Sposób użytkowania konstrukcji : statyczny

- **Identyfikacja parametrów mechanicznych konstrukcji dachu**

Nie wykonano badań wytrzymałości betonu . Według danych zaczerpniętych z katalogu do produkcji płyt użyto betonu B20 .

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja nośna pokrycia dachu jest narażona na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych . W trakcie inwentaryzacji nie stwierdzono śladów przecieku dachu .

- **analiza nośności elementów konstrukcji dachu**

Zgodnie z Obliczeniami statycznymi dokumentacji archiwalnej [3] poz. obl. 1.0. przyjęto płyty PŻ-150/597/34GS/330 wg. KB1-31.6.3/13/80 dla obciążeń charakterystycznych (łącznie z ciężarem własnym) 3,30 KN/m² . W tym wielkość obciążenia śniegiem wynosi :
charakterystyczne : $S = 0,72$ KN/m²
obliczeniowe : $Q = 2,48$ KN/m²

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji dachu oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych (fot. 23 - 29)**

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono oznak wskazujących na wyczerpanie nośności płyt i można by przyjąć że stan techniczny płyt jest zadowalający . Nie stwierdzono ubytków ani śladów karbonatyzacji otuliny i korozji zbrojenia . Rysy na stykach płyt są charakterystyczne dla ich pracy jako elementów niezależnych . Pojedyncze rysy są wynikiem wad montażowych Jednak biorąc pod uwagę fakt że płyty dostosowane są do normy obciążenia śniegiem PN-80/B-02010 i spełniają warunku nośności dla aktualnie obowiązujących norm obciążenia śniegiem obniża się kwalifikację oceny do małozadowalający .

Dopuszczalna wielkość pokrywy śnieżnej wg. PN-80/B-02010 wynosi : 37 cm

V /2 Ocena stanu technicznego konstrukcji ram poprzecznych -

- rys. arch. 9 + fot. 25

Ramy poprzeczne składają się z dźwigara dachowego o rozpiętości teoretycznej 12,0 m przegubowo opartego na dwóch słupach dwugałęziowych sztywno zamocowanych w stopach fundamentowych .

schemat statyczny ustroju : rama jednoprzęsłowa z rygłem przegubowo połączonym ze słupami , a słupami sztywno zamocowanymi w fundamentach

Rygiel wykonany został jako dźwigar kratowy , a słupy jako dwugałęziowe 2 x C200E .

Słupy osadzone są w stopach fundamentowych kielichowych zapewniających sztywne zamocowanie . Obciążenie : wiatrem , śniegiem oraz ciężarem pokrycia i obudowy .

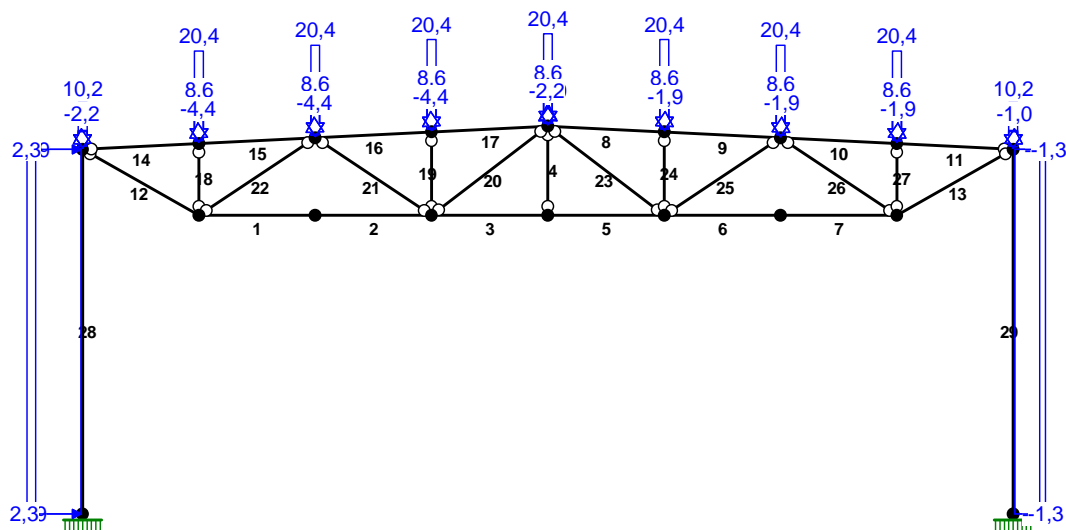
W środku rozpiętości tj. w linii kalenicy kratownice są połączone kratą podłużną zapewniającą stateczność , oraz wzajemną współpracę dźwigarów .

Przy okapach słupy połączone są belką stalową podłużną 2 x C160 na całej długości hali .

W płaszczyźnie pasa górnego konstrukcja posiada stężenia połączeniowe przy ścianach szczytowych , oraz w pasmach przyokapowych .

Stateczność podłużną hali zabezpieczają stężenia wiatrowe osadzone pomiędzy słupami w płaszczyźnie ścian bocznych . Stężenia pionowe znajdują się tylko przy ścianie od strony wjazdu .

schemat statyczny ramy :



V /2-1 Ocena stanu technicznego konstrukcji dźwigara kratowego

- opis konstrukcji dźwigara kratowego

Dźwigar kratowy ma wysokość w kalenicy 1192 mm oraz rozpiętość teoretyczną 1200 mm .

Pas górny ma nachylenie dwustronne 3 st. a pas dolny ułożony jest w poziomie .

Kratownica oparta jest przegubowo i nieprzesuwnie na słupach dwugałęziowych 2 x C200E

charakterystyka elementów kratownicy :

pas górny dwugąłziowy : 2 x L 75 x 75 x 8 mm

pas dolny dwugąłziowy : 2 x L 75 x 75 x 8 mm

słupki : L 45 x 45 x 5 mm

krzyżulce 22 i 27 : 75 x 75 x 8 mm

pozostałe krzyżulce : 45 x 45 x 5 mm

Kątowniki pasa górnego mają przewiązki w formie blach węzłowych gr. 8 mm , oraz pośrednie pomiędzy węzłami (co 751 mm) . Krzyżulce , oraz słupki są przekręcone i jedną osią symetrii w płaszczyźnie dźwigara , przecięte podłużnie i w sposób widełkowy osadzone w blasze węzłowej (fot. 25, 28, 30, 31)

• **identyfikacja obciążeń - zał. Z1 i Z2**

kratownica obciążona jest ciężarem własnym pokrycia , oraz ciężarem śniegu .

Oddziaływanie wiatrem działa odciążająco na dźwigary (ssanie przy małym nachyleniu) .

ciężar własny dachu (wg. dokumentacji archiwalnej)

ciężar stały charakterystyczny : 2,18 KN/m²

ciężar stały obliczeniowy : 2,48 KN/m²

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

strefa : II ; kąt nachylenia : 3 st

obc. jednostkowe śniegiem w rzucie na połać dachu : $S = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ KN/m}^2$

$Q = 0,720 \times 1,4 = 1,02 \text{ KN/m}^2$

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

strefa : I ; kąt nachylenia : 3 st

dach strona nawietrzna :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,25 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,8 = - 0,383 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,383 \times 1,3 = - 0,50 \text{ KN/m}^2$

dach strona zawietrzna :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,25 \times 1,0 \times 0,40 \times 1,8 = - 0,18 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,18 \times 1,3 = - 0,234 \text{ KN/m}^2$

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obc. jednostkowe śniegiem w rzucie na połać dachu : $S = 1,2 \times 0,80 = 0,96 \text{ KN/m}^2$

$Q = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ KN/m}^2$

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

strefa : I ; kąt nachylenia : 3 st

dach strony nawietrznej :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,30 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,8 = - 0,459 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,459 \times 1,5 = - 0,689 \text{ KN/m}^2$

dach strony zawietrznej :

-/ obc. charakterystyczne : $p_k = 0,3 \times 1,0 \times 0,4 \times 1,8 = - 0,216 \text{ KN/m}^2$

-/ obc. obliczeniowe : $q_o = 0,216 \times 1,5 = - 0,324 \text{ KN/m}^2$

• **identyfikacja schematów statycznych – Z1 i Z2**

Dźwigar kratowy pracujący jako belka jednoprzęsłowa wolnopodparta o rozpiętości teoretycznej 1200 mm .

schemat statyczny zawierają załączniki Z1 i Z2 - część obliczeniowa

• **Identyfikacja parametrów mechanicznych konstrukcji dachu**

Nie wykonano badań wytrzymałości . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję

wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja ramy nie jest narażona na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych

- **analiza nośności elementów konstrukcji dachu (zał. Z1 i Z2)**

Analizę nośności przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obciążeń obowiązujących w okresie projektowania hali (Z1) tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

2/ z uwzględnieniem norm obciążeń obowiązujących obecnie (Z2) tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w odniesieniu do norm z okresu powstania dokumentacji technicznej (Z1) :

pas górny : wykorzystanie nośności od 42,7 - 82% (82 % pręty nr 8 i 17)

pas dolny : wykorzystanie nośności od 67 - 78%

słupki : wykorzystanie nośności od 12 - 36 %

krzyżulce : pręty nr 22 i 26 przekroczenie nośności o 8 % (1,076 > 1) .

Pozostałe krzyżulce ok.

wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w odniesieniu do norm obowiązujących obecnie (Z2) :

pas górny : wykorzystanie nośności od 48 - 92% (92 % pręty nr 8 i 17)

pas dolny : wykorzystanie nośności od 75 - 87%

słupki : wykorzystanie nośności do 40 %

krzyżulce : pręty nr 22 i 26 przekroczenie nośności o 22 % (1,22 > 1) .

Pozostałe krzyżulce ok.

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji dachu oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych**

Stan techniczny konstrukcji dźwigarów ocenia się jako przedawaryjny .

uzasadnienie :

W trakcie wizji lokalne nie stwierdzono deformacji przekraczającej wartości dopuszczalne . Nie stwierdzono deformacji przekraczających wielkości dopuszczone normą . Na uwagę zasługuje fakt że wizję lokalną wykonano w grudniu , ale w okresie bez opadów śniegu . Nie stwierdzono wad ani symptomów naruszenia podstawowej konstrukcji nośnej tj. stalowych ram poprzecznych i stężeń . Zachowuje się ona poprawnie , a jest stan techniczny jest również poprawny . Nie stwierdzono oznak korozji .

Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała że kratownica jest w stanie przenieść wielkość obciążeniem przewidzianą obowiązującą normą . Problem stanowią dwa krzyżulce skrajne nr 22 i 26 które nie spełniają warunków normowych (błąd w dokumentacji w określeniu długości wyboczeniowej) .

Obliczenia sprawdzające przeprowadzone w oparciu o normy z lat 80-tych dały wartości sił w prętach praktycznie takie same jak w dokumentacji archiwalnej . Rozbieżność wyszła w wymiarowaniu krzyżulców nr 22 i 26 . Projektant wymiarując je przyjął dwie różne długości wyboczeniowe tj. z płaszczyzny kraty przyjął obustronne zamocowanie przegubowe i $L_o = L$, ale w płaszczyźnie kraty przyjął obustronne zamocowanie i $L_o = 0,8L$ (zmniejszona została długość wyboczeniowa) .

Przepisy dopuszczają taką rozwiązanie pod warunkiem udowodnienia że pręt będzie miał odpowiednią sztywność w zamocowaniu . Przecięcie kątownika i wprowadzenie go widelkowo w blachę węzłową osłabiło styk i spowodowało powstanie przegubów plastycznych zamiast zamocowania (fot. 31) . W trakcie inwentaryzacji stwierdzono szczelinę na styku sięgającą ok. 5 mm . Przy takich warunkach zwiększa się długość wyboczeniowa i przekroczony jest normowy warunek nośności .

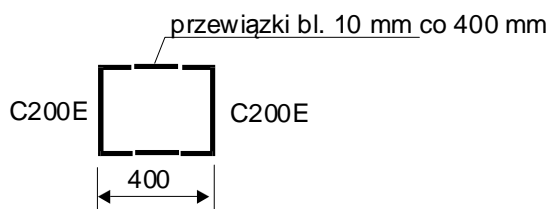
Po wzmocnieniu krzyżulców 22 i 26 stan techniczny będzie można uznać jako zadowalający

V /2-2 Ocena stanu technicznego konstrukcji słupów

- opis konstrukcji słupów (fot. 25; 30; 32)

Słupy zostały wykonane jako dwugałęziowe z 2 x C200E połączone przewiązkami z blachy gr. 10 mm co 400 mm . Głowica słupa ma wykształtowany stolik na oparcie dźwigarów stalowych , a podstawa połączona wzmocnioną uźebrowaniem blachą gr. 15 mm .

przekrój słupa :



W plecach zewnętrznego ceownika wykonane są otwory na śruby M16 w rozstawie 120 mm utrzymujące prefabrykowane ściany obudowy hali .

- identyfikacja obciążeń - Z1 i Z2

Słup obciążony jest reakcją pionową z kratownicy oraz obciążeniem poziomym od oddziaływania wiatrem .

- identyfikacja schematów statycznych – Z1 i Z2

Słup wspornikowy o wysokości 4,7 m
schemat statyczny zawiera złącznik Z1 i Z2 - część obliczeniowa

- Identyfikacja parametrów mechanicznych

Nie wykonano badań wytrzymałości . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja ramy nie jest narażona na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych

- **analiza nośności słupa**

Analizę nośności przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obowiązujących w okresie projektowania hali (Z1) tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

2/ z uwzględnieniem norm obowiązujących obecnie (Z2) tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w odniesieniu do norm z okresu powstania dokumentacji technicznej :

w odniesieniu do norm z okresu powstania dokumentacji , oraz norm obecnie obowiązujących nośność słupa jest wykorzystana w 45 % .

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji dachu oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych**

W trakcie wizji lokalne nie stwierdzono deformacji przekraczającej wartości dopuszczalne Nie stwierdzono wad ani symptomów naruszenia podstawowej konstrukcji nośnej tj. stalowych ram poprzecznych i stężeń . Zachowuje się ona poprawnie , a jest stan techniczny jest również poprawny . Nie stwierdzono oznak korozji , ani oznak dopuszczalnej normą deformacji

W odniesieniu do stanu technicznego stan konstrukcji słupów ocenia się jako zadowalający .

V /2-3 Ocena stanu technicznego stężeń połączeniowych

- **opis konstrukcji stężeń (fot. 26 - 29) + dokumentacja arch. [3]**

Stężenia połączeniowe wykonane zostały w formie kratownic poziomych z kątowników L 75 x 75 x 8 mm ułożonych przy ścianach szczytowych , oraz wzdłuż linii okapów .

- **identyfikacja obciążeń - Z1 i Z2**

Kratownice obciążone są reakcją poziomą od parcia i ssania wiatrem , a reakcje przekazują na stężenia pionowe ścian bocznych

- **identyfikacja schematów statycznych – Z1 i Z2**

kratownice poziome - schemat statyczny zawiera złącznik Z1 i Z2 - część obliczeniowa

- **Identyfikacja parametrów mechanicznych**

Nie wykonano badań wytrzymałości . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja ramy nie jest narażona na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych

- **analiza nośności**

Analiza nośności przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obowiązujących w okresie projektowania hali (Z1) tj.

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

2/ z uwzględnieniem norm obowiązujących obecnie (Z2) tj.

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w odniesieniu do obu norm wykazały że spełniają warunki nośności i użyteczności

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji dachu oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych - fot. 26 - 29**

Nie stwierdzono oznak korozji , ani oznak dopuszczalnej normą deformacji

W odniesieniu do stanu technicznego stan konstrukcji stężeń ocenia się jako zadowolający .

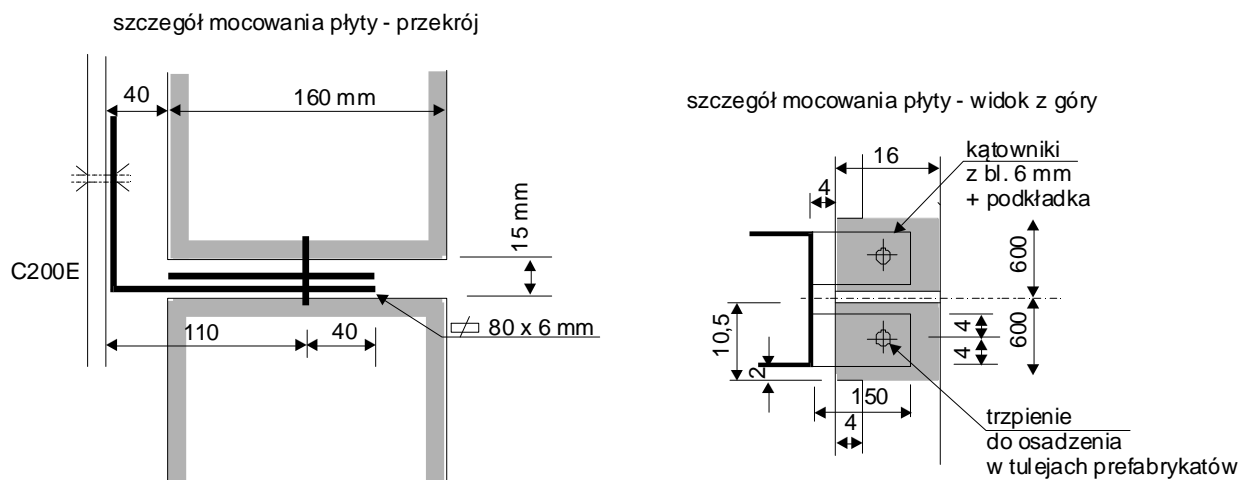
V/ 3.0. Ocena stanu technicznego konstrukcji ścian obudowy hali

- **opis konstrukcji (dane z dokumentacji archiwalnej) -
- rysunki elewacji + fot. 1 - 9**

Według dokumentacji archiwalnej [3] ściany obudowy hali zaprojektowano i wykonano jako żelbetowe prefabrykowane warstwowe z wkładką styropianową typu KOLBET -81 o wymiarach modularnych 600 x 120 x 16 cm i 600 x 60 x 16 cm , oraz wymiarach nietypowych 300 x 60 x 16 cm wg. indywidualnego opracowania dawnego ZPR.Kol . Klasa betonu : B20 , klasa stali zbrojeniowej : AI . Pomierzone zbrojenie wykonane jest z siatki zgrzewanej $d = 4 \text{ mm} : 12 - 13 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}$ (w poziomie średni odstęp co 12 cm , a w pionie co 18 cm) - fot. 39 - 42

Płyty odstawione są na 40 mm od konstrukcji słupów i ustawione w pionie poprzez przekładki centrujące zapewniające dystans 15 mm pomiędzy płytami przez co pracują każda niezależnie jako płyta wolnopodparta w obu kierunkach - fot. 35 i 36 .

Schemat montażu zawiera rys. arch. R-11 + R-13 + R-09 [3] . Według rysunku montażowego [3] pierwsza warstwa cokołowa tzw. podwalinowa wykonana jest w systemie P-70 i opiera się na kielichach stóp fundamentowych . Kolejne płyty są ustawione ku górze na przekładkach dystansowych i mocowane uchwytyami z blachy gr. 6 mm poprzez dyble i śruby co słupów (R-11 + R-13) - fot. 32 - 34 . Szczegóły oparcia - patrz fot. 35 i 36



W przeszle od strony zewnętrznej grubość płyty wynosi 6 cm , następnie wkładka styropianowa gr. 6 cm , oraz płyta gr. 4 cm od wewnątrz . W miejscu oparcia jest pogrubienie żebra pionowego do 10,5 cm (patrz schemat wyżej) pogrubione lokalnie do 10,5 cm w miejscu osadzenia dybli uchwytów stalowych . Według dokumentacji [3] w tych miejscach powinny znajdować się tuleje na dyble . Płyta zewnątrz ma szerokość 585 mm lub 1185 mm , a płyta wewnętrzna gr. 4 cm odpowiednio 425 mm i 1025 mm . Obie części płyty połączone są zębem poziomych załamaniem w formie uskoku kąтового 40 x 80 mm gr. 30 mm . Styki płyt wypełnione zostały Olkitem . Styki uskoków od strony wewnętrznej hali wg. [3] wypełnione miały być styropianem i masą tynkarską . W rzeczywistości nie włożono wkładki styropianowej , ale zaślepiono zaprawą cementowo-wapienną - fot. 37 - 39 Ściany zewnętrzne obudowy są narażone na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych . Zbrojenie ma otulinę grubości ok. 1 cm a tyk zewnętrzny w formie natrysku gr. 5 - 10 mm .

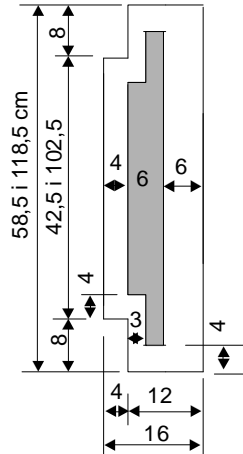
Uwaga : zbrojenie odkryte w trakcie wizji lokalnej w płycie : pojedyncza siatka

zgrzewana $d = 4 \text{ mm} - 12 \times 18 \text{ cm}$ (poziomo co 12 cm , w pionie co 18 cm) .

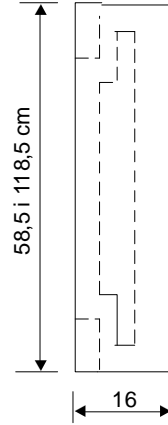
Siatkę odkryto na różnych głębokościach tj. : 1 cm od lica zewnętrznego oraz wewnątrz przy styropianie

przekrój w przęśle (R-13) :

przekrój w przęśle
A - A

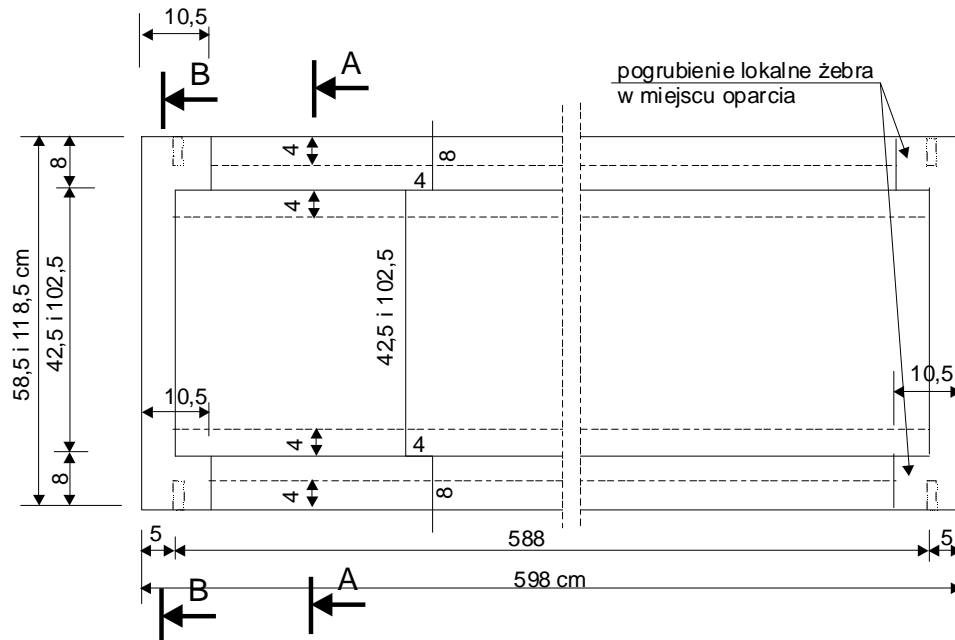


przekrój przez żebro oparcia
B - B



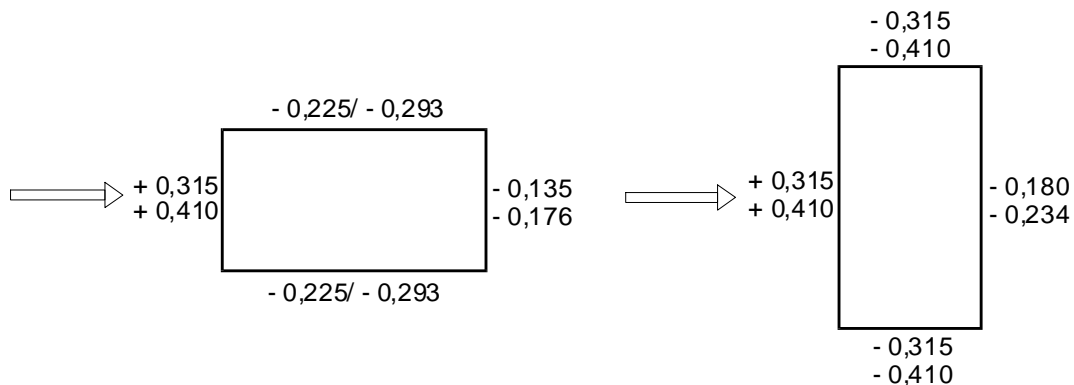
W miejscu mocowania do słupów mają pełen przekrój betonowy .

widok płyty od strony wewnętrznej :

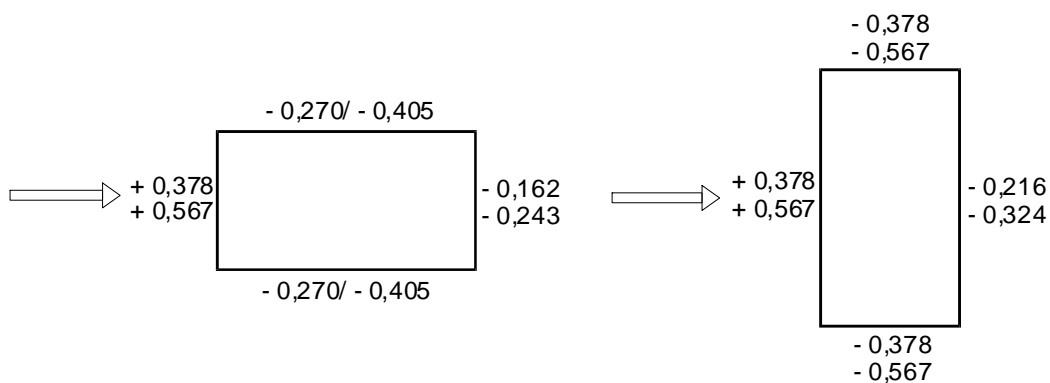


- **identyfikacja obciążeń - zał. Z4**

obciążenie wiatrem konstr. ścian wg. PN-B-02011 : 1977 w KN/m²



obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) w KN/m²



- **Identyfikacja parametrów mechanicznych**

klasa betonu : B20 wg. [3]

klasa stali zbrojeniowej : AI - siatka zgrzewana z prętów 4 mm (12 x 18 cm)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Ściany zewnętrzne obudowy są narażone na oddziaływanie zewnętrznych czynników

atmosferycznych . Zbrojenie ma otulinę grubości ok. 1 cm a tyk zewnętrzny w formie natrysku gr. do 5 do 10 mm .

klasa ekspozycji : XC4 (cyklicznie mokre i suche) - zalecana klasa betonu B30

Nie spełniają one obowiązujących warunków cieplnych dla przegród zewnętrznych .

- **analiza nośności płyt ściennych – załącznik Z4**

Analizę nośności przeprowadzono dla następujących obciążeń :

- / zginanie płyt w kierunku poziomym od parcia i ssania wiatru
- / zginanie w pionie od ciężaru własnego
- / zginanie w pozycji ułożonej poziomo uwzględniając tylko ciężar własny (wariant wadliwego montażu)
- / dla ścinania ze skręcaniem (rezultat odkształceń płyty w poziomie i odkształceń słupów konstrukcji stalowej ram poprzecznych)

Ściana w przęśle ma przekrój zbliżony do regularnego przekroju skrzynkowego zakłócony załamaniem żebrów łączącym obie płyty . Część obciążenia poziomego przejmuje płyta zewnętrzna gr. 6 cm , a część ściana wewnętrzna gr. 4 cm .

Za podstawę analizy nośności przyjęto teorię II rzędu w której obie płyty muszą się odkształcać jednakowo obciążone poziomo parciem i ssaniem wiatru (przekaz sił przez żebra z płyty zewnętrznej na wewnętrzną) . Wielkość obciążenia jaką przejmują obie płyty dobrano proporcjonalnie tak , aby obie płyty odkształcały się jednakowo tj. współpracowały . Płyta zewnętrzna przejmuje bezpośrednio obciążenie wiatrem i w pierwszej fazie opiera się poprzez żeberka na płycie wewnętrznej i przekazuje jej poprzez skrajne żeberka poziome na płytę wewnętrzną gr. 4 cm . Płyta wewnętrzna ma dużo mniejszą sztywność i poddaje się . Tracąc oparcie płyta zewnętrzna zaczyna przejmować obciążenie i pracować samodzielnie na zginanie aż do wyrównania odkształceń obu płyt tj. do zrównoważenia układu . Taki warunek pozwolił ocenić jaką wielkość obciążenia poziomego od oddziaływania wiatrem przejmuje płyta zewnętrzna , a jaką wewnętrzną .

wyniki obliczeń dla parcia wiatru na płytę zewnętrzną :

- / wielkość ugięcia płyty w stanie niezarysowanym : 7,26 mm
- / wielkość ugięcia płyty w stanie zarysowanym : $7,2 \times 3,5 = 25,4 \text{ mm} < \text{dop.} = 30 \text{ mm}$
- / wielkość rozwarcia rysy dla zbrojenia zbudowanego tj. pręty $\phi 4 \text{ AI}$ co 12 cm
($F_a = 0,126 \times 8,3 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m szer}$) : 0,54 mm > dop. 0,3 mm
- / wyliczona ilość zbrojenia w żeberku : $1,42 \text{ cm}^2 : 2 = 0,71 \text{ cm}^2$ co daje 6 $\phi 4 \text{ AI}$ na jedno żeberko . Przy siatce 12 x 18 cm nie ma takiej możliwości . Nie znaleziono prętów grubszych w obwodowych żeberkach

wniosek :

Przekroczona jest dopuszczalna wielkość rozwarcia rysy . Aby zachować warunek rysoodporności wielkość zbrojenia winna wynosić $4 \text{ cm}^2/\text{mb}$ szerokości przy warunku $h_0 = 3 \text{ cm}$. Dodatkowo dopuszczalny normą rozstaw zbrojenia podłużnego winien wynosić $6 \times 1,2 = 7,2 \text{ cm}$ (pomierzono 12 - 13 cm) . Na uwagę zasługuje fakt że zbrojenie odkryte znajduje się przy licu zewnętrznym płyty lub przy styropianie , co oznacza że miejscami rzeczywiste $h_0 = 2 \text{ cm}$. Spada przez to sztywność płyty i wzrasta szerokość rozwarcia rysy oraz jej głębokość . Powoduje to tworzenie przegubów plastycznych na szerokości płyty i zmianę jej sztywności trudną do ustalenia . Zmienia się przez to rzeczywisty przekaz sił i odkształceń (teoria III rzędu) .

Według normy z okresu powstania dokumentacji minimalny stopień zbrojenia dla elementu zginanego wynosił 0,15% powierzchni użytecznej tj. $F_{amin} = 118,5 \times 4,5 \times 0,0015 = 0,8 \text{ cm}^2$ Pomierzona wielkość zbrojenia w kierunku podłużnym wynosi $1,05 \text{ cm}^2/\text{m szer}$ a w kierunku poprzecznym $0,7 \text{ cm}^2 / \text{m} < 0,8$.

wyniki obliczeń dla ssania wiatru na płycie zewnętrzna :

- / wielkość ugięcia płyty w stanie niezarysowanym wg. Plato :
 - dla płyty bez żebrowej : 8,2 mm
 - dla płyty z żebrami skrajnymi : 6,1 mm
- / wielkość ugięcia płyty w stanie niezarysowanym wg. Konstruktor :
 - dla płyty bez żebrowej : 9,1 mm
 - dla belki w formie żebra 8 x 16 cm : 7,1 mm
- / wielkość ugięcia płyty w stanie zarysowanym wg. Konstruktor :
 - dla płyty bez żebrowej : 7,73 cm

dla belki w formie żebra 8 x 16 cm : 3,08 cm

-/ wielkość rozwarcia rysy dla zbrojenia zbudowanego tj. pręty ϕ 4 AI co 12 cm

($F_a = 0,126 \times 8,3 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{mszer}$) : 0,63 mm > dop. 0,3 mm

wniosek :

Płyta nie spełnia normowych warunków użyteczności . Przekroczona jest wielkość ugięcia i rozwarcia rys . Zbyt mała ilość zbrojenia spowodowała głębokie rysy i przeguby plastyczne a w konsekwencji zmniejszenie sztywności i niekontrolowane ugięcie (teoria III rzędu)

wyniki obliczeń dla płyty ustawionej w pionie :

W kierunku pionowym płyta zewnętrzna , jak i płyta wewnętrzna pracują jako samonośne .

wyniki obliczeń :

-/ ugięcie w stanie niezarysowanym : 0,1 mm

-/ ugięcie w stanie zarysowanym : 0,04 mm

-/ obliczona ilość zbrojenia : 1,13 cm²

wniosek : płyta ustawiona w pionie spełnia warunki użyteczności . Problem stanowi ilość stali na dolnej krawędzi która winna wynosić 1,13 cm² .

wyniki obliczeń dla płyty ułożonej w poziomie :

wyniki obliczeń dla płyty bez żeber :

-/ ugięcie w stanie niezarysowanym : wg. Plato : 47,0 mm; wg KONSTRUKTOR : 46,5 mm

-/ ugięcie w stanie zarysowanym wg Konstruktor : 172 mm

-/ obliczona ilość zbrojenia dołem : 10,17 cm² (81 ϕ 4 mm - co 1,5 cm)

-/ obliczona ilość zbrojenia dołem : 1,41 cm² (11 ϕ 4 mm - co 10 cm)

wyniki obliczeń dla płyty z uwzględnieniem żeber :

-/ ugięcie w stanie niezarysowanym : wg. Plato : 26,9 mm; wg KONSTRUKTOR : 14,9 mm

-/ ugięcie w stanie zarysowanym wg Konstruktor : 42,2 mm

wyniki obliczeń dla płyty poddanej ścinaniu i skręcaniu :

Obliczenia wykonano przy uwzględnieniu odkształceń konstrukcji stalowej które wynosi 23 mm na wysokości okapów (co daje kąt wychylenia 0,264 st) , oraz sił ścinających od obc. własnego i od obciążenia wiatrem .

Analiza wykazała że dominujący wpływ na przekroczenie nośności mają naprężenia od skręcania wywołane wychyleniem z pionu słupów stalowych (23 mm przy okapach)

Pojedyncza płyta nie jest w stanie przenieść złożonych naprężeń od ścinania i skręcania . Przekrój liczony jako skrzynkowy o regularnych kształtach i prostych żebrach łączących przenosi naprężenia od ścinania i skręcania . Problem stanowią żebra załamane .

Powyższe jest szczególnie widoczne na krótszych płytach przy bramie wjazdowej które są zawieszane na słupie krótkim wspornikowym . Rysy mają trajektorie ukośne w obu kierunkach co świadczy o wychyleniu słupa do przodu lub do tyłu .

- **Określenie stanu technicznego muru oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych - fot. 1 - 17 + 37 i 38**

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono znaczną ilość rys o rozwarciu od 0,2 - 0,6 mm , oraz następujące uszkodzenia :

- / rysy pionowe na całej szerokości płyt skoncentrowane w środku rozpiętości płyt - wskazują na zginanie płyt w kierunku na zewnątrz
- / rysy biegnące ukośne od dołu ku górze skoncentrowane w obszarach mocowania - wskazują na skręcanie płyt
- / miejscowe rysy o linii okrężnej wokół połączenia - wskazują na wyłamanie płyty
- / wybrzuszenia tynku na stykach płyt (głuchy tynk i odpadający tynk) - przemieszczenia poziome i tarcie krawędzi płyt - fot. 2,3,7
- / wykruszenia krawędzi płyt na stykach - j.w + obrót płyt względem siebie - fot. 10-12
- / wybrzuszenie trwałe 15 - 17 mm na zewnątrz - poprzez przekroczenie wielkości rozwarcia rys doszło do utraty sztywności płyty i przestała odkształcać się sprężysto - fot. 43
- / olkit popękany i wypchnięty z lica - materiał wypełniający stracił swoją elastyczność i poprzez ruchy płyt został wypchnięty - fot. 8,13,

- / wystające zbrojenie w postaci siatki na zewnątrz - konsekwencja doboru małej otuliny i betonu o zbyt małej szczelności (klasa ekspozycji XC4 - wskazany beton B30) - fot. 4
- / w odkrywce siatka na styropianie - siatka zbrojeniowa w trakcie betonowania odkształcała się układając się na zewnątrz lub na styropianie - got. 40 - 42
- / od wewnątrz styk płyt wykonany niezgodnie z dokumentacją tj. brak styropianu .
Wykonano wypełnienie gr. 4 cm zaprawą cem- wapienną . Stwierdzono szczeliny poziome na styku z płytami i uskok względem płyt na 4 mm - fot. 37 - 39
- / wszystkie styki pionowe i poziome są rozszczelnione - olkit stracił swoje właściwości i wykruszył się w trakcie przemieszczeń płyt - fot. 1 - 14
- / ściany murowane zewnętrzne części magazynowo-socjalnej są porysowane .
Nie wykonano je zgodnie z dokumentacją [3] gdyż mur nie wykonano pomiędzy słupami stalowymi ram . Uzupełnienie stanowią ściany KOLBET - fot. 9 . Rysy na ścianach murowanych są konsekwencją osiadania belki podwalinowej na której zostały postawione .

- **Z powyższego wynika , że na obecny stan techniczny płyt złożyły się następujące przyczyny :**

1/ główną przyczyną są błędy przy wytwarzaniu prefabrykatów tj.

- / źle dobrana siatka zbrojeniowa - za duże oczka 12 x 18 cm . Powinny być 1,2 x 6 = 7, 2 cm
- / złe rozmieszczenie zbrojenia tj. losowo na stronie zewnętrznej lub bezpośrednio przy styropianie (prawdopodobnie cienka siatka pływała przy betonowaniu)
- / brak grubszych prętów obwodowych - 1 x ϕ 12 po całym obwodzie płyty
- / wbudowana ilość zbrojenia nie spełnia warunków rysoodporności , co przy małej otulinie powoduje penetrację wody w zbrojenie - zbrojenia jest za mało i zbyt rzadko rozstawione
- / za mała otulina na zewnątrz tj. 1 cm - klasa ekspozycji : XC4 (cyklicznie mokre i suche) -
- zalecana klasa betonu B30 a wykonano B20
- / oryginalne płyty Kolbet miały podłużne żebra proste . Modyfikacja wykonana przez ZPR.Kol i załamanie żeber podłużnych łączących obie płyty jest złym rozwiązaniem gdyż osłabiło przekrój regularny co wykazały obliczenia sprawdzające (szczególnie skręcanie)

2/ drugą (prawdopodobną) przyczyną są błędy w montażu .

Zaprojektowane płyty są bardzo delikatne i wymagają dużej dbałości i precyzji w montażu .

Należy je transportować i montować w pionie .

W płytach wykonano otwory na dyble stalowe mocowane do słupów stalowych . Przy niewielkich rozbieżnościach w osiach słupów otwory mijały się z dyblami . Rodzi się pytanie jak radzono sobie w takich przypadkach .

Drugim problemem montażowym jest transport pionowy (pominięto warunki transportu poziomego) . Jeżeli płyta została ułożona w poziomie , lub ukośnie to doszło do powstania większych lub mniejszych rys . Obliczenia wykazały że płyty łatwo ulegały uszkodzeniu w pozycji poziomej lub przy skręcaniu .

3/ trzecią przyczyną jest eksploatacja

Analiza statyczna wykazała że przy ssaniu wiatru płyty mają tendencję do rysowania się oraz odkształcania w poziomie (pomierzone trwałe wygięcie na zewnątrz wynosi 17 mm)

Przyczyną jest opisane wyżej źle dobrane zbrojenie i wadliwie umieszczone . Skutkiem tego przy oddziaływaniu wiatru w obu kierunkach tworzą się głębokie rysy pionowe przez całą szerokość i przeguby plastyczne które dyskwalifikują płytę .

Dodatkowo odkształcenia słupów ram poprzecznych (kąt obrotu 0,264 st) powodują skręcanie płyt które są na to nie przygotowane . Obliczenia wykazały że jest to główna przyczyna powstania widocznych rys ukośnych . Jeszcze gorzej jest gdy połączymy skręcanie z osłabionym przez rysę pionową przekrojem . Płyty te nie powinny być montowane na podatnej konstrukcji stalowej .

W skali oceny stan konstrukcji ścian obudowy ocenia się jako awaryjny , ale na dzień dzisiejszy nie stanowiący zagrożenia dla życia .

Należy jednak pamiętać że stan ten będzie się pogarszał w miarę upływu czasu .

V / 4. Ocena stanu technicznego fundamentów - załącznik Z3

warunki gruntowe (zał. Z5) :

Dokumentację badań podłoża gruntowego na zlecenie biura projektowego TORPROJEKT wykonała firma GEOSTUD - Zakład Badań Geologicznych Geotechnicznych i Wiertniczych - mgr Krzysztof Zieliński (upr. CUG. nr 070874) .

Dokumentację przekazał Zamawiający do wykorzystania w ramach przedmiotowego opracowania .

W podłożu gruntowym zlokalizowano następujące warstwy :

-/ nasyp niekontrolowany - miąższość od 0,8 do 1,3 m (warstwa I)

-/ pod nasypem niekontrolowanym znajduje się o miąższości od 0,2 do 0,8 m określona jako :

IIa - glina pylasta $IL = 0,15$; IIb - glina pylasta $IL = 0,26$ i IIc - ił pylasty $IL = 0,15$

-/ poniżej znajduje się glina piaszczysta zwięzła $IL = 0,15$ (warstwa III)

Lokalne sączenia wody zlokalizowano w warstwie najniższej - III

Budynek jest posadowiony płasko bezpośrednio . Słupy ram poprzecznych , oraz ściany obudowy opierają się na kielichowych stopach fundamentowych . Ściany zewnętrzne części magazynowo-socjalnej wg. projektu powinny opierać się na żelbetowych monolitycznych belkach podwalinowych 40 x 40 cm które miały się opierać na kielichach stóp fundamentowych .

Kategoria geotechniczna : druga

V / 4- 1 . Ocena stanu technicznego stóp fundamentowych pod słupy ram poprzecznych - załącznik Z3

- opis konstrukcji stóp fundamentowych (fot. 21, 22)

Stopy fundamentowe wykonane zostały jako żelbetowe prefabrykowane schodkowe o konstrukcji kielichowej (zlokalizowano haki montażowe) . Dwie boczne płaszczyzny są proste , a w kierunku dłuższym stopa ma schodki średnio 40 x 40 cm .

-/ wymiary w rzucie u podstawy : 130 x 306 cm

-/ wysokość w miejscu osadzenia słupa : 123 cm

-/ głębokość posadowienia : 133 cm

-/ klasa betonu : B20

-/ klasa stali : AI - St3S

Słup stalowy 2 x C200E wprowadzony został w kielich i zalany betonem przez co uzyskano jego utwierdzenie . Na krawędziach kielichów opierają się prefabrykowane belki gzymsowe w systemie W-70 (pod ścianami prefabrykowanymi) , oraz monolityczne belki podwalinowe 40 x 40 cm pod zewnętrznymi ścianami części magazynowo-socjalnej .

W trakcie wizji lokalnej potwierdzono wbudowanie i oparcie prefabrykowanych belek gzymsowych W-70 , ale stwierdzono że belki podwalinowe opierają się jednym końcem na stopie przedostatniej i nie nachodzą na stopę słupa narożnego . Belka podwalinowa zmieniła swój sposób pracy na ławę fundamentową .

- **identyfikacja obciążeń - zał. Z3**

wielkość obciążenia na stopy z uwzględnieniem norm obciążeń z lat 80-tych

wielkość sił pionowych : 239,7 KN + ciężar fundamentu

wielkość siły poziomej : 11,08 KN

wielkość momentu od strony nawietrznej : 9,93 KNm

wielkość momentu od strony zawietrznej : 62,19 KNm

wielkość obciążenia na stopy z uwzględnieniem obowiązujących norm obciążeń

wielkość sił pionowych : 239,7 KN + ciężar fundamentu

wielkość siły poziomej : 15,08 KN

wielkość momentu od strony nawietrznej : 24,42 KNm

wielkość momentu od strony zawietrznej : 75,01 KNm

- **identyfikacja schematów statycznych**

stopa fundamentowa spełnia warunek stateczności dla warunku sztywnego utwierdzenie słupa

- **Identyfikacja parametrów mechanicznych**

Nie wykonano badań wytrzymałości . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano z betonu B20 i ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja stóp fundamentowych jest narażona na oddziaływanie wody przesiąkającej z gruntu . Stwierdzono brak izolacji powłokowej

- **analiza nośności podłoża gruntowego pod stopą**

Analizę nośności przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obowiązujących w okresie projektowania hali tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

2/ z uwzględnieniem norm obowiązujących obecnie tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała że podłoże pod stopą fundamentową spełnia normowe warunki nośności i użytkowania dla obciążeń przewidzianych obowiązującą normą .

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji stóp fundamentowych oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych**

Stan techniczny ocenia się jako zadowolający

V / 4- 2 . Ocena stanu technicznego belek podwalinowych pod ściany zewnętrzne części magazynowo-socjalnej

- **opis konstrukcji (rys. arch. R-16 belka podwalinowa)**

W dokumentacji technicznej zadaniem belek podwalinowych było przeniesienie ciężaru ścian

wewnętrznych części magazynowo-socjalnej na stopy fundamentowe . Zaprojektowane zostały jako belki monolityczne 40 x 40 cm oparte na kielichach stóp fundamentowych . Przy takim rozwiązaniu spód belki znajdował się tylko 10 cm poniżej przyległego terenu . W trakcie wizji lokalnej stwierdzono że belki podwalinowe opierają się jednym końcem na stopie przedostatniej , ale nachodzą na stopę słupa narożnego (nie opierają się na niej) . W ten sposób belka podwalinowa zmieniła swój charakter pracy na ławę fundamentową o zróżnicowanym podłożu tj. : jednostronnie opartej na stałym fundamencie (stopa) a drugim końcem osadzonej na 10 cm w niestabilnym podłożu (nasyp niekontrolowany) . Potwierdzają to obniżenia przyległego terenu na odcinkach pomiędzy słupami (osiadanie niestabilnego podłoża) . Wg. autora opracowania badań gruntowych w miejsce nasypu niekontrolowanego można przyjąć piasek drobny i średni o stopniu zagęszczenia $ID = 0,3$ Dodatkowo fundament znalazł się w strefie przemarzania gruntu .

- **identyfikacja obciążeń - zał. Z3**

wielkość obciążenia na ławę : wg. dokumentacji archiwalnej 20 KN/mb

przekrój belki podwalinowej : 40 x 40 cm

głębokość posadowienia w gruncie : 10 cm (znajduje się w strefie przemarzania)

- **Identyfikacja parametrów mechanicznych**

Nie wykonano badań wytrzymałości . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano z betonu B20 i ze stali AI - St3Sx ($R_a = 215 \text{ MPa}$)

- **Identyfikacja podłoża i środowiska**

Konstrukcja ławy jest narażona na oddziaływanie wody przesiąkającej z gruntu . Stwierdzono brak izolacji powłokowej

- **analiza nośności podłoża gruntowego pod belką podwalinową**

Analiza nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową (belką podwalinową) wykazała nie spełnia ona normowych warunków nośności i użytkowania

- **Określenie stanu technicznego konstrukcji belki podwalinowej oraz identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych**

Naruszenie warunku nośności wiąże się z wypieraniem gruntu spod fundamentu i jego niekontrolowane osiadanie . Zjawisko to pogłębia płytkie osadzenie w strefie przemarzania gruntu . Efektem tego są rysy i pęknięcia na ścianach zewnętrznych części magazynowo-socjalnej .

W skali ocen stan techniczny belki podwalinowej zakwalifikowano pomiędzy przedawaryjny i awaryjny

VI. Wnioski i zalecenia

Budynek znajduje się poza strefą oddziaływania ruchu kolejowego (PN-85/B-02170 p. 4.3 Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki) toteż wszystkie obliczenia elementów konstrukcyjnych przeprowadzono z pominięciem wpływu drgań przekazywanych przez podłoże gruntowe .

1/ wnioski dotyczące konstrukcji dachu (fot. 23 - 29)

Konstrukcję pokrycia dachu stanowią żelbetowe prefabrykowane płyty panwiowe o rozpiętości modularnej 6,0 m oparte bezpośrednio na pasach górnych dźwigarów kratowych . Pokrycie stanowi warstwa ocielenia (płyty 2 x PW-11/A/Bistyp gr. 6 cm) + 2 x papa asfaltowa na lepiku . Zgodnie z Obliczeniami statycznymi dokumentacji archiwalnej poz. obl. 1.0. przyjęto płyty PŻ-150/597/34GS/330 wg. KB1-31.6.3/13/80 dla obciążeń charakterystycznych (łącznie z ciężarem własnym) 3,30 KN/m² . W tym wielkość obciążenia śniegiem wynosi : charakterystyczne : $S = 0,72 \text{ KN/m}^2$ i obl. : $Q = 2,48 \text{ KN/m}^2$. W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono oznak wskazujących na wyczerpanie nośności płyt i można by przyjąć że stan techniczny płyt jest zadowalający . Nie stwierdzono ubytków ani śladów karbonatyzacji otuliny i korozji zbrojenia . Rysy na stykach płyt są charakterystyczne dla ich pracy jako elementów niezależnych , a rysy pojedyncze na płytach są rezultatem wad

montażu . Jednak biorąc pod uwagę fakt że płyty dostosowane są do normy obciążenia śniegiem z lat 80-tych tj. PN-80/B-02010 i nie spełniają warunku nośności dla aktualnie obowiązujących norm obciążenia śniegiem obniża się kwalifikację oceny do małozaadowalający .

Dopuszczalna wielkość pokrywy śnieżnej wg. PN-80/B-02010 wynosi : 37 cm

2/ wnioski dotyczące konstrukcji dźwigarów kratowych (fot. 23 - 31)

Dźwigar kratowy ma wysokość w kalenicy 1192 mm oraz rozpiętość teoretyczną 1200 mm . Pas górny ma nachylenie dwustronne 3 st. a pas dolny ułożony jest w poziomie .

Kratownica oparta jest przegubowo i nieprzesuwnie na słupach dwugałęziowych 2 x C200E Kątowniki pasa górnego mają przewiązki w formie blach węzłowych gr. 8 mm , oraz pośrednie pomiędzy węzłami (co 751 mm) . Krzyżulce , oraz słupki są przekręcone i jedną osią symetrii w płaszczyźnie dźwigara , przecięte podłużnie i w sposób widełkowy osadzone w blasze węzłowej . Kratownica obciążona jest ciężarem własnym pokrycia , oraz ciężarem śniegu . Oddziaływanie wiatrem działa odciażająco na dźwigary (ssanie przy małym nachyleniu) . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa) . Konstrukcja , wg. dokumentacji arch., pokryta jest dwukrotnie farbą olejną bez wskazania grubości powłoki .

Analizę nośności konstrukcji dźwigara przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obciążeń obowiązujących w okresie projektowania hali tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

wyniki analizy :

pas górny : wykorzystanie nośności od 42,7 - 82% (82 % pręty nr 8 i 17)

pas dolny : wykorzystanie nośności od 67 - 78%

słupki : wykorzystanie nośności od 12 - 36 %

krzyżulce : pręty nr 22 i 26 przekroczenie nośności o 8 % (1,076 > 1) .

Pozostałe krzyżulce ok.

2/ z uwzględnieniem norm obciążeń obowiązujących obecnie tj.

obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 :

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

wyniki analizy :

pas górny : wykorzystanie nośności od 48 - 92% (92 % pręty nr 8 i 17)

pas dolny : wykorzystanie nośności od 75 - 87%

słupki : wykorzystanie nośności do 40 % %

krzyżulce : pręty nr 22 i 26 przekroczenie nośności o 22 % (1,22 > 1) .

Pozostałe krzyżulce ok.

Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała że kratownica jest w stanie przenieść wielkość obciążenia przewidzianego obowiązującą normą . Problem stanowią dwa krzyżulce skrajne nr 22 i 26 które nie spełniają warunków normowych (błąd w dokumentacji w określeniu długości wyboczeniowej) .

Obliczenia sprawdzające przeprowadzone w oparciu o normy z lat 80-tych dały wartości sił w prętach praktycznie takie same jak w dokumentacji archiwalnej . Rozbieżność wyszła w wymiarowaniu krzyżulców nr 22 i 26 . Projektant [3] wymiarując je przyjął dwie różne długości wyboczeniowe tj. z płaszczyzny kraty przyjął obustronne zamocowanie przegubowe i $L_o = L$, ale w płaszczyźnie kraty przyjął obustronne zamocowanie i $L_o = 0,8L$ (zmniejszona została długość wyboczeniowa) .

Przepisy dopuszczają taką rozwiązanie pod warunkiem udowodnienia że pręt będzie miał odpowiednią sztywność w zamocowaniu . Przecięcie kątownika i wprowadzenie go widełkowo w blachę węzłową osłabiło styk i spowodowało powstanie przegubów plastycznych zamiast zamocowania . W trakcie wizji lokalnej stwierdzono szczelinę ok. 5 mm na styku naroża krzyżulca i blachy węzłowej (fot. 31) . Przy takich warunkach zwiększa się długość wyboczeniowa i przekroczony jest normowy warunek nośności .

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono deformacji przekraczającej wartości dopuszczalne normą . Jednak na uwagę zasługuje fakt że wizję lokalną wykonano w grudniu , ale w okresie bez opadów śniegu . Nie stwierdzono oznak korozji konstrukcji .

Biorą pod uwagę powyższe i niedostateczną nośność normową krzyżulców 22 i 26 stan techniczny konstrukcji dźwigara ustalono jako przedawaryjny .

Po wzmocnieniu krzyżulców 22 i 26 stan techniczny będzie można uznać jako zadowalający
Ocena nie obejmuje się kwalifikacji odporności ogniowej która jest właściwa dla przepisów wewnętrznych PKP .

3/ wnioski dotyczące konstrukcji słupów ram poprzecznych (fot. 25, 30-34

Słupy zostały wykonane jako dwugałęziowe z 2 x C200E połączone przewiązkami z blachy gr. 10 mm co 400 mm . Głowica słupa ma wykształtowany stolik na oparcie dźwigarów stalowych , a podstawa połączona wzmocnioną uźebrowaniem blachą gr. 15 mm .

W plecach zewnętrznego ceownika wykonane są otwory na śruby M16 w rozstawie 120 mm utrzymujące prefabrykowane ściany obudowy hali . Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa) . Konstrukcja , wg. dokumentacji arch., pokryta jest dwukrotnie farbą olejną bez wskazania grubości powłoki . Słup obciążony jest reakcją pionową z kratownicy oraz obciążeniem poziomym od oddziaływania wiatrem .

Analizę nośności wykonano z uwzględnieniem norm obowiązujących obecnie tj. obciążenie śniegiem wg. PN-80/B-02010/Az1 i obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) . Wykorzystanie nośności jest na poziomie 45% .

W trakcie wizji lokalne nie stwierdzono deformacji przekraczającej wartości dopuszczalne Problem stanowią słupy na ścianie szczytowej utrzymujące bramy wjazdowe przy wjeździe do budynku które wykonano je do wysokości nadproża bramy - fot. 23 i 24 .

Słupy te pracują jako wsporniki które odkształcając się od naporu wiatru powodują skręcanie płyty obudowy i ich niszczenie (rysy ukośne w obu kierunkach)

Stan techniczny słupów jest poprawny - nie stwierdzono oznak korozji , ani oznak deformacji

Stan techniczny konstrukcji słupów ram poprzecznych ocenia się jako zadowalający .

Stan techniczny konstrukcji krótszych słupów utrzymujących wrota wjazdowe ocenia się jako niezadowalający .

Ocena nie obejmuje się kwalifikacji odporności ogniowej która jest właściwa dla przepisów wewnętrznych PKP .

4/ wnioski dotyczące konstrukcji stężeń połączeniowych konstrukcji dachu

i stężeń pionowych ścian bocznych (fot. 26 - 29)

Stężenia połączeniowe wykonane zostały w formie kratownic poziomych z kątowników L 75 x 75 x 8 mm ułożonych przy ścianach szczytowych , oraz wzdłuż linii okapów .

Stanowią podparcie górne ścian szczytowych i przekazują reakcje na stężenia pionowe ścian bocznych . Stężenia okapowe wyrównują odkształcenia słupów - fot. 26 - 29

Według dokumentacji archiwalnej konstrukcję wykonano ze stali AI - St3Sx (Ra = 215 MPa)

Analizę ich nośności przeprowadzono dwuetapowo tj. :

1/ z uwzględnieniem norm obowiązujących w okresie projektowania hali (Z1) tj.

obciążenie wiatrem konstr. dachu wg. PN-B-02011 : 1977 :

2/ z uwzględnieniem norm obowiązujących obecnie (Z2) tj.

obciążenie wiatrem konstr. dachu (wg. PN-B-02011 : 1977/Az1) :

Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej w odniesieniu do obu norm wykazały że spełniają warunki nośności i użyteczności

Nie stwierdzono oznak korozji , ani oznak dopuszczalnej normą deformacji - fot. 26 - 29

W odniesieniu do stanu technicznego stan konstrukcji stężeń ocenia się jako zadowolający .

**5/ wnioski dotyczące konstrukcji ścian obudowy (fot. 1-14 + 35-43 +
+ rys.**

Według dokumentacji archiwalnej [3] ściany obudowy hali zaprojektowano i wykonano jako żelbetowe prefabrykowane warstwowe z wkładką styropianową typu KOLBET -81 o wymiarach modularnych 600 x 120 x 16 cm i 600 x 60 x 16 cm , oraz wymiarach nietypowych 300 x 60 x 16 cm wg. indywidualnego opracowania dawnego ZPR.Kol .

Klasa betonu : B20 , klasa stali zbrojeniowej : AI . Pomierzone zbrojenie wykonane jest z siatki zgrzewanej d = 4 mm : 12 - 13 cm x 18 cm (w poziomie średni odstęp co 12 cm , a w pionie co 18 cm) - fot. 39 - 42

Płyty odstawione są na 40 mm od konstrukcji słupów i ustawione w pionie poprzez przekładki centrujące zapewniające dystans 15 mm pomiędzy płytami przez co pracują każda niezależnie jako płyta wolnopodparta w obu kierunkach - fot. 35 i 36 .

Schemat montażu zawiera rys. arch. R-11 + R-13 + R-09 [3] . Według rysunku montażowego [3] pierwsza warstwa cokołowa tzw. podwalinowa wykonana jest w systemie P-70 i opiera się na kielichach stóp fundamentowych . Kolejne płyty są ustawione ku górze na przekładkach dystansowych w osi słupów i mocowane uchwyty z blachy gr. 6 mm poprzez dyble i śruby do słupów (R-11 + R-13) - fot. 32 - 34 . Szczegóły oparcia - patrz fot. 35 i 36

Płyty zaprojektowano i wykonano jako warstwowe . W przęśle od strony zewnętrznej grubość płyty wynosi 6 cm , następnie wkładka styropianowa gr. 6 cm , oraz płyta gr. 4 cm od wewnątrz . W miejscu oparcia i montażu uchwyty stali jest pogrubienie lokalne żebra pionowego do 10,5 cm (fot. 35 i 36) . Według dokumentacji [3] w tych miejscach powinny znajdować się tuleje na trzpień stalowy . Płyta zewnętrzna ma szerokość 585 mm lub 1185 mm , a płyta wewnętrzna gr. 4 cm odpowiednio 425 mm i 1025 mm . Obie części płyty połączone są zębem poziomych załamanych w formie uskoku kąтового 40 x 80 mm gr. 30 mm . Styki płyt wypełnione zostały Olkitem . Styki uskoków od strony wewnętrznej hali wg. [3] wypełnione miały być styropianem i masą tynkarską . W rzeczywistości nie włożono wkładki styropianowej , ale zaślepiono zaprawą cementowo-wapienną - fot. 37 - 39 Ściany zewnętrzne obudowy są narażone na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych . Zbrojenie ma otulinę grubości ok. 1 cm a tyk zewnętrzny w formie natrysku gr. 5 - 10 mm .

Uwaga : zbrojenie odkryte w trakcie wizji lokalnej w płycie : pojedyncza siatka

zgrzewana $d = 4 \text{ mm} - 12 \times 18 \text{ cm}$ (poziomo co 12 cm , w pionie co 18 cm) .

Siatkę odkryto na różnych głębokościach tj. : 1 cm od lica zewnętrznego oraz wewnątrz przy styropianie

W miejscu mocowania do słupów mają pełen przekrój betonowy .

Ściany zewnętrzne obudowy są narażone na oddziaływanie zewnętrznych czynników atmosferycznych . Zbrojenie ma otulinę grubości ok. 1 cm a tyk zewnętrzny w formie natrysku gr. do 5 do 10 mm .

klasa ekspozycji : XC4 (cyklicznie mokre i suche) - zalecana według normy klasa

betonu : B30 (wbudowano B20)

Nie spełniają one obowiązujących warunków cieplnych dla przegród zewnętrznych .

Ściana w przęśle ma przekrój zbliżony do regularnego przekroju skrzynkowego zakłócony załamaniem zębem łączącym obie płyty . Część obciążenia poziomego przejmuje płyta zewnętrzna gr. 6 cm , a część ściana wewnętrzna gr. 4 cm .

Za podstawę analizy nośności przyjęto teorię II rzędu w której obie płyty muszą się odkształcać jednakowo obciążone poziomo parciem i ssaniem wiatru (przekaz sił przez żebra z płyty zewnętrznej na wewnętrzną) . Wielkość obciążenia jaką przejmują obie płyty dobrano proporcjonalnie tak , aby obie płyty odkształcały się jednakowo tj. współpracowały . Płyta zewnętrzna przejmuje bezpośrednio obciążenie wiatrem i w pierwszej fazie opiera się

poprzez żeberka na płycie wewnętrznej i przekazuje jej poprzez skrajne żeberka poziome na płytę wewnętrzną gr. 4 cm . Płyta wewnętrzna ma dużo mniejszą sztywność i poddaje się . Tracąc oparcie płyta zewnętrzna zaczyna przejmować obciążenie i pracować samodzielnie na zginanie aż do wyrównania odkształceń obu płyt tj. do zrównoważenia układu . Taki warunek pozwolił ocenić jaką wielkość obciążenia poziomego od oddziaływania wiatrem przejmuje płyta zewnętrzna , a jaką wewnętrzną .

Analizę nośności przeprowadzono następująco :

- / zginanie płyt w kierunku poziomym od parcia i ssania wiatru
- / zginanie w pionie od ciężaru własnego
- / zginanie w pozycji ułożonej poziomo uwzględniając tylko ciężar własny (wariant wadliwego montażu)
- / dla ścinania ze skręcaniem (rezultat odkształceń płyty w poziomie i odkształceń słupów konstrukcji stalowej ram poprzecznych)

• **wyniki obliczeń dla parcia wiatru na płytę zewnętrzną (zał. Z4) :**

- / wielkość ugięcia płyty w stanie niezarysowanym : 7,26 mm
- / wielkość ugięcia płyty w stanie zarysowanym : $7,2 \times 3,5 = 25,4 \text{ mm} < \text{dop.} = 30 \text{ mm}$
- / wielkość rozwarcia rysy dla zbrojenia zbudowanego tj. pręty $\phi 4 \text{ AI}$ co 12 cm
($F_a = 0,126 \times 8,3 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m szer}$) : 0,54 mm > dop. 0,3 mm
- / wyliczona ilość zbrojenia w żeberku : $1,42 \text{ cm}^2 : 2 = 0,71 \text{ cm}^2$ co daje 6 $\phi 4 \text{ AI}$ na jedno żeberko . Przy siatce 12 x 18 cm nie ma takiej możliwości . Nie znaleziono prętów grubszych obwodowych w żeberkach

wniosek :

Przekroczona jest dopuszczalna wielkość rozwarcia rysy . Aby zachować warunek rysoodporności wielkość zbrojenia winna wynosić $4 \text{ cm}^2/\text{mb}$ szerokości przy warunku $h_o = 3 \text{ cm}$. Dodatkowo dopuszczalny normą rozstaw zbrojenia podłużnego winien wynosić $6 \times 1,2 = 7,2 \text{ cm}$ (pomierzono 12 - 13 cm) . Na uwagę zasługuje fakt że zbrojenie odkryte znajduje się losowo przy licu zewnętrznym płyty lub przy styropianie , co oznacza że miejscami rzeczywiste $h_o = 2 \text{ cm}$. Spada przez to sztywność płyty i wzrasta szerokość rozwarcia rysy oraz jej głębokość . Powoduje to tworzenie przegubów plastycznych na

szerokości płyty i zmianę jej sztywności trudną do ustalenia . Zmienia się przez to rzeczywisty przekaz sił i odkształceń (teoria III rzędu) .

Według normy z okresu powstania dokumentacji minimalny stopień zbrojenia dla elementu zginanego wynosił 0,15% powierzchni użytecznej tj. $F_{amin} = 118,5 \times 4,5 \times 0,0015 = 0,8 \text{ cm}^2$
Pomierzona wielkość zbrojenia w kierunku podłużnym wynosi 1,05 cm²/m szer a w kierunku poprzecznym 0,7 cm² /m < 0,8 cm² .

- **wyniki obliczeń dla ssania wiatru na płytę zewnętrzną (zał. Z4) :**

-/ wielkość ugięcia płyty w stanie niezarysowanym dla płyty bez żebrowej : 9,1 mm ,
a dla belki w formie żebra 8 x 16 cm : 7,1 mm

-/ wielkość ugięcia płyty w stanie zarysowanym dla płyty bez żebrowej : 7,73 cm ,
a dla belki w formie żebra 8 x 16 cm : 3,08 cm

-/ wielkość rozwarcia rysy dla zbrojenia zbudowanego tj. pręty ϕ 4 AI co 12 cm
($F_a = 0,126 \times 8,3 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{mszer}$) : 0,63 mm > dop. 0,3 mm

wniosek :

Płyta nie spełnia normowych warunków użyteczności . Przekroczona jest wielkość ugięcia i rozwarcia rys . Zbyt mała ilość zbrojenia spowodowała głębokie rysy i przeguby plastyczne a w konsekwencji zmniejszenie sztywności i niekontrolowane ugięcie (teoria III rzędu)

- **wyniki obliczeń dla płyty ustawionej w pionie (zał. Z4) :**

W kierunku pionowym płyta zewnętrzna , jak i płyta wewnętrzna pracują jako samonośne .

wyniki obliczeń :

-/ ugięcie w stanie niezarysowanym : 0,1 mm

-/ ugięcie w stanie zarysowanym : 0,04 mm

-/ obliczona ilość zbrojenia : 1,13 cm²

wniosek : płyta ustawiona w pionie spełnia warunki użyteczności . Problem stanowi ilość stali na dolnej krawędzi która winna wynosić 1,13 cm² (tj. 1 x ϕ 12 po całym obwodzie)

- **wyniki obliczeń dla płyty ułożonej w poziomie (zał. Z4) :**

Obliczenia wykonano uwzględniając tylko ciężar własny .

wyniki obliczeń :

-/ ugięcie w stanie niezarysowanym : 46,5 mm

-/ ugięcie w stanie zarysowanym : 172 mm

-/ obliczona ilość zbrojenia dołem : 10,17 cm² (81 ϕ 4 mm - co 1,5 cm)

-/ obliczona ilość zbrojenia dołem : 1,41 cm² (11 ϕ 4 mm - co 10 cm)

wniosek : płyta ułożona na płasko nie spełnia warunków normowych nośności i użytkowości i jest narażona na zniszczenie

- **wyniki obliczeń dla płyty poddanej ścinaniu i skręcaniu (zał. Z4) :**

Obliczenia wykonano przy uwzględnieniu odkształceń konstrukcji stalowej które wynosi 23 mm na wysokości okapów (co daje kąt wychylenia 0,264 st) , oraz sił ścinających od obc. własnego i od obciążenia wiatrem .

Analiza wykazała że dominujący wpływ na przekroczenie nośności mają naprężenia od skręcania wywołane wychyleniem z pionu słupów stalowych (23 mm przy okapach)
Pojedyncza płyta nie jest w stanie przenieść złożonych naprężeń od ścinania i skręcania .
Przekrój liczony jako skrzynkowy o regularnych kształtach i prostych żebrach łączących przenosi naprężenia od ścinania i skręcania . Problem stanowią żebra załamane .

Skręcanie płyt jest szczególnie widoczne na krótszych płytach przy bramie wjazdowej które są zawieszane na podatnym słupie wspornikowym (fot. 23 i 24) . Rysy mają trajektorie ukośne w obu kierunkach co świadczy o wychyleniu słupa do przodu lub do tyłu (fot. 1 - 3)

- **identyfikacja występujących zjawisk destrukcyjnych - fot. 1 - 17 + 37 i 38**

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono znaczną ilość rys o rozwarciu od 0,2 - 0,6 mm , oraz następujące uszkodzenia :

-/ rysy pionowe na całej szerokości płyt skoncentrowane w środku rozpiętości płyt - wskazują na zginanie płyt w kierunku na zewnątrz

-/ rysy biegnące ukośne od dołu ku górze skoncentrowane w obszarach mocowania - wskazują na skręcanie płyt

-/ miejscowe rysy o linii okrężnej wokół połączenia - wskazują na wyłamanie płyty

- / wybrzuszenia tynku na stykach płyt (głuchy tynk i odpadający tynk) - przemieszczenia poziome i tarcie krawędzi płyt - fot. 2,3,7
- / wykruszenia krawędzi płyt na stykach - j.w + obrót płyt względem siebie - fot. 10-12
- / wybrzuszenie trwałe 15 - 17 mm na zewnątrz - poprzez przekroczenie wielkości rozwarcia rys doszło do utraty sztywności płyty i przestała odkształcać się sprężysto - fot. 43
- / olkit popękany i wypchnięty z lica - materiał wypełniający stracił swoją elastyczność i poprzez ruchy płyt został wypchnięty - fot. 8,13,
- / wystające zbrojenie w postaci siatki na zewnątrz - konsekwencja doboru małej otuliny i betonu o zbyt małej szczelności (klasa ekspozycji XC4 - wskazany beton B30) - fot. 4
- / w odkrywce siatka na styropianie - siatka zbrojeniowa w trakcie betonowania odkształcała się układając się na zewnątrz lub na styropianie - got. 40 - 42
- / od wewnątrz styk płyt wykonany niezgodnie z dokumentacją tj. brak styropianu .
Wykonano wypełnienie gr. 4 cm zaprawą cem- wapienną . Stwierdzono szczeliny poziome na styku z płytami i uskok względem płyt na 4 mm - fot. 37 - 39
- / wszystkie styki pionowe i poziome są rozszczelnione - olkit stracił swoje właściwości i wykruszył się w trakcie przemieszczeń płyt - fot. 1 - 14
- / ściany murowane zewnętrzne części magazynowo-socjalnej są porysowane .
Nie wykonano je zgodnie z dokumentacją [3] gdyż mur nie wykonano pomiędzy słupami stalowymi ram . Uzupełnienie stanowią ściany KOLBET - fot. 9 . Rysy na ścianach murowanych są konsekwencją osiadania belki podwalinowej na której zostały postawione .

W skali oceny stan konstrukcji ścian obudowy ocenia się jako awaryjny , ale na dzień dzisiejszy nie stanowiący zagrożenia dla życia .

Należy jednak pamiętać że destrukcja będzie postępowała i się pogarszała stan techniczny w miarę upływu czasu .

6/ wnioski dotyczące konstrukcji ścian zewn. pom. magazynowo-socjalnego (fot. 9 i 14)

Ściany zewnętrzne pomieszczenia magazynowo-socjalnego wykonane zostały do wysokości 2,7 m z cegły dziurawki gr. 25 cm , warstwy ocieplenia gr. 6 cm ze styropianu i 12 cm cegły silikatowej . Powyżej znajdują się płyty prefabrykowane Kolbet . Ściany ustawione są na

belkach podwalinowych 40 x 40 cm których zadaniem było przenieść obciążenie na stopy fundamentowe .

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono że belki podwalinowe opierają się jednym końcem na stopie przedostatniej , ale nachodząc na stopę słupa narożnego nie opierają się na niej .

W ten sposób belka podwalinowa zmieniła swój charakter pracy na ławę fundamentową o zróżnicowanym podłożu tj. : jednostronnie opartej na stałym fundamencie (stopa) a drugim końcem osadzonej na 10 cm w niestabilnym podłożu (nasyp niekontrolowany) . Dodatkowo fundament znalazł się w strefie przemarzania gruntu .

Analiza nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową (belką podwalinową) wykazała nie spełnia ona normowych warunków nośności i użytkowania

Naruszenie warunku nośności wiąże się z wypieraniem gruntu spod fundamentu i jego niekontrolowane osiadanie . Zjawisko to pogłębia płytkie osadzenie w strefie przemarzania gruntu . Efektem tego są rysy i pęknięcia na ścianach zewnętrznych części magazynowo-socjalnej .

W skali ocen stan techniczny ścian zewnętrznych zakwalifikowano pomiędzy przedawaryjny i awaryjny ale nie stanowiący zagrożenia .

7/ wnioski dotyczące konstrukcji murowanej obudowy słupów narożnych (fot. 1 i 2)

Stalowe słupy narożne zostały obudowane cegłą silikatową . W trakcie wizji lokalnej stwierdzono rysy pionowe na styku z płytami prefabrykowanymi Kolbet .

Rysy te spowodowane są przemieszczeniami konstrukcji stalowej przekazywane na mur .

Nie stanowi to bezpośredniego zagrożenia , ale defekt optyczny . Powoduje również ubytek ciepła oraz przenikanie wilgoci która zamieniona w wodę w okresie zimowym stan ten będzie pogłębiać .

8/ wnioski dotyczące konstrukcji posadowienia (fot. 21 i 22) + rys.

Budynek jest posadowiony płasko bezpośrednio . Słupy ram poprzecznych , oraz ściany obudowy opierają się na kielichowych stopach fundamentowych .

Stopy fundamentowe wykonane zostały jako żelbetowe prefabrykowane schodkowe

o konstrukcji kielichowej (zlokalizowano haki montażowe) . Dwie boczne płaszczyzny są proste , a w kierunku dłuższym stopa ma schodki średnio 40 x 40 cm . Słup stalowy ram poprzecznych 2 x C200E wprowadzony został w kielich i zalany betonem przez co uzyskano jego utwierdzenie . Na krawędziach kielichów opierają się prefabrykowane belki gzymsowe w systemie W-70 (pod ścianami prefabrykowanymi) , oraz monolityczne belki podwalinowe 40 x 40 cm pod zewnętrznymi ścianami części magazynowo-socjalnej .

Stopy ustawione są na warstwie o miąższości od 0,2 do 0,8 m na którą składają się : IIa - glina pylasta IL = 0,15 ; IIb - glina pylasta IL = 0,26 i IIc - ił pylasty IL = 0,15 . Poniżej znajduje się glina piaszczysta zwięzła IL = 0,15 (warstwa III)

Lokalne sączenia wody zlokalizowano w warstwie najniższej - III

kategoria geotechniczna : druga

-/ wymiary w rzucie u podstawy : 130 x 306 cm

-/ wysokość w miejscu osadzenia słupa : 123 cm

-/ głębokość posadowienia : 133 cm

-/ klasa betonu : B20 , klasa stali : AI - St3S

Analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała że podłoże pod stopą fundamentową spełnia normowe warunki nośności i użytkowania dla obciążeń przewidzianych obowiązującą normą Stan techniczny ocenia się jako zadowolający .

Należy izolację aby wilgoć nie penetrowała do słupów stalowych

Pod oparcie ścian zewnętrznych części magazynowo-socjalnej zaprojektowano monolityczne belki podwalinowe których zadaniem było przeniesienie ich ciężaru na stopy fundamentowe . Zaprojektowane zostały jako belki monolityczne 40 x 40 cm oparte na kielichach stóp fundamentowych . Przy takim rozwiązaniu spód belki znajdował się tylko 10 cm poniżej przyległego terenu . W trakcie wizji lokalnej stwierdzono że belki podwalinowe opierają się jednym końcem na stopie przedostatniej , ale nachodząc na stopę słupa narożnego (nie opierają się na niej) . W ten sposób belka podwalinowa zmieniła swój charakter pracy na ławę fundamentową o zróżnicowanym podłożu tj. : jednostronnie opartej na stałym fundamencie (stopa) a drugim końcem osadzonej na 10 cm w niestabilnym podłożu (nasyp niekontrolowany) . Potwierdzają to obniżenia przyległego terenu na odcinkach pomiędzy słupami (osiadanie niestabilnego podłoża) . Dodatkowo fundament znalazł się w strefie przemarzania gruntu .

Analiza nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową (belką podwalinową) wykazała nie spełnia ona normowych warunków nośności i użytkowania

Naruszenie warunku nośności wiąże się z wypieraniem gruntu spod fundamentu i jego niekontrolowane osiadanie . Zjawisko to pogłębia płytkie osadzenie w strefie przemarzania gruntu . Efektem tego są rysy i pęknięcia na ścianach zewnętrznych części magazynowo-socjalnej .

W skali ocen stan techniczny belki podwalinowej zakwalifikowano pomiędzy przedawaryjny i awaryjny ale nie stanowiący zagrożenia .

- **Wniosek końcowy**

Biorąc pod uwagę powyższe w skali oceny stan konstrukcji budynku jako całości ocenia się jako niezadawalający , ale na dzień dzisiejszy nie stanowiący zagrożenia dla życia .

Należy jednak pamiętać że destrukcja będzie postępowała i się pogarszała stan techniczny w miarę upływu czasu .

Konstrukcja pokrycia dachu z płyt panwiowych nie posiada istotnych defektów .

Na obniżenie jej oceny do małozaadawalający wpłynęła nośność która nie jest dostosowana do obowiązujących norm obciążenia śniegiem . Dopuszczalna grubość pokrywy śnieżnej wynosi 37 cm .

Stalowa konstrukcja ram poprzecznych i stężeń wiatrowych również nie posiada defektów technicznych . Problem stanowią krzyżulce 22 i 26 które trzeba wzmocnić . Po ich wzmocnieniu konstrukcja będzie spełniała warunki obowiązujących norm obciążenia śniegiem i wiatrem .

Posadowienie konstrukcji spełnia normowe warunki nośności i użytkowości . Wyjątek stanowią belki podwalinowe pod ściany części magazynowo-socjalnej które trzeba wzmocnić tj. oprzeć na kielichach stóp fundamentowych .

Największy problem stanowią żelbetowe prefabrykowane płyty ściennie obudowy które są w wielu miejscach porysowane i wymagają szybkiej interwencji (dokumentacja zdjęciowa) .

Przyczyny obecnego stanu technicznego :

1/ główną przyczyną są błędy przy wytwarzaniu prefabrykatów tj.

-/ źle dobrana siatka zbrojeniowa - za duże oczka 12 x 18 cm . Powinny być 1,2 x 6 = 7, 2 cm

- / złe rozmieszczenie zbrojenia tj. losowo na stronie zewnętrznej lub bezpośrednio przy styropianie (brak dystansów i prawdopodobnie cienka siatka pływała przy betonowaniu)
- / brak grubszych prętów obwodowych - 1 x ϕ 12 po całym obwodzie płyty
- / wbudowana ilość zbrojenia nie spełnia warunków rysoodporności , co przy małej otulinie powoduje penetrację wody w zbrojenie - zbrojenia jest za mało i zbyt rzadko rozstawione
- / za mała otulina na zewnątrz tj. 1 cm - klasa ekspozycji : XC4 (cyklicznie mokre i suche) -
- zalecana klasa betonu B30 a wykonano B20
- / oryginalne płyty Kolbet miały podłużne żebra proste . Modyfikacja wykonana przez ZPR.Kol i załamanie żeber podłużnych łączących obie płyty jest złym rozwiązaniem gdyż osłabiło przekrój regularny co wykazały obliczenia sprawdzające (szczególnie skręcanie)

2/ drugą przyczyną mogą być błędy w montażu .

Zaprojektowane płyty są bardzo delikatne i wymagają dużej dbałości i precyzji w montażu . Należy je transportować i montować w pionie .

W płytach wykonano otwory na dyble stalowe mocowane do słupów stalowych . Przy niewielkich rozbieżnościach w osiach słupów otwory mijały się z dyblami . Rodzi się pytanie jak radzono sobie w takich przypadkach .

Drugim problemem montażowym jest transport pionowy (pominięto warunki transportu poziomego) . Jeżeli płyta została ułożona w poziomie , lub ukośnie to doszło do powstania większych lub mniejszych rys . Obliczenia wykazały że płyty łatwo ulegały uszkodzeniu w pozycji poziomej lub przy skręcaniu .

3/ trzecią przyczyną jest eksploatacja

Analiza statyczna wykazała że przy ssaniu wiatru płyty mają tendencję do rysowania się oraz odkształcania w poziomie (pomierzone trwałe wygięcie na zewnątrz wynosi 17 mm)

Przyczyną jest opisane wyżej źle dobrane zbrojenie i wadliwie umieszczone . Skutkiem tego przy oddziaływaniu wiatru w obu kierunkach tworzą się głębokie rysy pionowe przez całą szerokość i przeguby plastyczne które dyskwalifikują płytę .

Dodatkowo odkształcenia słupów ram poprzecznych (kąt obrotu 0,264 st) powodują skręcanie płyt które są na to nie przygotowane . Obliczenia wykazały że jest to główna przyczyna powstania widocznych rys ukośnych . Jeszcze gorzej jest gdy połączymy skręcanie z osłabionym przez rysę pionową przekrojem .

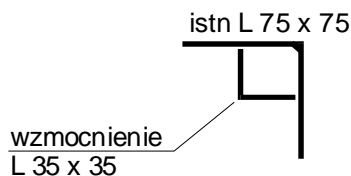
Płyty te nie powinny być montowane na podatnej konstrukcji stalowej . Kwalifikuje się je do demontażu .

- **Zalecenia**

Zamierzeniem Inwestora jest wymiana urządzeń technologicznych i dostosowanie obiektu do wymogów obowiązujących norm i przepisów . Ze wstępnych danych wynika że wymienione będą wszystkie urządzenia na nowe co pociągnie za sobą konieczność wykonania nowych kanałów technicznych pod posadzką . Budynek ma zostać wyremontowany , docieplony , a pomiędzy transformatorami a budynkiem ma powstać ściana oddzielenia pożarowego .

Biorąc pod uwagę powyższe zaleca się :

- 1/ pozostawienie konstrukcji stalowej hali . Należy wzmocnić krzyżulce 22 i 26 kratownic poprzez wstawanie kątownika 35 x 35 mm .
proponowany schemat wzmocnienia :

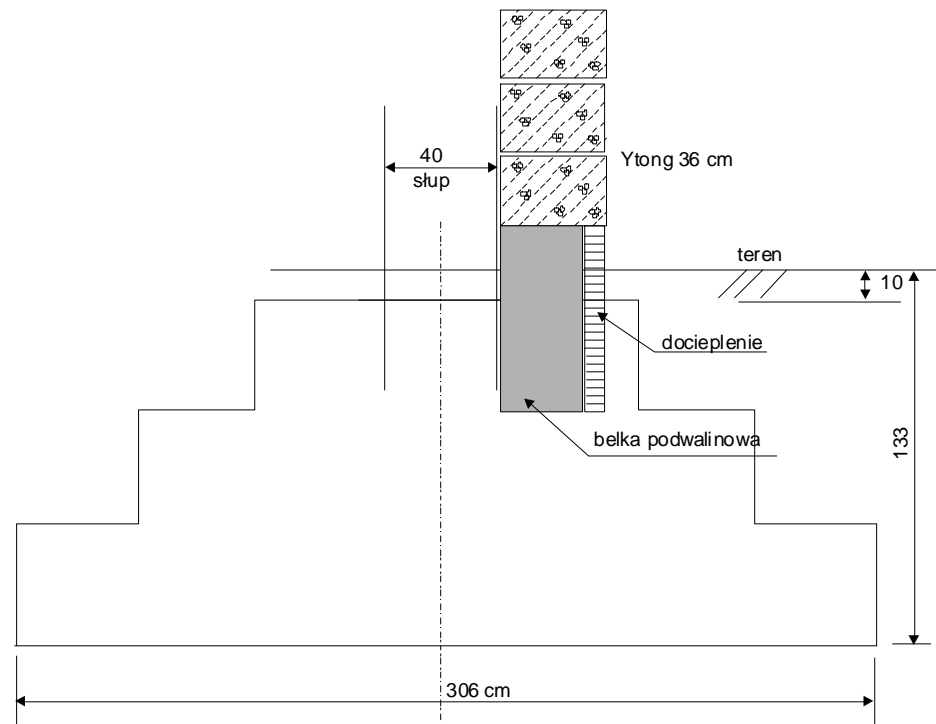


- 2/ rozbiórkę ścian osłonowych (w całości)

- 3/ ściany obudowy wykonać jako murowane gr. 36 cm z bloczków Ytong ułożonych na klej
Dobrać należy sposób połączenia z konstrukcją stalową .

- 4/ pod nowe ściany zewnętrzne wykonać belki podwalinowe oparte na stopach fundamentowych .

schemat proponowanych rozwiązań ścian zewnętrznych : strona następna



Uwaga :

1/ należy wykonać projekt remontu i wzmocnienia

2/ biorą pod uwagę zakres prac warto zastanowić się na d możliwośćią wykonania dodatkowych pomieszczeń nad częścią magazynowo-socjalną .

Gdańsk grudzień 2012

wykonał : mgr inż. Janusz Wittmann