


EKSPERTYZA BUDOWLANA
DOTYCZĄCA WYBRANYCH ELEMENTÓW
KONSTRUKCJI BUDYNKU OPERY ŚLĄSKIEJ W
BYTOMIU PRZY UL. MONIUSZKI 23 W ZWIĄZKU
Z REMONTEM I PRZEBUDOWĄ

Autorzy:


.....
Mgr inż. Tomasz DOMIN

mgr inż. **TOMASZ DOMIN**
Upoważnienie do reprezentowania
i kierowania firmą bez ograniczeń
WZAMOTOWA Sp. z o.o.
ul. Katowicka 148/79 Bytom


.....
Dr inż. Zbigniew PAJAK

RZECZOZNAWSTWO I PROJEKTOWANIE W BUDOWNICTWIE
Z B I G N I E W P A J A K
44-100 Gliwice, ul. Junaków 4/10
tel. (032) 230-03-02, tel. kom. 601-503-706
Rzecz. bud. Nr ew. 01/7/92, Upr. bud. 148/79/BB
NIP 631-122-77-72 REGON: 278262807

Gliwice, listopad 2008 r.

URZĄD MIEJSKI w BYTOMIU
1 Wydział Architektury
Referat Pozwoleń Budowlanych
ul. Parkowa 2
41-902 Bytom

S P I S T R E Ś C I

1. Podstawy opracowania	- 3 -
2. Przedmiot, cel i zakres	- 3 -
3. Opis konstrukcji	- 4 -
4. Uszkodzenia i stan techniczny konstrukcji	- 9 -
5. Wyniki prowadzonych badań	- 16 -
6. Analiza nośności konstrukcji	- 18 -
7. Wnioski	- 20 -
8. Zalecenia	- 21 -

Załącznik nr 1: Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Załącznik nr 2: Wyniki badań sklerometrycznych betonu

1. Podstawy opracowania

- 1.1 Zlecenie na opracowanie ekspertyzy budowlanej dotyczącej wybranych elementów konstrukcji budynku Opery Śląskiej w Bytomiu przy ul. Moniuszki 23.
- 1.2 Rysunki inwentaryzacji architektoniczno-budowlanej budynku Opery Śląskiej w Bytomiu.
- 1.3 Polska Norma PN-B-03264, grudzień 2002 r.: Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 1.4 Normy obciążeń obowiązujące w czasie opracowywania ekspertyzy.
- 1.5 Wizje lokalne i badania na obiekcie prowadzone w listopadzie 2008 r.
- 1.6 Uzgodnienia z projektantem remontu i przebudowy odnośnie zakresu ekspertyzy.

2. Przedmiot, cel i zakres

Przedmiotem opracowania są wybrane elementy konstrukcji budynku Opery Śląskiej w Bytomiu przy ul. Moniuszki 23, w związku z projektowanym remontem i przebudową, a zwłaszcza:

- stropy i stropodach magazynu, które wykazują niepokojące uszkodzenia (ugięcia, rozwarstwienia),
- orkiestron, przewidziany do pogłębienia,
- pomost techniczny i mury komina scenicznego.

Zasadniczym celem pracy jest ocena aktualnego technicznego stanu przedmiotowych konstrukcji i określenie ich nośności.

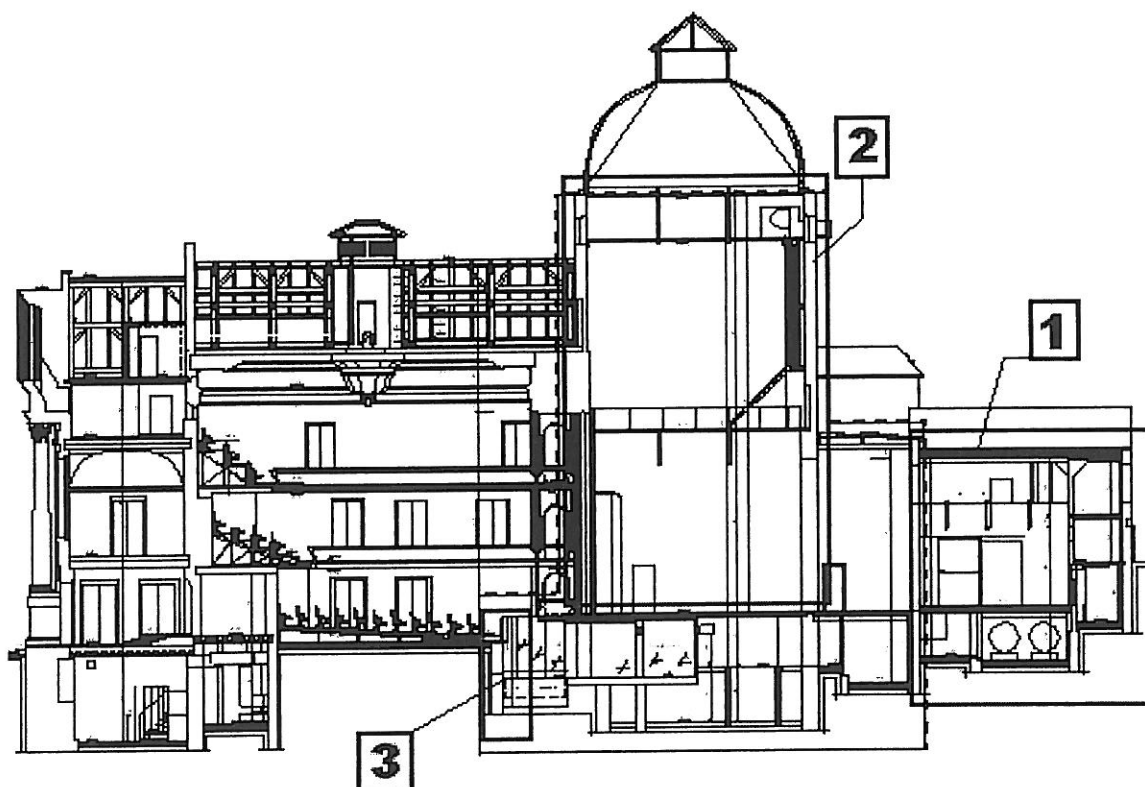
W zakres pracy wchodzi:

- analiza dokumentacji projektowej,
- przegląd stanu konstrukcji i lokalne odkrywki zbrojenia,
- opis uszkodzeń,
- ocena aktualnego stanu technicznego konstrukcji,
- nieniszczące badania sklerometryczne betonu i rozkładu zbrojenia,
- sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe,
- zalecenia dotyczące napraw występujących uszkodzeń oraz niezbędnych zabezpieczeń i wzmocnień konstrukcji.

3. Opis konstrukcji

Budynek Opery Śląskiej wybudowano w latach 1899 ÷ 1901 w stylu neoklasycznym, na 423 miejsca. Budynek usytuowany jest w centrum Bytomia, u zbiegu ulicy Stanisława Moniuszki z placem gen. Władysława Sikorskiego. Budynek obecnie mieści dwie sale: operową z dwoma balkonami i bocznymi lożami oraz koncertową.

Konstrukcja budynku jest tradycyjna murowa ścianowa z elementami betonowego szkieletu, nakryty dachem namiotowym z blaszaną kopułą nad sceną. Na rys. 1 przedstawiono przekrój budynku. W dalszej części szczególną uwagę zwrócono na elementy budynku będące przedmiotem ekspertyzy.

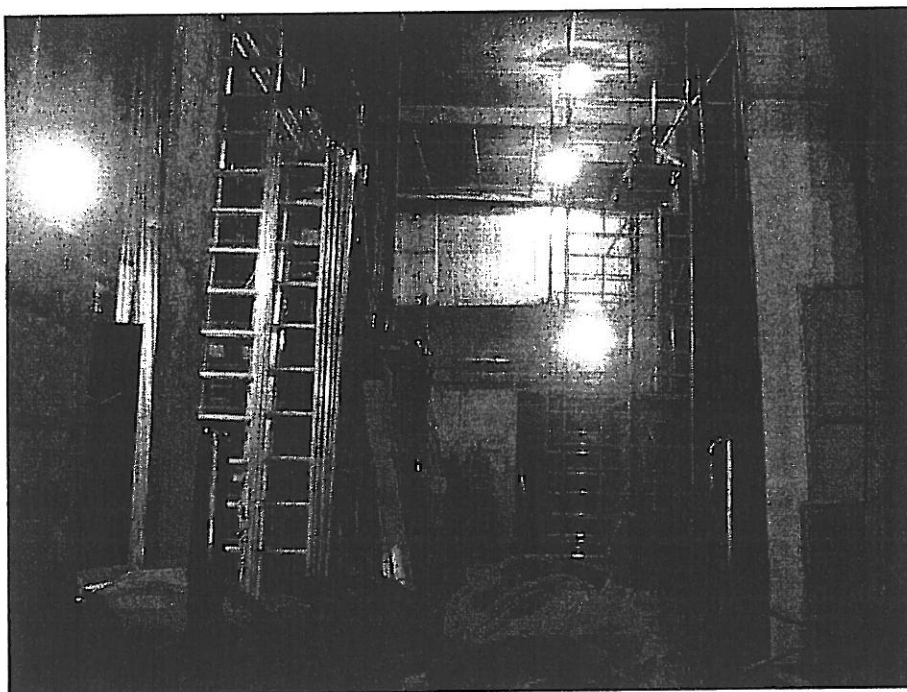


Rys. 1. Przekrój budynku Opery Śląskiej z oznaczeniem elementów będących przedmiotem ekspertyzy: 1 - magazyn zasceniczny, 2 - komin sceniczny i pomost techniczny, 3 - ściana oddzielająca widownię od orkiestronu

Magazyn zasceniczny przylega bezpośrednio do komina scenicznego i został wybudowany prawdopodobnie później aniżeli budynek główny. Konstrukcja magazynu jest murowa z wewnętrznymi elementami żelbetowego monolitycznego szkieletu, 2 kondygnacyjna (piwnica + parter) z antresolą pomiędzy ścianą zewnętrzną a wewnętrznymi żelbetowymi słupami.

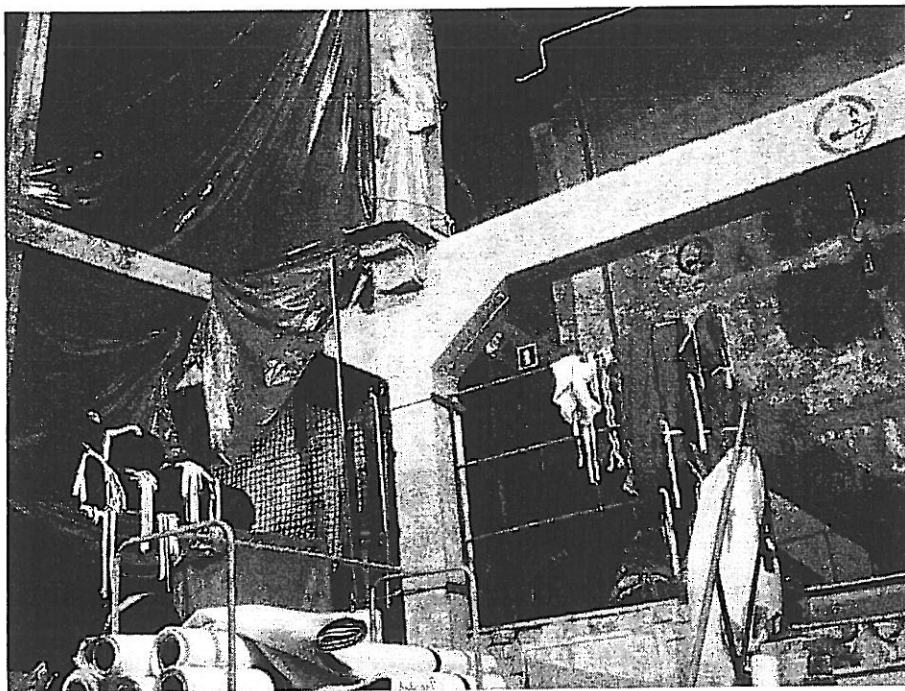
Ściany zewnętrzne i wewnętrzne, wydzielające przestrzeń magazynową, są murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapienno-cementowej.

Wewnętrzny żelbetowy szkielet stanowią ramy poprzeczne i rama podłużna, złożone z słupów, belek stropowych i 2-przęsłowych rygli dachowych, których wewnętrzną podporę stanowią żelbetowe słupy a podpory skrajne murowane podłużne ściany - zewnętrzna i wewnętrzna. Widok wnętrza magazynu przedstawiono na fotografiach - rys. 2 i 3.



Rys. 2. Widok wnętrza magazynu zascenicznego

Strop podłogi magazynu (nad piwnicą), strop antresoli i strop pełnego stropodachu wykonano w postaci ceramicznych gęstożebrowych jednokierunkowo zbrojonych płyt, opartych na żelbetowych belkach i murowanych ścianach.

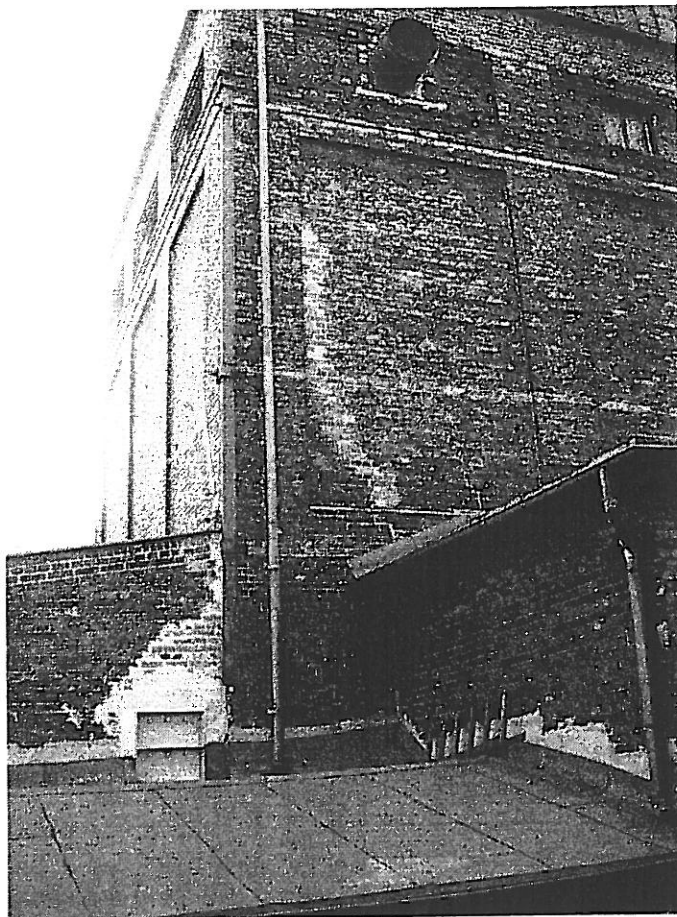


Rys. 3. Widok wnętrza magazynu zascenicznego - fragment z wejściem na poziom antresoli

Komin sceniczny jest konstrukcją murowaną, wieżową, w kształcie graniastosłupa o kwadratowym rzucie podstawy. Ściany komina wykonano z cegły ceramicznej pełnej, na zaprawie wapiennej i wzmocniono od zewnątrz przez skotwienie stalowymi ściągniętymi w 3 poziomach. Ściągnięto w bruzdach murów i zakotwiono w narożnych stalowych kątownikach - Rys. 4.

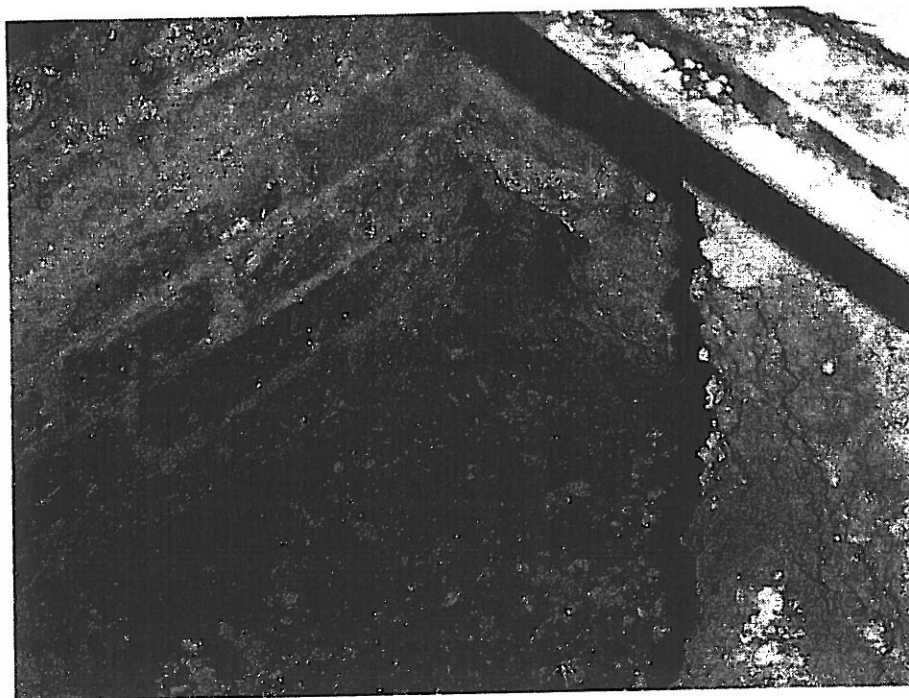
Pomost techniczny komina scenicznego stanowi konstrukcję wsporczą krążków dla lin, do których podwieszane są dekoracje sceniczne. Konstrukcja nośna pomostu jest stalowa, pokryta deskami. Belki pomostu o przekroju ceowym opierają się na dolnych pasach stalowych kratownic oraz ścianach komina scenicznego.

Dwie stalowe kratownice stanowią główną konstrukcję nośną pomostu i kopuły dachowej. Pasy kratownic wykonano z dwóch ceowników, skratowanie z kątowników. Połączenia prętów kratownic są nitowane. Górne pasy kratownic stanowi podpory dla drewnianego belkowego stropu pod kopułą. Przestrzeń między belkami wypełniona jest polepą, ułożoną na ślepym pułapie. Podsufitka stropu jest obita trzcina i wykończona tynkiem.



Rys. 4. Widok ścian komina scenicznego, wzmocnionych stalowymi ściągami

Ściana orkiestronu oddzielająca orkiestron od widowni jest murowana z cegły pełnej, wykonana w nieznacznym łuku. W związku z planowanym znacznym pogłębieniem orkiestronu, istotny jest sposób posadowienia ściany. W związku z tym w rejonie orkiestronu, wykonano trzy odkrywki. Na podstawie tych odkrywek (Rys. 5) ustalono, że główne ściany nośne posadowione są poniżej nowego poziomu posadzki orkiestronu, natomiast ściana oddzielająca widownię od orkiestronu, posadowiona jest powyżej tego poziomu o około 1,5 m. Ściana ta, posadowiona jest bezpośrednio na gruncie i pracuje jako konstrukcja oporowa, przenosząca obciążenie od parcia gruntu od strony widowni.



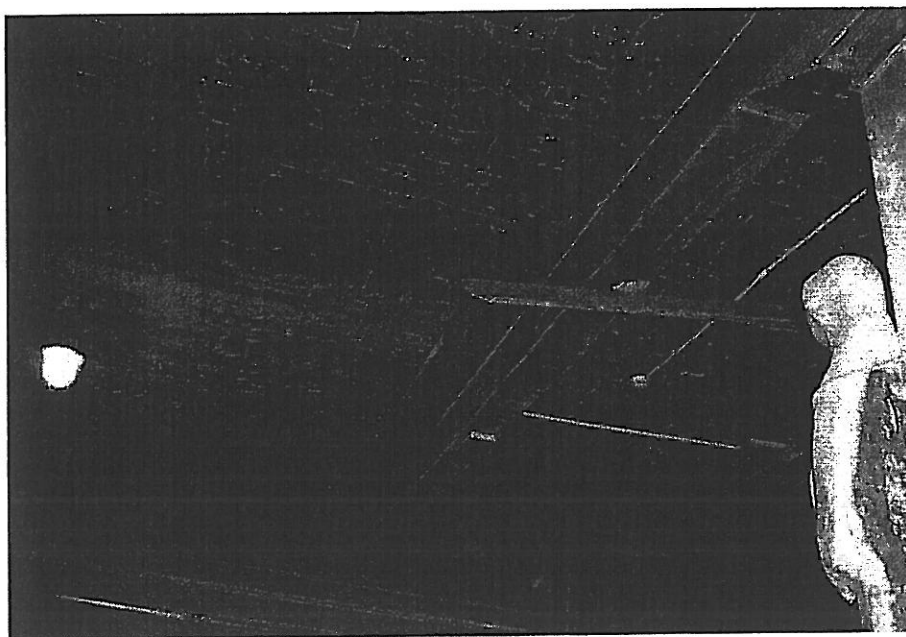
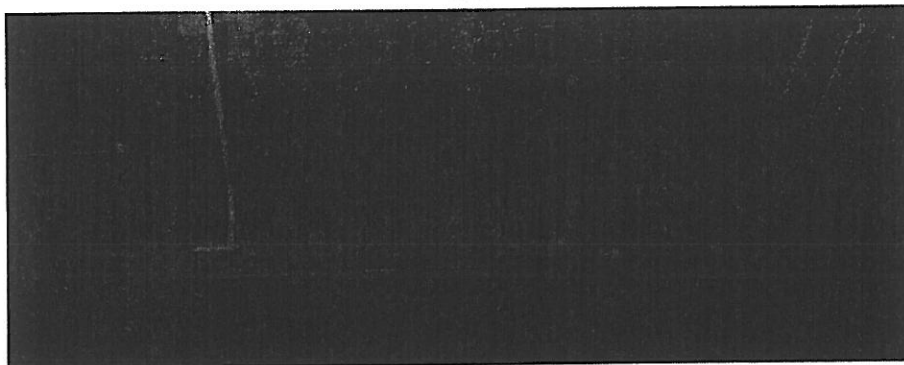
Rys. 5. Widoki odkrywek ściany orkiestronu

4. Uszkodzenia i stan techniczny konstrukcji

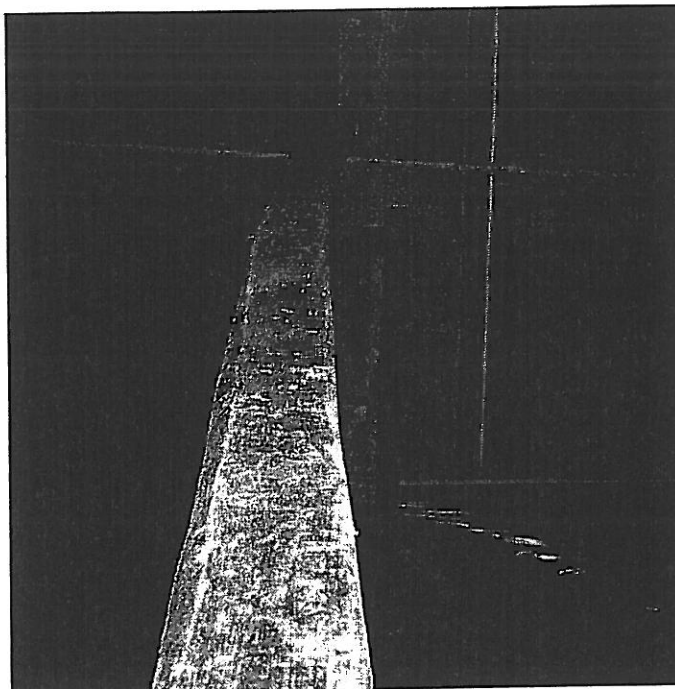
Na podstawie szczegółowych wizualnych oględzin stwierdzono występowanie następujących uszkodzeń przedmiotowych konstrukcji, mających wpływ na ich stan techniczny.

Magazyn zasceniczny:

- Wyraźne ugięcia wszystkich żelbetowych belek stropodachu, pochodzące prawdopodobnie jeszcze z okresu budowy - Rys. 6. Ugięcia te jednak, na skutek odkształceń reologicznych betonu, powiększyły się w czasie eksploatacji obiektu, o czym świadczą duże ugięcia drewnianych słupów regałów magazynowych, które podklinowano pomiędzy belkami stropodachu a podłogą magazynu - Rys. 7.

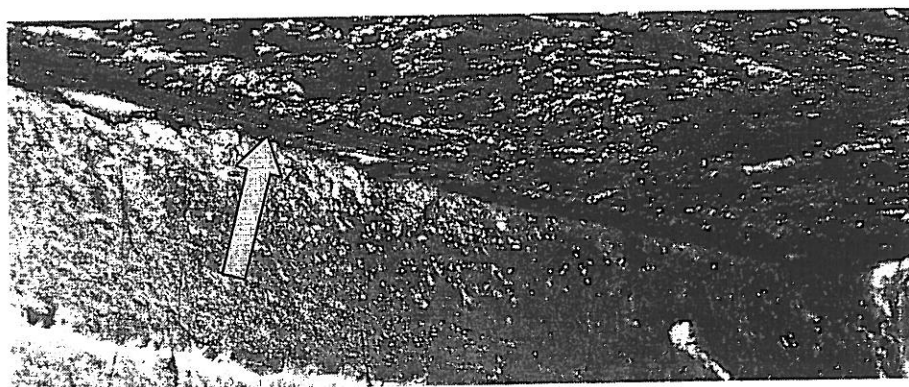


Rys. 6. Widoki ugiętych belek stropodachowych

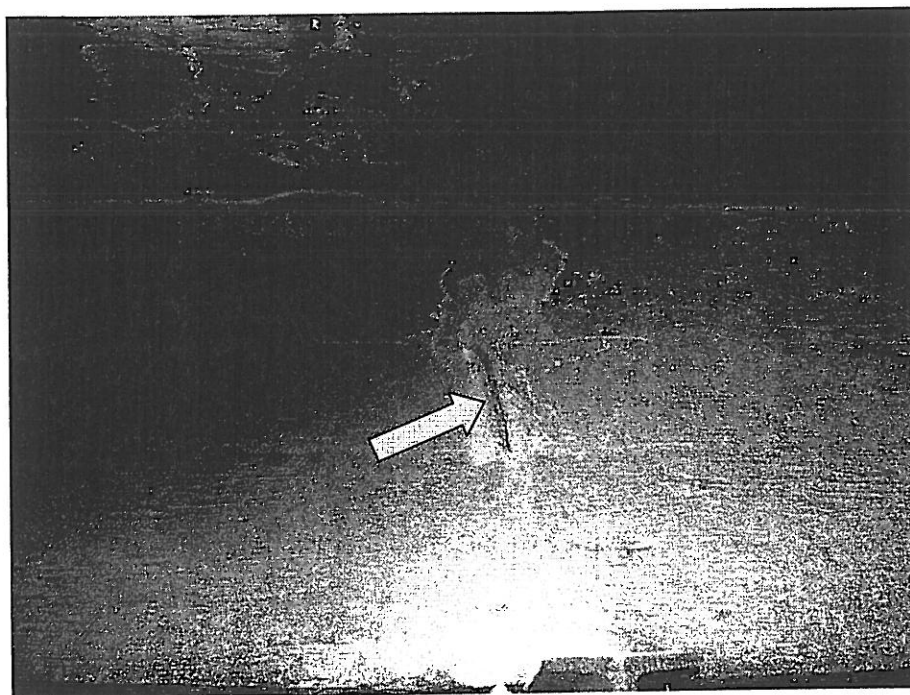


Rys. 7. Wygięty drewniany słup, zaklinowany pomiędzy belką stropodachu a podłogą magazynu

- Rozwarstwienie (odspojenie) pomiędzy żelbetowymi belkami dachowymi a stropową ceramiczną płytą stropodachową (Rys. 8). Rozwarstwienie występuje na wszystkich belkach i wynika najprawdopodobniej z stosowanej technologii betonowania i zbrojenia stropodachu. W poziomie rozwarstwienia przyjęto bowiem przerwę roboczą. W wykonanych odkrywkach stwierdzono, że strzemiona kończono poniżej rozwarstwienia. Zbrojenie górne nad słupami, na momenty ujemne, prowadzono także w połowie wysokości belki, poniżej obserwowanego rozwarstwienia. Przyjęty sposób wykonania i zbrojenia belek stropodachowych, należy uznać za wadliwy.

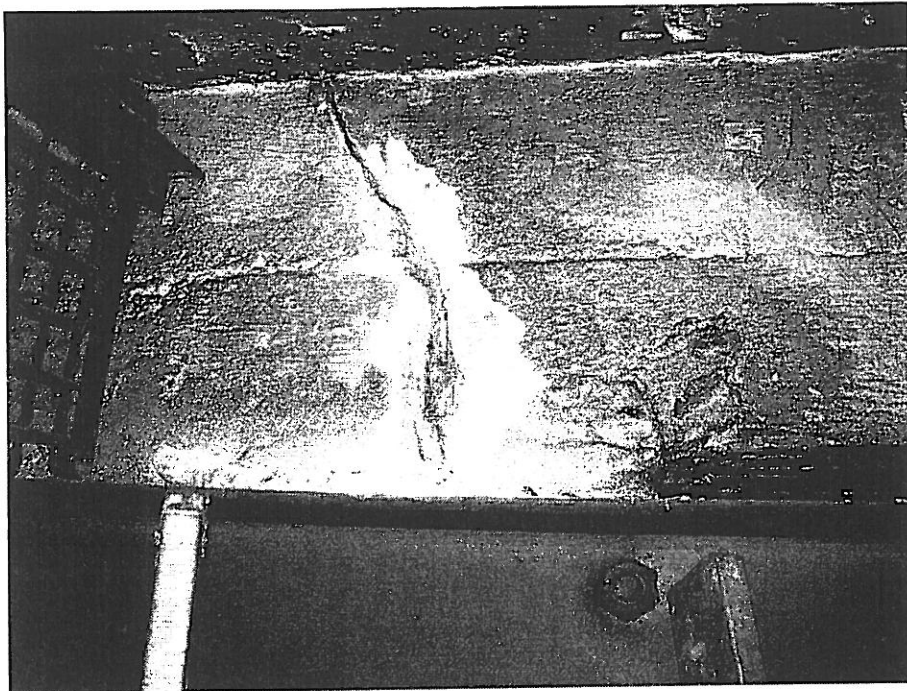


Rys. 8. Rozwarstwienie żelbetowej belki stropodachu w poziomie styku z ceramiczną płytą

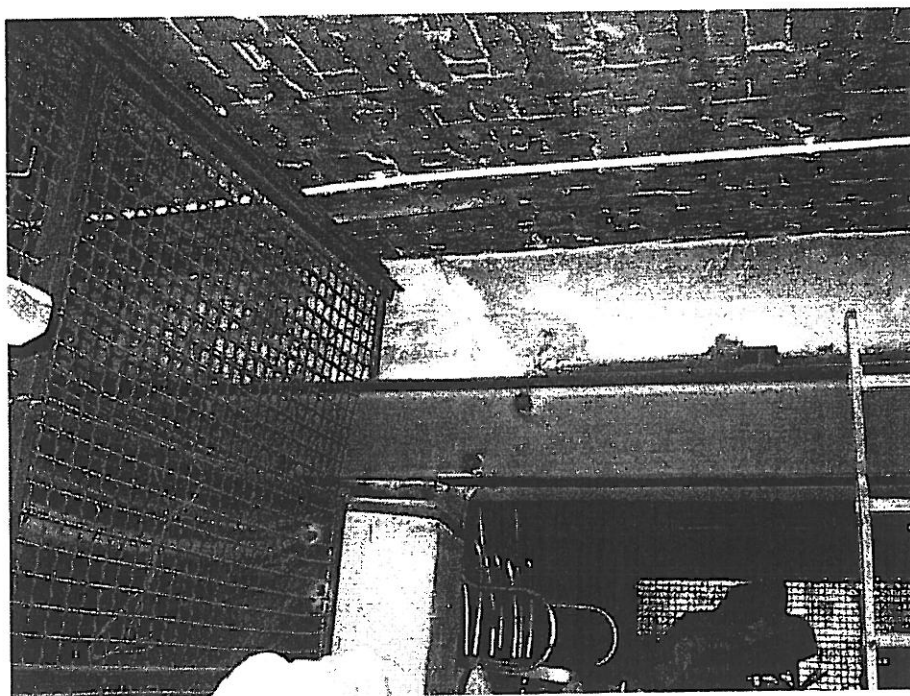


Rys. 9. Widoczne zagięcie strzemienia zbrojenia belki poniżej płyty ceramicznej

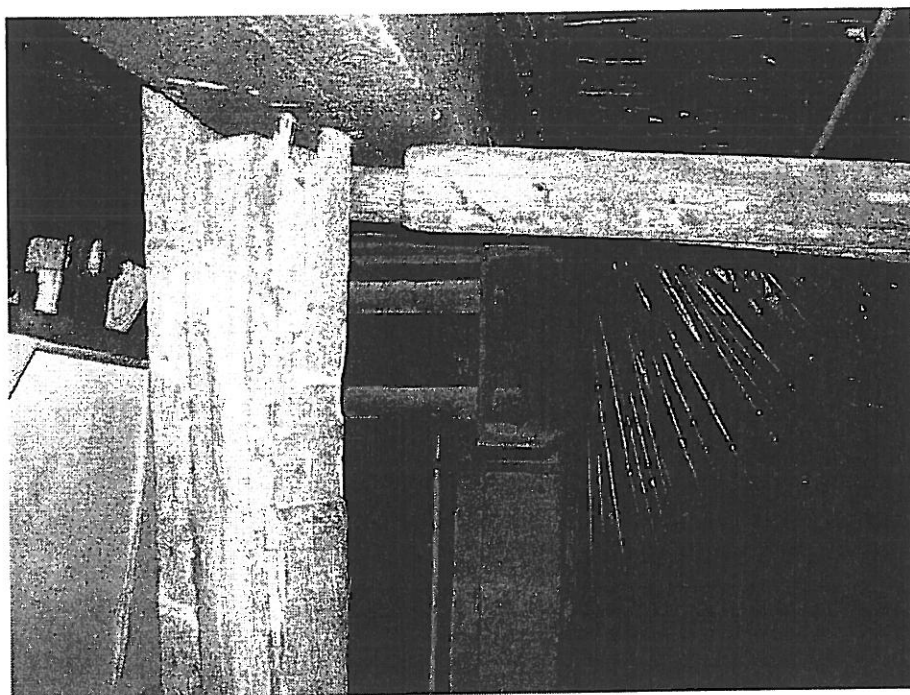
- Pęknięcia 3 żelbetowych belek stropodachowych w strefie podporowej nad żelbetowymi słupami. Pęknięcia wystąpiły wzdłuż zagiętych, tuż za słupem, prętów zbrojenia górnego - Rys. 9. Pęknięcia mają pionowy przebieg i ich rozwartość wynosi kilka mm - Rys. 10. Widoczne w pęknięciu zbrojenie jest założone w strefie środkowej wysokości belki. Pęknięte belki zostały wzmocnione przez podparcie stalowymi skręconymi śrubami ceownikami, opartymi na zewnętrznej ścianie i żelbetowych słupach - Rys. 11 i 12. Wzmocnienie powyższe pozwoliło na zmniejszenie efektywnej rozpiętości dłuższego 7 m przęsła pękniętych belek stropodachowych. Przyczyną wystąpienia pęknięć są stwierdzone już wcześniej wady w sposobie zbrojenia belek. Na długości krótszych przęseł belek widoczne są także zarysowania o rozwartości do 0,3 mm, świadczące o niewystarczającym zbrojeniu belek na momenty ujemne.



Rys. 10. Widok pękniętej belki stropodachowej przy słupie

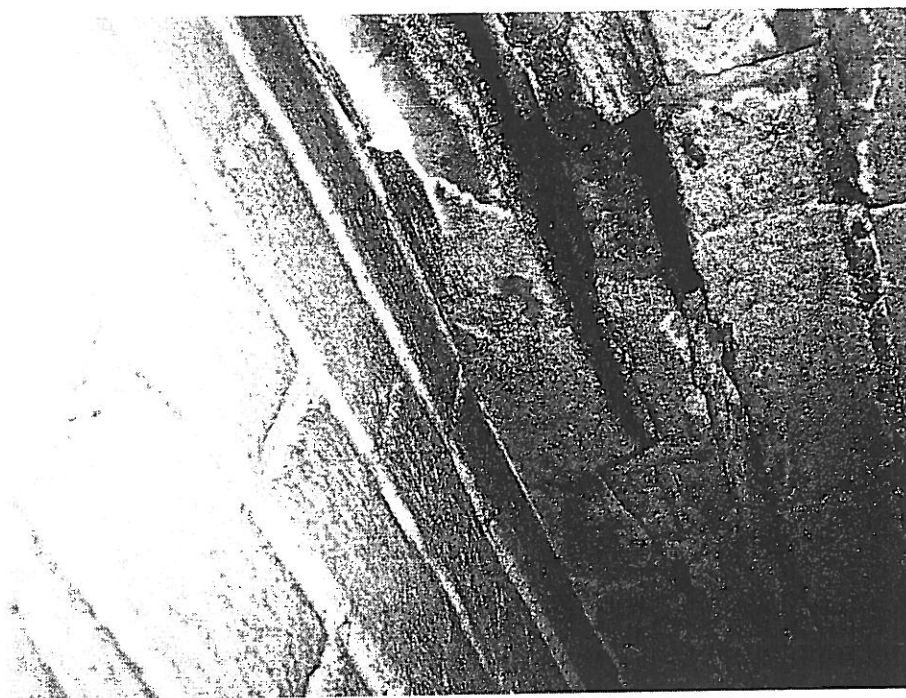


Rys. 11. Widok wzmocnienia pękniętych belek



Rys. 12. Widok wzmocnienia od czoła belki

- Pęknięcie ceramicznej płyty stropodachu w rejonie styku ze ścianą komina scenicznego. W rejonie pęknięcia obluzowane zostały ceramiczne elementy wypełnienia stropu - Rys. 13. Wzdłuż styku płyty stropodachu z ścianą komina scenicznego widoczna jest szczelina, świadcząca o tym, że płytę stropu „doklejono” do muru bez jakichkolwiek powiązań.
- Zarysowania płyty stropu magazynu na parterze, widoczne na betonowej posadzce wzdłuż belek i ścian podpierających strop w piwnicy. Zarysowania te świadczą o niedostatecznym zbrojeniu na momenty ujemne i uplastycznieniu się przekrojów podporowych.
- Pionowe i ukośne zarysowania murowanych ścian pod belkami dachowymi.
- Zarysowania i wykruszenia cementowych zapraw żeber nośnych gęstożebrowych stropów nad piwnicami pod powierzchniami magazynowymi parteru.
- Objawy przemarzań wzdłuż żeber gęstożebrowej płyty stropodachu, świadczące o braku ocieplenia dachu - potwierdzono w wykonanym odwiercie.



Rys. 13. Uszkodzenia ceramicznej płyty stropodachu przy styku z murami komina scenicznego

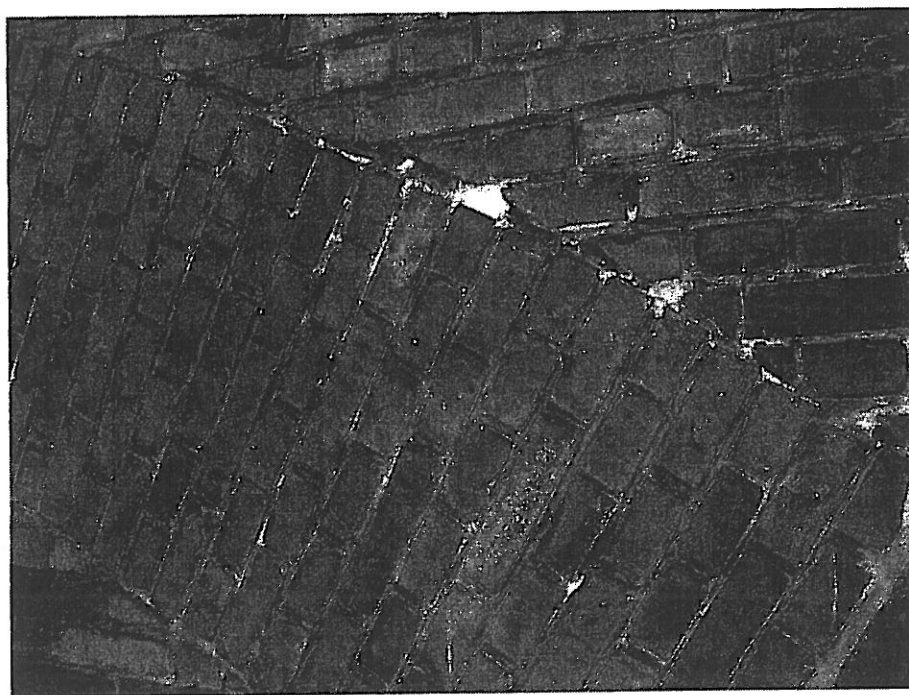
Mury komina scenicznego

Stan murów komina scenicznego można uznać za zadowalający. Widoczne ślady napraw starych pęknięć muru (Rys. 14), wykonanych prawdopodobnie podczas usuwania szkód górniczych, nie stanowią zagrożenia dla nośności konstrukcji - mury wzmocnione są stalowymi ściągamami w 3 poziomach.

Stan cegieł muru oceniono jako dobry. Stan zapraw, biorąc pod uwagę wiek muru, jest zadowalający. Wapienne spoiny licowych murów komina scenicznego, przetarte są cienką warstwą zaprawy cementowej, co z jednej strony zabezpieczyło wapienne spoiwa przed procesami erozyjnymi, a z drugiej utrudnia odprowadzenie wilgoci z murów. Widok stanu licowych murów komina scenicznego przedstawiono na Rys. 15.



Rys. 14. Widok przemurowań rys ścian komina scenicznego



Rys. 15. Stan cegieł i zapraw murów licowych ścian komina scenicznego

5. Wyniki prowadzonych badań

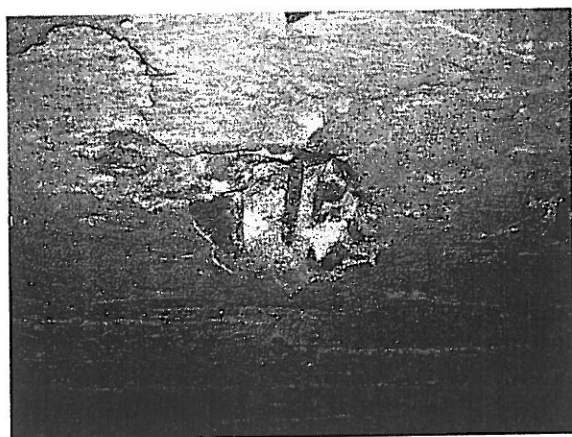
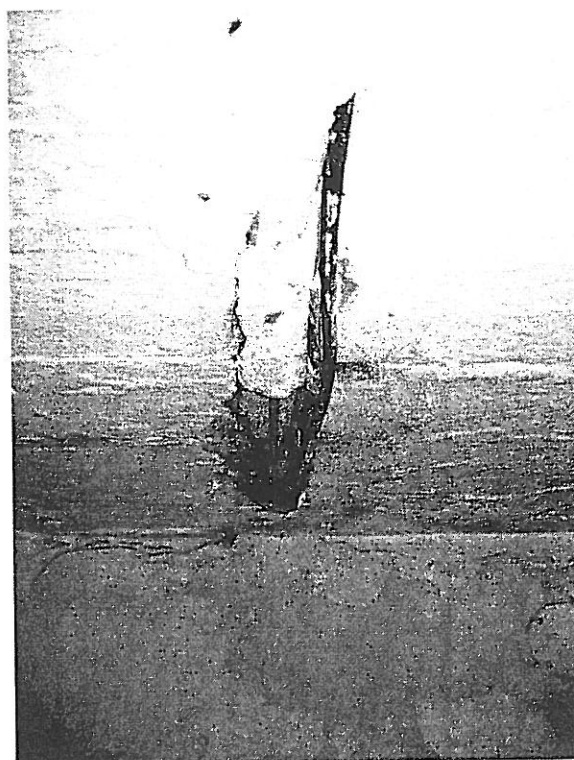
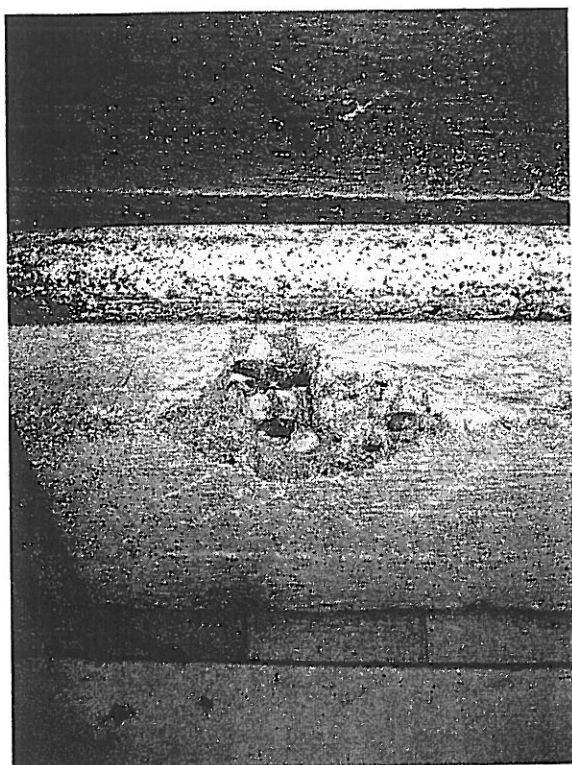
Strop i stropodach magazynu

W celu zinventoryzowania zbrojenia stropu i stropodachu w magazynie na zapleczu sceny wykonano lokalne odkrywki zbrojenia w ceramiczno-żelbetowych płytach oraz belkach stropodachu i stropu nad piwnicą - Rys. 16. Przeprowadzono także nieniszczące badania elektromagnetyczne rozkładu zbrojenia i pomiaru grubości otulin przy pomocy „Profometru 5⁺”. Na podstawie odkrywek i nieniszczących badań ustalono:

- zbrojenie dolne płyty stropodachu z prętów okrągłych gładkich o średnicy 12 mm w żebrach o szerokości 30 mm w rozstawie co 270 mm. Wysokość płyty stropodachu 170 mm (130 mm cegła ceramiczna dziurawka + 40 mm nadbeton). Stal klasy A-0.
- zbrojenie dolne płyty stropu z prętów okrągłych gładkich o średnicy 10 mm (8 mm w przęśle korytarzowym) w żebrach o szerokości 40 mm w rozstawie co 290 mm. Zbrojenie górne nad belkami z prętów o średnicy 8 mm w rozstawie co 290 mm. Wysokość płyty stropowej 160 mm (130 mm cegła ceramiczna pełna + 30 mm nadbeton). Stal klasy A-0.
- zbrojenie dolne belek stropodachowych [b x h = 220 x (270 + 170) mm]
- 5 prętów okrągłych gładkich o średnicy 16 mm. Strzemiona o średnicy 6 mm co około 250 mm. Stal klasy A-0.
- zbrojenie dolne belek stropowych [b x h = 200 x (200 + 160) mm] - 4 pręty okrągłe gładkie o średnicy 16 mm. Strzemiona o średnicy 6 mm co około 250 mm. Stal klasy A-0.

Wytrzymałość zastosowanego betonu w belkach określono na podstawie badań sklerometrem Schmidta - Załącznik nr 2. Z uzyskiwanych liczb odbicia (średnia wartość $L_i = 45$) ustalono klasę betonu w belkach stropowych i stropodachowych jako nie niższą niż B-25.

W żebrach płyt ceramicznych stropu i stropodachu zastosowano zaprawę cementową o oszacowanej wytrzymałości na ściskanie 10 MPa.



Rys. 16. Widoki odkrywek zbrojenia belki i stropów

Mury komina scenicznego i podesty

Biorąc pod uwagę dobry stan cegieł muru, można przyjąć, że o wytrzymałości muru decyduje wytrzymałość zaprawy wapiennej. Sprawdzenie wytrzymałości zaprawy przez pobranie próbki i poddanie jej badaniom laboratoryjnym jest praktycznie niemożliwe a samo badanie składu chemicznego nie jest miarodajne do oszacowania wytrzymałości na ściskanie. W związku z powyższym zastosowano praktyczną metodę wbijania w spoinę stalowego pręta i oszacowanie stanu zaprawy na podstawie wielkości zagłębiania pręta. Ustalono w ten sposób, że wytrzymałość

zapraw w murach wynosi około $0,3 \div 0,5$ MPa. Ceglane elementy murowe odpowiadają wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż 15 MPa.

Mur oporowy przy orkiestronie

Stan murów przy orkiestronie nie budzi zastrzeżeń i jest odpowiedni do wieku obiektu. Na podstawie oględzin i makroskopowych badań cechy wytrzymałościowe muru odpowiadają określonym dla murów komina scenicznego. Na podstawie wykonanych 3 odkrywek ustalono, że poziom posadowienia muru usytuowany jest około 0,6 m poniżej poziomu posadzki orkiestronu (Rys. 6).

6. Analiza nośności konstrukcji

Strop i stropodach magazynu

W Załączniku nr 1 zamieszczono wyniki przeprowadzonych obliczeń i analiz statyczno-wytrzymałościowych stropodachu i stropu magazynu.

Do obliczeń nośności konstrukcji przyjęto zgodnie z przeprowadzonymi badaniami beton C20/25 i stal A-0.

Z obliczeń wynika, że o nośności stropu magazynu decyduje ceramiczno-żelbetowa gęstożebrowa jednokierunkowo zbrojona płyta o wysokości 16 cm. Przy założeniu częściowego zamocowania płyty nad belkami, bezpieczna wartość obciążenia użytkowego stropu wynosi jedynie $1,0 \text{ kN/m}^2$ (100 kG/m^2). Lokalnie wartość ta jest i była w przeszłości znacznie przekroczona. Pomimo tego nie obserwuje się wyraźnych objawów zniszczenia konstrukcji za wyjątkiem uplastycznienia przekrojów nad belkami, co objawia się występującymi zarysowaniami betonowej posadzki płyty wzdłuż belek i nad ścianą korytarza w piwnicy. Płyta stropowa, pomimo braku zbrojenia w kierunku prostopadłym do zbrojonych żeber, częściowo zachowuje się jak dwukierunkowo zginana, oparta na 4 krawędziach, co umożliwia na wykorzystanie dodatkowych rezerw nośności konstrukcji, nie uwzględnianych w obliczeniach. Stąd przedmiotowy strop nie uległ jeszcze zniszczeniu. Żelbetowe belki stropowe są w stanie bezpiecznie przejąć

obliczeniowe obciążenia ze stropu o wartości do $3,0 \text{ kN/m}^2$, które nie zostały przekroczone w czasie eksploatacji magazynu.

Należy stwierdzić, że przedmiotowy strop znajduje się obecnie w stanie granicznym i nie spełnia normowych wymagań dla stropów magazynowych, dla których minimalna wartość obciążeń użytkowych wynosi $5,0 \text{ kN/m}^2 \gg 1,0 \text{ kN/m}^2$. Konieczna jest wymiana lub wzmocnienie konstrukcji.

Obiektywne wyznaczenie dopuszczalnych obciążeń stropodachu magazynu jest trudne, ze względu na występujące wady konstrukcyjne żelbetowych belek nośnych:

- zbrojenie górne na momenty ujemne nad słupami umieszczone w środku wysokości belek i blisko zakończone za podporą (na końcu skosu),
- pełne rozwarstwienie belek wzdłuż styku z ceramicznymi płytami, będące wynikiem prawdopodobnego 2 etapowego betonowania bez przepuszczenia strzemion do płyty (najpierw widoczna od dołu część belek a następnie część usytuowana w wysokości płyty ceramicznej),
- wzmocnienie części belek nad słupami stalowymi ceownikami ze względu na uplastycznienie (niszczenie) belek nad słupami.

W Załączniku nr 2 przeprowadzono obliczenia belek w różnych schematach statycznych. Z obliczeń tych wynika, że o nośności stropodachu decydują żelbetowe belki stropowe. Ze względu na nośność belek, stropodach jest w stanie bezpiecznie przejąć obciążenia od ciężaru własnego i ciężaru śniegu (bez uwzględnienia zasp śnieżnych), wynikającego z normy śniegowej (starej) bez zmiany Az1 z 2006 r., zwiększającej obciążenia o około 38 % w stosunku od normy sprzed wprowadzenia zmiany - powyższe dotyczy belek wzmocnionych stalowymi ceownikami, które powodują zmniejszenie efektywnej rozpiętości belek.

Nośność ceramicznej płyty stropodachu jest wystarczająca dla obciążeń śniegiem sprzed zmiany Az1 i bez uwzględnienia zasp śnieżnych.

Z przeprowadzonej obliczeniowej analizy stropodachu, dla stwierdzonego stanu konstrukcji wynika, że przedmiotowa konstrukcja ma niewystarczającą nośność dla bezpiecznego przenoszenia obciążeń, wynikających z obecnie obowiązującej normy obciążenia śniegiem. Niezbędne jest wzmocnienie stropodachu.

Mury i pomosty komina scenicznego

Mury komina scenicznego nie wykazują objawów wystąpienia stanu granicznego. Biorąc jednak pod uwagę wiek konstrukcji, jej naturalne zużycie, występujące uszkodzenia i znaczną smukłość, nie należy zbytnio dociążyć murów nowymi konstrukcjami. W obliczeniach nośności murów, zgodnie z przeprowadzonymi badaniami, należy przyjmować wytrzymałość zaprawy równą $0,3 \div 0,5$ MPa i elementów murowych 15 MPa.

Mur orkiestronu

Ze względu na poziom posadowienia murów, wyższy niż projektowane obniżenie posadzki orkiestronu, konieczna jest przebudowa przedmiotowego muru orkiestronu w sposób zaproponowany w Zaleceniach - pkt. 8.

7. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych oględzin, badań i analiz obliczeniowych stwierdza się, że:

- Techniczny stan nośnej konstrukcji stropodachu (ceramicznej gęstożebrowej płyty i żelbetowych belek), ze względu na występujące uszkodzenia (duże ugięcia, rozwarstwienie belek, pęknięcia, wady konstrukcyjne zbrojenia) jest nieodpowiedni. Konstrukcja stropodachu wymaga wzmocnienia. Sposób wzmocnienia przedstawiono w punkcie 8.1 ekspertyzy. Do czasu wzmocnienia konstrukcji należy systematycznie usuwać śnieg z dachu magazynu.
- Ceramiczno-żelbetowy strop magazynu nie spełnia normowych wymagań dla powierzchni magazynowych. Bezpieczna wartość obciążenia użytkowego, ze względu na nośność ceramicznej płyty stropowej, wynosi zaledwie $1,0 \text{ kN/m}^2$, co jest znacznie mniej niż wymagana minimalna wartość - $5,0 \text{ kN/m}^2$. Strop magazynu wymaga

doraźnego wzmocnienia lub wymiany na żelbetowy w sposób zaproponowany w Zaleceniach - pkt. 8.2.

- Stan murów komina scenicznego, pomimo występujących zarysowań i śladów przemurowań dawnych pęknięć, ocenia się jako zadowalający. W analizie wytrzymałościowej murów zaleca się przyjmować wytrzymałość zaprawy równą $0,3 \div 0,5$ MPa i elementów murowych 15 MPa. Sposób renowacji murów podano w punkcie 8.4. ekspertyzy.
- Nie należy dociążać istniejących pomostów technicznych w kominie scenicznym. Nowe urządzenia należy montować na nowych stalowych konstrukcjach, opartych na murach komina scenicznego.
- Pogłębienie poziomu podłogi orkiestronu wymaga przebudowy murowanej ściany oporowej od strony widowni. Propozycje odnośnie technologii prowadzenia prac przedstawiono w Zaleceniach - pkt. 8.3.

8. Zalecenia

8.1 Wzmocnienie stropodachu magazynu zascenicznego (Rys. 17)

Wzmocnienie konstrukcji stropodachu zaleca się wykonać w dwóch etapach:

- etap I - wzmocnienie doraźne,
- etap II - wzmocnienie docelowe.

Etap I. W ramach wzmocnienia doraźnego (etap I) należy wykonać:

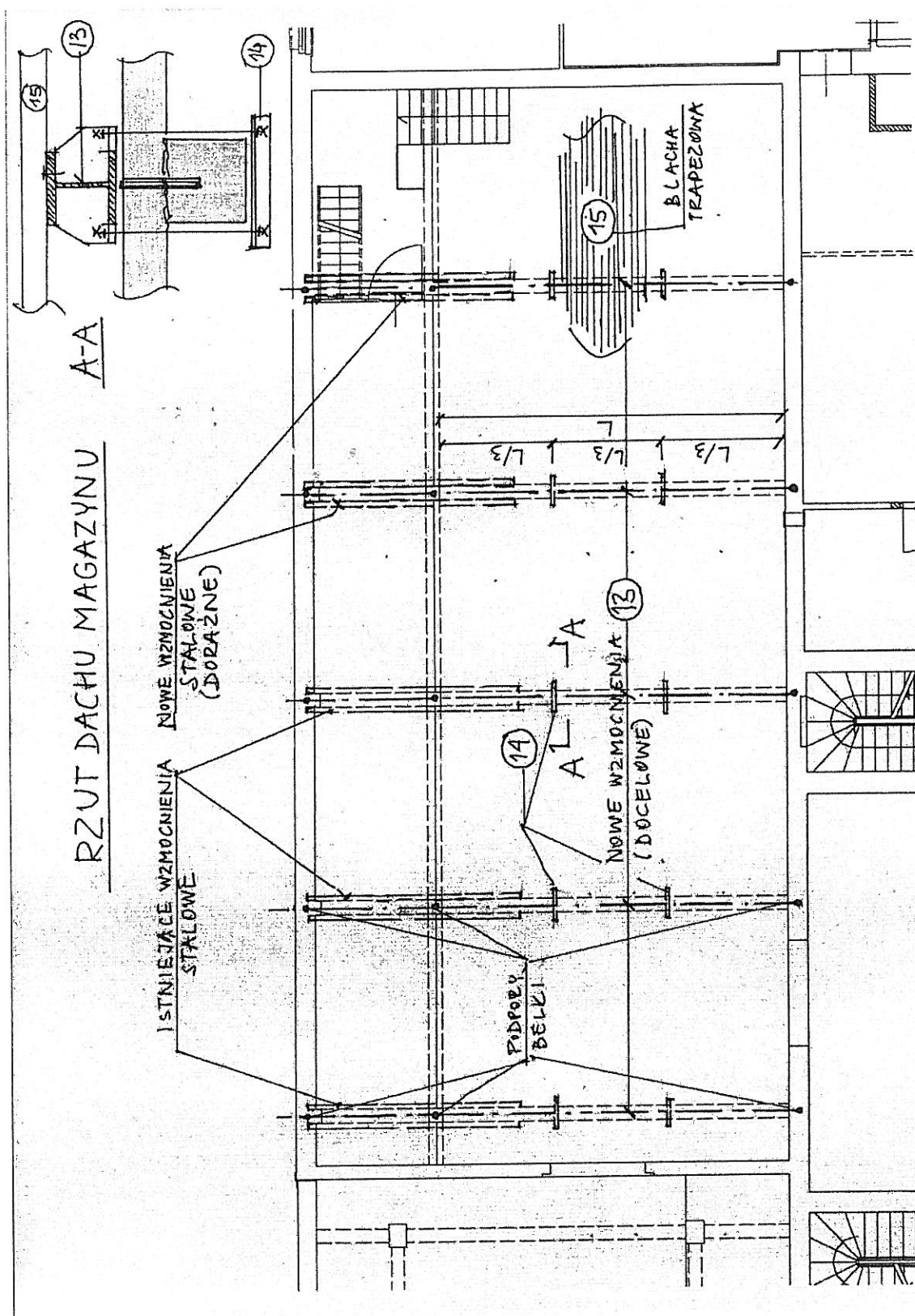
- wzmocnienia stref podporowych dwóch żelbetowych belek stropodachu w (Rys. 17) w sposób identyczny jak już to wykonano w trzech belkach, za pomocą stalowej konstrukcji z skręconych ceowników, opartych na żelbetowym słupie i ścianie zewnętrznej.
- naprawić rozwarstwienie belek przez „siłowe” wypełnienie szczeliny między belkami a ceramiczną płytą stropodachu, metodą ciśnieniowej iniekcji żywicą epoksydową - np. Eurolan FK Iniekt (dystrybutor - Maxit Sp. z o. o., marka Deitermann, tel. 071 372 85 75) - poz. 1 na Rys. 17.
- wzmocnić styk wklejanymi kotwami stalowymi, osadzonymi w środku szerokości belek, w rozstawie co 300 mm na całej długości belek - poz. 2 na Rys. 17. Kotwy należy montować w otworach wierconych od strony dachu,

po dokładnym wytrasowaniu przebiegu krawędzi żelbetowych belek na powierzchni dachu. W celu wytrasowania przebiegu osi belek na dachu należy wykonać pionowe przewierty przez płytę stropodachu przy bocznych płaszczyznach belek. Zaleca się zastosowanie kotew wklejanych iniekcyjnych z prętem zbrojeniowym firmy HILTI - typ HIT-RE 500, średnica pręta 16 mm, stal żebrowana BSt-500, głębokość osadzenia 350 mm.

- wykonać naprawy ceramicznej płyty stropodachu, przy styku z murami komina zascenicznego, w miejscu obluzowanych elementów murowych (Rys. 13). W tym celu należy: usunąć wypadające cegły i wykruszone fragmenty zapraw, oczyścić zbrojenie żeber, wykonać reprofilację żeber (otulenie odsłoniętego zbrojenia) modyfikowaną polimerami cementową zaprawą naprawczą, w miejscu powstałych pustek osadzić nowe elementy murowe starannie wyklinowując je między żebrami.
- po wykonaniu powyższych wzmocnień stropodach może bezpiecznie przenosić obciążenia śniegiem wg starszej wersji normy śniegowej (bez uwzględnienia zmiany Az1), bez uwzględnienia zasp śnieżnych.

Etap II. W ramach wzmocnienia docelowego proponuje się wykonanie wzmocnienia żelbetowych belek od góry stropodachu, przez zamontowanie nad żelbetowymi belkami nowych belek stalowych, opartych na ścianach nośnych i wewnętrznym żelbetowym słupie - poz. 3 na Rys.17. Na belkach stalowych przewiduje się wykonanie przekrycia z blachy fałdowej (poz. 5 na Rys.17) na całej powierzchni dachu nad magazynem zascenicznym. W przestrzeni pomiędzy nowym przekryciem z blachy fałdowej a istniejącą powierzchnią dachu, należy umieścić ocieplenie z np. 150 mm wełny mineralnej. Belki żelbetowe należy podwiesić na długość dłuższego przęsła do belek stalowych obejmami, w 2 miejscach na długości każdej z belek żelbetowych - poz. 4 na Rys.17.

Nowe przekrycie z blachy fałdowej należy zwymiarować na obciążenia śniegiem zgodnie z obowiązującą normą śniegową z uwzględnieniem zasp śnieżnych. Przekrój stalowych 2 przęsłowych belek, z najlepiej walcowanego dwuteownika szerokostopowego, należy dobrać na obciążenia z dachu i obciążenia ciężarem istniejącego ceramicznego stropodachu.



Rys. 17. Sposób wzmocnienia stropodachu - opis w tekście

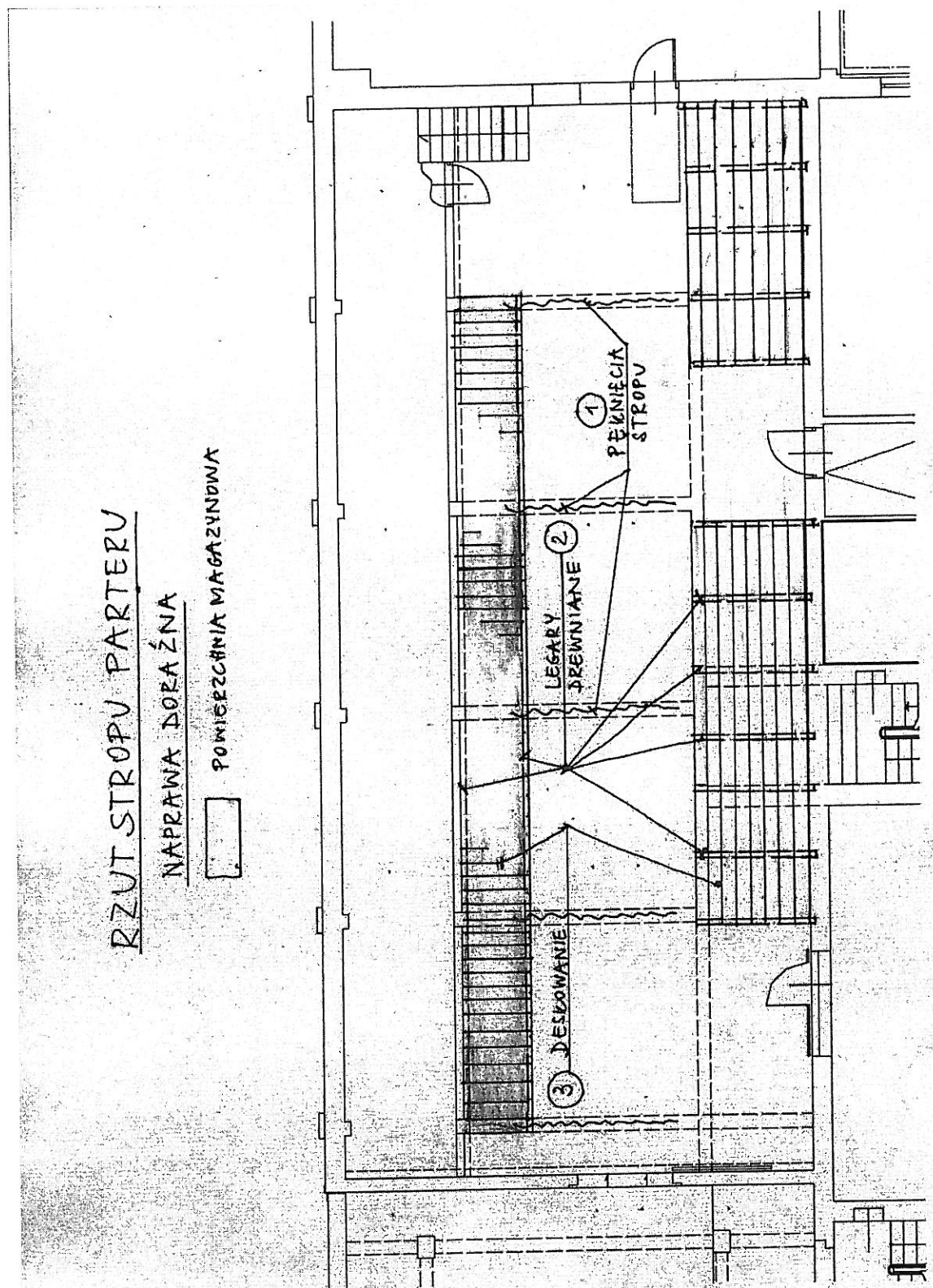
8.2. Wzmocnienie stropu magazynu

Wzmocnienie konstrukcji ceramicznego stropu nad piwnicą na powierzchni magazynu zaleca się wykonać, podobnie jak w wypadku syropodachu w dwóch etapach:

- etap I - wzmocnienie doraźne (Rys. 18),
- etap II - wzmocnienie docelowe.

Etap I. W ramach wzmocnienia doraźnego zaleca się wykonanie na powierzchni magazynu, bezpośrednio na betonowej posadzce, w polach składowania materiałów i elementów dekoracji, drewnianych podestów złożonych z nośnych legarów (poz. 2 na Rys. 18), przekrytych podłogą z półtoracalowych desek (poz. 3 na Rys. 18). Nośne legary podestów należy opierać w rozstawach co około 1,0 m na żelbetowych belkach i na ścianach nośnych oraz układać zgodnie z kierunkiem pracy ceramicznej płyty stropowej. Legary należy zwymiarować na obciążenie użytkowe o wartości $3,0 \text{ kN/m}^2$. Należy pamiętać, że po wykonaniu zaleconych podestów, w obszarach nie przykrytych podestami, dopuszczalne obciążenie użytkowe stropu wynosi dalej jedynie $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Etap II. Wzmocnienie docelowe powinno polegać na wymianie istniejącej ceramicznej płyty na nową żelbetową płytę, obliczoną na obciążenie użytkowe o wartości min. $5,0 \text{ kN/m}^2$. Przy wymianie ceramicznej płyty stropu, istniejące belki żelbetowe należy pozostawić i wzmocnić przez ich poszerzenie i dobrojenie, tak by były zdolne do przejścia założonego obciążenia użytkowego. Wymianę ceramicznej płyty stropu nad piwnicą należy wykonać na całej powierzchni magazynu.



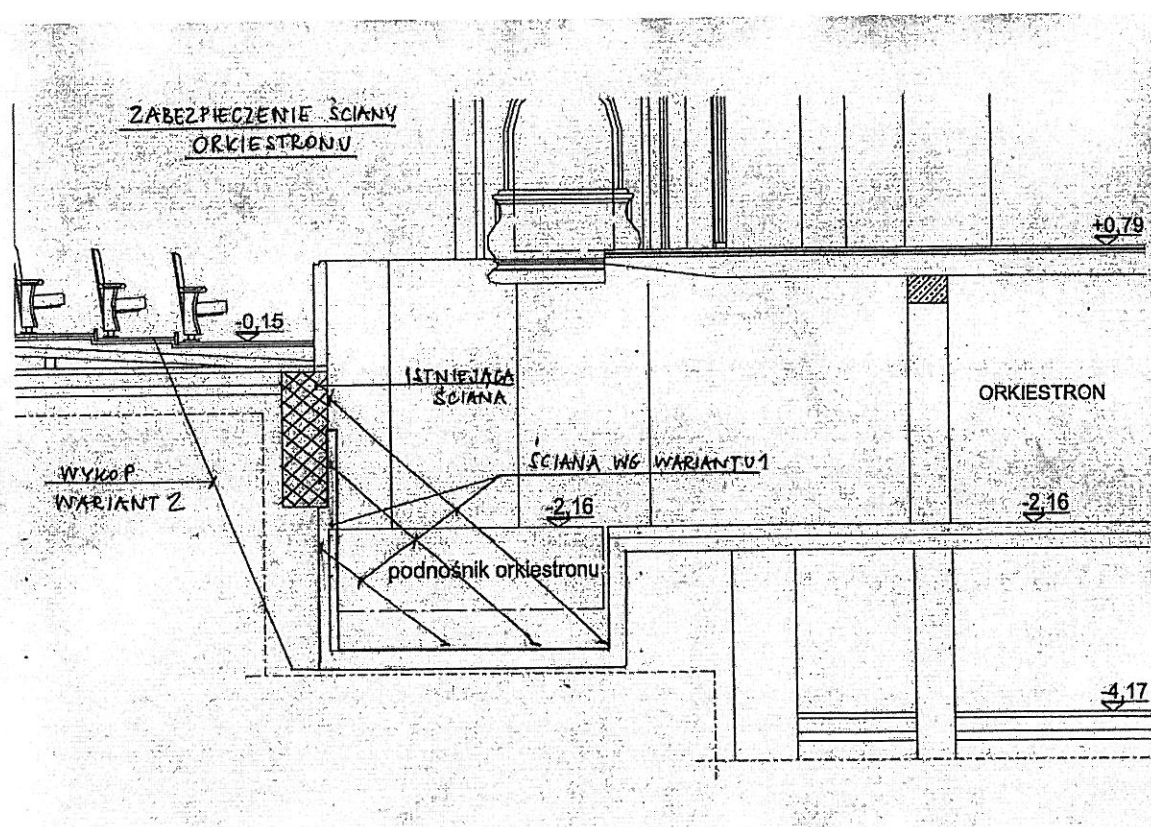
Rys. 18. Doraźne wzmocnienie stropu magazynu zascenicznego drewnianymi pomostami
(opis w tekście): 1 - istniejące pęknięcia stropu, 2 - legary drewniane, 3 - deskowanie

8.3. Pogłębienie orkiestronu

Pogłębienie orkiestronu wymaga odpowiedniego zabezpieczenia murowanej ściany oddzielającej orkiestron od widowni. Ściana ta w chwili obecnej pełni funkcję ściany oddzielającej, pracuje jako ściana oporowa, przenosząca obciążenie od parcia gruntu od strony widowni i jest znacznie płycej posadowiona niż projektowane pogłębienie. Proponuje się rozwiązanie tego problemu w dwóch wariantach - Rys. 19.

Wariant 1 polega na odcinkowym podbetonowaniu istniejącej murowej ściany z wykonaniem żelbetowej konstrukcji oporowej utwierdzonej w żelbetowej płycie dennej orkiestronu. Na czas wykonywania wykopów i podbetonowywania murową ścianę należy rozprzeć tymczasowymi zastrzałami. Rozpory ściany mogą być oparte na uprzednio wykonanej części płyty dennej orkiestronu.

Wariant 2 polega na rozebraniu istniejącej murowanej ściany, wykonaniu wykopu od strony widowni i zabetonowaniu nowej żelbetowej ściany oporowej, utwierdzonej w żelbetowej płycie dennej orkiestronu. Ujemną stroną tego rozwiązania jest konieczność demontażu części siedzeń od strony widowni.



Rys. 19. Sposób pogłębienia orkiestronu

8.4. Pomost techniczny i mury komina scenicznego

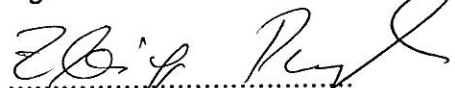
Z uwagi na brak dokumentacji ww. konstrukcji oraz zwiększone obciążenie technologiczne po modernizacji systemu podnoszenia dekoracji, nową konstrukcję pomostu technicznego zaleca się wykonać jako samonośną, opartą na ścianach komina scenicznego.

Renowacja elewacyjnych murów komina scenicznego powinna uwzględnić:

- oczyszczenie powierzchni specjalistycznymi metodami konserwatorskimi tak by nie uszkodzić powierzchni elementów murowych - np. niskociśnieniowe piaskowanie ścierniwem o twardości dobranej do stanu czyszczonej powierzchni.
- oczyszczenie spoin przez usunięcie powierzchniowych warstw zaprawy na głębokość około 10 mm,
- wykonanie nowych spoin z zapraw wapiennych o parametrach wytrzymałościowych zbliżonych do istniejącej zaprawy. Proponuje się zastosowanie np. zaprawa do spoinowania „Historic Kalkspatzenmörtel” firmy Remmers Polska (tel. 061-8168100).
- wykonanie powłoki ochronnej np. „Funvcosil AS” firmy Remmers Polska.



.....
Mgr inż. Tomasz DOMIN



.....
Dr inż. Zbigniew PAJĄK



**GŁÓWNY INSPEKTOR
NADZORU BUDOWLANEGO**

DOA/INN/601/594/08
MPI

Warszawa, 2008-10-09

DECYZJA

Na podstawie art. 88 a pkt 3 lit. „b” ustawy z dnia 7 lipca 1994 roku Prawo budowlane (tekst jednolity Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) oraz art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r., Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.),

TOMASZ DOMIN

magister inżynier budownictwa lądowego

ustanowiony na mocy decyzji

wydanej przez Krajową Komisję Kwalifikacyjną Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa

w dniu 19.06.2008 r., znak: KK-0056-0022/08

Nr RZE/X/026/08

Rzeczoznawcą Budowlanym

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

obejmującej projektowanie

został wpisany

DO CENTRALNEGO REJESTRU RZECZOWNAWCÓW BUDOWLANYCH
pod pozycją 32/08/R/C

Decyzja niniejsza jako uwzględniająca w całości żądania strony, zgodnie z art. 107 § 4 Kpa nie wymaga uzasadnienia.

Niniejsza decyzja jest ostateczna. W związku z powyższym, w oparciu o art. 12 ust. 7 ustawy Prawo budowlane stanowi podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie.

Strona może w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji wystąpić, na podstawie art. 127 § 3 Kpa oraz stosownie do uchwały Naczelnego Sądu Administracyjnego z dnia 9 grudnia 1996 r., sygn. akt OPS 4/96, z wnioskiem o ponowne rozpatrzenie sprawy.

Otrzymują:

1. Pan Tomasz Domin
ul. Wyzwolenia 34 m.12
41-907 Bytom
2. Krajowa Komisja
Kwalifikacyjną PIIB
3. a/a



z upoważnienia
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO
DYREKTOR DEPARTAMENTU ORZECZNICTWA ADMINISTRACYJNEGO
Barbara Łasinska

URZĄD WOJEWÓDZKI
w Katowicach
Wydział Architektury i Kształtowania
40-002 KATOWICE
ul. Jagiellońska nr 25
0514259

Katowice, dnia 1992-05-05

Nr.ew.01/7/92

Z A Ś W I A D C Z E N I E

Na podstawie art. 18 ust.3 Ustawy z dnia 24 października 1974 r. prawo budowlane /Dz.U. Nr.38, poz.229/ oraz § 16, ust.2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz.U. Nr 8 poz.46/ - Urząd Wojewódzki stwierdza, że

doktor nauk technicznych Zbigniew P a j ą k
urodzony dnia 30 marca 1950 r. w Bielsku-Białej
został ustanowiony rzeczoznawcą budowlanym w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej

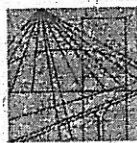
w zakresie budownictwa kubaturowego tradycyjnego lub uprzemysłowionego oraz konstrukcji skomplikowanych i pionierskich w budownictwie betonowym

i został wpisany na wojewódzką listę rzeczoznawców budowlanych.

Zgodnie z § 14 w/w rozporządzenia doktor nauk technicznych Zbigniew Pająk jest upoważniony do wykonywania funkcji rzeczoznawcy budowlanego w wyżej wymienionym zakresie na terenie całego Kraju.



mgr inż. arch. Andrzej Urban
Dyrektor Wydziału



Ś L Ą S K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Katowice, 29 kwietnia 2008 r.

Pani/Pan **Tomasz Domin**
ul. WYZWOLENIA 34/12
41-907 BYTOM

Z A Ś W I A D C Z E N I E

Pani/Pan **Domin Tomasz**

jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/8206/02**
i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności
cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 30.04.2009 r.

PRZEWODNICZĄCY RADY
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA


mgr inż. Stefan Czarniecki

40-026 KATOWICE ul. Podgórną 4 tel./fax 032 2554552, 032 6080722 www.oib.katowice.pl



Katowice, 28 listopad 2007 r.

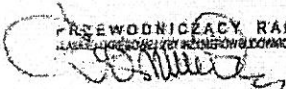
Pan/Pani Zbigniew Pająk
ul. Junaków 4/10
44-100 Gliwice

ZAŚWIADCZENIE

Pan/Pani Pająk Zbigniew

jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/2588/01**
i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności
cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 31.12.2008 r.


PRZEWODNICZĄCY RADY
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
mgr inż. Stefan Czarniecki

40-026 KATOWICE ul. Podgórna 4 tel./fax 032 255 45 52, 032 00 98 72 www.oib.katowice.pl

Załącznik nr 1

Obliczenia

statycznie - wytrzymałościowe

AUTORZY:

Dr inż. Zbigniew Pająk

Mgr inż. Tomasz Domin

Gliwice, listopad 2008 r.

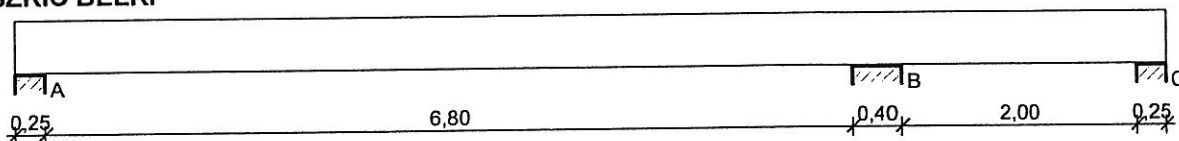
1. Normy

- [1] PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
- [2] PN-80/B-02010 + zmiana Az1. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- [3] PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne.
- [4] PN-B-0302:1999 + poprawka Ap1, zmiany Az1, Az2. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- [5] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

2. Sprawdzenie nośności żelbetowej belki stropodachu

Prawdopodobny stan projektowy + śnieg bez zmiany Az1

SZKIC BELKI

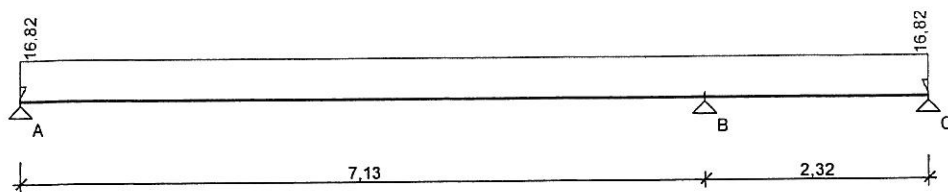


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Lepik, papa grub. 0,008 m i szer. 4,15 m [11,0kN/m ³ ·0,008m·4,15m]	0,37	1,30	—	0,48	cała belka
2.	Warstwa cementowa grub. 0,04 m i szer. 3,93 m [21,0kN/m ³ ·0,04m·3,93m]	3,30	1,10	—	3,63	cała belka
3.	Cegła budowlana dziurawa grub. 0,13 m i szer. 3,93 m [11,0kN/m ³ ·0,13m·3,93m]·x0,24/0,27	4,99	1,10	—	5,49	cała belka
4.	Żebra stropu 0,03x0,13x21,0x3,93/0,27	1,19	1,10	—	1,31	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,22m·0,44m·25,0kN/m ³]	2,42	1,10	—	2,66	cała belka
6.	Śnieg (bez zmiany Az1) 0,700x0,8x4,15	2,32	1,40	0,00	3,25	cała belka
Σ:		14,59	1,15		16,82	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,17$

Stal zbrojeniowa główna A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

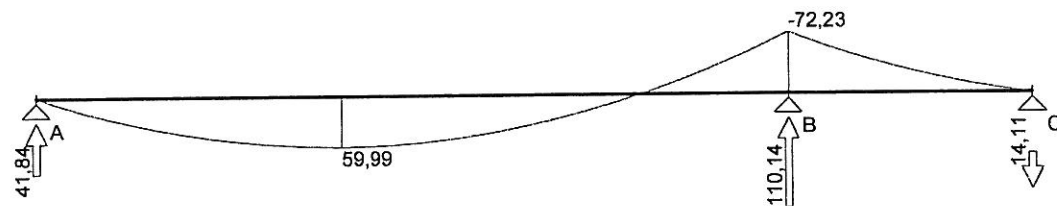
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



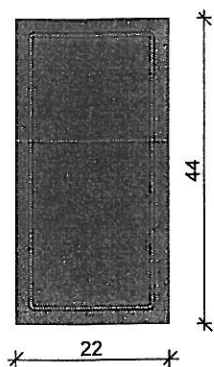
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 22,0 \text{ cm}$, $h = 44,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 69,16 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 9,72 \text{ cm}^2$. Przyjęto $5\phi 16$ o $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,13\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 69,16 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 71,33 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)61,51 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 300 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)61,51 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,20 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 50,45 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,137 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 13,72 \text{ mm} < a_{lim} = 47,50 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 49,78 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)81,94 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 11,93 \text{ cm}^2$. Przyjęto $6\phi 16$ o $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,37\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)81,94 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 82,73 \text{ kNm/mb}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)59,78 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,138 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Zbrojenie dolne w przęśle zbyteczne

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 45,27 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 300 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 45,27 \text{ kN} < V_{Rd1} = 67,20 \text{ kN}$

SGU:

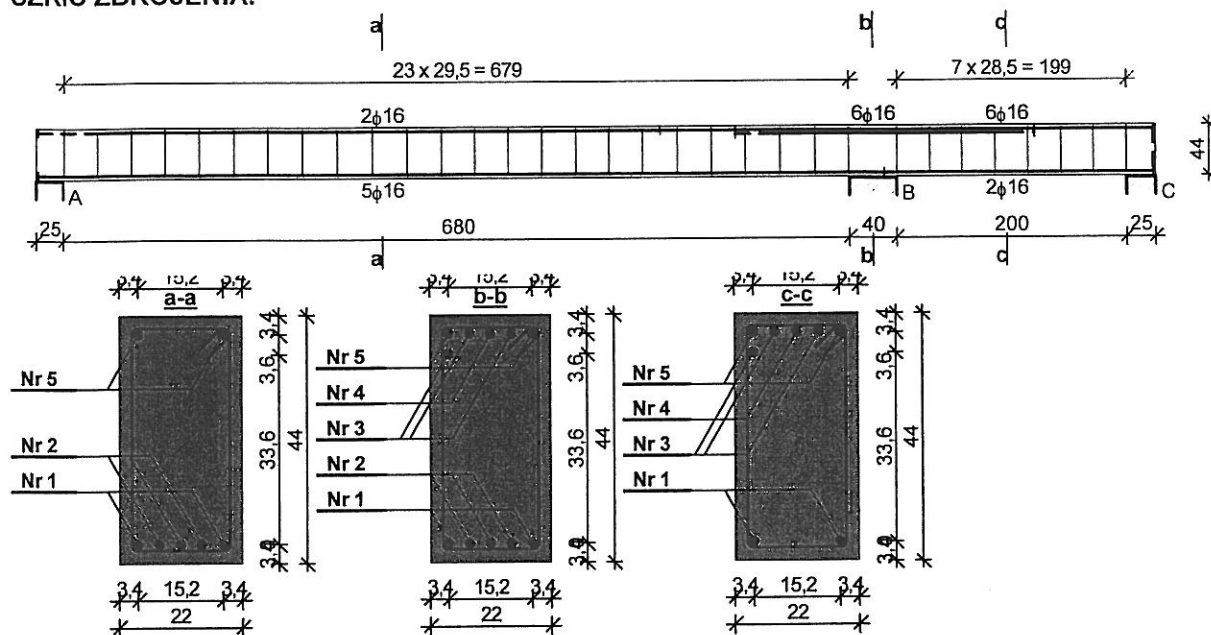
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)59,78 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)1,21 \text{ mm} < a_{lim} = 15,50 \text{ mm}$

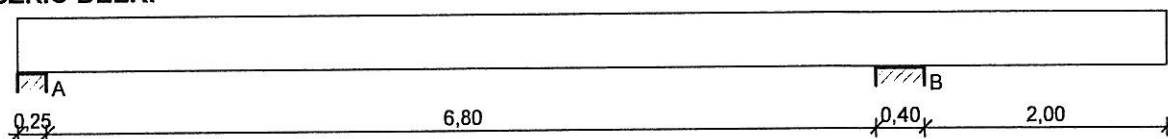
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 37,94 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

SZKIC ZBROJENIA:

Belka swobodnie podparta ze wspornikiem

SZKIC BELKI

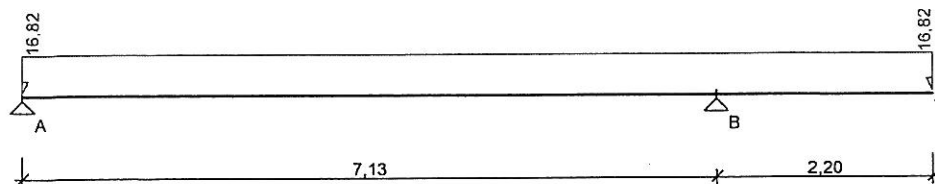


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Lepik, papa grub. 0,008 m i szer.4,15 m [11,0kN/m ³ ·0,008m·4,15m]	0,37	1,30	--	0,48	cała belka
2.	Warstwa cementowa grub. 0,04 m i szer.3,93 m [21,0kN/m ³ ·0,04m·3,93m]	3,30	1,10	--	3,63	cała belka
3.	Cegła budowlana dziurawa grub. 0,13 m i szer.3,93 m [11,0kN/m ³ ·0,13m·3,93m]x0,24/0,27	4,99	1,10	--	5,49	cała belka
4.	Żebra stropu 0,03x0,13x21,0x3,93/0,27	1,19	1,10	--	1,31	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,22m·0,44m·25,0kN/m ³]	2,42	1,10	--	2,66	cała belka
6.	Śnieg (bez zmiany Az1) 0,700x0,8x4,15	2,32	1,40	0,00	3,25	cała belka
Σ :		14,59	1,15		16,82	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,17$

Stal zbrojeniowa główna A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

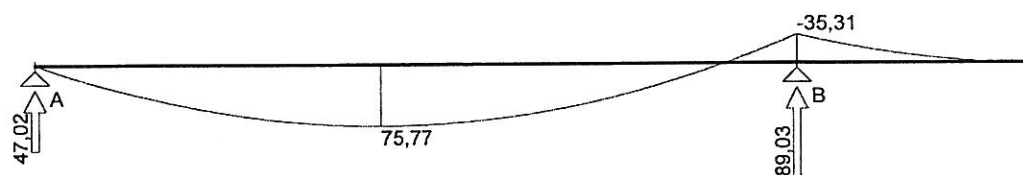
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

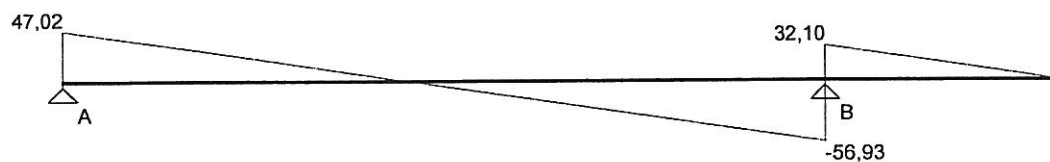
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



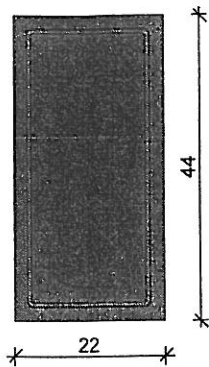
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 22,0 \text{ cm}$, $h = 44,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 87,35 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 13,00 \text{ cm}^2$. Przyjęto $7\phi 16$ o $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,62\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 87,35 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 93,63 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)55,44 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co **140 mm** na odcinku 84,0 cm przy prawej podporze oraz co 290 mm na pozostałej części przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)55,44 \text{ kN} < V_{Rd3} = 56,08 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 63,72 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,126 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 17,18 \text{ mm} < a_{lim} = 47,50 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 45,43 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,153 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Prawy wspornik:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)40,66 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 5,51 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 16$ o $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,68\%$)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 26,81 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 300 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 26,81 \text{ kN} < V_{Rd1} = 57,07 \text{ kN}$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)29,66 \text{ kNm}$

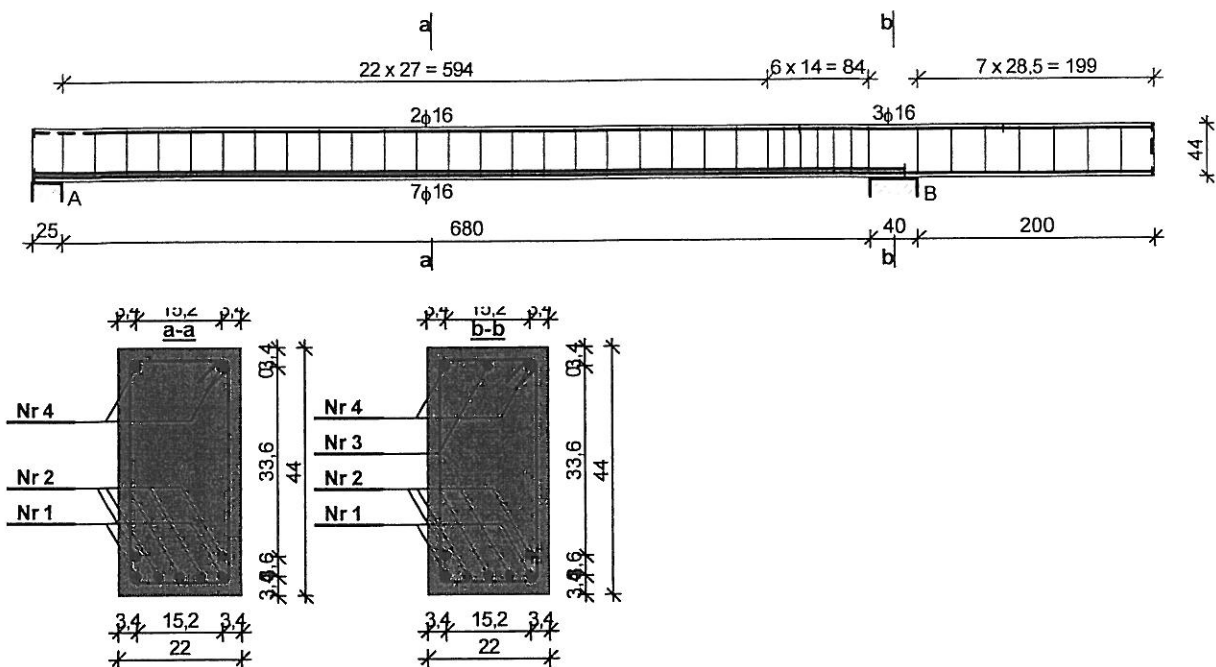
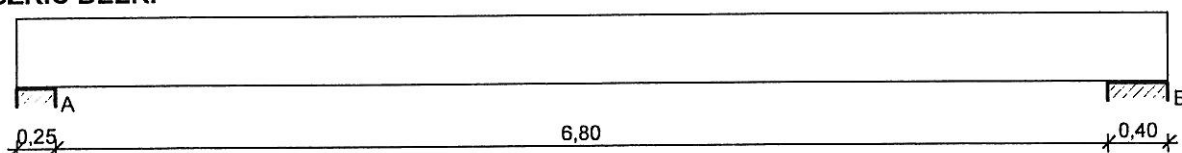
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,168 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)22,45 \text{ mm} > a_{lim} = 14,67 \text{ mm}$ (!!!)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 24,54 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

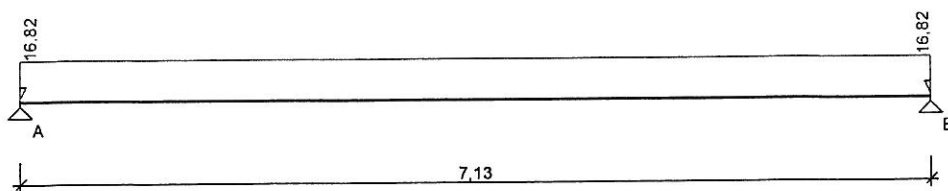
SZKIC ZBROJENIA:

**Belka z uplastycznieniem nad słupem****SZKIC BELKI****OBCIĄŻENIA NA BELCE**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Lepik, papa grub. 0,008 m i szer.4,15 m [11,0kN/m ³ ·0,008m·4,15m]	0,37	1,30	--	0,48	cała belka
2.	Warstwa cementowa grub. 0,04 m i szer.3,93 m [21,0kN/m ³ ·0,04m·3,93m]	3,30	1,10	--	3,63	cała belka
3.	Cegła budowlana dziurawa grub. 0,13 m i szer.3,93 m [11,0kN/m ³ ·0,13m·3,93m]x0,24/0,27	4,99	1,10	--	5,49	cała belka
4.	Żebra stropu 0,03x0,13x21,0x3,93/0,27	1,19	1,10	--	1,31	cała belka
5.	Ciążar własny belki [0,22m·0,44m·25,0kN/m ³]	2,42	1,10	--	2,66	cała belka
6.	Śnieg (bez zmiany Az1) 0,700x0,8x4,15	2,32	1,40	0,00	3,25	cała belka
Σ:		14,59	1,15		16,82	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,17$

Stal zbrojeniowa główna A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPa

Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

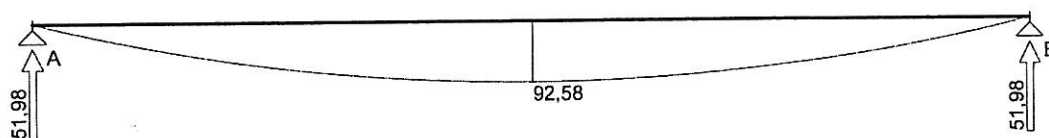
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

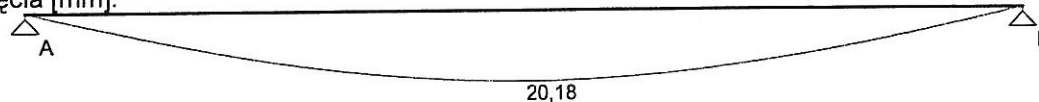
Momenty zginające [kNm]:



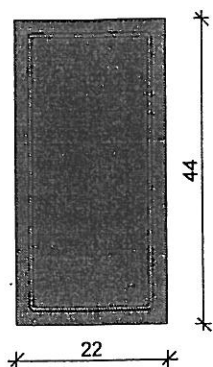
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 22,0 \text{ cm}$, $h = 44,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 106,73 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 16,73 \text{ cm}^2$. Przyjęto $9\phi 16$ o $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ($\rho = 2,11\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 106,73 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 113,94 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 51,26 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 290 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 51,26 \text{ kN} < V_{Rd1} = 75,58 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 77,86 \text{ kNm}$

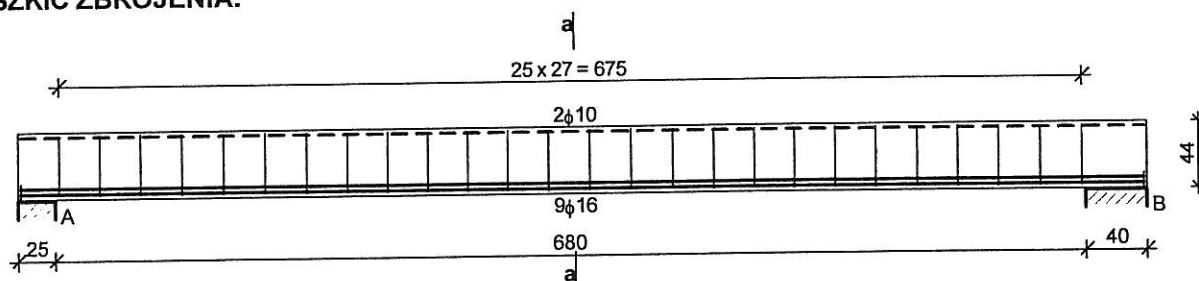
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,116 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

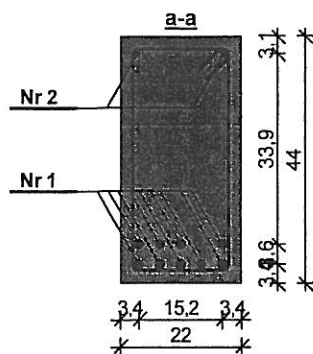
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 20,18 \text{ mm} < a_{lim} = 47,50 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 42,18 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

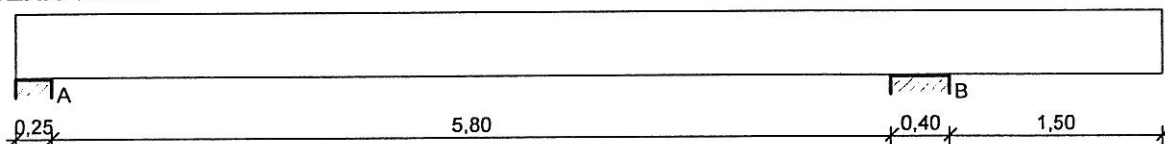
SKIC ZBROJENIA:





Belka z uplastycznieniem nad słupem i podparta stalowymi ceownikami

SZKIC BELKI

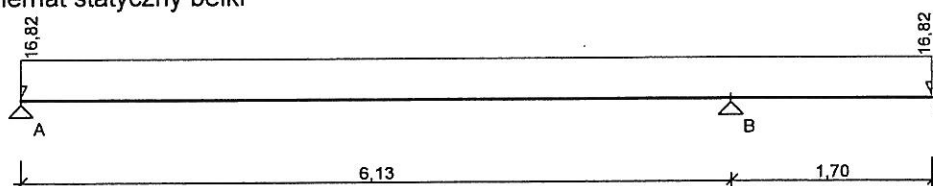


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Lepik, papa grub. 0,008 m i szer. 4,15 m [11,0kN/m ³ ·0,008m·4,15m]	0,37	1,30	—	0,48	cała belka
2.	Warstwa cementowa grub. 0,04 m i szer. 3,93 m [21,0kN/m ³ ·0,04m·3,93m]	3,30	1,10	—	3,63	cała belka
3.	Cegła budowlana dziurawa grub. 0,13 m i szer. 3,93 m [11,0kN/m ³ ·0,13m·3,93m]·0,24/0,27	4,99	1,10	—	5,49	cała belka
4.	Żebro stropu 0,03x0,13x21,0x3,93/0,27	1,19	1,10	—	1,31	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,22m·0,44m·25,0kN/m ³]	2,42	1,10	—	2,66	cała belka
6.	Śnieg (bez zmiany Az1) 0,700x0,8x4,15	2,32	1,40	0,00	3,25	cała belka
Σ :		14,59	1,15		16,82	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: B25 (C20/C25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{td} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$
 Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

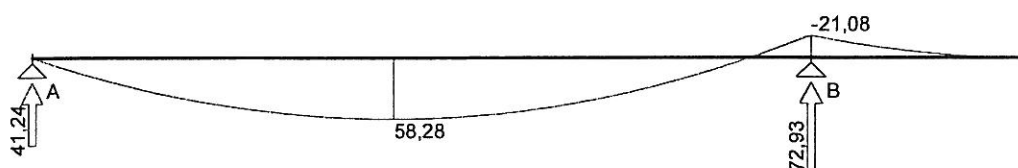
Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$
 Wilgotność środowiska $RH = 50\%$
 Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni
 Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,17$
 Stal zbrojeniowa główna A-0 (St0S-b) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}, f_{yd} = 190 \text{ MPa}, f_{tk} = 260 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa strzemion A-0 (St0S-b) $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}, f_{yd} = 190 \text{ MPa}, f_{tk} = 260 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa montażowa A-0 (St0S-b)

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



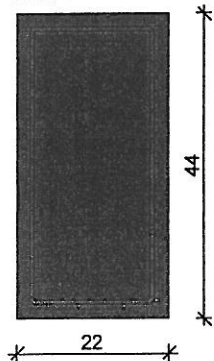
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 22,0 \text{ cm}, h = 44,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 20$ mm
 otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 20$ mm
 otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 20$ mm

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 67,19$ kNm

Zbrojenie potrzebne $A_s = 9,42$ cm². Przyjęto **5φ16** o $A_s = 10,05$ cm² ($\rho = 1,13\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 67,19$ kNm/mb $<$ $M_{Rd} = 71,33$ kNm/mb

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)45,28$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 300 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)45,28$ kN $<$ $V_{Rd1} = 64,06$ kN

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 49,02$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,132$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,31$ mm $<$ $a_{lim} = 40,83$ mm

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 38,02$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

Prawy wspornik:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)23,98$ kNm

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 3,19$ cm². Przyjęto **2φ16** o $A_s = 4,02$ cm² ($\rho = 0,45\%$)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 18,40$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 300 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 18,40$ kN $<$ $V_{Rd1} = 53,57$ kN

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)17,49$ kNm

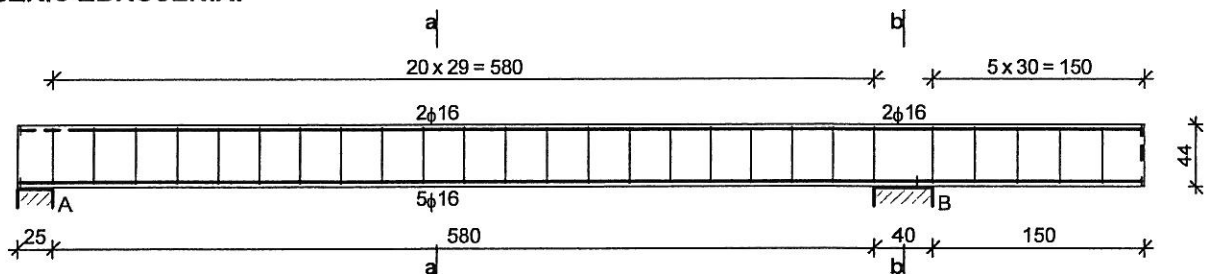
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,166$ mm $<$ $w_{lim} = 0,3$ mm

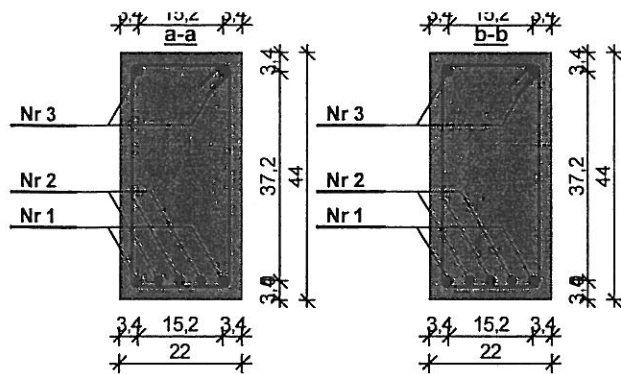
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)15,90$ mm $>$ $a_{lim} = 11,33$ mm (!!!)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 18,41$ kN

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

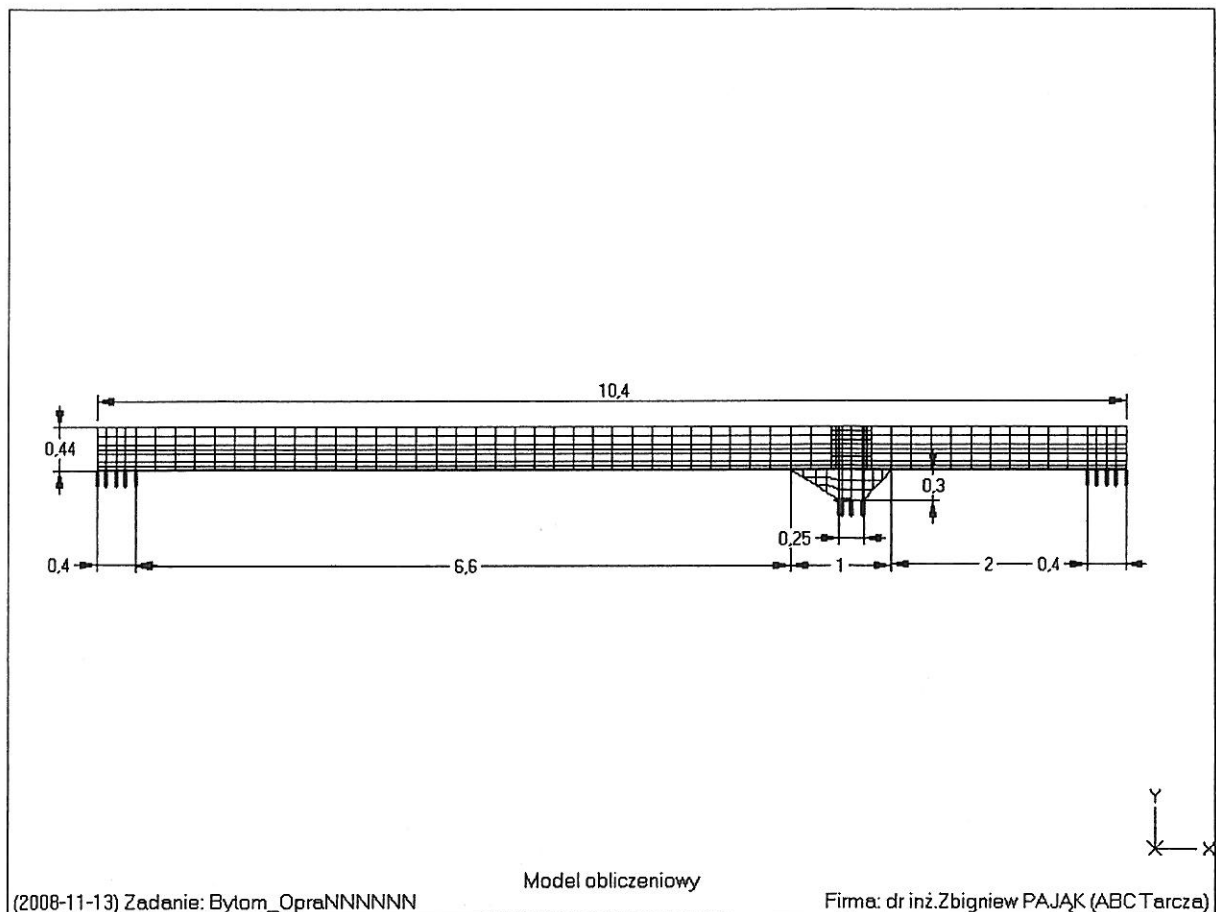
SZKIC ZBROJENIA:



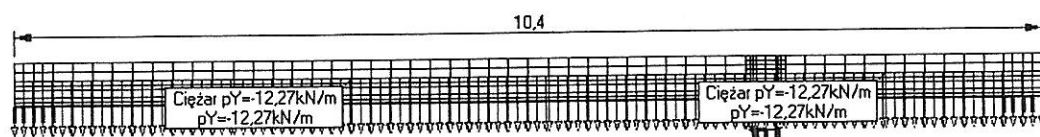


Obliczenia belki w stanie tarczowym

Stan wyężenia belki stropodachowej w stanie tarczowym analizowano dla obciążeń charakterystycznych stałych (bez obciążenia śniegiem). Obliczenia wykonano programem ABC -Tarcza.



Schemat 1 (Siły liniowe)



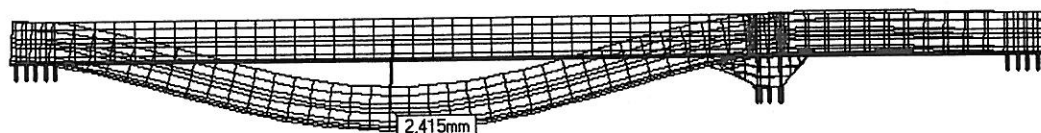
Obciążenia

(2008-11-13) Zadanie: Bytom_OpraNNNNNN

Firma: dr inż. Zbigniew PAJAK (ABC Tarcza)

Przemieszczenia: XY - Skala: 288x

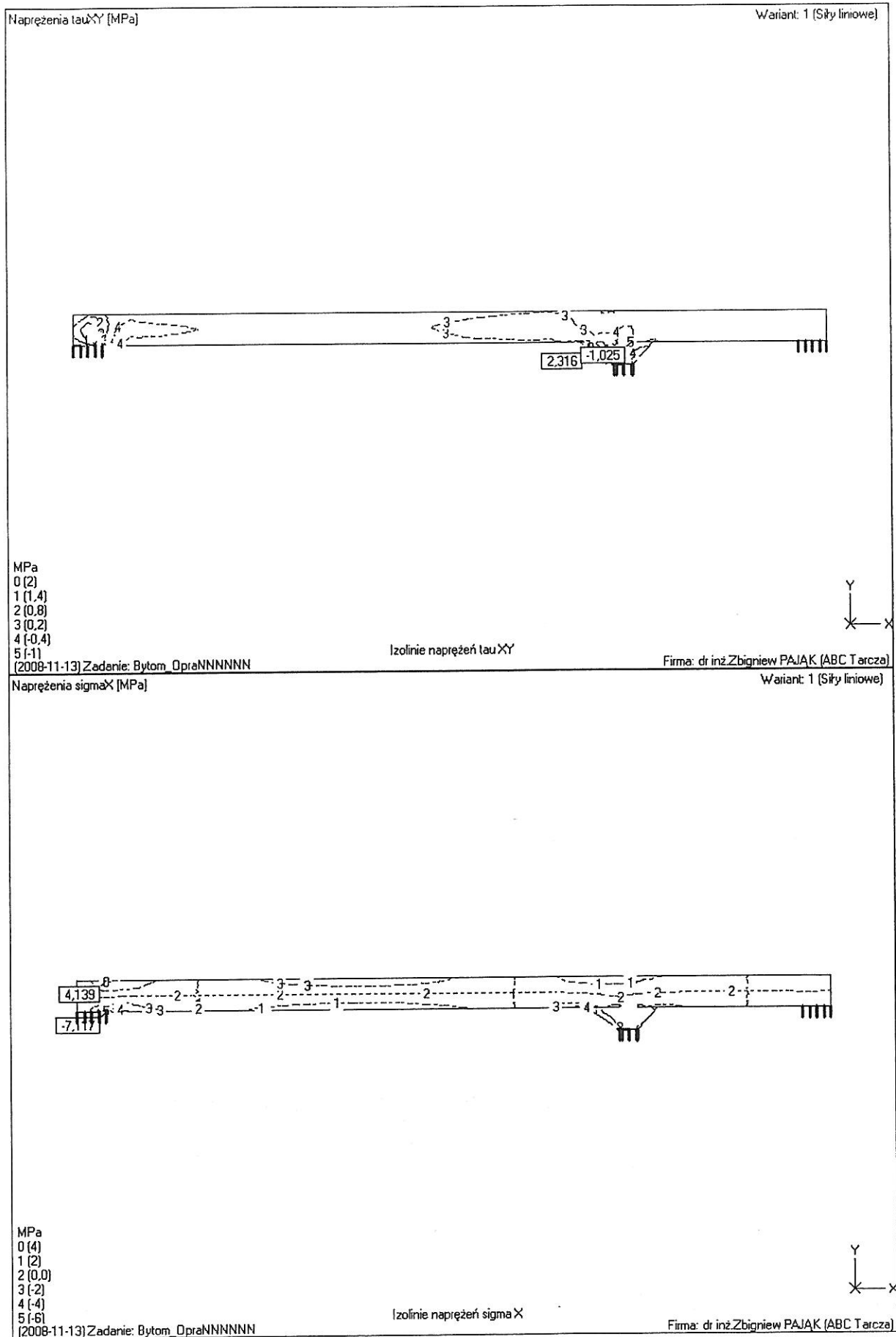
Wariant 1 (Siły liniowe)



Ugięcia w stanie sprężystym

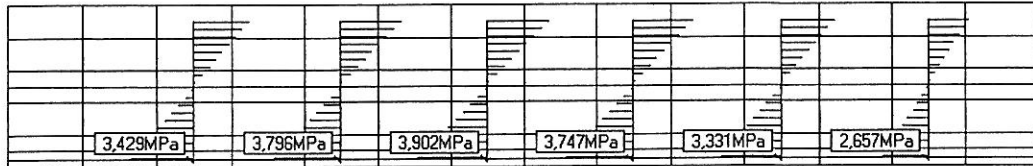
(2008-11-13) Zadanie: Bytom_OpraNNNNNN

Firma: dr inż. Zbigniew PAJAK (ABC Tarcza)



Napężenia σ_x [MPa]

Wariant: 1 (Siły liniowe)



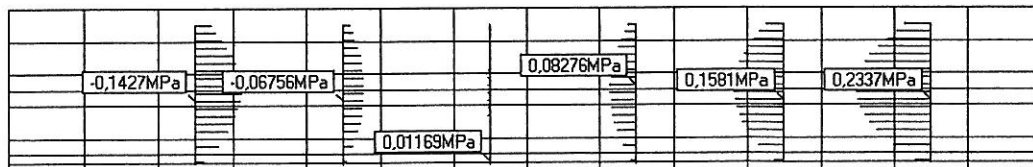
Przebieg naprężeń σ_x w przęśle dłuższym

(2008-11-13) Zadanie: Bytom_OpraNNNNNN

Firma: dr inż. Zbigniew PAJAK (ABC Tarcza)

Napężenia σ_x [MPa]

Wariant: 1 (Siły liniowe)



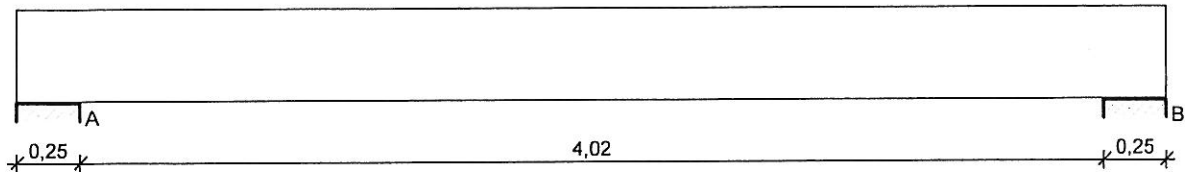
Przebieg naprężeń τ_{xy} w przęśle dłuższym

(2008-11-13) Zadanie: Bytom_OpraNNNNNN

Firma: dr inż. Zbigniew PAJAK (ABC Tarcza)

3. Sprawdzenie nośności żelbetowej belki stropowej

SZKIC BELKI

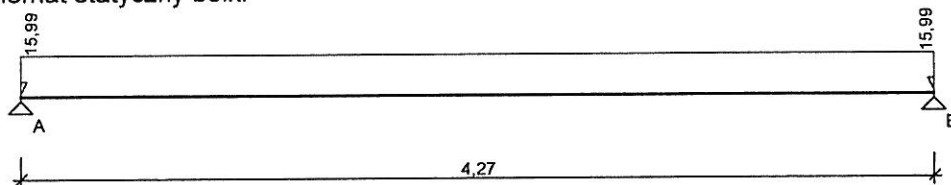


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Warstwa betonowa grub. 0,03 m i szer. 3,95 m [24,0kN/m ³ ·0,03m·3,95m]	2,84	1,10	—	3,12	cała belka
2.	Cegła budowlana porowata grub. 0,13 m i szer. 3,95 m [11,0kN/m ³ ·0,13m·3,95m]x0,25/0,29	4,87	1,10	—	5,36	cała belka
3.	Zebra stropu 0,04x0,13x21,0/0,29x3,95 m	1,48	1,10	—	1,63	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,20m·0,36m·25,0kN/m ³]	1,80	1,10	—	1,98	cała belka
5.	Użytkowe 3,0kN/m ²	3,00	1,30	0,80	3,90	cała belka
Σ :		13,99	1,14		15,99	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B25** (C20/C25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaCiężar objętościowy $\rho = 25$ kN/m³Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8$ mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,09$ Stal zbrojeniowa główna A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPaStal zbrojeniowa strzemion A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPaStal zbrojeniowa montażowa A-0 (**St0S-b**)

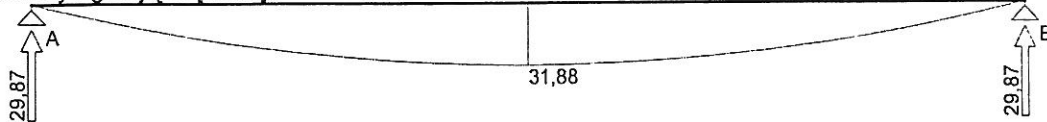
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mmGraniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

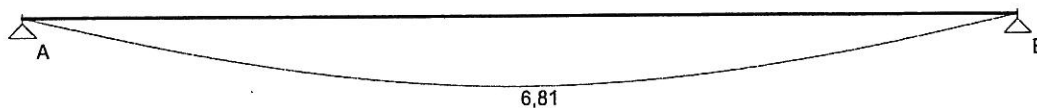
Momenty zginające [kNm]:



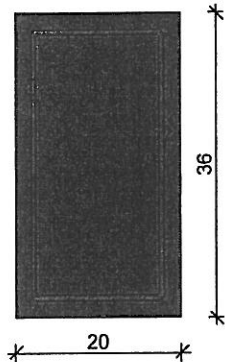
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 20,0 \text{ cm}$, $h = 36,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia z góry belki $c_{nom,G} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z dołu belki $c_{nom,D} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z lewej strony belki $c_{nom,L} = 20 \text{ mm}$

otulina zbrojenia z prawej strony belki $c_{nom,P} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 36,44 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,32 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 16$ o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,23\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 36,44 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 45,44 \text{ kNm/mb}$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 26,93 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 240 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 26,93 \text{ kN} < V_{Rd1} = 51,20 \text{ kN}$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 30,52 \text{ kNm}$

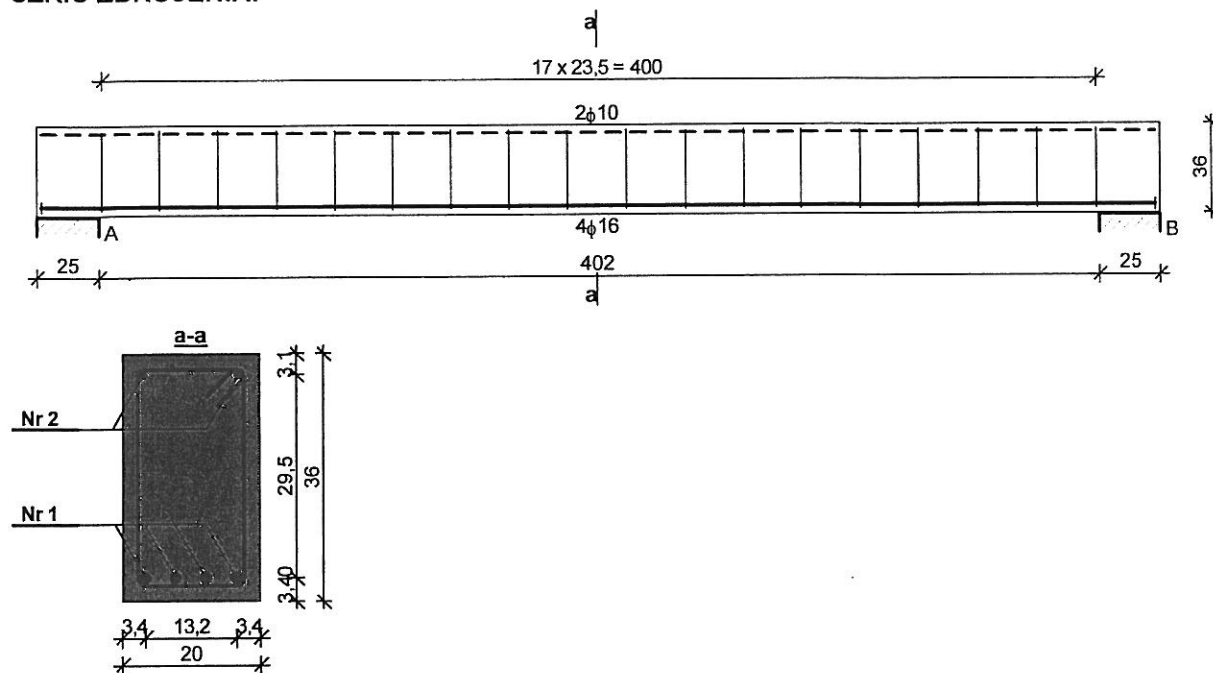
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,139 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 6,81 \text{ mm} < a_{lim} = 28,47 \text{ mm}$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sd} = 26,91 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje

SZKIC ZBROJENIA:



4. Nośność płyty ceramicznej stropu

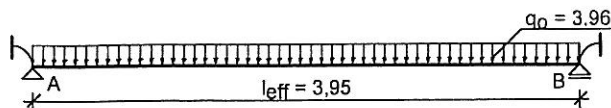
Nad pomieszczeniami piwnicy

Tablica 1.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, zagęszczony grub. 3 cm [24,0kN/m ³ ·0,03m]	0,72	1,10	--	0,79
2.	Cegła budowlana wypalana z gliny, porowata grub. 13 cm [11,0kN/m ³ ·0,13m]x0,25/0,29	1,23	1,10	--	1,35
3.	Żebra 0,13x0,04x21,0/0,29 = 0,38	0,38	1,10	--	0,42
Σ :		2,33	1,10	--	2,56

ciężar objętościowy stropu $2,33/0,16 = 14,56 \text{ kN/m}^3$ Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

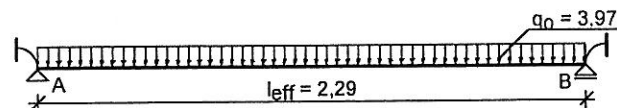
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Użytkowe	1,00	1,40	--	1,40
2.	Płyta ceramiczna grub.16 cm: 0,16x14,56	2,33	1,10	--	2,56
Σ :		3,33	1,19	--	3,96

Schemat statyczny płyty:Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,95$ m**Wyniki obliczeń statycznych:**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 6,82$ kNm/mMoment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 3,86$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 5,84$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 5,84$ kNm/mReakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 7,83$ kN/m**Dane materiałowe :****Grubość płyty** 16,0 cmKlasa betonu **B15 (C12/C15)** → $f_{cd} = 8,00$ MPa, $f_{ctd} = 0,73$ MPa, $E_{cm} = 27,0$ GPaCiężar objętościowy betonu $\rho = 15$ kN/m³Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,52$ Stal zbrojeniowa główna **A-0 (St0S-b)** → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPaOtulenie zbrojenia przęsłowego $c_{nom} = 10$ mmOtulenie zbrojenia podporowego $c_{nom} = 20$ mm**Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):**Przeszło:Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,74$ cm²/mb.Istniejące zbrojenie $\Phi 10$ co 29 cm: $A_s = 0,785 \times 1/0,29 = 2,71$ cm²/mb.**Nad korytarzem piwnicy**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Użytkowe	1,00	1,40	--	1,40
2.	Płyta ceramiczna grub.16 cm	2,34	1,10	--	2,57
Σ :		3,34	1,19		3,97

Schemat statyczny płyty:Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 2,29$ m**Wyniki obliczeń statycznych:**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 2,30$ kNm/mMoment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 1,30$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 1,97$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 1,97$ kNm/mReakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 4,55$ kN/m

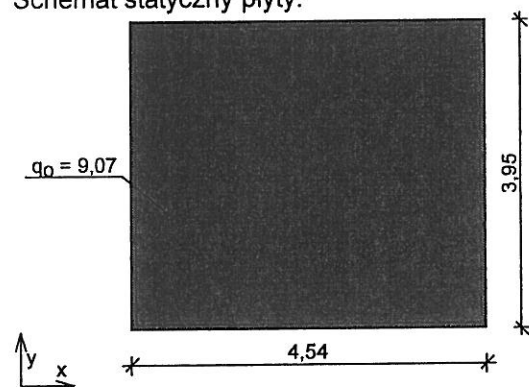
Dane materiałowe :**Grubość płyty** 16,0 cmKlasa betonu **B15** (C12/C15) $\rightarrow f_{cd} = 8,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,73 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 27,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy betonu $\rho = 15 \text{ kN/m}^3$ Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,52$ Stal zbrojeniowa główna **A-0 (St0S-b)** $\rightarrow f_{yk} = 220 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 260 \text{ MPa}$ Otulenie zbrojenia przęsłowego $c_{nom} = 10 \text{ mm}$ Otulenie zbrojenia podporowego $c'_{nom} = 20 \text{ mm}$ **Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):**Przęsło:Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,76 \text{ cm}^2/\text{mb}$.Istniejące zbrojenie $\Phi 8$ co 29 cm: $A_s = 0,503 \times 1/0,29 = 1,733 \text{ cm}^2/\text{mb}$.**Płyta nad pomieszczeniami oparta na 4 krawędziach**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Użytkowe	5,00	1,30	--	6,50
2.	Płyta ceramiczna grub.16 cm	2,34	1,10	--	2,57
Σ :		7,34	1,24		9,07

Schemat statyczny płyty:

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 4,54 \text{ m}$ Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 3,95 \text{ m}$ **Wyniki obliczeń statycznych:**Kierunek x:Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 5,10 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 4,13 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 4,13 \text{ kNm/m}$ Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{ox,max} = 17,92 \text{ kN/m}$ Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{ox} = 11,20 \text{ kN/m}$ Kierunek y:Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 6,74 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sdy} = 5,45 \text{ kNm/m}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sdy,lt} = 5,45 \text{ kNm/m}$ Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{oy,max} = 17,92 \text{ kN/m}$ Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{oy} = 12,61 \text{ kN/m}$ **Dane materiałowe :**

Grubość płyty 16,0 cmKlasa betonu **B15** (C12/C15) → $f_{cd} = 8,00$ MPa, $f_{ctd} = 0,73$ MPa, $E_{cm} = 27,0$ GPaCiężar objętościowy betonu $\rho = 15$ kN/m³

Wilgotność środowiska RH = 50%

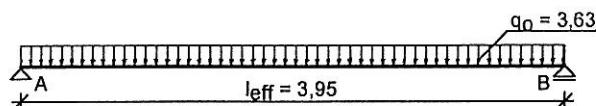
Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,52$ Stal zbrojeniowa A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPaOtulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 10$ mmOtulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 10$ mm**Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):**Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,74$ cm²/mb.Istniejące zbrojenie $\Phi 10$ co 29 cm: $A_s = 0,785 \times 1/0,29 = 2,71$ cm²/mb.**5. Nośność płyty ceramicznej stropodachu**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Lepik, papa grub. 0,8 cm [11,0kN/m ³ ·0,008m]	0,09	1,30	--	0,12
2.	Śnieg 0,700x0,8	0,56	1,40	0,00	0,78
3.	Płyta ceramiczna grub.17 cm	2,48	1,10	--	2,73
Σ :		3,13	1,16		3,63

Schemat statyczny płyty:Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 3,95$ m**Wyniki obliczeń statycznych:**Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 7,08$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,10$ kNm/mMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 5,01$ kNm/mReakcja obliczeniowa $R_A = R_B = 7,17$ kN/m**Dane materiałowe :****Grubość płyty 17,0 cm**Klasa betonu **B15** (C12/C15) → $f_{cd} = 8,00$ MPa, $f_{ctd} = 0,73$ MPa, $E_{cm} = 27,0$ GPaCiężar objętościowy betonu $\rho = 15$ kN/m³

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,49$ Stal zbrojeniowa główna A-0 (**St0S-b**) → $f_{yk} = 220$ MPa, $f_{yd} = 190$ MPa, $f_{tk} = 260$ MPaOtulenie zbrojenia przęsłowego $c_{nom} = 12$ mm**Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona):**Przęsło:Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,87$ cm²/mb.

Istniejące zbrojenie: Φ 12 co 27 cm: $A_s = 1,13 \times 1/0,27 = 4,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$.

Nośność płyty zachowana



RZECZOWOŚĆ I PROJEKTOWANIE W BUDOWNICTWIE
ZBIGNIEW PAJAK
44-100 Gliwice, ul. Junaków 4/10
tel. (032) 230-03-02, tel. kom. 601-503-706
Rzecz. bud. Nrek. 01/7/92, Upr. bud. 148/79/BB
NIP 631-122-77-72 REGON: 276262607

Załącznik nr 2

Wyniki badań sklerometrycznych betonu

Gliwice, listopad 2008 r.

SPIS TREŚCI

1. Wprowadzenie
2. Protokoły z pomiarów
3. Podsumowanie
4. Literatura

1. Wprowadzenie

Badania wytrzymałościowe betonu w słupach przeprowadzono nieniszczącą metodą sklerometryczną, przy użyciu młotka Schmidta typu N.

W zastosowanej metodzie sklerometrycznej wykorzystuje się zależności między powierzchnią wytrzymałością a sprężystymi cechami betonu stwardniałego. W trakcie badań rejestruje się tzw. liczbę odbicia L , tj. wyskalowaną odległość na jaką odbije się od sprężystej powierzchni ciężarek (młotek), uderzający w element zawsze z tą samą energią. Ponieważ nie wycinano próbek betonowych, nie było możliwe dokładne określenie zależności korelacyjnych pomiędzy sprężystymi cechami stwardniałego betonu a powierzchnią wytrzymałością betonu. Określono więc w badaniach jedynie procentowy współczynnik zmienności v_L wytrzymałości betonu, średnią liczbę odbicia L_{sr} , odchylenie standardowe s_L oraz oszacowano średnią wytrzymałość betonu.

Badania metodą sklerometryczną wykonano za pomocą młotka Schmidta typu N o numerze 34-142356 wg [1, 2]. Przed pomiarami i po ich zakończeniu, sprawdzono przyrząd na kowadełku kontrolnym, otrzymując każdorazowo liczbę odbicia 79.

Badania wykonywano w miejscach, w których powierzchnia spełniała wymagania podane w [2] tj. była gładka, wolna od „raków” i śladów korozji. W każdym punkcie dokonywano 12 uderzeń młotkiem Schmidta, każdorazowo odczytując liczbę odbicia.

2. Protokoły z pomiarów

DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDTA TYPU "N"																	
Obiekt: Magazyn zasceniczny Opery Śląskiej Element: słupy i belki szkieletu Wiek betonu: 41 lat												Data badania: 15.11.2008 Nr młotka: N-34 142356 Odczyt na kowadło: $L_k = 81$					
Lp.	Kąt α	Odczyty liczb odbicia L_{ija}												Odczyt średni L_{ia}	Odczyt śr. sprow. $L_{i(\alpha=0)}$	$(L_i - L_{\bar{s}})^2$	miejsce badania
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
1	0	40	41	41	35	41	44	44	41	44	39	44	43	41,4	42,0	0,0	belka
*		40	41	41	-	41	44	44	41	44	39	44	43	42,0			
2	0	39	38	39	41	42	42	40	44	42	41	39	44	40,9	40,9	1,0	belka
*		39	38	39	41	42	42	40	44	42	41	39	44	40,9			
3	0	48	42	44	43	44	41	42	41	44	40	44	42	42,9	42,5	0,3	belka
*		-	42	44	43	44	41	42	41	44	40	44	42	42,5			
4	0	38	39	40	39	40	40	39	35	44	41	41	42	39,8	39,8	4,2	belka
*		38	39	40	39	40	40	39	35	44	41	41	42	39,8			
5	0	44	44	40	44	41	44	44	39	44	41	44	41	42,5	42,5	0,4	słup
*		44	44	40	44	41	44	44	39	44	41	44	41	42,5			
6	0	41	42	43	39	35	41	41	42	44	43	43	41	41,3	41,8	0,0	słup
*		41	42	43	39	-	41	41	42	44	43	43	41	41,8			
7	0	44	45	45	40	40	35	42	45	44	44	45	40	42,4	43,1	1,4	belka stropodachu
*		44	45	45	40	40	-	42	45	44	44	45	40	43,1			
8	0	42	42	42	40	42	45	40	40	38	35	41	40	40,6	41,1	0,6	belka stropodachu
*		42	42	42	40	42	45	40	40	38	-	41	40	41,1			
9	0	41	41	44	44	43	41	40	43	41	45	44	41	42,3	42,3	0,2	belka stropodachu
*		41	41	44	44	43	41	40	43	41	45	44	41	42,3			
10	0	40	41	42	40	41	44	42	42	40	44	40	42	41,5	41,5	0,2	belka stropodachu
*		40	41	42	40	41	44	42	42	40	44	40	42	41,5			
11	0	42	42	42	44	39	44	33	45	44	45	40	41	41,8	42,5	0,4	belka stropodachu
*		42	42	42	44	39	44	-	45	44	45	40	41	42,5			
12	0	44	42	42	34	43	44	44	40	44	44	41	41	41,9	42,6	0,6	belka stropodachu
*		44	42	42	-	43	44	44	40	44	44	41	41	42,6			

Średnia liczba odbicia $L_{\bar{s}}$ 41,89
Odchylenie standardowe S_i 0,92
współczynnik zmienności v_i [%] 2,19
średnia wytrzymałość betonu 28,48 MPa

* Liczby odbicia po odrzuceniu odczytów różniących się od średniego o więcej niż 5 jednostek

3. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono:

- średnia liczba odbicia wynosi 41,89, a współczynnik zmienności $v_L = 2,19 \%$.
- przy uwzględnieniu krzywej normowej można stwierdzić, że badany beton odpowiada klasie B-25.

4. Literatura

- [1] PN-74/B-06262. Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N.
- [2] Instrukcja ITB nr 210. Instrukcja stosowania młotka Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, Warszawa 1977.

