

Inwestor:

Skarb Państwa - Ministerstwo Klimatu i Środowiska  
ul. Wawelska 52/54  
00-922 Warszawa

Projektant:

T.K.M. Dariusz Karolak  
00-677 Warszawa, ul. Piękna 31/37 lok. 6  
tel/fax. 022 622 04 14, 0604 115 208  
e-mail: [biuro@tkm-karolak.pl](mailto:biuro@tkm-karolak.pl) [www.tkm-karolak.pl](http://www.tkm-karolak.pl)

Obiekt:

**BUDYNEK GŁÓWNY**  
ZLOKALIZOWANY PRZY UL. UROCZA 1  
05-552 WARSZAWIANKA,  
DZ. NR 5/3 OBR. 0027

Opracowanie:

**EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA**  
OBIEKTÓW ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE  
NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI  
WARSZAWIANKA

Autorzy:

Imię i Nazwisko	Uprawnienia	Podpis
mgr inż. Dariusz Karolak	MAZ/0143/POOK/04 Rzecznawca budowlany PIIB nr RZE/X/0010/15 Rzecznawca budowlany PZITB nr 2710	
mgr inż. Cezary Powierża	-	

Warszawa, listopad 2023 r.

## SPIS TREŚCI

1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY .....	3
2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY .....	3
3. PODSTAWA MERYTORYCZNA OPRACOWANIA .....	4
3.1. BADANIA I ANALIZY WŁASNE .....	4
3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA TECHNICZNA .....	4
3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY .....	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU .....	5
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU W ŚWIEŁLE BADAŃ „IN SITU” .....	19
5.1. DANE OGÓLNE .....	19
5.2. BADANIA WŁASNE ELEMENTÓW BUDYNKU .....	20
5.2.1. FUNDAMENTY .....	20
5.2.2. IZOLACJE PRZECIWWILGOCIOWE .....	24
5.2.3. ŚCIANY ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE .....	25
5.2.4. NADPROŻA .....	43
5.2.5. STROPY .....	45
5.2.6. SŁUPY .....	70
5.2.7. POSADZKI .....	82
5.2.8. SCHODY .....	95
5.2.9. BALKON .....	100
5.2.10. STOLARKA OKIENNA I DRZWIOWA .....	102
5.2.11. STROPODACH .....	104
5.2.12. KOMINY .....	109
5.2.13. OBRÓBKI BLACHARSKIE .....	111
5.2.14. INSTALACJE .....	114
5.3. KARBONATYZACJA BETONU .....	115
5.4. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU .....	117
5.4. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO .....	123
6. OCENA ZUŻYCIA NATURALNEGO BUDYNKU .....	123
7. OCENA WYTRZYMAŁOŚCI MATERIAŁÓW KONSTRUKCYJNYCH .....	124
8. OBLICZENIA STATYCZNE WYBRANYCH ELEMENTÓW BUDYNKU .....	125
8.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ DLA STANU ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU .....	125
8.2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELKI STROPU KLEINA – STROP PARTERU, CZĘŚĆ A .....	130
8.3. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELKI STROPU KLEINA – STROP II PIĘTRA, CZĘŚĆ A .....	135
8.4. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PŁYTY STROPOWEJ – STROP I PIĘTRA, CZĘŚĆ A .....	140
8.5. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA PŁYTY STROPOWEJ – STROP I PIĘTRA, CZĘŚĆ A .....	147
8.6. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI RAMY ŻELBETOWEJ, CZĘŚĆ A .....	153
8.7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIAN MUROWANYCH, CZĘŚĆ A .....	169
8.8. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW, CZĘŚĆ A .....	175
8.9. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU PARTERU, CZĘŚĆ B .....	179
8.10. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU I PIĘTRA, CZĘŚĆ B .....	185
8.11. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU II PIĘTRA, CZĘŚĆ B .....	191
8.12. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI SŁUPÓW, CZĘŚĆ B .....	197
8.13. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW, CZĘŚĆ B .....	204
8.14. PODSUMOWANIE .....	211
9. ZALECENIA REMONTOWO- BUDOWLANE .....	211
10. WNIOSKI KOŃCOWE .....	214
ZAŁĄCZNIKI:	
ZAŁĄCZNIK NR 1 - DOKUMENTACJA GRAFICZNA (RYSUNKOWA) .....	216
ZAŁĄCZNIK NR 2 - UPRAWNIENIA OPRACOWUJĄCYCH EKSPERTYZĘ .....	230



## 1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY

Ekspertyzę opracowano na podstawie umowy nr DOP/8/CA/2023 zawartej pomiędzy Skarbem Państwa – Ministerstwem Klimatu i Środowiska z siedzibą w Warszawie przy ul. Wawelskiej 52/54, a biurem projektowym T.K.M. Dariusz Karolak z siedzibą w Warszawie przy ul. Pięknej 31/37 lok.6.

## 2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY

Przedmiotem ekspertyzy jest budynek główny zlokalizowany na terenie nadleśnictwa Chojnów, przy ul. Uroczej 1, 05-552 Warszawianka, dz. nr 5/3, obręb 0027 Warszawianka, gmina Lesznowola, powiat piaseczyński, województwo mazowieckie. Celem ekspertyzy jest określenie, czy stan techniczny obiektu budowlanego zlokalizowanego na nieruchomości wskazanej przez Dyrektora Generalnego Państwowego Gospodarstwa Leśnego Lasy Państwowe na wyposażenie Centralnego Azylu dla Zwierząt pozwoli na jego adaptację i wykorzystanie na cele Centralnego Azyłu. W tym ustalenie, czy obiekt nie stwarza zagrożenia dla życia lub zdrowia ludzi oraz czy jest możliwość bezpiecznego użytkowania obiektu budowlanego zgodnie z zamierzonym sposobem użytkowania.

Ekspertyza swym zakresem obejmuje:

- opis przedmiotu ekspertyzy i celu, któremu ma służyć;
- opis badanych elementów i rozwiązań konstrukcyjnych obiektu, wymiary, materiały, z jakich zostały wykonane itp.;
- opis sposobu posadowienia fundamentów, konstrukcji ścian, stropu, dachu;
- opis dokonanych odkrywek i badań;
- dokumentację rysunkową i fotograficzną badanych elementów;
- obliczenia dopuszczalnych obciążeń elementów konstrukcyjnych;
- szczegółowe wnioski z oględzin, które obejmują m.in.: ocenę stanu budynku i jego przydatności do dalszego użytkowania lub planowanej przebudowy, ocenę stanu instalacji, opis ewentualnych uszkodzeń, ocenę przyczyn powstania uszkodzeń, zalecenia dotyczące niezbędnych napraw, wzmocnień, osuszenia, ocieplenia i zalecenia dotyczące sposobów wykonania napraw.

Ekspertyza niniejsza stanowi utwór w rozumieniu ustawy o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. nr 24 z 1994r., poz. 83 z późniejszymi zmianami).

### 3. PODSTAWA MERYTORYCZNA OPRACOWANIA

#### 3.1. BADANIA I ANALIZY WŁASNE

Ekspertyzę opracowano na podstawie:

- własnych oględzin budynku w dniach 23 i 30 października oraz 6, 9 i 11 listopada 2023 r.;
- dokumentacji fotograficznej wykonanej przez autorów ekspertyzy;
- odkrywek elementów konstrukcji oraz badań makroskopowych materiałów konstrukcyjnych budynku;
- własnego doświadczenia związanego z projektowaniem, realizacją i diagnostyką konstrukcji,
- obliczeń statycznych;
- literatury przedmiotu.

#### 3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA TECHNICZNA

Autorom ekspertyzy Zleceniodawca udostępnił następujące dokumenty:

- {1} Inwentaryzacja architektoniczno-budowlana obiektów wskazanych na siedzibę Centralnego Azyłu dla Zwierząt w miejscowości Warszawianka (gmina Lesznów, województwo mazowieckie) zlokalizowanych przy ul. Uroczej 1, 05-552 Warszawianka (działki 5/2 i 5/3) opracowana przez Ministerstwo Klimatu i Środowiska w maju 2023 r.

#### 3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY

- [1] Norma PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji”
- [2] Norma PN-EN 1991-1-1 „Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływanie ogólne - ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach”
- [3] Norma PN-EN 1991-1-3 „Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływanie ogólne - obciążenie śniegiem”
- [4] Norma PN-EN 1991-1-4 „Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne - oddziaływania wiatru”
- [5] Norma PN-EN 1992-1-1 „Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”
- [6] Norma PN-EN 1993-1-1 „Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”
- [7] Norma PN-EN 1996-1-1 „Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych”
- [8] Norma PN-EN 1996-3 „Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uprozczone metody

obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych"

- [9] Norma PN-EN 1997-1 „Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne”
- [10] Praca zbiorowa: Budownictwo ogólne tom 1 i 2. Arkady 2005.
- [11] Witun Z.: Zarys geotechniki. WKL 2005.
- [12] Rudziński L.: Konstrukcje murowe. Remonty i wzmocnienia. WPS 2006.
- [13] Baranowski W. Cyran M.: Zużycie Nieruchomości Zabudowanych. IDM 2003.
- [14] Praca zbiorowa: Remonty i modernizacja budynków mieszkalnych. Arkady 1987.
- [15] Drobiec Ł., Pająk Z.: Stropy z drobnowymiarowych elementów. WPS 2006.
- [16] J. Łempicki: Ekspertyzy konstrukcji budowlanych. Arkady 1972.
- [17] Masłowski E., Spiżewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady 2000.
- [18] Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne tom 1÷3. Arkady 1976 i 1987.
- [19] <https://polska.geoportal2.pl/>
- [20] Warunki techniczne, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U.2022 poz.1225.
- [21] Kalendarz Przeglądu Budowlanego pod redakcją inż. I. Lufta, TOM.1, wydany przez Wydawnictwo Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R.P. w 1939 r.

#### 4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU

Według inwentaryzacji architektoniczno-budowlanej {1} przedmiotowa nieruchomość pierwotnie pełniła funkcję Radiofonicznego Ośrodka Nadawczego w Leszczynce (RON Leszczynka) zbudowanego na potrzeby Polskiego Radia. Pierwsze zabudowania powstały pod koniec lat 40. XX wieku. W latach 1968-1970 nastąpił rozwój i modernizacja obiektu, w tym rozbudowa głównego budynku technicznego (stacyjnego). W latach 80. XX wieku ośrodkiem zarządzał Główny Urząd Radiokomunikacji włączony w struktury państwowego przedsiębiorstwa „Polska Poczta, Telegraf i Telefon” (PPTT). Następnie w latach 90 właścicielem obiektu zostało Centrum Radiokomunikacji i Telekomunikacji w Warszawie będącej jednostką organizacyjną TP S.A.. Po prywatyzacji TP S.A. i przeprowadzonej reorganizacji zarządzanie obiektem powierzono spółce TP Emitel sp. z o.o.. Ośrodek działał do 2010 r., po czym nastąpił proces demontażu urządzeń technicznych i wyposażenia obiektu. Zgodnie z protokołem z 2014 r. obiekty były w stanie średnim i nadal nadawały się do dalszej eksploatacji. W roku 2015 faktycznym władającym nieruchomością stało się Orange Polska S.A., które z uwagi na zaprzestanie eksploatacji obiektów przekazało w 2019 r. nieruchomości na rzecz Nadleśnictwa Chojnów. W okresie przekazania nieruchomości Nadleśnictwu Chojnów stan obiektów został określony jako zły i nienadający się do użytkowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest budynek główny (stacyjny), zlokalizowany

na obszarze Nadleśnictwa Chojnów przedmiotowej ekspertyzy. Budynek został wybudowany w 1949 r. wg {1}. Następnie w 1970 r. budynek został rozbudowany o część południową. Na potrzeby niniejszej ekspertyzy budynek podzielono na dwie części: A (część północna, powstała w 1949 r.) oraz B (część południowa, dobudowana w 1970 r.). W osiach 13-14 budynku na styku obu części stwierdzono występowanie dylatacji. Dodatkowo części A występuje dylatacja konstrukcyjna (osie 9 i 10). W poszczególnych częściach budynku (A i B) widoczne są zastosowane inne rozwiązania techniczne i materiałowe wynikające z różnych czasów ich powstania.

Bryła budynku zbliżona jest w formie do prostokąta. Budynek posiada 2 kondygnacje naziemne w części A oraz 3 kondygnacje naziemne w części B. Kondygnacje w części A są wyższe, przez co wysokości obu części budynku są zbliżone. Od strony elewacji wschodniej fragment części A budynku jest parterowy. Budynek w części B jest całkowicie podpiwniczony, natomiast w części A tylko częściowo. Główny układ konstrukcyjny obu części budynku stanowią ramy żelbetowe, na których opierają się stropy żelbetowe. Lokalnie występują stropy typu Kleina oraz gestożebrowe Teriva. Ramy żelbetowe składają się ze słupów oraz podciągów żelbetowych ustawionych co 4,60÷4,90m w części A oraz co 6,00m w części B. Pomiedzy ramami występują żebra stropowe. Konstrukcja ramowa obudowana jest ścianami murowanymi, głównie z cegły ceramicznej w części A oraz pustaków kratowych / betonu komórkowego w części B. Ściany w budynku są obustronnie otynkowane. Komunikację pionową w budynku zapewniają 3 klatki schodowe żelbetowe oraz schody stalowe kręcone wewnątrz budynku. Ponadto na elewacjach budynku występują schody terenowe. Na zachodniej elewacji w poziomie I piętra występuje balkon. Na południowej elewacji zlokalizowana jest pochylnia zjazdowa do piwnicy wykonana na gruncie. Do południowej elewacji dostawiony został murowany komin, który jest oddylatowany od budynku. Stropodach budynku wykonany jest w formie żelbetowych płyt prefabrykowanych opartych na ścianach ażurowych wykończony papą w części A oraz stropu Teriva wykonanego ze spadkiem i wykończonego papą w części B.

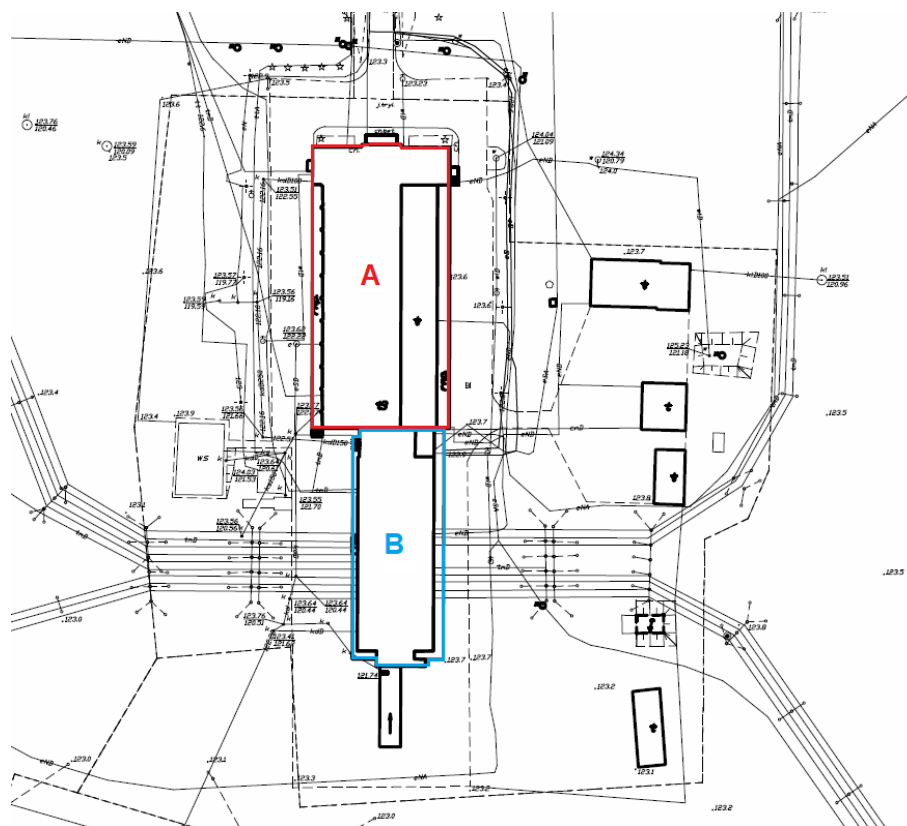
W czasie przeprowadzenia bieżącej inwentaryzacji architektoniczno-budowlanej budynku w 2023 r. stwierdzono degradację obiektu. Wokół budynku i w jego wnętrzu zalegają elementy wykończeniowe, stolarki otworowej i instalacji. Instalacje zewnętrzne i wewnętrzne są zdewastowane i niezabezpieczone. Dojście i dojazd wewnętrzny jest zarośnięty. Na przełomie września i października w północnej części A budynku wybuchł pożar, gdzie spaleni uległo jedno z pomieszczeń.

Dane techniczne budynku wg {1}:

- powierzchnia zabudowy: 2093,46m<sup>2</sup>
- powierzchnia całkowita: 7576,33m<sup>2</sup>
- powierzchnia użytkowa: 3734,29m<sup>2</sup>

- powierzchnia ruchu: 1019,66m<sup>2</sup>

- kubatura: 23657,95m<sup>3</sup>

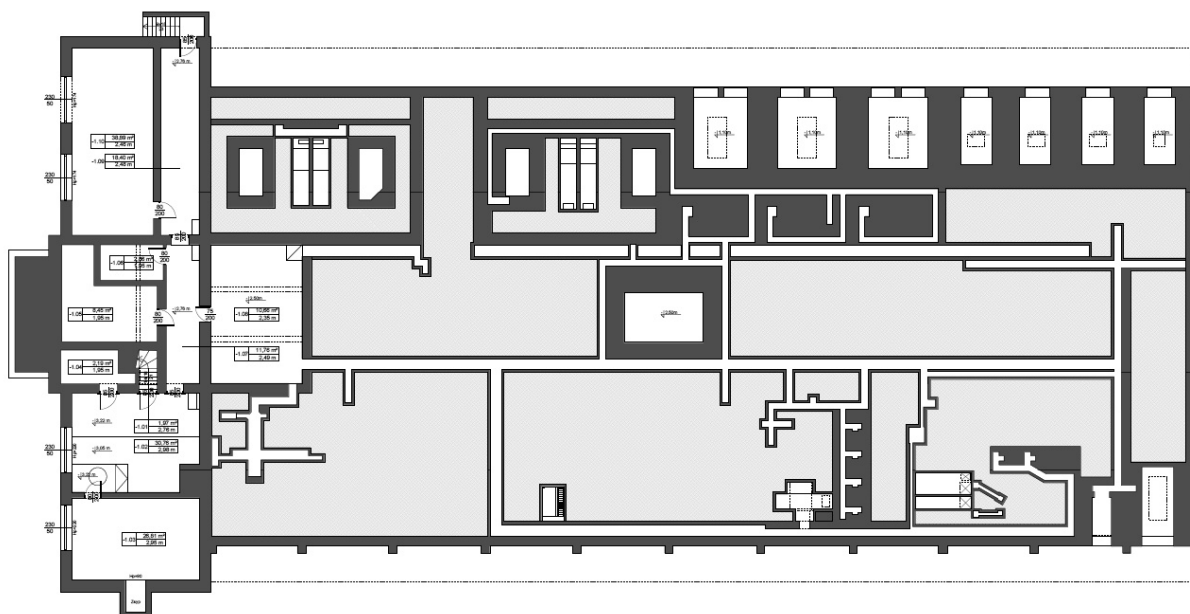


Fragment mapy geodezyjnej. Kolorem czerwonym oznaczono część A, natomiast kolorem niebieskim część B budynku. Wokół budynku widoczna jest duża ilość instalacji podziemnych.

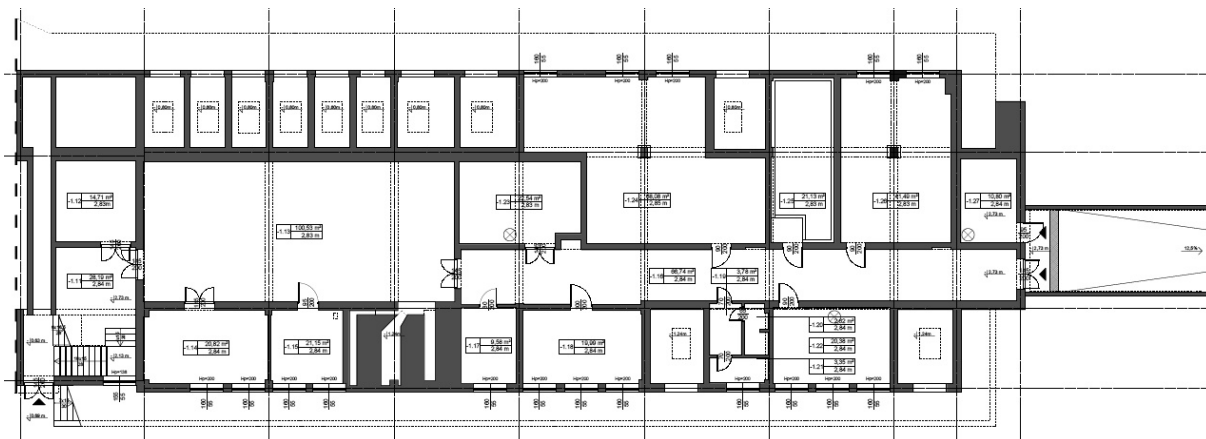


Zdjęcie satelitarne z 2023 r. [19]. Kolorem czerwonym oznaczono przedmiotowy budynek.

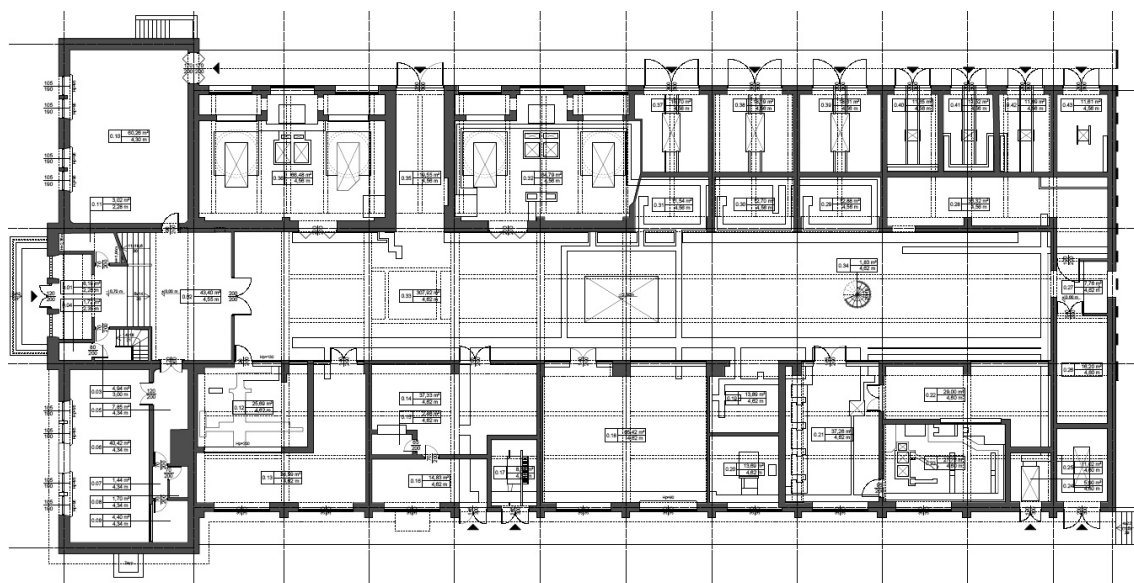




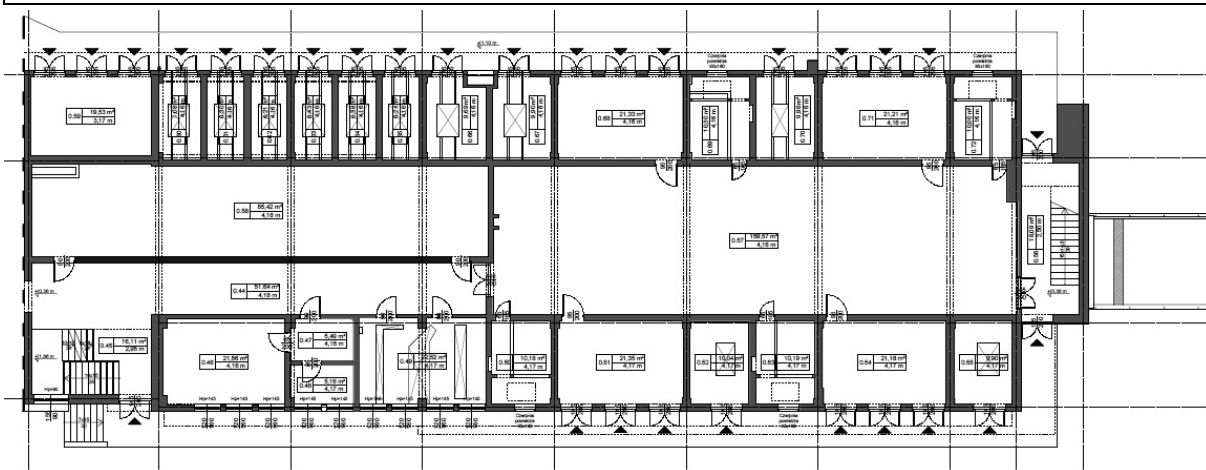
Rzut piwnicy części A przedmiotowego budynku {1}.



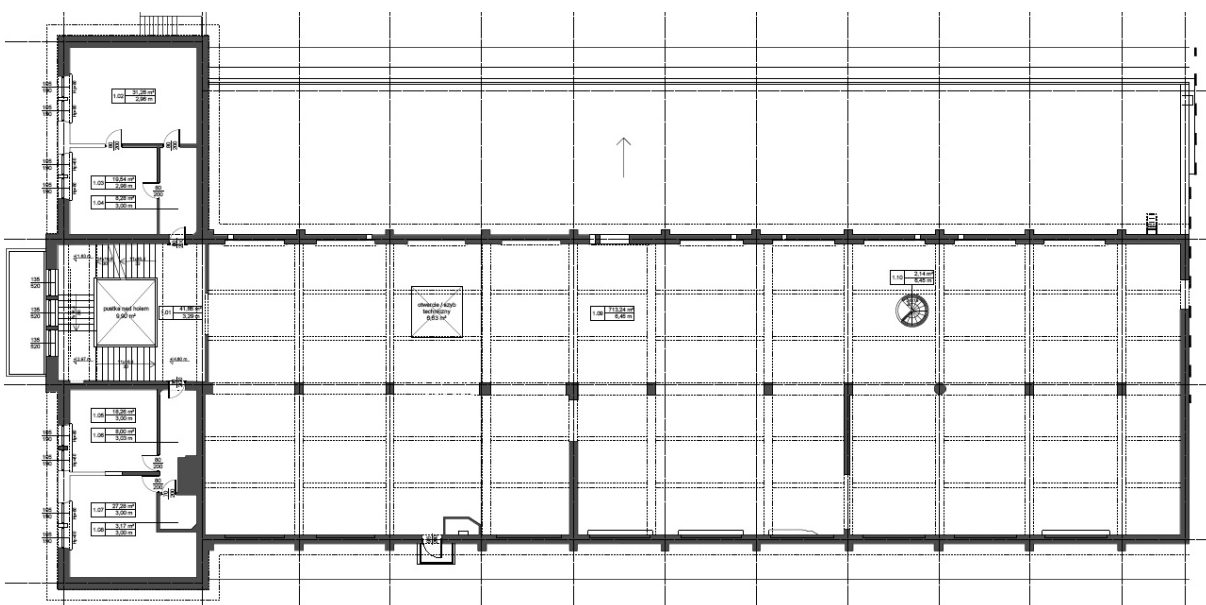
Rzut piwnicy części B przedmiotowego budynku {1}.



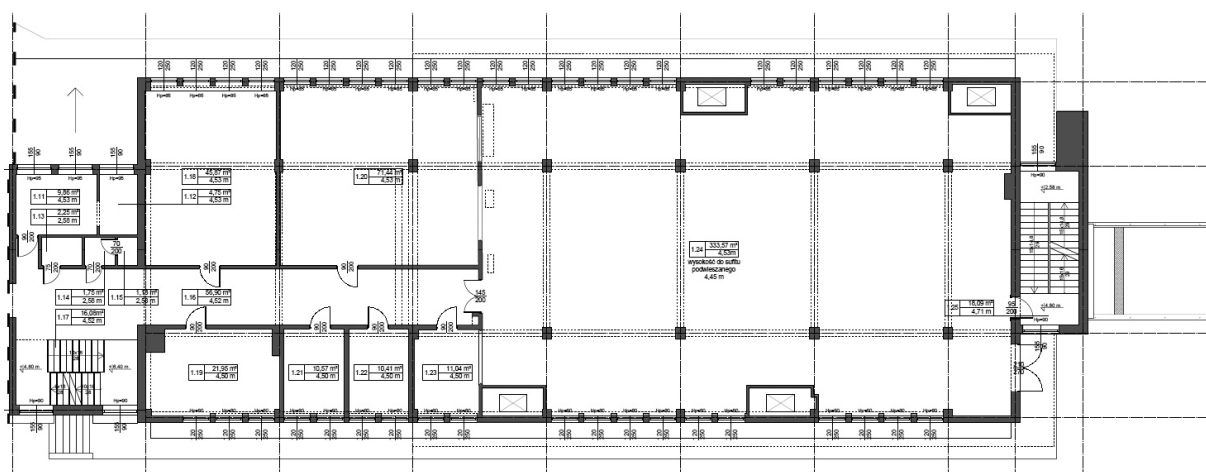
Rzut parteru części A przedmiotowego budynku {1}.



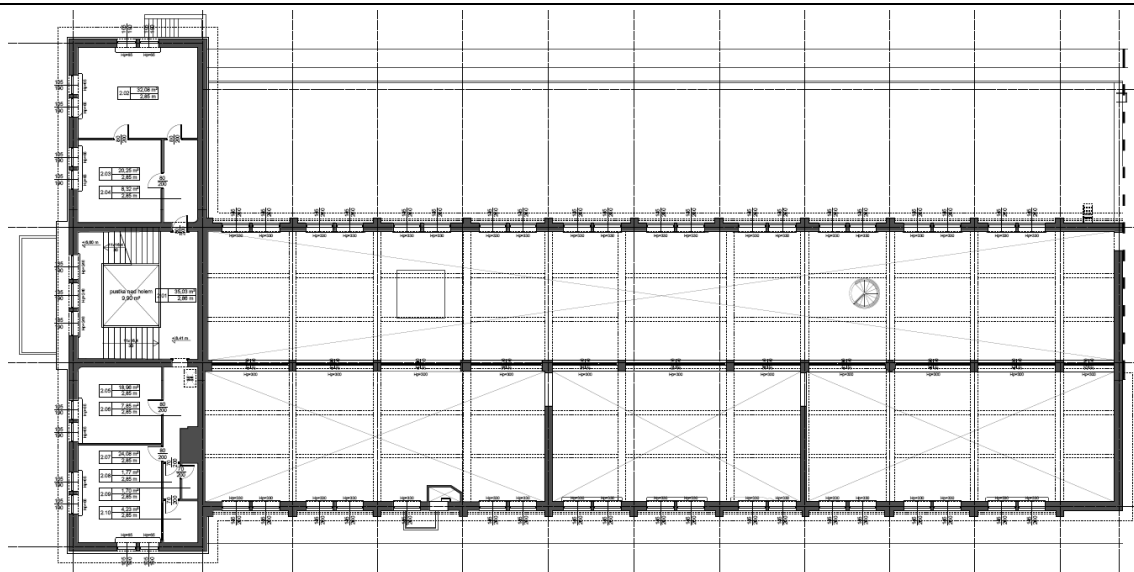
Rzut parteru części B przedmiotowego budynku {1}.



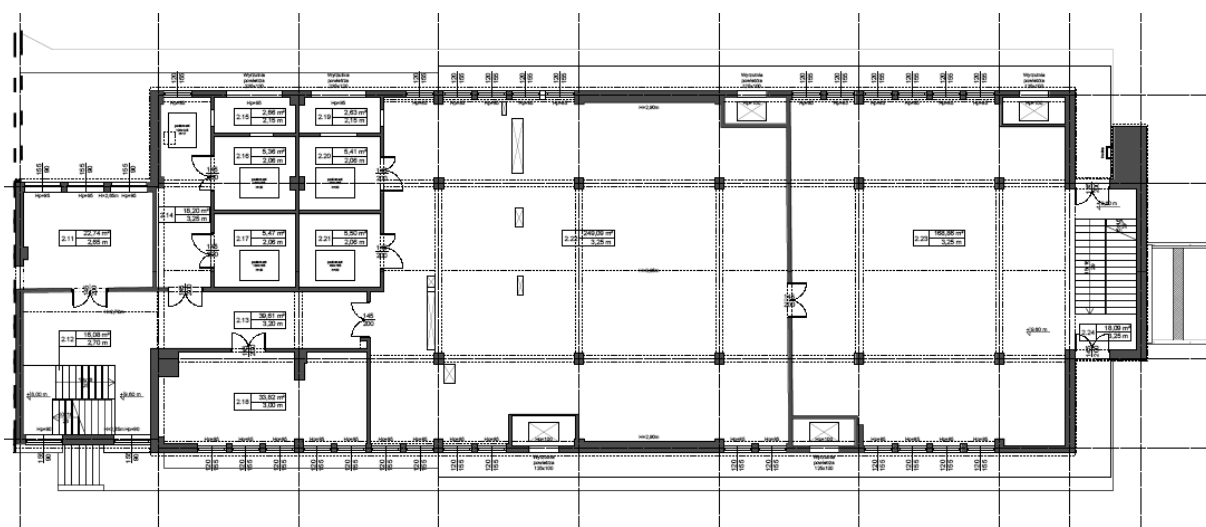
Rzut I piętra części A przedmiotowego budynku {1}.



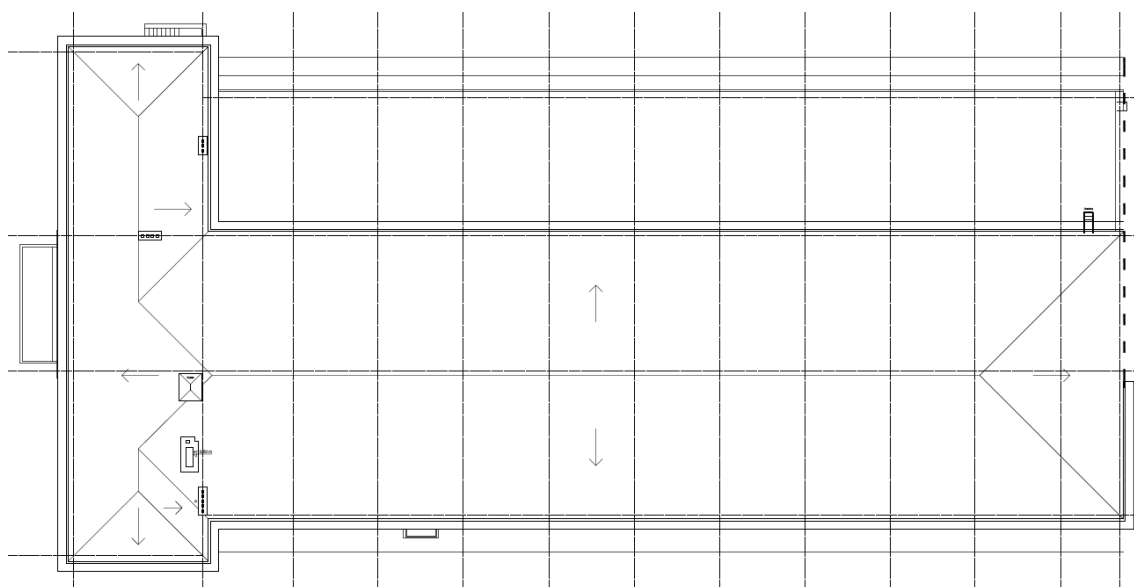
Rzut I piętra części B przedmiotowego budynku {1}.



Rzut II piętra części A przedmiotowego budynku {1}.

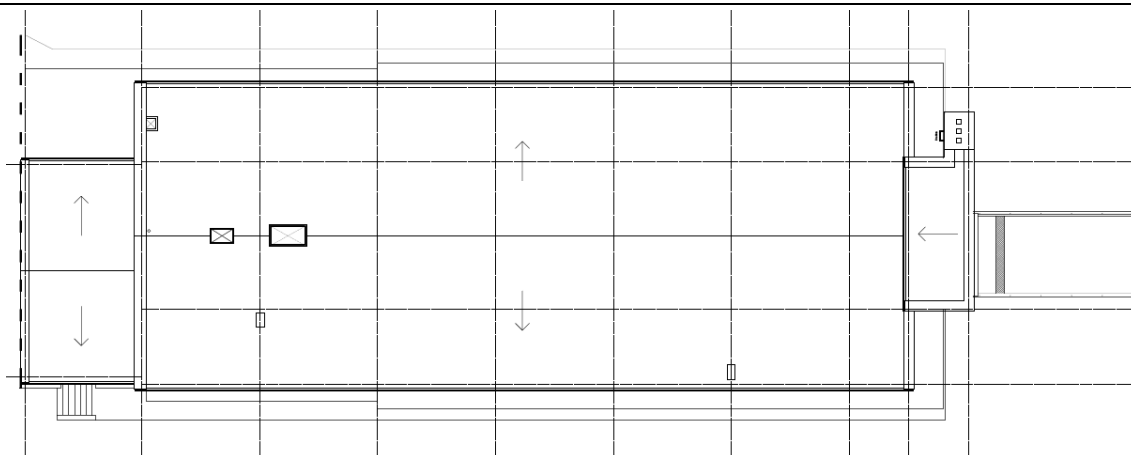


Rzut II piętra części B przedmiotowego budynku {1}.



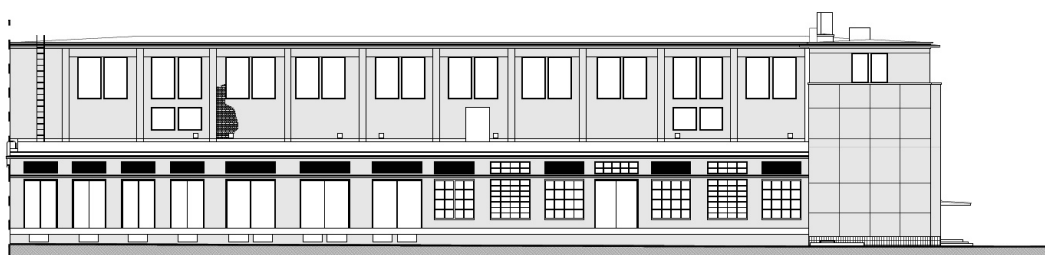
Rzut dachu części A przedmiotowego budynku {1}.



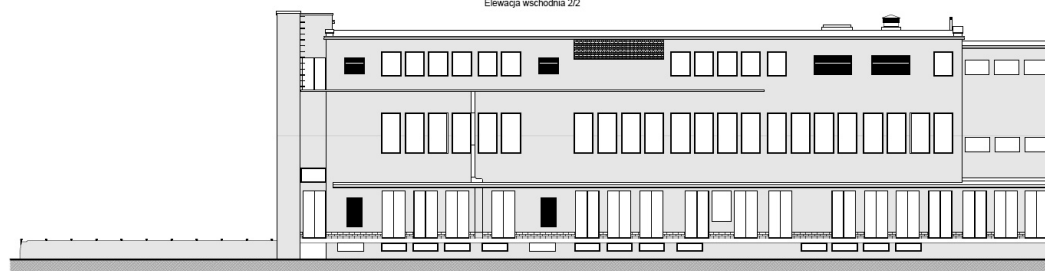


Rzut dachu części B przedmiotowego budynku {1}.

Elewacja wschodnia 1/2



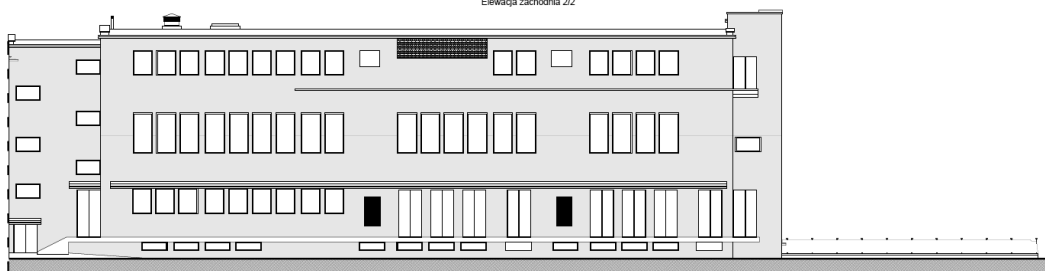
Elewacja wschodnia 2/2



Elewacja wschodnia przedmiotowego budynku {1}.



Elewacja zachodnia 2/2



Elewacja zachodnia przedmiotowego budynku {1}.



Fot. 1. Elewacja frontowa (północna) przedmiotowego budynku.



Fot. 2. Północno-zachodnia elewacja części A przedmiotowego budynku.





Fot. 3. Zachodnia elewacja części B przedmiotowego budynku.



Fot. 4. Południowo-zachodnia elewacja części B przedmiotowego budynku.





Fot. 5. Pochylnia zjazdowa na południowej elewacji w części B przedmiotowego budynku.



Fot. 6. Południowo-wschodnia elewacja części B przedmiotowego budynku.





Fot. 7. Fragment wschodniej elewacji części B przedmiotowego budynku.



Fot. 8. Fragment wschodniej elewacji części B przedmiotowego budynku.





Fot. 9. Przestrzeń komunikacyjna w części A budynku na parterze.



Fot. 10. Przestrzeń komunikacyjna w rejonie osi 9-10 w części A budynku na parterze.



Fot. 11. Przestrzeń komunikacyjna w rejonie osi 18-22 w części B budynku na parterze.



Fot. 12. Pomieszczenie hali maszyn w części A budynku na I piętrze.





Fot. 13. Pomieszczenie w osiach 18-22 w części B budynku na I piętrze.



Fot. 14. Pomieszczenie osiach 19-22 w części B budynku na II piętrze. Widoczny pochyły stropodach gęstożebrowy Teriva.



## 5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU W ŚWIELE BADAŃ „IN SITU”

### 5.1. DANE OGÓLNE

Przegląd konstrukcji budynku głównego do celów niniejszej ekspertyzy wykonano w dniach 23 i 30 października oraz 6, 9 i 11 listopada 2023 r. Sporządzoną dokumentację fotograficzną przedstawiono w treści ekspertyzy, a miejsca wykonanych odkrywek konstrukcji oraz zinwentaryzowane uszkodzenia naniesiono na rzuty poszczególnych kondygnacji oraz rysunki elewacji w załączniku nr 1 do niniejszej ekspertyzy. W ekspertyzie dokonano oceny stanu technicznego budynku na podstawie:

- badań „in situ” elementów budynku,
- analizy dokumentacji fotograficznej,
- własnych makroskopowych badań materiałów i elementów budynku,
- analizy stopnia zużycia technicznego budynku,
- obliczeń statycznych wybranych elementów konstrukcyjnych,
- szczegółowych oględzin budynku i jego elementów.

Ogólnie można stwierdzić, że na obecny stan techniczny budynku mają wpływ m. in.:

- warunki użytkowania,
- okres eksploatacji budynku,
- zastosowane rozwiązania materiałowo – konstrukcyjne.

Mając na względzie te uwarunkowania, autorzy niniejszej ekspertyzy dokonali oceny stanu technicznego budynku, przyjmując kryteria oceny wg tab.18 [13].

Lp.	Klasyfikacja stanu technicznego	Kryterium oceny elementu
1	Procentowe zużycie elementu*	
1.	b. dobry 0 - 10	Element budynku (lub rodzaj konstrukcji, wykończenia, wyposażenia) jest dobrze utrzymany, konserwowany nie wykazuje zużycia i uszkodzeń. Cechy i właściwości wbudowanych materiałów odpowiadają wymogom normowym
2.	dobry 11 - 25	Element budynku nie wykazuje większego zużycia. Mogą wystąpić nieznaczne uszkodzenia wynikające z użytkowania szczególnie mechaniczne. Element wymaga konserwacji.
3.	średni 26 - 50	Element budynku utrzymany jest zadawalająco. Celowy jest remont bieżący polegający na drobnych naprawach, uzupełnieniach, konserwacji i impregnacji
4.	zadawalający 51 - 60	W elementach budynku występują średnie uszkodzenia i ubytki nie zagrażające bezpieczeństwu publicznemu. Celowy jest częściowy remont kapitalny
5.	zły 61-70	W elementach występują znaczne uszkodzenia, ubytki. Cechy i właściwości wbudowanych materiałów mają obniżoną klasę. Wymagany kompleksowy remont, kapitalny.
6.	awaryjny pow. 70	Budynek nadaje się do likwidacji

## 5.2. BADANIA WŁASNE ELEMENTÓW BUDYNKU

### 5.2.1. FUNDAMENTY

Podczas oględzin budynku wykonano 4 odkrywki fundamentów (F.1÷F.4), których schematyczne przekroje przedstawiono poniżej, natomiast lokalizację odkrywek naniesiono na rysunek rzutu piwnicy, zawarty w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

Przedmiotowy budynek został posadowiony w sposób bezpośredni na ławach i stopach fundamentowych. Poziom posadowienia budynku jest zróżnicowany.

W części A ściany zostały posadowione na betonowych ławach fundamentowych, natomiast słupy na żelbetowych stopach fundamentowych. W wykonanych odkrywkach poziom posadowienia fundamentów względem poziomu terenu przy budynku wynosił około 1,65÷1,85m. Ławy fundamentowe o wysokości 30÷45cm występowały z odsadzkami oraz bez odsadzek. W odkrywce F.1 stwierdzono występowanie odsadzki o szerokości 15cm. W odkrywce F.4 stwierdzono występowanie stopy fundamentowej trapezowej o wymiarach 200x260cm i wysokości 110cm oraz ławy fundamentowej betonowej bez odsadzki.

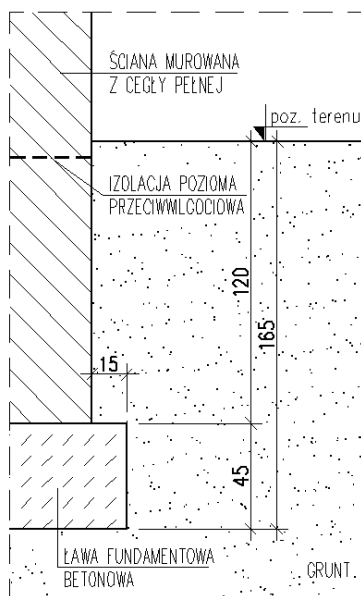
W części B w wykonanej odkrywce F.2 stwierdzono posadowienie ściany na ławie fundamentowej wykonanej z cegły ceramicznej pełnej z odsadzką. Poziom posadowienia względem poziomu terenu przy budynku wynosił około 2,50m, a poziom posadowienia względem posadzki w piwnicy ok. -0,90m. Na odsadzce stwierdzono występowanie płytki betonowej gr. 10cm. Ponadto w wykonanych odkrywkach posadzki w piwnicy nr O.24, O.26, O.27 stwierdzono występowanie betonowych stóp fundamentowych pod słupami o wymiarach w rzucie 290x330cm i 185x200cm.

Wokół budynku występuje duża ilość instalacji podziemnych (szczególnie w części B), co może wpływać na zróżnicowanie poziomów posadowienia fundamentów.

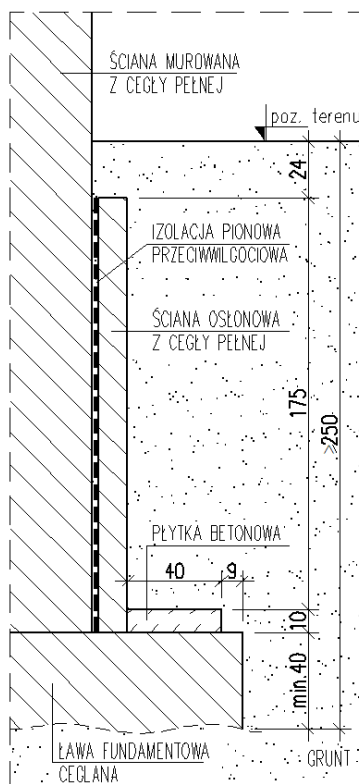
Podczas wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń, które mogłyby świadczyć o nieprawidłowej pracy fundamentów budynku. W odkrywkach stwierdzono posadowienie fundamentów na piaskach drobnych i średnich. W okresie przeszło 53 (część B) oraz 74 lat (część A) użytkowania budynku nastąpiła dodatkowo konsolidacja gruntu, zwiększająca nośność fundamentów.

Ogólnie stan techniczny fundamentów określono jako **zadowalający**.

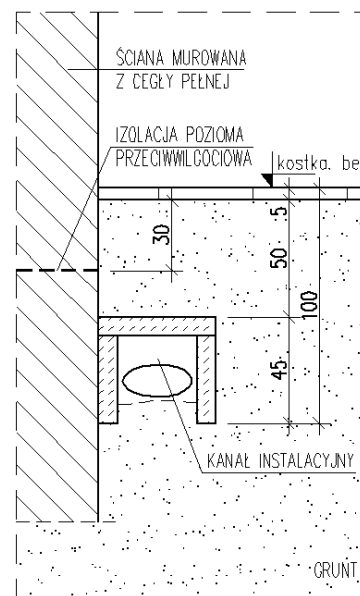
### ODKRYWKA F.1



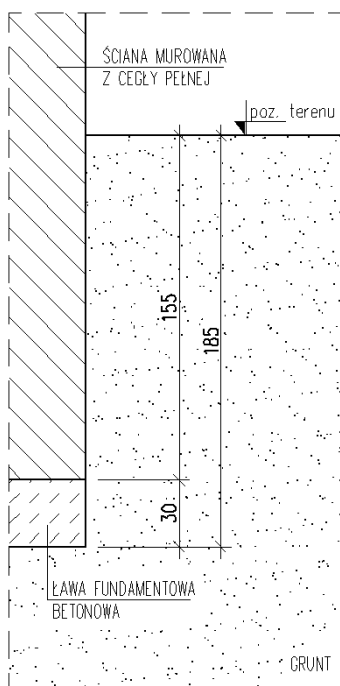
### ODKRYWKA F.2



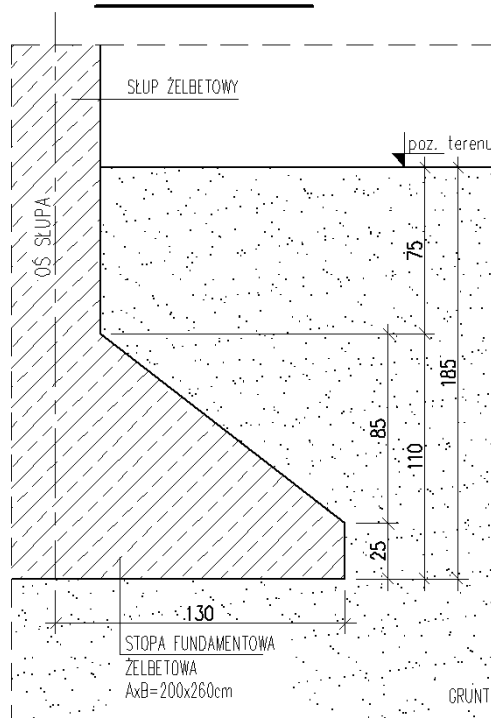
### ODKRYWKA F.3



### ODKRYWKA F.4 ŁAWA FUND.



### ODKRYWKA F.4 STOPA FUND.





Fot. 15. Odkrywka F.1. fundamentów. W wykonanej odkrywce stwierdzono ławę fundamentową betonową gr. 45,0cm z odsadzką 15,0cm. Ściana fundamentowa murowana z ceramicznej cegły pełnej, z poziomą izolacją p.wilgociową z papy. Ława jest posadowiona około 165,0cm p.p.t. Nie stwierdzono pionowej izolacji p.wilgociowej ściany fundamentowej.



Fot. 16. Odkrywka F.2. fundamentów. W wykonanej odkrywce stwierdzono ławę fundamentową ceglana gr. min. 40,0cm z odsadzką 65,0cm. Ściana fundamentowa murowana z ceramicznej cegły pełnej, z pionową izolacją p.wilgociową z papy (ze ścianką osłonową gr. 1/2 cegły). Ława jest posadowiona około 250,0cm p.p.t. Na odsadzce widoczna jest płytka betonowa gr. 10cm.





Fot. 17. Odkrywka F.3. fundamentów. W wykonanej odkrywce stwierdzono ścianę fundamentową murowaną z ceramicznej cegły pełnej, z poziomą izolacją p.wilgociową z papy ok. 30cm p.p.t. Na głębokości ok. 50,0 cm p.p.t. stwierdzono kanał instalacyjny wzdłuż ściany budynku.



Fot. 18. Odkrywka F.4. fundamentów. W wykonanej odkrywce stwierdzono trapezową żelbetową stopę fundamentową słupa o wymiarach w rzucie 200,0x260,0cm i wysokości 110,0cm. Obok pod ścianą elewacyjną budynku stwierdzono betonową ławę fundamentową gr. 30,0cm bez odsadzek. Ściana fundamentowa murowana z ceramicznej cegły pełnej. Ława i stopa są posadowione około 185,0cm p.p.t. Nie stwierdzono pionowej izolacji p.wilgociowej ściany fundamentowej.

### 5.2.2. IZOLACJE PRZECIWWILGOCIOWE

W trakcie wizji lokalnej oraz na podstawie wykonanych odkrywek fundamentów (F.1÷F.4) stwierdzono występowanie w części odkrywek fundamentów pionowej i poziomej izolacji przeciwwilgociowej ścian murowanych. Stwierdzono lokalne zawilgocenie ścian w poziomie piwnicy w ich dolnych partiach, co świadczy o zużyciu izolacji przeciwwilgociowych. Podczas pomiarów zawilgocenia ścian w piwnicy podczas wizji lokalnej stwierdzono zawilgocenie przegród do 5,6%

Ogólnie stan techniczny izolacji przeciwwilgociowych określono jako **zły**.



Fot. 19. Pomiar zawilgocenia ściany w piwnicy w osiach D'/16. Wilgotność przegrody w trakcie pomiaru wynosiła 3,6%.





Fot. 20. Pomiar zawilgocenia ściany w piwnicy w osiach C'/18. Wilgotność przegrody w trakcie pomiaru wynosiła 4,8%.

### 5.2.3. ŚCIANY ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE

Podczas wizji lokalnej wykonano 10 odkrywek ścian (O.4, O.5, O.6, O.11, O.34, O.64, O.65, O.70, O.71, O.76) w celu rozpoznania ich konstrukcji. Lokalizacja odkrywek została naniesiona na rysunki rzutów poszczególnych kondygnacji, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne w budynku zostały wymurowane ze zróżnicowanych materiałów: cegły ceramicznej pełnej, cegły ceramicznej dziurawki, bloczków z betonu komórkowego oraz pustaków kratowych. Ściany w budynku są obustronnie otynkowane. Na elewacjach występuje tynk cementowo-wapienny, lokalnie boniowany. W dolnej partii ścian zewnętrznych występuje cokół o zróżnicowanym wykończeniu: płytki gresowe, okładzina lastryko, płytki betonowe. W poziomie stropodachu występują gzymsy: w części niskiej występują gzymsy ceglane, natomiast w części wysokiej gzymsy o konstrukcji płytowej żelbetowej. Na elewacjach w osiach A-F/1-2 występuje również gzyms w poziomie II piętra, w dolnej linii okien. Na elewacjach występują daszki, a w poziomie terenu rampy żelbetowe oraz schody terenowe. Wewnątrz budynku ściany otynkowane są tynkiem cementowo-wapiennym gr.  $2,0 \div 3,5$  cm, lokalnie stwierdzono występowanie tynków na siatce stalowej cięto-ciagnionej. Grubość ścian w budynku jest zróżnicowana i wynosi  $1,5 \div 2$  cegły (gr.  $47 \div 60$  cm z tynkiem) i  $26 \div 30$  cm w przypadku bloczków z betonu komórkowego. Ściany działowe występują jako

murowane z cegieł ceramicznych pełnych gr. 10cm z tynkiem ( $\frac{1}{4}$  cegły) i pustaków kratowych oraz cegły dziurawki. Lokalnie w ścianach działowych stwierdzono występowanie zbrojenia z prętów gładkich w spoinach poziomych. W południowej elewacji występuje mur oporowy przy pochylni zjazdowej do piwnicy budynku. Podczas wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia ścian zewnętrznych i wewnętrznych:

- odparzony tynk na elewacjach,
- zagłonięty tynk na elewacjach w miejscu ubytków rur spustowych,
- erozja wierzchniej warstwy cegieł na elewacjach,
- lokalne zarysowania ścian na elewacjach,
- ubytki pustaków kratowych / bloczków z betonu komórkowego w filarkach,
- odparzone wykończenie cokołów na elewacjach,
- zarysowania na gzymsach
- odparzony tynk na gzymsach,
- zarysowania muru oporowego,
- wysolenia i zawilgocenia na ścianach wewnątrz budynku w piwnicy,
- odparzona powłoka malarska / tynk na ścianach wewnątrz budynku,
- lokalne zarysowania na ścianach wewnątrz budynku,

Ogólnie stan techniczny ścian wewnętrznych i zewnętrznych określono jako **zadowalający**, filarków w elewacjach jako **zły**.



Fot. 21. Odkrywka O.4 ściany wewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.





Fot. 22. Odkrywka O.5 ściany wewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.



Fot. 23. Odkrywka O.6 ściany wewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.



Fot. 24. Odkrywka O.11 ściany wewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej zarysowaną pionowo, o rozwarości rysy 5mm. Tynk c-w gr. 2,0cm.



Fot. 25. Odkrywka O.34 ściany zewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.





Fot. 26. Odkrywka O.64 ściany zewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany gr. 47cm z cegły ceramicznej dziurawki murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 3,5cm na siatce stalowej cięto-ciagnionej.



Fot. 27. Odkrywka O.65 ściany działowej. Stwierdzono konstrukcję ściany gr. 10cm z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,5cm. W spoinach stwierdzono zbrojenie prętami gładkimi  $\varnothing 4$ .



Fot. 28. Odkrywka O.70 ściany zewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany gr. 60cm z cegły ceramicznej dziurawki murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 3,0cm na siatce stalowej cięto-ciagnionej.



Fot. 29. Odkrywka O.71 ściany działowej. Stwierdzono konstrukcję ściany gr. 10cm z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.





Fot. 30. Odkrywka O.76 ściany zewnętrznej. Stwierdzono konstrukcję ściany z cegły ceramicznej pełnej murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej. Tynk c-w gr. 2,0cm.



Fot. 31. Odparzony tynk na elewacji frontowej części A budynku. Widoczny odparzony tynk i erozja wierzchniej warstwy cegieł.





Fot. 32. Zarysowanie pionowe na zachodniej elewacji w osiach A/1-2 części A budynku.



Fot. 33. Odparzony tynk i erozja wierzchniej warstwy cegieł pod rampą na zachodniej elewacji w osiach B/10-12 części A budynku.





Fot. 34. Odparzone płytki cokołu na południowej elewacji w osiach B/13 części A budynku.



Fot. 35. Odparzony tynk, płytki cokołu oraz pustaki kratowe w filarku na zachodniej elewacji w osiach A'/18-19 części B budynku.





Fot. 36. Zarysowanie pionowe na murze oporowym przy południowej elewacji budynku B.



Fot. 37. Odparzony tynk i płytki cokołu w narożniku budynku B na wschodniej elewacji w osiach F'/22.





Fot. 38. Odparzony tynk, płytki cokołu oraz uszkodzone pustaki kratowe w filarkach na wschodniej elewacji w osiach F'/15-17 części B budynku.



Fot. 39. Zerodowany mur ceglany pod rampą na wschodniej elewacji w osiach F'/14-15 części B budynku.





Fot. 40. Zarysowanie skośne, odparzony i zagłonięty tynk oraz odparzone płytki cokołu na wschodniej elewacji w osiach E/6-8 części A budynku.



Fot. 41. Zarysowania oraz odparzony tynk na gzymsie na wschodniej elewacji w osiach E-D/2 w poziomie stropodachu.



Fot. 42. Zawilgocenie oraz odparzona powłoka malarska i tynk na ścianie przy schodach w osiach B'/14-15 w piwnicy, część B budynku.



Fot. 43. Zawilgocenie oraz odparzona powłoka malarska i tynk na ścianie w osiach C'-E'/18-21 w piwnicy, część B budynku.





Fot. 44. Zawilgocenie oraz odparzona powłoka malarska i tynk na ścianie w osiach C'-E'/18-21 w piwnicy, część B budynku.



Fot. 45. Zawilgocenie oraz odparzona powłoka malarska i tynk na ścianach i na suficie w osiach E'-F'/22-23 w piwnicy, część B budynku.



Fot. 46. Zawilgocony i odparzony tynk na ścianie w osiach A'-E'/22-23 w piwnicy. Widoczna pozioma izolacja przeciwwilgociowa, część B budynku.



Fot. 47. Wysolenie na ścianach w pomieszczeniu w osiach C-D/1-2 w piwnicy, część A budynku.





Fot. 48. Zarysowanie skośne ściany w pomieszczeniu w osiach B-C/10-11 na parterze, część A budynku.



Fot. 49. Odparzony tynk na ścianie podokiennej w pomieszczeniu w osiach A'/15-16 na parterze. Powyżej w filarkach międzyokiennej stwierdzono ubytki bloczków z betonu komórkowego, część B budynku.





Fot. 50. Odparzony tynk na filarku międzyokiennym w pomieszczeniu w osiach F'/15-16 na I piętrze, część B budynku. Widoczny tynk wykonany na siatce stalowej cięto-ciągnionej.



Fot. 51. Ubytki pustaków kratowych w filarkach międzyokiennych w pomieszczeniu w osiach F'/16-18 na I piętrze, część B budynku. Widoczny tynk wykonany na siatce stalowej cięto-ciągnionej.



Fot. 52. Ubytki bloczków z betonu komórkowego w filarkach międzyokiennych w pomieszczeniu w osiach F'/20-21 na II piętrze, część B budynku.



Fot. 53. Części A i B budynku są od siebie oddylatowane i posiadają oddzielne ściany szczytowe. Ściana części A jest otynkowana, co świadczy o jej wcześniejszym powstaniu. Dylatacja zlokalizowana jest w osiach numerowych 13-14.



#### 5.2.4. NADPROŻA

Podczas wizji lokalnej wykonano 2 odkrywki nadproży (O.72, O.75) w celu rozpoznania ich konstrukcji. Lokalizacja odkrywek została naniesiona na rysunki rzutów poszczególnych kondygnacji, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

W budynku występują nadproża płaskie murowe oraz z belek stalowych. W wykonanej odkrywce O.72 na I piętrze stwierdzono występowanie dwóch belek stalowych z dwuteowników IPN200, z wypełnieniem z cegły. W piwnicy stwierdzono na podstawie odkrywki O.75 występowanie dwóch belek stalowych z dwuteowników IPN180, z wypełnieniem z cegły. W budynku większość belek stalowych jest skorodowana powierzchniowo. Podczas wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia nadproży:

- korozja powierzchniowa belek stalowych nadproży,
- zacieki, odparzona powłoka malarska / tynk na spodzie nadproży.

Ogólnie stan techniczny nadproży określono jako **zadowalający**.



Fot. 54. Odkrywka O.72 nadproża. Stwierdzono nadproże z belek stalowych wykonanych z dwóch dwuteowników IPN200, skorodowanych powierzchniowo. Przestrzeń pomiędzy belkami wypełniona jest cegłą. Tynk c-w gr. 3,0cm.



Fot. 55. Odkrywka O.75 nadproża. Stwierdzono nadproże z belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN180, skorodowanych powierzchniowo. Przestrzeń pomiędzy belkami wypełniona jest cegłą.



Fot. 56. Odparzony tynk na spodzie nadproża w osiach D/2-6 na I piętrze. Widoczne nadproże płaskie z pustaków kratowych.



### 5.2.5. STROPY

Podczas oględzin budynku wykonano 32 odkrywki stropów (O.17, O.18, O.20, O.22, O.23, O.28, O.29, O.30, O.38, O.39, O.40, O.43, O.45, O.46, O.47, O.48, O.49, O.50, O.51, O.52, O.53, O.54, O.55, O.56, O.59, O.60, O.63, O.68, O.73, O.74, O.77, O.78), których lokalizację naniesiono na rysunki poszczególnych kondygnacji, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy. Wszystkie odkrywki wykonano od spodu stropu, w celu identyfikacji konstrukcji stropów.

Główny układ konstrukcyjny obu części budynku stanowią ramy żelbetowe, na których opierają się płyty żelbetowe monolityczne wspierane na żebrach. Lokalnie występują stropy typu Kleina oraz gestożebrowe Teriva. Grubość płyt stropowych jest zróżnicowana.

W części A określono przekroje elementów na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. w stropie I piętra podciągi o przekroju 35x75cm, żebra stropowe o przekroju 20x40cm, płyta gr. 10cm, słupy o przekroju 35x80cm; w stropodachu podciągi o przekroju 35x60cm i 25x50cm, żebra stropowe o przekroju 20x35cm, płyta gr. 5cm, słupy o przekrojach 35x80cm i 35x60cm (lokalnie występują słupy  $\varnothing 50$ cm). W części B określono przekroje elementów na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. podciągi o przekroju 35x70cm w osiach cyfrowych, podciągi o przekroju 35x55cm w osiach literowych, płyta gr. 17cm, słupy wewnętrzne o przekroju 35x45cm, słupy zewnętrzne o przekroju 35x40cm.

Zbrojenie płyt stropowych jest zróżnicowane. W części A budynku stwierdzono występowanie zbrojenia głównego z prętów żebroanych kwadratowych oraz prętów gładkich, z niedostatecznym zagęszczeniem (kawerny), które występuje w podciągach i żebrach stropowych. Pręty kwadratowe zidentyfikowano jako pręty grzebieniowe [21]. W części B budynku stwierdzono zbrojenie z prętów żebroanych klasy AIII. Rozstaw i średnica zbrojenia w płytach stropowych jest zróżnicowana. Otulina zbrojenia w wykonanych odkrywkach wynosiła od 5 do 50mm. Podciągi i żebra na których opierają się żelbetowe płyty stropowe występują o przekrojach prostokątnych i różnej geometrii (opisane w odkrywkach). Zarówno spód płyty jak i żebra i podciągi zostały otynkowane tynkiem cementowo-wapiennym gr. od 0,5 do 3,0cm.

W osiach A-F/1-2 w całym pionie budynku (część A) występują stropy typu Kleina na belkach stalowych. W odkrywkach stropów Kleina stwierdzono występowanie belek wykonanych z dwuteowników IPN240, IPN280 i IPN320. Belki nośne stropów Kleina występują w rozstawie od 103 do 195cm. Pomiędzy belkami na dolnych półkach dwuteowników stwierdzono występowanie płyt ceglanych typu ciężkiego z cegły ceramicznej pełnej lub płyt z gruzobetonu gr. 5,0÷10,0cm. Płyty gruzobetonowe są zbrojone prętami  $\varnothing 8$  oraz  $\varnothing 10$  w różnym rozstawie (opisane w odkrywkach). Otulina zbrojenia płyt gruzobetonowych stropów Kleina wynosi 5÷10mm. Stropy od spodu otynkowane

są tynkiem cementowo-wapiennym gr.  $0,5 \div 1,5$ cm, lokalnie na siatce stalowej. W budynku większość belek stalowych jest skorodowana powierzchniowo, niektóre w piwnicy płatowo (odkrywka O.74).

Nad II piętrem w części B budynku (odkrywki O.59, O.81) stwierdzono występowanie stropu gęstożebrowego typu Teriva. Konstrukcja stropu składa się z prefabrykowanych belek nośnych o szerokości 12,0cm, ułożonych w rozstawie co 60,0cm oraz wypełnienia pomiędzy belkami z pustaków betonowych. Całkowitą grubość konstrukcji stropu na podstawie odkrywek oszacowano na gr. 24,0cm. Strop Teriva od spodu otynkowany jest tynkiem cementowo-wapiennym gr. 1,5cm.

Na elewacji występują wspornikowe daszki żelbetowe oraz żelbetowe rampy gr.  $10,0 \div 15,0$ cm na belkach wspornikowych. Część płyt ramp zwieńczona jest krawędziową belką żelbetową.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia stropów:

- niskiej jakości beton w elementach żelbetowych stropów w części A budynku,
- słabo zagęszczony beton (kawerny) w podciągach i żebrach w części A budynku,
- karbonatyzacja betonu w elementach żelbetowych stropów,
- korozja powierzchniowa belek stalowych stropu Kleina,
- korozja płatowa belek stalowych stropu Kleina (piwnica),
- zarysowania tynku na spodzie stropu w miejscu występowania belek stropowych stropów Kleina,
- odparzona otulina i korozja płatowa zbrojenia w płytach i belkach ramp,
- odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz zarysowania w daszkach na elewacjach,
- odparzony powłoka malarska / tynk na spodzie stropów wewnątrz budynku,
- zarysowania na spodzie stropów wewnątrz budynku,
- zacieki na spodzie stropów,
- zagrzybienia na spodzie stropów,
- niezabezpieczone otwory instalacyjne w stropach,
- lokalnie odsłonięte wierzchnie warstwy stropu po pożarze w części A budynku.

Ogólnie stan techniczny stropów żelbetowych, stropów Kleina oraz stropów Teriva określono jako **zadowalający**, lokalnie stan techniczny stropów Kleina z korozją płatową belek (piwnica) oraz ramp określono jako **awaryjny**.





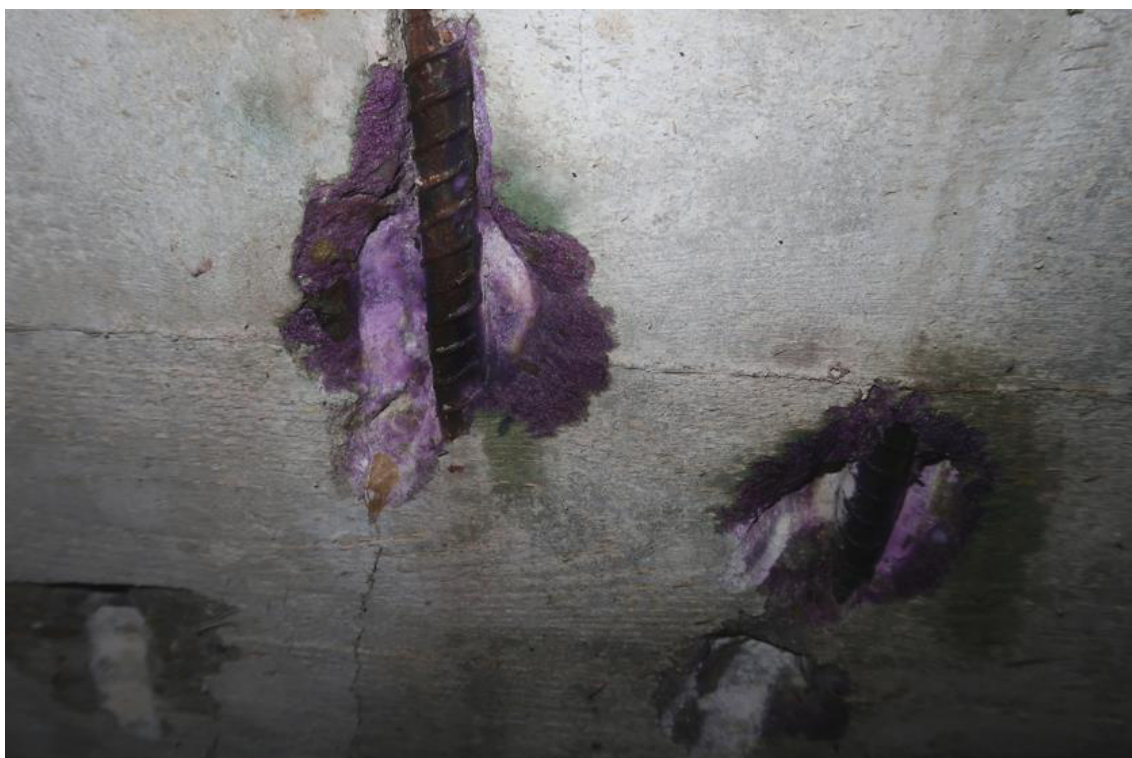
Fot. 57. Odkrywka O.17 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 36,0x55,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 6#20. Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 58. Odkrywka O.18 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetową gr. 18,0cm zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #10 i #16 (naprzemiennie) w rozstawie co 14÷18cm. Kierunek zbrojenia głównego prostopadły do ram żelbetowych. Zbrojenie rozdzielcze z prętów #10 co 20,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 10mm.



Fot. 59. Odkrywka O.20 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetonowy o przekroju 41,0x54,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 4#20. Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Występuje karbonatyzacja betonu.



Fot. 60. Odkrywka O.22 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetonową zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #20 w rozstawie co 13,0÷25,0cm. Kierunek zbrojenia głównego prostopadły do elewacji. Otulina zbrojenia wynosi 5mm. Tynk c-w gr. 1,0cm.





Fot. 61. Odkrywka O.23 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 36,0x27,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 4#14. Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 62. Odkrywka O.28 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 40,0x57,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony dołem prętami grzebieniowymi 4#18x18 (nr 26 wg [21]). Strzemiona  $\varnothing 8$ . Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (z kawernami). Występuje karbonatyzacja betonu.



Fot. 63. Odkrywka O.29 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetową gr. 5,0cm zbrojoną dołem prętami gładkimi  $\varnothing 6$  w rozstawie co 15,0÷16,0cm. Kierunek zbrojenia głównego prostopadły do żeber stropowych. Zbrojenie rozdzielcze z prętów  $\varnothing 6$  co 22,0÷27,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Beton jest niskiej jakości. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 2,0cm. Na płycie jest zlokalizowany stropodach wentylowany, z pustką powietrzną w miejscu odkrywki o wysokości ok.70,0cm.



Fot. 64. Odkrywka O.30 żebra. W odkrywce stwierdzono żebro żelbetowe o przekroju 20,0x30,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojone podłużnie dołem prętami grzebieniowymi 3#12x12 (nr 18 wg [21]). Otulina zbrojenia wynosi 25mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (z kawernami). Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 4,0cm.





Fot. 65. Odkrywka O.38 rygla. W poziomie I piętra stwierdzono rygiel pomiędzy słupami ram żelbetowych wykonany z ceowników walcowanych, osiatkowany i otynkowany. Na ryglu zlokalizowana jest ścianka szklana.



Fot. 66. Odkrywka O.39 podciągu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 37,0x52,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 3#20. Strzemiona  $\varnothing 6$ . Otulina zbrojenia wynosi 15÷20mm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 3,0cm.



Fot. 67. Odkrywka O.40 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetonową zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #14 w rozstawie co 25,0÷30,0cm (kierunek zbrojenia prostopadły do elewacji) oraz w drugim kierunku prętami żebrowanymi #10 w rozstawie co 25,0÷30,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 30mm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 2,0cm.



Fot. 68. Odkrywka O.43 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetonowy o przekroju 35,0x40,5cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 4#18. Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Występuje karbonatyzacja betonu.





Fot. 69. Odkrywka O.45 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetonowy o przekroju 38,0x65,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷3,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami gładkimi 6Ø22. Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (kawerny wypełnione tynkiem) Występuje karbonatyzacja betonu.



Fot. 70. Odkrywka O.46 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetonową zbrojoną dołem prętami gładkimi Ø8 (co drugi podwójny) w rozstawie co 15,0cm. Kierunek zbrojenia głównego jest prostopadły do żeber stropowych. Zbrojenie rozdzielcze z prętów Ø8 co 30,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 2,0cm.



Fot. 71. Odkrywka O.47 żebra. W odkrywce stwierdzono żebro żelbetowe o przekroju 22,0x30,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojone podłużnie dołem prętami grzebieniowymi 2#12x12 (nr 18 wg [21]) i gładkimi 2Ø18 oraz 1Ø14. Strzemiona Ø8. Otulina zbrojenia wynosi 35mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (z kawernami). Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 3,0÷4,0cm.



Fot. 72. Odkrywka O.48 stropu Kleina. Stwierdzono płyty z gruzobetonu gr. 8,0÷10,0cm. Tynk c-w gr. 0,5cm na siatce stalowej. Płyty oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN320, skorodowanych powierzchniowo. Belki w rozstawie co ok. 190cm.





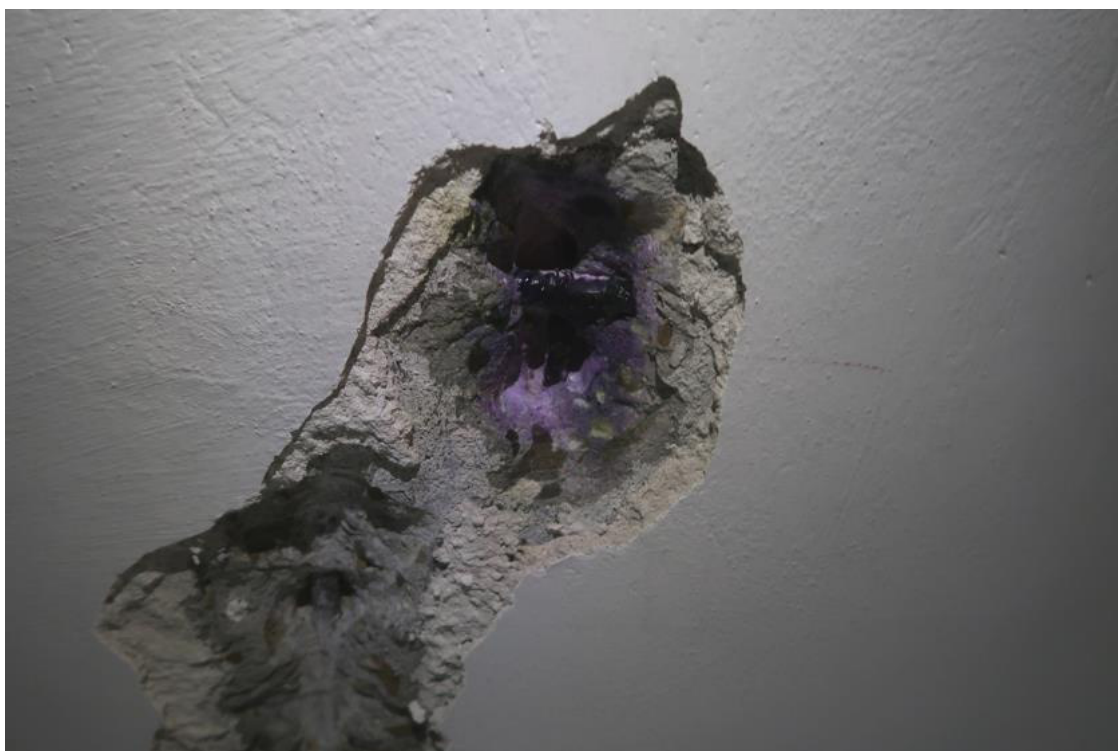
Fot. 73. Odkrywka O.49 żebra. W odkrywce stwierdzono żebro żelbetowe o przekroju 27,0x41,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojone podłużnie dołem prętami gładkimi 4ø22. Strzemiona ø8. Otulina zbrojenia wynosi 45mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 74. Odkrywka O.50 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetową gr.10,0cm zbrojoną dołem prętami gładkimi ø6 (co drugi podwójny odginany nad podporą) w rozstawie co 10,0cm. Kierunek zbrojenia głównego jest prostopadły do żeber stropowych. Zbrojenie rozdzielcze z prętów ø6 co 30,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 5mm. Tynk c-w gr. 0,5cm. Występuje karbonatyzacja betonu.



Fot. 75. Odkrywka O.51 podciągu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 36,0x54,0cm (pomiar z tynkiem gr. 0,5÷1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 4#20. Strzemiona  $\varnothing 8$ . Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (kawerny wypełnione tynkiem) Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 76. Odkrywka O.52 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetową zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #10 i #16 w rozstawie co 20,0÷22,0cm (naprzemiennie, kierunek zbrojenia prostopadły do elewacji) oraz w drugim kierunku prętami żebrowanymi #10 w rozstawie co 10,0cm. Otulina zbrojenia wynosi 15÷20mm. Tynk c-w gr. 1,0cm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 1,0cm.





Fot. 77. Odkrywka O.53 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetonową zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #10 i #16 w rozstawie co 18,0÷20,0cm (naprzemiennie, kierunek zbrojenia prostopadły do elewacji) oraz w drugim kierunku prętami żebrowanymi #10 i #16 w rozstawie co 15,0÷16,0cm. (naprzemiennie). Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Tynk c-w gr. 1,0cm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 78. Odkrywka O.54 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetonowy o przekroju 38,0x38,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, do spodu płyty stropowej), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 4#18. Otulina zbrojenia wynosi 40mm. Beton jest niskiej jakości z kruszywem o dużej frakcji. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 79. Odkrywka O.55 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę żelbetonową zbrojoną dołem prętami żebrowanymi #10 w rozstawie co 12,0÷16,0cm (kierunek zbrojenia prostopadły do elewacji) oraz prętami rozdzielczymi  $\phi 6$ . Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Tynk c-w gr. 2,0cm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 80. Odkrywka O.56 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetonowy o przekroju 30,0x40,0cm (pomiar z tynkiem gr. 2,0cm, wraz z grubością stropu gęstożebrowego 24,0cm), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 3#10. Strzemiona  $\phi 6$ . Otulina zbrojenia wynosi 15mm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 2,0cm.





Fot. 81. Odkrywka O.59 stropu gęstożebrowego. Stwierdzono strop gęstożebrowy typu Teriva, z prefabrykowanymi belkami nośnymi szer. 12cm w rozstawie co 60cm. Wysokość pustaka 18cm, a całkowitą gr. stropu oszacowano na 24cm. Tynk c-w gr. 1,5cm.



Fot. 82. Odkrywka O.60 podciagu. W odkrywce stwierdzono podciąg żelbetowy o przekroju 35,0x59,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm, wraz z grubością stropu gęstożebrowego 24,0cm), zbrojony podłużnie dołem prętami żebrowanymi 3#18. Otulina zbrojenia wynosi 15/30mm.



Fot. 83. Odkrywka O.63 stropu Kleina. Stwierdzono płyty gruzobetonowe gr. 5,0cm. Tynk c-w gr. 1,5cm na siatce stalowej. Płyty oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN240, skorodowanych powierzchniowo. Belki w rozstawie co ok. 110cm. Na płycie jest zlokalizowany stropodach wentylowany, z polepą gruzową z wiórami gr. 15,0cm oraz pustką powietrzną w miejscu odkrywki o wysokości ok.65,0cm.



Fot. 84. Odkrywka O.68 stropu Kleina. Stwierdzono płyty ceglane ciężkie wykonane z ceramicznej cegły pełnej. Tynk c-w gr. 1,5cm. Płyty ceglane oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN320, osiatkowanych i skorodowanych powierzchniowo. Belki w rozstawie co ok. 190cm.





Fot. 85. Odkrywka O.73 stropu. W odkrywce stwierdzono płytę gruzobetonową gr. 8cm zbrojoną dołem prętami gładkimi  $\varnothing 10$  w rozstawie co  $10,0 \div 15,0$ cm (kierunek zbrojenia prostopadły do belek stropowych) oraz prętami rozdzielczymi  $\varnothing 6$ . Otulina zbrojenia wynosi 10mm. Tynk c-w gr. 2,0cm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 86. Odkrywka O.74 stropu Kleina. Stwierdzono płyty gruzobetonowe gr. 8,0cm. Tynk c-w gr. 1,5cm. Płyty oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN280, skorodowanych płatowo. Belki w rozstawie co ok. 103cm. W odkrywce stwierdzono zbrojenie płyty dołem prętami gładkimi  $\varnothing 6$  w rozstawie co  $10,0 \div 12,0$ cm (kierunek zbrojenia prostopadły do belek stropowych). Otulina zbrojenia wynosi  $5 \div 10$ mm.



Fot. 87. Odkrywka O.77 stropu Kleina. Stwierdzono płyty gruzobetonowe. Tynk c-w gr. 1,5cm. Płyty oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN280 osiatkowanych i skorodowanych powierzchniowo. Belki w rozstawie co ok. 125cm. W odkrywce stwierdzono zbrojenie płyty dołem prętami gładkimi  $\varnothing 8$  w rozstawie co 10,0cm (kierunek zbrojenia prostopadły do belek stropowych). Otulina zbrojenia wynosi 5mm.



Fot. 88. Odkrywka O.78 stropu Kleina. Stwierdzono płyty gruzobetonowe. Tynk c-w gr. 1,5cm. Płyty oparte na dolnych półkach belek stalowych wykonanych z dwuteowników IPN280 osiatkowanych i skorodowanych powierzchniowo. Belki w rozstawie co ok. 160cm. W odkrywce stwierdzono zbrojenie płyty dołem prętami gładkimi  $\varnothing 6$  w rozstawie co 10,0÷12,0cm (kierunek zbrojenia prostopadły do belek stropowych). Otulina zbrojenia wynosi 5mm.





Fot. 89. Odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz skorodowane zbrojenie na spodzie rampy na zachodniej elewacji w osiach B/2-5 części A budynku.



Fot. 90. Odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz skorodowane zbrojenie na spodzie rampy na zachodniej elewacji w osiach B/9-11 części A budynku. Widoczna korozja cegły w ścianie elewacyjnej.





Fot. 91. Odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz skorodowane zbrojenie na belce rampy na zachodniej elewacji w osiach B/19-21 części B budynku.



Fot. 92. Zarysowania na spodzie daszka nad rampą na wschodniej elewacji w osiach E/6-8 części A budynku.





Fot. 93. Wysolenia na spodzie belki wspornikowej rampy na wschodniej elewacji w osiach E/2-5 części A budynku.



Fot. 94. Korozja płytowa belek nośnych stropu Kleina oraz odparzona otulina zbrojenia i korozja odkrytego zbrojenia w płytach pomiędzy belkami w osiach A-C/1-2 w piwnicy (część A budynku).



Fot. 95. Zarysowanie na suficie w narożu ścian w osiach B'/15 w piwnicy (część B budynku).



Fot. 96. Zarysowanie i odparzony tynk na suficie w narożu ścian w osiach B'/15 w piwnicy (część B budynku).





Fot. 97. Odparzona powłoka malarska na belkach i spodzie płyty stropowej w przestrzeni komunikacyjnej w osiach 3-9 części A budynku na parterze.



Fot. 98. Zarysowanie na suficie w pomieszczeniu w osiach A'-C'/19-20 części B budynku na parterze.



Fot. 99. Korozja podkonstrukcji stalowej w pomieszczeniu w osiach E'-F'/19-20 na parterze (część B budynku).



Fot. 100. Zacieki na suficie i na ścianach w pomieszczeniu w osiach E'-F'/14-15 na parterze (część B budynku).





Fot. 101. Zarysowanie na suficie w miejscu dylatacji w pomieszczeniu w osiach E-D/9-10 na parterze (część A budynku).



Fot. 102. Zaciek na suficie w pomieszczeniu w osiach A'-E'/18-19 na II piętrze (część B budynku).  
Widoczny odparzony tynk na suficie i belkach żelbetowych.



Fot. 103. Odsłonięte wierzchnie warstwy stropu po pożarze w pomieszczeniu w osiach D-F/1-2 na II piętrze (część A budynku).

#### 5.2.6. SŁUPY

Podczas oględzin budynku wykonano 16 odkrywek słupów (O.1, O.2, O.3, O.12, O.13, O.14, O.15, O.19, O.21, O.31, O.32, O.33, O.41, O.42, O.57, O.58) w celu identyfikacji zbrojenia. Lokalizacja odkrywek została naniesiona na rysunki poszczególnych kondygnacji, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

W przedmiotowym budynku słupy żelbetowe stanowią konstrukcję nośną dla podciągów tworząc ramy żelbetowe, na których opierają się stropy. W części A budynku występują trzy rzędy słupów zlokalizowane w osiach B, C, D o przekrojach 35x80cm i 35x60cm (lokalnie w poziomie I piętra występują słupy  $\varnothing 50$ cm). Rozstaw rzędów słupów wynosi 7,35m oraz 7,80m. Wzdłuż osi liczbowych na słupach opierają się podciągi, tworząc ramy żelbetowe. Ramy żelbetowe występują w rozstawie co 4,60÷4,90m. Pomiędzy ramami występują również żebra stropowe. W części A budynku występują słupy żelbetowe o przekrojach kwadratowych i kołowych. Słupy widoczne są na elewacjach podłużnych budynku. Wymiary słupów w przekroju zostały opisane w opisie odkrywek poniżej. W wykonanych odkrywkach stwierdzono zbrojenie podłużne słupów prętami gładkimi  $\varnothing 18$  oraz prętami grzebieniowymi #20x20 (nr 30 wg [21]). Ilość wkładek zbrojenia jest zróżnicowana w poszczególnych odkrywkach.

W części B budynku występują cztery rzędy słupów zlokalizowane w osiach A', C', E', F'



o przekrojach 35x45 (słupy wewnętrzne) i 35x40cm (słupy zewnętrzne). Rozstaw rzędów słupów wynosi 3,80m, 7,50m oraz 3,75m. Ramy żelbetowe występują w rozstawie co 6,00m. Na słupach opierają się podciąg i zarówno w osiach literowych jak i liczbowych. W części B budynku występują słupy żelbetowe o przekrojach prostokątnych. Wymiary słupów w przekroju zostały opisane w opisie odkrywek poniżej. W wykonanych odkrywkach stwierdzono zbrojenie podłużne słupów prętami żebrowanymi #14, #18 i #20. Ilość wkładek zbrojenia jest zróżnicowana w poszczególnych odkrywkach.

Słupy budynku otynkowane są tynkiem cementowo-wapiennym oraz cementowo-wapiennym na siatce stalowej cięto-ciagnionej.

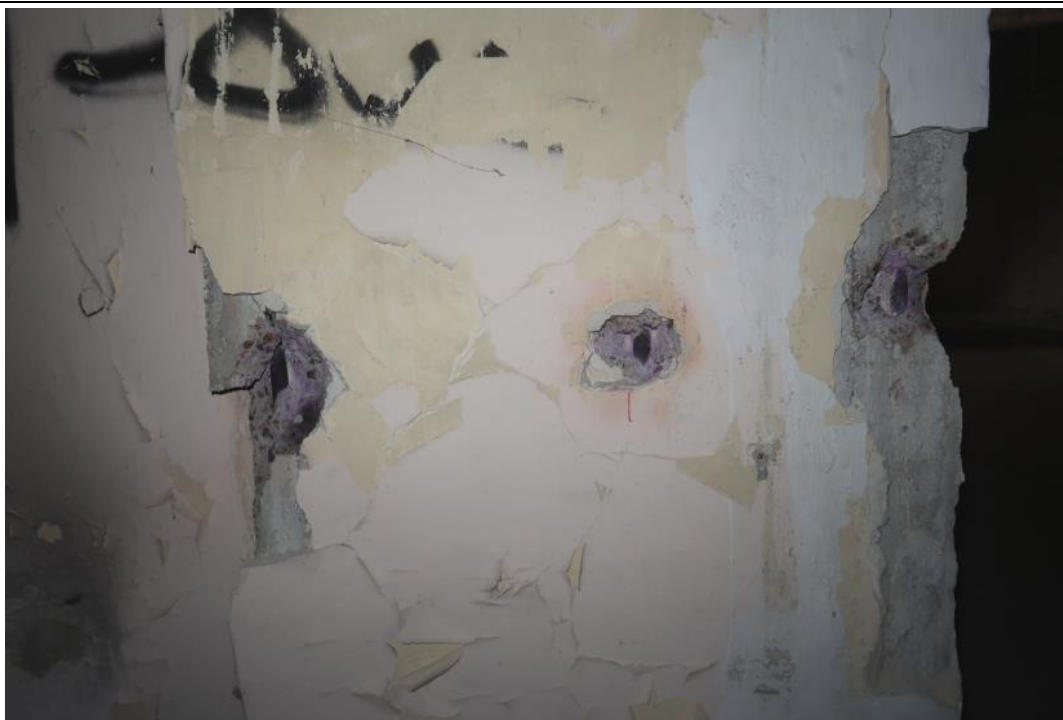
W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia słupów:

- odparzony tynk na słupach,
- słabo zagęszczony beton (kawerny) w słupach w części A budynku,
- korozja powierzchniowa zbrojenia w słupach,
- karbonatyzacja betonu w słupach,
- odparzona otulina zbrojenia i korozja prętów zbrojeniowych w słupach na elewacjach,
- dospawane wsporniki stalowe do odsłoniętego skorodowanego zbrojenia słupów w poziomie terenu pod rampami na elewacjach.

Ogólnie stan techniczny słupów określono jako **zadawalający**.



Fot. 104. Odkrywka O.1 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 40,0x86,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷3,0cm), zbrojony podłużnie prętami gładkimi  $\varnothing 18$  (4 pręty na krótkim boku), strzemiona  $\varnothing 8$ . Otulina zbrojenia wynosi 50/10mm. Beton jest słabo zagęszczony (z kawernami), a pod tynkiem występuje siatka stalowa cięto-ciagniona. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 105. Odkrywka O.2 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 39,0x80,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0cm), zbrojony podłużnie prętami gładkimi  $\varnothing 18$  (4 pręty na krótkim boku i 1 pręt na długim). Otulina zbrojenia wynosi 50/30mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 106. Odkrywka O.3 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 39x80cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷3,0cm), zbrojony podłużnie prętami gładkimi  $\varnothing 18$  (4 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 50/30mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia. Pręty zbrojeniowe w elewacji skorodowane powierzchniowo. Słup jest wbudowany w ścianę murowaną ceglana o gr. 47,0cm wraz z tynkiem. Od strony zewnętrznej występuje korozja powierzchniowa zbrojenia.





Fot. 107. Odkrywka O.12 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 39,0x46,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #20 (3 pręty na krótkim boku). Strzemiona  $\varnothing 6$ . Otulina zbrojenia wynosi 20mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia. Do słupa jest dostawiona ściana działowa murowana z ceramicznej cegły pełnej o gr. 15,0cm wraz z tynkiem.



Fot. 108. Odkrywka O.13 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 38,0x41,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #14 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 20÷30mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia. Do słupa jest dostawiona zewnętrzna ściana murowana z betonu komórkowego o gr. 14,0cm wraz z tynkiem.



Fot. 109. Odkrywka O.14 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy, zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #20. Otulina zbrojenia wynosi  $20\div40\text{mm}$ . Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia. Do słupa z dwóch stron jest dostawiona ściana murowana z ceramicznej cegły pełnej.



Fot. 110. Odkrywka O.15 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju  $35,0\times28,0\text{cm}$  (pomiar z tynkiem gr.  $1,0\div2,0\text{cm}$ ), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #14 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi  $30\text{mm}$ . Do słupa jest dostawiona zewnętrzna ściana murowana z pustaków kratowych o gr.  $28,0\text{cm}$  wraz z tynkiem.





Fot. 111. Odkrywka O.19 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 37,0x47,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #20 (5 prętów na krótkim boku, 1 pręt na długim). W narożnikach pręty zbrojeniowe są podwójone. Otulina zbrojenia wynosi 20÷30mm. Występuje karbonatyzacja betonu w warstwie otuliny zbrojenia.



Fot. 112. Odkrywka O.21 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 38,0x55,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #14 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 30mm. Do słupa z dwóch stron jest dostawiona ściana murowana z ceramicznej cegły pełnej gr. 1½ cegły (41,0cm).



Fot. 113. Odkrywka O.31 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 40,0x84,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷3,0cm), zbrojony podłużnie prętami grzebieniowymi #20x20 (nr 30 wg [21]) - 3 pręty na krótkim boku. Otulina zbrojenia wynosi 40mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (z kawernami). Do słupa z dwóch stron jest dostawiona ściana murowana z ceramicznej cegły pełnej gr. 2-ch cegieł (58,0cm z tynkiem).



Fot. 114. Odkrywka O.32 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 40,0x64,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami grzebieniowymi #20x20 (nr 30 wg [21]) - 3 pręty na krótkim boku i #12x12 (nr 18 wg [21]) - 1 pręt na długim boku. Otulina zbrojenia wynosi 30÷50mm. Beton jest niskiej jakości, słabo zagęszczony (z kawernami). Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 2,0cm.





Fot. 115. Odkrywka O.33 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju okrągłym  $\varnothing 52,0\text{cm}$  (pomiar z tynkiem gr.  $1,0 \div 2,0\text{cm}$ ), zbrojony podłużnie prętami grzebieniowymi 6#20x20 (nr 30 wg [21]). Otulina zbrojenia wynosi  $20 \div 30\text{mm}$ . Beton jest niskiej jakości. Występuje karbonatyzacja betonu na gł.  $2,0\text{cm}$ .



Fot. 116. Odkrywka O.41 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju  $35,0 \times 44,0\text{cm}$  (pomiar z tynkiem gr.  $1,0 \div 2,0\text{cm}$ ), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #14 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi  $20 \div 45\text{mm}$ . Do słupa jest dostawiona zewnętrzna ściana murowana z ceramicznej cegły pełnej o gr.  $15,0\text{cm}$  wraz z tynkiem.



Fot. 117. Odkrywka O.42 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 43,0x52,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷5,0cm, żelbet 35,0x45,0), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #18 (3 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 30mm.



Fot. 118. Odkrywka O.57 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 44,0x51,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷5,0cm, żelbet 35,0x45,0), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #18 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 25/50mm. Występuje karbonatyzacja betonu na gł. 1,0cm.





Fot. 119. Odkrywka O.58 słupa. W odkrywce stwierdzono słup żelbetowy o przekroju 35,0x40,0cm (pomiar z tynkiem gr. 1,0÷2,0cm), zbrojony podłużnie prętami żebrowanymi #14 (2 pręty na krótkim boku). Otulina zbrojenia wynosi 25÷30mm. Do słupa jest dostawiona zewnętrzna ściana murowana z bloczków z betonu komórkowego o gr. 15,0cm wraz z tynkiem.



Fot. 120. Rząd słupów środkowych o zróżnicowanej geometrii występujący w osi C części A budynku, w poziomie I piętra.



Fot. 121. Słupy o przekrojach prostokątnych występujące w osiach E'-F'/18-22 części B budynku na I piętrze.



Fot. 122. Słup żelbetowy odmurowany od zewnątrz cegłą ceramiczną w osiach B'/16 części B budynku na I piętrze.





Fot. 123. Słup żelbetowy wewnątrz budynku na I piętrze w osiach D'/17 (część B budynku).



Fot. 124. Odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz korozja prętów zbrojeniowych słupa w poziomie terenu pod rampą w osiach B/9 (część A budynku).

### 5.2.7. POSADZKI

Podczas wizji lokalnej wykonano 17 odkrywek posadзки (O.7, O.8, O.9, O.10, O.16, O.24, O.25, O.26, O.27, O.35, O.36, O.44, O.61, O.62, O.66, O.67, O.69) w celu rozpoznania ich warstw i grubości. Lokalizacja odkrywek została naniesiona na rysunki poszczególnych kondygnacji, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

W budynku stwierdzono występowanie zróżnicowanych warstw posadzkowych: posadzki betonowej, lastryko, linoleum, płytek gresowych i parkietu drewnianego. W pomieszczeniu w osiach C'-F'/18-20 (część B) stwierdzono wierzch stóp fundamentowych w poziomie posadzki w piwnicy. Grubości warstw posadzkowych są zróżnicowane, opisane w wykonanych odkrywkach. W wierzchnich warstwach wykończenia stropu występują kanały techniczne. W części A i B budynku w poziomie parteru występują liczne kanały instalacyjne o głębokości do 200,0cm. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia posadzek:

- zarysowana posadzka betonowa,
- ubytki płytek na posadzkach,
- parkiet drewniany klejony na lepik smołowy,
- korozja biologiczna drewnianych posadzek,
- zalane posadzki na parterze,
- zalegające śmieci na posadzkach w budynku,
- zagracone i niezabezpieczone kanały techniczne,
- popękana posadzka pochylni zjazdowej do piwnicy.

Ogólnie stan techniczny posadzek określono jako **zadowalający**, lokalnie jako **zły**.

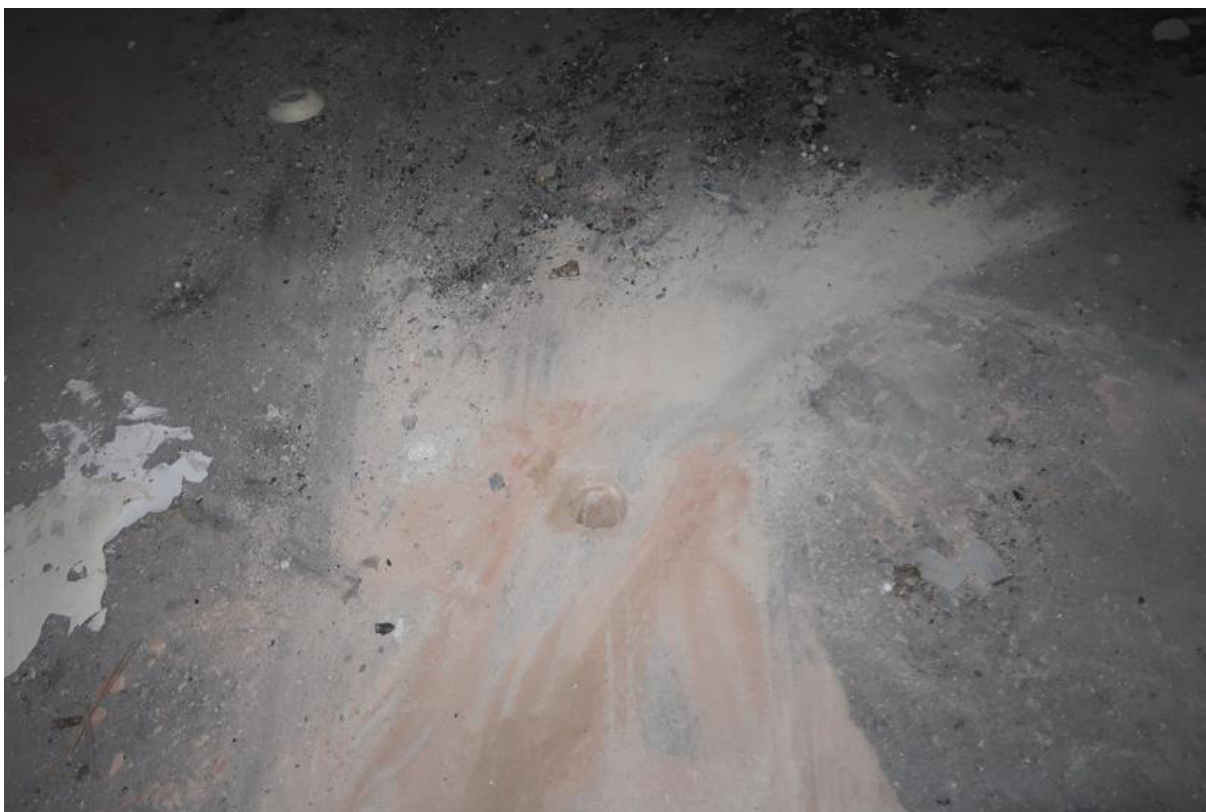


Fot. 125. Odkrywka O.7 posadzki. Stwierdzono posadzkę betonową gr. ok. 20cm z lastryko wykonaną na warstwie gruzobetonu leżącego na stropie nad piwnicą.





Fot. 126. Odkrywka O.8 posadzki. Stwierdzono parkiet gr.2,0cm, deski gr. 3,0cm leżące na legarach i pospółce gruzowej o gr. 15,0cm oraz polepie. Wierzch posadzki jest ok. 29,0cm ponad wierzchem płyty ceglanej stropu Kleina.



Fot. 127. Odkrywka O.9 posadzki. Stwierdzono posadzkę betonową gr. ok. 20,0cm z lastryko wykonaną na warstwie gruzobetonu leżącego na podsypce piaskowej.





Fot. 128. Odkrywka O.10 posadzki. Stwierdzono posadzkę z płytek betonowych gr.2,5cm i wylewki gruzobetonowej o łącznej gr. 20,0cm, leżącej na podsypce piaskowej.



Fot. 129. Odkrywka O.16 posadzki. Stwierdzono posadzkę betonową gr. ok. 14,0cm wykonaną na warstwie gruzobetonu leżącego na stropie nad piwnicą (płyta żelbetowa gr. 16,0cm).





Fot. 130. Odkrywka O.24 posadzki. Stwierdzono stopę fundamentową gr. > 30,0cm o wymiarach w rzucie 290,0x330,0cm. Wierzch stopy zlicowany z wierzchem posadzki.



Fot. 131. Odkrywka O.24 posadzki. Widoczny obrys stopy fundamentowej o wymiarach w rzucie 290,0x330,0cm.



Fot. 132. Odkrywka O.25 posadzki. Stwierdzono posadzkę betonową gr. ok. 18,0cm wykonaną na warstwie gruzobetonu leżącego na podsypce piaskowej.



Fot. 133. Odkrywka O.26 posadzki. Stwierdzono stopę fundamentową gr. > 30,0cm o wymiarach w rzucie 290,0x330,0cm. Wierzch stopy zlicowany z wierzchem posadzki.





Fot. 134. Odkrywka O.27 posadzki. Stwierdzono stopę fundamentową gr. > 30,0cm o wymiarach w rzucie 185,0x200,0cm. Wierzch stopy zlicowany z wierzchem posadzki.



Fot. 135. Odkrywka O.35 posadzki. Stwierdzono parkiet gr.2,0cm (klejony lepikiem smołowym) i wylewkę cementową gr. 7,0cm leżącą na stropie (płyta żelbetowa gr. 10,0cm zbrojona dołem prętami gładkimi  $\varnothing 6$  i 8 naprzemiennie).





Fot. 136. Odkrywka O.36 posadzki. Stwierdzono wylewkę cementową gr. 7,0cm leżącą na stropie (płyta żelbetowa gr. 13,0cm).



Fot. 137. Odkrywka O.44 posadzki. Stwierdzono parkiet gr.2,0cm (klejony lepikiem smołowym) i wylewkę betonową gr. 10,0cm leżącą na stropie (płyta żelbetowa gr. 17,0cm).



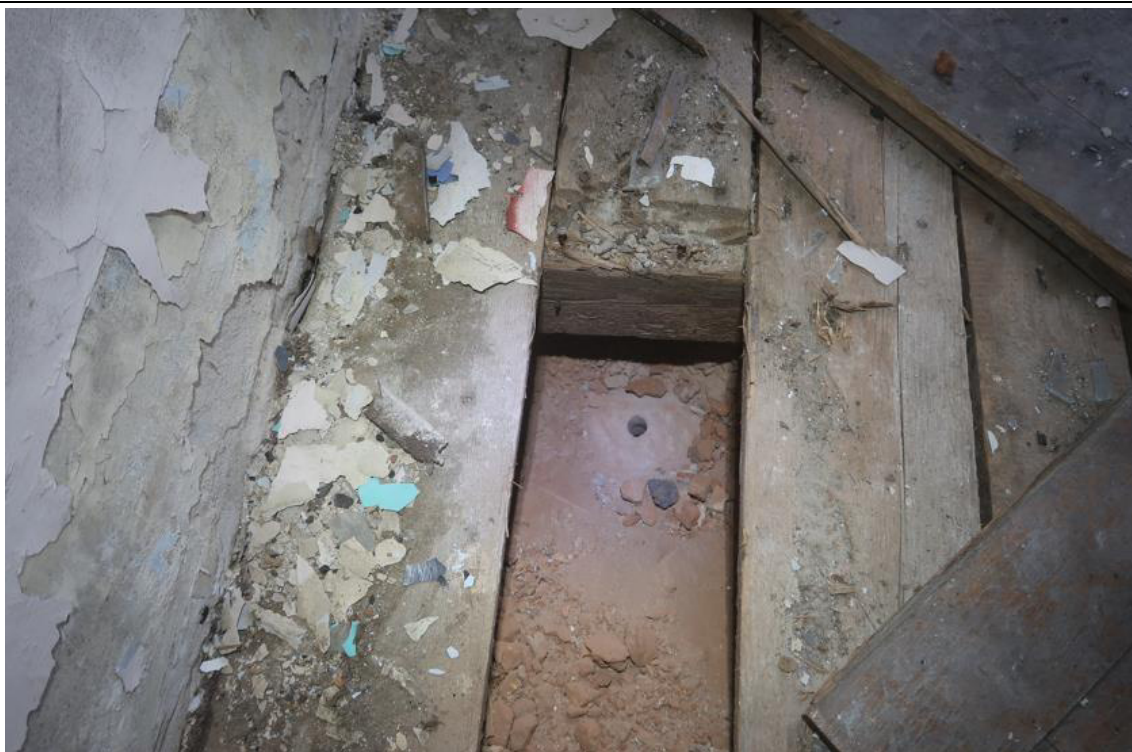


Fot. 138. Odkrywka O.61 posadzki. Stwierdzono płytki gresowe gr.1,0cm, wylewkę cementową gr. 8,0cm leżącą na stropie (płyta żelbetowa gr. 15,0cm).



Fot. 139. Odkrywka O.62 posadzki. Stwierdzono płytki ceramiczne gr.1,0cm, wylewkę cementową gr. 9,0cm leżącą na stropie (płyta żelbetowa gr. 18,0cm).





Fot. 140. Odkrywka O.66 posadzki. Stwierdzono parkiet gr. 2,0cm, deski gr. 2,5cm leżące na legarach i pospółce gruzowej o gr. ~20cm. Wierzch posadzki jest 30,0cm ponad wierzchem płyty ceglanej stropu Kleina (gr. 7,5cm cegły wraz z wylewką).



Fot. 141. Odkrywka O.67 posadzki. Stwierdzono parkiet gr. 2,0cm, deski gr. 2,5cm leżące na legarach i pospółce gruzowej o gr. ~24cm. Wierzch posadzki jest 35,5cm ponad wierzchem płyty gruzobetonowej stropu Kleina (płyta gr. 8,0cm). Belki stalowe wykonane z dwuteowników IPN320 w rozstawie co ok. 195cm, skorodowane powierzchniowo.





Fot. 142. Odkrywka O.69 posadzki. Stwierdzono płytki ceramiczne gr. 1,0cm, wylewkę cementową gr. 5cm i polepę gruzową gr. 24cm. Wierzch posadzki jest 30,0cm ponad wierzchem płyty stropu Kleina.



Fot. 143. Popękana posadzka betonowa na pochylni zlokalizowanej od strony południowej części B przedmiotowego budynku.





Fot. 144. Popękana posadzka betonowa w rejonie wejścia głównego do budynku w osiach C-D/2 na parterze (część A budynku).



Fot. 145. Zalana posadzka z płytek lastryko w pomieszczeniu w osiach D-F/1-2 na parterze (część A budynku).





Fot. 146. Zużyty parkiet drewniany w pomieszczeniu w osiach A-C/1-2 na parterze (część A budynku).



Fot. 147. Zarysowanie na posadzce betonowej w pomieszczeniu w osiach A'-C'/16-18 na parterze (część B budynku), obok kanału instalacyjnego



Fot. 148. Zagracony kanał instalacyjny w części komunikacyjnej w osiach D/3-4 na parterze (część A budynku).



Fot. 149. Zagracony kanał techniczny w części komunikacyjnej w osiach C/5-6 na parterze (część A budynku).





Fot. 150. Parkiet na lepiku smołowym w pomieszczeniu w osiach A-C/2-6 na parterze (część A budynku).

#### 5.2.8. SCHODY

Komunikację w budynku zapewniają trzy klatki schodowe o konstrukcji żelbetowej, schody stalowe (kręcone) oraz schody ceglane (do piwnicy). W osiach C-D/1-2 (część A budynku, główna klatka schodowa) występują schody trójbiegowe łamane o konstrukcji żelbetowej. Bezpieczeństwo na tej klatce zapewniają balustrady żelbetowe wykończone drewnianym pochwytem. W osiach A'-C'/14-15 oraz C'-E'/22-23 występują schody zabiegowe ze spocznikiem o konstrukcji żelbetowej. W tych klatkach schodowy pierwotnie występowały balustrady stalowe, które zostały wycięte. Wykończenie schodów żelbetowych okładzinami lastryko. Schody stalowe w części A budynku zapewniają komunikację wyłącznie pomiędzy parterem i I piętem. Schody ceglane umożliwiają wejście do piwnicy ze wschodniej elewacji, z poziomu terenu. Ponadto na elewacjach występują schody terenowe, o konstrukcji betonowej lub żelbetowej (schody na rampy). W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia schodów:

- zerodowane schody terenowe,
- zagłobienie i zarysowanie schodów ceglanych,
- zużycie stopni schodów wewnętrznych,
- wycięte balustrady stalowe na klatkach schodowych,
- odparzona farba na schodach żelbetowych,
- niedostateczna wysokość balustrad w głównej klatce schodowej w część A budynku.

Ogólnie stan techniczny konstrukcji schodów wewnętrznych określono jako **zadawalający**, stan techniczny schodów terenowych określono jako **zły**, natomiast balustrady w schodach wewnętrznych oceniono jako **awaryjny**.





Fot. 151. Zerodowane betonowe schody terenowe przed wejściem głównym do budynku na północnej elewacji (część A).

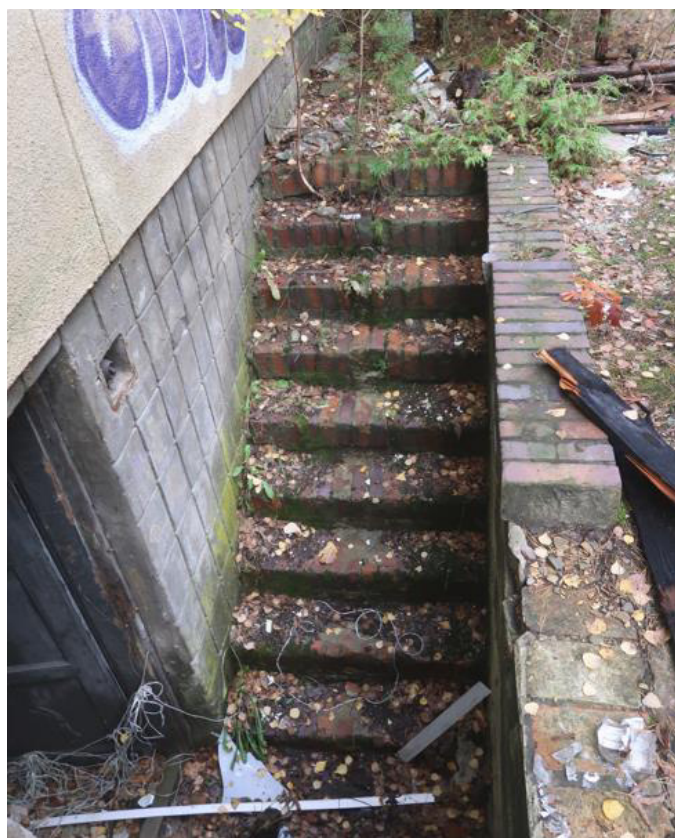


Fot. 152. Zerodowane żelbetowe schody terenowe na rampę na zachodniej elewacji w osiach 13-14 (część A budynku).





Fot. 153. Zerodowane żelbetowe schody terenowe na rampę na zachodniej elewacji w osiach 14-15 (część B budynku).



Fot. 154. Schody ceglane do piwnicy na wschodniej elewacji w osiach F/1-2 (część A budynku).





Fot. 155. Zagłonięcie i zużycie schodów ceglanych w osiach F/1-2 (część A budynku).



Fot. 156. Schody trójbiegowe łamane o konstrukcji żelbetowej zlokalizowane w osiach C-D/1-2 (część A, główna klatka schodowa). Widoczne balustrady żelbetowe wykończone drewnianym pochwytem oraz odparzona farba na schodach.





Fot. 157. Stalowe schody kręcone na I piętro zlokalizowane w osiach C-D/9-10 (część A budynku).



Fot. 158. Ubytki okładziny z lastryko w żelbetowych schodach zlokalizowanych w osiach B'-D'/14-15 na parterze (część B budynku). Widoczne ślady wyciętej balustrady stalowej.



Fot. 159. Wycięta balustrada stalowa na klatce schodowej w poziomie II piętra w osiach C'-E'/22-23 (część B budynku).

#### 5.2.9. BALKON

Podczas wizji lokalnej wykonano 1 odkrywkę balkonu (O.37) w celu rozpoznania warstw wykończeniowych. Lokalizacja odkrywki została naniesiona na rysunek I piętra, zawarty w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

Na zachodniej elewacji w poziomie I piętra (część A budynku) występuje balkon w formie płyty żelbetowej oparty na belkach stalowych wspornikowych. Posadzka balkonu jest wykończona płytkami ceramicznymi na wylewce cementowej i warstwie papy przyklejonej do wierzchu płyty balkonu. Grubość płyty balkonu w wykonanej odkrywce wynosiła 13,0÷14,0cm. Od spodu płyta balkonu jest otynkowana. Bezpieczeństwo na balkonie zapewnia stalowa balustrada kuta. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia balkonu:

- popękane płytki wykończenia balkonu,
- korozja powierzchniowa belek nośnych balkonu,
- korozja powierzchniowa balustrady balkonu,
- niedostateczna wysokość balustrady balkonu.

Ogólnie stan techniczny balkonu określono jako **zadowalający**.





Fot. 160. Odkrywka O.37 posadzki balkonu. Stwierdzono płytki ceramiczne gr. 1,0cm, wylewkę cementową gr. 4,0cm, papę i płytę żelbetową gr. 13,0÷14,0cm. Płyta oparta jest na wspornikowych belkach stalowych.



Fot. 161. Balkon wspornikowy na belkach stalowych w poziomie I piętra na zachodniej elewacji w osiach B/4-5 (część A budynku). Widoczny odparzony tynk w miejscu belek stalowych oraz korozja powierzchniowa belek.



Fot. 162. Zarysowanie płytek ceramicznych wykończenia posadzki na balkonie.

#### **5.2.10. STOLARKA OKIENNA I DRZWIOWA**

W budynku większość stolarki okiennej i drzwiowej została zdemontowana. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono jedynie lokalne występowanie stolarki okiennej i drzwiowej. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia pozostawionej stolarki okiennej i drzwiowej:

- w większości zdemontowana stolarka okienna i drzwiowa,
- lokalnie zużyta i uszkodzona stolarka drzwiowa,
- lokalnie zużyta i uszkodzona stolarka okienna,
- lokalnie ubytki szklenia w stolarce.

Ogólnie stan techniczny stolarki okiennej i drzwiowej określono jako **awaryjny**.





Fot. 163. Ubytki w szkleniu stalowej stolarki okiennej na wschodniej elewacji w osiach E/1-4 części A budynku.



Fot. 164. Ubytki w szkleniu stolarki drzwiowej wewnętrznej w osiach B-C/10 na parterze (część A budynku). Widoczna złuszczone farba na starej drewnianej stolarki drzwiowej.

### 5.2.11. STROPODACH

Podczas oględzin budynku wykonano 3 odkrywki dachu (O.79, O.80, O.81), których lokalizację naniesiono na rysunki rzutu dachu, zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy. Odkrywki wykonano od wierzchu w celu identyfikacji warstw.

W część A budynku dach występuje w formie stropodachu wentylowanego z płytek żelbetowych gr. 4,5÷5,0cm ułożonych na ażurowych ścianach murowanych. Pokrycie stropodachu wykonane jest z kilku warstw papy. Płyty żelbetowe stropodachu od spodu ocieplone są płytami suprema.

W części B warstwy dachowe ułożone są bezpośrednio na stropie Teriva. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia stropodachu:

- lokalnie nieszczelne pokrycie stropodachu z papy,
- mech porastający na stropodachu,
- luźne fragmenty tynku, cegieł, zaprawy i śmieci zalegające na pokryciu stropodachu.

Ogólnie stan techniczny pokrycia stropodachu określono jako **zły**.



Fot. 165. Odkrywka O.79 stropodachu. Stwierdzono pokrycie z 2x papy, prefabrykowanej płytki żelbetowej gr. 4,5cm i izolacji termicznej z płyt suprema gr. ~5,0cm. Płytki ułożone są na ażurowych ścianach murowanych. W miejscu odkrywki pustka powietrzna ma wysokość ok.50,0cm do stropu.





Fot. 166. Odkrywka O.80 stropodachu. Stwierdzono pokrycie z 3x papy, prefabrykowanej płytki żelbetowej gr. 4,5cm i izolacji termicznej z płyt suprema gr. ~10,0cm. Płytki ułożone są na ażurowych ścianach murowanych. W miejscu odkrywki pustka powietrzna ma wysokość ok. 115,0cm do stropu.



Fot. 167. Odkrywka O.81 stropodachu. Stwierdzono pokrycie z 3x papy, wylewki cementowej gr. 6,5cm i izolacji termicznej z płyt suprema gr. ~10,0cm leżącej na wierzchu stropu Teriva.





Fot. 168. Pokrycie stropodachu z papy części A przedmiotowego budynku.



Fot. 169. Pokrycie stropodachu z papy w osiach B-D/2-12 części A przedmiotowego budynku.





Fot. 170. Pokrycie stropodachu z papy w osiach A'-F'/15-22 części B przedmiotowego budynku.  
Widoczne zdemontowane elementy kominów instalacyjnych na dachu.



Fot. 171. Zalegający tynk na stropodachu w osiach D-E/2-8 (część A budynku).



Fot. 172. Zalegające śmieci na stropodachu w osiach E'-F'/14-15 (część B budynku).



Fot. 173. Zalegający odpierzony tynk na daszku w elewacji w osiach F'/17-22 (część B budynku).



### 5.2.12. KOMINY

W przedmiotowym budynku ponad połac dachową zostały wyprowadzone murowane kominy. Wszystkie kominy są otynkowane i wyposażone w czapy kominowe. Do południowej elewacji dostawiony został murowany komin, który jest oddylatowany od budynku. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia:

- ubytki tynków, cegieł i zaprawy na kominach,
- zerodowane cegły i zaprawa w kominach,
- erozja czap kominowych.

Ogólnie stan techniczny kominów określono jako **awaryjny**.



Fot. 174. Uszkodzony komin na dachu w osiach A-C/1-2 (część A budynku). Widoczna porastająca roślinność w kominie oraz ubytki cegieł. Tynk i luźne fragmenty cegieł zalegają na pokryciu przy kominie.





Fot. 175. Odparzony tynk na kominach zalegający na pokryciu i braki czap kominiarskich na dachu w osiach C-F/1-2 (część A budynku).



Fot. 176. Uszkodzony komin i zalegające luźne fragmenty cegieł i tynku przy krawędzi dachu w osiach E'-F'/15 (część B budynku).





Fot. 177. Zarysowanie pionowe ściany w miejscu dostawienia komina do ścian klatki schodowej w osiach E'/22-23 (część B budynku). Widoczny odparzony tynk na kominie.

### 5.2.13. OBRÓBKI BLACHARSKIE

Odprowadzanie wody opadowej ze stropodachu zostało rozwiązane przez rynny i rury spustowe bezpośrednio na teren przy budynku. W poziomie stropodachu występują obróbki blacharskie stalowe. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zdemontowane rury spustowe na elewacjach,
- zamulone rynny,
- korozja obróbek blacharskich w poziomie stropodachu,
- lokalne ubytki obróbek blacharskich,
- korozja instalacji odgromowej.

Ogólnie stan techniczny obróbek blacharskich określono jako **awaryjny**.



Fot. 178. Zdemontowana rura spustowa na wschodniej elewacji w osiach 14-15 (część B budynku).



Fot. 179. Zdemontowana rura spustowa na wschodniej elewacji w osiach 2-4 (część A budynku).  
Na elewacji widoczne zagłobienie, odparzenie tynku i erozja płytek cokołu.





Fot. 180. Brak ciągłości rury spustowej w rejonie rampy w osiach 2-4 (część A budynku). Widoczne zawilgocenie, odparzenie tynku oraz wysolenie na spodzie belki wspornikowej rampy.



Fot. 181. Skorodowana instalacja odgromowa oraz wyrwane mocowanie instalacji na dachu w osiach E-D/12-13 (część A budynku).





Fot. 182. Ubytki obróbki blacharskich na attyce dachu w osi 15 (część B budynku).

#### 5.2.14. INSTALACJE

Instalacja elektryczna, teletechniczna, wod.-kan. c.o. i odgromowa w budynku jest zużyta i w większości zdemontowana. Wokół budynku występuje duża ilość instalacji podziemnych (szczególnie w części B), której stan techniczny nie jest znany. Ogólnie stan techniczny instalacji określono jako **awaryjny**.



Fot. 183. Pozostałości instalacji w osiach C-D/1-2 w piwnicy (część A budynku).



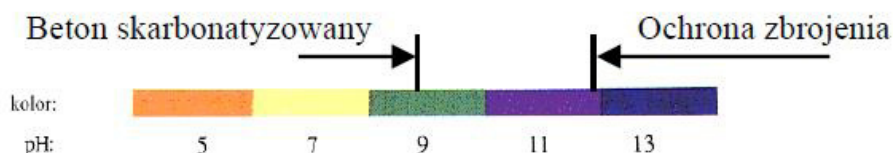
### 5.3. KARBONATYZACJA BETONU

Podczas wizji lokalnej zaobserwowano ślady korozji w zbrojeniu elementów żelbetowych, gdzie wykonano odkrywki. Dodatkowo wykonano również odkrywki zbrojenia w miejscach, gdzie oznaki korozji zbrojenia nie były widoczne oraz określono średnicę prętów zbrojenia. Przeprowadzono badania mające na celu stwierdzenie stopnia korozji stali oraz karbonatyzacji betonu w elementach żelbetowych obiektu. Wybrane do badania miejsca zostały oczyszczone z pyłu i drobnych cząsteczek i tam gdzie było to wymagane ze względu na stan ich wysuszenia, zroszone mgłą wodną. Kolejnym etapem badań było naniesienie preparatu Rainbow Indicator przy użyciu atomizera. Test polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu, na podstawie oceny rozkładu barw na jego powierzchni.

Kompozycja odczynników chemicznych znajdująca się w ariecie, w zależności od pH betonu zabarwia go na kolor:

- czerwony dla pH = 5
- pomarańczowy dla pH = 7
- zielony dla pH = 9
- fioletowy dla pH = 11
- granatowy dla pH = 13

Rys. 1 „RAINBOW INDICATOR”  
- opakowanie 80 ml z atomizerem



Przy wartości pH betonu  $\geq 11,8$  występuje brak korozji. Jeśli pH betonu osiągnie wartość  $< 11,8$  następuje utrata warstwy pasywacyjnej stali i od tego momentu rozpoczyna się proces korozji zbrojenia. Badanie wykazało, że elementy lokalnie są zdegradowane. W większości badanych elementów stwierdzono karbonatyzację betonu co najmniej do powierzchni zbrojenia. Wymagane jest wykonanie remontu lub wymiana uszkodzonych elementów.

Karbonatyzacja jest jedną z głównych przyczyn niszczenia (korozji) zbrojonych elementów betonowych i stwardniałego betonu. Dwutlenek węgla ( $\text{CO}_2$ ) zawarty w powietrzu reaguje z produktami hydratacji cementu. Reakcji karbonatyzacji ulega przede wszystkim wodorotlenek wapnia ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) w wyniku czego tworzy się węglan wapnia ( $\text{CaCO}_3$ ). Karbonatyzacja stanowi zagrożenie dla konstrukcji betonowych, w których zastosowano stalowe zbrojenie. Poprzez obniżenie poziomu pH w okolicach zbrojenia następuje zanik warstwy pasywacyjnej na stali zbrojeniowej. Produkt reakcji (tlenek żelaza – rdza) ma większą objętość od substratów. Zwiększając swoją objętość generuje naprężenia powodujące pękanie betonu, a nawet rozwarstwienie betonu wzdłuż skorodowanej stali. Proces ten jest zależny od warunków, w jakich eksploatowany jest element betonowy, głównie stężenia  $\text{CO}_2$  i wilgotności.

W większości wykonanych odkrywek stwierdzono karbonatyzację betonu w warstwie otuliny zbrojenia, lokalnie głębiej (szczególnie w części A). Poniżej zestawienie tabelaryczne wykonanych badań:

KARBONATYZACJA BETONU – CZĘŚĆ A BUDYNKU							
Kondygnacja	Nr odkrywki	Element			Karbonatyzacja		
		słup	podciąg/ żebro	płyta	brak	otulina	głębiej
PA	O.1	+				+	
PA	O.2	+				+	
PA	O.3	+				+	
PA	O.45		+				+
PA	O.46			+			+
PA	O.47		+			+	
PA	O.49		+			+	
PA	O.50			+			+
+1	O.31	+			+		
+1	O.32	+				+	
+1	O.33	+				+	
+1	O.73			+		+	
+2	O.28		+				+
+2	O.29			+			+
+2	O.30		+				+



KARBONATYZACJA BETONU – CZĘŚĆ B BUDYNKU							
Kondygnacja	Nr odkrywki	Element			Karbonatyzacja		
		słup	podciąg/ żebro	płyta	brak	otulina	głębiej
-1	O.17		+			+	
-1	O.18			+	+		
-1	O.19	+				+	
-1	O.20		+				+
-1	O.21	+			+		
-1	O.22			+	+		
-1	O.23		+		+		
PA	O.12	+				+	
PA	O.13	+				+	
PA	O.14	+				+	
PA	O.15	+			+		
PA	O.51		+			+	
PA	O.52			+		+	
PA	O.53			+		+	
PA	O.54		+			+	
PA	O.55			+		+	
+1	O.39		+				+
+1	O.40			+		+	
+1	O.41	+			+		
+1	O.42	+			+		
+1	O.43		+				+
+2	O.56		+			+	
+2	O.57	+				+	
+2	O.58	+			+		
+2	O.60		+		+		

#### 5.4. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU

Budynki i urządzenia z nimi związane powinny być projektowane i wykonywane w taki sposób, aby obciążenia mogące na nie działać w trakcie budowy i użytkowania nie prowadziły do:

- o zniszczenia całości lub części budynku,
- o przemieszczeń i odkształceń o niedopuszczalnej wielkości,
- o uszkodzenia części budynków, połączeń lub zainstalowanego wyposażenia w wyniku

znacznych przemieszczeń elementów konstrukcji,

- o zniszczenia na skutek wypadku, w stopniu nieproporcjonalnym do jego przyczyny.

Wg Rozporządzenia Ministra Infrastruktury [20] par.204 konstrukcja budynku powinna spełniać warunki zapewniające nie przekroczenie stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania w żadnym z jego elementów i w całej konstrukcji. Stany graniczne nośności uważa się za przekroczone, jeżeli konstrukcja powoduje zagrożenie bezpieczeństwa ludzi znajdujących się w budynku oraz w jego pobliżu, a także zniszczenie wyposażenia lub przechowywanego mienia. Stany graniczne przydatności do użytkowania uważa się za przekroczone, jeżeli wymagania użytkowe dotyczące konstrukcji nie są dotrzymywane. Oznacza to, że w konstrukcji budynku nie mogą wystąpić:

- o lokalne uszkodzenia, w tym również rysy i przecieki, które mogą ujemnie wpływać na przydatność użytkową, trwałość i wygląd konstrukcji, jej części, a także przyległych do niej nie konstrukcyjnych części budynku,
- o odkształcenia lub przemieszczenia ujemnie wpływające na wygląd konstrukcji i jej przydatność użytkową, włączając w to również funkcjonowanie maszyn i urządzeń, oraz uszkodzenia części nie konstrukcyjnych budynku i elementów wykończenia,
- o drgania dokuczliwe dla ludzi lub powodujące uszkodzenia budynku, jego wyposażenia oraz przechowywanych przedmiotów, a także ograniczające jego użytkowanie zgodnie z przeznaczeniem.

**Brak bieżącej konserwacji stropodachu.** W wyniku nieszczelności pokrycia pozostała konstrukcja budynku została poddana bezpośredniemu działaniu warunków atmosferycznych. Migrująca woda opadowa przedostaje się przez warstwy stropodachu do wnętrza budynku i powoduje zawilgacanie ścian i stropów. Zawilgocenie stropów sprzyja korozji elementów stalowych, a penetrująca woda opadowa w połączeniu z występującą w okresie zimowym korozją mrozową, spowodowała zniszczenie struktury materiałów murowych.

**Ubytki obróbek blacharskich** przyczyniają się do zawilgacania elewacji budynku.

**Nieogrzewanie budynku** i zdemontowana stolarka okienna i drzwiowa przyczynia się do wnikania wilgoci do wnętrza i rozwoju mikroorganizmów.

**Zdemontowanie stolarki okiennej i drzwiowej** doprowadziło do wnikania wody opadowej do wnętrza budynku, powodując zawilgocenie ścian i posadzki. W trakcie demontażu stolarki w wielu miejscach uszkodzeniu uległy ściany budynku, szczególnie filarki międzyokienne w części B budynku.



**Erozja wierzchniej warstwy cegieł i zaprawy** na ścianach elewacyjnych w dolnych partiach jest spowodowane zawilgacaniem i odbijającą się wodą opadową. Woda wnika w rysy i rozsadza mur w okresie zimowym (korozja mrozowa).

**Lokalne ubytki tynku i jego zarysowania** na elewacjach powodują wnikanie wody, co przyczynia się do dalszych odparzeń tynku. W dalszej konsekwencji brak tynków na elewacjach przyczynia się do erozji wierzchniej warstwy cegieł i zaprawy, wnikanie wody w rysy i rozsadzanie muru w okresie zimowym (korozja mrozowa). Zarysowania i ubytki tynku doprowadziły również do erozji gzymsów i kominów.

**Brak zabezpieczenia antykorozyjnego** stalowych belek stropowych oraz belek nadproży powoduje ich zwiększoną podatność na korozję w środowisku o zwiększonej wilgotności (na skutek braku stolarki okiennej i drzwiowej oraz braku ogrzewania budynku).

**Zarysowania tynku na spodzie stropu Kleina** powstały na skutek „klawiszowania” poszczególnych belek stropowych i jest typowe dla tego typu konstrukcji.

**Zużycie lub brak izolacji przeciwwilgociowej** doprowadziło do lokalnego zawilgocenia ścian w poziomie terenu oraz odparzeń tynków i płytek cokołów.

**Beton niskiej jakości** zastosowany do wybudowania budynku (szczególnie w części A) jest podatny na karbonatyzację. W przypadku zewnętrznych elementów żelbetowych (słupy, rampy, gzymsy), które narażone są na wpływ warunków atmosferycznych widoczna jest zaawansowana korozja zbrojenia.

**Niska jakość robót** doprowadziła do słabego zagęszczenia betonu i powstania kawern w elementach żelbetowych w części A budynku.

**Wsporniki stalowe dospawane do odsłoniętego zbrojenia słupów** w poziomie terenu pod rampami powodują wystawianie zbrojenia słupów na korozję.

**Swobodny dostęp** do opuszczonego budynku w minionych latach doprowadził do dewastacji instalacji i wyposażenia budynku.

**Pożar i akcja gaśnicza** w części A budynku doprowadziła do lokalnego zalania posadzek w budynku, zniszczenia części wierzchnich warstw stropu Kleina oraz wyposażenia w budynku.

**Brak zabezpieczenia kanałów technologicznych w posadzkach, niezabezpieczone otwory w stropach kondygnacji naziemnych oraz wycięte balustrady schodów** stanowią zagrożenie dla osób przebywających w budynku.

**Zalegające luźne fragmenty gruzu budowlanego i śmieci na dachu oraz zagracone i zarośnięte ciągi komunikacyjne przy budynku** stanowią zagrożenie dla osób przebywających na terenie wokół budynku.

**Zastosowany lepik smołowy do przyklejania posadzki deszczułkowej** na stropach w budynku był popularny w latach 1948-1965, w czasie obowiązywania normy „PN-B-624:1948 Lepik do posadzki deszczułkowej (klepkowej)”. Norma ta została wycofana w roku 1965 i zastąpiona normą „PN-B-24624:1964 Lepik asfaltowy do posadzki deszczułkowej”. W okresie tym nie prowadzono oceny wyrobów stosowanych w budownictwie pod względem higienicznym. Aktualnie zastosowanie tego typu produktów wewnątrz budynków jest niedopuszczalne na mocy Zarządzenia Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z dnia 12 marca 1996 r. w sprawie dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia, wydzielanych przez materiały budowlane, urządzenia i elementy wyposażenia w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi (M.P. Nr 19, poz. 231), gdyż może stanowić zagrożenie dla zdrowia przebywających w nich ludzi. Produkty pochodzące z przeróbki węgla mogą powodować uciążliwą emisję szkodliwych związków organicznych do powietrza wewnętrznego pomieszczeń. Pomimo, że poziom emisji tych związków zazwyczaj maleje podczas użytkowania pomieszczeń (zwłaszcza przy wydajnej wymianie powietrza), w przypadku stwierdzenia ich obecności należy bezwzględnie usunąć z pomieszczeń cały materiał pochodzący z przeróbki węgla (smoły, lepiki), usunąć elementy posadzek i materiałów budowlanych zanieczyszczonych ww. substancją smolistą i wykonać adekwatne prace remontowe zgodnie ze sztuką budowlaną.

## **PODSUMOWANIE STANU TECHNICZNEGO**

Na podstawie wykonanych oględzin badań i odkrywek stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zużyta izolacja p.wilgociowa w budynku,
- odparzony tynk na elewacjach,
- zaglony tynk na elewacjach w miejscu ubytków rur spustowych,
- erozja wierzchniej warstwy cegieł na elewacjach,
- lokalne zarysowania ścian na elewacjach,
- ubytki pustaków kratowych / bloczków z betonu komórkowego w filarkach,
- odparzone wykończenie cokołów na elewacjach,
- zarysowania na gzymsach
- odparzony tynk na gzymsach,
- zarysowania muru oporowego,
- wysolenia i zawilgocenia na ścianach wewnątrz budynku w piwnicy,



- odparzona powłoka malarska / tynk na ścianach wewnątrz budynku,
- lokalne zarysowania na ścianach wewnątrz budynku,
- korozja powierzchniowa belek stalowych nadproży,
- zacieki, odparzona powłoka malarska / tynk na spodzie nadproży,
- niskiej jakości beton w elementach żelbetowych stropów w części A budynku,
- słabo zagęszczony beton (kawerny) w podciągach i żebrach w części A budynku,
- karbonatyzacja betonu w elementach żelbetowych stropów,
- korozja powierzchniowa belek stalowych stropu Kleina,
- korozja płytowa belek stalowych stropu Kleina (piwnica),
- zarysowania tynku na spodzie stropu w miejscu występowania belek stropowych stropów Kleina,
- odparzona otulina i korozja płytowa zbrojenia w płytach i belkach ramp,
- odparzony tynk i otulina zbrojenia oraz zarysowania w daszkach na elewacjach,
- odparzona powłoka malarska / tynk na spodzie stropów wewnątrz budynku,
- zarysowania na spodzie stropów wewnątrz budynku,
- zacieki na spodzie stropów,
- zagrzybienia na spodzie stropów,
- niezabezpieczone otwory instalacyjne w stropach,
- lokalnie odsłonięte wierzchnie warstwy stropu po pożarze w części A budynku,
- odparzony tynk na słupach,
- słabo zagęszczony beton (kawerny) w słupach w części A budynku,
- korozja powierzchniowa zbrojenia w słupach,
- karbonatyzacja betonu w słupach,
- odparzona otulina zbrojenia i korozja prętów zbrojeniowych w słupach na elewacjach,
- dospawane wsporniki stalowe do odsłoniętego skorodowanego zbrojenia słupów w poziomie terenu pod rampami na elewacjach,
- zarysowana posadzka betonowa,
- ubytki płytek na posadzkach,
- parkiet drewniany klejony na lepik smołowy,
- korozja biologiczna drewnianych posadzek,
- zalane posadzki na parterze,
- zalegające śmieci na posadzkach w budynku,

- zagracone i niezabezpieczone kanały techniczne,
- popękana posadzka pochylni zjazdowej do piwnicy,
- zerodowane schody terenowe,
- zagłonięcie i zarysowanie schodów ceglanych,
- zużycie stopni schodów wewnętrznych,
- wycięte balustrady stalowe na klatkach schodowych,
- odparzona farba na schodach żelbetowych,
- niedostateczna wysokość balustrad w głównej klatce schodowej w część A budynku,
- popękane płytki wykończenia balkonu,
- korozja powierzchniowa belek nośnych balkonu,
- korozja powierzchniowa balustrady balkonu,
- niedostateczna wysokość balustrady balkonu,
- w większości zdemonstrowana stolarka okienna i drzwiowa,
- lokalnie zużyta i uszkodzona stolarka drzwiowa,
- lokalnie zużyta i uszkodzona stolarka okienna,
- lokalnie ubytki szklenia w stolarce,
- lokalnie nieszczelne pokrycie stropodachu z papy,
- mech porastający na stropodachu,
- luźne fragmenty tynku, cegieł, zaprawy i śmieci zalegające na pokryciu stropodachu,
- ubytki tynków, cegieł i zaprawy na kominach,
- zerodowane cegły i zaprawa w kominach,
- erozja czap kominowych,
- zdemonstrowane rury spustowe na elewacjach,
- zamulone rynny,
- korozja obróbek blacharskich w poziomie stropodachu,
- lokalne ubytki obróbek blacharskich,
- korozja instalacji odgromowej,
- zużyte i w większości zdemonstrowane instalacje w budynku.



#### 5.4. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO

W świetle przeprowadzonych własnych badań „In situ”, analizy odkrytych elementów konstrukcji nośnej budynku, stan techniczny oceniono następująco:

- **stan zadowalający**, wymagający podjęcia bieżącej naprawy: fundamenty, ściany zewnętrzne i wewnętrzne, nadproża, stropy żelbetowe, stropy Teriva, stropy Kleina, słupy, posadzki, schody wewnętrzne, balkon;
- **stan zły**, wymagający podjęcia generalnego remontu: izolacje przeciwwilgociowe, filarki ścian murowanych w elewacjach, lokalnie posadzki, schody terenowe, lokalnie pokrycie stropodachu;
- **stan awaryjny**, nadający się do rozbiórki: stropy Kleina z korozją płatową belek (piwnica), rampy, balustrady w schodach wewnętrznych, stolarka okienna i drzwiowa, kominy, obróbki blacharskie, instalacje.

#### 6. OCENA ZUŻYCIA NATURALNEGO BUDYNKU

Normatywny okres technicznego zużycia budynku o opisanej konstrukcji, wg stosownej literatury technicznej „Zużycie Nieruchomości Budowlanych - Poradnik wydany przez Instytut Doradztwa Majątkowego w 2003 r.” wynosi dla budynków przemysłowych wg tab.13:  $T=100\div 120$  lat. Przyjęto do dalszych obliczeń  $T=120$  lat. Datę budowy budynku przyjęto na podstawie dokumentacji {1}, z podziałem na części wynikające z różnego okresu ich powstania.

Przeżyty wiek budynku: część A wynosi  $t_1 = 2023 - 1949 = 74$  lata

część B wynosi  $t_2 = 2023 - 1970 = 53$  lata

Stopień zużycia budynku wg wzoru Rossa (metoda liniowa dla budynków utrzymywanych – sporadyczne remonty) :

$$Szt = [t / T] * 100\%$$

gdzie :  $t$  = wiek budynku w latach

$T$  = przewidywany okres trwałości w latach

$$Szt_1 = [74 / 120] * 100\% = 62\%$$

$$Szt_2 = [53 / 120] * 100\% = 44\%$$

Szacunkowy stopień technicznego zużycia naturalnego budynku wynosi dla części A  $Szt_1=62\%$  oraz dla części B  $Szt_2=44\%$ .

## 7. OCENA WYTRZYMAŁOŚCI MATERIAŁÓW KONSTRUKCYJNYCH

- a) Ściany są wymurowane z materiałów murowych. Na podstawie badań własnych „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa murowanego z okresu powstania obu części budynku oceniono, że:
- zastosowana ceramiczna cegła pełna może być uznana za spełniającą wymagania cegły klasy 10MPa, a zaprawa cementowo-wapienna za spełniającą wymagania zaprawy marki M5.
  - zastosowana ceramiczna cegła dziurawka może być uznana za spełniającą wymagania cegły klasy 7,5MPa, a zaprawa cementowo-wapienna za spełniającą wymagania zaprawy marki M5.
  - zastosowane ceramiczne pustaki kratowe mogą być uznane za spełniające wymagania klasy 10MPa, a zaprawa cementowo-wapienna za spełniającą wymagania zaprawy marki M5.
  - zastosowane bloczki z betonu komórkowego mogą być uznane za spełniające wymagania klasy 5MPa, a zaprawa cementowo-wapienna za spełniającą wymagania zaprawy marki M2,5.
- b) W odkrywkach stropów i nadproży stwierdzono dwuteowniki walcowane. Klasę stali belek z dwuteowników oceniono za równoważną stali S235,  $f_y = 235$  MPa. Moduł Younga przyjęto  $E = 210$  GPa. Ze względu na korozję stali nośność belek należy zredukować o 10%.
- c) Beton w elementach żelbetowych oraz w stropach Kleina na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej oraz własnych doświadczeń oceniono jako spełniający wymagania betonu klasy C12/15 dla części A budynku oraz C16/20 dla części B budynku.
- d) W odkrywkach elementów żelbetowych stwierdzono żebrowane pręty kwadratowe nr 18, 26 i 30. Na podstawie literatury klasę stali oceniono za równoważną stali A-I, zgodnie z [21].
- e) W odkrywkach elementów żelbetowych stwierdzono pręty żebrowane i gładkie. Na podstawie własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa z tego okresu klasę stali oceniono za równoważną stali A-III (pręty żebrowane) oraz A-I (pręty gładkie).
- f) W fundamentach klasę materiałów określono na analogiczną, jak w ścianach i elementach żelbetowych.



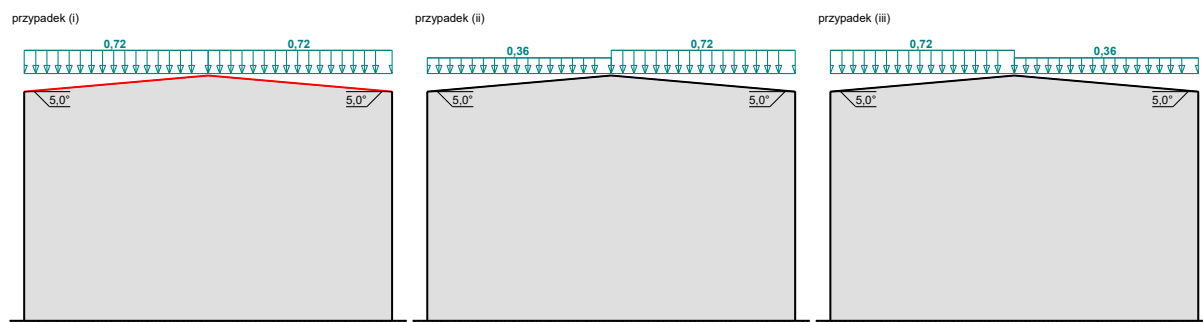
## 8. OBLICZENIA STATYCZNE WYBRANYCH ELEMENTÓW BUDYNKU

### 8.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ DLA STANU ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU

#### SNIEG

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy dwupołaciowe (5.3.3)

 s [kN/m²]



#### Cały dach - przypadek (i) - równomierny układ obciążenia:

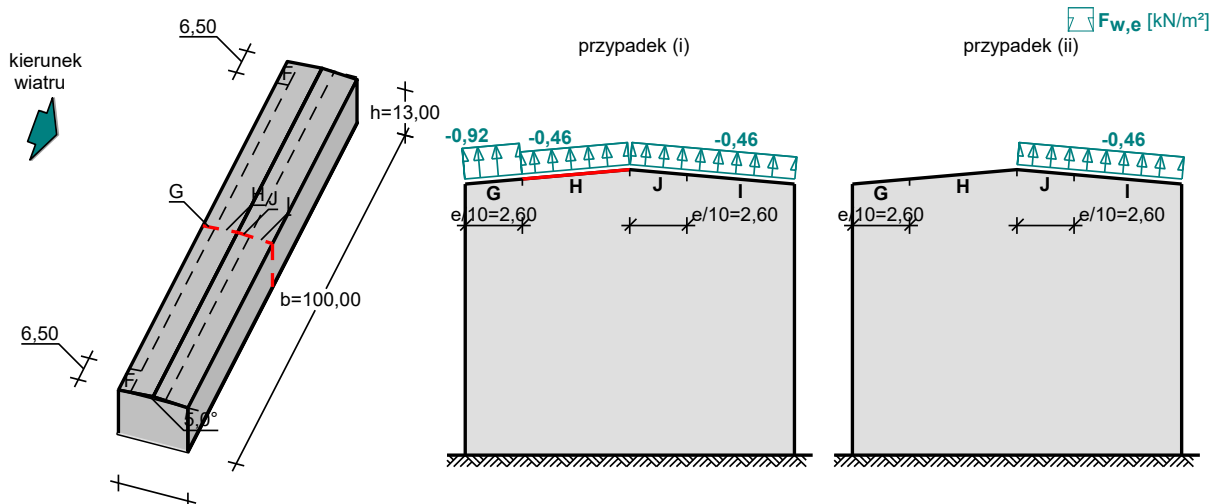
- Dach dwupołaciowy
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowo obfitych opadów śniegu i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg załącznika krajowego):
  - Strefa obciążenia śniegiem 2
  - $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
  - Teren: normalny
  - $C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny:  $C_t = 1,0$
- Współczynnik kształtu dachu:
  - Kąt nachylenia połaci dachowej:  $\alpha = 5,0^\circ$
  - $\mu_2 = 0,8$

#### Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = \mathbf{0,72 \text{ kN/m}^2}$$

#### WIATR

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe - ciśnienie zewnętrzne (7.2.5)

**Połąć w przekroju  $x/b = 0,50$  - pole H - ssanie:**

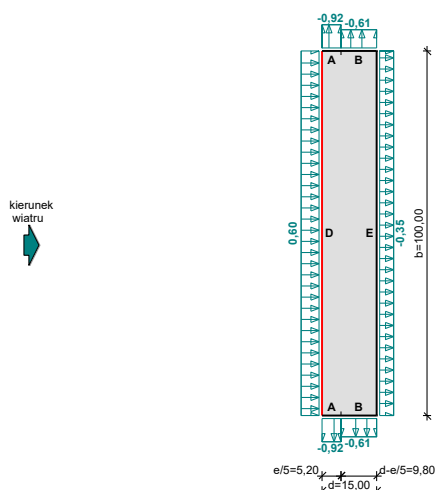
- Dach dwuspadowy o wymiarach:  $b = 100,00$  m,  $d = 15,00$  m, kąt nachylenia połaci  $\alpha = 5,0^\circ$
- Budynek o wysokości  $h = 13,00$  m
- Wymiar  $e = \min(b, 2 \cdot h) = 26,0$  m
- Wiatr wiejący na ścianę boczną ( $\theta = 0^\circ$ )
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:  
Strefa obciążenia wiatrem 1;  $A = 100$  m n.p.m.  
 $v_{b,0} = 22$  m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy:  $C_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy:  $C_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru:  $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$  m/s
- Kategoria terenu II  $\rightarrow z_0 = 0,05$  m,  $z_{min} = 2$  m
- Wysokość odniesienia:  $z_e = h = 13,00$  m
- Współczynnik orografii:  $c_o(z_e) = 1$
- Współczynnik turbulencji:  $k_l = 1,0$
- Współczynnik terenu:  $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości:  $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(13,00/0,05) = 1,06$  (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru:  $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 23,24$  m/s
- Intensywność turbulencji:  $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,180$
- Gęstość powietrza:  $\rho = 1,25$  kg/m³
- Szczytowe ciśnienie prędkości:  $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 762,7$  Pa = 0,763 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny:  $C_{sCd} = 1,000$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:  $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,6$

**Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:**

$$F_{w,e} = C_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,6) = -0,46 \text{ kN/m}^2$$

**WIATR\_SC****Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta - ciśnienie zewnętrzne (7.2.2)**



**Ściana nawietrzna - pole D:**

- Budynek o wymiarach:  $d = 15,00$  m,  $b = 100,00$  m,  $h = 13,00$  m
- Wymiar  $e = \min(b, 2 \cdot h) = 26,0$  m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:  
Strefa obciążenia wiatrem 1;  $A = 100$  m n.p.m.  
 $v_{b,0} = 22$  m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy:  $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy:  $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$  m/s
- Kategoria terenu II  $\rightarrow z_0 = 0,05$  m,  $z_{min} = 2$  m
- Wysokość odniesienia:  $z_e = h = 13,00$  m
- Współczynnik orografii:  $c_o(z_e) = 1$
- Współczynnik turbulencji:  $k_t = 1,0$
- Współczynnik terenu:  $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości:  $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(13,00/0,05) = 1,06$  (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru:  $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 23,24$  m/s
- Intensywność turbulencji:  $I_v(z_e) = k_t / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,180$
- Gęstość powietrza:  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>
- Szczytowe ciśnienie prędkości:  $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 762,7$  Pa = 0,763 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny:  $c_{sCd} = 1,000$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:  $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,782$

**Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:**

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot 0,782 = \mathbf{0,60 \text{ kN/m}^2}$$

**STROPODACH**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	$\psi$	$\gamma_F$	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Smola, bitum grub.1 cm [14,00kN/m <sup>3</sup> ·0,01m]	stałe	0,14	--	1,35	0,19
2.	Beton zwykły grub.5 cm [24,00kN/m <sup>3</sup> ·0,05m]	stałe	1,20	--	1,35	1,62
3.	Płyty wiórowo-cementowe (wg PN-82/B-02001) grub.10 cm [4,5kN/m <sup>3</sup> ·0,10m]	stałe	0,45	--	1,00	0,45
4.	Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD, obc. zastępcze od sc. azurowych	stałe	0,80	--	1,35	1,08
5.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.2 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,36	--	1,35	0,49
<b>Σ:</b>			<b>2,95</b>			<b>3,83</b>

**STROP IIp-B**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Elementy murowe z terakoty grub.1 cm [21,00kN/m <sup>3</sup> ·0,01m]	stałe	0,21	--	1,35	0,28
2.	Zaprawa cementowa grub.9 cm [23,00kN/m <sup>3</sup> ·0,09m]	stałe	2,07	--	1,35	2,79
3.	Sufit podwieszony	stałe	0,15	--	1,35	0,21
Σ:			<b>2,43</b>			<b>3,29</b>

**STROP IIp-A**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.2 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,14	--	1,35	0,19
2.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.2,5 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,025m]	stałe	0,18	--	1,35	0,24
3.	Gruz ceglany z wapnem (polepa) (wg PN-82/B-02001) grub.20 cm [12,0kN/m <sup>3</sup> ·0,20m]	stałe	2,40	--	1,00	2,40
4.	Beton zwykły grub.7 cm [24,00kN/m <sup>3</sup> ·0,07m]	stałe	1,68	--	1,35	2,27
5.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.1,5 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	stałe	0,27	--	1,35	0,36
Σ:			<b>4,67</b>			<b>5,46</b>

**STROP Ip-A**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.2 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,14	--	1,35	0,19
2.	Zaprawa cementowa grub.7 cm [23,00kN/m <sup>3</sup> ·0,07m]	stałe	1,61	--	1,35	2,17
3.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.1,5 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	stałe	0,27	--	1,35	0,36
Σ:			<b>2,02</b>			<b>2,73</b>

**STROP Ip-B**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.2 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,14	--	1,35	0,19
2.	Beton zwykły grub.10 cm [24,00kN/m <sup>3</sup> ·0,10m]	stałe	2,40	--	1,35	3,24
3.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.1,5 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	stałe	0,27	--	1,35	0,36
Σ:			<b>2,81</b>			<b>3,79</b>

**STROP PA-A**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.2 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,14	--	1,35	0,19
2.	Drewno klasy wytrzymałości D40 grub.3 cm [7,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]	stałe	0,21	--	1,35	0,28
3.	Gruz ceglany z wapnem (polepa) (wg PN-82/B-02001) grub.20 cm [12,0kN/m <sup>3</sup> ·0,20m]	stałe	2,40	--	1,00	2,40
4.	Beton zwykły grub.8 cm [24,00kN/m <sup>3</sup> ·0,08m]	stałe	1,92	--	1,35	2,59
5.	Zaprawa wapienno-cementowa grub.1,5 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	stałe	0,27	--	1,35	0,36
Σ:			<b>4,94</b>			<b>5,83</b>

**STROP PA-B**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
------	--------------------	----------------------	---------------------------------	---	----------------	--------------------------------



		kN/m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>
1. Beton zwykły grub.15 cm [24,00kN/m <sup>3</sup> ·0,15m]	stałe	3,60	--	1,35
2. Zaprawa wapienno-cementowa grub.1,5 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	stałe	0,27	--	1,35
Σ:		<b>3,87</b>		<b>5,22</b>

## ŚCIANA Pi-B

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1. Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]		stałe	0,38	--	1,35	0,51
2. Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD grub.38 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,38m]		stałe	6,84	--	1,35	9,23
3. Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]		stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>7,79</b>			<b>10,52</b>

## ŚCIANA PA-A

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1. Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]		stałe	0,38	--	1,35	0,51
2. Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD grub.55 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,55m]		stałe	9,90	--	1,35	13,37
3. Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]		stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>10,85</b>			<b>14,65</b>

## ŚCIANA PA-B

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1. Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]		stałe	0,38	--	1,35	0,51
2. Elementy murowe pustaki kratowe w stanie suchym grub.25 cm [13,00kN/m <sup>3</sup> ·0,25m]		stałe	3,25	--	1,35	4,39
3. Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]		stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>4,20</b>			<b>5,67</b>

## ŚCIANA Ip-A

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1. Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]		stałe	0,38	--	1,35	0,51
2. Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD grub.55 cm [14,00kN/m <sup>3</sup> ·0,55m]		stałe	7,70	--	1,35	10,40
3. Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]		stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>8,65</b>			<b>11,68</b>

## ŚCIANA Ip2-A

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1. Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]		stałe	0,38	--	1,35	0,51
2. Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD grub.41 cm [18,00kN/m <sup>3</sup> ·0,41m]		stałe	7,38	--	1,35	9,96
3. Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]		stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>8,33</b>			<b>11,25</b>

**ŚCIANA IIp-A**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,38	--	1,35	0,51
2.	Elementy murowe ceramiczne z gliny w stanie suchym typu LD grub.41 cm [14,00kN/m <sup>3</sup> ·0,41m]	stałe	5,74	--	1,35	7,75
3.	Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]	stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>6,69</b>			<b>9,03</b>

**ŚCIANA IIp-B**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m <sup>2</sup>	ψ	γ <sub>F</sub>	Wartość obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Tynk wapienno-cementowy grub.2 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,02m]	stałe	0,38	--	1,35	0,51
2.	Elementy murowe z betonu autoklawizowanego napowietrzonego w stanie suchym klasy gęstości 500 grub.24 cm [5,00kN/m <sup>3</sup> ·0,24m]	stałe	1,20	--	1,35	1,62
3.	Tynk wapienno-cementowy grub.3 cm [19,00kN/m <sup>3</sup> ·0,03m]	stałe	0,57	--	1,35	0,77
Σ:			<b>2,15</b>			<b>2,90</b>

**8.2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELKI STROPU KLEINA – STROP PARTERU, CZĘŚĆ A**

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność stalowej belki stropowej stropu Kleina w poziomie parteru, część A, rejon osi 1-2/A-C. Do sprawdzenia przyjęto belkę stropową zidentyfikowaną na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek, w typowych rozstawach. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie RM-Win zgodnie z PN-EN.

Rozpiętość obliczeniowa:  $L_0 = 6,45 \cdot 1,05 = 6,80\text{m}$ , rozstaw belek co 1,25m. Przyjęto belkę stropową pomierzoną podczas wizji lokalnej, wykonaną z dwuteownika IPN280 ze stali S235.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych na belkę:

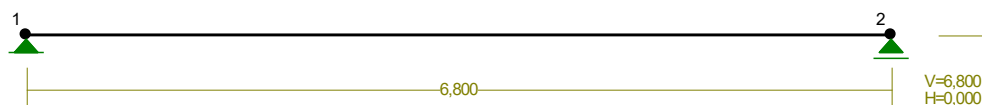
- obciążenia stałe (bez ciężaru własnego belki):  
 $g = 4,94 \times 1,25 = 6,18 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- obciążenie zmienne - użytkowe:  
 $q = 5,00 \times 1,25 = 6,25 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,50$

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

NAZWA: belka\_A\_PA



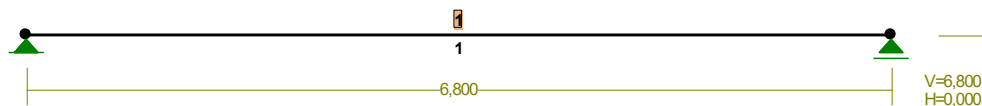
WEZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-szttyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	6,800	0,000	6,800	1,000	1 I 280x119x14x10,1

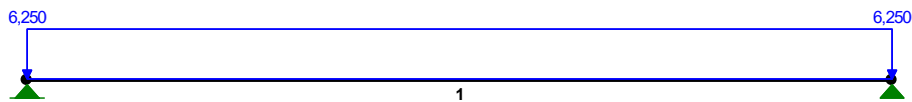
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	60,8	7547	397	539	539	28,0	1 S 235

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
1 S 235	210	235,000	1,2E-5

## OBCIĄŻENIA:



## OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	CW	"Ciężar własny"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
Grupa:	A	"warstwy"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
1	Linowe	0,0	6,180	6,180	0,00	6,80
Grupa:	B	"użytkowe"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Linowe	0,0	6,250	6,250	0,00	6,80

## W Y N I K I wg PN-EN 1990

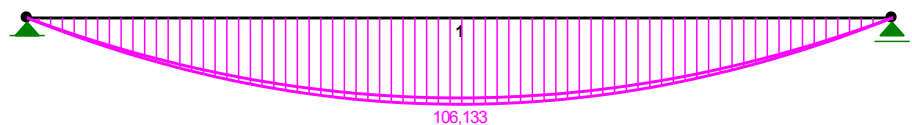
## Teoria I-go rzędu

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

## OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

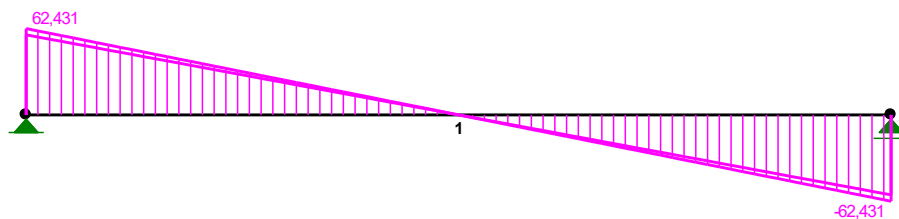
Grupa:	Znaczenie:	$\gamma_f$ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$ :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"warstwy"	Stałe	1,35/1,00	
B -"użytkowe"	Zmienne	1 1,50	1/1/1

## MOMENTY:





TNACE:

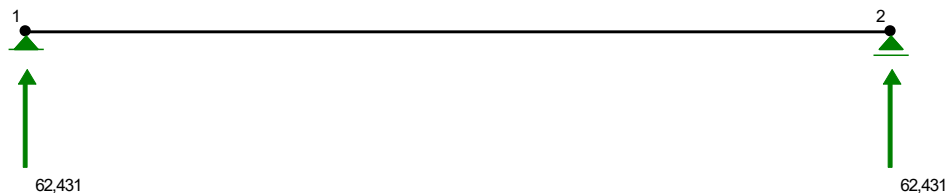
**SIŁY PRZEKROJOWE:**

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	a	0,00	0,000	62,431	0,000
	b	0,00	0,000	57,848	0,000
	a	0,50	<b>106,133*</b>	0,000	0,000
	a	1,00	0,000	-62,431	0,000
	b	1,00	0,000	-57,848	0,000

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE PODPOROWE:****REAKCJE PODPOROWE:**

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW AB

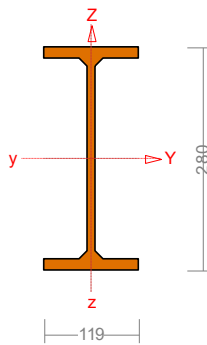
Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	a	0,000	62,431	62,431
	b	0,000	57,848	57,848
2	a	0,000	62,431	62,431
	b	0,000	57,848	57,848

**Pręt nr 1**

Wyniki wymiarowania stali wg PN-EN 1993 (Stal1993\_2d v. 1.41 licencja nr 24053)

Zadanie: belka\_A\_PA

Przekrój: 1 - I 280x119x14x10,1



Wymiary przekroju:

$h=280,0$   $g=10,1$   $s=119,0$   $t=14,0$   $v_y=10,0$   $v_z=10,0$ .

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$I_{yg}=7547,4$   $I_{zg}=396,9$   $A=60,77$   $i_y=11,1$   $i_z=2,6$

$I_w=69553,8$   $I_t=30,9$   $i_s=11,4$ .

Materiał: **S 235**. Granica plastyczności  $f_y=235$  MPa oraz wytrzymałość na rozciąganie  $f_u = 360$  dla  $g=10,1$ .

### Obciążenia prostopadłe:

Obciążenia działające prostopadle do płaszczyzny układu:

- obciążenie rozłożone  $q = 0$  kN/m,
- momenty przywęzłowe  $M_a = 0$ ,  $M_b = 0$  kNm,
- moment skręcający  $T = 0$  kNm.

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla tych obciążeń wynosi  $\gamma_f = 1$ .

### Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,400$ ;  $x_b = 3,400$ ; Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia:  $1,35 \cdot (CW+A) + 1,5 \cdot B$  (a)

Klasa przekroju 1.

### Nośność na zginanie względem osi Y:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{613,90 \times 235}{1} \times 10^{-3} = 144,267 \text{ kNm}$$

Zredukowana nośność na zginanie:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,77 \times 235}{1} \times 10^{-1} = 1428,142 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,000 / 1428,142 = 0,000; \quad \text{przyjęto } n = 0,000 \leq 1;$$

Dla dwuteownika bisymetrycznego:

$$a = (A - 2 b t_f) / A = (60,77 - 2 \times 11,90 \times 1,40) / 60,77 = 0,452; \quad \text{przyjęto } a = 0,452 \leq 0,5;$$

– zginanie y-y

$$N_{Ed} = 0 < 357,035 = 0,25 \times 1428,142 = 0,25 N_{pl,Rd} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed} = 0 < 299,061 = \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \times 10^{-1} = \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Nie ma potrzeby redukowania nośności na zginanie ze względu na siłę osiową.

– zginanie z-z

$$N_{Ed} = 0 < 598,122 = \frac{25,20 \times 1,01 \times 235}{1} \times 10^{-1} = \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)$$

Nie ma potrzeby redukowania nośności na zginanie ze względu na siłę osiową.

Zlinearyzowany warunek nośności:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{106,133}{144,267} = 0,736 < 1 \quad (6.31)$$

Ostrożne przybliżenie nośności (nie jest warunkiem decydującym):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{0}{1428,142} + \frac{106,133}{144,267} + \frac{0}{24,948} = 0,736 < 1 \quad (6.2)$$



**Zginanie (stateczność):**

xa = 3,400; xb = 3,400; Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia: 1,35·(CW+A)+1,5·B (a)

Nie uwzględniono zwichrzenia pręta – belka usztywniona płytą stropową.

Warunek stateczności przy zginaniu:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1,000 \times 613,90 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3} = 144,267 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{106,133}{144,267} = 0,736 < 1 \quad (6.54)$$

**Stan graniczny użytkowości:**

Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia: CW+A+B Kombinacja charakterystyczna

Ugięcia względem osi Z liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{\max} = 22,7 \text{ mm}$$

$$a_{gr} = l / 250 = 6800 / 250 = 27,2 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 22,7 < 27,2 = a_{gr}$$

Największe ugięcie wypadkowe wynosi:

$$a = 22,672 \text{ mm}; L / a = 6800,0 / 22,672 = 299,9$$

WNIOSKI: Ze względu na korozję belek w stropie Kleina w przedmiotowym budynku dopuszczalne obciążenie użytkowe należy zredukować do wartości 4,00 kN/m<sup>2</sup>.

**8.3. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELKI STROPU KLEINA – STROP II PIĘTRA, CZĘŚĆ A**

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność stalowej belki stropowej stropu Kleina w poziomie II piętra, część A, rejon osi 1-2/D-F. Do sprawdzenia przyjęto belkę stropową zidentyfikowaną na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek, w typowych rozstawach. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie RM-Win zgodnie z PN-EN.

Rozpiętość obliczeniowa:  $L_0 = 6,45 \times 1,05 = 6,80\text{m}$ , rozstaw belek co 1,90m. Przyjęto belkę stropową pomierzoną podczas wizji lokalnej, wykonaną z dwuteownika IPN320 ze stali S235.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych na belkę:

- obciążenia stałe (bez ciężaru własnego belki):

$$g = 4,67 \times 1,90 = 8,87 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

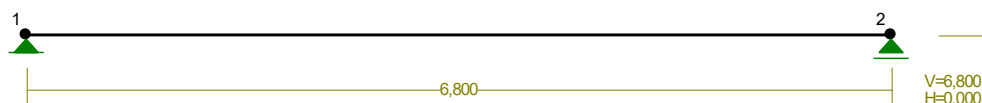
- obciążenie zmienne - użytkowe:

$$q = 5,00 \times 1,90 = 9,50 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

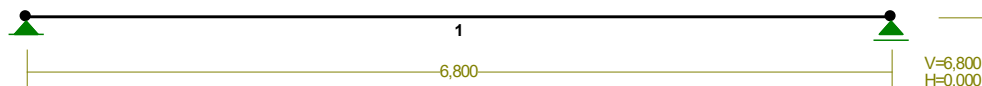
RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

NAZWA: belka\_A\_IIP

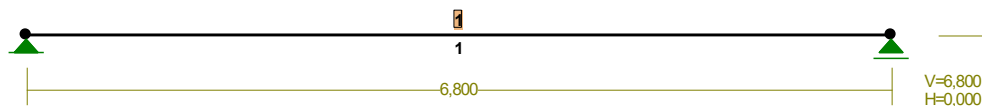
WEZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	6,800	0,000	6,800	1,000	1 I 320x131x15,9x11,5

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

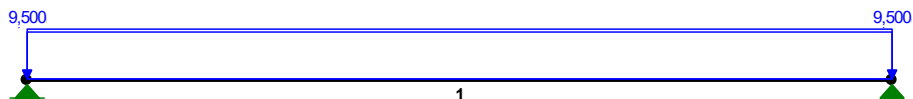
Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	77,7	12499	602	781	781	32,0	1 S 235

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
1 S 235	210	235,000	1,2E-5



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	CW	"Ciężar własny"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
Grupa:	A	"warstwy"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
1	Linowe	0,0	8,870	8,870	0,00	6,80
Grupa:	B	"uzytkowe"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Linowe	0,0	9,500	9,500	0,00	6,80

W Y N I K I wg PN-EN 1990

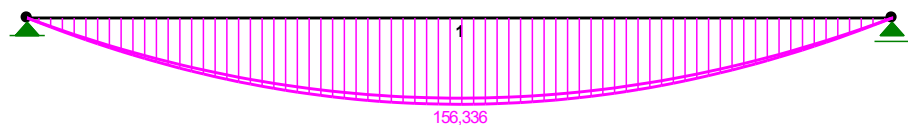
Teoria I-go rzędu

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

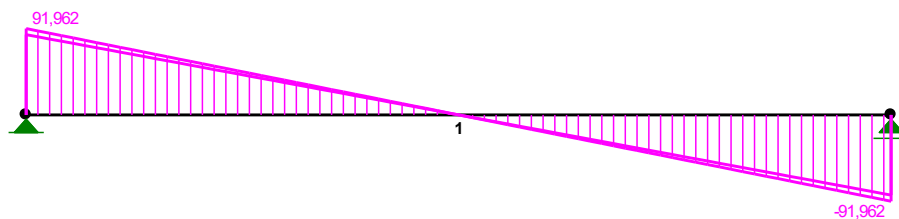
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	$\gamma_f$ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$ :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"warstwy"	Stałe	1,35/1,00	
B -"uzytkowe"	Zmienne	1 1,50	1/1/1

MOMENTY:



TNĄCE:

**SIŁY PRZEKROJOWE:**

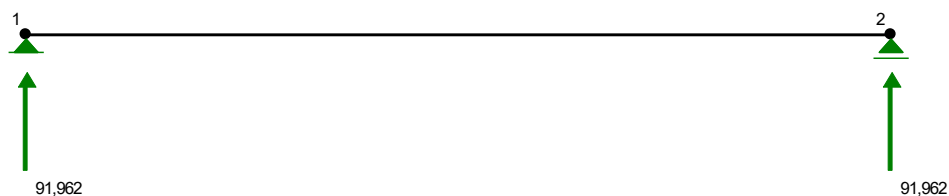
T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	a	0,00	0,000	91,962	0,000
	b	0,00	0,000	85,435	0,000
	a	0,50	<b>156,336*</b>	0,000	0,000
	a	1,00	0,000	-91,962	0,000
	b	1,00	0,000	-85,435	0,000

\* = Wartości ekstremalne

## REAKCJE PODPOROWE:

**REAKCJE PODPOROWE:**

T.I rzędu

Obciążenia obl.: CW AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	a	0,000	91,962	91,962
	b	0,000	85,435	85,435
2	a	0,000	91,962	91,962
	b	0,000	85,435	85,435

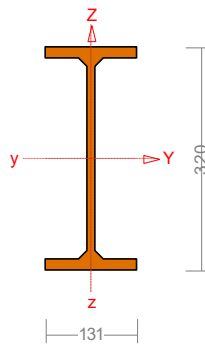
**Pręt nr 1**

Wyniki wymiarowania stali wg PN-EN 1993 (Stal1993\_2d v. 1.41 licencja nr 24053)

Zadanie: belka\_A\_IIP

Przekrój: 1 - I 320x131x15,9x11,5





Wymiary przekroju:

$h=320,0$   $g=11,5$   $s=131,0$   $t=15,9$   $v_y=12,0$   $v_z=12,0$ .

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$I_{yg}=12499,3$   $I_{zg}=602,4$   $A=77,68$   $i_y=12,7$   $i_z=2,8$

$I_w=137731,3$   $I_t=50,5$   $i_s=13,0$ .

Materiał: **S 235**. Granica plastyczności  $f_y=235$  MPa oraz wytrzymałość na rozciąganie  $f_u = 360$  dla  $g=11,5$ .

### Obciążenia prostopadłe:

Obciążenia działające prostopadle do płaszczyzny układu:

- obciążenie rozłożone  $q = 0$  kN/m,
- momenty przywęzłowe  $M_a = 0$ ,  $M_b = 0$  kNm,
- moment skręcający  $T = 0$  kNm.

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla tych obciążeń wynosi  $\gamma_f = 1$ .

### Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,400$ ;  $x_b = 3,400$ ; Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia:  $1,35 \cdot (CW+A) + 1,5 \cdot B$  (a)

Klasa przekroju 1.

### Nośność na zginanie względem osi Y:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{889,32 \times 235}{1} \times 10^{-3} = 208,989 \text{ kNm}$$

Zredukowana nośność na zginanie:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{77,68 \times 235}{1} \times 10^{-1} = 1825,503 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,000 / 1825,503 = 0,000; \quad \text{przyjęto } n = 0,000 \leq 1;$$

Dla dwuteownika bisymetrycznego:

$$a = (A - 2 b t_f) / A = (77,68 - 2 \times 13,10 \times 1,59) / 77,68 = 0,464; \quad \text{przyjęto } a = 0,464 \leq 0,5;$$

– zginanie y-y

$$N_{Ed} = 0 < 456,376 = 0,25 \times 1825,503 = 0,25 N_{pl,Rd} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed} = 0 < 389,43 = \frac{0,5 \times 28,82 \times 1,15 \times 235}{1} \times 10^{-1} = \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Nie ma potrzeby redukowania nośności na zginanie ze względu na siłę osiową.

– zginanie z-z

$$N_{Ed} = 0 < 778,861 = \frac{28,82 \times 1,15 \times 235}{1} \times 10^{-1} = \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)$$

Nie ma potrzeby redukowania nośności na zginanie ze względu na siłę osiową.

Zlinearyzowany warunek nośności:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{156,336}{208,989} = 0,748 < 1 \quad (6.31)$$

Ostrożne przybliżenie nośności (nie jest warunkiem decydującym):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{0}{1825,503} + \frac{156,336}{208,989} + \frac{0}{34,543} = \mathbf{0,748 < 1} \quad (6.2)$$

**Zginanie (stateczność):**

xa = 3,400; xb = 3,400; Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia: 1,35·(CW+A)+1,5·B (a)

Nie uwzględniono zwichrzenia pręta - belka usztywniona płytą stropową.

Warunek stateczności przy zginaniu:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1,000 \times 889,32 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3} = 208,989 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{156,336}{208,989} = \mathbf{0,748 < 1} \quad (6.54)$$

**Stan graniczny użytkowalności:**

Przęsło nr: 1, 1, 1. Obciążenia: CW+A+B Kombinacja charakterystyczna

Ugięcia względem osi Z liczone od cięciwy pręta wynoszą:

$$a_{max} = 20,1 \text{ mm}$$

$$a_{gr} = l / 250 = 6800 / 250 = 27,2 \text{ mm}$$

$$a_{max} = \mathbf{20,1 < 27,2} = a_{gr}$$

Największe ugięcie wypadkowe wynosi:

$$a = 20,131 \text{ mm}; L / a = 6800,0 / 20,131 = 337,8$$

WNIOSKI: Ze względu na korozję belek w stropie Kleina w przedmiotowym budynku dopuszczalne obciążenie użytkowe należy zredukować do wartości 4,00 kN/m<sup>2</sup>.

**8.4. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI PŁYTY STROPOWEJ – STROP I PIĘTRA, CZĘŚĆ A**

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność płyty żelbetowej opartej na żebrach stropowych, w układzie wieloprzęsłowym w poziomie I piętra, część A, rejon osi 8-9/C-D. Do sprawdzenia przyjęto płytę stropową zidentyfikowaną na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek, ze zbrojeniem w typowych rozstawach. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie RM-Win i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN.

Rozpiętość obliczeniowa: L<sub>0</sub> = 2,60m, grubość płyty 0,10m, szerokość pasma 1,00m. Przyjęto beton C12/15 i klasę stali zbrojeniowej A-I. Zbrojenie dołem prętami gładkimi ø8 (co drugi podwójny) w rozstawie co 15,0cm As=5,0cm<sup>2</sup>. Otulina zbrojenia wynosi 10mm.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych na płytę:

- obciążenia stałe (bez ciężaru własnego płyty):

$$g = 2,02 \times 1,00 = 2,02 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

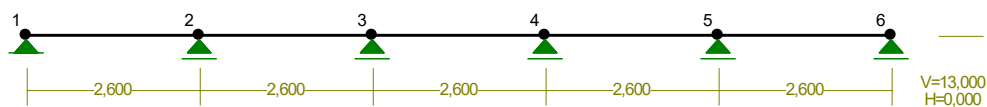
- obciążenie zmienne - użytkowe:

$$q = 5,00 \times 1,00 = 5,00 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

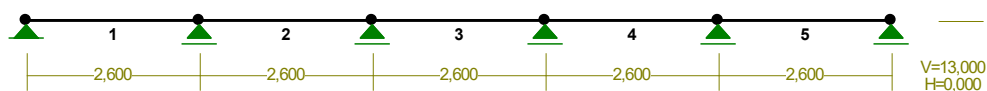
RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

NAZWA: plyta\_A\_Ip

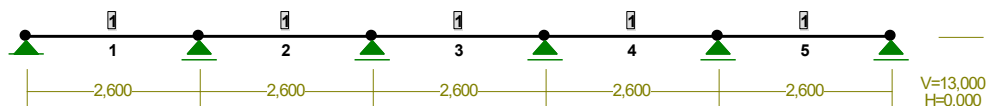
WĘZŁY:



PRĘTY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	2,600	0,000	2,600	1,000	1 B 10x100
2	00	1	2	2,600	0,000	2,600	1,000	1 B 10x100
3	00	2	3	2,600	0,000	2,600	1,000	1 B 10x100
4	00	3	4	2,600	0,000	2,600	1,000	1 B 10x100
5	00	4	5	2,600	0,000	2,600	1,000	1 B 10x100

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
-----	--------	---------	---------	---------	---------	-------	-----------



1 1000,0 833333 8333 1667 1667 10,0 42 C12/15

**STAŁE MATERIAŁOWE:**

Materiał:	Moduł E: [kN/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
42 C12/15	27	8,600	1,0E-5

**OBCIĄŻENIA:****OBCIĄŻENIA:** ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW "Ciężar własny"			Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
Grupa:	A "warstwy"			Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
1	Linowe	0,0	2,020	2,020	0,00	2,60
2	Linowe	0,0	2,020	2,020	0,00	2,60
3	Linowe	0,0	2,020	2,020	0,00	2,60
4	Linowe	0,0	2,020	2,020	0,00	2,60
5	Linowe	0,0	2,020	2,020	0,00	2,60
Grupa:	B "uzytkowol"			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Linowe	0,0	5,000	5,000	0,00	2,60
3	Linowe	0,0	5,000	5,000	0,00	2,60
5	Linowe	0,0	5,000	5,000	0,00	2,60
Grupa:	C "uzytkowe2"			Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
2	Linowe	0,0	5,000	5,000	0,00	2,60
4	Linowe	0,0	5,000	5,000	0,00	2,60

W Y N I K I wg PN-EN 1990

Teoria I-go rzędu

Kombinatoryka obciążeń

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:**

Grupa:	Znaczenie:	$\gamma_f$ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$ :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"warstwy"	Stałe	1,35/1,00	

B - "uzytkowe1"	Zmienne	1	1,50	1/1/1
C - "uzytkowe2"	Zmienne	1	1,50	1/1/1

## RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.: Relacje:

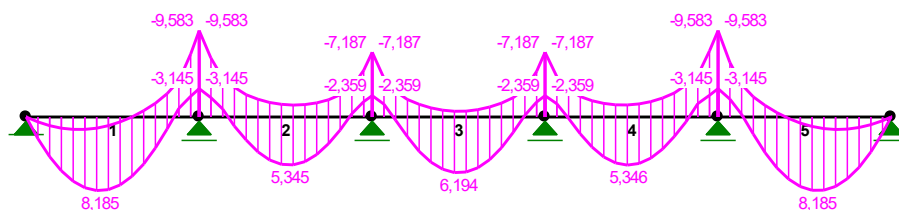
A - "warstwy"	EWENTUALNIE
B - "uzytkowe1"	EWENTUALNIE
C - "uzytkowe2"	EWENTUALNIE

## KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

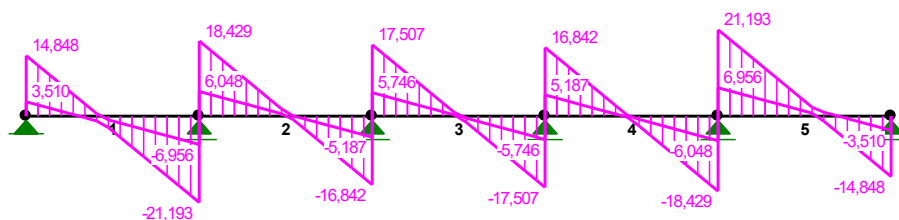
Nr: Specyfikacja:

1	ZAWSZE : CW+A
	EWENTUALNIE: B+C

## MOMENTY-OBWIEDNIE:



## SIŁY PRZEKROJOWE-OBWIEDNIE:



## SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]: M[kNm]: Q[kN]: N[kN]: Kombinacja obciążeń:

1	1,137	<b>8,177*</b>	-0,471	0,000	CW AB (a)
	2,600	<b>-9,583*</b>	-21,193	0,000	CW ABC (a)
	2,600	-9,583	<b>-21,193*</b>	0,000	CW ABC (a)
	2,600	-9,583	-21,193	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,137	8,177	-0,471	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	2,600	-9,583	-21,193	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)

2	1,137	8,177	-0,471	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	1,300	<b>5,330*</b>	0,665	0,000	CW AC (a)
	0,000	<b>-9,583*</b>	18,429	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-9,583	<b>18,429*</b>	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-9,583	18,429	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,300	5,330	0,665	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
	0,000	-9,583	18,429	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,300	5,330	0,665	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
3	1,300	<b>6,194*</b>	0,000	0,000	CW AB (a)
	0,000	<b>-7,187*</b>	17,507	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-5,186	<b>17,507*</b>	0,000	CW AB (a)
	2,600	-7,187	<b>-17,507*</b>	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-5,186	17,507	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	1,300	6,194	0,000	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	2,600	-7,187	-17,507	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	0,000	-5,186	17,507	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	1,300	6,194	0,000	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	2,600	-7,187	-17,507	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
4	1,300	<b>5,330*</b>	-0,665	0,000	CW AC (a)
	2,600	<b>-9,583*</b>	-18,429	0,000	CW ABC (a)
	2,600	-9,583	<b>-18,429*</b>	0,000	CW ABC (a)
	2,600	-9,583	-18,429	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,300	5,330	-0,665	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
	2,600	-9,583	-18,429	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,300	5,330	-0,665	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
5	1,462	<b>8,177*</b>	0,471	0,000	CW AB (a)
	0,000	<b>-9,583*</b>	21,193	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-9,583	<b>21,193*</b>	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-9,583	21,193	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,462	8,177	0,471	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	0,000	-9,583	21,193	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	1,462	8,177	0,471	<b>0,000*</b>	CW AB (a)

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	<b>0,000*</b>	14,848	14,848		CW AB (a)
	<b>0,000*</b>	13,929	13,929		CW AB (b)
	<b>0,000*</b>	3,510	3,510		cw aC (a)
	<b>0,000*</b>	6,124	6,124		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	5,205	5,205		CW A (b)
	0,000	<b>14,848*</b>	14,848		CW AB (a)
	0,000	<b>13,929*</b>	13,929		CW AB (b)
	0,000	<b>3,510*</b>	3,510		cw aC (a)
	0,000	14,848	<b>14,848*</b>		CW AB (a)
2	<b>0,000*</b>	39,621	39,621		CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	36,988	36,988		CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	13,004	13,004		cw a (a)
	<b>0,000*</b>	17,556	17,556		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	14,922	14,922		CW A (b)
	0,000	<b>39,621*</b>	39,621		CW ABC (a)
	0,000	<b>36,988*</b>	36,988		CW ABC (b)
	0,000	<b>13,004*</b>	13,004		cw a (a)



	0,000	39,621	<b>39,621*</b>	CW ABC (a)
3	<b>0,000*</b>	34,093	34,093	CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	31,827	31,827	CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	11,190	11,190	cw a (a)
	<b>0,000*</b>	15,106	15,106	CW A (a)
	<b>0,000*</b>	12,840	12,840	CW A (b)
	0,000	<b>34,093*</b>	34,093	CW ABC (a)
	0,000	<b>31,827*</b>	31,827	CW ABC (b)
	0,000	<b>11,190*</b>	11,190	cw a (a)
	0,000	34,093	<b>34,093*</b>	CW ABC (a)
4	<b>0,000*</b>	34,093	34,093	CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	31,827	31,827	CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	11,190	11,190	cw a (a)
	<b>0,000*</b>	15,106	15,106	CW A (a)
	<b>0,000*</b>	12,840	12,840	CW A (b)
	0,000	<b>34,093*</b>	34,093	CW ABC (a)
	0,000	<b>31,827*</b>	31,827	CW ABC (b)
	0,000	<b>11,190*</b>	11,190	cw a (a)
	0,000	34,093	<b>34,093*</b>	CW ABC (a)
5	<b>0,000*</b>	39,621	39,621	CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	36,988	36,988	CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	13,004	13,004	cw a (a)
	<b>0,000*</b>	17,556	17,556	CW A (a)
	<b>0,000*</b>	14,922	14,922	CW A (b)
	0,000	<b>39,621*</b>	39,621	CW ABC (a)
	0,000	<b>36,988*</b>	36,988	CW ABC (b)
	0,000	<b>13,004*</b>	13,004	cw a (a)
	0,000	39,621	<b>39,621*</b>	CW ABC (a)
6	<b>0,000*</b>	14,848	14,848	CW AB (a)
	<b>0,000*</b>	13,929	13,929	CW AB (b)
	<b>0,000*</b>	3,510	3,510	cw aC (a)
	<b>0,000*</b>	6,124	6,124	CW A (a)
	<b>0,000*</b>	5,205	5,205	CW A (b)
	0,000	<b>14,848*</b>	14,848	CW AB (a)
	0,000	<b>13,929*</b>	13,929	CW AB (b)
	0,000	<b>3,510*</b>	3,510	cw aC (a)
	0,000	14,848	<b>14,848*</b>	CW AB (a)

\* = Wartości ekstremalne

**Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny**

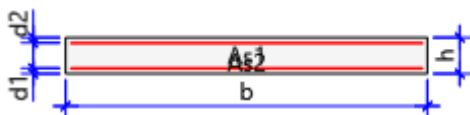
**Wymiary przekroju:**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 = 1,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 1,5 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C12/15**

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 8,571 \text{ MPa};$$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-I St3SX-b**

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 208,696 \text{ MPa};$$

**Zbrojenie:**

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 5 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$$M_{max} = 8,189 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,5 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(1,2 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(40 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k\ max} = 7,594 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 3,668 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 4896,204 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 27,85$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 208,696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -93,654 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -5,689 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_{II} * (h - y_0) + N/A_{II} = 3,532 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

**WNIOSEK:** Warunek SGN jest spełniony  $M_{max}=8,189\text{kNm} > M=8,185\text{kNm}$ . Ze względu na korozję powierzchniową zbrojenia i karbonatyzację betonu, dopuszczalne obciążenie użytkowe płyty stropowej należy zredukować do wartości  $4,00 \text{ kN/m}^2$ .

**8.5. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŻEBRA PŁYTY STROPOWEJ – STROP I PIĘTRA, CZĘŚĆ A**

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność żebra płyty żelbetowej opartego na podciągach, w układzie wieloprzęsłowym w poziomie I piętra, część A, rejon osi 8-9/C-D. Do sprawdzenia przyjęto żebro płyty stropowej zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie RM-Win i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN.

Rozpiętość obliczeniowa  $L_0 = 4,65\text{m}$ , rozstaw co  $2,60\text{m}$  i przekrój  $20 \times 40\text{cm}$ . Przyjęto beton C12/15 i klasę stali zbrojeniowej A-I. Zbrojenie dołem prętami gładkimi  $\varnothing 14$ , 18 i kw.  $12 \times 12$  o sumarycznej powierzchni  $A_s = 9,51\text{cm}^2$ . Otulina zbrojenia wynosi  $35\text{mm}$ .

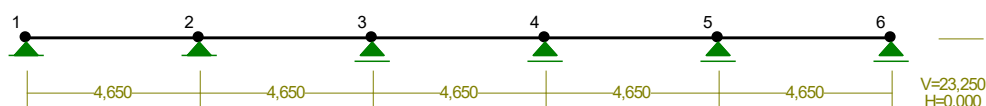
Zestawienie obciążeń charakterystycznych na żebro:

- obciążenia stałe (bez ciężaru własnego belki):  
 $g = 2,02 \times 2,60 = 5,25 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- obciążenie zmienne - użytkowe:  
 $q = 5,00 \times 2,60 = 13,00 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,50$

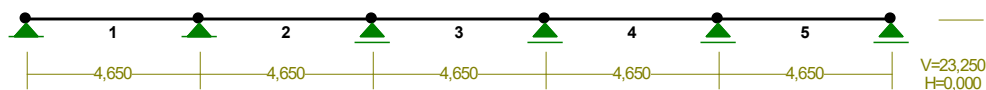
RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

NAZWA: zebro\_A\_Ip

WEZŁY:

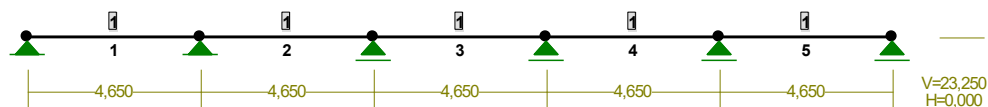


PRĘTY:





## PRZEKROJE PRĘTÓW:



## PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	4,650	0,000	4,650	1,000	1 B 40x20
2	00	1	2	4,650	0,000	4,650	1,000	1 B 40x20
3	00	2	3	4,650	0,000	4,650	1,000	1 B 40x20
4	00	3	4	4,650	0,000	4,650	1,000	1 B 40x20
5	00	4	5	4,650	0,000	4,650	1,000	1 B 40x20

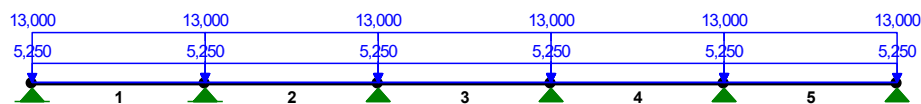
## WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>4</sup> ]	Iy[cm <sup>4</sup> ]	Wg[cm <sup>3</sup> ]	Wd[cm <sup>3</sup> ]	h[cm]	Materiał:
1	800,0	106667	26667	5333	5333	40,0	42 C12/15

## STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
42 C12/15	27	8,600	1,0E-5

## OBCIĄŻENIA:



## OBCIĄŻENIA:

([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	CW	"Ciężar własny"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
Grupa:	A	"warstwy"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	

1	Linowe	0,0	5,250	5,250	0,00	4,65
2	Linowe	0,0	5,250	5,250	0,00	4,65
3	Linowe	0,0	5,250	5,250	0,00	4,65
4	Linowe	0,0	5,250	5,250	0,00	4,65
5	Linowe	0,0	5,250	5,250	0,00	4,65

Grupa: B "uzytkowel" Zmienne  $\gamma_f = 1,50$

1	Linowe	0,0	13,000	13,000	0,00	4,65
3	Linowe	0,0	13,000	13,000	0,00	4,65
5	Linowe	0,0	13,000	13,000	0,00	4,65

Grupa: C "uzytkowe2" Zmienne  $\gamma_f = 1,50$

2	Linowe	0,0	13,000	13,000	0,00	4,65
4	Linowe	0,0	13,000	13,000	0,00	4,65

=====

**W Y N I K I wg PN-EN 1990**

**Teoria I-go rzędu**

**Kombinatoryka obciążeń**

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

=====

**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:**

Grupa:	Znaczenie:	$\gamma_f$ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$ :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"warstwy"	Stałe	1,35/1,00	
B -"uzytkowel"	Zmienne	1 1,50	1/1/1
C -"uzytkowe2"	Zmienne	1 1,50	1/1/1

**RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:**

Grupa obc.: Relacje:

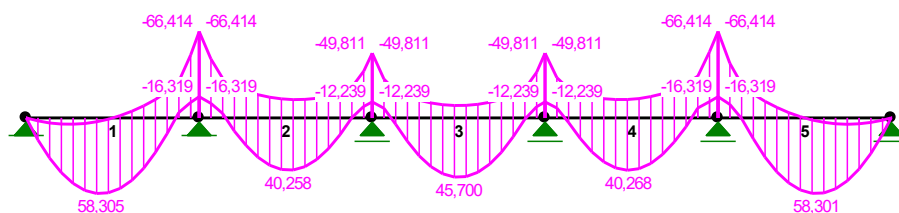
A -"warstwy"	EWENTUALNIE
B -"uzytkowel"	EWENTUALNIE
C -"uzytkowe2"	EWENTUALNIE

**KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:**

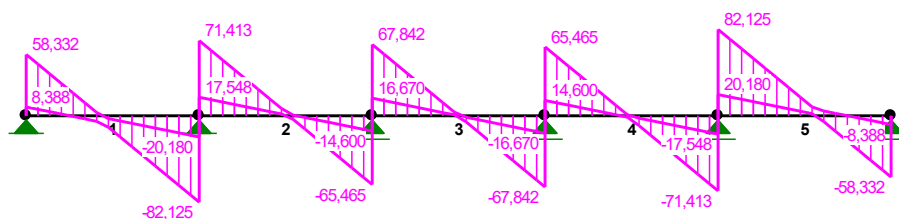
Nr: Specyfikacja:

- |   |              |        |
|---|--------------|--------|
| 1 | ZAWSZE       | : CW+A |
|   | EWENTUALNIE: | B+C    |

## MOMENTY-OBWIEDNIE:



## TNĄCE-OBWIEDNIE:



## SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]: M[kNm]: Q[kN]: N[kN]: Kombinacja obciążeń:

1	2,034	<b>58,287*</b>	-1,030	0,000	CW AB (a)
	4,650	<b>-66,414*</b>	-82,125	0,000	CW ABC (a)
	4,650	-66,414	<b>-82,125*</b>	0,000	CW ABC (a)
	4,650	-66,414	-82,125	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,034	58,287	-1,030	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	4,650	-66,414	-82,125	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,034	58,287	-1,030	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
2	2,325	<b>40,172*</b>	2,378	0,000	CW AC (a)
	0,000	<b>-66,414*</b>	71,413	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-66,414	<b>71,413*</b>	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-66,414	71,413	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,325	40,172	2,378	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
	0,000	-66,414	71,413	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,325	40,172	2,378	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
3	2,325	<b>45,700*</b>	0,000	0,000	CW AB (a)
	4,650	<b>-49,811*</b>	-67,842	0,000	CW ABC (a)
	0,000	<b>-49,811*</b>	67,842	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-33,167	<b>67,842*</b>	0,000	CW AB (a)
	4,650	-49,811	<b>-67,842*</b>	0,000	CW ABC (a)
	4,650	-33,167	-67,842	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	2,325	45,700	0,000	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	4,650	-49,811	-67,842	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	4,650	-33,167	-67,842	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	2,325	45,700	0,000	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	4,650	-49,811	-67,842	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
4	2,325	<b>40,172*</b>	-2,378	0,000	CW AC (a)
	4,650	<b>-66,414*</b>	-71,413	0,000	CW ABC (a)
	4,650	-66,414	<b>-71,413*</b>	0,000	CW ABC (a)



	4,650	-66,414	-71,413	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,325	40,172	-2,378	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
	4,650	-66,414	-71,413	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,325	40,172	-2,378	<b>0,000*</b>	CW AC (a)
5	2,616	<b>58,287*</b>	1,030	0,000	CW AB (a)
	0,000	<b>-66,414*</b>	82,125	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-66,414	<b>82,125*</b>	0,000	CW ABC (a)
	0,000	-66,414	82,125	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,616	58,287	1,030	<b>0,000*</b>	CW AB (a)
	0,000	-66,414	82,125	<b>0,000*</b>	CW ABC (a)
	2,616	58,287	1,030	<b>0,000*</b>	CW AB (a)

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Wzrost:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	<b>0,000*</b>	58,332	58,332		CW AB (a)
	<b>0,000*</b>	55,667	55,667		CW AB (b)
	<b>0,000*</b>	8,388	8,388		cw aC (a)
	<b>0,000*</b>	17,767	17,767		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	15,102	15,102		CW A (b)
	0,000	<b>58,332*</b>	58,332		CW AB (a)
	0,000	<b>55,667*</b>	55,667		CW AB (b)
	0,000	<b>8,388*</b>	8,388		cw aC (a)
	0,000	58,332	<b>58,332*</b>		CW AB (a)
2	<b>0,000*</b>	153,538	153,538		CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	145,898	145,898		CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	37,727	37,727		cw a (a)
	<b>0,000*</b>	50,932	50,932		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	43,292	43,292		CW A (b)
	0,000	<b>153,538*</b>	153,538		CW ABC (a)
	0,000	<b>145,898*</b>	145,898		CW ABC (b)
	0,000	<b>37,727*</b>	37,727		cw a (a)
	0,000	153,538	<b>153,538*</b>		CW ABC (a)
3	<b>0,000*</b>	132,114	132,114		CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	125,540	125,540		CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	32,463	32,463		cw a (a)
	<b>0,000*</b>	43,825	43,825		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	37,251	37,251		CW A (b)
	0,000	<b>132,114*</b>	132,114		CW ABC (a)
	0,000	<b>125,540*</b>	125,540		CW ABC (b)
	0,000	<b>32,463*</b>	32,463		cw a (a)
	0,000	132,114	<b>132,114*</b>		CW ABC (a)
4	<b>0,000*</b>	132,114	132,114		CW ABC (a)
	<b>0,000*</b>	125,540	125,540		CW ABC (b)
	<b>0,000*</b>	32,463	32,463		cw a (a)
	<b>0,000*</b>	43,825	43,825		CW A (a)
	<b>0,000*</b>	37,251	37,251		CW A (b)
	0,000	<b>132,114*</b>	132,114		CW ABC (a)
	0,000	<b>125,540*</b>	125,540		CW ABC (b)
	0,000	<b>32,463*</b>	32,463		cw a (a)
	0,000	132,114	<b>132,114*</b>		CW ABC (a)

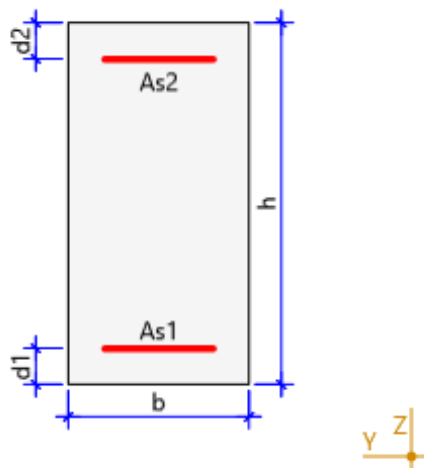
5	0,000*	153,538	153,538	CW ABC (a)
	0,000*	145,898	145,898	CW ABC (b)
	0,000*	37,727	37,727	cw a (a)
	0,000*	50,932	50,932	CW A (a)
	0,000*	43,292	43,292	CW A (b)
	0,000	153,538*	153,538	CW ABC (a)
	0,000	145,898*	145,898	CW ABC (b)
	0,000	37,727*	37,727	cw a (a)
	0,000	153,538	153,538*	CW ABC (a)
6	0,000*	58,332	58,332	CW AB (a)
	0,000*	55,667	55,667	CW AB (b)
	0,000*	8,388	8,388	cw aC (a)
	0,000*	17,767	17,767	CW A (a)
	0,000*	15,102	15,102	CW A (b)
	0,000	58,332*	58,332	CW AB (a)
	0,000	55,667*	55,667	CW AB (b)
	0,000	8,388*	8,388	cw aC (a)
	0,000	58,332	58,332*	CW AB (a)

\* = Wartości ekstremalne

**Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny****Wymiary przekroju:** $b = 20 \text{ cm}$  $h = 40 \text{ cm}$  $d_1 = 4 \text{ cm}$  $d_2 = 4 \text{ cm}$ **Klasa betonu C12/15** $f_{ck} = 12 \text{ MPa};$  $\gamma_c = 1,4;$  $f_{cd} = 8,571 \text{ MPa};$ **Klasa stali zbrojenia podłużnego A-I St3SX-b** $f_{yk} = 240 \text{ MPa};$  $\gamma_s = 1,15;$  $f_{yd} = 208,696 \text{ MPa};$ **Zbrojenie:**Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 9,51 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$   
Ograniczenie szerokości rozwarcia rys  $0,3 \text{ mm}$

### **Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$M_{max} = 59,642 \text{ kNm}$   
 $M_{min} = 0 \text{ kNm}$   
 $\rho = 1,189 \%$   
 $\rho_{min} = 0,12 \%(0,96 \text{ cm}^2)$   
 $\rho_{max} = 4 \%(32 \text{ cm}^2)$

maksymalny moment zginający  
minimalny moment zginający  
stopień zbrojenia  
minimalny stopień zbrojenia  
maksymalny stopień zbrojenia

### **Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$   
 $M_{kmax} = 58,228 \text{ kNm}$   
 $x_{II} = 19,984 \text{ cm}$   
 $I_{II} = 117166,259 \text{ cm}^4$   
 $\alpha_e = 26,22$   
 $\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 208,696 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -208,277 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -9,931 \text{ MPa}$   
 $\sigma_c = M/I_{II} * (h - y_0) + N/A_{II} = 6,072 \text{ MPa}$

maksymalna szerokość rozwarcia rys  
maksymalny moment charakterystyczny  
wysokość strefy ściskanej w fazie II  
moment bezwładności przekroju zarysowanego  
równoważnik betonowy  
naprężenia w stali 1 w fazie II  
naprężenia w stali 2 w fazie II  
naprężenia w betonie w fazie II  
naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

WNIOSKI: Warunek SGN jest spełniony  $M_{max}=59,64\text{kNm} > M=58,31\text{kNm}$ . Ze względu na korozję powierzchniową zbrojenia i karbonatyzację betonu, dopuszczalne obciążenie użytkowe żebra płyty stropowej należy zredukować do wartości  $4,00 \text{ kN/m}^2$ .

## **8.6. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI RAMY ŻELBETOWEJ, CZĘŚĆ A**

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność ramy żelbetowej stanowiącej główną konstrukcję nośną części A budynku. Do sprawdzenia przyjęto przekroje elementów zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropów, ścian i stropodachu oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie RM-Win i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN.

Przyjęto beton C12/15 i klasę stali zbrojeniowej A-I. Przekroje i zbrojenie elementów zostało opisane poniżej, w obliczeniach.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych:

- stropodach 1 - obciążenia stałe (z ciężarem płyty stropowej):  
 $g = (2,95+1,20) \times 4,65 = 19,30 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- stropodach 2 - obciążenia stałe (z ciężarem płyty stropowej):  
 $g = (2,95+2,40) \times 2,325 = 12,44 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- strop - obciążenia stałe (z ciężarem płyty stropowej):



$$g = (2,02 + 2,40) \times 4,65 = 20,55 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$$

- obciążenie zmienne – śnieg 1:

$$q = 0,72 \times 4,65 = 3,35 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie zmienne – śnieg 2:

$$q = 0,72 \times 2,325 = 1,67 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie zmienne - użytkowe:

$$q = 5,00 \times 4,65 = 23,25 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

- ściana wschodnia - obciążenia stałe:

$$P = 10,85 \times 6,20 \times 4,65 \times 0,60 \text{ (okna)} = 187,68 \text{ kN}, \gamma_f = 1,35$$

- ściana zachodnia - obciążenia stałe:

$$P = 8,33 \times 6,20 \times 4,65 \times 0,60 \text{ (okna)} = 144,09 \text{ kN}, \gamma_f = 1,35$$

- obciążenie zmienne – wiatr 1:

$$w = 0,60 \times 4,65 = 2,79 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

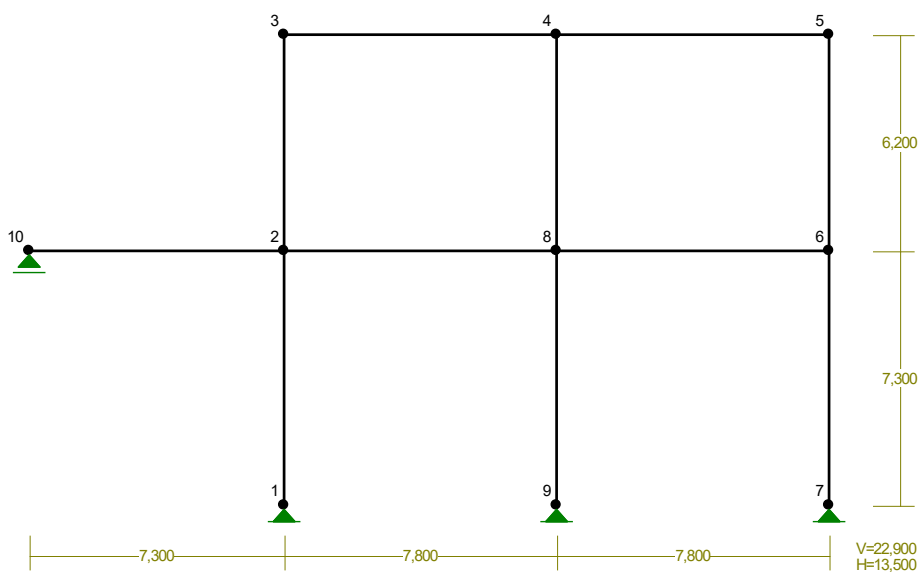
- obciążenie zmienne – wiatr 2:

$$w = -0,35 \times 4,65 = 1,63 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,50$$

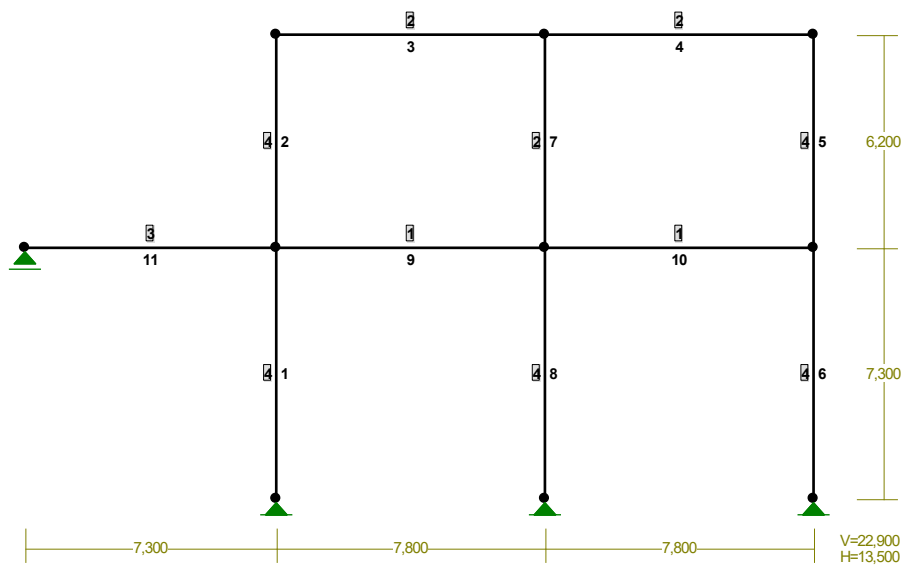
RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

NAZWA: rama\_A

WĘZŁY:



## PRZEKROJE PRĘTÓW:



## PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	0	1	0,000	7,300	7,300	1,000	4 B 80x35
2	00	1	2	0,000	6,200	6,200	1,000	4 B 80x35
3	00	2	3	7,800	0,000	7,800	1,000	2 B 60x35
4	00	3	4	7,800	0,000	7,800	1,000	2 B 60x35
5	00	5	4	0,000	6,200	6,200	1,000	4 B 80x35
6	00	6	5	0,000	7,300	7,300	1,000	4 B 80x35
7	00	7	3	0,000	6,200	6,200	1,000	2 B 60x35
8	00	8	7	0,000	7,300	7,300	1,000	4 B 80x35
9	00	1	7	7,800	0,000	7,800	1,000	1 B 75x35
10	00	7	5	7,800	0,000	7,800	1,000	1 B 75x35
11	00	9	1	7,300	0,000	7,300	1,000	3 B 50x25

## WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

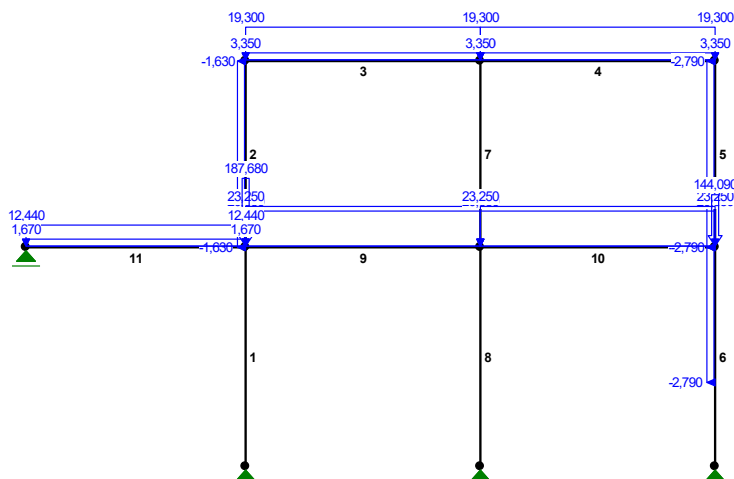
Nr.	A[cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>4</sup> ]	Iy[cm <sup>4</sup> ]	Wg[cm <sup>3</sup> ]	Wd[cm <sup>3</sup> ]	h[cm]	Materiał:
1	2625,0	1230469	267969	32813	32813	75,0	42 C12/15
2	2100,0	630000	214375	21000	21000	60,0	42 C12/15
3	1250,0	260417	65104	10417	10417	50,0	42 C12/15
4	2800,0	1493333	285833	37333	37333	80,0	42 C12/15

## STAŁE MATERIAŁOWE:

Material:      Moduł E:      Napręż.gr.:      AlfaT:  
[kN/mm<sup>2</sup>]      [N/mm<sup>2</sup>]      [1/K]

42 C12/15      27      8,600      1,0E-5

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg) :	P2 (Td) :	a [m] :	b [m] :
<hr/>						
Grupa:	CW	"Ciężar własny"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
Grupa:	A	"stropy"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
3	Liniowe	0,0	19,300	19,300	0,00	7,80
4	Liniowe	0,0	19,300	19,300	0,00	7,80
9	Liniowe	0,0	20,550	20,550	0,00	7,80
10	Liniowe	0,0	20,550	20,550	0,00	7,80
11	Liniowe	0,0	12,440	12,440	0,00	7,30
Grupa:	P	"ściana elewacyjna"		Stałe	$\gamma_f = 1,35/1,00$	
9	Skupione	0,0	187,680		0,00	
10	Skupione	0,0	144,090		7,80	
Grupa:	B	"śnieg"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
3	Liniowe	0,0	3,350	3,350	0,00	7,80
4	Liniowe	0,0	3,350	3,350	0,00	7,80
Grupa:	C	"użytkowe"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
9	Liniowe	0,0	23,250	23,250	0,00	7,80
10	Liniowe	0,0	23,250	23,250	0,00	7,80
Grupa:	D	"śnieg"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
11	Liniowe	0,0	1,670	1,670	0,00	7,30
Grupa:	W	"wiatr"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	



2	Linowe	90,0	-1,630	-1,630	0,00	6,20
5	Linowe	90,0	-2,790	-2,790	0,00	6,20
6	Linowe	90,0	-2,790	-2,790	2,80	7,30

=====

**W Y N I K I wg PN-EN 1990**

**Teoria I-go rzędu**

**Kombinatoryka obciążeń**

RM\_Win v. 11.97 licencja nr 24053

=====

**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:**

Grupa:	Znaczenie:	$\gamma_f$ :	$\psi_0/\psi_1/\psi_2$ :
CW-"Ciężar własny"	Stałe	1,35/1,00	
A -"stropy"	Stałe	1,35/1,00	
P -"ściana elewacyjna"	Stałe	1,35/1,00	
B -"śnieg"	Zmienne	1 1,50	1/1/1
C -"użytkowe"	Zmienne	1 1,50	1/1/1
D -"śnieg"	Zmienne	1 1,50	1/1/1
W -"wiatr"	Zmienne	1 1,50	1/1/1

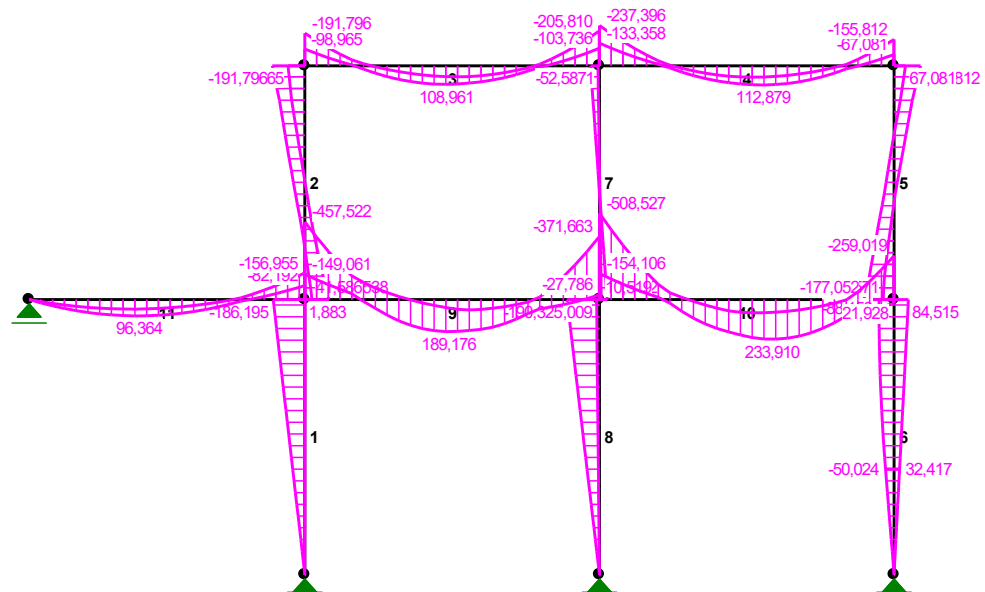
**RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:**

Grupa obc.:	Relacje:
A -"stropy"	EWENTUALNIE
P -"ściana elewacyjna"	EWENTUALNIE
B -"śnieg"	EWENTUALNIE
C -"użytkowe"	EWENTUALNIE
D -"śnieg"	EWENTUALNIE
W -"wiatr"	EWENTUALNIE

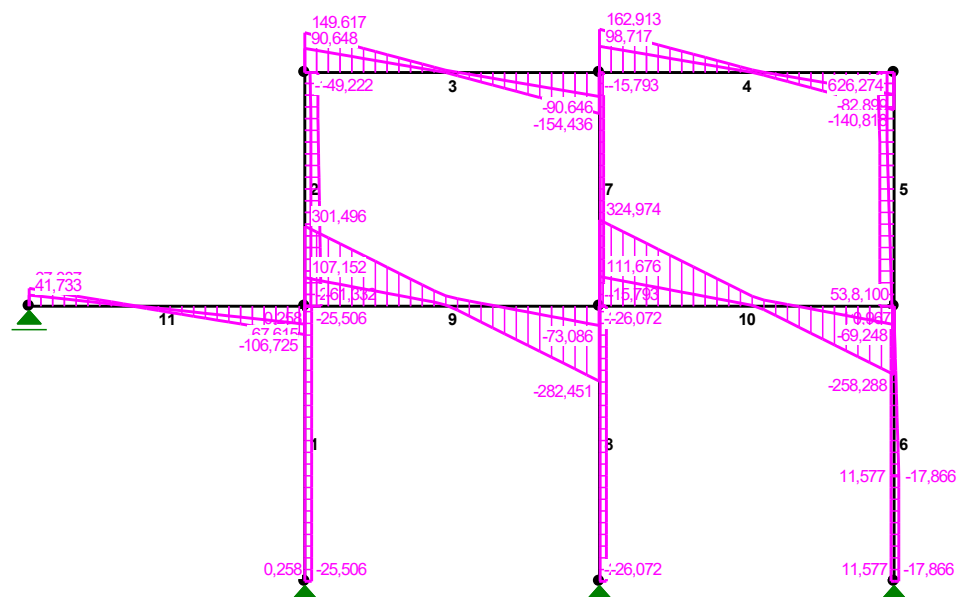
**KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:**

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : CW+A+P EWENTUALNIE: B+C+D+W

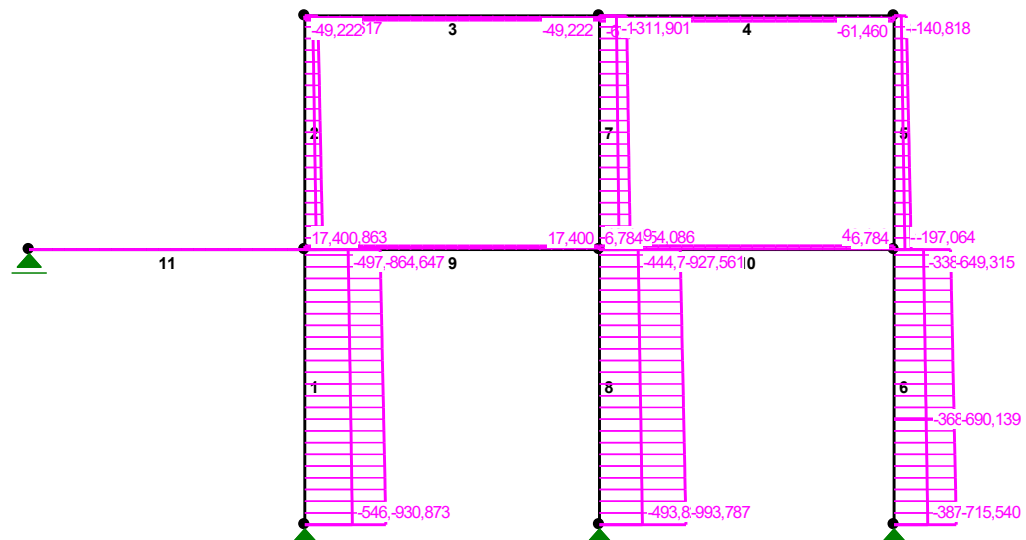
MOMENTY-OBWIEDNIE:



SIŁY PRZESZKÓDZAJĄCE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:

**SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]: M[kNm]: Q[kN]: N[kN]: Kombinacja obciążeń:

1	7,300	<b>1,883*</b>	0,258	-594,176	cw aPBD (a)
	7,300	<b>-186,195*</b>	-25,506	-768,036	CW ApCW (a)
	0,000	0,000	<b>-25,506*</b>	-834,262	CW ApCW (a)
	7,300	-186,195	<b>-25,506*</b>	-768,036	CW ApCW (a)
	7,300	-4,707	-0,645	<b>-497,565*</b>	cw ap (a)
	0,000	0,000	-24,603	<b>-930,873*</b>	CW APBCDW (a)
2	0,000	<b>141,538*</b>	-61,332	-205,808	CW ApBCW (a)
	6,200	<b>-191,796*</b>	-45,348	-149,617	CW ApBCDW (a)
	0,000	141,538	<b>-61,332*</b>	-205,808	CW ApBCW (a)
	6,200	-98,965	-23,506	<b>-90,648*</b>	cw aP (a)
	0,000	136,355	-60,507	<b>-205,863*</b>	CW ApBCDW (a)
3	3,900	<b>108,573*</b>	-6,428	-35,551	CW ApBD (a)
	7,800	<b>-205,810*</b>	-154,436	-36,129	CW APB (a)
	7,800	-205,810	<b>-154,436*</b>	-36,129	CW APB (a)
	0,000	-124,030	96,449	<b>-19,632*</b>	cw aPDW (a)
	3,900	67,014	1,523	<b>-19,632*</b>	cw aPDW (a)
	7,800	-197,393	-151,679	<b>-49,222*</b>	CW ApBC (a)
	3,900	106,045	-3,931	<b>-49,222*</b>	CW ApBC (a)
4	4,388	<b>112,748*</b>	-3,303	-47,754	CW APBDW (a)
	0,000	<b>-237,396*</b>	162,913	-47,754	CW APBDW (a)
	0,000	-237,396	<b>162,913*</b>	-47,754	CW APBDW (a)
	0,000	-141,998	101,561	<b>-26,274*</b>	cw aPD (a)



	4,388	69,326	-5,231	<b>-26,274*</b>	cw aPD (a)
	0,000	-228,756	160,069	<b>-61,460*</b>	CW ApBCW (a)
	4,388	108,911	-6,147	<b>-61,460*</b>	CW ApBCW (a)
5	6,200	<b>155,812*</b>	53,688	-140,818	CW ApBC (a)
	0,000	<b>-177,052*</b>	53,688	-197,064	CW ApBC (a)
	6,200	132,647	<b>61,460*</b>	-135,426	CW ApBCW (a)
	6,200	67,081	34,047	<b>-82,899*</b>	cw aPDW (a)
	0,000	-177,052	53,688	<b>-197,064*</b>	CW ApBC (a)
6	7,300	<b>84,515*</b>	11,577	-580,308	CW ApC (a)
	7,019	<b>-88,154*</b>	-0,210	-409,357	cw aPBDW (a)
	0,000	0,000	<b>-17,866*</b>	-456,523	cw aPBDW (a)
	2,800	-50,024	<b>-17,866*</b>	-437,707	cw aPBDW (a)
	7,300	-85,074	1,374	<b>-338,460*</b>	cw apDW (a)
	0,000	0,000	11,170	<b>-715,540*</b>	CW APBC (a)
7	0,000	<b>45,332*</b>	-15,793	-306,843	CW ApCDW (a)
	6,200	<b>-52,587*</b>	-15,793	-264,658	CW ApCDW (a)
	0,000	45,332	<b>-15,793*</b>	-306,843	CW ApCDW (a)
	6,200	-52,587	<b>-15,793*</b>	-264,658	CW ApCDW (a)
	6,200	-48,145	-14,203	<b>-194,811*</b>	cw apCW (a)
	0,000	15,939	-4,678	<b>-354,086*</b>	CW APBD (a)
8	0,000	<b>0,000*</b>	-26,072	-951,601	CW ApCDW (a)
	0,000	<b>0,000*</b>	-25,039	-493,826	cw apDW (a)
	0,000	<b>0,000*</b>	-3,363	-993,787	CW APBC (a)
	7,300	<b>-190,325*</b>	-26,072	-885,375	CW ApCDW (a)
	0,000	0,000	<b>-26,072*</b>	-951,601	CW ApCDW (a)
	7,300	-190,325	<b>-26,072*</b>	-885,375	CW ApCDW (a)
	7,300	-182,785	-25,039	<b>-444,770*</b>	cw apDW (a)
	0,000	0,000	-3,363	<b>-993,787*</b>	CW APBC (a)
9	3,900	<b>189,088*</b>	-4,676	36,963	CW ApC (a)
	0,000	<b>-457,522*</b>	301,496	35,853	CW ApBCDW (a)
	0,000	-457,522	<b>301,496*</b>	35,853	CW ApBCDW (a)
	7,800	-368,096	-281,393	<b>41,364*</b>	CW ApBC (a)
	3,900	188,450	-4,015	<b>41,364*</b>	CW ApBC (a)
	0,000	-269,805	135,286	<b>17,400*</b>	cw aPDW (a)
	4,875	70,660	4,392	<b>17,400*</b>	cw aPDW (a)
10	4,388	<b>232,736*</b>	12,924	20,975	CW APCDW (a)
	0,000	<b>-508,527*</b>	324,974	20,975	CW APCDW (a)
	0,000	-508,527	<b>324,974*</b>	20,975	CW APCDW (a)
	0,000	-407,919	296,468	<b>42,459*</b>	CW ApBC (a)
	4,388	208,272	-15,582	<b>42,459*</b>	CW ApBC (a)
	0,000	-254,714	140,182	<b>6,784*</b>	cw aPDW (a)
	5,362	110,957	-3,801	<b>6,784*</b>	cw aPDW (a)
11	2,738	<b>96,164*</b>	3,169	0,000	CW APBDW (a)
	7,300	<b>-156,955*</b>	-106,725	0,000	CW ApCD (a)
	7,300	-156,955	<b>-106,725*</b>	0,000	CW ApCD (a)
	7,300	-156,955	-106,725	<b>0,000*</b>	CW ApCD (a)
	2,738	96,164	3,169	<b>0,000*</b>	CW APBDW (a)
	7,300	-156,955	-106,725	<b>0,000*</b>	CW ApCD (a)
	2,738	96,164	3,169	<b>0,000*</b>	CW APBDW (a)

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: "Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	<b>25,506*</b>	834,262	834,651		CW ApCW (a)
	<b>25,346*</b>	761,202	761,624		CW ApCW (b)
	<b>-0,258*</b>	643,232	643,232		cw aPBD (a)
	<b>-0,229*</b>	605,600	605,601		cw aPBD (b)
	24,603	<b>930,873*</b>	931,198		CW APBCDW (a)
	24,473	<b>820,182*</b>	820,547		CW APBCDW (b)
	0,645	<b>546,621*</b>	546,621		cw ap (a)
	24,603	930,873	<b>931,198*</b>		CW APBCDW (a)
7	<b>17,866*</b>	456,523	456,872		cw aPBDW (a)
	<b>17,832*</b>	427,668	428,040		cw aPBDW (b)
	<b>-11,577*</b>	646,534	646,637		CW ApC (a)
	<b>-10,937*</b>	590,215	590,316		CW ApC (b)
	-11,170	<b>715,540*</b>	715,627		CW APBC (a)
	-10,564	<b>630,367*</b>	630,455		CW APBC (b)
	17,458	<b>387,516*</b>	387,909		cw apDW (a)
	-11,170	715,540	<b>715,627*</b>		CW APBC (a)
9	<b>26,072*</b>	951,601	951,958		CW ApCDW (a)
	<b>25,591*</b>	852,102	852,487		CW ApCDW (b)
	<b>2,330*</b>	536,012	536,017		cw aPB (a)
	<b>2,335*</b>	535,341	535,346		cw aPB (b)
	3,363	<b>993,787*</b>	993,793		CW APBC (a)
	2,887	<b>893,617*</b>	893,622		CW APBC (b)
	25,039	<b>493,826*</b>	494,460		cw apDW (a)
	25,682	993,574	<b>993,906*</b>		CW APBCW (a)
10	25,206	893,404	<b>893,760*</b>		CW APBCW (b)
	<b>0,000*</b>	67,087	67,087		CW APBDW (a)
	<b>0,000*</b>	58,402	58,402		CW APBDW (b)
	<b>0,000*</b>	41,733	41,733		cw apC (a)
	<b>0,000*</b>	57,905	57,905		CW AP (a)
	<b>0,000*</b>	49,219	49,219		CW AP (b)
	0,000	<b>67,087*</b>	67,087		CW APBDW (a)
	0,000	<b>58,402*</b>	58,402		CW APBDW (b)
	0,000	<b>41,733*</b>	41,733		cw apC (a)
	0,000	67,087	<b>67,087*</b>		CW APBDW (a)

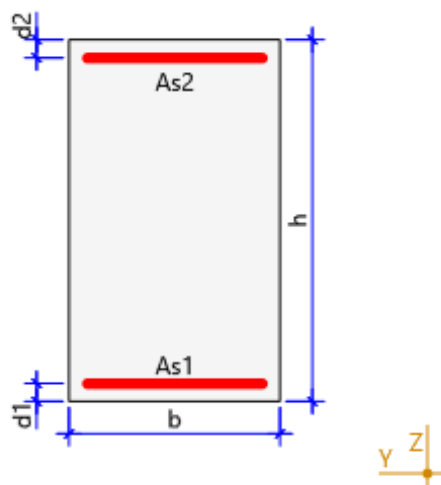
\* = Wartości ekstremalne

**PODCIĄG – STROPODACH****Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny**

**Wymiary przekroju:**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C12/15**

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 8,571 \text{ MPa};$$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-I St3SX-b**

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 208,696 \text{ MPa};$$

**Zbrojenie:**

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 12,96 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$$M_{max} = 141,288 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,617 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(2,52 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(84 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k\ max} = 132,343 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 24,207 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 501769,289 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 24,13$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 208,696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -134,962 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -6,385 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_{II} * (h - y_0) + N/A_{II} = 4,234 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

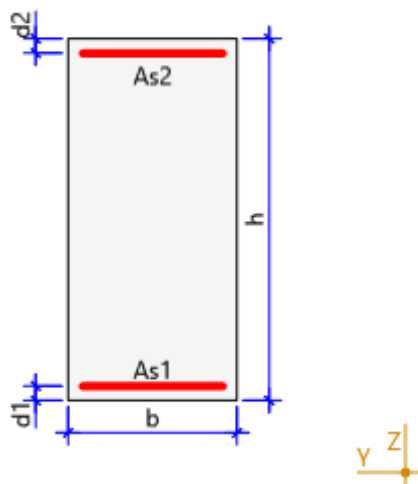
Warunek SGN jest spełniony.  $M_{max} = 141,29 \text{ kNm} > M = 112,88 \text{ kNm}$



**PODCIĄG – STROP****Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny****Wymiary przekroju:**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C12/15**

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 8,571 \text{ MPa};$$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-I St3SX-b**

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 208,696 \text{ MPa};$$

**Zbrojenie:**Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 22,8 \text{ cm}^2$ Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$ 

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$$M_{max} = 303,815 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,869 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(3,15 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(105 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{kmax} = 288,296 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 34,234 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 1242648,216 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 23,82$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 208,696 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -172,601 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -7,942 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 5,156 \text{ MPa}$$

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Warunek SGN jest spełniony.  $M_{\max} = 303,81 \text{ kNm} > M = 233,91 \text{ kNm}$

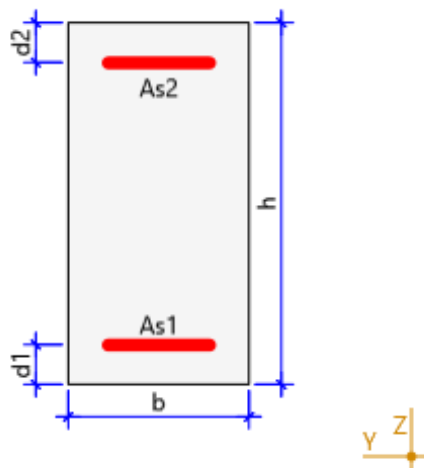
## PODCIĄG – STROPODACH

### Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

### Typ przekroju: Prostokątny



#### Wymiary przekroju:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 5,5 \text{ cm}$$

#### Klasa betonu C12/15

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 8,571 \text{ MPa};$$

#### Klasa stali zbrojenia podłużnego A-I St3SX-b

$$f_{yk} = 240 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 208,696 \text{ MPa};$$

### Zbrojenie:

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 15,2 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

### Rezultaty dla obliczeń SGN:

$$M_{\max} = 117,032 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 1,216 \%$$

$$\rho_{\min} = 0,12 \%(1,5 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{\max} = 4 \%(50 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \max} = 115,062 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 24,684 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 276248,113 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 25,28$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 208,696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -202,031 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -10,281 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 6,311 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

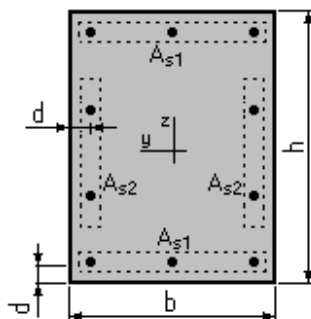
naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Warunek SGN jest spełniony.  $M_{\max} = 117,03 \text{ kNm} > M = 96,36 \text{ kNm}$ **SŁUP ZEWNĘTRZNY, PARTER****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania  
mimośrodowego****Założenia:**

- Beton klasy B15,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 7,3 \text{ (m)}$
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 5,1 \text{ (m)}$
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,30$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**



$$A_{s1} = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 18 = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \phi 18 = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### Założenia obliczeniowe:

Względem Y:

Smukłość słupa

Mimośród statyczny siły podłużnej  $e_s = 20,0 \text{ (cm)}$

Mimośród niezamierzony  $e_n = 2,7 \text{ (cm)}$

Mimośród początkowy  $e_0 = 22,7 \text{ (cm)}$

Siła krytyczna  $N_{kr}$

Mimośród obliczeniowy  $e = \eta \cdot e_0$   $e = 22,7 \text{ (cm)}$

(uwzględniono momenty zginające z obliczeń)

Względem Z:

$\lambda_y = 22,1 < 25$

$e_s = 20,0 \text{ (cm)}$

$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$

$e_0 = 22,7 \text{ (cm)}$

$N_{kr}$

$e = 22,7 \text{ (cm)}$

$\lambda_z = 50,5 > 25$

$e_s = -5,4 \text{ (cm)}$

$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$

$e_0 = 6,6 \text{ (cm)}$

$N_{kr} = 3811,69 \text{ (kN)}$

$e = 9,1 \text{ (cm)}$

**Nośność elementu:  $N_n = 1040,85 \text{ (kN)}$**

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{max} = 1040,85 \text{ kN} > N = 930,87 \text{ kN}$

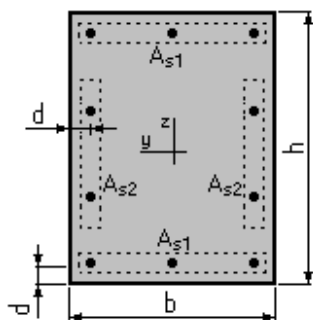
### **SŁUP ZEWNĘTRZNY, I PIĘTRO**

### **Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego**

#### Założenia:

- Beton klasy B15,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 6,2 \text{ (m)}$
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 4,4 \text{ (m)}$
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,30$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

#### Przekrój:



$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**

$$A_{s1} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$5 \phi 18 = 12,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 18 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**Założenia obliczeniowe:**

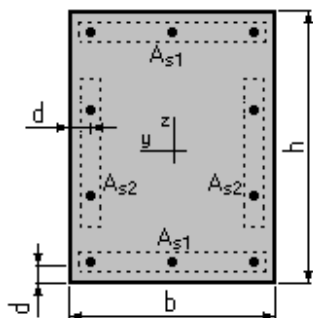
	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 19,1 < 25$	$\lambda_z = 43,5 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 93,2 \text{ (cm)}$	$e_s = -24,3 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 95,9 \text{ (cm)}$	$e_0 = 25,4 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr} = 3392,14 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 95,9 \text{ (cm)}$	$e = 27,2 \text{ (cm)}$
(uwzględniono momenty zginające z obliczeń)		

**Nośność elementu:  $N_n = 216,98 \text{ (kN)}$** 

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{\max} = 216,98 \text{ kN} > N = 205,86 \text{ kN}$

**SŁUP WEWNĘTRZNY, PARTER****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego****Założenia:**

- Beton klasy B15,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 7,3 \text{ (m)}$
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 5,1 \text{ (m)}$
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,30$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$d = 6,0$  (cm)

### Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 18 = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \phi 18 = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 22,1 < 25$	$\lambda_z = 50,5 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 19,2 \text{ (cm)}$	$e_s = -5,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 2,7 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 21,9 \text{ (cm)}$	$e_0 = 6,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr} = 3531,29 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 21,9 \text{ (cm)}$	$e = 9,0 \text{ (cm)}$
(uwzględniono momenty zginające z obliczeń)		

### Nośność elementu: $N_n = 1045,25 \text{ (kN)}$

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{max} = 1045,25 \text{ kN} > N = 993,78 \text{ kN}$

## SŁUP WEWNĘTRZNY, I PIĘTRO

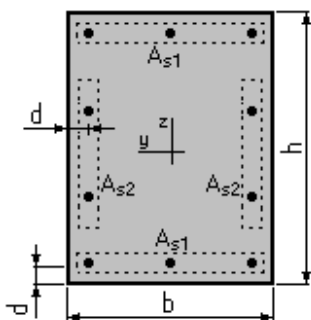
### Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego

#### Założenia:

- Beton klasy B15,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-I  $f_{yk} = 240,0 \text{ (MPa)}$
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 6,2 \text{ (m)}$
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 4,4 \text{ (m)}$
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,35$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób ścisły (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

#### Przekrój:





$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 6,0 \text{ (cm)}$$

### Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$5 \phi 18 = 12,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 18 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 25,4 > 25$	$\lambda_z = 43,5 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 14,1 \text{ (cm)}$	$e_s = -14,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 2,0 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 16,1 \text{ (cm)}$	$e_0 = 15,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr} = 17974,88 \text{ (kN)}$	$N_{kr} = 3070,76 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 16,5 \text{ (cm)}$	$e = 18,1 \text{ (cm)}$
(uwzględniono momenty zginające z obliczeń)		

### Nośność elementu: $N_n = 487,13 \text{ (kN)}$

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{\max} = 487,13 \text{ kN} > N = 354,09 \text{ kN}$

## 8.7. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI ŚCIAN MUROWANYCH, CZĘŚĆ A

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność zewnętrznych ścian budynku, wykonanych z ceramicznej cegły pełnej. Grubość ścian wynosi  $1\frac{1}{2}$  cegły (tj. 41cm bez tynku) i 55cm (tj. 2 cegły bez tynku). Przyjęto obciążenia wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Parametry materiałowe ściany wg pkt. 7 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie Specbud zgodnie z PN-EN.

Wysokość obliczeniowa ścian parteru wynosi 4,30m, a piwnicy 3,00m.

**OBCIĄŻENIA ŚCIAN NOŚNYCH DLA STANU ISTNIEJĄCEGO (WARTOŚCI OBLICZENIOWE)****ŚCIANA SC1 (FILAR) ZEWNĘTRZNY, OŚ 6-7/E**

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOSTKOWY / OBCIĄŻENIE [kN/m <sup>2</sup> ]	WYSOKOŚĆ / DŁUGOŚĆ [m]	SZEROKOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	4,91	3,65	3,50	62,73
- Ściana murowana gr. 41cm	11,25	4,50	1,10	55,69
OBC. PIONOWE NA FILAR :				<b>118,41</b>

**ŚCIANA SC2 (FILAR) ZEWNĘTRZNY, OŚ 1/A-C**

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOSTKOWY / OBCIĄŻENIE [kN/m <sup>2</sup> ]	WYSOKOŚĆ / DŁUGOŚĆ [m]	SZEROKOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	4,91	3,50	4,00	68,74
- Ściana murowana gr. 41cm IIp	9,03	2,90	2,25	58,92
- Strop IIp	12,96	4,50	4,00	233,28
- Ściana murowana gr. 55cm Ip	11,68	3,30	2,25	86,72
- Strop Ip	12,96	4,50	4,00	233,28
- Ściana murowana gr. 55cm PA	14,65	4,50	2,25	148,33
- Strop PA	13,33	4,50	4,00	239,94
- Ściana murowana gr. 55cm PI	14,65	3,00	2,25	98,89
OBC. PIONOWE NA FILAR :				<b>1168,10</b>

**ŚCIANA SC1****DANE:**Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1  
 Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0$  MPa  
 Kategoria wykonania elementu II  
 Zaprawa murarska: zaprawa zwykła klasy M5, przepisana  $\rightarrow f_m = 5,0$  MPa  
 $\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 3,66$  MPa  
 Doraźny sieczny moduł sprężystości (wg Zał. krajowego NA.6)  $E = 3,66$  GPa  
 Końcowy współczynnik pełzania muru  $\varphi_\infty = 1,0$

Geometria:

Typ ściany: Ściana jednowarstwowa  
 Grubość ściany  $t = 41,0$  cm  
 Długość ściany  $l = 110,0$  cm  
 Wysokość ściany  $h = 450,0$  cm  
 Węzeł górny:  
 - strop o konstrukcji belkowej drewnianej, z prawej strony

## Węzeł dolny:

- ława fundamentowa

## Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Obciażenia charakterystyczne:

Obciażenie pionowe stałe z wyższych kondygnacji  $N_{u,Gk} = 50,00$  kN  
 Obciażenie pionowe zmienne z wyższych kondygnacji  $N_{u,Qk} = 0,00$  kN;  $\psi_0 = 1,0$   
 Obciażenie stałe z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Gk} = 0,00$  kN  
 Obciażenie zmienne z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Qk} = 0,00$  kN;  $\psi_0 = 1,0$   
 Ciężar własny charakterystyczny ściany  $G_k = 42,00$  kN

**ZAŁOŻENIA:**

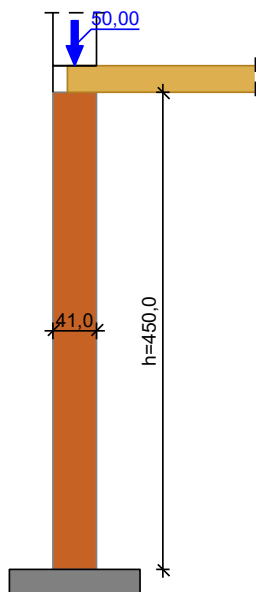
Załącznik krajowy: PN-EN (Polska)

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_M = 2,5$ 

Kombinacje SGN STR utworzono wg tablica A.1.2(B), wzór 6.10a i 6.10b normy EN 1990

**WYNIKI - Ściana obciążona głównie pionowo - metoda podstawowa uproszczona wg EN 1996-1-1, Zał.C**

Warunek nośności u góry ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G $\Phi_1 = 0,900$ ,  $A = 0,451 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$  $N_{1,Ed} = 67,50 \text{ kN} < N_{1,Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 593,45 \text{ kN} \quad (11,4\%)$ 

Warunek nośności w połowie wysokości ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G $\Phi_m = 0,823$ ,  $A = 0,451 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$  $N_{m,Ed} = 95,85 \text{ kN} < N_{m,Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 542,65 \text{ kN} \quad (17,7\%)$ 

Warunek nośności u dołu ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G $\Phi_2 = 0,900$ ,  $A = 0,451 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$  $N_{2,Ed} = 124,20 \text{ kN} < N_{2,Rd} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 593,45 \text{ kN} \quad (20,9\%)$ 

Warunek SGN jest spełniony.

**ŚCIANA SC2-PA****DANE:**Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0 \text{ MPa}$ 

Kategoria wykonania elementu II

Zaprawa murarska: zaprawa zwykła klasy M5, przepisana →  $f_m = 5,0 \text{ MPa}$



→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 3,66 \text{ MPa}$   
Doraźny sieczny moduł sprężystości (wg Zał. krajowego NA.6)  $E = 3,66 \text{ GPa}$   
Końcowy współczynnik pełzania muru  $\varphi_\infty = 1,0$

#### Geometria:

Typ ściany: Ściana jednowarstwowa

Grubość ściany  $t = 55,0 \text{ cm}$

Długość ściany  $l = 150,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany  $h = 450,0 \text{ cm}$

Węzeł górny:

- strop o konstrukcji belkowej drewnianej, z prawej strony

Węzeł dolny:

- strop o konstrukcji belkowej drewnianej, z prawej strony

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

#### Obciążenia charakterystyczne:

Obciążenie pionowe stałe z wyższych kondygnacji  $N_{u,Gk} = 330,00 \text{ kN}$

Obciążenie pionowe zmienne z wyższych kondygnacji  $N_{u,Qk} = 0,00 \text{ kN}; \psi_0 = 1,0$

Obciążenie stałe z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Gk} = 173,00 \text{ kN}$

Obciążenie zmienne z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Qk} = 0,00 \text{ kN}; \psi_0 = 1,0$

Ciężar własny charakterystyczny ściany  $G_k = 110,00 \text{ kN}$

Wiatr z lewej strony - przypadek (i):

Ciśnienie wiatru na powierzchnie zewnętrzną  $w_e = 0,600 \text{ kN/m}; \Psi_0 = 0,6$

Ciśnienie wiatru na powierzchnie wewnętrzną  $w_i = 0,000 \text{ kN/m}; \Psi_0 = 0,6$

Wiatr z lewej strony - przypadek (ii):

Ciśnienie wiatru na powierzchnie zewnętrzną  $w_e = 0,000 \text{ kN/m}; \Psi_0 = 0,6$

Ciśnienie wiatru na powierzchnie wewnętrzną  $w_i = 0,000 \text{ kN/m}; \Psi_0 = 0,6$

#### ZAŁOŻENIA:

Załącznik krajowy: PN-EN (Polska)

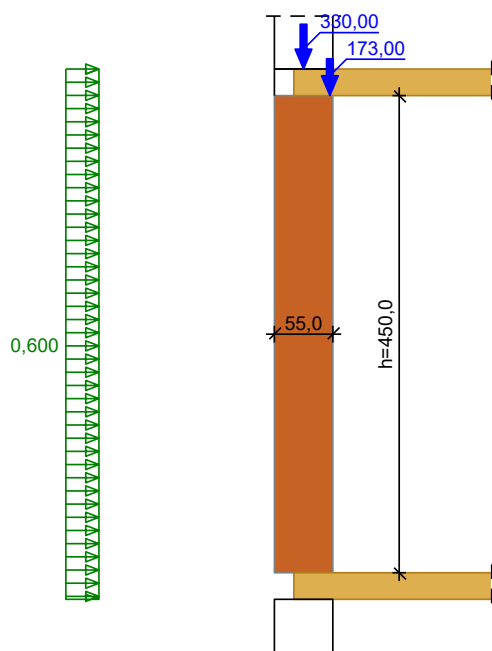
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_M = 2,5$

Kombinacje SGN STR utworzono wg tablica A.1.2(B), wzór 6.10a i 6.10b normy EN 1990

**WYNIKI - Ściana obciążona głównie pionowo - metoda podstawowa uproszczona wg EN 1996-1-1, Zał.C**



Warunek nośności u góry ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G

$\Phi_1 = 0,654$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$

$N_{1,Ed} = 679,05 \text{ kN} < N_{1,Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 788,96 \text{ kN} \quad (86,1\%)$

Warunek nośności w połowie wysokości ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G

$\Phi_m = 0,775$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$

$N_{m,Ed} = 753,30 \text{ kN} < N_{m,Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 934,81 \text{ kN} \quad (80,6\%)$

Warunek nośności u dołu ściany:

decyduje kombinacja: **K1**: 1,35·G

$\Phi_2 = 0,900$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,46 \text{ MPa}$

$N_{2,Ed} = 827,55 \text{ kN} < N_{2,Rd} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 1085,58 \text{ kN} \quad (76,2\%)$

Warunek SGN jest spełniony.

## ŚCIANA SC2-PI

### DANE:

#### Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 15,0 \text{ MPa}$

Kategoria wykonania elementu II

Zaprawa murarska: zaprawa zwykła klasy M5, przepisana  $\rightarrow f_m = 5,0 \text{ MPa}$

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 4,85 \text{ MPa}$

Doraźny sieczny moduł sprężystości (wg Zał. krajowego NA.6)  $E = 4,85 \text{ GPa}$

Końcowy współczynnik pełzania muru  $\varphi_\infty = 1,0$

#### Geometria:

Typ ściany: Ściana jednowarstwowa

Grubość ściany  $t = 55,0 \text{ cm}$

Długość ściany  $l = 150,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany  $h = 300,0 \text{ cm}$

Węzeł górny:

- strop o konstrukcji belkowej drewnianej, z prawej strony

Węzeł dolny:

- ława fundamentowa

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Obciążenia charakterystyczne:

Obciążenie pionowe stałe z wyższych kondygnacji  $N_{u,Gk} = 615,00 \text{ kN}$

Obciążenie pionowe zmienne z wyższych kondygnacji  $N_{u,Qk} = 0,00 \text{ kN}; \psi_0 = 1,0$

Obciążenie stałe z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Gk} = 177,00 \text{ kN}$

Obciążenie zmienne z prawego stropu górnego  $N_{f,4a,Qk} = 0,00 \text{ kN}; \psi_0 = 1,0$

Ciężar własny charakterystyczny ściany  $G_k = 75,00 \text{ kN}$

### ZAŁOŻENIA:

Załącznik krajowy: PN-EN (Polska)

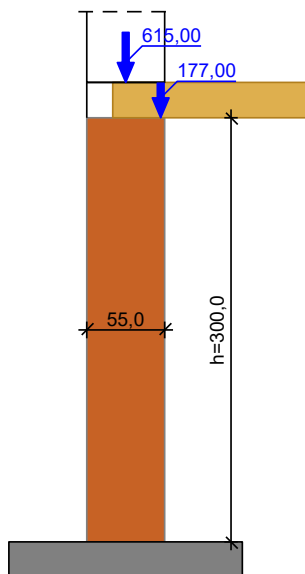
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_M = 2,5$

Kombinacje SGN STR utworzono wg tablica A.1.2(B), wzór 6.10a i 6.10b normy EN 1990

**WYNIKI - Ściana obciążona głównie pionowo - metoda podstawowa uproszczona wg EN 1996-1-1, Zał.C**



Warunek nośności u góry ściany:

decyduje kombinacja: **K1**:  $1,35 \cdot G$

$\Phi_1 = 0,775$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,94 \text{ MPa}$

$N_{1,Ed} = 1069,20 \text{ kN} < N_{1,Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 1241,00 \text{ kN}$  (86,2%)

Warunek nośności w połowie wysokości ściany:

decyduje kombinacja: **K1**:  $1,35 \cdot G$

$\Phi_m = 0,813$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,94 \text{ MPa}$

$N_{m,Ed} = 1119,83 \text{ kN} < N_{m,Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 1302,39 \text{ kN}$  (86,0%)

Warunek nośności u dołu ściany:

decyduje kombinacja: **K1**:  $1,35 \cdot G$

$\Phi_2 = 0,884$ ,  $A = 0,825 \text{ m}^2$ ,  $f_d = f_k/\gamma_M = 1,94 \text{ MPa}$



$$N_{2,Ed} = 1170,45 \text{ kN} < N_{2,Rd} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 1416,05 \text{ kN} \quad (82,7\%)$$

Warunek SGN jest spełniony.

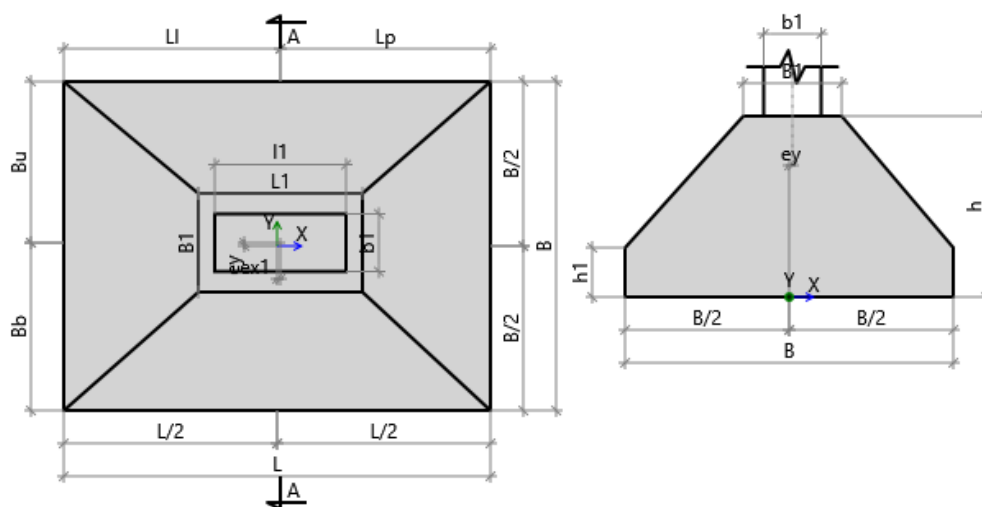
## 8.8. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW, CZĘŚĆ A

W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność fundamentu ramy żelbetowej (stopa skrajna, elewacja zachodnia). Przyjęto na podstawie odkrywek trapezową stopę fundamentową o wymiarach podstawy 2,60x2,00m i wysokości 1,10m oraz  $D_{min}=1,85m$ . Przyjęto obciążenia wg pkt. 8.6 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie Master EC7 zgodnie z PN-EN. Do niniejszej analizy przyjęto, że posadowienie budynku jest na piaskach drobnych o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,50$ .

### Obliczenia dla fundamentu: Stan Graniczny Nośności 1

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

### Geometria fundamentu - Stopa trapezowa



Szerokość fundamentu	B	= 2,00 m
Długość fundamentu	L	= 2,60 m
Wysokość fundamentu	H	= 1,10 m
Szerokość górnej powierzchni	B1	= 0,60 m
Długość górnej powierzchni	L1	= 1,00 m
Wysokość progu	H1	= 0,30 m
Wymiary słupa	I1	= 0,80 m
	b1	= 0,35 m
Pozycja słupa	ex1	= 0,02 m

$$e_y = 0,02 \text{ m}$$

### Profil gruntu

Nr	Name	Z [m]	H [m]	$\gamma_{\text{soil}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [deg]	$C'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$M_{oi}$ [kPa]	$M_i$ [kPa]
1	Piasek drobny	0,00	4,85	17,50	26,50	17,50	30,41	0,00	0,00	62659,42	78324,28

Poziom posadowienia fundamentu

 $z_{FL} = -1,85 \text{ m}$ 

Fundament

monolityczny

#### Weryfikacja nośności gruntu

Krytyczny  
SGN1 $q_{\text{max}} / q_{\text{ult}} = 23\% \text{ Spełnia}$ 

#### Weryfikacja poślizgu

Krytyczny  
SGN1 $H_{xd} / R_{xres} = 0\% \text{ Spełnia}$ 

#### Weryfikacja poślizgu

Krytyczny  
SGN1 $H_{yd} / R_{yres} = 0\% \text{ Spełnia}$ 

#### Weryfikacja obrotu

Krytyczny  
SGN1 $M_{xOT} / M_{xres} = 0\% \text{ Spełnia}$ 

#### Weryfikacja obrotu

Krytyczny  
SGN1 $M_{yOT} / M_{yres} = 0\% \text{ Spełnia}$ 

#### Sprawdzenie wporu (UPL)

Krytyczny  
SGN1 $V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\% \text{ Spełnia}$ 

### Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

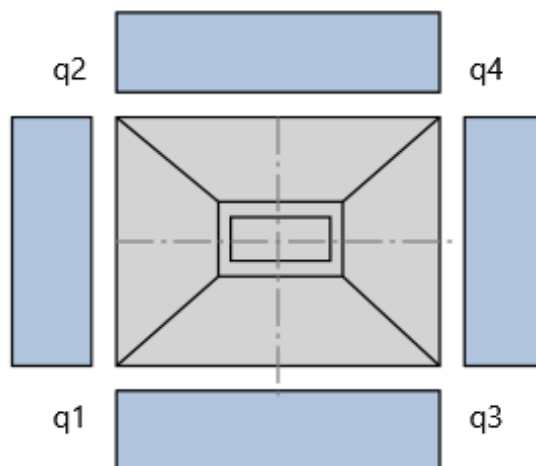
Nazwa	Stan graniczny	$V_A$ [kN]	$H_{xA}$ [kN]	$H_{yA}$ [kN]	$M_{xA}$ [kNm]	$M_{yA}$ [kNm]	$q$ [kPa]
SGN1	SGN	715,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### Weryfikacja nośności gruntu

Krytyczny SGN1

 $q_{\text{max}} / q_{\text{ult}} = 23\% \text{ Spełnia}$ 

Uwaga! Naprężenia są wyznaczane na podstawie powierzchni efektywnej



Maksymalne naprężenie  
Minimalne naprężenie

$$\begin{aligned} q_1 &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \\ q_3 &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \\ q_4 &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 193,13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$A = B \cdot L = 5,20 \text{ m}^2$$

$$V = V_A + V_B + F = 978,50 \text{ kN}$$

$$e_{Tx} = (V_A \cdot e_{x1} + V_B \cdot e_{x2} + M_{xA} + M_{xB} + (H_{xA} + H_{xB}) \cdot H) / V = 0,01 \text{ m}$$

$$e_{Ty} = (V_A \cdot e_y + V_B \cdot e_y + M_{yA} + M_{yB} + (H_{yA} + H_{yB}) \cdot H) / V = 0,01 \text{ m}$$

Wypadkowe obciążenie w rdzeniu podstawy fundamentu

$$\text{abs}(e_{Ty}) / B < 1/3$$

$$\text{abs}(e_{Tx}) / L < 1/3$$

$$B' = \min(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 1,97 \text{ m}$$

$$L' = \max(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 2,57 \text{ m}$$

#### Nośność gruntu dla warunków z odpływem

##### Warstwa gruntu - Piasek drobny

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi')} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2) = 19,28$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi') = 31,15$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 21,46$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \cdot \tan(\varphi'))^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin(\varphi') = 1,39$$

$$s_y = 1 - 0,3 \cdot (B' / L') = 0,77$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,41$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1,57$$

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] = 1,43$$

$$\theta = \text{atan}(H_x / H_y) = 0,00$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta = 1,43$$



$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\varphi'))]^m = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$i_y = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\varphi'))]^{m+1} = 1,00$$

$$q' = 32,38 \text{ kPa}$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ultD} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_i' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma = 1151,56 \text{ kN/m}^2$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ult} = q_{ultD} / \gamma_{R,v} = 822,54 \text{ kN/m}^2$$

**Weryfikacja obrotu****Krytyczny SGN1** **$M_{xOT} / M_{xres} = 0\%$  Spełnia**

$$M_{xO} = M_{xA} + M_{xB} + (H_{yA} + H_{yB}) \cdot h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{xOsoil} = R_{xa} \cdot h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{xOT} = M_{xO} + M_{xOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{xsw} = A \cdot (q_{swt} + q_{soil}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot B/2 = 211,25 \text{ kNm}$$

$$M_{xaxial} = (V_{GA} + V_{GB}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot (B/2 - e_y) = 700,70 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{xres} = M_{xsw} + M_{xaxial} = 911,95 \text{ kNm}$$

**Krytyczny SGN1** **$M_{yOT} / M_{yres} = 0\%$  Spełnia**

$$M_{yO} = M_{yA} + M_{yB} + (H_{xA} + H_{xB}) \cdot h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{yOsoil} = R_{ya} \cdot h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{yOT} = M_{yO} + M_{yOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{ysw} = A \cdot (q_{swt} + q_{soil}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot L/2 = 274,63 \text{ kNm}$$

$$M_{yaxial} = (V_{GA} \cdot \gamma_{FG,pos}) \cdot (L/2 - e_{x1}) + (V_{GB} \cdot \gamma_{FG,pos}) \cdot (L/2 - e_{x2}) = 915,20 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{yres} = M_{ysw} + M_{yaxial} = 1189,83 \text{ kNm}$$

**Sprawdzenie wyporu (UPL)****Krytyczny SGN1** **$V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\%$  Spełnia**

Stabilizujące oddziaływania pionowe

$$G_{stb,d} = V_{G,min} \cdot \gamma_{Gstb} = 190,13 \text{ kN}$$

Destabilizujące oddziaływania pionowe

$$V_{dst,d} = \max(-V + \gamma_w \cdot \min(h_{FL} - h_{WL}, 0) \cdot A; \gamma_w \cdot \max(h_{FL} - h_{WL}, 0) \cdot A) = 0,00 \text{ kN}$$

Warunek SGN jest spełniony.

## 8.9. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU PARTERU, CZĘŚĆ B

W analizie obliczeniowej sprawdzono płyty żelbetowej oraz podciągów i żeber w stropie parteru (strop nad piwnicą). Do sprawdzenia przyjęto przekroje elementów zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. podciąg o przekroju 35x70cm w osiach cyfrowych, podciąg o przekroju 35x55cm w osiach literowych, płyta gr. 17cm, słupy wewnętrzne o przekroju 35x45cm, słupy zewnętrzne o przekroju 35x40cm. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu i ścian oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie ABC Płyta 6.23 i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN. Zamodelowano fragment stropu dla określenia sił wewnętrznych w wybranych elementach i obliczenia wartości dopuszczalnego obciążenia użytkowego stropu.

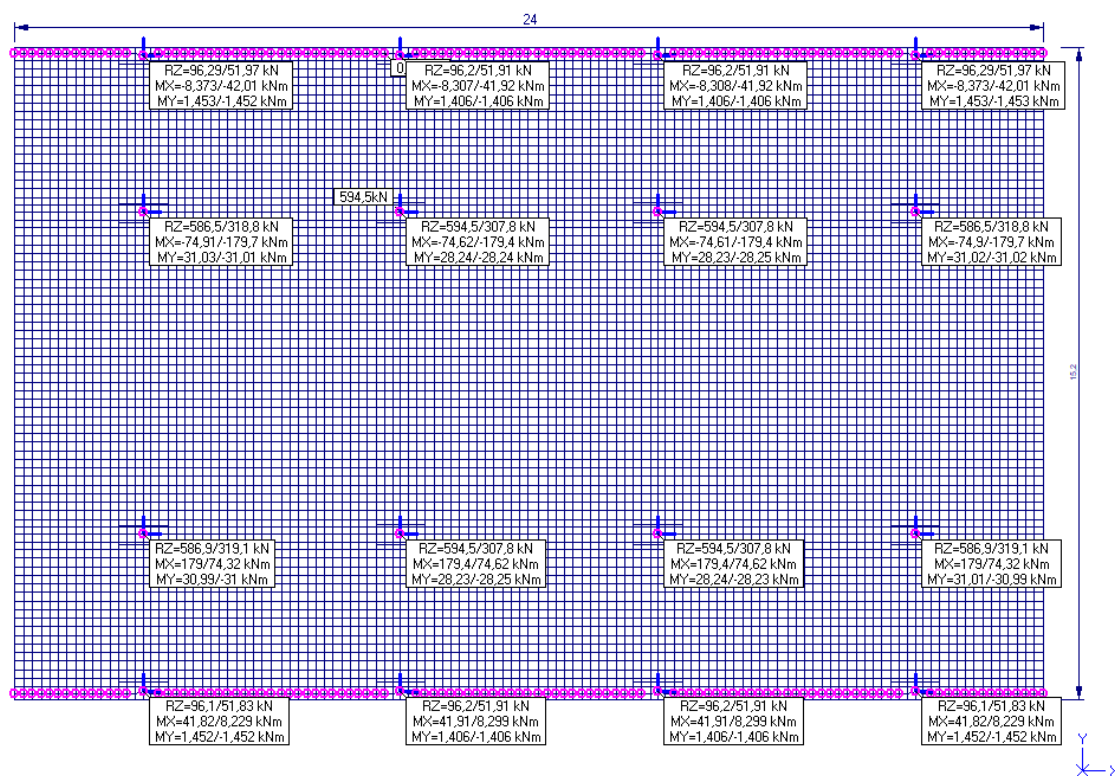
Przyjęto beton C16/20 i klasę stali zbrojeniowej A-III. Przekroje i zbrojenie elementów zostało opisane poniżej, w obliczeniach.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych:

- Warstwy - obciążenia stałe:  
 $g = 3,87 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- obciążenie zmienne - użytkowe:  
 $q = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1,50$
- ściana elewacyjna - obciążenia stałe:  
 $P = 4,20 \times 3,80 \times 0,70 \text{ (okna)} = 11,2 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$

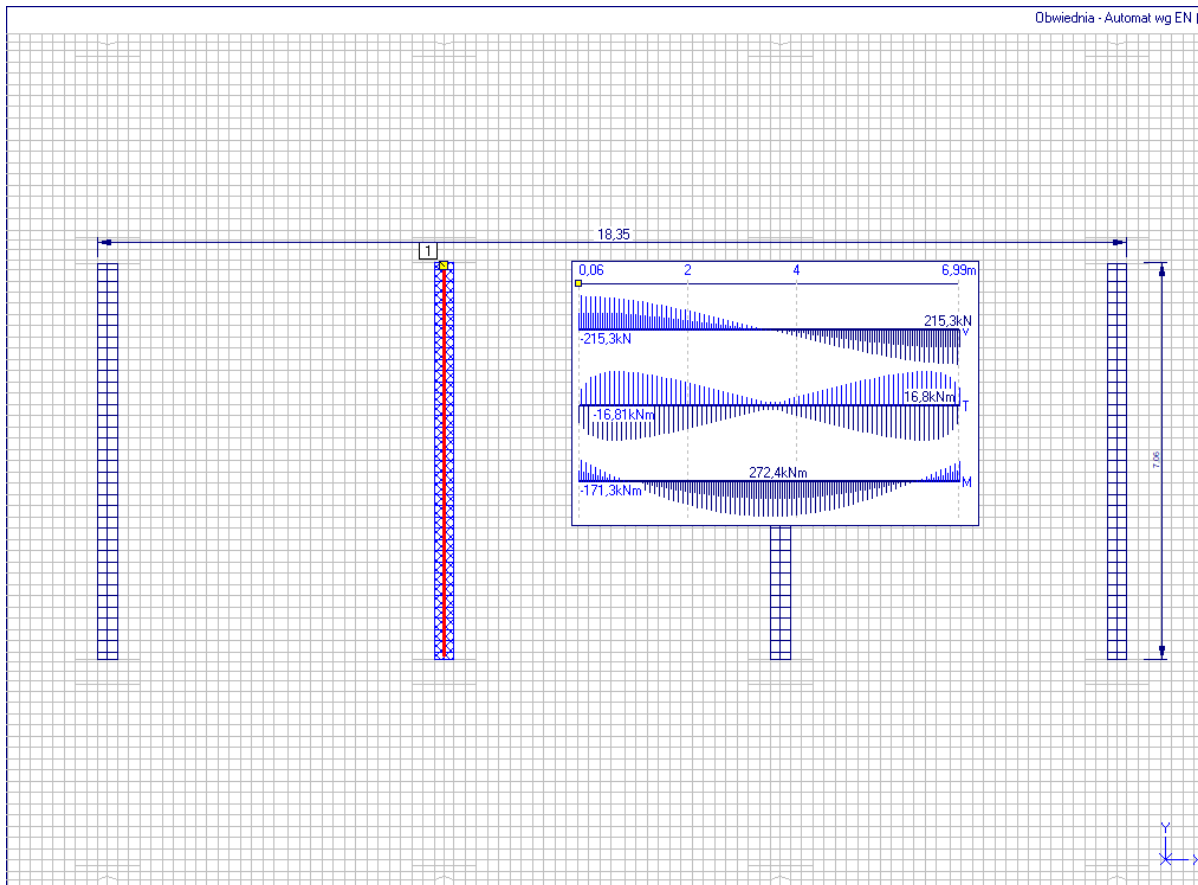
Reakcje: Z  
Suma: Z=6884/3690kN  
Suma odczytanych: Z=5494/2922kN; Xx=551,9/555,2kNm; Yy=248,4/248,4kNm

Obwiednia - Automat wg EN ()



[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

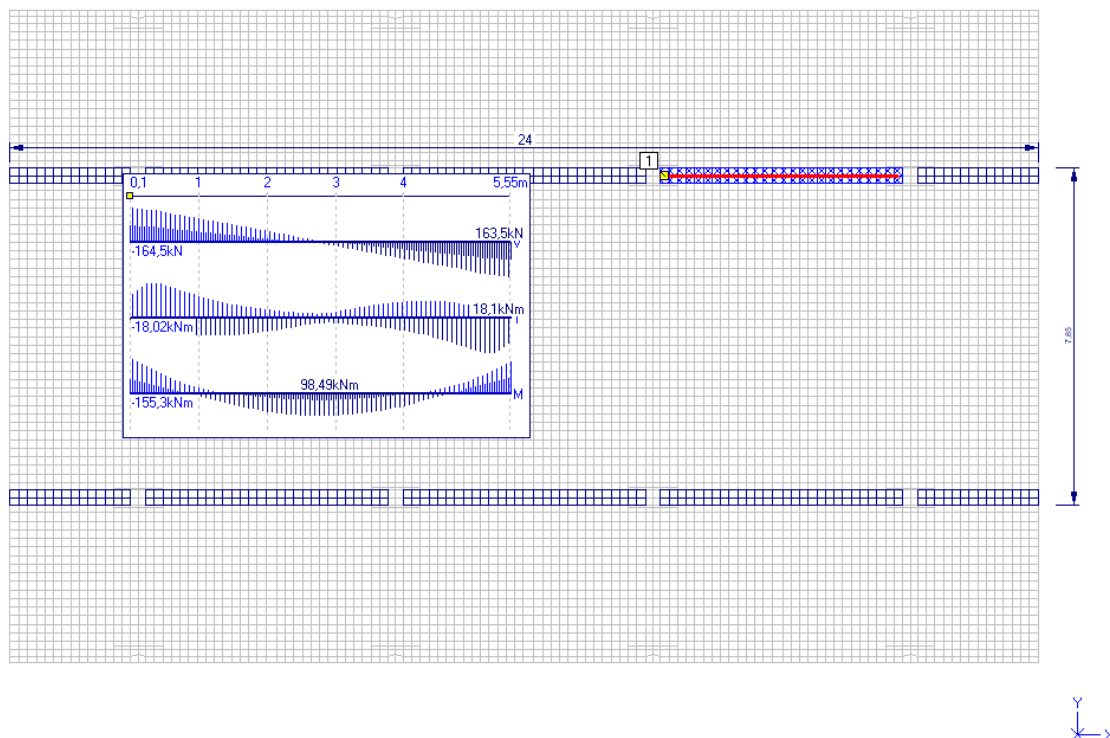


[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)



Obwiednia - Automat wg EN ()



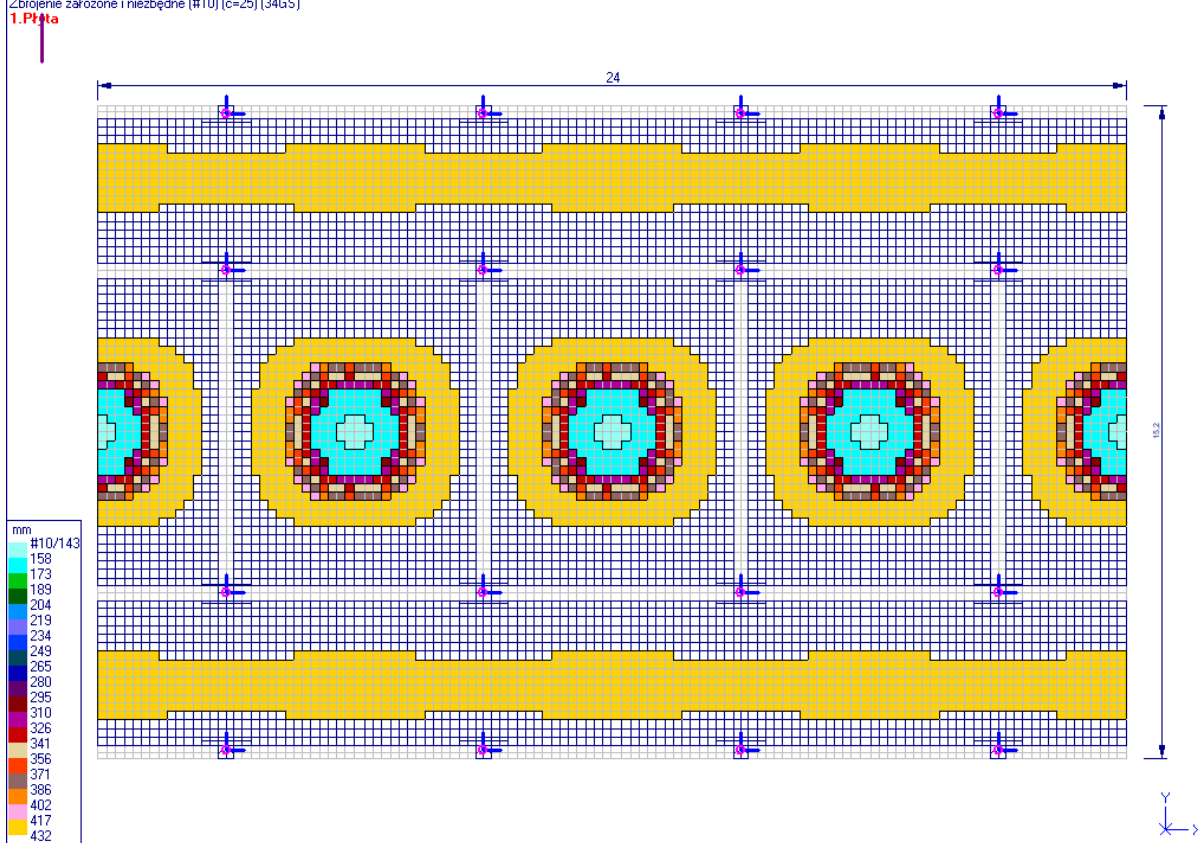
[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek Y  
Zbrojenie założone i niezbędne (#10) (c=25) (34GS)  
**1. Płyta**

PN-EN 1992\_1\_1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN ()



[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2

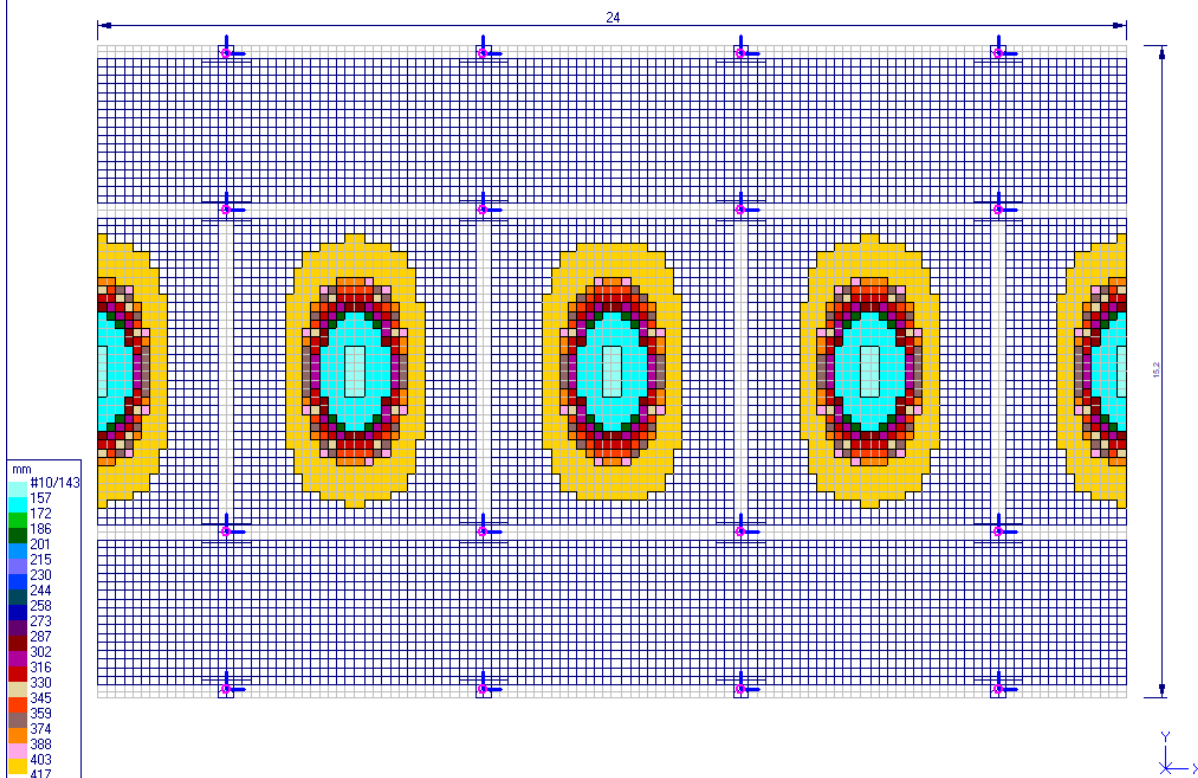
Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek X  
Zbrojenie założone i niezbędne (#10) [c=20] [34G5]

PN-EN 1992\_1\_1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN (I)

1. Płyta



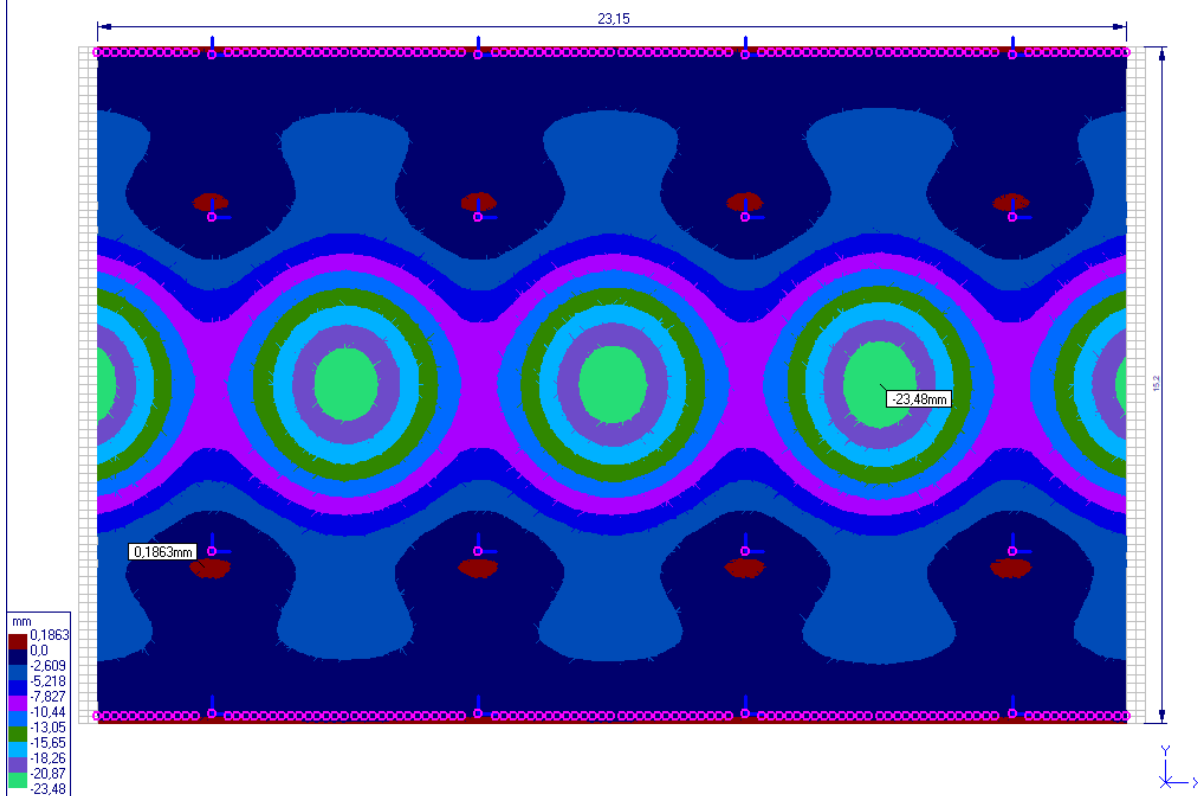
[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

Ugięcia Z mm - Błąd: 2.82%

Suma ugięć iteracyjnych i od skurczu

Wariant: 1 (11.Do rys/ugięć)



[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pi\_w2\_U

(ugięcia zarysowanej płyty)

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

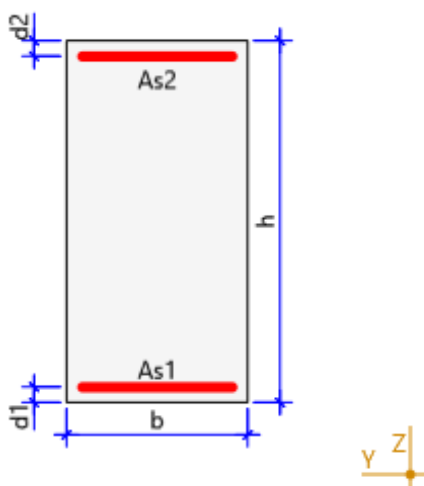
**PŁYTA STROPOWA W OSIACH C'-E'**

WNIOSKI: Warunek SGN i SGU jest spełniony. Zbrojenie stwierdzone w odkrywkach: oś X #10 i #16 naprzemiennie co 16cm oraz oś Y #10 co 18cm jest większe od wymaganego. Lokalnie występuje jedynie niedobór zbrojenia na kierunku Y ze względu na SGU (rysy), powodując zarysowanie o maksymalnej rozwarości 0,34 (dopuszczalna szerokość rys wg PN-EN 1992-1-1:2008 wynosi 0,40).

**PODCIĄG 35x70cm****Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny****Wymiary przekroju:**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C16/20**

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS**

$$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$$

**Zbrojenie:**

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 18,84 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$$M_{max} = 392,074 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,769 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(2,94 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(98 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**



Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \max} = 384,687 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 29,185 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 853675,437 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 20,92$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -246,871 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -13,151 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 8,722 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

WNIOSEK: Warunek SGN jest spełniony  $M_{\max} = 392,07 \text{ kNm} > M = 272,4 \text{ kNm}$ .

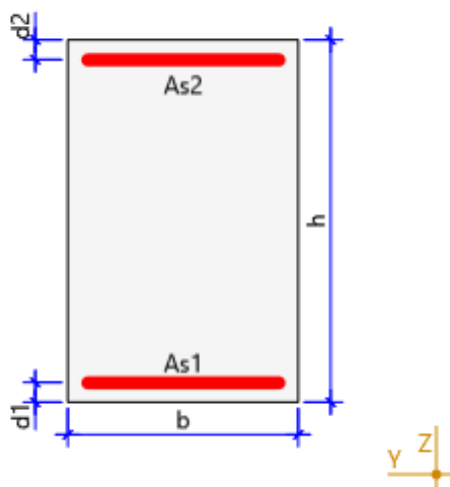
## PODCIĄG 35x55cm

### Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

### Typ przekroju: Prostokątny



#### Wymiary przekroju:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

#### Klasa betonu C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$$

#### Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS

$$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$$

### Zbrojenie:

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

### Rezultaty dla obliczeń SGN:

$$M_{\max} = 207,093 \text{ kNm}$$

maksymalny moment zginający

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,652 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(2,31 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(77 \text{ cm}^2)$$

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

### **Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \max} = 200,701 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 21,54 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 363902,18 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 21,22$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -216,995 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -11,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 7,864 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

**WNIOSKI:** Warunek SGN jest spełniony  $M_{\max}=207,09\text{kNm} > M=98,49\text{kNm}$ .

## **8.10. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU I PIĘTRA, CZĘŚĆ B**

W analizie obliczeniowej sprawdzono płyty żelbetowej oraz podciągów i żeber w stropie I piętra (strop nad parterem). Do sprawdzenia przyjęto przekroje elementów zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. podciągi o przekroju 35x70cm w osiach cyfrowych, podciągi o przekroju 35x55cm w osiach literowych, płyta gr. 17cm, słupy wewnętrzne o przekroju 35x45cm, słupy zewnętrzne o przekroju 35x40cm. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu i ścian oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie ABC Płyta 6.23 i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN. Zamodelowano fragment stropu dla określenia sił wewnętrznych w wybranych elementach i obliczenia wartości dopuszczalnego obciążenia użytkowego stropu.

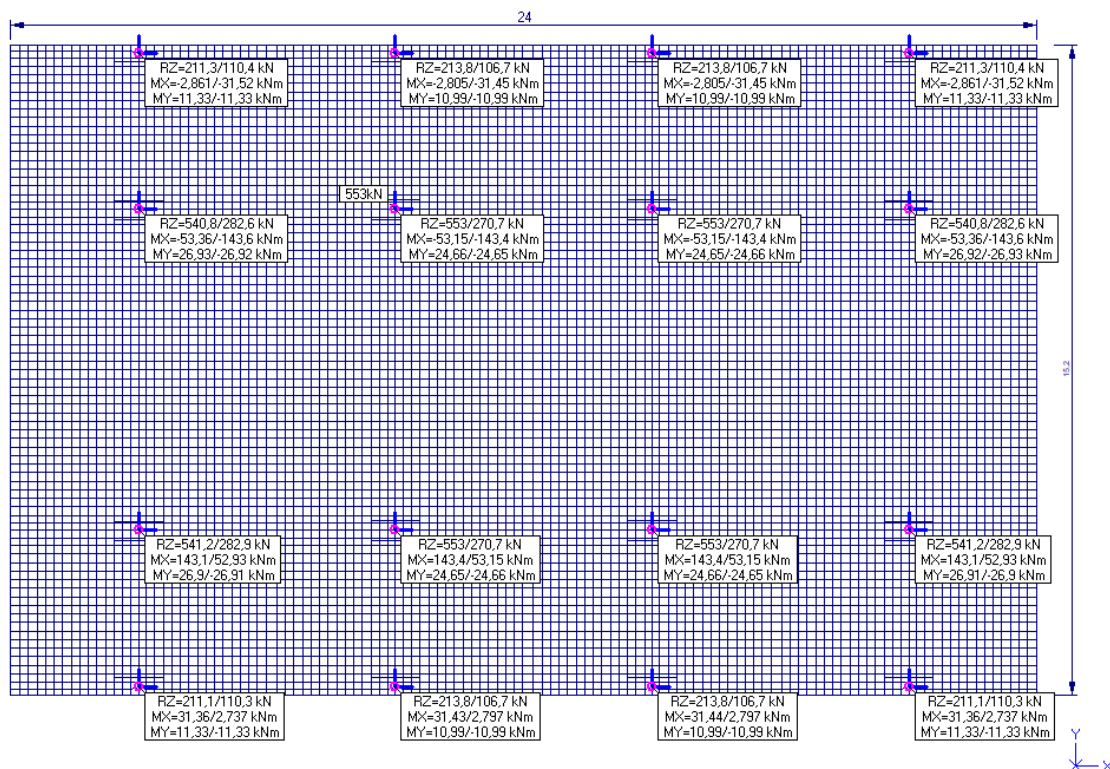
Przyjęto beton C16/20 i klasę stali zbrojeniowej A-III. Przekroje i zbrojenie elementów zostało opisane poniżej, w obliczeniach.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych:

- Warstwy - obciążenia stałe:  
 $g = 2,81 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1,35$
- obciążenie zmienne - użytkowe:  
 $q = 3,50 \text{ kN/m}^2, \gamma_f = 1,50$
- ściana elewacyjna - obciążenia stałe:  
 $P = 2,15 \times 4,20 \times 0,70 \text{ (okna)} = 6,32 \text{ kN/m}, \gamma_f = 1,35$

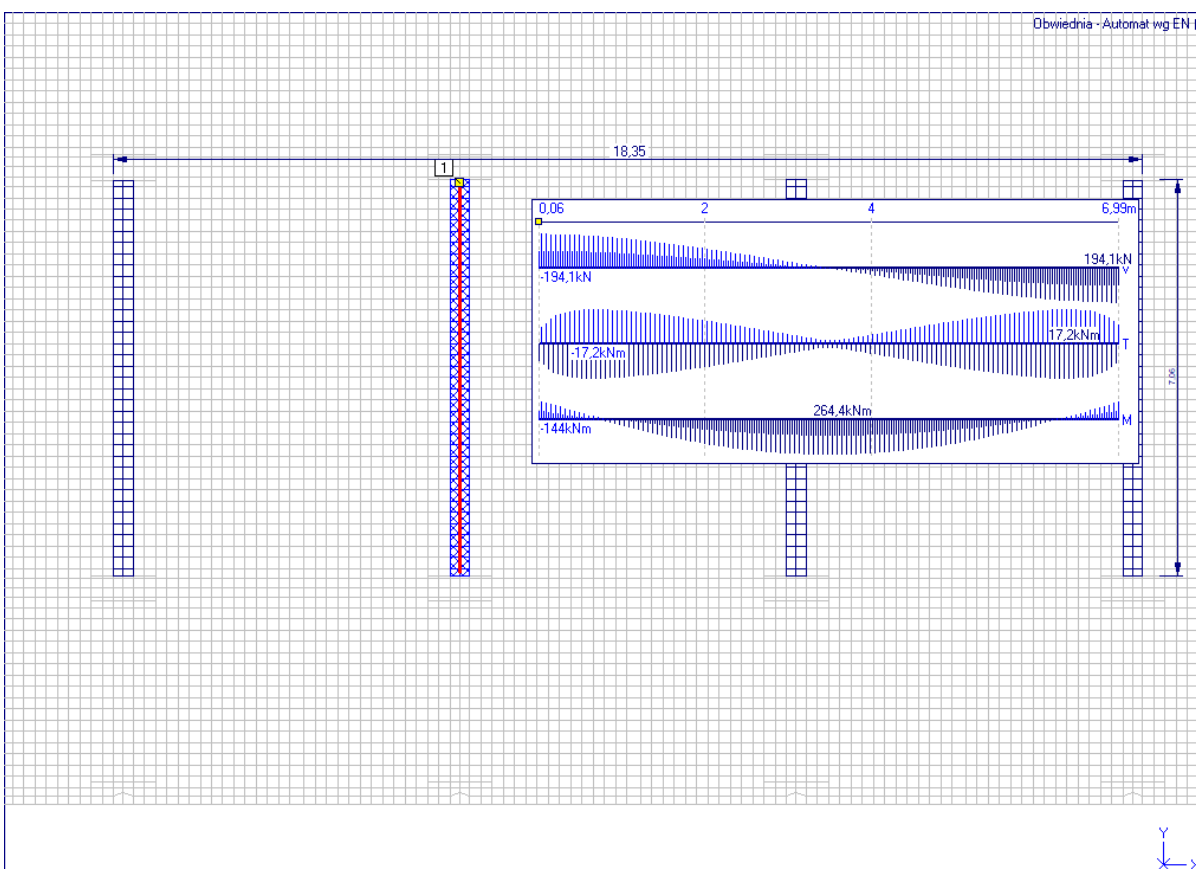
Reakcje: Z  
Suma: Z=6076/3082kN  
Suma odczytanych: Z=6076/3082kN; Xx=474,2/-476,7kNm; Yy=295,6/-295,6kNm

Obwiednia - Automat wg EN ()



[24.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pa\_w2

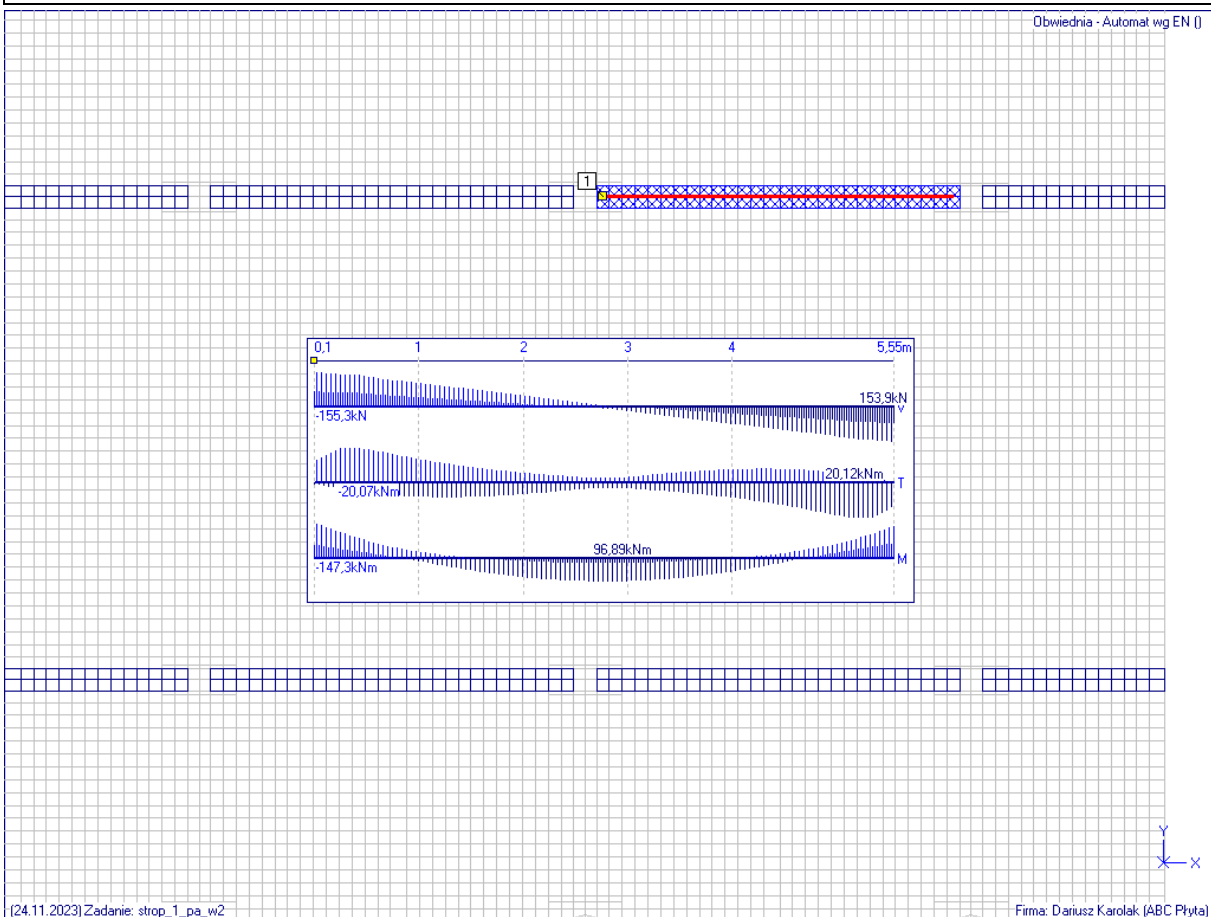
Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)



[24.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pa\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

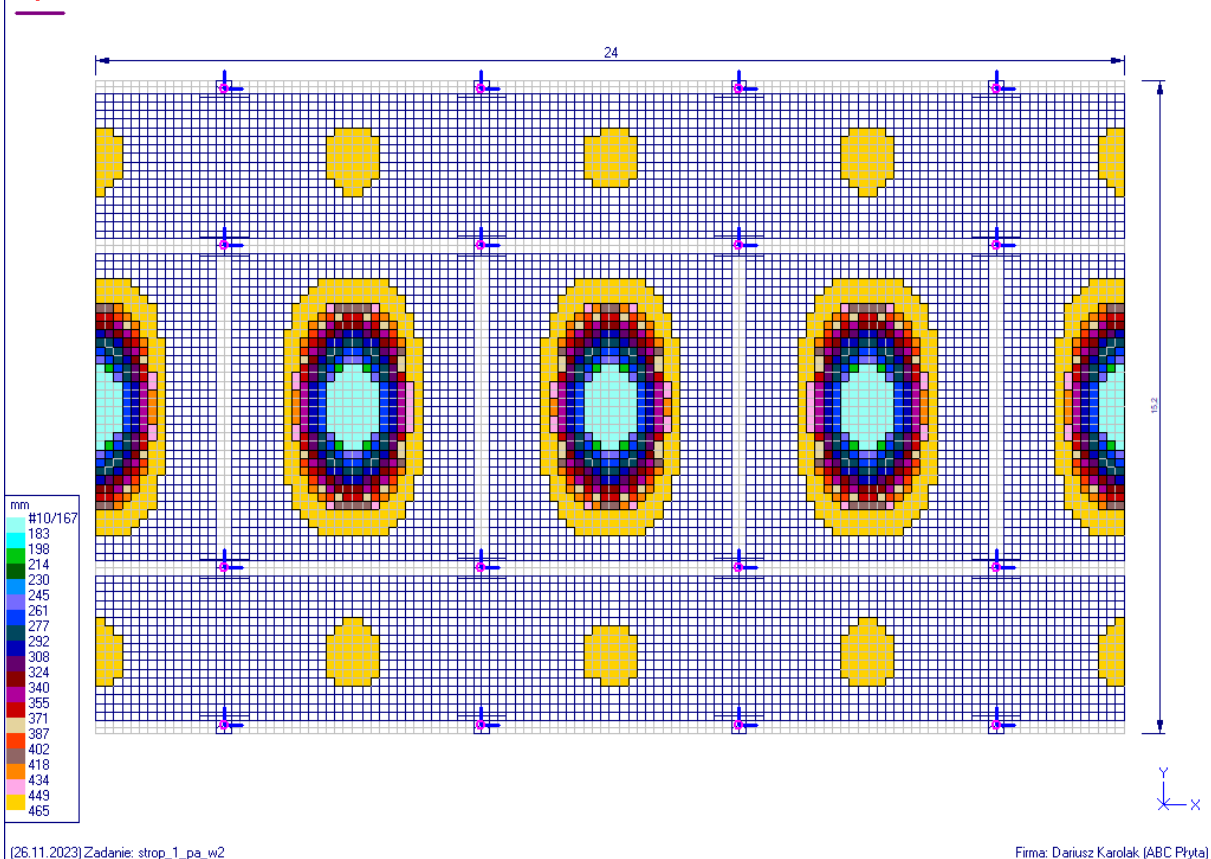




Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek X  
Zbrojenie założone i niezbędne (#10) (c=35) (34GS)  
**1.Płyta**

PN-EN 1992-1-1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN ()

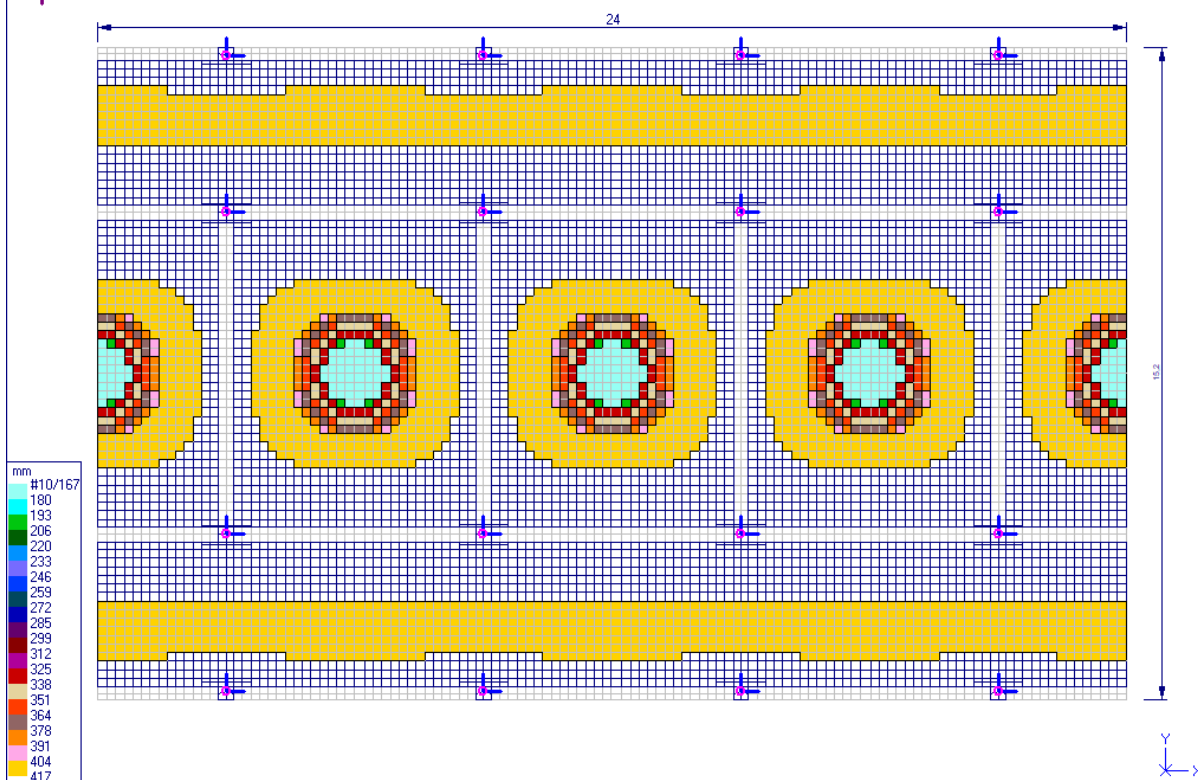


Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek Y  
Zbrojenie założone i niezbędne (#10) [c=20] [34G5]

PN-EN 1992\_1\_1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN ()

1. Płyta



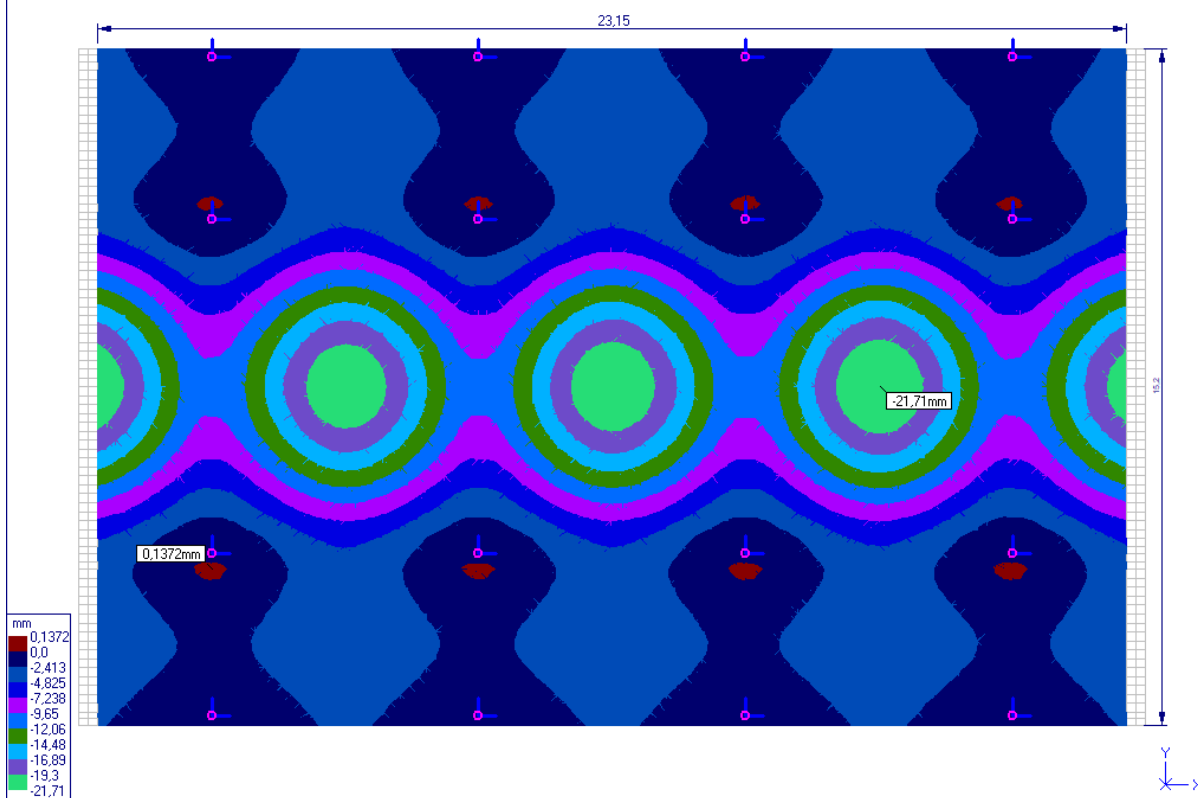
[26.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pa\_w2

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

Ugięcia Z mm - Błąd: 4.94%

Suma ugięć iteracyjnych i od skurczu

Wariant: 1 (11.Do rys/ugięć)



[24.11.2023] Zadanie: strop\_1\_pa\_w2\_U

(ugięcia zarysowanej płyty)

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

**PŁYTA STROPOWA W OSIACH C'-E'**

WNIOSEK: Warunek SGN i SGU jest spełniony. Zbrojenie stwierdzone w odkrywkach: oś X #10 i #16 naprzemiennie co 16cm oraz oś Y #10 i #16 naprzemiennie co 22cm jest większe od wymaganego.

**PODCIĄG 35x70cm****Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

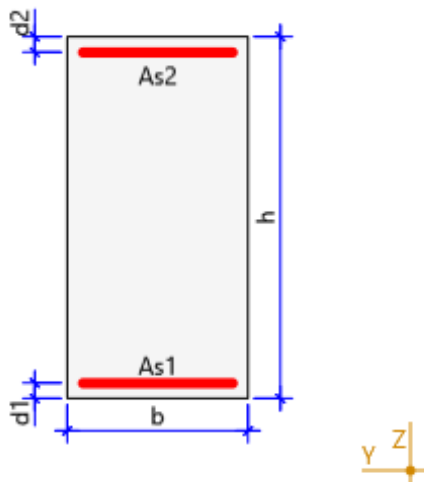
**Typ przekroju: Prostokątny****Wymiary przekroju:**

$b = 35 \text{ cm}$

$h = 70 \text{ cm}$

$d_1 = 3 \text{ cm}$

$d_2 = 3 \text{ cm}$

**Klasa betonu C16/20**

$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$

$\gamma_c = 1,4;$

$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS**

$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$

$\gamma_s = 1,15;$

$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$

**Zbrojenie:**

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$M_{max} = 273,737 \text{ kNm}$

$M_{min} = 0 \text{ kNm}$

$\rho = 0,513 \%$

$\rho_{min} = 0,12 \%(2,94 \text{ cm}^2)$

$\rho_{max} = 4 \%(98 \text{ cm}^2)$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1



$$w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \max} = 262,574 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 25,087 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 645830,11 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 20,92$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -187,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -10,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_{II} * (h - y_0) + N/A_{II} = 6,736 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

WNIOSKI: Warunek SGN jest spełniony  $M_{\max}=273,74\text{kNm} > M=264,4\text{kNm}$ .

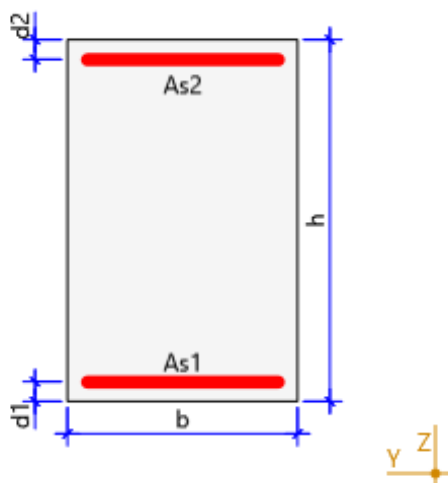
## PODCIĄG 35x55cm

### Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

### Typ przekroju: Prostokątny



#### Wymiary przekroju:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

#### Klasa betonu C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$$

#### Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS

$$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$$

### Zbrojenie:

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 10,18 \text{ cm}^2$ Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$ 

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

### Rezultaty dla obliczeń SGN:

$$M_{\max} = 171,552 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0 \text{ kNm}$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

$$\rho = 0,529 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(2,31 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(77 \text{ cm}^2)$$

stopień zbrojenia  
minimalny stopień zbrojenia  
maksymalny stopień zbrojenia

### **Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \max} = 164,647 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 19,905 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 314549,577 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 21,22$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -187,789 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -10,419 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 6,847 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys  
maksymalny moment charakterystyczny  
wysokość strefy ściskanej w fazie II  
moment bezwładności przekroju zarysowanego  
równoważnik betonowy  
naprężenia w stali 1 w fazie II  
naprężenia w stali 2 w fazie II  
naprężenia w betonie w fazie II  
naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

WNIOSEK: Warunek SGN jest spełniony  $M_{\max}=171,55\text{kNm} > M=96,89\text{kNm}$ .

## **8.11. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI STROPU II PIĘTRA, CZĘŚĆ B**

W analizie obliczeniowej sprawdzono płyty żelbetowej oraz podciągów i żeber w stropie II piętra (strop nad I piętrem). Do sprawdzenia przyjęto przekroje elementów zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. podciąg o przekroju 35x70cm w osiach cyfrowych, podciąg o przekroju 35x55cm w osiach literowych, płyta gr. 17cm, słupy wewnętrzne o przekroju 35x45cm, słupy zewnętrzne o przekroju 35x40cm. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu i ścian oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie ABC Płyta 6.23 i Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN. Zamodelowano fragment stropu dla określenia sił wewnętrznych w wybranych elementach i obliczenia wartości dopuszczalnego obciążenia użytkowego stropu.

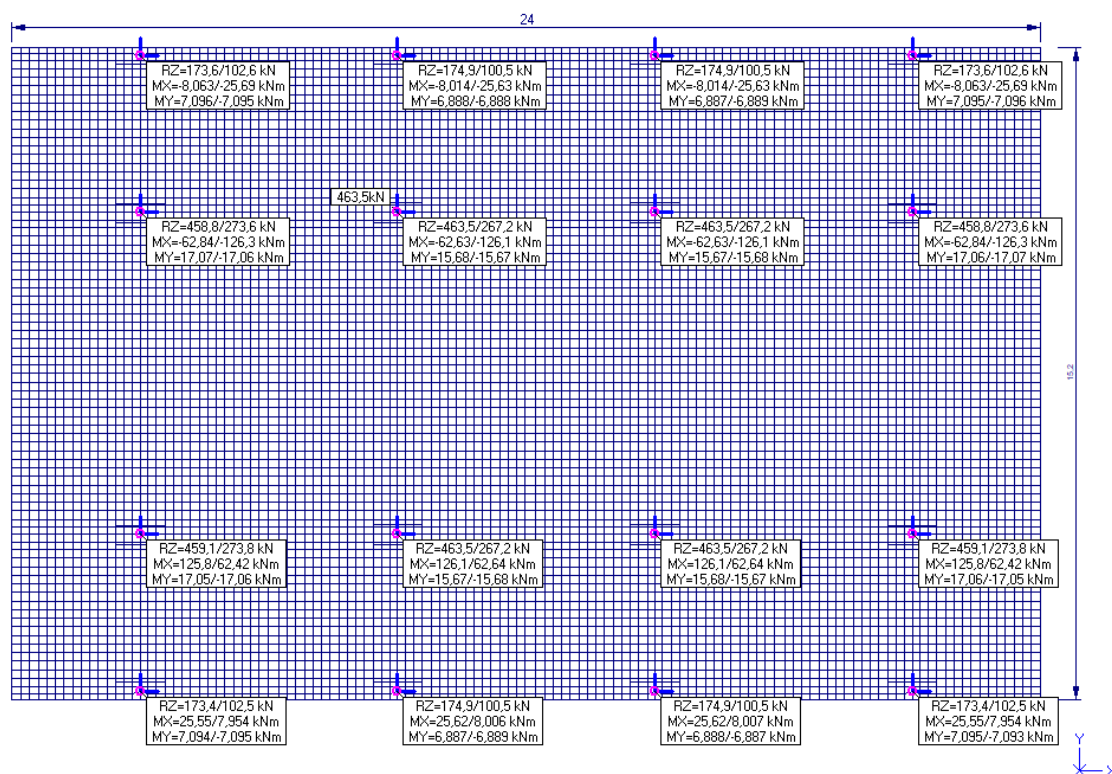
Przyjęto beton C16/20 i klasę stali zbrojeniowej A-III. Przekroje i zbrojenie elementów zostało opisane poniżej, w obliczeniach.

Zestawienie obciążeń charakterystycznych:

- Warstwy - obciążenia stałe:  
 $g = 2,43 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1,35$
- obciążenie zmienne - użytkowe:  
 $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_f = 1,50$
- ściana elewacyjna - obciążenia stałe:  
 $P = 2,15 \times 2,90 \times 0,70 \text{ (okna)} = 4,36 \text{ kN/m}$ ,  $\gamma_f = 1,35$

Reakcje: Z  
Suma: Z=5083/2976kN  
Suma odczytanych: Z=5083/2976kN; Xx=323/-325,5kNm; Yy=186,9/-186,9kNm

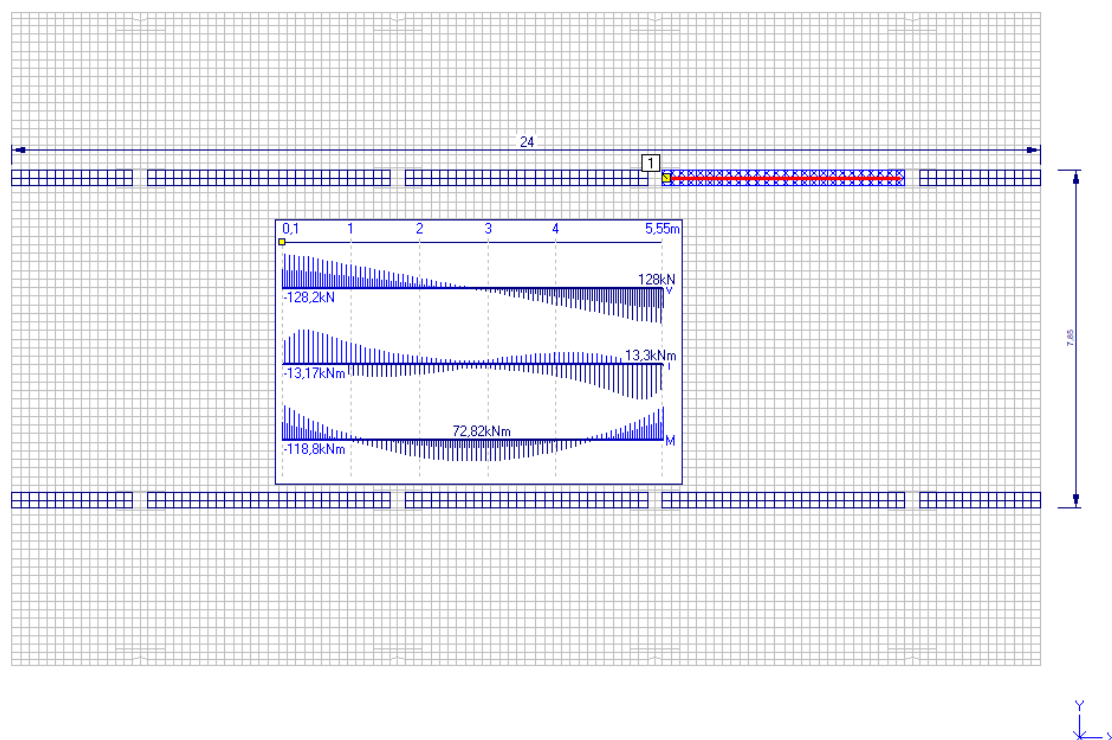
Obwiednia - Automat wg EN ()



[26.11.2023] Zadanie: strop\_1.jp

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

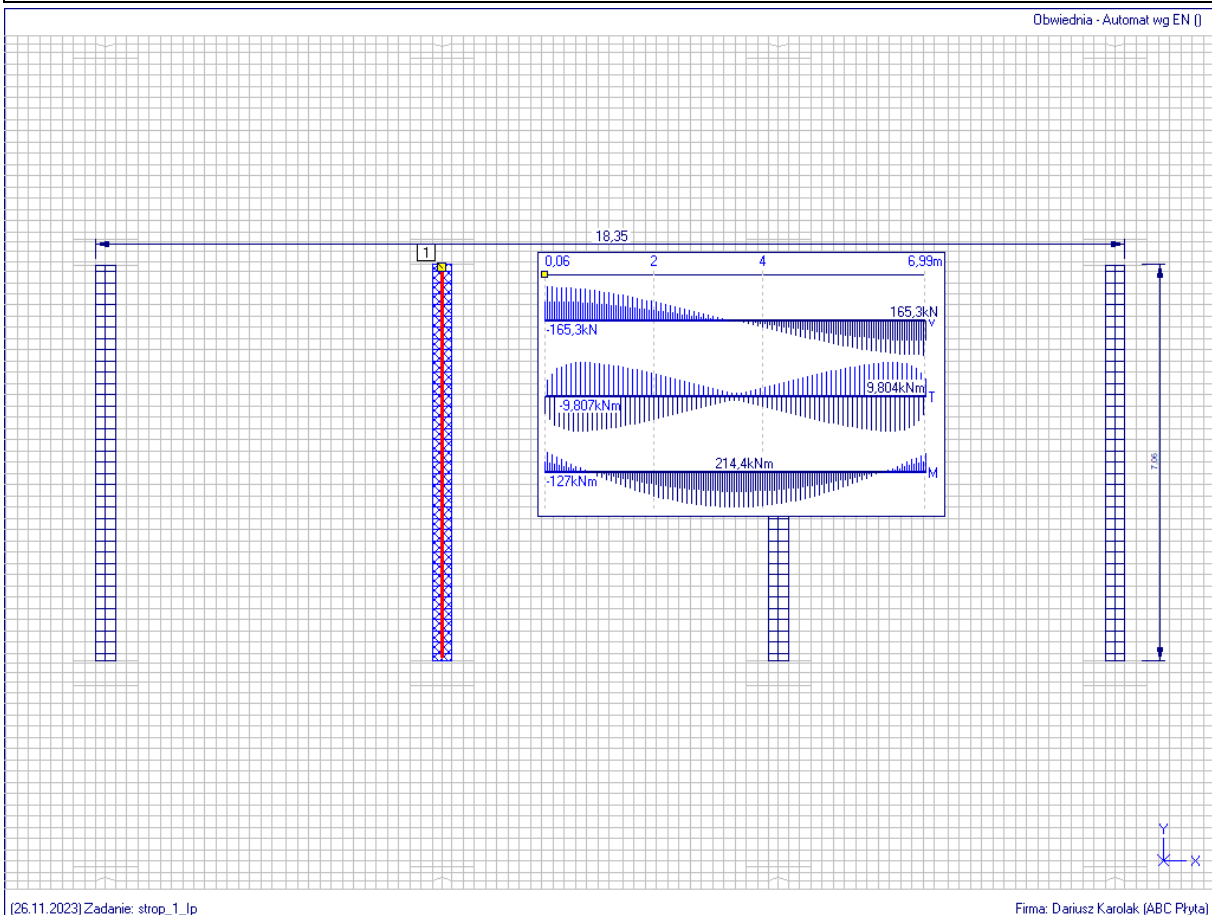
Obwiednia - Automat wg EN ()



[26.11.2023] Zadanie: strop\_1.jp

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

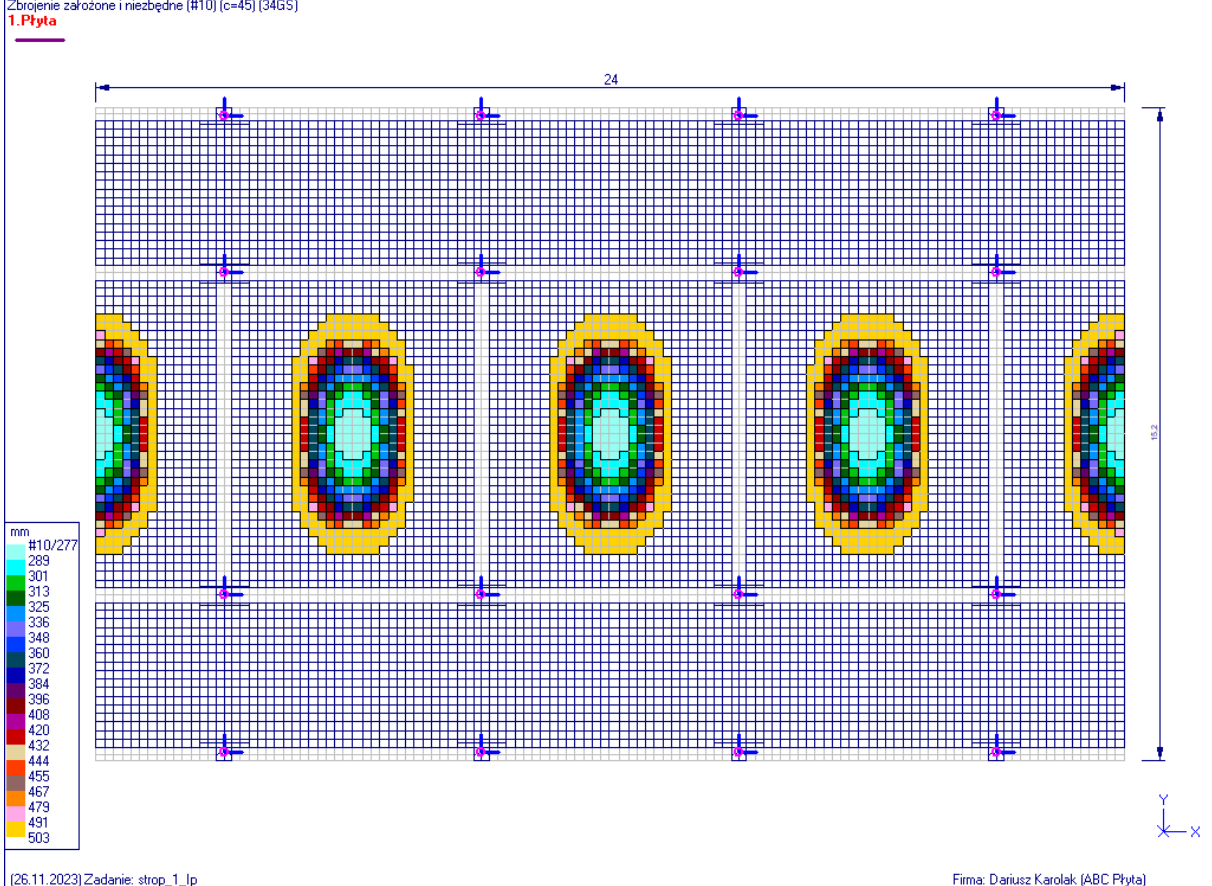




Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek X  
Zbrojenie założone i niezbędne (#10) (c=45) (34GS)  
**1.Płyta**

PN-EN 1992\_1\_1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN ()

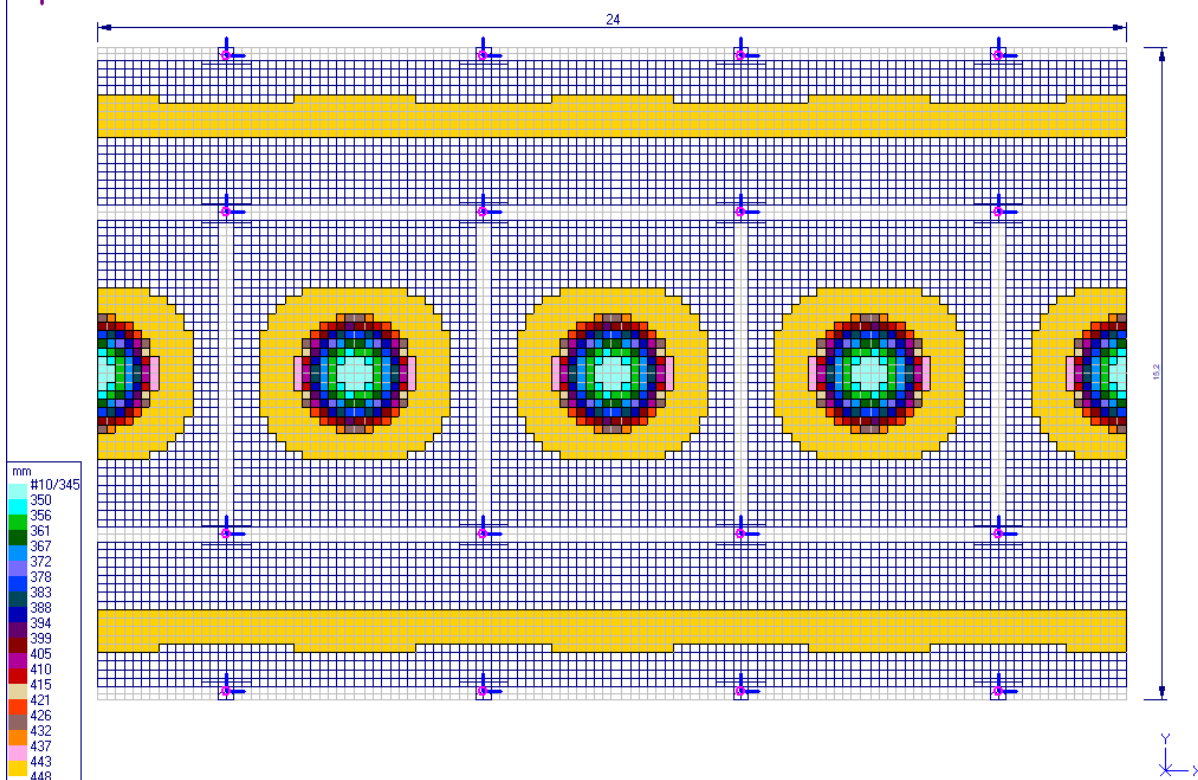


Rozstaw wkładek [mm] na dole płyty - kierunek Y  
Zbrojenie niezbędne (#10) [c=30] (34G5)

PN-EN 1992\_1\_1:2008 (Metoda standardowa)

Obwiednia - Automat wg EN (I)

1. Płyta



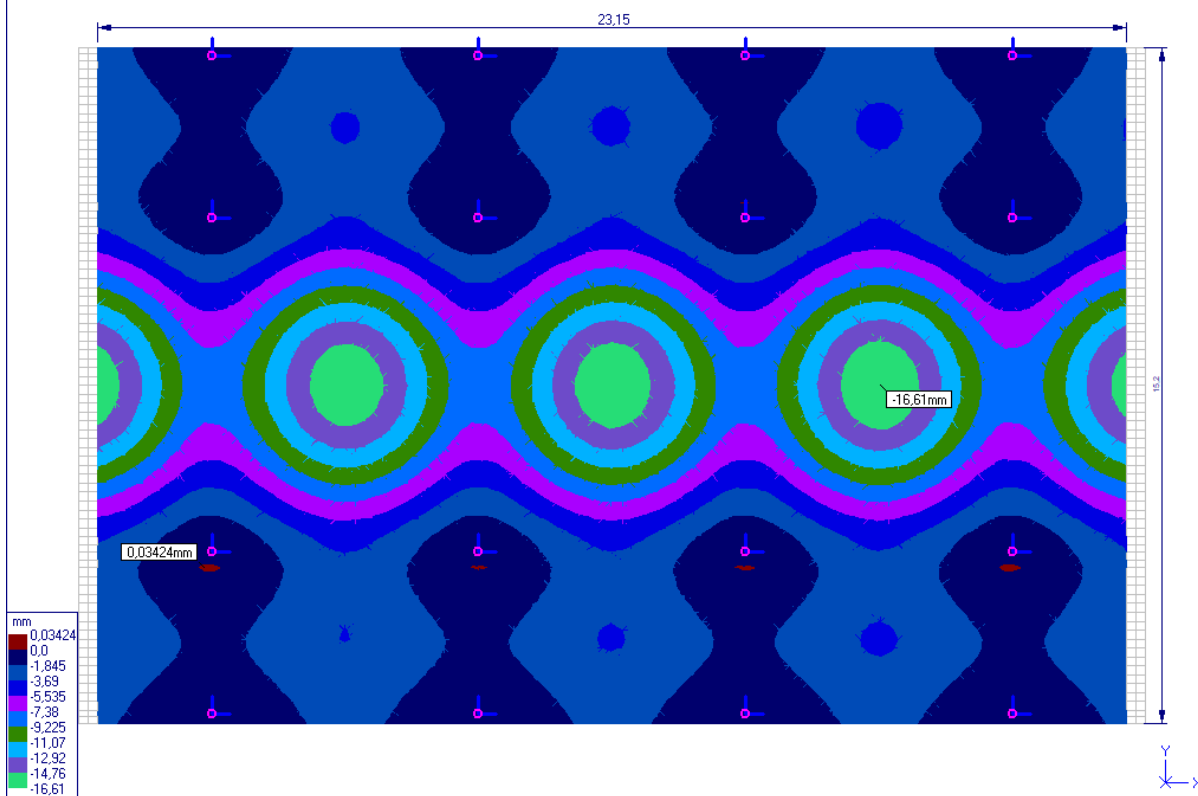
(26.11.2023) Zadanie: strop\_1.jp

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

Ugięcia Z mm - Błąd: 2.80%

Suma ugięć iteracyjnych i od skurczu

Wariant: 1 (11.Do rys/ugięć)



(26.11.2023) Zadanie: strop\_1.jp\_U

(ugięcia zarysowanej płyty)

Firma: Dariusz Karolak (ABC Płyta)

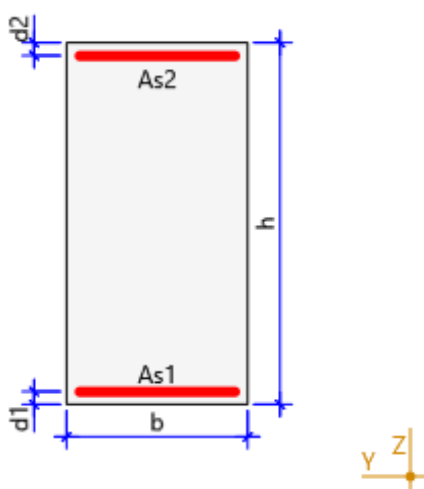
**PŁYTA STROPOWA W OSIACH C'-E'**

WNIOSKI: Warunek SGN i SGU jest spełniony. Zbrojenie stwierdzone w odkrywkach: oś X #10 co 28cm oraz oś Y #14 co 28cm jest większe od wymaganego.

**PODCIĄG 35x70cm****Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie**

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

**Typ przekroju: Prostokątny****Wymiary przekroju:**

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C16/20**

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$$

**Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS**

$$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$$

**Zbrojenie:**

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 9,42 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

**Rezultaty dla obliczeń SGN:**

$$M_{max} = 211,282 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,384 \%$$

$$\rho_{min} = 0,12 \%(2,94 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{max} = 4 \%(98 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k \text{ max}} = 201,495 \text{ kNm}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny



$$x_{II} = 22,51 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 531990,403 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 20,92$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -158,565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -8,526 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 5,502 \text{ MPa}$$

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego  
równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

**WNIOSKI:** Warunek SGN nie jest spełniony  $M_{\max} = 211,28 \text{ kNm} < M = 214,4 \text{ kNm}$ . Przekroczenie wynosi o 1,5%, ale biorąc pod uwagę współczynniki bezpieczeństwa, można przyjąć, że warunek jest spełniony.

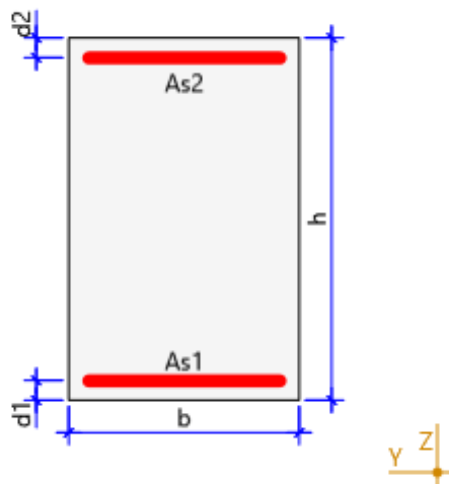
## PODCIĄG 35x55cm

### Obliczenia : Nośność : Czyste zginanie

Obliczenia zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1:2008

Załącznik krajowy: Polski

### Typ przekroju: Prostokątny



### Wymiary przekroju:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$

### Klasa betonu C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 11,429 \text{ MPa};$$

### Klasa stali zbrojenia podłużnego A-III 34GS

$$f_{yk} = 410 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 356,522 \text{ MPa};$$

### Zbrojenie:

Powierzchnia zbrojenia dolnego  $A_{s1} = 10,18 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia górnego  $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,3 mm

### Rezultaty dla obliczeń SGN:

$$M_{\max} = 171,552 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0 \text{ kNm}$$

$$\rho = 0,529 \%$$

$$\rho_{\min} = 0,12 \%(2,31 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{\max} = 4 \%(77 \text{ cm}^2)$$

maksymalny moment zginający

minimalny moment zginający

stopień zbrojenia

minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

**Rezultaty dla obliczeń SGU:**

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

$$M_{k\ max} = 164,647 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 19,905 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 314549,577 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 21,22$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 356,522 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -187,789 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -10,419 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 6,847 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

maksymalny moment charakterystyczny

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

równoważnik betonowy

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

WNIOSEK: Warunek SGN jest spełniony  $M_{max}=171,55\text{kNm} > M=72,82\text{kNm}$ .**8.12. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI SŁUPÓW, CZĘŚĆ B**

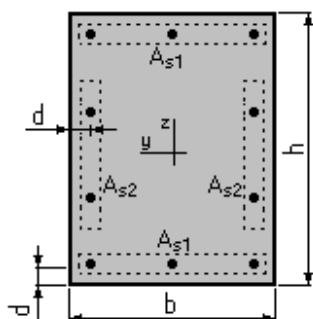
W analizie obliczeniowej sprawdzono słupy żelbetowe. Do sprawdzenia przyjęto przekroje elementów zidentyfikowane na podstawie wizji lokalnej i wykonanych odkrywek tj. słupy wewnętrzne o przekroju 35x45cm, słupy zewnętrzne o przekroju 35x40cm. Obciążenia równomiernie rozłożone od ciężaru stropu i ścian oraz obciążenia zmienne wg pkt. 8.1 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie Master EC2 Żelbet zgodnie z PN-EN.

Przyjęto beton C16/20 i klasę stali zbrojeniowej A-III. Przekroje i zbrojenie elementów zostało opisane poniżej, w obliczeniach.

SŁUP ZEWNĘTRZNY																			
Geometria słupa						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	As,req	As,prov		
poziom	b (x)	h (y)	wysokość słupa L	Mimośród x (z wyższego do niższego)	Mimośród y (z wyższego do niższego)	Reakcja obl. ze stropu	Współczynnik obciążenia	Reakcja char. ze stropu	Reakcja obl. od góry	Obl. ciężar własny słupa	Obciążenie całkowite słupa- Σ(4+5)	Moment obliczeniowy zg. X od płyty	Moment obliczeniowy zg. Y od płyty	Moment obliczeniowy zg. X całkowity	Moment obliczeniowy zg. Y całkowity	ilość na boku b	ilość na boku h		
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Ns d [kN]	[-]	Nsk [kN]	ΣNs d [kN]	cw [kN]	ΣNs d+cw [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mx [kNm]	My [kNm]	[szt.]	[szt.]		
+2	35	40	290			102	1,35	76	102	14	116	20	5	20	5	2#14			
+1	35	40	420			175	1,35	130	291	20	311	25	7	25	7	2#14			
PA	35	40	380			214	1,35	159	525	18	543	32	11	32	11	2#14			
-1	35	40	250			97	1,35	72	640	12	651	42	2	42	2	2#14			
						γ <sub>f</sub> =	1,35				482	wartość charakterystyczna reakcji ze słupa na fundament							
SŁUP WEWNĘTRZNY																			
Geometria słupa						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	As,req	As,prov		
poziom	b (x)	h (y)	wysokość słupa L	Mimośród x (z wyższego do niższego)	Mimośród y (z wyższego do niższego)	Reakcja obl. ze stropu	Współczynnik obciążenia	Reakcja char. ze stropu	Reakcja obl. od góry	Obl. ciężar własny słupa	Obciążenie całkowite słupa- Σ(4+5)	Moment obliczeniowy zg. X od płyty	Moment obliczeniowy zg. Y od płyty	Moment obliczeniowy zg. X całkowity	Moment obliczeniowy zg. Y całkowity	ilość na boku b	ilość na boku h		
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Ns d [kN]	[-]	Nsk [kN]	ΣNs d [kN]	cw [kN]	ΣNs d+cw [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mx [kNm]	My [kNm]	[szt.]	[szt.]		
+2	35	45	290			280	1,35	207	280	15	295	80	10	80	10	2#18			
+1	35	45	420			464	1,35	344	759	22	782	126	16	126	16	3#18			
PA	35	45	380			553	1,35	410	1 335	20	1 355	144	25	144	25	3#20			
-1	35	45	250			595	1,35	441	1 950	13	1 963	180	29	180	29	5#20	1#20		
						γ <sub>f</sub> =	1,35				1 454	wartość charakterystyczna reakcji ze słupa na fundament							

**SŁUP ZEWNĘTRZNY, PARTER****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania  
mimośrodowego****Założenia:**

- Beton klasy B20,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III  $f_{yk} = 410,0$  (MPa)
- Przekrój obliczany bez uwzględnienia mimośrodków niezamierzonych
- oraz wpływu smukłości i wpływu obciążeń długotrwałych
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$b = 35,0$  (cm)  
 $h = 40,0$  (cm)  
 $d = 4,0$  (cm)

**Powierzchnia zbrojenia:**

$A_{s1} = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)  
 $3 \phi 14 = 4,6$  (cm<sup>2</sup>)

$A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 $0 \phi 14 = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

**Założenia obliczeniowe:**

	Względem Y:	Względem Z:
Mimośród obliczeniowy siły podłużnej:	$e_s = 5,9$ (cm)	$e_s = -2,1$ (cm)

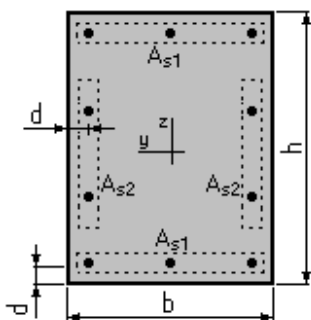
**Nośność przekroju:**      $N_n = 1018,90$  (kN)

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{max} = 1019,9 \text{ kN} > N = 543 \text{ kN}$



**SŁUP WEWNĘTRZNY, PIWNICA****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania  
mimośrodowego****Założenia:**

- Beton klasy B20,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III  $f_{yk} = 410,0$  (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 2,5$  (m)
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 1,8$  (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,11$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 3,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**

$$A_{s1} = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$5 \phi 20 = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \phi 20 = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**Założenia obliczeniowe:**

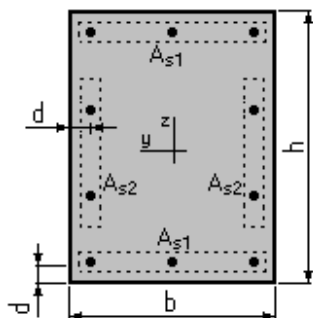
	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 13,9 < 25$	$\lambda_z = 17,8 < 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 9,2 \text{ (cm)}$	$e_s = -1,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,5 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 10,7 \text{ (cm)}$	$e_0 = 2,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 10,7 \text{ (cm)}$	$e = 2,3 \text{ (cm)}$

**Nośność elementu:  $N_n = 1798,99 \text{ (kN)}$** 

Warunek SGN nie jest spełniony (przekroczenie o 9%)  $N_{max} = 1798,99 \text{ kN} < N = 1963 \text{ kN}$

**SŁUP WEWNĘTRZNY, PARTER****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania  
mimośrodowego****Założenia:**

- **Beton klasy B20**,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- **Stal klasy A-III**  $f_{yk} = 410,0$  (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 3,8$  (m)
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 2,7$  (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,11$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**

$$A_{s1} = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**Założenia obliczeniowe:**

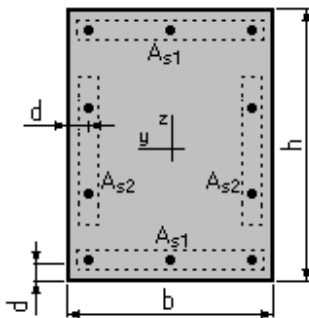
	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 20,8 < 25$	$\lambda_z = 26,7 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 10,6 \text{ (cm)}$	$e_s = -1,8 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,5 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 12,1 \text{ (cm)}$	$e_0 = 3,0 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr} = 9693,62 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 12,1 \text{ (cm)}$	$e = 3,4 \text{ (cm)}$

**Nośność elementu:  $N_n = 1246,68 \text{ (kN)}$** 

Warunek SGN nie jest spełniony (przekroczenie o 9%)  $N_{max} = 1246,68 \text{ kN} < N = 1355 \text{ kN}$

**SŁUP WEWNĘTRZNY, I PIĘTRO****Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania  
mimośrodowego****Założenia:**

- Beton klasy B20,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III  $f_{yk} = 410,0$  (MPa)
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 4,2$  (m)
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 3,0$  (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,11$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

**Przekrój:**

$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 4,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**

$$A_{s1} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$3 \phi 18 = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 18 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**Założenia obliczeniowe:**

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 23,1 < 25$	$\lambda_z = 29,7 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 16,1 \text{ (cm)}$	$e_s = -2,0 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,5 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 17,6 \text{ (cm)}$	$e_0 = 3,2 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr} = 7031,46 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 17,6 \text{ (cm)}$	$e = 3,6 \text{ (cm)}$

**Nośność elementu:  $N_n = 922,00 \text{ (kN)}$** 

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{max} = 922 \text{ kN} > N = 782 \text{ kN}$



Weryfikacja nośności słupów po zmniejszeniu obciążenia użytkowego stropów w poziomie parteru i I piętra do wartości  $2,5\text{kN/m}^2$ . Przeprowadzono analizę obliczeniową w celu określenia zredukowanych reakcji na podpory. W tabeli poniżej podano zredukowane wartości reakcji.

SŁUP WEWNĘTRZNY																			
	Geometria słupa					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	As,req		As,prov	
poziom	b (x)	h (y)	wysokość słupa L	Mimośród x (z wyższego do niższego)	Mimośród y (z wyższego do niższego)	Reakcja obl. ze stropu	Współczynnik obciążenia	Reakcja char. ze stropu	Reakcja obl. od góry	Obl. ciężar własny słupa	Obciążenie całkowite słupa- Σ(4+5)	Moment obliczeniowy zg. X od płyty	Moment obliczeniowy zg. Y od płyty	Moment obliczeniowy zg. X całkowity	Moment obliczeniowy zg. Y całkowity	ilość na boku b	ilość na boku h	ilość na boku b	ilość na boku h
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Nsd [kN]	[-]	Nsk [kN]	ΣNsd [kN]	cw [kN]	ΣNsd+cw [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mx [kNm]	My [kNm]	[szt.]	[szt.]	[szt.]	[szt.]
+2	35	45	290			280	1,35		207	280	15	295	80	10	80	10	2# 18		
+1	35	45	420			464	1,35	344	759		22	782	126	16	126	16	3# 18		
PA	35	45	380			506	1,35	375	1 288		20	1 308	127	18	127	18	3# 20		
-1	35	45	250			552	1,35	409	1 860	13	1 873	163	21	163	21	5# 20	1# 20		

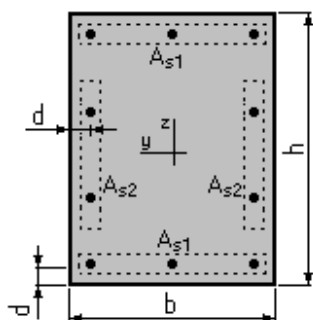
**SŁUP WEWNĘTRZNY, PIWNICA. PO REDUKCJI OBC. UŻYTKOWEGO DO 2,50kN/m<sup>2</sup>**

## Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego

### Założenia:

- **Beton klasy B20**,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- **Stal klasy A-III f<sub>yk</sub> = 410,0 (MPa)**
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 2,5$  (m)
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 1,8$  (m)
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,14$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

### Przekrój:



$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 3,0 \text{ (cm)}$$

**Powierzchnia zbrojenia:**

$$A_{s1} = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$5 \phi 20 = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$1 \phi 20 = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 13,9 < 25$	$\lambda_z = 17,8 < 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 8,7 \text{ (cm)}$	$e_s = -1,1 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,5 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 10,2 \text{ (cm)}$	$e_0 = 2,3 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 10,2 \text{ (cm)}$	$e = 2,3 \text{ (cm)}$

### Nośność elementu: $N_n = 1836,52 \text{ (kN)}$

Warunek SGN jest spełniony (ze względu na wysokie wartości wsp. bezpieczeństwa dopuszczono przekroczenie o 2%)  $N_{\max} = 1836,52 \text{ kN} < N = 1873 \text{ kN}$

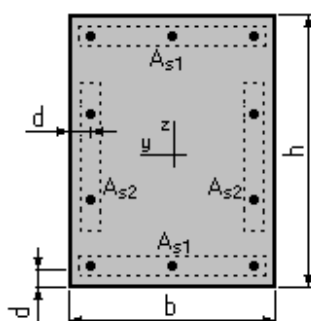
### **SŁUP WEWNĘTRZNY, PARTER. PO REDUKCJI OBC. UŻYTKOWEGO DO 2,50 kN/m<sup>2</sup>**

### **Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego**

#### Założenia:

- Beton klasy B20,  $\alpha_{cc} = 1,00$
- Stal klasy A-III  $f_{yk} = 410,0 \text{ (MPa)}$
- Struktura o węzłach nieprzesuwnych
- Wysokość słupa  $l = 3,8 \text{ (m)}$
- Długość obliczeniowa  $l_0 = 2,7 \text{ (m)}$
- Względny udział obciążeń długotrwałych  $N_d/N = 1,00$
- Współczynnik pełzania betonu  $\varphi_p = 3,14$
- Obliczenia z uwzględnieniem równomiernego rozkładu zbrojenia w przekroju
- Nośność przekroju **sprawdzana w sposób ścisły** (z wyznaczenia rozkładu naprężeń)

#### Przekrój:



$b = 35,0 \text{ (cm)}$

$h = 45,0 \text{ (cm)}$

$d = 4,0 \text{ (cm)}$

### **Powierzchnia zbrojenia:**

$A_{s1} = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

$3 \phi 20 = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

### **Założenia obliczeniowe:**

	Względem Y:	Względem Z:
Smukłość słupa	$\lambda_y = 20,8 < 25$	$\lambda_z = 26,7 > 25$
Mimośród statyczny siły podłużnej	$e_s = 9,7 \text{ (cm)}$	$e_s = -1,4 \text{ (cm)}$
Mimośród niezamierzony	$e_n = 1,5 \text{ (cm)}$	$e_n = 1,2 \text{ (cm)}$
Mimośród początkowy	$e_0 = 11,2 \text{ (cm)}$	$e_0 = 2,6 \text{ (cm)}$
Siła krytyczna	$N_{kr}$	$N_{kr} = 9670,05 \text{ (kN)}$
Mimośród obliczeniowy $e = \eta \cdot e_0$	$e = 11,2 \text{ (cm)}$	$e = 3,0 \text{ (cm)}$

### **Nośność elementu:** $N_n = 1317,57 \text{ (kN)}$

Warunek SGN jest spełniony.  $N_{\max} = 1317,57 \text{ kN} > N = 1308 \text{ kN}$

## **8.13. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW, CZĘŚĆ B**

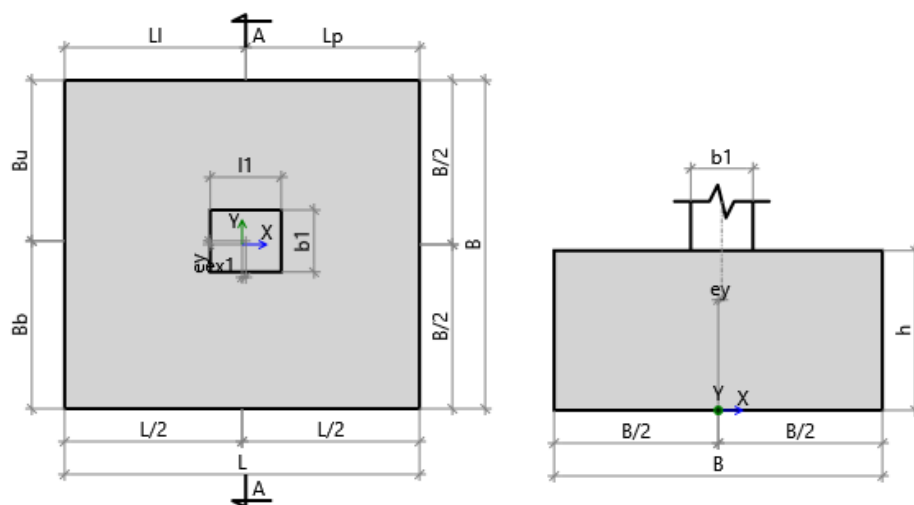
W analizie obliczeniowej sprawdzono nośność wybranych fundamentów pod słupami. Przyjęto na podstawie odkrywek stopy fundamentowe o wymiarach w rzucie: stopa wewnętrzna 290x330cm i stopa zewnętrzna 185x200cm. Na podstawie odkrywek od strony zewnętrznej budynku przyjęto grubość stopy równą  $D_{\min} = 0,90 \text{ m}$ . Przyjęto obciążenia wg pkt. 8.12 niniejszego opracowania. Obliczenia przeprowadzono w programie Master EC7 zgodnie z PN-EN. Do niniejszej analizy przyjęto, że posadowienie budynku jest na piaskach drobnych o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,50$ .

### **Obliczenia dla fundamentu: stopa zewnętrzna**

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

### **Geometria fundamentu - Stopa prostokątna 1**





Szerokość fundamentu	B	= 1,85 m
Długość fundamentu	L	= 2,00 m
Wysokość fundamentu	H	= 0,90 m
Wymiary słupa	l1	= 0,40 m
	b1	= 0,35 m
Pozycja słupa	ex1	= 0,02 m
	ey	= 0,02 m

### Profil gruntu

Nr	Name	Z [m]	H [m]	$\gamma_{soil}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [deg]	C' [kPa]	Cu [kPa]	Mo <sub>i</sub> [kPa]	M <sub>i</sub> [kPa]
1	Piasek drobny	0,00	4,85	17,50	26,50	17,50	30,41	0,00	0,00	62659,42	78324,28

Poziom posadowienia fundamentu  $z_{FL} = -0,90$  m  
Fundament monolityczny

#### Weryfikacja nośności gruntu

Krytyczny SGN1  $q_{max} / q_{ult} = 46\%$  Spełnia

#### Weryfikacja poślizgu

Krytyczny SGN1  $H_{xd} / R_{xres} = 0\%$  Spełnia

#### Weryfikacja poślizgu

Krytyczny SGN1  $H_{yd} / R_{yres} = 0\%$  Spełnia

#### Weryfikacja obrotu

Krytyczny SGN1  $M_{xOT} / M_{xres} = 0\%$  Spełnia

#### Weryfikacja obrotu

Krytyczny SGN1  $M_{yOT} / M_{yres} = 0\%$  Spełnia

#### Sprawdzenie wyporu (UPL)

Krytyczny SGN1  $V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\%$  Spełnia

### Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

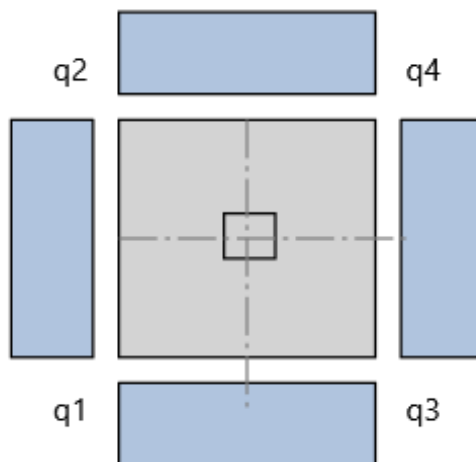
Nazwa	Stan graniczny	$V_A$ [kN]	$H_{xA}$ [kN]	$H_{yA}$ [kN]	$M_{xA}$ [kNm]	$M_{yA}$ [kNm]	$q$ [kPa]
SGN1	SGN	700,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Weryfikacja nośności gruntu**

Krytyczny SGN1

 $q_{\max} / q_{\text{ult}} = 46\%$  **Spełnia**

Uwaga! Naprężenia są wyznaczane na podstawie powierzchni efektywnej



Maksymalne naprężenie

Minimalne naprężenie

$$q_1 = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 227,66 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B \cdot L = 3,70 \text{ m}^2$$

$$V = V_A + V_B + F = 812,39 \text{ kN}$$

$$e_{Tx} = (V_A \cdot e_{x1} + V_B \cdot e_{x2} + M_{xA} + M_{xB} + (H_{xA} + H_{xB}) \cdot H) / V = 0,02 \text{ m}$$

$$e_{Ty} = (V_A \cdot e_{y1} + V_B \cdot e_{y2} + M_{yA} + M_{yB} + (H_{yA} + H_{yB}) \cdot H) / V = 0,02 \text{ m}$$

Wypadkowe obciążenie w rdzeniu podstawy fundamentu

$$\text{abs}(e_{Ty}) / B < 1/3$$

$$\text{abs}(e_{Tx}) / L < 1/3$$

$$B' = \min(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 1,82 \text{ m}$$

$$L' = \max(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 1,97 \text{ m}$$

**Nośność gruntu dla warunków z odpływem**

Warstwa gruntu - Piasek drobny

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi')} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi' / 2) = 19,28$$

$$N_c = (N_q - 1) * \operatorname{ctg}(\varphi') = 31,15$$

$$N_y = 2 * (N_q - 1) * \tan(\varphi') = 21,46$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha * \tan(\varphi'))^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$s_q = 1 + (B' / L') * \sin(\varphi') = 1,47$$

$$s_y = 1 - 0,3 * (B' / L') = 0,72$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,49$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1,52$$

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] = 1,48$$

$$\theta = \operatorname{atan}(H_x / H_y) = 0,00$$

$$m = m_L * \cos^2\theta + m_B * \sin^2\theta = 1,48$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' * c' * \operatorname{ctg}(\varphi'))]^m = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c * \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$i_y = [1 - H / (V + A' * c' * \operatorname{ctg}(\varphi'))]^{m+1} = 1,00$$

$$q' = 15,75 \text{ kPa}$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ultD} = c' * N_c * b_c * s_c * i_c + q' * N_q * b_q * s_q * i_q + 0,5 * \gamma'_i * B' * N_y * b_y * s_y * i_y = 692,20 \text{ kN/m}^2$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ult} = q_{ultD} / \gamma_{R,v} = 494,43 \text{ kN/m}^2$$

## Weryfikacja obrotu

### Krytyczny SGN1

$$M_{xOT} / M_{xres} = 0\% \text{ Spełnia}$$

$$M_{xO} = M_{xA} + M_{xB} + (H_{yA} + H_{yB}) * h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{xOsoil} = R_{xa} * h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{xOT} = M_{xO} + M_{xOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{xsw} = A * (q_{swt} + q_{soil}) * \gamma_{FG,pos} * B/2 = 77,01 \text{ kNm}$$

$$M_{xaxial} = (V_{GA} + V_{GB}) * \gamma_{FG,pos} * (B/2 - e_y) = 633,50 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{xres} = M_{xsw} + M_{xaxial} = 710,51 \text{ kNm}$$

### Krytyczny SGN1

$$M_{yOT} / M_{yres} = 0\% \text{ Spełnia}$$

$$M_{yO} = M_{yA} + M_{yB} + (H_{xA} + H_{xB}) * h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{yOsoil} = R_{ya} * h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{yOT} = M_{yO} + M_{yOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{ysw} = A * (q_{swt} + q_{soil}) * \gamma_{FG,pos} * L/2 = 83,25 \text{ kNm}$$

$$M_{yaxial} = (V_{GA} * \gamma_{FG,pos}) * (L/2 - e_{x1}) + (V_{GB} * \gamma_{FG,pos}) * (L/2 - e_{x2}) = 686,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{yres} = M_{ysw} + M_{yaxial} = 769,25 \text{ kNm}$$

## Sprawdzenie wyporu (UPL)

### Krytyczny SGN1

$$V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\% \text{ Spełnia}$$

Stabilizujące oddziaływania pionowe

$$G_{stb,d} = V_{G,min} * \gamma_{Gstb} = 74,93 \text{ kN}$$

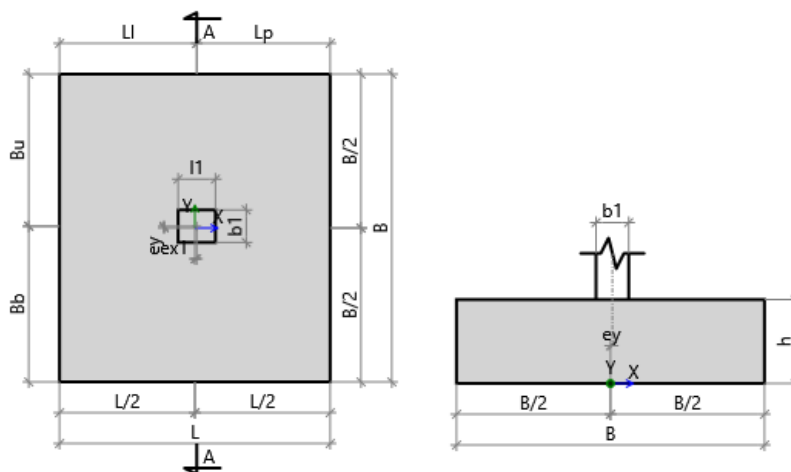
Destabilizujące oddziaływania pionowe

$$V_{dst,d} = \max(-V + \gamma_w * \min(h_{FL} - h_{WL}, 0) * A; \gamma_w * \max(h_{FL} - h_{WL}, 0) * A) = 0,00 \text{ kN}$$



**Obliczenia dla fundamentu: stopa wewnętrzna**

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

**Geometria fundamentu - Stopa prostokątna 1**

Szerokość fundamentu	B	= 3,30 m
Długość fundamentu	L	= 2,90 m
Wysokość fundamentu	H	= 0,90 m
Wymiary słupa	l1	= 0,40 m
	b1	= 0,35 m
Pozycja słupa	ex1	= 0,02 m
	ey	= 0,02 m

**Profil gruntu**

Nr	Name	Z [m]	H [m]	$\gamma_{soil}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [deg]	C' [kPa]	Cu [kPa]	Mo <sub>i</sub> [kPa]	M <sub>i</sub> [kPa]
1	Piasek drobny	0,00	4,85	17,50	26,50	17,50	30,41	0,00	0,00	62659,42	78324,28

Poziom posadowienia fundamentu  $z_{FL} = -0,90$  m  
Fundament monolityczny

**Weryfikacja nośności gruntu**Krytyczny  
SGN1 $q_{max} / q_{ult} = 41\%$  Spełnia**Weryfikacja poślizgu**Krytyczny  
SGN1 $H_{xd} / R_{xres} = 0\%$  Spełnia**Weryfikacja poślizgu**Krytyczny  
SGN1 $H_{yd} / R_{yres} = 0\%$  Spełnia**Weryfikacja obrotu**Krytyczny  
SGN1 $M_{xOT} / M_{xres} = 0\%$  Spełnia

**Weryfikacja obrotu**Krytyczny  
SGN1 $M_{yOT} / M_{yres} = 0\%$  Spełnia**Sprawdzenie wyporu (UPL)**Krytyczny  
SGN1 $V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\%$  Spełnia**Obciążenia**

Obciążenia wymiarujące:

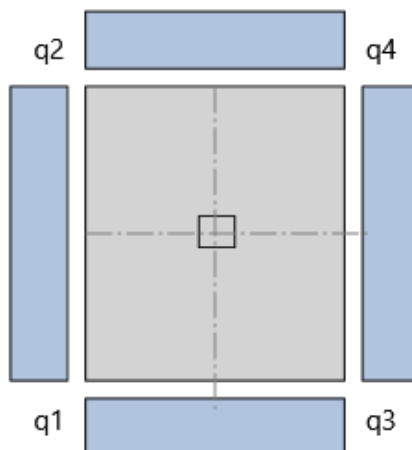
Nazwa	Stan graniczny	$V_A$ [kN]	$H_{xA}$ [kN]	$H_{yA}$ [kN]	$M_{xA}$ [kNm]	$M_{yA}$ [kNm]	$q$ [kPa]
SGN1	SGN	2000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Weryfikacja nośności gruntu**

Krytyczny SGN1

 $q_{max} / q_{ult} = 41\%$  Spełnia

Uwaga! Naprężenia są wyznaczane na podstawie powierzchni efektywnej



$$q_1 = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

Maksymalne naprężenie

$$q_{max} = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

Minimalne naprężenie

$$q_{min} = 244,87 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B \cdot L = 9,57 \text{ m}^2$$

$$V = V_A + V_B + F = 2290,69 \text{ kN}$$

$$e_{Tx} = (V_A \cdot e_{x1} + V_B \cdot e_{x2} + M_{xA} + M_{xB} + (H_{xA} + H_{xB}) \cdot H) / V = 0,02 \text{ m}$$

$$e_{Ty} = (V_A \cdot e_{y1} + V_B \cdot e_{y2} + M_{yA} + M_{yB} + (H_{yA} + H_{yB}) \cdot H) / V = 0,02 \text{ m}$$

Wypadkowe obciążenie w rdzeniu podstawy fundamentu

$$\text{abs}(e_{Ty}) / B < 1/3$$

$$\text{abs}(e_{Tx}) / L < 1/3$$

$$B' = \min(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 2,87 \text{ m}$$

$$L' = \max(B - 2 \cdot \text{abs}(e_{Ty}), L - 2 \cdot \text{abs}(e_{Tx})) = 3,27 \text{ m}$$

**Nośność gruntu dla warunków z odpływem**

**Warstwa gruntu - Piasek drobny**

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi')} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi' / 2) = 19,28$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi') = 31,15$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 21,46$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \cdot \tan(\varphi'))^2 = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin(\varphi') = 1,44$$

$$s_y = 1 - 0,3 \cdot (B' / L') = 0,74$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,47$$

$$m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1,53$$

$$m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] = 1,47$$

$$\theta = \operatorname{atan}(H_x / H_y) = 0,00$$

$$m = m_L \cdot \cos^2\theta + m_B \cdot \sin^2\theta = 1,47$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\varphi'))]^m = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan(\varphi')) = 1,00$$

$$i_y = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\varphi'))]^{m+1} = 1,00$$

$$q' = 15,75 \text{ kPa}$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ultD} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_i \cdot B' \cdot N_y \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_y = 835,04 \text{ kN/m}^2$$

Dopuszczalne naprężenia w gruncie

$$q_{ult} = q_{ultD} / \gamma_{R,v} = 596,46 \text{ kN/m}^2$$

**Weryfikacja obrotu****Krytyczny SGN1** **$M_{xOT} / M_{xres} = 0\% \text{ Spełnia}$** 

$$M_{xO} = M_{xA} + M_{xB} + (H_{yA} + H_{yB}) \cdot h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{xOsoil} = R_{xa} \cdot h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{xOT} = M_{xO} + M_{xOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{xsw} = A \cdot (q_{swt} + q_{soil}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot B/2 = 355,29 \text{ kNm}$$

$$M_{xaxial} = (V_{GA} + V_{GB}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot (B/2 - e_y) = 3260,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{xres} = M_{xsw} + M_{xaxial} = 3615,29 \text{ kNm}$$

**Krytyczny SGN1** **$M_{yOT} / M_{yres} = 0\% \text{ Spełnia}$** 

$$M_{yO} = M_{yA} + M_{yB} + (H_{xA} + H_{xB}) \cdot h = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{yOsoil} = R_{ya} \cdot h_{Ra} = 0,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment obracający

$$M_{yOT} = M_{yO} + M_{yOsoil} = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{ysw} = A \cdot (q_{swt} + q_{soil}) \cdot \gamma_{FG,pos} \cdot L/2 = 312,22 \text{ kNm}$$

$$M_{yaxial} = (V_{GA} \cdot \gamma_{FG,pos}) \cdot (L/2 - e_{x1}) + (V_{GB} \cdot \gamma_{FG,pos}) \cdot (L/2 - e_{x2}) = 2860,00 \text{ kNm}$$

Całkowity moment utrzymujący

$$M_{yres} = M_{ysw} + M_{yaxial} = 3172,22 \text{ kNm}$$

**Sprawdzenie wyporu (UPL)****Krytyczny SGN1** **$V_{dst,d} / G_{stb,d} = 0\% \text{ Spełnia}$** 

Stabilizujące oddziaływania pionowe

$$G_{stb,d} = V_{G,min} \cdot \gamma_{Gstb} = 193,79 \text{ kN}$$

Destabilizujące oddziaływania pionowe

$$V_{dst,d} = \max(-V + \gamma_w \cdot \min(h_{FL} - h_{WL}, 0) \cdot A; \gamma_w \cdot \max(h_{FL} - h_{WL}, 0) \cdot A) = 0,00 \text{ kN}$$

Warunek SGN jest spełniony.



## 8.14. PODSUMOWANIE

Przeprowadzona analiza obliczeniowa wykazała, że elementy nośne w budynku mają nośność wystarczającą na przeniesienie obciążeń użytkowych stropów o zróżnicowanej wartości.

Część A:

- strop Kleina 4,00kN/m<sup>2</sup>
- strop żelbetowy 4,00kN/m<sup>2</sup>

Część B:

- strop żelbetowy w poziomie parteru i I piętra 2,50kN/m<sup>2</sup>
- strop żelbetowy w poziomie II piętra 2,00kN/m<sup>2</sup>

Możliwe jest zwiększenie dopuszczalnych obciążeń użytkowych stropów w budynku poprzez zmniejszenie ciężaru istniejących warstw podłogowych lub wzmocnienie wybranych elementów nośnych.

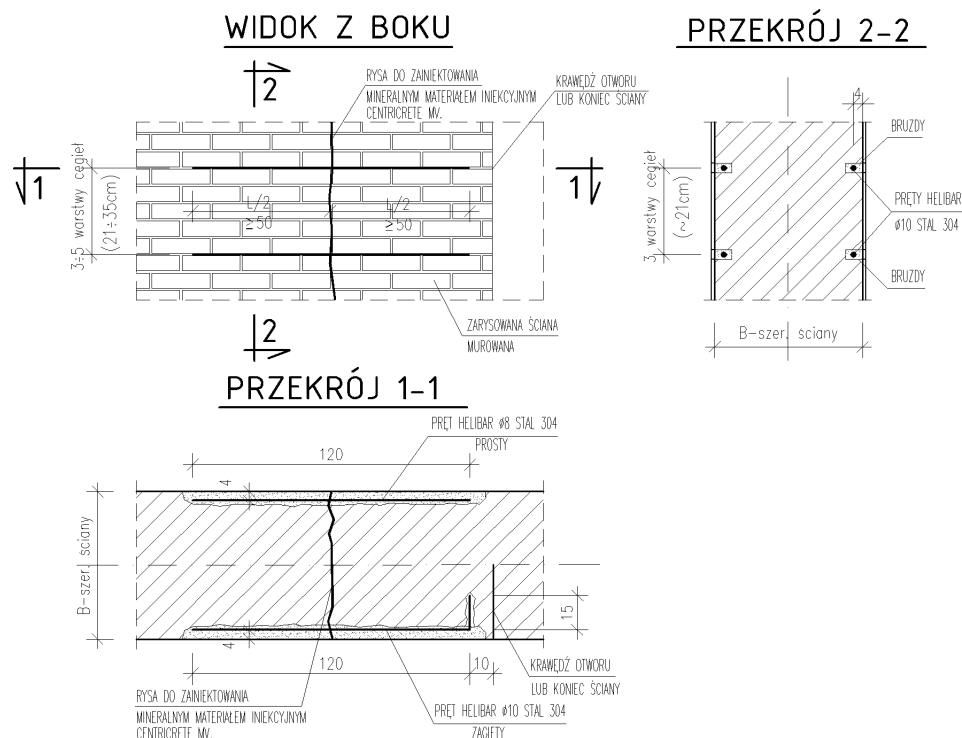
## 9. ZALECENIA REMONTOWO- BUDOWLANE

Autorzy niniejszego opracowania wskazują następujące elementy budynku, które powinny zostać poddane naprawie ze względu na jego stan techniczny:

- a) Wymagane jest pilne usunięcie z pokrycia dachu zalegającego na nim gruzu i śmieci, które stanowią zagrożenie dla osób przebywających przy budynku.
- b) Należy rozebrać lub wymienić na nowe skorodowane żelbetowe rampy zlokalizowane wzdłuż elewacji budynku, wraz z podpierającymi je zerodowanymi ścianami murowanymi.
- c) Należy wzmocnić lub wymienić skorodowany strop Kleina nad piwnicą w części A budynku (rejon osi A-C/a-2). Do czasu wzmocnienia / wymiany stropu skorodowane belki stropowe należy podeprzeć stemplami.
- d) Należy wykonać skuteczną izolację poziomą i pionową ścian budynku. Izolacja pionowa - należy odkopać ściany fundamentowe budynku, osuszyć ściany, oczyścić dolne spoiny ze zwietrzałej zaprawy i na całej wysokości wykonać obrzutkę i tynk z zaprawy cementowej z dodatkiem wodoszczelnym. Na tynku wykonać pionową bitumiczną izolację przeciwwilgociową. Izolacja pozioma - może być wykonana metodą iniekcji ciśnieniowej muru ceglanego w technologii np. systemu Remmers lub równoważnej. Grunt zasypowy wykopu zagęścić do  $I_s > 0,97$ .
- e) Należy usunąć luźny i odspojony tynk na elewacjach, cokołach oraz wewnątrz budynku, zastępując go nowym. W miejscach zagrzybienia i korozji biologicznej należy skuć tynk, zaimpregnować mur środkiem przeciwgrzybicznym np. IZOHAN grzybostop lub równoważnym, a następnie wykonać nowy tynk cementowo-wapienny.

- f) Zmargloną i zerodowaną cegłę w ścianach należy wymienić na nową. Należy uzupełnić ubytki spoin w ścianach elewacyjnych.
- g) Zarysowane murowane ściany oraz mur oporowy pochylni należy zszyć przy pomocy prętów np. Helibar lub równoważnych. Zszywanie należy wykonać obustronnie, z iniekcją rys mineralnym materiałem iniekcyjnym.

### DETAL OSADZENIA PRĘTÓW HeliBar



- h) Ubytki muru w filarkach ścian elewacyjnych należy uzupełnić poprzez przemurowanie lub rozebrać je i wymurować od nowa.
- i) Miejsca skorodowanego i skarbonatyzowanego betonu należy uzupełnić z wykorzystaniem systemu PCC np. firmy Ceresit lub równoważnym. Poniżej przedstawiono przykładową technologię wykonania prac w systemie firmy Ceresit:
- Prace naprawcze rozpocząć od skucia luźnych i skorodowanych fragmentów betonu, usunięcia zniszczonych warstw wykładzin, tynków, izolacji i oczyszczenia powierzchni do „zdrowej”, nośnej warstwy.
  - Jeżeli korozja dotarła do zbrojenia należy z niego usunąć beton aż do miejsc nieskorodowanych. Pręty należy oczyścić z rdzy ręcznie lub mechanicznie do uzyskania jasnego, metalicznego wyglądu, a potem oczyścić sprężonym powietrzem.
  - Na tak przygotowaną powierzchnię stali zbrojeniowej należy nałożyć mineralną powłokę

- antykorozyjną Ceresit CD 30. Zaprawę antykorozyjną należy nałożyć najpóźniej 3 godziny po oczyszczeniu stali zbrojeniowej (podczas aplikacji stal może być wilgotna).
- Po wykonaniu zabezpieczenia stali zbrojeniowej, tuż przed przystąpieniem do uzupełniania ubytków betonu przygotowaną powierzchnię betonu należy zwilżyć wodą i doprowadzić do stanu matowo-wilgotnego. Na tak przygotowane podłoże nałożyć kontaktową warstwę Ceresit CD 30.
  - Kolejne zaprawy systemu Ceresit PCC nakładać po wstępnym przeschnięciu warstwy kontaktowej, gdy zaprawa stanie się matowo-wilgotna, czyli w ciągu 30-60 minut. W zależności od głębokości ubytku w elemencie, do jego uzupełnienia należy zastosować jedną z zapraw Ceresit CD 25 lub Ceresit CD 26.
  - W celu uzyskania gładkiej powierzchni można ją wyrównać drobnoziarnistą szpachlówką Ceresit CD 24.
- j) Po oczyszczeniu zbrojenia dokonać weryfikacji przekrojów prętów zbrojeniowych w elementach żelbetowych i ocenić konieczność ich ewentualnego wzmocnienia / uzupełnienia. Gdy będzie to wymagane, wzmocnienie / uzupełnienie przekroju pręta można wykonać np. poprzez dospawanie nakładki z pręta zbrojeniowego, zabezpieczonego warstwą otuliny.
- k) Zlikwidować wsporniki stalowe dospawane do odsłoniętego zbrojenia słupów w elewacji budynku. Zbrojenie zabezpieczyć z wykorzystaniem systemu PCC w technologii np. firmy Ceresit lub równoważnej.
- l) Odsłonięte skorodowane elementy stalowe (belki stropowe i nadproża) należy oczyścić z korozji i zabezpieczyć antykorozyjnie poprzez malowanie mineralną powłoką antykorozyjną oraz warstwą tynku. Dodatkowo należy zabezpieczyć je ppoż.
- m) Należy rozebrać istniejące kominy ponad połacią dachową i wybudować nowe.
- n) Zaleca się wymienić warstwy stropodachu na nowe, nie cięższe niż istniejące warstwy spadkowe oraz nowe pokrycie z papy termozgrzewalnej, wraz z obróbkami blacharskimi, systemem odprowadzania wody opadowej oraz instalacją odgromową.
- o) Należy zlikwidować kanały techniczne w poziomie posadzki parteru.
- p) Na stropach i posadzce na gruncie zaleca się wymienić wszystkie warstwy posadzkowe na nowe, nie cięższe niż istniejące. Zastosowanie lekkich warstw podłogowych dostosowanych do nowej funkcji budynku pozwoli ewentualnie zwiększyć dopuszczalne obciążenie użytkowe na stropach.
- q) Należy wymienić popękaną betonową posadzkę zewnętrznej pochylni w południowej elewacji budynku.



- r) Należy wymienić stropy techniczne w pomieszczeniach technicznych na poziomie parteru wzdłuż obu elewacji budynku na posadzkę na gruncie.
- s) Należy wymienić posadzkę balkonu, wraz z wykonaniem skutecznej izolacji p.wodnej.
- t) Należy wymienić na nowe zerodowane schody zewnętrzne budynku.
- u) Należy uzupełnić ubytki w stopniach schodów wewnętrznych w budynku.
- v) Należy odtworzyć balustrady schodów, zgodnie z aktualnymi przepisami. Balustradę głównej klatki schodowej oraz balustradę balkonu należy dostosować do obecnych przepisów [20].
- w) Należy wykonać nową stolarkę okienną oraz drzwiową, zgodną z aktualnymi przepisami technicznymi [20].
- x) Należy wykonać termomodernizację budynku.
- y) Należy rozebrać pozostałości instalacji wewnętrznych i wykonać nowe, dostosowane do nowej funkcji budynku. Wraz z demontażem instalacji wewnętrznych zaleca się również rozebrać instalacje zewnętrzne zlokalizowane wokół budynku.

## 10. WNIOSKI KOŃCOWE

Na podstawie własnych badań „in situ”, analizy statycznej oraz doświadczeń związanych z oceną stanu technicznego budynków i stopnia ich zużycia naturalnego, autorzy niniejszej ekspertyzy formułują następujące wnioski:

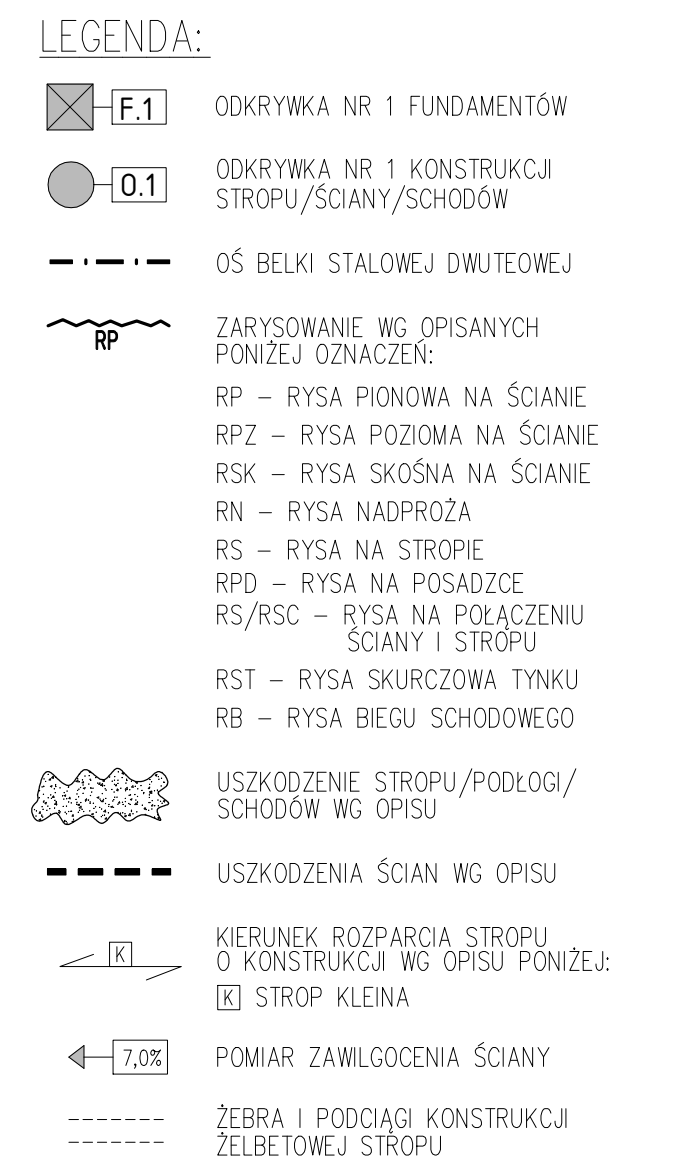
- a) Budynek główny zlokalizowany na terenie nadleśnictwa Chojnów, przy ul. Uroczej 1, 05-552 Warszawianka, dz. nr 5/3, obręb 0027 Warszawianka znajduje się w stanie technicznym pozwalającym na jego adaptację i wykorzystanie na cele Centralnego Azylu dla Zwierząt.
- b) Obecnie obiekt stwarza zagrożenia dla życia lub zdrowia ludzi ze względu na zaleganie na stropodachu luźnych śmieci i materiałów budowlanych oraz brak zabezpieczenia kanałów technologicznych w posadzkach, niezabezpieczone otwory w stropach kondygnacji naziemnych oraz wycięte balustrady schodów wewnętrznych. Wymagane jest ich usunięcie oraz ograniczenie dostępu do wnętrza budynku.
- c) Obecnie budynek ze względu na jego dewastację nie nadaje się do użytkowania. Szczegółowe zalecenia remontowo - budowlane zostały wymienione w pkt. 9 niniejszej ekspertyzy.
- d) Elementy konstrukcji budynku takie jak fundamenty, ściany, słupy, stropy, nadproża oraz konstrukcja stropodachu są w większości w stanie zadowalającym, wymagającym wykonania bieżących napraw. Lokalnie wybrane elementy konstrukcyjne wymagają wymiany lub wzmocnienia. Natomiast wszystkie elementy wykończeniowe oraz instalacje wymagają rozbiórki i wykonania nowych.

- e) Po wykonaniu wymaganych prac zabezpieczających i remontowych w celu doprowadzenia stanu technicznego budynku do zgodności z art.5 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane, będzie możliwość bezpiecznego użytkowania obiektu budowlanego zgodnie z zamierzonym sposobem użytkowania.
- f) Budynek wykazuje zużycie techniczne wynoszące: dla części A  $Szt_1=62\%$  oraz dla części B  $Szt_2=44\%$ .
- g) Na prace związane z remontem i adaptacją budynku na cele Centralnego Azyłu dla Zwierząt należy opracować projekt, a wszystkie prace prowadzić pod nadzorem osoby posiadającej uprawnienia budowlane, zgodnie z wytycznymi zawartymi w aktualnych normach, Prawie Budowlanym, zasadami sztuki budowlanej i z przepisami BHP.
- h) Autorzy ekspertyzy nie mogą odpowiadać za wady ukryte, których nie można było stwierdzić w czasie wizji lokalnych. W przypadku wątpliwości czy niejasności dotyczących ekspertyzy należy zwrócić się o ich wyjaśnienie i dodatkowe informacje do autorów niniejszego opracowania.

KONIEC

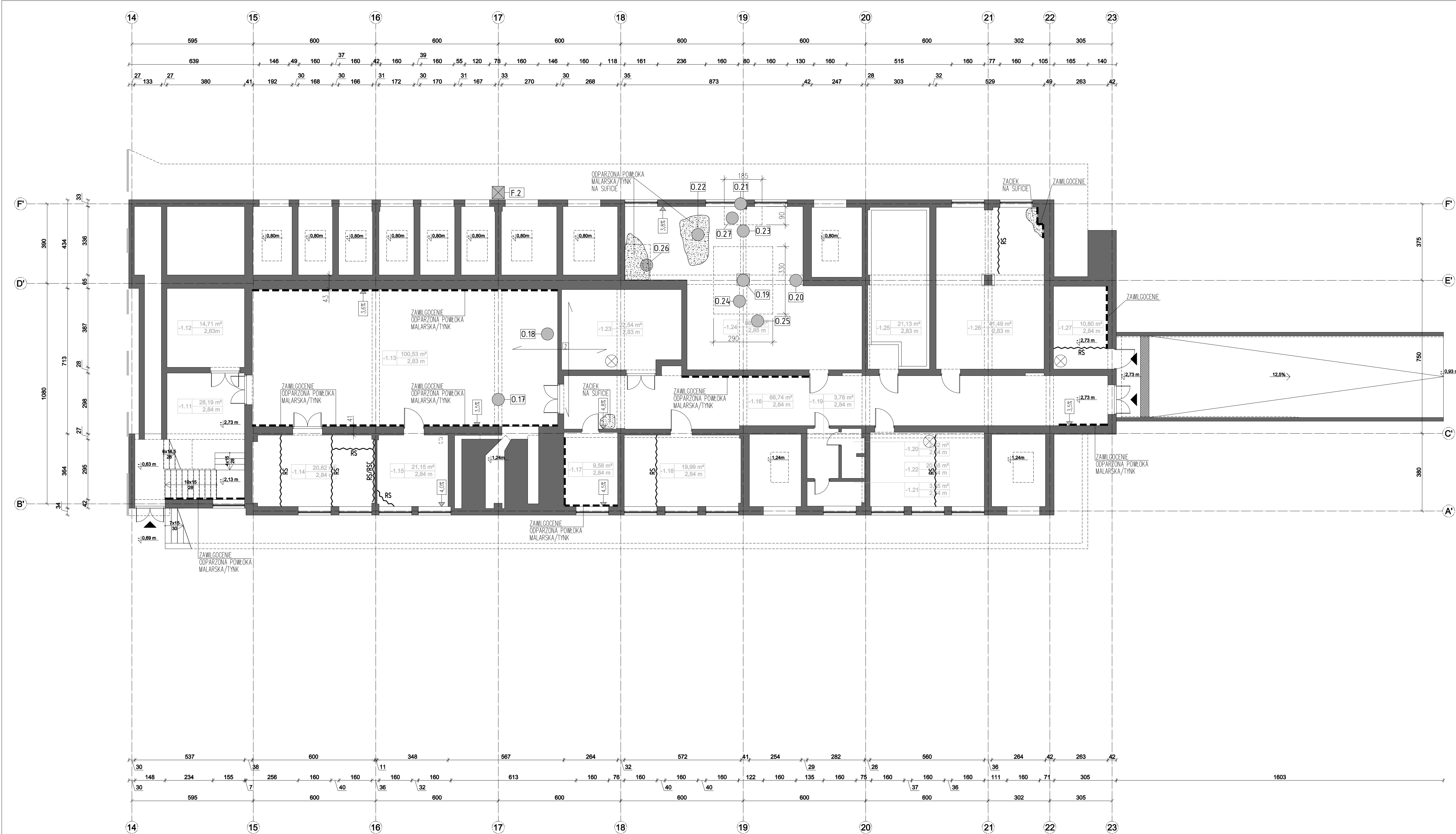
**ZAŁĄCZNIK NR 1:**  
**DOKUMENTACJA GRAFICZNA (RYSUNKOWA)**





ZESPÓŁ AUTORSKI :		NUMBER :	
mgr inż. Dariusz KAROLAK		1	
mgr inż. Cezary POWERZA			
BRANŻA :	STADIUM :	TREŚĆ RYSUNKU :	
		RZUT PIWNICY, CZĘŚĆ A	
KONSTRUKCJA	EKSPERTYZA	SKALA: 1:100	DATA: 11.2023





LEGENDA:

F.1 ODKRYWKA NR 1 FUNDAMENTÓW

0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW

OŚ BELKI STALOWEJ DWUTEOWEJ

RP ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIŻEJ OZNACZEŃ:

RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE

RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE

RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE

RN – RYSA NADPROŻA

RS – RYSA NA STROPIE

RPD – RYSA NA POSADZCE

RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU

RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU

RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO

USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU

USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU

KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU PONIŻEJ:

[Z] STROP ŻELBETOWY

POMIAR ZAWILGOCENIA ŚCIANY

ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

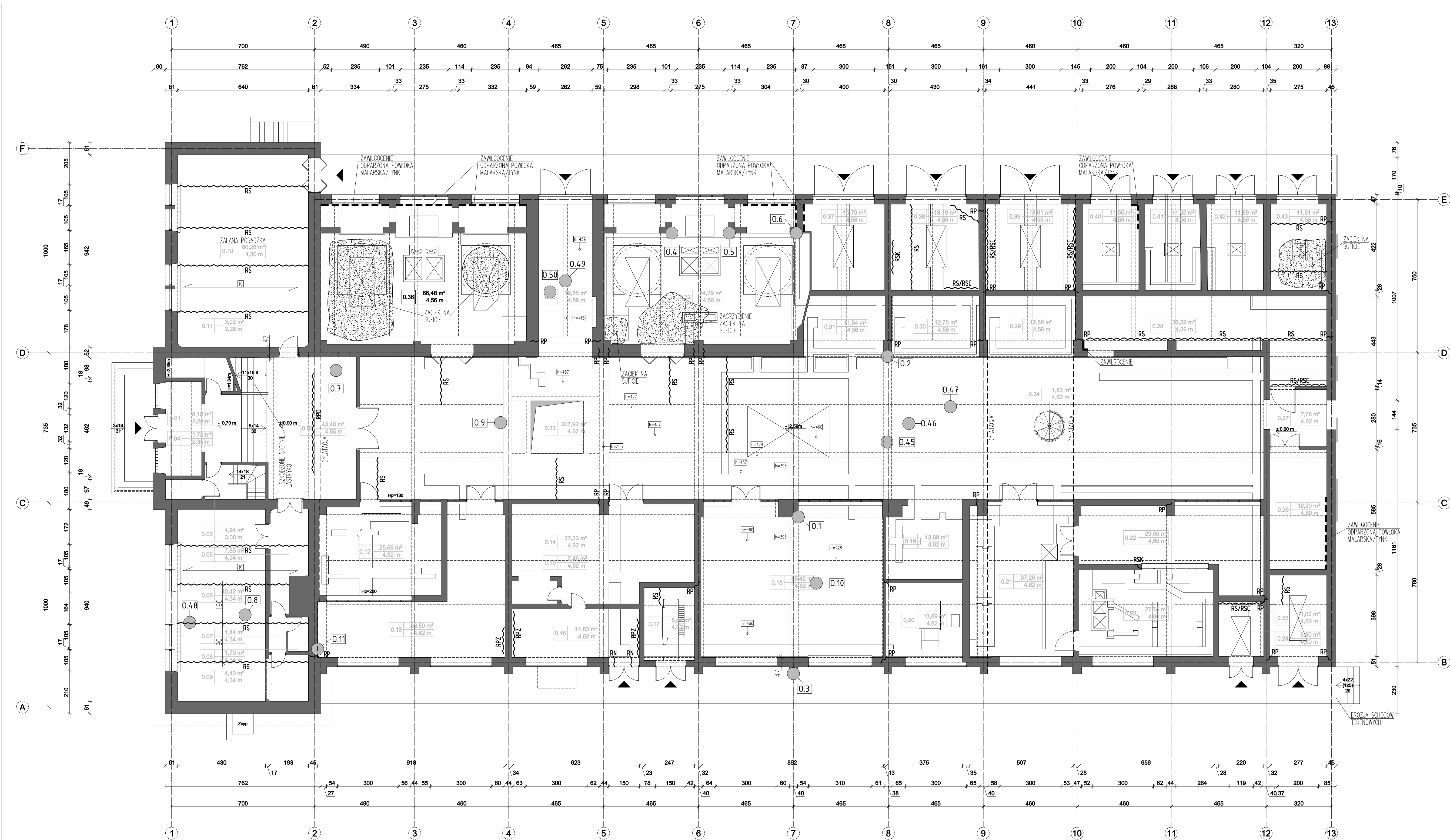
INWESTOR: SKARB PAŃSTWA MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

**T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 51/57 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 622 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWERZA

NUMER :  
**2**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA RZUT PIWNICY, CZĘŚĆ B  
SKALA: 1:100 DATA: 11.2023



LEGENDA:

- 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW
- RP ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIŻEJ OZNACZEŃ:
  - RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE
  - RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE
  - RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE
  - RN – RYSA NADPROŻA
  - RS – RYSA NA STROPIE
  - RPD – RYSA NA POSADZCE
  - RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU
  - RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU
  - RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO
- USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU
- USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU
- K KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU PONIŻEJ:
  - K STROP KLEINA
- ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

**tkm** T.K.M. DARIUSZ KAROLAK  
ul. Piłsna 31/27 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 694 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

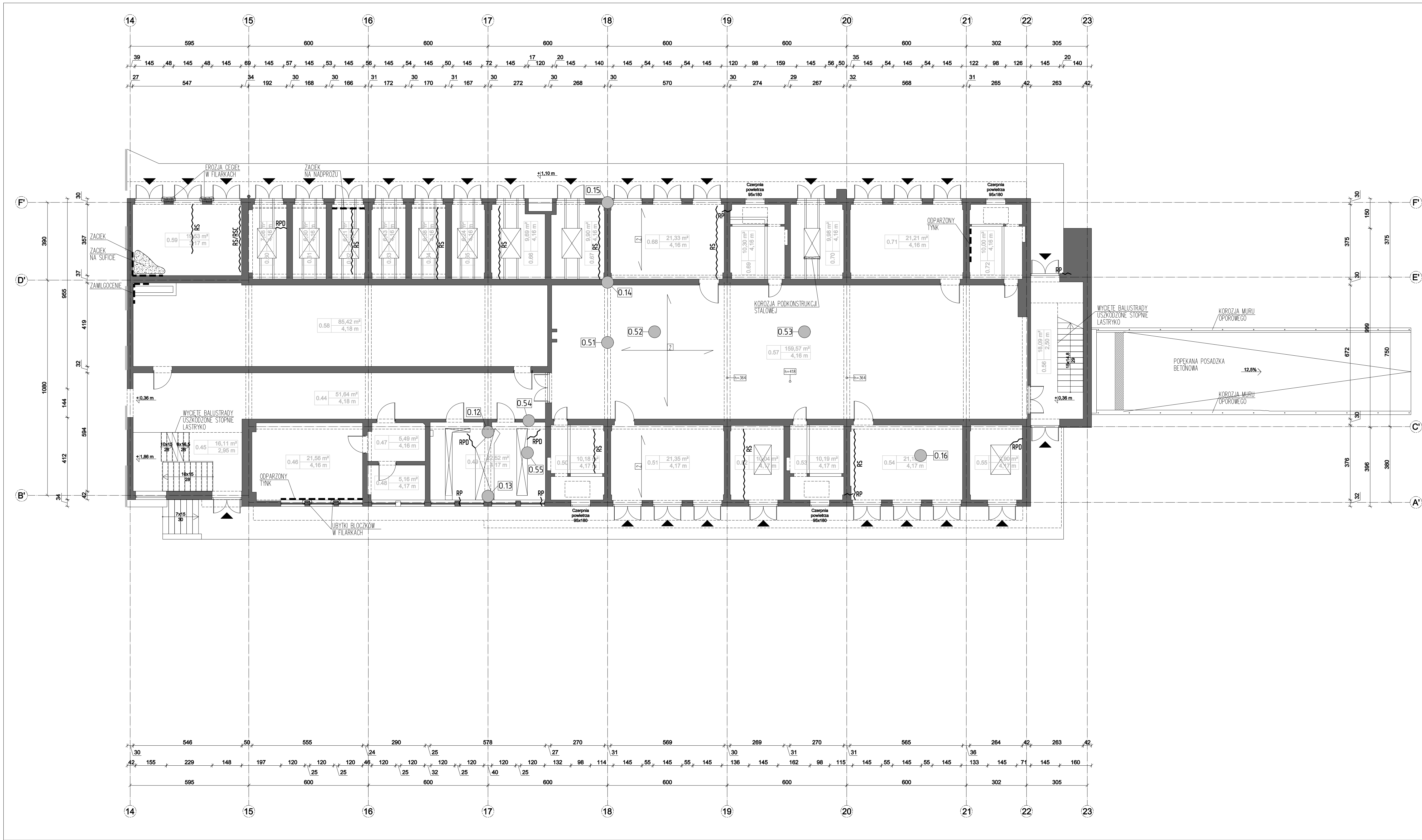
ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWIERZA

NUMER :  
**3**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA RZUT PARTERU, CZĘŚĆ A

SKALA: 1:100 DATA: 11.2023





LEGENDA:

- 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW
- RP ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIŻEJ OZNACZEŃ:
  - RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE
  - RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE
  - RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE
  - RN – RYSA NADPROŻA
  - RS – RYSA NA STROPIE
  - RPD – RYSA NA POSADZCE
  - RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU
  - RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU
  - RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO
- USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU
- USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU
- KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJĘ WG OPISU PONIŻEJ:
  - STROP ŻELBETOWY
- ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

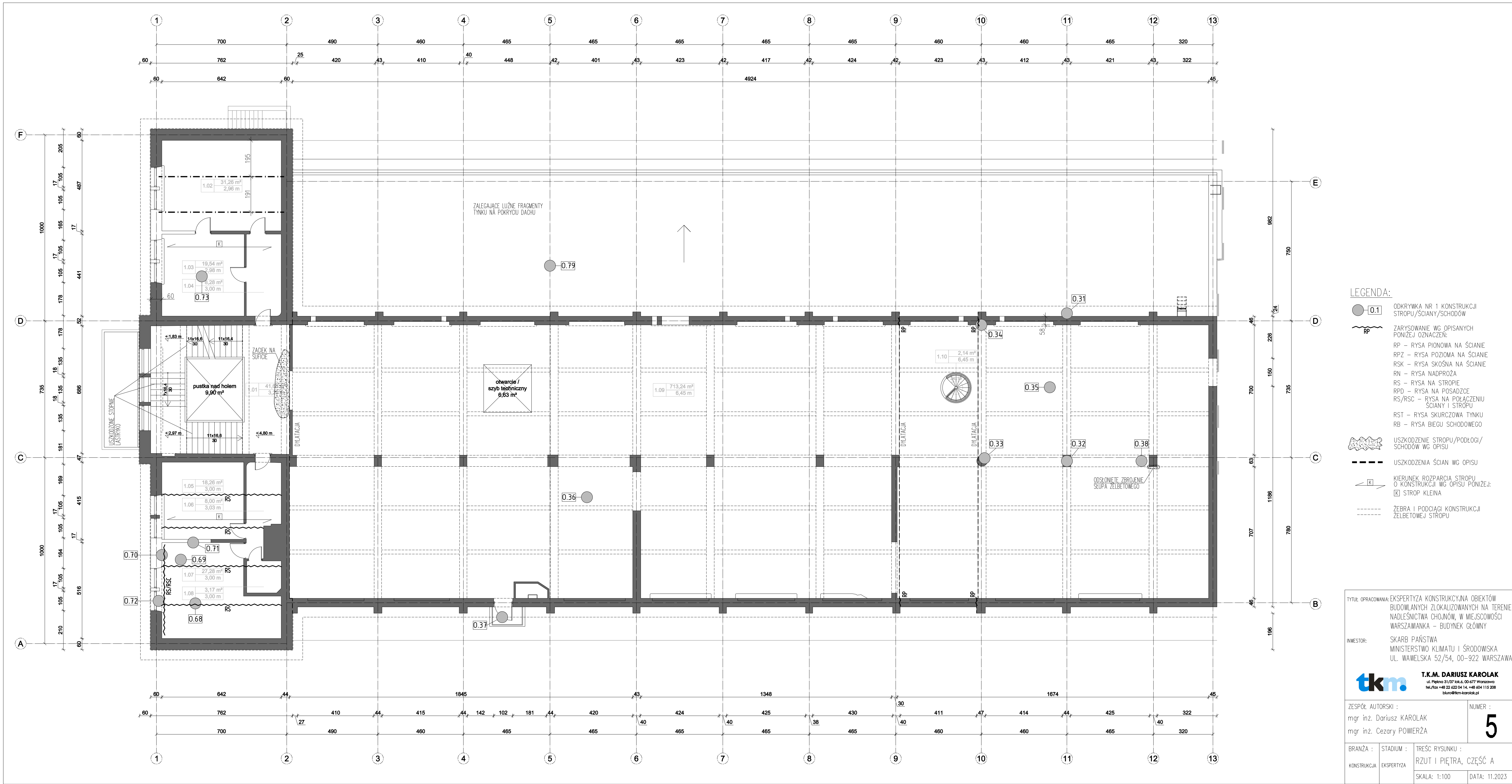
**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 31/37 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

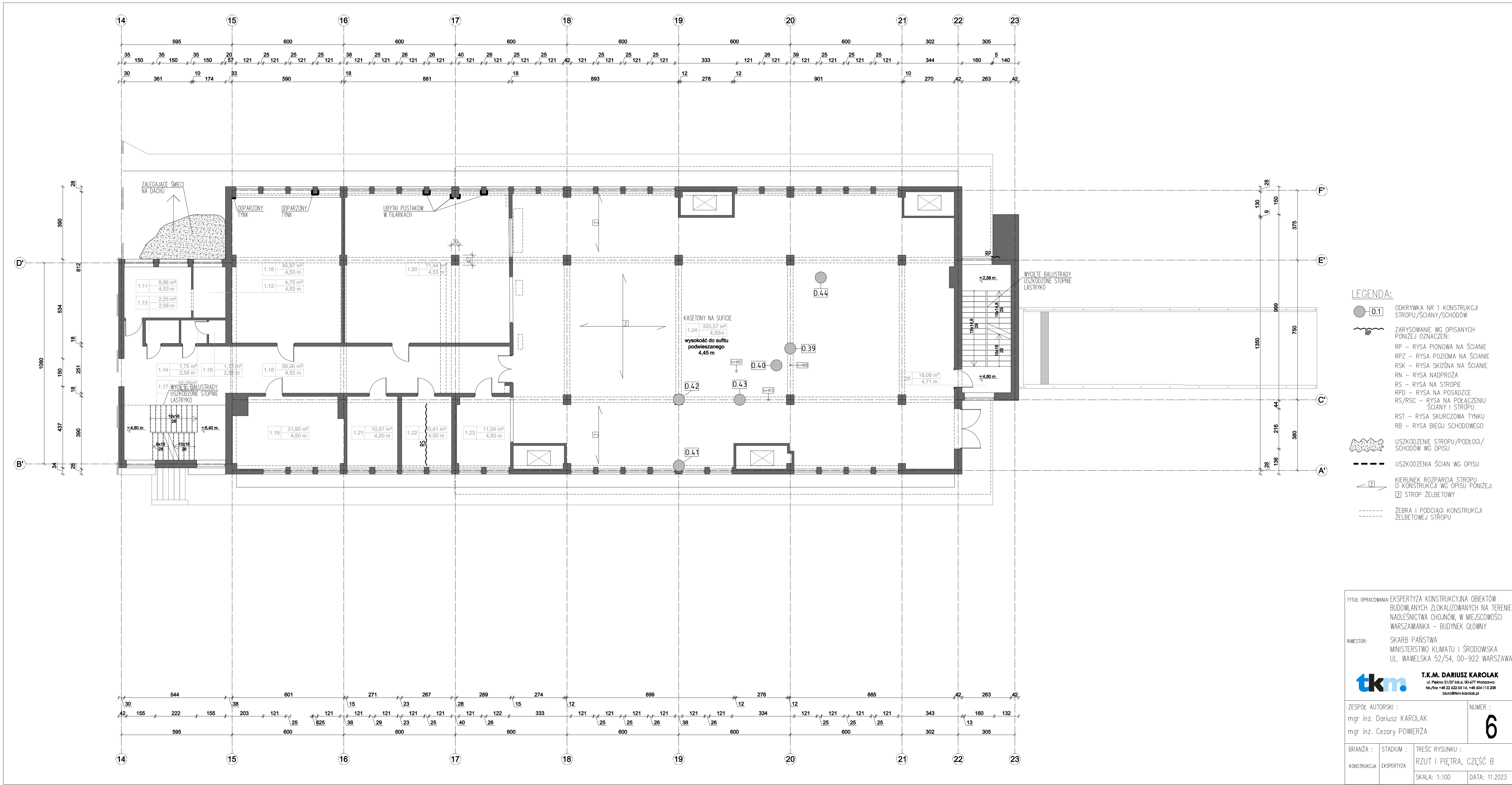
ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWERZA

NUMER :  
**4**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA RZUT PARTERU, CZĘŚĆ B  
SKALA: 1:100 DATA: 11.2023







LEGENDA:

- 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW
- RP ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIŻEJ OZNACZEŃ:
  - RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE
  - RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE
  - RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE
  - RN – RYSA NADPROŻA
  - RS – RYSA NA STROPIE
  - RPD – RYSA NA POSADZCE
  - RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU
  - RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU
  - RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO
- USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU
- USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU
- KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJĘ WG OPISU PONIŻEJ:
  - STROP ŻELBETOWY
- ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

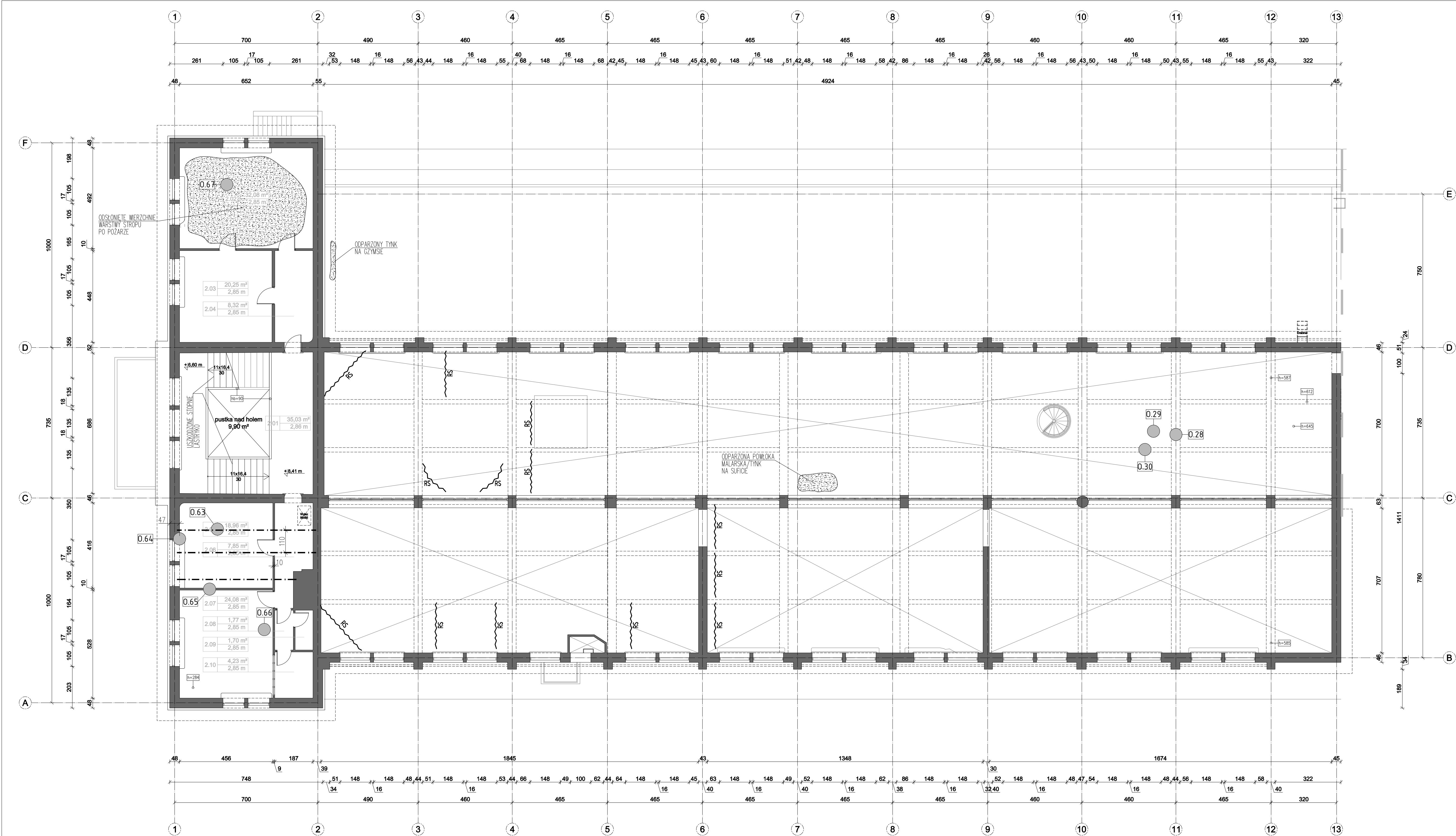
**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 51/57 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWERZA

NUMER :  
**6**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA RZUT I PIĘTRA, CZĘŚĆ B

SKALA: 1:100 DATA: 11.2023



LEGENDA:

- 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW
- RP ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIZEJ OZNACZEN:
- RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE  
RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE  
RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE  
RN – RYSA NADPROŻA  
RS – RYSA NA STROPIE  
RPD – RYSA NA POSADZCE  
RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU  
RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU  
RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO
- USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU
- USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU
- KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU PONIZEJ:  
K STROP KLEINA
- ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

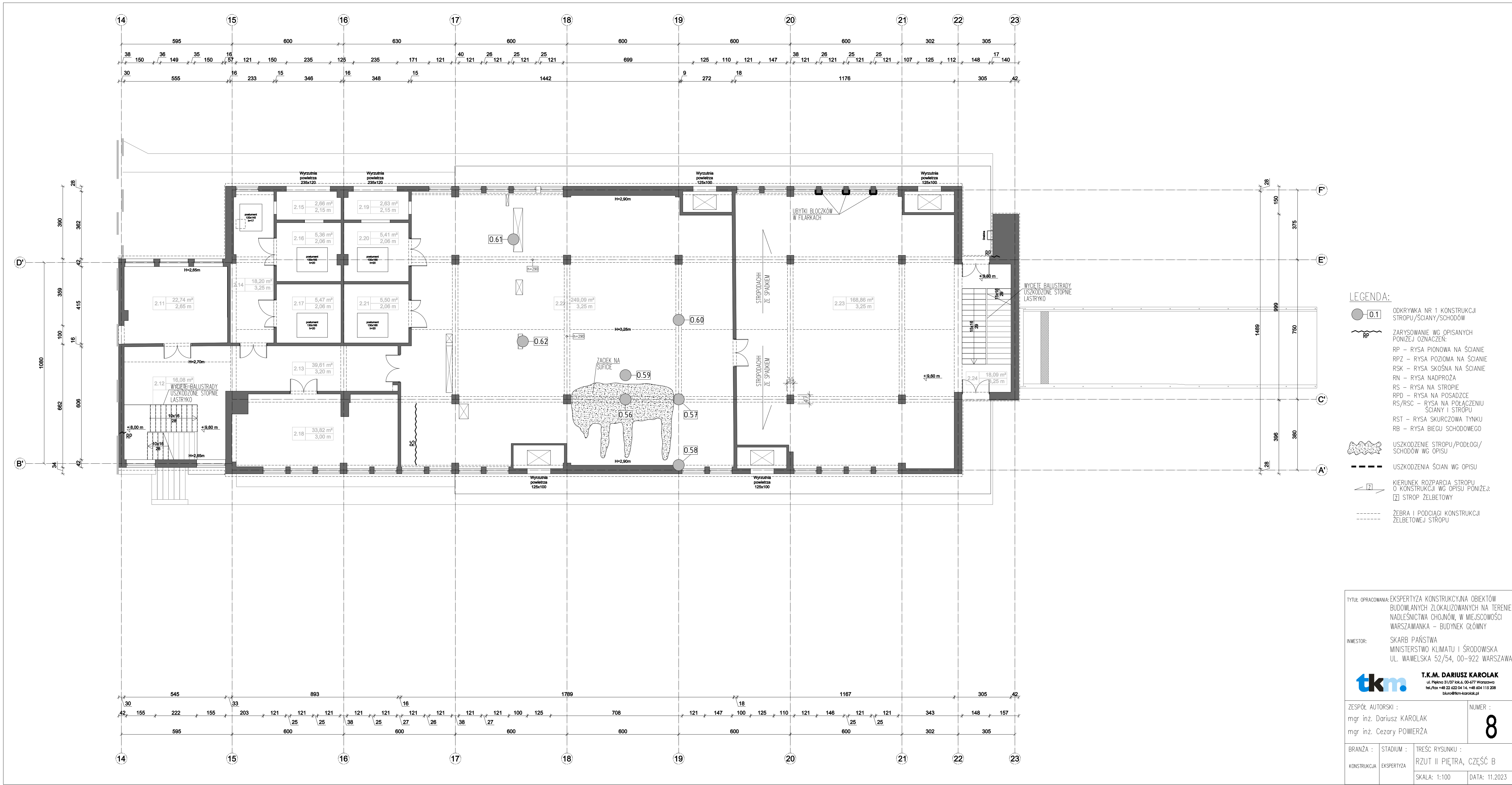
**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 51/57 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWIERZA

NUMER :  
**7**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA RZUT II PIĘTRA, CZĘŚĆ A  
SKALA: 1:100 DATA: 11.2023





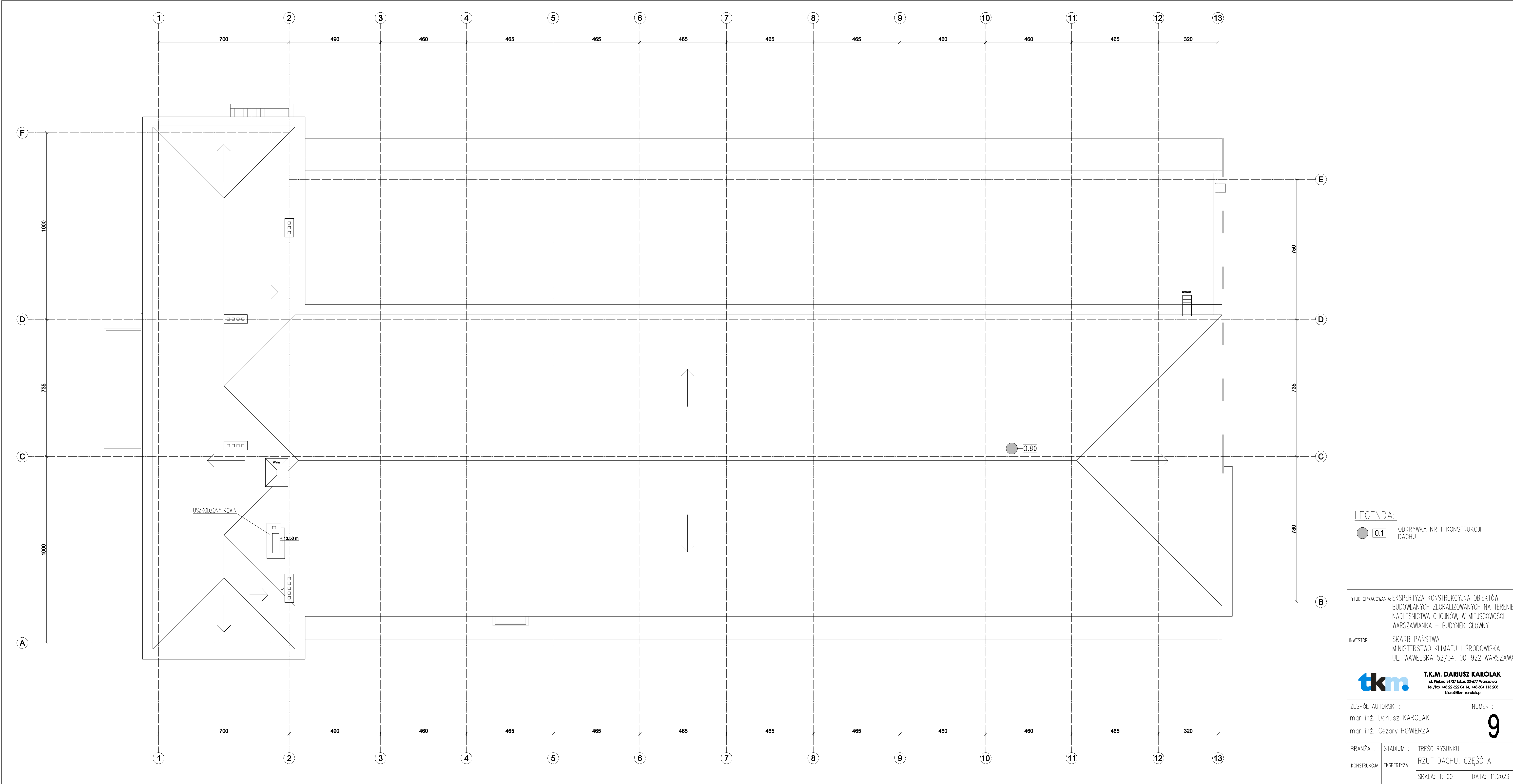
- LEGENDA:**
- ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/ŚCIANY/SCHODÓW
  - ZARYSOWANIE WG OPISANYCH PONIŻEJ OZNACZEN:  
RP – RYSA PIONOWA NA ŚCIANIE  
RPZ – RYSA POZIOMA NA ŚCIANIE  
RSK – RYSA SKOŚNA NA ŚCIANIE  
RN – RYSA NADPROŻA  
RS – RYSA NA STROPIE  
RPD – RYSA NA POSADZCE  
RS/RSC – RYSA NA POŁĄCZENIU ŚCIANY I STROPU  
RST – RYSA SKURCZOWA TYNKU  
RB – RYSA BIEGU SCHODOWEGO
  - USZKODZENIE STROPU/PODŁOGI/SCHODÓW WG OPISU
  - USZKODZENIA ŚCIAN WG OPISU
  - KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU PONIŻEJ:  
[Z] STROP ŻELBETOWY
  - ŻEBRA I PODCIĄGI KONSTRUKCJI ŻELBETOWEJ STROPU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 31/27 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI : mgr inż. Dariusz KAROLAK mgr inż. Cezary POWERŻA		NUMER : <b>8</b>
BRANŻA : KONSTRUKCJA	STADIUM : EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU : RZUT II PIĘTRA, CZĘŚĆ B SKALA: 1:100 DATA: 11.2023

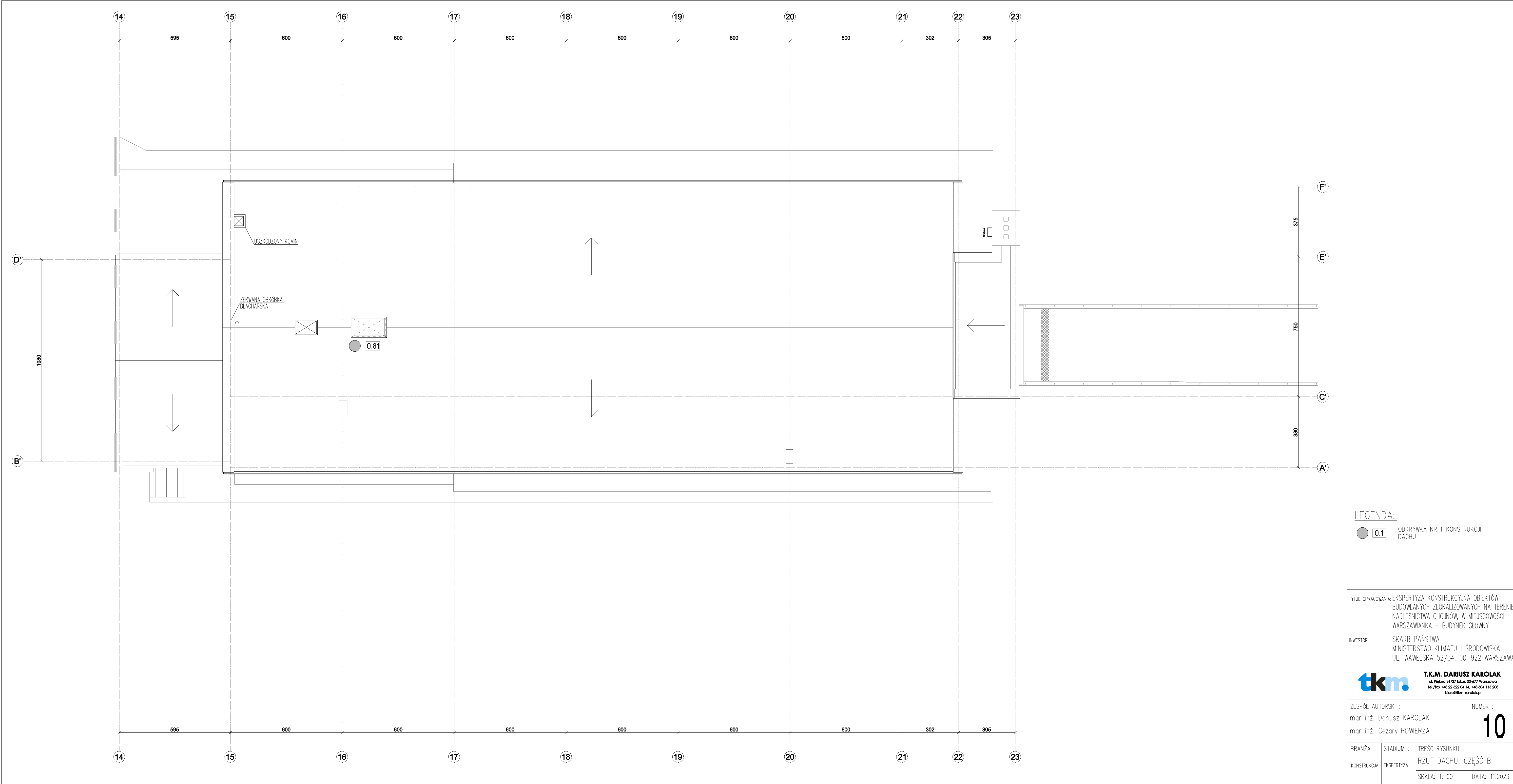


LEGENDA:  
● 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI DACHU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW  
BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE  
NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI  
WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY  
INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA  
**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 31/27 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWIERŻA  
NUMER :  
**9**

BRANŻA : KONSTRUKCJA  
STADIUM : EKSPERTYZA  
TREŚĆ RYSUNKU :  
RZUT DACHU, CZĘŚĆ A  
SKALA: 1:100  
DATA: 11.2023



LEGENDA:

- 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI DACHU

TYTUŁ OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 31/27 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

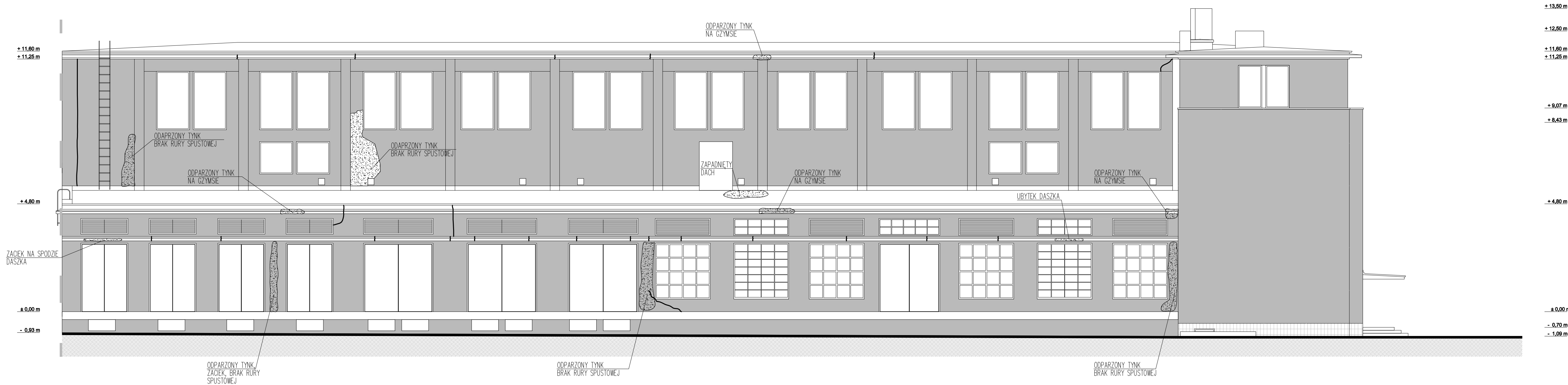
ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWERZA

NUMER :  
**10**

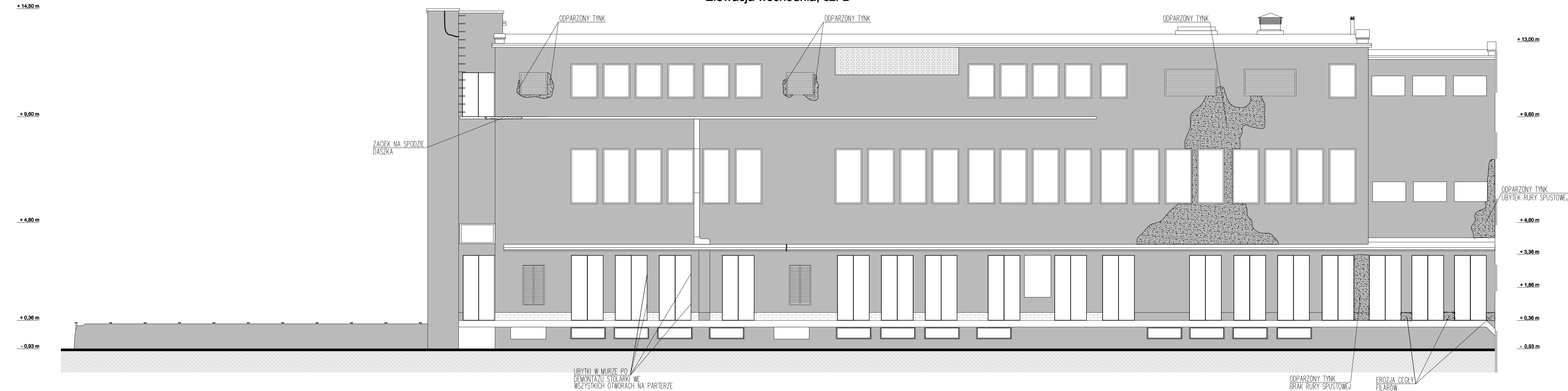
BRANŻA : KONSTRUKCJA  
STADIUM : EKSPERTYZA  
TREŚĆ RYSUNKU : RZUT DACHU, CZĘŚĆ B  
SKALA: 1:100  
DATA: 11.2023





Elewacja wschodnia, cz. A



Elewacja wschodnia, cz. B



LEGENDA:

-  ZARYSOWANIE NA ELEWACJI
-  USZKODZENIE ELEWACJI WG OPISU

TYTUŁ: OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

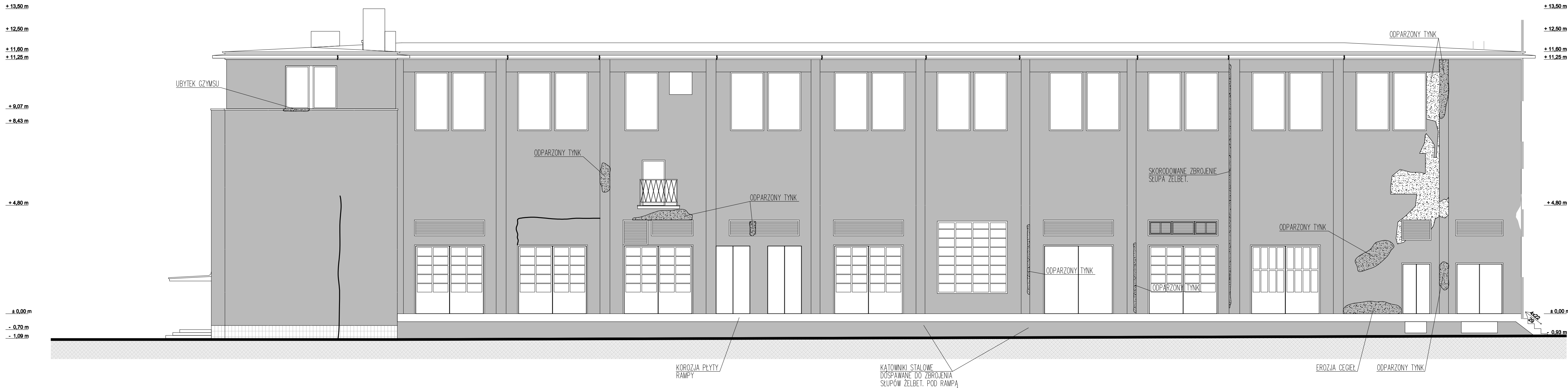
**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłsna 51/57 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWIERŻA

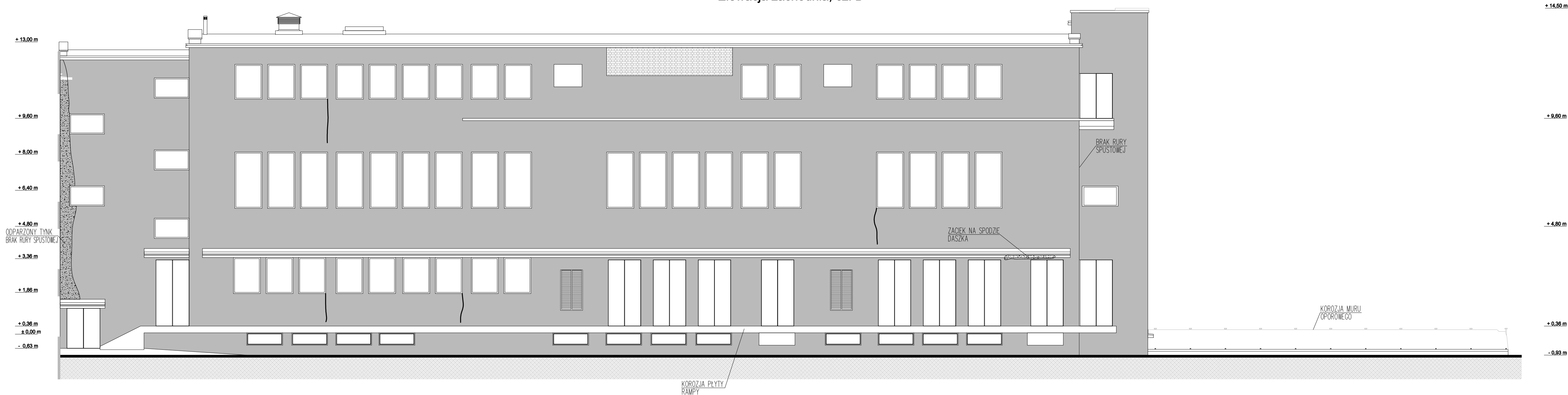
NUMER :  
**11**

BRANŻA :	STADIUM :	TRĘŚC RYSUNKU :
KONSTRUKCJA	EKSPERTYZA	ELEWACJA WSCHODNIA
SKALA: 1:100		DATA: 11.2023

Elewacja zachodnia, cz. A



Elewacja zachodnia, cz. B



LEGENDA:

- ~~~~~ ZARYSOWANIE NA ELEWACJI
- ~~~~~ USZKODZENIE ELEWACJI WG OPISU

TYTUŁ OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY

INWESTOR: SKARB PAŃSTWA  
MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA  
UL. WAWELSKA 52/54, 00-922 WARSZAWA

**tkm** **T.K.M. DARIUSZ KAROLAK**  
ul. Piłkarska 51/57 lok.6, 00-677 Warszawa  
tel./fax: +48 22 522 04 14, +48 604 115 208  
biuro@tkm-karolak.pl

ZESPÓŁ AUTORSKI :  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Cezary POWERZA

NUMER :  
**12**

BRANŻA : STADIUM : TREŚĆ RYSUNKU :  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA ELEWACJA ZACHODNIA  
SKALA: 1:100 DATA: 11.2023

Elewacja północna



Elewacja południowa



LEGENDA:

- ZARYSOWANIE NA ELEWACJI
- USZKODZENIE ELEWACJI WG OPISU

TYTUŁ OPRACOWANIA: EKSPERTYZA KONSTRUKCYJNA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH ZLOKALIZOWANYCH NA TERENIE NADLEŚNICTWA CHOJNÓW, W MIEJSCOWOŚCI WARSZAWIANKA – BUDYNEK GŁÓWNY		
INWESTOR: SKARB PAŃSTWA MINISTERSTWO KLIMATU I ŚRODOWISKA UL. WAWELSKA 52/54, 00–922 WARSZAWA		
<b>T.K.M. DARIUSZ KAROLAK</b> ul. Piękna 31/37 lok.6, 00-677 Warszawa tel./fax +48 22 622 04 14, +48 604 115 208 biuro@tkm-karolak.pl		
ZESPÓŁ AUTORSKI : mgr inż. Dariusz KAROLAK mgr inż. Cezary POWERZA		NUMER : <b>13</b>
BRANŻA : KONSTRUKCJA	STADIUM : EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU : ELEWACJE PŁN. I PŁD. SKALA: 1:100 DATA: 11.2023