

# EKSPERTYZA TECHNICZNA

## 103/2017

*Dotyczy:*

Oceny możliwości i sposobu wykonania planowanej przebudowy budynku  
Ambasady Norwegii w Warszawie przy ul. Chopina 2A

*Wykonano na zlecenie:*

MWM Architekci Sp. z o. o.  
ul. Partyzantów 1A, 32-242 Rzeszów

*Na podstawie:*

umowa nr 103/2017 z dnia 3.10.2017r

*Autorzy opracowania :*

mgr inż. Dariusz Karolak  
Rzecznawca Budowlany PZITB Nr 2710  
Decyzja Nr RZE/X/0010/15  
upr. MAZ/0143/POOK/04, MAZ/0007/OWOK/05

mgr inż. Anna Naguszewska



**OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
I TECHNIKI BUDOWLANEJ**



**ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO POLSKIEGO ZWIĄZKU  
INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA**

Warszawa, październik 2017r.



## SPIS TREŚCI

1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY .....	3
2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY .....	3
3. PODSTAWA MERYTORYCZNA OPRACOWANIA .....	3
3.1. BADANIA I ANALIZY WŁASNE .....	3
3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA TECHNICZNA .....	4
3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY .....	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA BUDYNKÓW PRZY UL. CHOPINA 2A .....	5
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKÓW W ŚWIETLE BADAŃ „IN SITU” .....	11
5.1. DANE OGÓLNE .....	11
5.2. BADANIA WŁASNE ELEMENTÓW BUDYNKU AMBASADY .....	12
5.3. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU AMBASADY .....	35
5.4. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU AMBASADY .....	36
5.5. BADANIA WŁASNE ELEMENTÓW BUDYNKU GARAŻU .....	36
5.6. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU GARAŻU .....	46
5.7. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU GARAŻU .....	46
6. OCENA ZUŻYCIA NATURALNEGO BUDYNKÓW .....	46
7. OCENA WYTRZYMAŁOŚCI MATERIAŁÓW KONSTRUKCYJNYCH .....	47
7.1. BUDYNEK AMBASADY .....	47
7.2. BUDYNEK GARAŻU .....	48
8. OBLICZENIA STATYCZNE WYBRANYCH ELEMENTÓW BUDYNKU AMBASADY .....	49
8.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ .....	49
8.2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELEK STROPOWYCH STALOWYCH .....	52
8.3. ŚCIANY MUROWANE .....	62
8.4. FUNDAMENTY .....	68
9. ZAKRES PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKÓW .....	79
10. ZALECENIA REMONTOWO – BUDOWLANE DLA BUDYNKU AMBASADY .....	80
11. ZALECENIA REMONTOWO – BUDOWLANE DLA BUDYNKU GARAŻU .....	81
12. WNIOSKI KOŃCOWE .....	82
ZAŁĄCZNIKI:	
ZAŁĄCZNIK NR 1 - DOKUMENTACJA GRAFICZNA (RYSUNKOWA) .....	84
ZAŁĄCZNIK NR 2 - UPRAWNIENIA OPRACOWUJĄCYCH EKSPERTYZĘ .....	93



## 1. PODSTAWA FORMALNA EKSPERTYZY

Ekspertyzę opracowano na podstawie umowy zawartej między MWM Architekci Sp. z o. o. ul. Partyzantów 1A, 35-242 Rzeszów, a Ośrodkiem Rzeczoznawstwa i Techniki Budowlanej O/W PZITB z siedzibą w Warszawie przy ul. Nowolipie 9/11.

## 2. PRZEDMIOT, CEL I ZAKRES EKSPERTYZY

Przedmiotem ekspertyzy konstrukcyjnej jest budynek Ambasady Norwegii wraz z budynkiem garażu, zlokalizowane przy ul. Chopina 2A w Warszawie. Celem ekspertyzy jest ocena możliwości i sposobu wykonania planowanej przebudowy budynku.

Ekspertyza swym zakresem obejmuje:

- analiza istniejącej dokumentacji budynku,
- analiza stanu technicznego konstrukcji budynku,
- dokumentacja fotograficzna stwierdzonych uszkodzeń,
- odkrywki konstrukcji stropów, ścian i fundamentów,
- niezbędne obliczenia statyczne, w tym analiza statyczna ścian nośnych i fundamentów budynku ze względu na planowaną przebudowę,
- wytyczne dla projektanta przebudowy budynku,
- wnioski i zalecenia końcowe.

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 październiku 2017r.,
- dokumentacji fotograficznej wykonanej przez autorów ekspertyzy,
- odkrywek elementów konstrukcji oraz badań makroskopowych materiałów konstrukcyjnych budynku wykonanych przez autorów Ekspertyzy,
- własnego doświadczenia związanego z projektowaniem, realizacją i diagnostyką konstrukcji,
- literatury przedmiotu.



### 3.2. UDOSTĘPNIONA DOKUMENTACJA TECHNICZNA

Autorom ekspertyzy Zleceniodawca udostępnił następujące dokumenty:

- {1} Koncepcja przebudowy budynku opracowana przez MWM Architekci w październiku 2017r.
- {2} Archiwalne rzuty budynku z 1947r.
- {3} Archiwalne rzuty budynku z 1975r.
- {4} Projekt nowej klatki oraz windy – rozbudowa i modernizacja budynku Ambasady Królestwa Norwegii wykonany przez arch. Zbigniewa Chmielewskiego w kwietniu 2004r.
- {5} Dokumentacja geotechniczna dotycząca projektowanej klatki schodowej w windę wykonana przez ZamGeo w styczniu 2005r.
- {6} Opinia Techniczna dotycząca uwarunkowań konstrukcyjnych dobudowy szybu windowego wraz z klatką schodową do istniejącego budynku przy ul. Chopina 2a w Warszawie oraz możliwości zmiany funkcji użytkowej pomieszczeń na II piętrze, opracowana przez dr inż. Zbigniewa Tyczyńskiego w lutym 2005r.
- {7} Projekt wykonawczy rozbudowy budynku, projekt nowej klatki oraz windy, projekt adaptacji trzeciej kondygnacji na cele biurowe budynku Ambasady Królestwa Norwegii wykonany przez arch. Zbigniew Chmielewski w kwietniu 2005r.

### 3.3. WAŻNIEJSZE PUBLIKACJE I NORMY

- [1] Norma PN-82/B-02000 „Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości”.
- [2] Norma PN-82/B-02001 „Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.”
- [3] Norma PN-82/B-02003 „Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe”.
- [4] Norma PN-80/B-02010 „Obciążenie śniegiem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.”
- [5] Norma PN-80/B-02010/Az1 “Obciążenie śniegiem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.”
- [6] Norma PN-77/B-02011 „Obciążenie wiatrem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.”
- [7] Norma PN-77/B-02011/Az1 „Obciążenie wiatrem. Obciążenia w obliczeniach statycznych.”
- [8] Norma PN-87/B-03002 „Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”.
- [9] Norma PN-90/B-03200 „Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.”
- [10] Norma PN-91/B-03020 „Posadowienie bezpośrednie budowli. Grunty budowlane. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [11] Norma PN-B-03002:1999 „Konstrukcje murowe niezbrojone. Obliczenia stat. i projektowanie”.
- [12] Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne tom 1÷3. Arkady 1976 i 1987.
- [13] Praca zbiorowa: Budownictwo ogólne tom 1 i 2. Arkady 2005.



- [14] Praca zbiorowa: Technik, tom II. Gebethner i Wolff 1908.
- [15] Rudziński L.: Konstrukcje murowe. Remonty i wzmocnienia. WPS 2006.
- [16] Masłowski E., Spizewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady 2000.
- [17] Praca zbiorowa: Zużycie obiektów budowlanych. Poradnik. WACETOB 2003.
- [18] Praca zbiorowa: Remonty i modernizacja budynków mieszkalnych. Arkady 1987.
- [19] J. Łempicki: Ekspertyzy konstrukcji budowlanych. Arkady 1972.
- [20] <http://mapa.um.warszawa.pl/>
- [21] <http://warszawa1939.pl/>

#### 4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA BUDYNKÓW PRZY UL. CHOPINA 2A

Przedmiotem ekspertyzy jest czterokondygnacyjny budynek ambasady zlokalizowany przy ul. Chopina 2A w Warszawie. Autorem tego budynku był prawdopodobnie arch. Ludwik Panczakiewicz. Budynek powstał na początku XXw. (różne źródła podają jego budowę w 1900r. i 1920r.).

Budynek ambasady został zbudowany w konstrukcji tradycyjnej ceglanej w układzie dwutraktowym. Ściany murowane z cegły pełnej o zróżnicowanych grubościach od 83cm do 27cm, w zależności od kondygnacji. Ściany elewacyjne otynkowane. Budynek jest w całości podpiwniczony. Budynek został spalony w czasie II wojny św., i odbudowany po wojnie ze zmianą wystroju elewacji, nadbudową drugiego piętra, i rozbudową w kierunku zachodnim. Zmianie uległy również nadproża (z łukowych na proste) w elewacji budynku. Z analizy dokumentacji archiwalnej wynika, że do czasu jego powojennej przebudowy budynek był trzykondygnacyjny, z poddaszem.

Po spaleniu stropy nad piwnicami pozostały. W trakcie frontowym stropy zachowały się w dobrym stanie, natomiast od strony podwórza wymagały lokalnych wzmocnień. Stropy nadziemne zostały wykonane nowe wg dokumentacji archiwalnej {2} jako płyty ceglane lub płyty z betonu ceglanego na belkach stalowych, z kotwieniem co 3-4 belki w ścianach murowanych. Geometria dachu kopertowa, konstrukcja dachu została wykonana jako skrzynkowa żelbetowa. Posadowienie budynku bezpośrednio, występują fundamenty ceglane o zróżnicowanej geometrii i głębokości posadowienia. Posadzka w piwnicy na zmiennych poziomach. W budynku znajdują się dwie główne klatki schodowe, zapewniające komunikację pionową, oraz jedna klatka schodowa dla komunikacji pomiędzy poziomem parteru i piwnicą. Konstrukcja schodów płytowa żelbetowa. Na elewacji frontowej występuje na dwóch kondygnacjach wycofanie ściany z kolumnami o przekroju okrągłym. Przejazd bramowy jest zlokalizowany od strony wschodniej budynku. Budynek ambasady od strony wschodniej sąsiaduje z budynkiem przy ul. Chopina 2 (ambasada Węgier), który również został spalony w czasie II wojny św., i odbudowany po jej zakończeniu. Brak jest informacji na temat styku obu budynków.

Od strony zachodniej do budynku jest dobudowana klatka schodowa wraz z szybem windy. Konstrukcja klatki jest wykonana ze ścian murowanych z pustaków kratowych gr.19 i 29cm wzmocnionych wieńcami i słupami żelbetowymi. Stropodach i płyty spoczników - płytowe żelbetowe. Biegi schodów żelbetowe. Posadowienie dobudowy na płycie fundamentowej.

Budynek ambasady jest wykorzystywany na cele biurowe, jedynie poziom I piętra jest wykorzystywany na cele mieszkalne.

Na tyłach budynku ambasady jest zlokalizowany dwukondygnacyjny budynek garażu, z lokalem mieszkalnym na piętrze, objęty również niniejszym opracowaniem. Budynek był w przeszłości rozbudowywany, jednak nie zachowały się żadne materiały archiwalne na temat jego konstrukcji. Przyjęto, że budynek garażu powstał w podobnym okresie jak budynek ambasady. Część wschodnia budynku jest najstarsza, natomiast część zachodnia została dobudowana, z częściowym wykorzystaniem muru ogrodzeniowego w granicy z sąsiednią posesją. Budynek nie był spalony w czasie II wojny św. Konstrukcja budynku murowana z cegły pełnej, cegły dziurawki i bloczków z betonu komórkowego. Strop z płyt z betonu z kruszywem ceglany na belkach stalowych w części wschodniej, natomiast gęstożebrowy w części zachodniej. Strop poddasza w konstrukcji drewnianej, więźba dachowa drewniana, z pełnym deskowaniem i pokryciem z papy. Posadowienie budynku bezpośrednio na ławach ceglanych. W budynku występuje jedna klatka schodowa w konstrukcji płytowo belkowej, żelbetowa. Budynek garażu od strony północnej sąsiaduje z budynkiem przy Al. Ujazdowskich 23, który został spalony w czasie II wojny św. i odbudowany po jej zakończeniu. Brak jest informacji na temat styku obu budynków.



Widok obecny, elewacja frontowa budynku ambasady przy ul. Chopina 2A w Warszawie. 10.2017r.



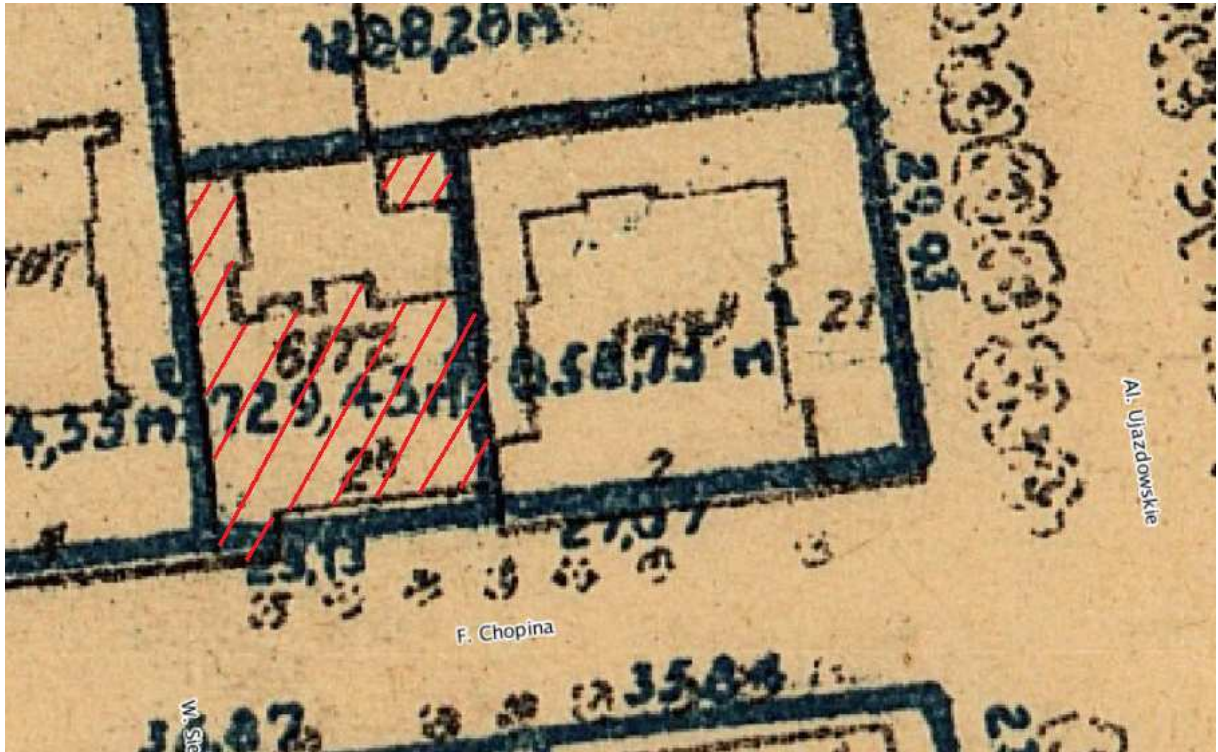


Widok obecny budynku garażu przy ul. Chopina 2A w Warszawie. 10.2017r.



Widok ulicy Chopina od strony Al. Ujazdowskich, początek XX w. W głębi widoczny budynek Chopina 2a.

źródło: "Album widoków Warszawy"



Widok mapy z 1936r. z zaznaczonym obrysem budynku ambasady i budynku garażu

źródło: [mapa.um.warszawa.pl](http://mapa.um.warszawa.pl)



Widok budynku Chopina 2a, 1938r. źródło: Akta miasta Warszawy - Referat Gabarytów

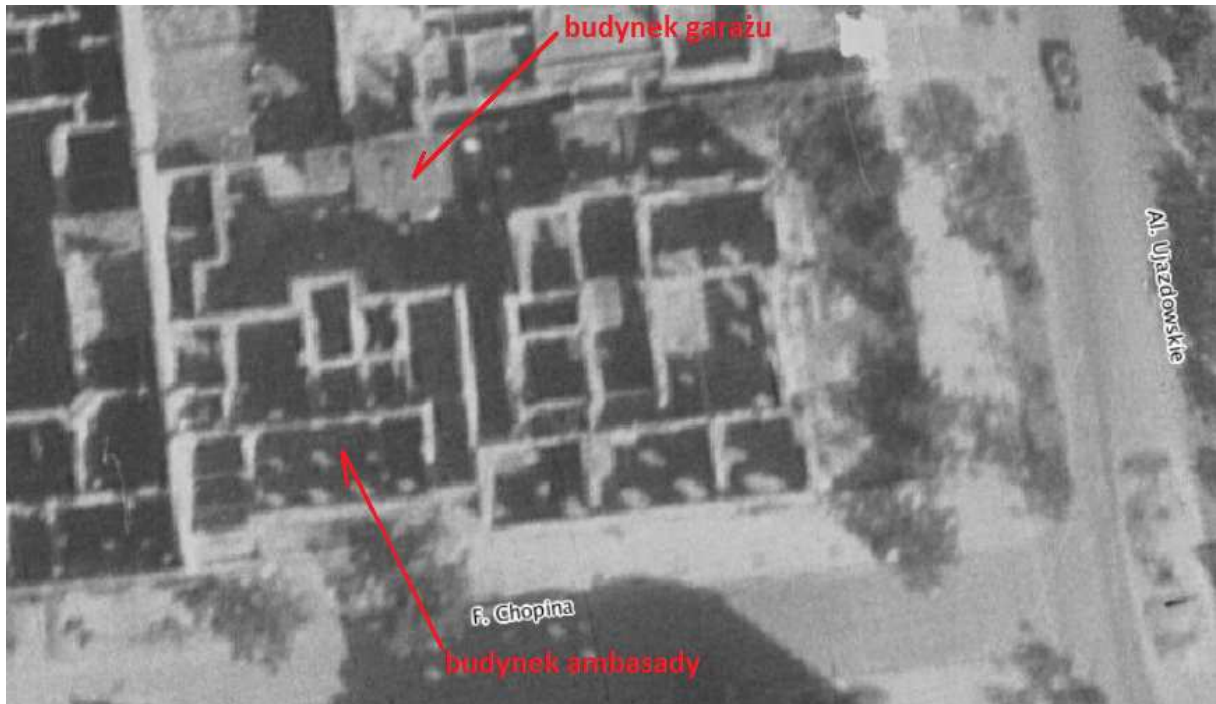




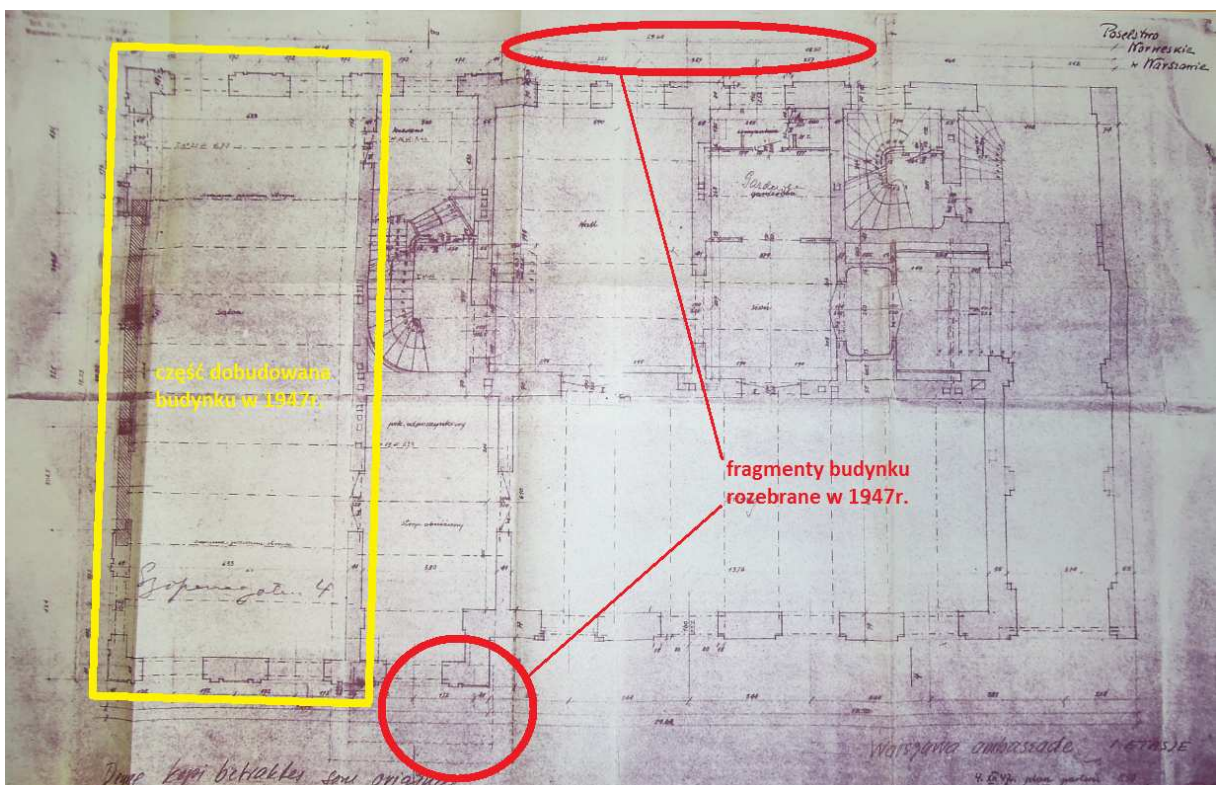
Widok budynku Chopina 2a, 1938r. źródło: Akta miasta Warszawy - Referat Gabarytów



Widok budynku Chopina 2a, fotomontaż dwóch zdjęć, 1938r. źródło: warszawa1939.pl

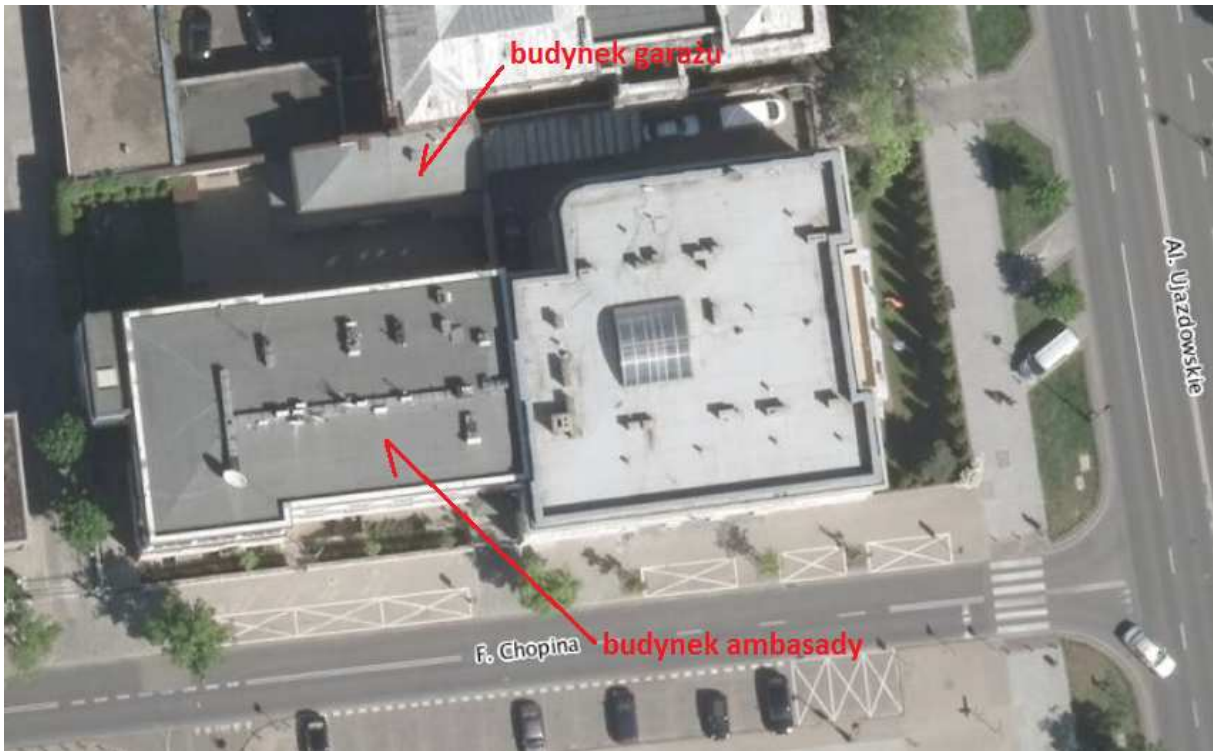


Budynek został spalony w trakcie działań wojennych, zdjęcie lotnicze 1945r.,  
źródło: mapa.um.warszawa.pl



Rzut budynku z dokumentacji archiwalnej {2} wraz z opisanymi zmianami





Widok obecny, zdjęcie lotnicze 2016r., źródło: mapa.um.warszawa.pl

## 5. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKÓW W ŚWIETLE BADAŃ „IN SITU”

### 5.1. DANE OGÓLNE

Przeгляд konstrukcji budynku ambasady i budynku garażu oraz niezbędne odkrytki do celów niniejszej ekspertyzy wykonano w październiku 2017r. W ekspertyzie dokonano oceny stanu technicznego budynków na postawie:

- badań „in situ” elementów budynku,
- analizy dokumentacji fotograficznej,
- własnych makroskopowych badań materiałów i elementów budynku, których możliwość wykonania była bardzo ograniczona ze względu na użytkowanie 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 [17].

Lp.	Klasyfikacja stanu technicznego	Kryterium oceny elementu
1	2	3
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 AMBASADY

### 5.2.1. FUNDAMENTY

Podczas oględzin i badań budynku wykonano 5 odkrywek fundamentów (F.1÷F.5), które wraz z lokalizacją naniesiono na rysunek rzutu piwnicy, zawarty w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

Ławy fundamentowe budynku zostały wykonane z cegły pełnej ceramicznej o wymiarach 7x13x27cm na zaprawie wapiennej. Poziom posadzki w piwnicy jest zróżnicowany, poziom zagłębienia ław ceglanych jest zmienny i waha się od ~0,35m do ~0,84m poniżej poziomu posadzki w piwnicy. W piwnicy ze względu na pomieszczenia użytkowe występuje posadzka z płytek gresowych lub paneli drewnianych. Jedynie w części wschodniej pod przejazdem bramowym występuje posadzka betonowa. W trakcie wizji lokalnej stwierdzono lokalnie zawilgocenie dolnych warstw ław ceglanych oraz zawilgocony grunt i cegły poniżej poziomu posadzki w piwnicy, szczególnie w ścianach zewnętrznych.

Od strony zachodniej do budynku jest dobudowana klatka schodowa wraz z szybem windy. Posadowienie dobudowy jest wykonane na płycie fundamentowej. W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń świadczących o utracie nośności przez fundamenty.

Ogólnie stan techniczny fundamentów budynku określono jako **średni**.





Odkrywka F.1 fundamentów. Widoczne ceglana ława i ściana.



Odkrywka F.3 fundamentów. Widoczne ceglana ława i ściana.

### 5.2.2. IZOLACJE PRZECIWWILGOCIOWE

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono brak izolacji poziomej ław fundamentowych. Zawilgocenia na powierzchni zewnętrznych ścian piwnicy świadczy o braku (lub jej zużyciu) pionowych i poziomych izolacji przeciwwilgociowych. Ogólnie stan techniczny izolacji przeciwwilgociowych fundamentów i ścian piwnicy określono jako **zły**.

### 5.2.3. ŚCIANY KONSTRUKCYJNE ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE

Materiał ścian budynku został określony za pomocą 12-stu odwiertów. Stwierdzono ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej o wymiarach 27x13x7cm na zaprawie wapiennej, o zróżnicowanej grubości muru w zależności od kondygnacji. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne grubości od 3 cegieł (83cm) do 1 cegły (27cm) w poziomie piwnicy, 2,5 cegły (67cm) do 1 cegły (27cm) w poziomie parteru i I piętra, od 2 cegieł (55cm) do 1 cegły (27cm) w poziomie II. Lokalnie w poziomie parteru stwierdzono obmurowania przewodów wentylacyjnych z cegły pełnej silikatowej. Pod oknami występują pocienienia muru. Ściany zarówno od środka, jak i z zewnątrz są otynkowane. W części pomieszczeń występuje na ścianach okładzina drewniana.

Od strony zachodniej do budynku jest dobudowana klatka schodowa wraz z szybem windy. Konstrukcja jest wykonana ze ścian murowanych z pustaków kratowych gr.19 i 29cm wzmocnionych wieńcami i słupami żelbetowymi.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia:

- lokalne zawilgocenie i zacieki w narożniku pomieszczenia, na parterze w części południowo zachodniej,
- zawilgocenie ścian w piwnicy,
- zarysowanie na dylatacji dobudowanej klatki schodowej.

Ogólnie stan techniczny ścian wewnętrznych i zewnętrznych określono jako **dobry**.



Widoczne zawilgocenie ścian piwnicy w rejonie przejazdu bramowego.

#### 5.2.4. ŚCIANY DZIAŁOWE

Ściany działowe murowane, wykonane z ceramicznej i silikatowej cegły pełnej, o grubości 12 i 13cm (bez tynku). Lokalnie wykonano wtórne podziały pomieszczeń ścianami z płyt G-K. Wszystkie ściany są otynkowane.

Ogólnie stan techniczny ścian działowych określono jako **dobry**.

#### 5.2.5. NADPROŻA I PODCIĄGI

Nadproża w budynku występują jako łukowe ceglane oraz płaskie na belkach stalowych I140 i I160. Przekroje są zróżnicowane wg dokumentacji archiwalnej {2}. W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono ich uszkodzeń, poza zarysowaniem tynku w nadprożu nad przejazdem bramowym, od strony elewacji podwórzowej. Ogólnie stan techniczny nadproży określono jako **dobry**.



Widoczne zarysowanie nadproża łukowego w przejeździe bramowym.

Podciągi żelbetowe w budynku występują w stropie nad piwnicą oraz w stropie nad I piętrzem. W odkrywce O.5 stwierdzono występowanie podciągu z 2-ch ceowników walcowanych C100. W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono ich uszkodzeń. Ogólnie stan techniczny podciągów określono jako **dobry**.





Widoczny podciąg w stropie nad piwnicą oraz instalacje ukryte sufitem podwieszonym.

#### 5.2.6. SŁUPY

Słupy w budynku występują w poziomie piwnicy, w części socjalnej. Stanowią one podporę dla wieloprzęsłowego podciągu stropowego – murowane, oraz podpierają strop przy krawędzi otworu dla klatki schodowej pomiędzy parterem, a piwnicą - stalowe.

Słupy o przekroju okrągłym występujące przy wycofanych ścianach w poziomie I i II piętra w elewacji frontowej stanowią podporę dla płyty stropowej. Wykonane odwierty pozwoliły określić, że słupy są wykonane jako dwugązłowe z profili stalowych, obmurowane cegłą pełną.

W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono uszkodzeń słupów. Ogólnie stan techniczny słupów określono jako **dobry**.





Widoczne słupy elewacyjne w poziomie II piętra.



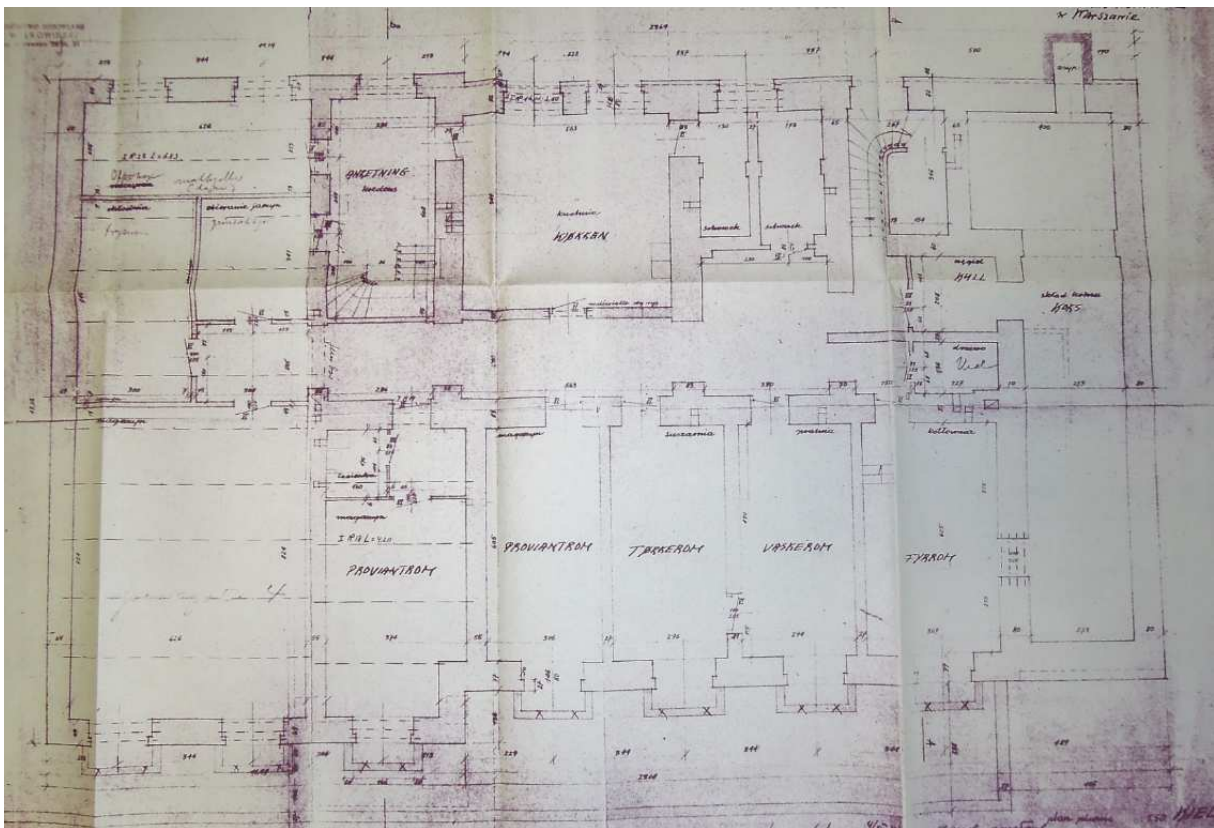
Widoczne odwierty słupa w poziomie I piętra. Stwierdzono występowanie dwugąłęziowego słupa stalowego obmurowanego cegłą pełną.

### 5.2.7. STROPY

Podczas oględzin budynku wykonano odkrytki stropu nad piwnicą O.1-O.4, nad parterem O.6-O.8 oraz nad II pięciem O.9-O.11. W poziomie parteru i I piętra w miejscach, gdzie nie było możliwości wykonania odkrywek, określono rozstaw belek stropowych przy pomocy wykrywacza Bosch D-TECT 150. Wszystkie stropy są otynkowane, lub obudowane sufitem podwieszonym z płyt GK lub kasetonów. Lokalizację okrywek oraz opis profili belek stalowych naniesiono na rysunki zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

W stropie nad piwnicą występują zróżnicowane stropy, z lokalizacją wg rysunku w załączniku nr1:

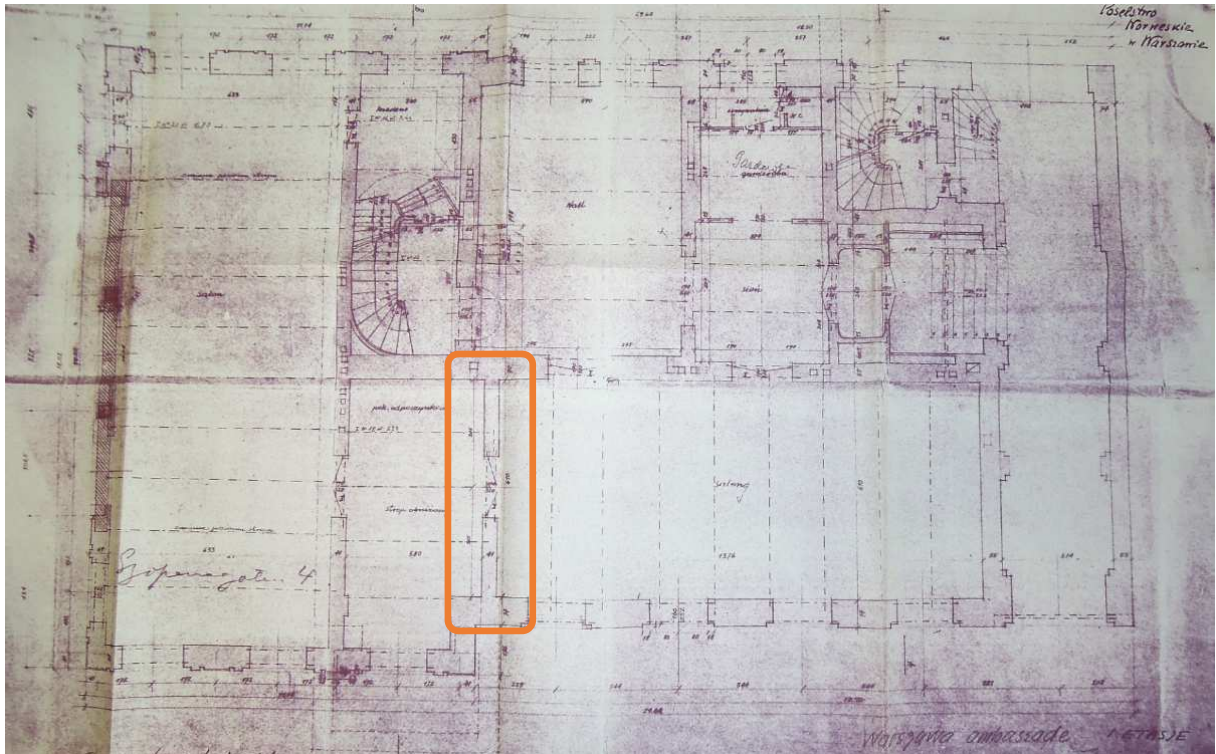
- Strop Kleina z płytą ceglana półciężką, na belkach stalowych I140 (odkrywka O.1),
- Strop z płytą z żużłobetonu na belkach stalowych I200 (odkrywka O.2),
- Strop Kleina z płytą ceglana ciężką, na szynach kolejowych typ I (rosyjskich), w rozstawie co 150cm (odkrywka O.3),
- Strop Kleina z płytą ceglana półciężką, na belkach stalowych (odkrywka O.4),
- Strop odcinkowy z płytą ceglana gr.13cm f=8cm, na belkach stalowych I220, w rozstawie co 100cm,
- Sklepienie ceglane łukowe f=30cm pod przejazdem bramowym.



Rzut stropu archiwalny {2} z naniesionymi belkami stropowymi.

W stropie nad parterem występują zróżnicowane stropy, z lokalizacją wg rysunku w załączniku nr1:

- Strop Kleina z płytą ceglana półciężką, na belkach stalowych I280 (odkrywka O.6),
- Strop Kleina z płytą ceglana półciężką, na belkach stalowych I160, I180 oraz I260, wg dokumentacji archiwalnej {2} (odkrywka O.7, O.8)

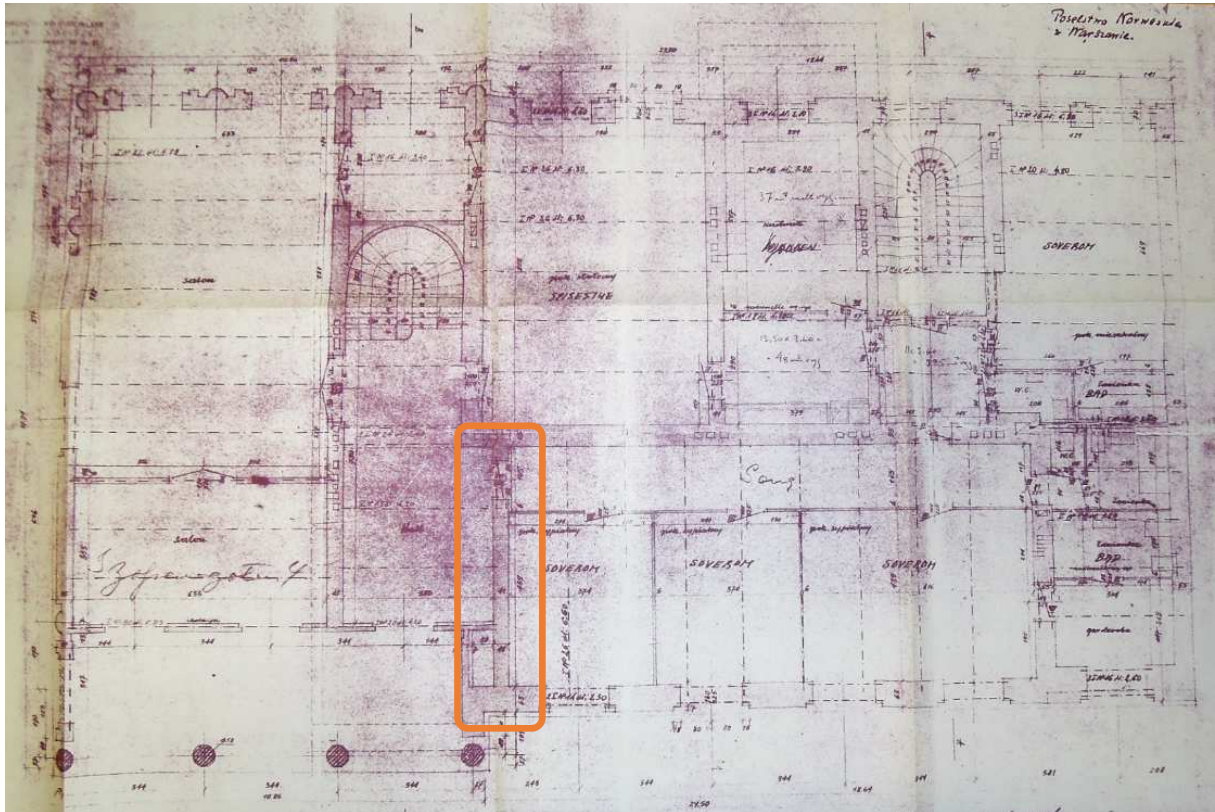


Rzut stropu archiwalny {2} z naniesionymi belkami stropowymi. W oznaczonym fragmencie brak jest ściany nośnej.

W stropie nad I piętmem parterem występują stropy płytowe na belkach stalowych, z lokalizacją wg rysunku w załączniku nr1.

- Strop Kleina z płytą ceglana półciężką, na belkach stalowych I160, I200, I240, I260 oraz I280 wg dokumentacji archiwalnej {2},





Rzut stropu archiwalny {2} z naniesionymi belkami stropowymi. W oznaczonym fragmencie brak jest ściany nośnej.

Strop nad II piętrem jest wykonany jako skrzynkowy gestożebrowy w konstrukcji żelbetowej, z lokalizacją wg rysunku w załączniku nr1.. Belki stropowe o szerokości 20cm i zmiennej wysokości. W miejscach wykonanych odkrywek F.9 ÷ F.11 stwierdzono belki o wysokości od 50 do 96cm. Rozstaw belek około 100cm. Płyty żelbetowe: dolna grubości 3cm, górna grubości 6cm, zbrojone prętami  $\varnothing 6/20$ cm. Od góry jest ułożona izolacja termiczna z lekkiego betonu, grubości 10cm. Poniżej jest pokazany przekrój przyjęty do obliczeń w dokumentacji archiwalnej {2}.

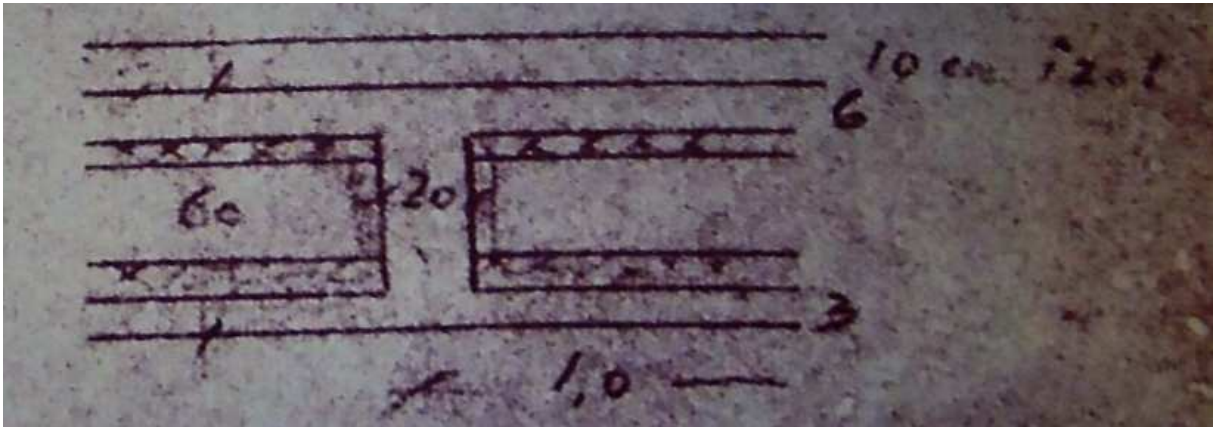
Zbrojenie podłużne belek stwierdzone w odkrywkach:

Odkrywka O.9 – h=50cm, b=20cm, zbrojenie dolne  $\varnothing 12 + \varnothing 20$  (gładkie)

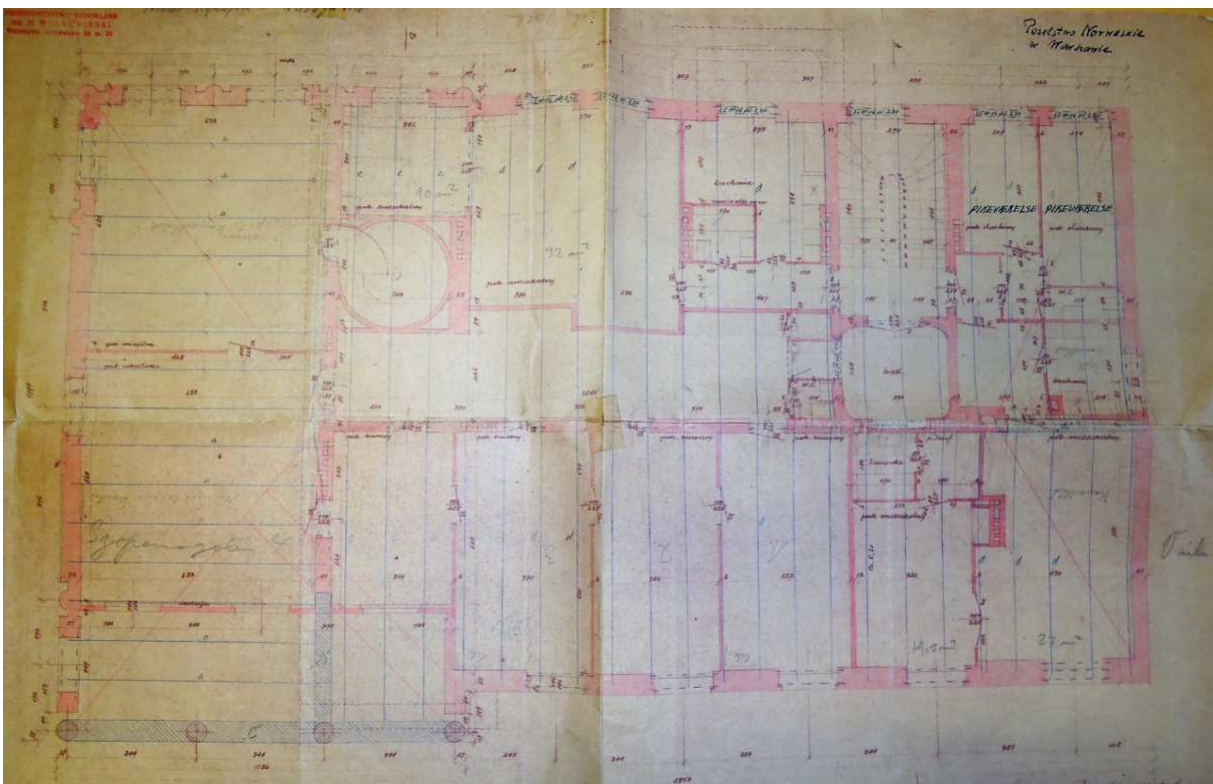
Odkrywka O.10 – h=82cm, b=20cm, zbrojenie dolne  $\varnothing 16 + \varnothing 16$  (gładkie)

Odkrywka O.11 – h=96cm, b=20cm, zbrojenie dolne  $\varnothing 20 + \varnothing 20$  (gładkie)





Widoczna geometria stropu skrzynkowego (wysokość zastępcza przyjęta do obliczeń wg {2})



Rzut stropu archiwalny {2} z naniesionymi żebrami stropu skrzynkowego

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zarysowanie tynku stropu pod przejazdem bramowych w miejscu odkrywki 0.3 na skutek skorodowania powierzchniowego belki stalowej spowodowane jej zawilgoceniem,
- lokalne zacieki na spodzie stropu nad II piętrem w miejscu przebieg przewodów klimatyzacji,
- zarysowanie tynku stropu nad przejazdem bramowym,
- zarysowanie tynku stropu nad I piętrem w podcieniu w elewacji frontowej,
- zarysowanie tynku stropu nad II piętrem w podcieniu w elewacji frontowej.

Ogólnie stan techniczny stropów określono jako **dobry**, z wyjątkiem stropu przejazdu O.3, który określono jako **zadawalający**.



Widoczne zawilgocenie sklepienia ceglanoego stropu pod przejazdem bramowym.



Widoczne zawilgocenie stropu pod przejazdem bramowym.





Widoczne pęknięcie tynku i skorodowane dolna półka belki stropowej w stropie przejazdu bramowego –  
odkrywka O.3.



Widoczna odkrywka O.2 stropu z płytą żużłobetonową. Widoczna dolna półka belki stropowej.





Widoczna odkrywka O.6 stropu Kleina, z płytą ceglana. Widoczna jest osiatkowana dolna półka belki stropowej.



Widoczny sufit podwieszony w poziomie II piętra.



Widoczne zbrojenie dolne żebra stropu skrzynkowego – odkrywka O.11, beton z wykorzystaniem gruzu ceglanego.



Widoczny sufit podwieszony i kanały wentylacyjne w poziomie parteru.



Widoczny sufit podwieszony i stare elementy wykończenia wnętrz w poziomie parteru.



Widoczny sufit podwieszony i przebicia instalacyjne w poziomie parteru.





Widoczny płyty ceglane stropu Kleina i przebicia instalacyjne w poziomie parteru.



Widoczna skorodowana półka belki stropowej, nieosłonięta tynkiem w stropie nad parterem.



Widoczny sufit podwieszony, kanały wentylacyjne i współczesne ścianki działowe z cegły silikatowej w poziomie I piętra.

### 5.2.8. SCHODY

W budynku znajdują się dwie klatki schodowe zabiegowe A i B zapewniające komunikację dla wszystkich kondygnacji budynku oraz jedna klatka schodowa C pomiędzy parterem, a piwnicą. Występuje również klatka schodowa D dobudowana od strony zachodniej. Schody wykonane są w konstrukcji żelbetowej, z posadzką z płytek gresowych (dobudowa), lastryko lub drewna.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia schodów:

- zarysowania wykończenia schodów z lastryko.

Ogólnie stan techniczny schodów jako **dobry**.



Klatka schodowa A, widoczne schody zabiegowe.



Klatka schodowa B, widoczne stopnie wykończone lastryko.





Klatka schodowa B, widoczne stopnie wykończone lastryko.



Klatka schodowa B, widoczne pęknięte lastryko na spoczniku w poziomie I piętra.



Widoczna klatka schodowa C wraz ze słupkami podpierającymi pasmo stropu.



Widoczne zarysowania na styku klatki schodowej D z budynkiem ambasady.

### 5.2.9. DACH I OBRÓBKI BLACHARSKIE

W budynku występuje więźba dachowa drewniana o ustroju belkowym. Belki drewniane są oparte na stropie skrzynkowym gęstożebrowym. W wykonanych trzech odkrywkach warstw dachowych 0.1÷0.3 stwierdzono występowanie warstwy wełny mineralnej gr.14cm, deskowania pełnego i 2x papy termozgrzewalnej. Obróbki blacharskie są wykonane z blachy stalowej ocynkowanej, lakierowanej. Pokrycie dachu wraz z obróbkami blacharskimi zostało wykonane kilka lat temu.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia dachu:

- łuszczenie się farby z lakierowanych obróbek blacharskich.

Ogólnie stan techniczny pokrycia dachu określono jako **dobry**, a obróbek blacharskich jako **zadawalający**.



Widoczna połąć dachu z pokryciem z papy termozgrzewalnej.





Widoczny styk dachu z budynkiem sąsiednim.



Widoczna łuszcząca się farba z ocynkowanych obróbek blacharskich.

### 5.2.10. PODŁOGI I POSADZKI

W budynku występują podłogi drewniane (parkiet, panele), wykładziny, płytki gresowe oraz beton (lokalnie w piwnicy). W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzenia podłóg.

Na tarasie w poziomie I piętra (w elewacji frontowej) stwierdzono pęknięcia nawierzchni z płytek gresowych, oraz liczne braki fug w narożniku południowo zachodnim.

Ogólnie stan techniczny wewnętrznych podłóg i posadzek określono jako **dobry**, natomiast nawierzchni tarasu w poziomie I piętra jako **zły**.



Widoczna popękana posadzka tarasu w poziomie I piętra.



Widoczna popękana posadzka tarasu w poziomie I piętra.





Widoczna ubytki fugi w posadzce tarasu w poziomie I piętra.

#### 5.2.11. STOLARKA OKIENNA I DRZWIOWA

Okna w budynku są drewniane, w geometrii dostosowanej do charakteru budynku. Drzwi wewnętrzne drewniane, zróżnicowane, w większości drewniane pływające. Kształty i wymiary drzwi różne. W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń stolarki.

Ogólnie stan techniczny stolarki jako **dobry**.

#### 5.2.12. INSTALACJE

Budynek wyposażony jest w instalację zimnej wody, kanalizację sanitarną oraz deszczową, centralnego ogrzewania i teletechniczną.

Ogólnie stan techniczny instalacji określono jako **dobry**.

### 5.3. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU AMBASADY

- a) Warunki użytkowania
  - Brak remontu popękanych płytek nawierzchni tarasu wraz z ubytkami fug i rozszczelnionej hydroizolacji, powstałych na skutek pęknięć wylewki cementowej powoduje nawilgacanie ścian i stropu nad parterem.
- b) Okres eksploatacji budynku wynoszący co najmniej 97 lat.





- c) Zastosowane rozwiązania materiałowo – konstrukcyjne
- Do budowy ścian budynku zastosowano materiały typowe dla okresu jego budowy. Brak hydroizolacji pionowej i poziomej ścian fundamentowych oraz rozszczelnienie hydroizolacji przejazdu bramowego powoduje podciąganie kapilarne wód i nawilgacanie ścian piwnicy oraz korozję belek stalowych.
  - Zastosowane stropy belkowe podatne są na klawiszowanie, co objawia się rysami na tynku wzdłuż belek stropowych.
  - Zastosowane rozwiązania przy rozbudowie budynku (klatka i szyby windy) powodują widoczne pęknięcia tynku i złuszczenia farby na dylatacji.

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

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

- **stan dobry**, wymagana jest konserwacja: ściany zewnętrzne i wewnętrzne, ściany działowe, nadproża, podciągi, słupy, stropy, pokrycie dachowe, schody, podłogi i posadzki, stolarka, instalacje,
- **stan średni**, wymagający podjęcia drobnej naprawy i konserwacji: fundamenty,
- **stan zadowolający**, wymagający podjęcia bieżącej naprawy: strop przejazdu, obróbki blacharskie.
- **stan zły**, wymagający podjęcia generalnego remontu: izolacja przeciwwilgociowa, nawierzchnia tarasu w poziomie I piętra.

#### 5.5. BADANIA WŁASNE ELEMENTÓW BUDYNKU GARAŻU

##### 5.5.1. FUNDAMENTY

Podczas oględzin i badań budynku wykonano 1 odkrywkę fundamentów (F.1) w rejonie planowanego kanału instalacyjnego. W odkrywce stwierdzono występowanie ławy fundamentowej ceglanej o głębokości posadowienia -1,00m p.p.t, bez odsadzek.

W garażu poniżej poziomu posadzki stwierdzono występowanie kanału instalacyjnego wykonanego z cegły pełnej, o głębokości 95cm. Kanał ten prowadzi do budynku ambasady.

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń świadczących o utracie nośności przez fundamenty.

Ogólnie stan techniczny fundamentów budynku określono jako **średni**.



Odkrywka F.6 fundamentów. Widoczne ceglane ława i ściana.

### 5.5.2. IZOLACJE PRZECIWWILGOCIOWE

W takcie wizji lokalnej stwierdzono brak izolacji poziomej ław fundamentowych. Zawilgocenia na powierzchni zewnętrznych ścian parteru świadczy o braku (lub jej zużyciu) pionowych i poziomych izolacji przeciwwilgociowych. Ogólnie stan techniczny izolacji przeciwwilgociowych fundamentów określono jako **zły**.



Widoczny zawilgocony tynk przy posadzce garażu.

### 5.5.3. ŚCIANY KONSTRUKCYJNE ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE

Materiał ścian budynku został określony za pomocą 15-stu odwiertów. Stwierdzono ściany murowane z cegły pełnej ceramicznej, cegły dziurawki oraz bloczków betonowych i bloczków z betonu komórkowego. Zróżnicowany materiał ścienny wynika z wielokrotnych przebudów budynku, w różnym okresie czasu. Grubość ścian jest zmienna i wynosi od 24 do 55cm, w zależności od zastosowanego materiału. Ściany zarówno od środka, jak i z zewnątrz są otynkowane. W części pomieszczeń występuje na ścianach okładzina drewniana.

Zachodnia część budynku została rozbudowana z wykorzystaniem muru ogrodzeniowego stojącego w ostrej granicy.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia:

- lokalne zawilgocenie ścian parteru w poziomie posadzki.

Ogólnie stan techniczny ścian wewnętrznych i zewnętrznych określono jako **dobry**.

### 5.5.4. ŚCIANY DZIAŁOWE

Ściany działowe murowane, wykonane z ceramicznej cegły pełnej, o grubości 12 i 13cm (bez tynku). Wszystkie ściany są otynkowane.

Ogólnie stan techniczny ścian działowych określono jako **dobry**.

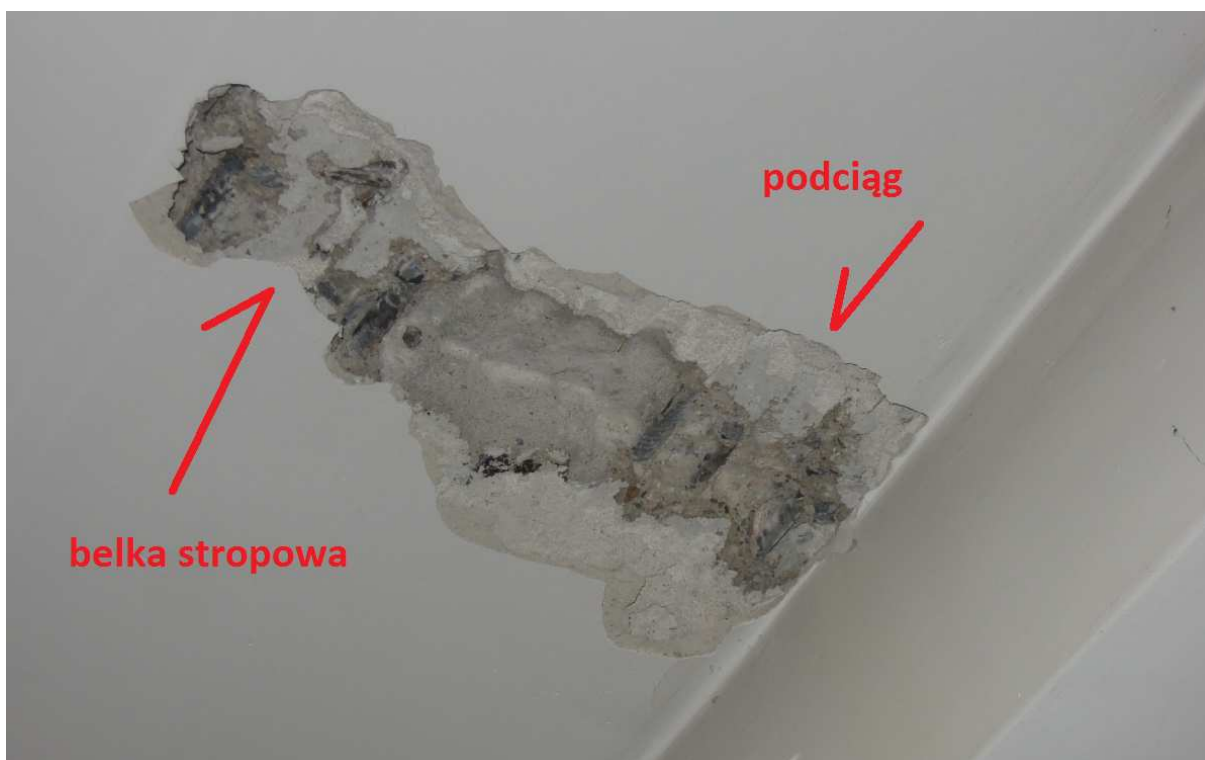


### 5.5.5. NADPROŻA I PODCIĄGI

Nadproża w budynku występują jako łukowe ceglane oraz płaskie na belkach stalowych. W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono ich uszkodzeń. Ogólnie stan techniczny nadproży określono jako **dobry**.

Podciągi żelbetowe w budynku występują w stropie nad parterem, ze względu na wycofanie ścian piętra. W odkrywce O.2 stwierdzono występowanie podciagu z 2-ch betonowych belek stropowych zalanych betonem do poziomu stropu, natomiast w poziomie stropu gęstożebrowego w odkrywce O.1 stwierdzono występowanie podciagu żelbetowego zbrojonego 3#10.

W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono ich uszkodzeń. Ogólnie stan techniczny podciąarów określono jako **dobry**.



Widoczne zbrojenie belki stropu gęstożebrowego #10+#12 oraz zbrojenie podciagu 3#10,  
w odkrywce O.1



Widoczne drewniane obniżenie stropu obok podciągu, w miejscu wycofania ściany piętra.



Widoczne zawilgocenie ściany przy posadzce oraz podciągi na belkach stropowych żelbetowych, zalanych betonem.

### 5.5.6. STROPY

Podczas oględzin budynku wykonano odkrywki stropu nad parterem O.1, O.3, i O.4.

W odkrywce O.1 stwierdzono występowanie stropu gęstożebrowego z pustakami betonowymi, z belkami betonowymi zbrojonymi #10+#12 w rozstawie co ok. 60cm. Wysokość konstrukcji stropu wynosi ok. 24cm.

W odkrywce O.3 i O.4 stwierdzono występowanie stropu płytowego z betonu z kruszywem ceglanym, na belkach stalowych I190. Wszystkie stropy są otynkowane. Lokalizację odkrywek oraz opis profili belek stalowych naniesiono na rysunki zawarte w załączniku nr 1 do ekspertyzy.

W poziomie poddasza stwierdzono występowanie stropu drewnianego z polepą gruzową, o grubości całkowitej około 20cm. Nad klatką schodową stwierdzono występowanie stropu płytowego żelbetowego.

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń stropów, z wyjątkiem stropu drewnianego, gdzie stwierdzono powierzchniową korozję belek. Ogólnie stan techniczny stropów określono jako **dobry**, stropu drewnianego jako **zadowalający**.



Widoczna dolna półka belki stropowej i płyta z betonu z kruszywem ceglanym, w odkrywce O.3.





Widoczne belki żelbetowe stropu gęstożebrowego, w odkrywcę O.1.

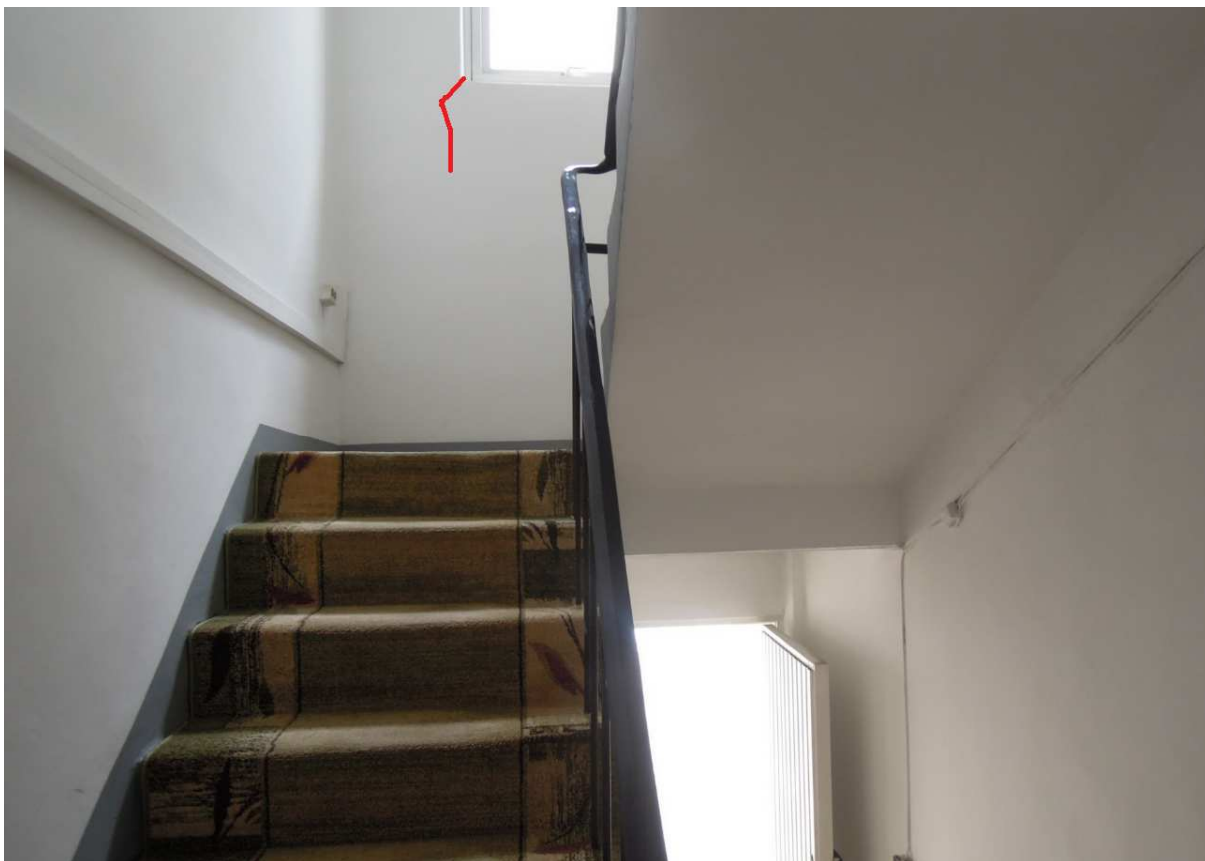


Widoczna polepa gruzowa i belki drewniane stropu poddasza. Widoczna jest ich powierzchniowa korozja.

### 5.5.7. SCHODY

W budynku znajduje się jedna klatka schodowa, żelbetowa. Płyty spoczników oparta na ścianach podłużnych klatki schodowej, płyty biegów oparte na belkach spoczników. Schody o nawierzchni betonowej, wykończone wykładziną dywanową.

W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzenia schodów. Ogólnie stan techniczny schodów jako **dobry**.



Klatka schodowa ze stopniami wykończonymi wykładziną dywanową. W głębi widoczne zarysowanie ściany w narożniku okna.

### 5.5.8. DACH I OBRÓBKI BLACHARSKIE

W budynku występuje więźba dachowa drewniana o ustroju krokwiowo płatwiowym. Krokwie o przekroju 6x12cm, w rozstawie co 100-110cm, deskowanie pełne, pokrycie 2x papą termozgrzewalną. Obróbki blacharskie są wykonane z blachy stalowej ocynkowanej, lakierowanej. Pokrycie dachu wraz z obróbkami blacharskimi zostało wykonane kilka lat temu.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono następujące uszkodzenia dachu:

- łuszczenie się farby z lakierowanych obróbek blacharskich,

- skorodowane stare elementy więźby dachowej.

Ogólnie stan techniczny pokrycia dachu i obróbek blacharskich określono jako **dobry**, a więźby dachowej jako **zły**.



Widoczna połącz dachu z pokryciem z papy termozgrzewalnej. Widoczne wycofania elewacji piętra budynku względem ścian parteru.



W poziomie poddasza występuje polepa. Widoczne składowanie różnych rzeczy na stropie poddasza.





Widoczne częściowo wymienione elementy więźby dachowej.

#### 5.5.9. PODŁOGI I POSADZKI

W budynku występują na piętrze podłogi drewniane (parkiet), wykładzina PCV i płytki ceramiczne w pomieszczeniu łazienki, natomiast w poziomie parteru w pomieszczeniach garażowych posadzki betonowe.

Ogólnie stan techniczny posadzki w garażu określono jako **zadowalający**, natomiast w poziomie piętra jako **dobry**.

#### 5.5.10. STOLARKA OKIENNA I DRZWIOWA

Okna w budynku są drewniane. Drzwi wewnętrzne drewniane, zróżnicowane, w większości drewniane, z wyjątkiem garażowych, gdzie są zastosowane stalowe uchylne. Kształty i wymiary drzwi różne. W trakcie wizji lokalnej nie stwierdzono uszkodzeń stolarki.

Ogólnie stan techniczny stolarki jako **średni**.

#### 5.5.11. INSTALACJE

Budynek wyposażony jest w instalację zimnej wody, kanalizację sanitarną oraz deszczową, centralnego ogrzewania i teletechniczną.

Ogólnie stan techniczny instalacji określono jako **dobry**.



## 5.6. PRZYCZYNY USZKODZEŃ STWIERDZONYCH W BUDYNKU GARAŻU

- d) Warunki użytkowania
- Użytkowanie pomieszczeń w poziomie parteru jako garaż powoduje zniszczenia posadzki betonowej.
- e) Okres eksploatacji budynku wynoszący co najmniej 97 lat (przyjęto, że najstarsza część budynku powstała w okresie budowy budynku ambasady)
- f) Zastosowane rozwiązania materiałowo – konstrukcyjne
- Do budowy ścian budynku zastosowano materiały typowe dla okresu jego budowy i rozbudowy. Brak hydroizolacji pionowej i poziomej ścian fundamentowych powoduje podciąganie kapilarne wód i nawilgacanie ścian parteru.

## 5.7. WNIOSKI OGÓLNE Z OCENY STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU GARAŻU

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

- **stan dobry**, wymagana jest konserwacja: ściany zewnętrzne i wewnętrzne, ściany działowe, nadproża, podciąg, stropy, pokrycie dachowe i obróbki blacharskie, schody, podłogi i posadzki w poziomie piętra, instalacje.
- **stan średni**, wymagający podjęcia drobnej naprawy i konserwacji: fundamenty, stolarka.
- **stan zadowolający**, wymagający podjęcia bieżącej naprawy: strop drewniany poddasza, posadzka w garażu.
- **stan zły**, wymagający podjęcia generalnego remontu: izolacja przeciwwilgociowa, więźba dachowa.

## 6. OCENA ZUŻYCIA NATURALNEGO BUDYNKÓW

Normatywny okres technicznego zużycia budynków o opisanej konstrukcji, wg stosownej literatury technicznej „Zużycie Nieruchomości Budowlanych - Poradnik wydany przez Instytut Doradztwa Majątkowego w 2003r.” wynosi dla budynków mieszkalnych (zgodnie z pierwotną funkcją budynku) wg tab.12:  $T=90\div 120$  lat. Przyjęto do dalszych obliczeń  $T=120$  lat. Przeżyty wiek budynków wynosi  $t = 2017 - 1920 = 97$  lat (dla budynku ambasady i budynku garażu).

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

$$Szt = [97 / 120] * 100\% = \sim 81\%$$

Szacunkowy stopień technicznego zużycia naturalnego budynku ambasady wynosi Szt=81%. Biorąc pod uwagę stan techniczny fundamentów, ścian, stropów i klatek schodowych, stopień technicznego zużycia budynku ambasady szacuje się na 65%.

Szacunkowy stopień technicznego zużycia naturalnego budynku garażu wynosi Szt=81%. Biorąc pod uwagę stan techniczny fundamentów, ścian, stropów, dachu i klatki schodowej, stopień technicznego zużycia budynku garażu szacuje się na 75%.

## 7. OCENA WYTRZYMAŁOŚCI MATERIAŁÓW KONSTRUKCYJNYCH

### 7.1. BUDYNEK AMBASADY

- a) Ściany są murowane w budynku z cegły pełnej o wymiarach 27x13x7cm na zaprawie wapiennej, o zróżnicowanej grubości murów. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa murowanego z tego okresu oceniono, że zastosowana w ścianach piwnicy i nadziemna cegła pełna może być uznana za spełniającą co najmniej wymagania cegły klasy 10MPa, a zaprawa wapienna za spełniającą co najmniej wymagania zaprawy marki M2,5. Według normy [11] wytrzymałość charakterystyczna takiego muru na ściskanie (cegła klasy 10MPa, zaprawa M2,5) wynosi  $f_k = 2,97 \text{ MPa}$ . W celu wyznaczenia wytrzymałości obliczeniowej muru  $f_b$  przyjęto wg w/w normy współczynnik materiałowy  $\gamma_m = 2,5$ . Jest więc:  $f_b = (f_k / \gamma_m) = (2,97 / 2,5) = \underline{1,19 \text{ MPa}}$ .
- b) Fundamenty są murowane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze przyjęto, że ich wytrzymałość jest nie mniejsza niż ścian nadziemna. W przypadku cegieł zawilgoconych i zmarglonych, ich parametry ulegają znacznemu pogorszeniu i należy je kwalifikować do rozbiórki w trakcie prowadzonych prac związanych z przebudową budynku.
- c) W odkrywkach stropów Kleina, nadproży i podciągów stwierdzono belki stalowe walcowane. Klasę stali belek z dwuteowników określono za równoważną stali St3S o  $f_d = 215 \text{ MPa}$ . Ze względu na korozję powierzchniową belek, wskazana jest redukcja wytrzymałości stali o około 10%.
- d) Beton z kruszywem ceglany stwierdzony w stropie skrzynkowym oraz w płytach stropów na belkach stalowych, na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali



hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa z tego okresu oceniono jako spełniający wymagania betonu klasy C8/10.

- e) Beton z kruszywem żuźlowym stwierdzony nad piwnicą w płytach stropu na belkach stalowych, na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa z tego okresu oceniono jako spełniający wymagania betonu klasy C12/15.

## 7.2. BUDYNEK GARAŻU

- a) Ściany murowane w budynku z cegły pełnej o wymiarach 27x13x7cm na zaprawie wapiennej, o zróżnicowanej grubości murów. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa murowanego z tego okresu oceniono, że zastosowana w ścianach parteru i I piętra cegła pełna może być uznana za spełniającą co najmniej wymagania cegły klasy 10MPa, a zaprawa wapienna za spełniającą co najmniej wymagania zaprawy marki M2,5. Według normy [11] wytrzymałość charakterystyczna takiego muru na ściskanie (cegła klasy 10MPa, zaprawa M2,5) wynosi  $f_k = 2,97$  MPa. W celu wyznaczenia wytrzymałości obliczeniowej muru  $f_b$  przyjęto wg w/w normy współczynnik materiałowy  $\gamma_m = 2,5$ . Jest więc:  $f_b = (f_k / \gamma_m) = (2,97 / 2,5) = \underline{1,19\text{MPa}}$ .
- b) Fundamenty są murowane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze przyjęto, że ich wytrzymałość jest nie mniejsza niż ścian nadziemnych. W przypadku cegieł zawilgoconych i zmarglonych, ich parametry ulegają znacznemu pogorszeniu i należy je kwalifikować do rozbiórki w trakcie prowadzonych prac związanych z przebudową budynku.
- c) Ściany murowane w budynku z cegły dziurawki na zaprawie wapiennej, o zróżnicowanej grubości murów. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze oceniono, że zastosowana w ścianach I piętra cegła dziurawka może być uznana za spełniającą co najmniej wymagania cegły klasy 10MPa, a zaprawa wapienna za spełniającą co najmniej wymagania zaprawy marki M2,5.
- d) Ściany murowane w budynku z bloczków z betonu komórkowego o grubości 24cm. Na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze oceniono, że zastosowane w ścianach I



piętra bloczki z betonu komórkowego mogą być uznane za spełniające co najmniej wymagania odmiany 400, a zaprawa cementowo wapienna za spełniającą co najmniej wymagania zaprawy marki M2,5.

- e) W odkrywkach stropów płytowych stwierdzono belki stalowe walcowane. Klasę stali belek z dwuteowników określono za równoważną stali St3S o  $f_d = 215\text{MPa}$ . Ze względu na korozję powierzchniową belek, wskazana jest redukcja wytrzymałości stali o około 10%.
- f) Beton z kruszywem ceglanym stwierdzony w płytach stropów na belkach stalowych, na podstawie własnych badań „in situ” wykonanych ostrzem ze stali hartowanej, własnych doświadczeń oraz informacji podanych w literaturze w odniesieniu do budownictwa z tego okresu oceniono jako spełniający wymagania betonu klasy C8/10.
- g) Elementy drewniane więźby dachowej oraz stropu poddasza sklasyfikowano jako odpowiadające klasie C20.

## 8. OBLICZENIA STATYCZNE WYBRANYCH ELEMENTÓW BUDYNKU AMBASADY

### 8.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

#### POZ. 1.1 OBCIĄŻENIA ZEWNĘTRZNE BUDYNKU

##### \* Śnieg (II strefa) (wg PN-80/B-02010/Az1)

obciążenie charakterystyczne $s_k =$	0,90	[kN/m <sup>2</sup> ]
współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_f =$	1,50	[-]

#### WSPÓŁCZYNNIKI KSZTAŁTU DACHU - dach płaski

C1	0,80	[-]
$S_k = C \times q_k =$	<b>0,72</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>

#### 1.1.1 OBCIĄŻENIE STROPODACHU SKRZYNKOWEGO – przyjęto wg {2} i odkrywek

OBCIĄŻENIE PIONOWE NA 1m <sup>2</sup>	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>* Obciążenie stałe zewnętrzne</b>			
- 2x papa (gr.1 cm)	0,12	1,20	0,14
- Deskowanie (gr. 2,5 cm)	0,18	1,20	0,21
- Włna mineralna (gr. 14cm)	0,15	1,20	0,18
- Beton lekki (gr.10cm)	0,50	1,30	0,65
- Płyta górna i dolna stropu skrzynkowego gr.9cm	2,16	1,10	2,38



- Żebro stropu skrzynkowego h=60cm	2,88	1,10	3,17
- Szalunek tracony	0,25	1,20	0,30
- Tynk c-w (gr. 1,5cm)	0,29	1,30	0,37
OBC. STAŁE:	<b>6,52</b>	1,13	<b>7,40</b>
<b>* Obciążenie zmienne i użytkowe</b>			
- Obciążenie dachu śniegiem	0,72	1,50	1,08
OBC. ZMIENNE RAZEM:	<b>0,72</b>	1,50	<b>1,08</b>
OBC. STAŁE I ZMIENNE RAZEM:	<b>7,24</b>	1,17	<b>8,48</b>

#### 1.1.2 OBCIĄŻENIE STROPU KLEINA – przyjęto wg {2}

OBCIĄŻENIE PIONOWE NA 1m <sup>2</sup>	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>* Obciążenie stałe zewnętrzne</b>			
- Klepka (gr. 2,2cm)	0,17	1,20	0,20
- Ślepa podłoga z legarami	0,18	1,20	0,22
- Polepa tłućzeń z wapnem (gr. 8cm)	0,96	1,30	1,25
- Belki stalowe	0,26	1,10	0,29
- Płyta ceglana półciężka	2,05	1,10	2,26
- Tynk c-w (gr. 2,0cm)	0,38	1,30	0,49
OBC. STAŁE:	<b>4,00</b>	1,18	<b>4,70</b>
<b>* Obciążenie zmienne i użytkowe</b>			
- Obciążenie użytkowe - pomieszczenia biurowe	2,00	1,40	2,80
- Obciążenie zastępcze od ścianek działowych murowanych	2,08	1,20	2,49
OBC. ZMIENNE RAZEM:	<b>4,08</b>	1,30	<b>5,29</b>
OBC. STAŁE I ZMIENNE RAZEM:	<b>8,07</b>	1,24	<b>9,99</b>

#### 1.1.3 OBCIĄŻENIE STROPU ODCINKOWEGO - założono

OBCIĄŻENIE PIONOWE NA 1m <sup>2</sup>	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>* Obciążenie stałe zewnętrzne</b>			
- Klepka (gr. 2,2cm)	0,17	1,20	0,20
- Ślepa podłoga z legarami	0,18	1,20	0,22
- Polepa tłućzeń z wapnem (gr. 12cm - średnio)	0,96	1,30	1,25
- Belki stalowe	0,31	1,10	0,34
- Płyta ceglana ciężka	2,34	1,10	2,57





- Tynk c-w (gr. 2,0cm)	0,38	1,30	0,49
<b>OBC. STAŁE:</b>	<b>4,34</b>	<b>1,17</b>	<b>5,07</b>
<b>* Obciążenie zmienne i użytkowe</b>			
- Obciążenie użytkowe - pomieszczenia biurowe	2,00	1,40	2,80
- Obciążenie zastępcze od ścianek działowych murowanych	2,08	1,20	2,49
<b>OBC. ZMIENNE RAZEM:</b>	<b>4,08</b>	<b>1,30</b>	<b>5,29</b>
<b>OBC. STAŁE I ZMIENNE RAZEM:</b>	<b>8,41</b>	<b>1,23</b>	<b>10,36</b>

#### 1.1.3 OBCIĄŻENIE SKLEPIENIA ŁUKOWEGO POD PRZEJAZDEM - założono

OBCIĄŻENIE PIONOWE NA 1m <sup>2</sup>	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>* Obciążenie stałe zewnętrzne</b>			
- Kostka kamienna na podłożu bitumicznym (gr. 8cm)	1,80	1,30	2,34
- Polepa gruzowa (gr.3cm - średnio)	3,60	1,30	4,68
- Płyta ceglana	2,34	1,10	2,57
<b>OBC. STAŁE:</b>	<b>7,74</b>	<b>1,24</b>	<b>9,59</b>
<b>* Obciążenie zmienne i użytkowe</b>			
- Obciążenie użytkowe - obc. pojazdem samochodowym	5,00	1,30	6,50
<b>OBC. ZMIENNE RAZEM:</b>	<b>5,00</b>	<b>1,30</b>	<b>6,50</b>
<b>OBC. STAŁE I ZMIENNE RAZEM:</b>	<b>12,74</b>	<b>1,26</b>	<b>16,09</b>

#### 1.1.4 ŚCIANA MUROWANA GR. ~83cm

OBCIĄŻENIE NA 1m <sup>2</sup> ŚCIANY	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
- Ściana murowana z cegieł ceramicznych pełnych gr.83cm	14,94	1,10	16,43
- Tynk c-w gr.2 x2 cm	0,76	1,30	0,99
<b>RAZEM:</b>	<b>15,70</b>	<b>1,11</b>	<b>17,42</b>

#### 1.1.5. ŚCIANA MUROWANA GR. ~69cm

OBCIĄŻENIE NA 1m <sup>2</sup> ŚCIANY	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
- Tynk c-w gr. 4 cm	0,76	1,30	0,99
- Ściana murowana z cegieł ceramicznych pełnych gr.69cm	12,42	1,10	13,66
- Tynk c-w gr.4 cm	0,76	1,30	0,99
<b>RAZEM:</b>	<b>13,94</b>	<b>1,12</b>	<b>15,64</b>



#### 1.1.6. ŚCIANA MUROWANA GR. ~55cm

OBCIĄŻENIE NA 1m <sup>2</sup> ŚCIANY	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
- Tynk c-w gr. 4 cm	0,76	1,30	0,99
- Ściana murowana z cegieł ceramicznych pełnych gr.55cm	9,90	1,10	10,89
- Tynk c-w gr. 4 cm	0,76	1,30	0,99
<b>RAZEM:</b>	<b>11,42</b>	<b>1,13</b>	<b>12,87</b>

#### 1.1.7. ŚCIANA MUROWANA GR. ~41cm

OBCIĄŻENIE NA 1m <sup>2</sup> ŚCIANY	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
- Tynk c-w gr. 3 cm	0,57	1,30	0,74
- Ściana murowana z cegieł ceramicznych pełnych gr.41cm	7,38	1,10	8,12
- Tynk c-w gr. 3 cm	0,57	1,30	0,74
<b>RAZEM:</b>	<b>8,52</b>	<b>1,13</b>	<b>9,60</b>

#### 1.1.8. ŚCIANA MUROWANA GR. ~27cm

OBCIĄŻENIE NA 1m <sup>2</sup> ŚCIANY	OBCIĄŻENIE CHARAKTERYST. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/ m <sup>2</sup> ]
- Tynk c-w gr. 2,5 cm	0,48	1,30	0,62
- Ściana murowana z cegieł ceramicznych pełnych gr.27cm	4,86	1,10	5,35
- Tynk c-w gr. 2,5 cm	0,475	1,30	0,62
<b>RAZEM:</b>	<b>5,81</b>	<b>1,13</b>	<b>6,58</b>

## 8.2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI BELEK STROPOWYCH STALOWYCH

W analizie obliczeniowej sprawdzono strop typu Kleina z opartymi na belkach stalowych z dwuteowników walcowanych o rozpiętości wg opisu. Do sprawdzenia przyjęto przykładowe belki stropowe w typowych rozstawach wg dokumentacji archiwalnej {2} lub wykonanych odkrywek. Obciążenie równomiernie rozłożone wg pkt. 8.1. ekspertyzy.

### 8.2.1. BELKA NR 1

Strop nad I piętrzem, trakt zachodni. Przekrój belki z dwuteownika I280. Rozpiętość obliczeniowa wynosi  $L_0=6.30m \times 1,05 = 6,62m$ . Rozstaw belek co 1,50m. Zestawienie obciążeń na belkę:

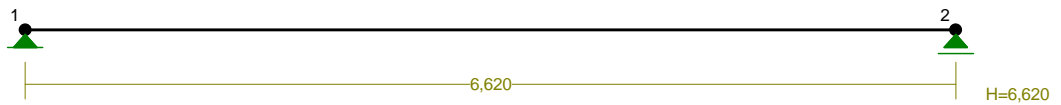
<b>Belka nr 1 - I280; L<sub>s</sub>=6,30m; L<sub>0</sub>=6,62m</b>				
<b>obciążenie rozłożone</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	rozstaw [m]	[kN/m]	$\gamma_f$
warstwy stropu	4,00	1,50	6,00	1,18
użytkowe	4,08	1,50	6,12	1,30



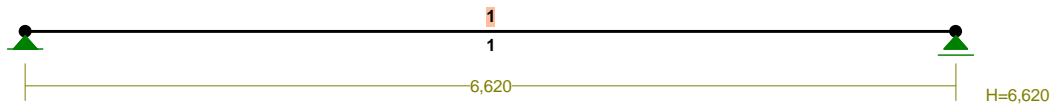
Obliczenia statyczne wykonano przy pomocy programu numerycznego „RM-Win 10.5”

NAZWA: belka 1

WEZŁY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:



**PRĘTY UKŁADU:**

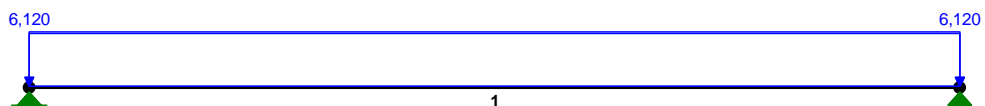
Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;  
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub  
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	6,620	0,000	6,620	1,000	1 I 280x119x15x10

**STAŁE MATERIAŁOWE:**

Materiał:	Moduł E: [kN/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
2 St3S (X,Y,V,	205	205,000	1,20E-05

**OBCIĄŻENIA:**



**OBCIĄŻENIA:** ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: 1	A "strop" Liniove	0,0	6,000	6,000	0,00	6,62
				Stałe	γf= 1,18	





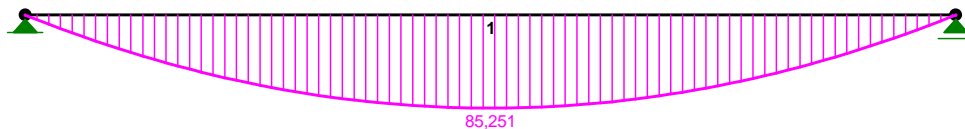
Grupa: B "zmienne" Zmienne  $\gamma_f = 1,30$   
1 Liniowe 0,0 6,120 6,120 0,00 6,62

**W Y N I K I**  
**Teoria I-go rzędu**

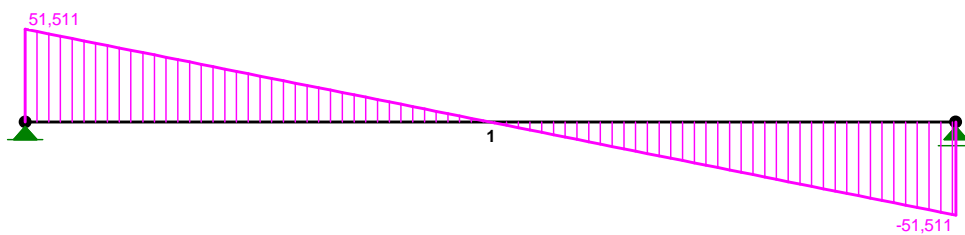
**OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:**

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
Ciężar wł.			1,10
A - "strop"	Stałe		1,18
B - "zmienne"	Zmienne	1	1,30

**MOMENTY:**



**TNĄCE:**



**SILY PRZEKROJOWE:** T.I rzędu

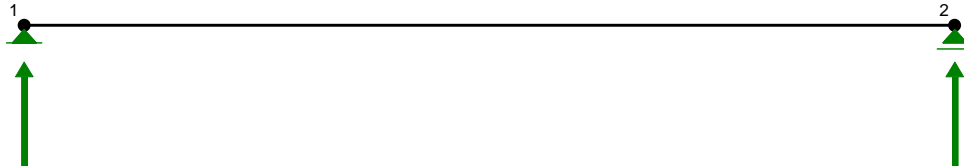
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	51,511	0,000
	0,50	3,310	<b>85,251*</b>	-0,000	0,000
	1,00	6,620	0,000	-51,511	0,000

\* = Wartości ekstremalne



REAKCJE PODPOROWE:



**REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,000	51,511	51,511	
2	0,000	51,511	51,511	

**ZGINANIE ZE ŚCINANIEM (55):** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	Mx:	Mrvx:	My:	Mrvy:	N/Nr:	SW:
1	0,500	-85,251	116,551	0,000	15,301	0,000	0,731

**STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:** T.I rzędu  
Obciążenia char.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/250	6620,0	26,5	20,3	0,765

\*) H - wysokość poziomemu węzła

Biorąc pod uwagę redukcję nośności o około 10% ze względu na korozję belek, warunek SGN i SGU jest spełniony.



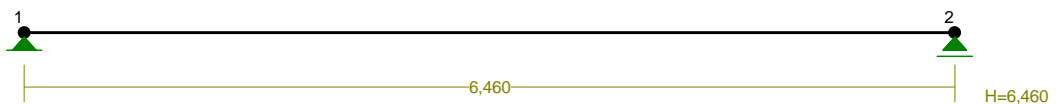
## 8.2.2. BELKA NR 2

Strop nad I piętrzem, trakt południowy. Przekrój belki z dwuteownika I260. Rozpiętość obliczeniowa wynosi  $L_0=6,15m \times 1,05 = 6,46m$ . Rozstaw belek co 1,50m. Zestawienie obciążeń na belkę:

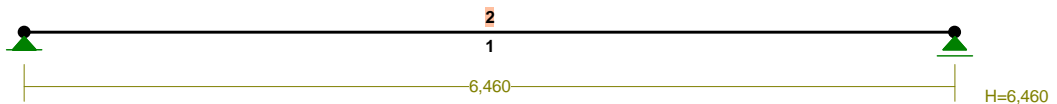
Belka nr 2 - I260; Ls=6,15m; Lo=6,46m				
obciążenie rozłożone	[kN/m <sup>2</sup> ]	rozstaw [m]	[kN/m]	$\gamma_f$
warstwy stropu	4,00	1,50	6,00	1,18
użytkowe	4,08	1,50	6,12	1,30

Obliczenia statyczne wykonano przy pomocy programu numerycznego „RM-Win 10.5”

NAZWA: belka 2  
WEZŁY:



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	1	2	6,460	0,000	6,460	1,000	2 I 260

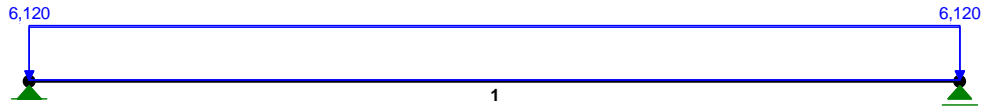
**STAŁE MATERIAŁOWE:**

Materiał:	Moduł E: [kN/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
2 St3S (X,Y,V,	205	205,000	1,20E-05





OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

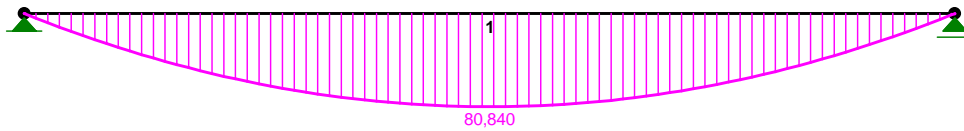
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: 1	A "strop" Liniowe	0,0	6,000	Stale 6,000	0,00	6,46 $\gamma_f = 1,18$
Grupa: 1	B "zmiennie" Liniowe	0,0	6,120	Zmienne 6,120	0,00	6,46 $\gamma_f = 1,30$

W Y N I K I  
Teoria I-go rzędu

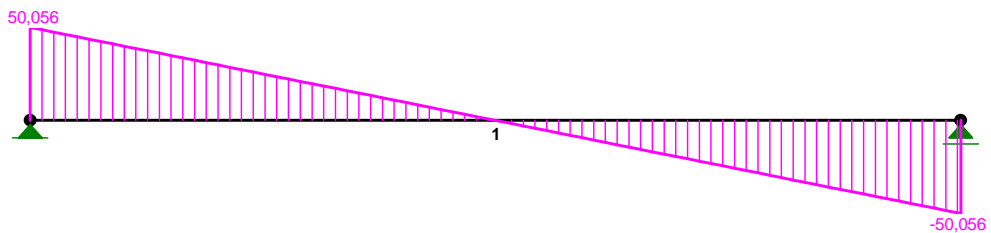
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
Ciężar wł.			1,10
A - "strop"	Stale		1,18
B - "zmiennie"	Zmienne	1	1,30

MOMENTY:



TNĄCE:





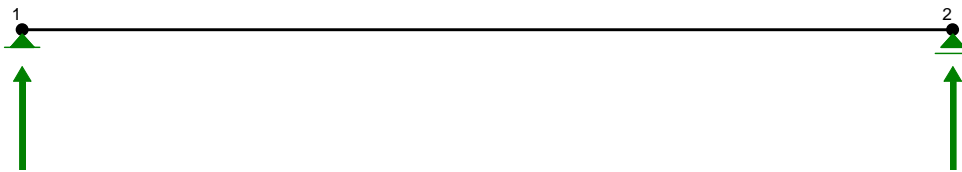
**SIŁY PRZEKROJOWE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	50,056	0,000
	0,50	3,230	<b>80,840*</b>	0,000	0,000
	1,00	6,460	0,000	-50,056	0,000

\* = Wartości ekstremalne

**REAKCJE PODPOROWE:**



**REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,000	50,056	50,056	
2	0,000	50,056	50,056	

**ZGINANIE ZE ŚCINANIEM (55):** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	Mx:	Mrvx:	My:	Mrvy:	N/Nr:	SW:
1	0,500	-80,840	94,931	0,000	10,959	0,000	0,852

**STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:** T.I rzędu

Obciążenia char.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/250	6460,0	25,8	24,2	0,935

\*) H - wysokość poziomemu węzła

Biorąc pod uwagę redukcję nośności o około 10% ze względu na korozję belek, warunek SGN i SGU jest spełniony.



### 8.2.3. BELKA NR 3

Strop odcinkowy nad piwnicą, trakt południowy. Przekrój belki z dwuteownika I220. Rozpiętość obliczeniowa wynosi  $L_0=3,00\text{m} \times 1,05 = 3,15\text{m}$ . Rozstaw belek co 1,00m. Zestawienie obciążeń na belkę:

Belka nr 3 - I220; Ls=3,00m ; Lo=3,15m				
obciążenie rozłożone	[kN/m <sup>2</sup> ]	rozstaw [m]	[kN/m]	$\gamma_f$
warstwy stropu	4,34	1,00	4,34	1,17
użytkowe	4,08	1,00	4,08	1,30

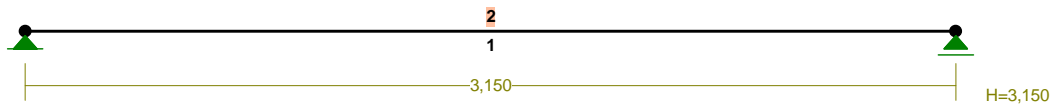
Obliczenia statyczne wykonano przy pomocy programu numerycznego „RM-Win 10.5”

NAZWA: belka 3

WEZŁY:



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	1	2	3,150	0,000	3,150	1,000	2 I 220

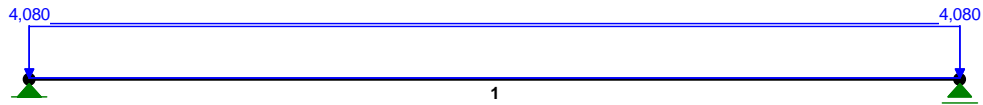
STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [kN/mm <sup>2</sup> ]	Napręż.gr.: [N/mm <sup>2</sup> ]	AlfaT: [1/K]
2 St3S (X,Y,V,	205	205,000	1,20E-05





OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

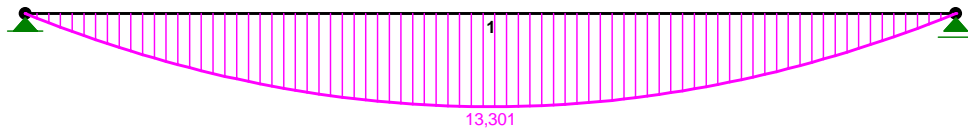
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa: 1	A "strop" Liniowe	0,0	4,340	Stale 4,340	$\gamma_f = 1,17$ 0,00	3,15
Grupa: 1	B "zmiennie" Liniowe	0,0	4,080	Zmienne 4,080	$\gamma_f = 1,30$ 0,00	3,15

W Y N I K I  
Teoria I-go rzędu

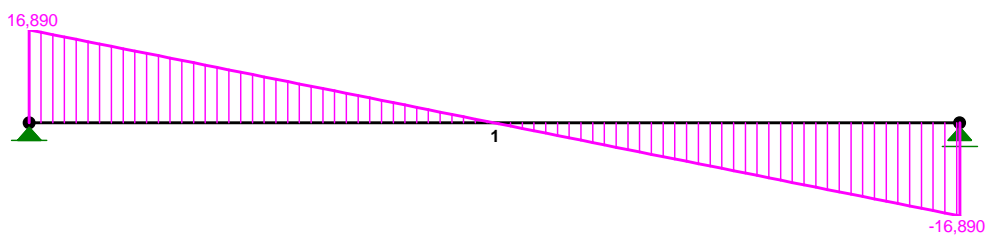
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	$\psi_d$ :	$\gamma_f$ :
Ciężar wł.			1,10
A - "strop"	Stale		1,17
B - "zmiennie"	Zmienne	1	1,30

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

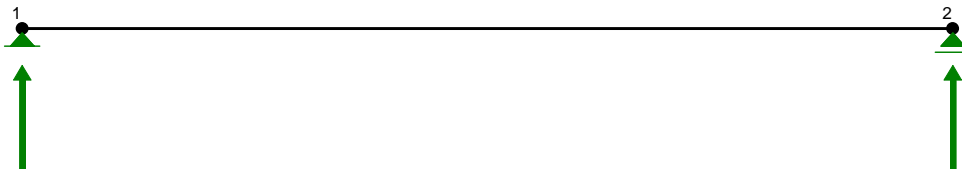


Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,000	16,890	0,000
	0,50	1,575	<b>13,301*</b>	0,000	0,000
	1,00	3,150	0,000	-16,890	0,000

\* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:



**REAKCJE PODPOROWE:** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,000	16,890	16,890	
2	0,000	16,890	16,890	

**ZGINANIE ZE ŚCINANIEM (55):** T.I rzędu  
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	Mx:	Mrvx:	My:	Mrvy:	N/Nr:	SW:
1	0,500	-13,301	59,809	0,000	7,108	0,000	0,222

**STAN GRANICZNY UŻYTKOWANIA:** T.I rzędu  
Obciążenia char.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	Rodzaj:	Ogranicz.:	L(H*):	agr[mm]:	a[mm]:	SW:
1	Ugięcie Y	L/250	3150,0	12,6	1,8	0,142

\*) H - wysokość poziomu węzła

Biorąc pod uwagę redukcję nośności o około 10% ze względu na korozję belek, warunek SGN i SGU jest spełniony.

Wnioski: Z przeprowadzonej analizy obliczeniowej wybranych belek stropowych wynika, że mają one wystarczającą nośność dla przeniesienia istniejących obciążeń. W przypadku przebudowy nowe warstwy stropowe nie powinny być cięższe niż istniejące, w przeciwnym przypadku może wystąpić konieczność wzmocnienia belek istniejących poprzez wykonanie nakładek z kształtowników stalowych.



### 8.3. ŚCIANY MUROWANE

Ściany i fundamenty są murowane w budynku z cegły pełnej klasy 10MPa, na zaprawie wapiennej marki M2,5. Określono nośność pasma 1mb ściany z różnicowanej grubości i wysokości (w zależności od kondygnacji).

#### **ŚCIANA GR. 83cm**

##### **DANE:**

##### Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0$  MPa

Kategoria wykonania elementu II

Zaprawa murarska: zwykła klasy M2,5, przepisana  $\rightarrow f_m = 2,5$  MPa

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97$  MPa

##### Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany  $t = 83,0$  cm

Szerokość ściany  $b = 100,0$  cm

Wysokość ściany  $h = 300,0$  cm

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej

- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

##### Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{og} = 923,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(P)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(L)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00$  kN

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 0,5$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_f = 1,10$

$\rightarrow$  ciężar własny ściany  $G_s = 1,37$  kN

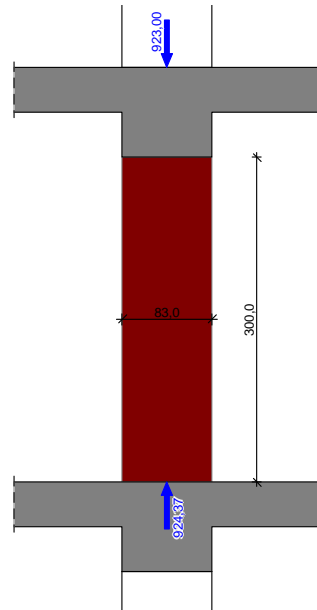
##### **ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

$\rightarrow$  Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,5$

**WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):**



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,976 \quad A = 0,83 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 923,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 961,92 \text{ kN} \quad (96,0\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,937 \quad A = 0,83 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 923,68 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 923,83 \text{ kN} \quad (100,0\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,976 \quad A = 0,83 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 924,37 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 961,92 \text{ kN} \quad (96,1\%)$$

### **ŚCIANA GR. 69cm**

#### **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: zwykła klasy M2,5, przepisana  $\rightarrow f_m = 2,5 \text{ MPa}$

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97 \text{ MPa}$

##### Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany  $t = 69,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany  $b = 100,0 \text{ cm}$

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

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej

- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

##### Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{og} = 656,00 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(P)} = 0,00 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(L)} = 0,00 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 0,5 \text{ kN/m}^3; \gamma_f = 1,10$





→ ciężar własny ściany  $G_s = 1,71 \text{ kN}$

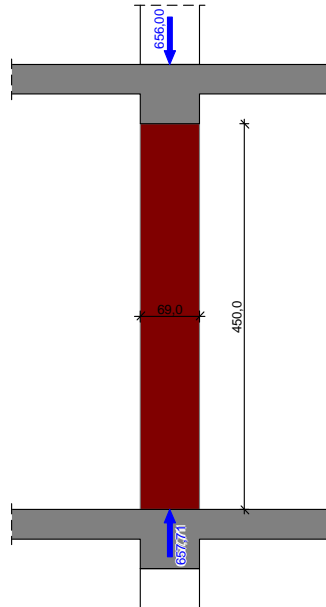
### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

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

### WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,957 \quad A = 0,69 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 656,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 783,79 \text{ kN} \quad (83,7\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,802 \quad A = 0,69 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 656,85 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 657,37 \text{ kN} \quad (99,9\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,957 \quad A = 0,69 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 657,71 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 783,79 \text{ kN} \quad (83,9\%)$$

### ŚCIANA GR. 55cm

#### 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: zwykła klasy M2,5, przepisana →  $f_m = 2,5 \text{ MPa}$

→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97 \text{ MPa}$

##### Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany  $t = 55,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany  $b = 100,0 \text{ cm}$

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

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania

obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej  
- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

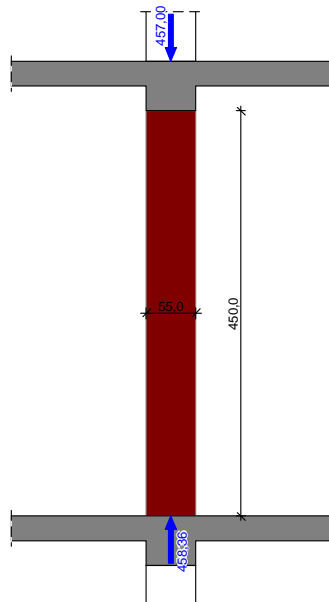
Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{0gd} = 457,00 \text{ kN}$   
Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(P)} = 0,00 \text{ kN}$   
Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(L)} = 0,00 \text{ kN}$   
Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00 \text{ kN}$   
Ciężar objętościowy muru  $\rho = 0,5 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_f = 1,10$   
→ ciężar własny ściany  $G_s = 1,36 \text{ kN}$

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
Kategoria wykonania robót: B  
→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,5$

**WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):**



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,945 \quad A = 0,55 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$
$$N_{1d} = 457,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 617,53 \text{ kN} \quad (74,0\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,701 \quad A = 0,55 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$
$$N_{md} = 457,68 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 457,70 \text{ kN} \quad (100,0\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,945 \quad A = 0,55 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$
$$N_{2d} = 458,36 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 617,53 \text{ kN} \quad (74,2\%)$$

**ŚCIANA 41cm**

**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: zwykła klasy M2,5, przepisana →  $f_m = 2,5 \text{ MPa}$

→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97$  MPa

#### Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany  $t = 41,0$  cm

Szerokość ściany  $b = 100,0$  cm

Wysokość ściany  $h = 450,0$  cm

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej

- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

#### Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{0d} = 249,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(p)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(L)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00$  kN

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 0,5$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_f = 1,10$

→ ciężar własny ściany  $G_s = 1,01$  kN

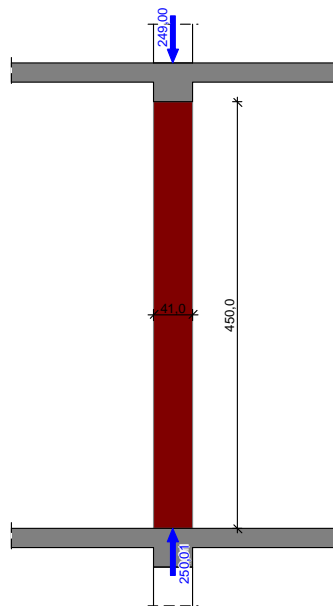
#### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

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

#### WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,927 \quad A = 0,41 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 249,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 451,27 \text{ kN} \quad (55,2\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,514 \quad A = 0,41 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 249,51 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 250,23 \text{ kN} \quad (99,7\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,927 \quad A = 0,41 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,19 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 250,01 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 451,27 \text{ kN} \quad (55,4\%)$$

## ŚCIANA GR. 27cm

### DANE:

#### Materiał:

Ściana z elementów ceramicznych grupy 1

Znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0$  MPa

Kategoria wykonania elementu II

Zaprawa murarska: zwykła klasy M2,5, przepisana  $\rightarrow f_m = 2,5$  MPa

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97$  MPa

#### Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany  $t = 27,0$  cm

Szerokość ściany  $b = 100,0$  cm

Wysokość ściany  $h = 320,0$  cm

#### Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

#### Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej

- stropy inne niż z betonu z wieńcami żelbetowymi

#### Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji  $N_{og} = 135,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(P)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d}^{(L)} = 0,00$  kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu  $N_{sl,d} = 0,00$  kN

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 0,5$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_f = 1,10$

$\rightarrow$  ciężar własny ściany  $G_s = 0,48$  kN

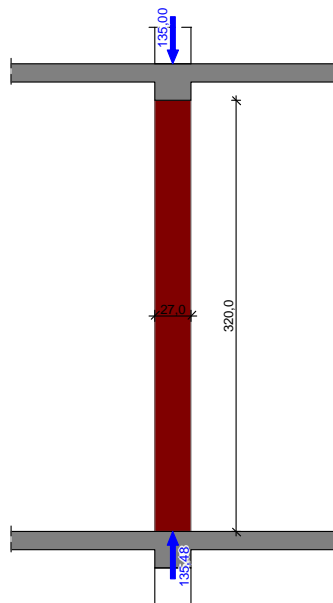
### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

$\rightarrow$  Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,5$

### WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:



$$\Phi_1 = 0,921 \quad A = 0,27 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,10 \text{ MPa}$$
$$N_{1d} = 135,00 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 274,70 \text{ kN} \quad (49,1\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,456 \quad A = 0,27 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,10 \text{ MPa}$$
$$N_{md} = 135,24 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 135,98 \text{ kN} \quad (99,5\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,921 \quad A = 0,27 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,10 \text{ MPa}$$
$$N_{2d} = 135,48 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 274,70 \text{ kN} \quad (49,3\%)$$

## 8.4. FUNDAMENTY

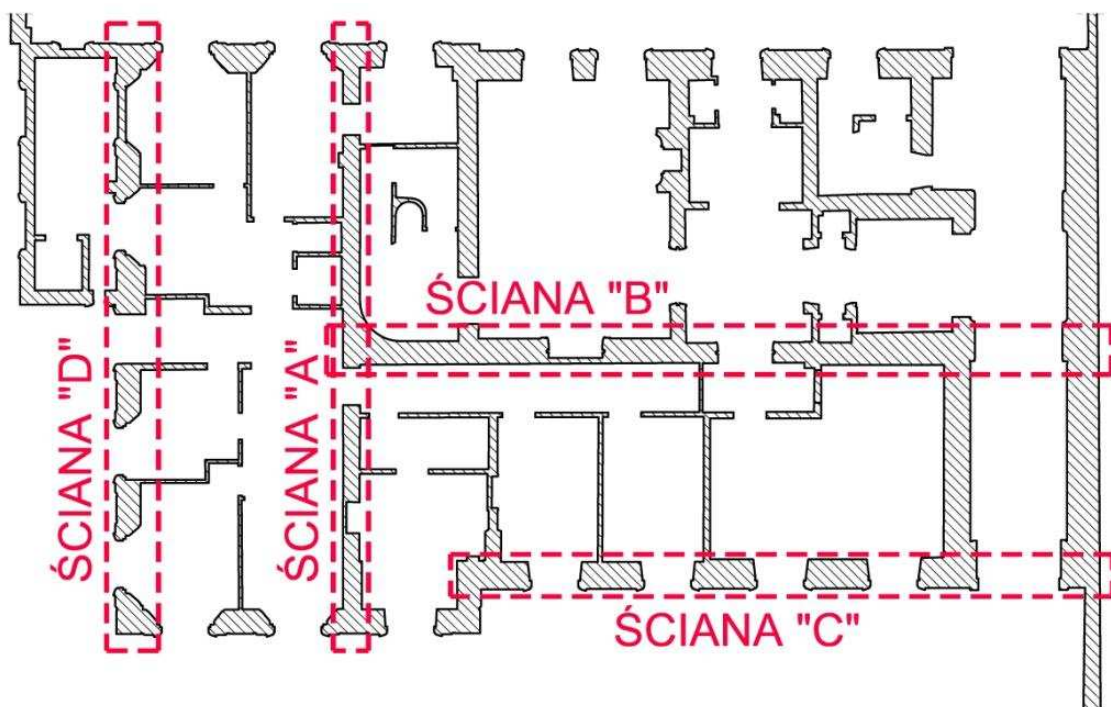
### 8.4.1. OPIS BUDOWY WARUNKÓW GRUNTOWYCH

Wg dokumentacji geotechniczna dotycząca projektowanej klatki schodowej w windę wykonana przez ZamGeo w styczniu 2005r. {5} w poziomie posadowienia występują piaski średnie, grube i pospółki, o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,50$ . W trakcie badań gruntowych w odwiertach do głębokości 5,5m poniżej poziomu terenu wody gruntowej nie stwierdzono.

Na potrzeby planowanej przebudowy zaleca się wykonanie badań gruntowych, w celu potwierdzenia przyjętych do sprawdzenia parametrów podłoża gruntowego.

### 8.4.2. SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW

Obliczenia zostały wykonane w programie komputerowym Robot Expert Fundamenty, z uwzględnieniem podłoża gruntowego wg punktu powyżej. Obciążenia przyjęto wg obliczeń ścian.





Współczynniki zmniejszające ciężar ścian ze wzgl. na otwory  
okienne i drzwiowe

ŚCIANA	WSPÓŁCZYNNIK
A	0,95
B	0,95
C	0,70
D	0,80

### 1. ŚCIANA "A"

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOŚTKOWY / OBCIĄŻENIE CHARAKT. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	WYSOKOŚĆ/DŁUGOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	7,24	1,17	3,65	30,90
- Ściana na II piętrze (gr.41cm)	8,52	1,13	3,20	29,18
- Strop nad I piętrem (Kleina)	8,07	1,24	4,65	46,39
- Ściana na I piętrze (gr.41cm)	8,52	1,13	3,80	34,66
- Strop nad parterem (Kleina)	8,07	1,24	3,90	38,95
- Ściana na parterze (gr.41cm)	8,52	1,13	4,50	41,04
- Strop nad piwnicą (Kleina)	8,07	1,24	3,28	32,71
- Ściana w piwnicy (gr.55cm)	11,42	1,13	3,00	36,67
- Ława fundamentowa (b=55cm)	9,90	1,13	0,84	9,40
				<b>299,90</b>

### 2. ŚCIANA "B"

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOŚTKOWY / OBCIĄŻENIE CHARAKT. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	WYSOKOŚĆ/DŁUGOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	7,24	1,17	7,25	61,47
- Ściana na II piętrze (gr.41cm)	8,52	1,13	3,20	29,18
- Strop nad I piętrem (Kleina)	8,07	1,24	7,13	71,16
- Ściana na I piętrze (gr.55cm)	11,42	1,13	3,80	46,45
- Strop nad parterem (Kleina)	8,07	1,24	6,98	69,66
- Ściana na parterze (gr.55cm)	11,42	1,13	4,50	55,00
- Strop nad piwnicą (Kleina/odcinkowy)	8,41	1,23	1,00	10,36
- Ściana w piwnicy (gr.83cm)	15,70	1,11	3,00	49,65
- Ława fundamentowa (b=107cm)	19,26	1,10	0,15	3,18
<b>RAZEM</b>				<b>396,12</b>

### 3. ŚCIANA "C"

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOŚTKOWY / OBCIĄŻENIE CHARAKT. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	WYSOKOŚĆ/DŁUGOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	7,24	1,17	3,15	26,71
- Ściana na II piętrze (gr.55cm)	11,42	1,13	3,20	28,82
- Strop nad I piętrem (Kleina)	8,07	1,24	3,08	30,71
- Ściana na I piętrze (gr.69cm)	13,94	1,12	3,80	41,60



- Strop nad parterem (Kleina)	8,07	1,24	3,03	30,21
- Ściana na parterze (gr.69cm)	13,94	1,12	4,50	49,26
- Strop nad piwnicą (Kleina/odcinkowy)	8,41	1,23	0,50	5,18
- Ściana w piwnicy (gr.83cm)	15,70	1,11	3,00	36,59
- Ława fundamentowa (b=97cm)	17,46	1,10	0,40	7,68
RAZEM				<b>256,76</b>

#### 4. ŚCIANA "D"

ELEMENT	CIEŻAR JEDNOŚTKOWY / OBCIĄŻENIE CHARAKT. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	WYSOKOŚĆ/DŁUGOŚĆ [m]	OBCIĄŻENIE OBLICZENIOWE [kN/mb]
- Stropodach	7,24	1,17	3,15	26,71
- Ściana na II piętrze (gr.69cm)	13,94	1,12	3,20	40,03
- Strop nad I piętrzem (Kleina)	8,07	1,24	3,15	31,46
- Ściana na I piętrze (gr.69cm)	13,94	1,12	3,80	47,54
- Strop nad parterem (Kleina)	8,07	1,24	3,10	30,96
- Ściana na parterze (gr.69cm)	13,94	1,12	4,50	56,30
- Strop nad piwnicą (Kleina)	8,07	1,24	1,45	14,48
- Ściana w piwnicy (gr.69cm)	13,94	1,12	3,00	37,53
- Ława fundamentowa (b=95cm)	17,46	1,10	0,74	14,21
				<b>299,22</b>

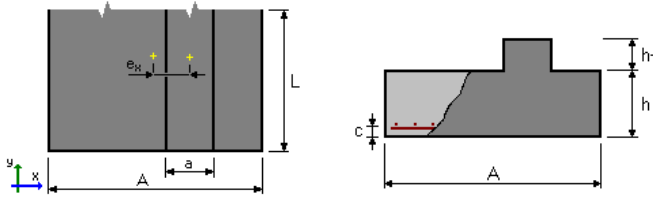
## ŚCIANA „A”

### 1. Założenia:

#### OPCJE:

- Obliczenia wg normy:  
gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B  
współczynnik  $m = 0,81$  - do obliczeń nośności  
współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń poślizgu  
współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:  
Nośność  
Osiadanie
  - $S_{dop} = 7,00$  (cm)
  - czas realizacji budynku:  $t_b > 12$  miesięcy
  - współczynnik odprężenia:  $\lambda = 1,00$Obrót  
Poślizg  
Ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
  - długotrwałych w rdzeniu I
  - całkowitych w rdzeniu II

## 2. Geometria



$A = 0,55$  (m)       $a = 0,55$  (m)  
 $L = 10,00$  (m)  
 $h = 0,40$  (m)  
 $h_1 = 0,00$  (m)  
 $ex = 0,00$  (m)

poziom posadowienia:                       $D = 0,8$  (m)  
 minimalny poziom posadowienia:       $D_{min} = 0,8$  (m)

## 3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek średni	0,0	0,50	---	mało wilgotne

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miąższość [m]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [deg]	Ciężar obj. [kN/m <sup>3</sup> ]	Mo [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni 106537,7	---	0,0	33,0	17,0	95883,9	

## 4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	L1	302,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

## 5. Wyniki obliczeniowe

### WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)  
N=302,00kN/m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 5,81 (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 307,81kN/m My = 0,00kN\*m/m





- Zastępczy wymiar fundamentu:  $A_{\text{z}} = 0,55$  (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{array}{ll} N_B = 12,21 & i_B = 1,00 \\ N_C = 38,63 & i_C = 1,00 \\ N_D = 26,08 & i_D = 1,00 \end{array}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego:  $Q_f = 193,43$  (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa:  $Q_f \cdot m / N_r = 0,51$

## OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1  
 $N = 251,67$  kN/m
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu:  $5,28$  (kN/m)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych:  $q = 467$  (kPa)
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego:  $z = 2,7$  (m)
- Naprężenie na poziomie z:
  - dodatkowe:  $\sigma_{zd} = 16$  (kPa)
  - wywołane ciężarem gruntu:  $\sigma_{\gamma} = 60$  (kPa)
- Osiadanie:
  - pierwotne:  $s' = 0,28$  (cm)
  - wtórne:  $s'' = 0,01$  (cm)
  - CAŁKOWITE:  $S = 0,29$  (cm) <  $S_{dop} = 7,00$  (cm)

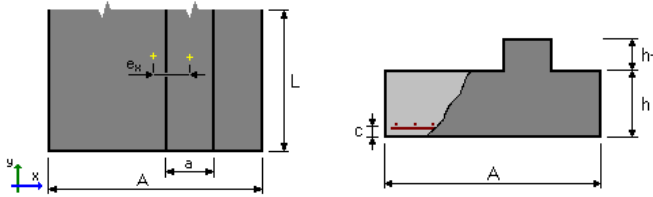
## ŚCIANA „B”

### 1. Założenia:

#### OPCJE:

- Obliczenia wg normy:  
gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B  
współczynnik  $m = 0,81$  - do obliczeń nośności  
współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń poślizgu  
współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:  
Nośność  
Osiadanie
  - $S_{dop} = 7,00$  (cm)
  - czas realizacji budynku:  $t_b > 12$  miesięcy
  - współczynnik odprężenia:  $\lambda = 1,00$
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
  - długotrwałych w rdzeniu I
  - całkowitych w rdzeniu II

## 2. Geometria



$$A = 1,07 \text{ (m)} \quad a = 0,55 \text{ (m)}$$

$$L = 10,00 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:  $D = 0,4 \text{ (m)}$   
 minimalny poziom posadowienia:  $D_{min} = 0,4 \text{ (m)}$

## 3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek średni	0,0	0,50	---	mało wilgotne

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miąższość [m]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [deg]	Ciężar obj. [kN/m <sup>3</sup> ]	Mo [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni 106537,7	---	0,0	33,0	17,0	95883,9	

## 4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	L1	397,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

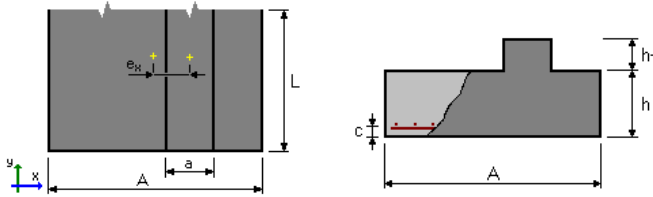
## 5. Wyniki obliczeniowe

### WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)  
N=397,00kN/m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 11,30 (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 408,30kN/m My = 0,00kN\*m/m



## 2. Geometria



$A = 0,97$  (m)       $a = 0,55$  (m)  
 $L = 10,00$  (m)  
 $h = 0,40$  (m)  
 $h_1 = 0,00$  (m)  
 $ex = 0,00$  (m)

poziom posadowienia:                     $D = 0,4$  (m)  
 minimalny poziom posadowienia:     $D_{min} = 0,4$  (m)

## 3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek średni	0,0	0,50	---	mało wilgotne

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miąższość [m]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [deg]	Ciężar obj. [kN/m <sup>3</sup> ]	Mo [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni 106537,7	---	0,0	33,0	17,0	95883,9	

## 4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	L1	257,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = **1,20**

## 5. Wyniki obliczeniowe

### WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)  
N=257,00kN/m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 10,24 (kN/m)
- Obciążenie wymiarujące: Nr = 267,24kN/m    My = 0,00kN\*m/m





- Zastępczy wymiar fundamentu:  $A_{\text{f}} = 0,97$  (m)
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{array}{ll} N_B = 12,21 & i_B = 1,00 \\ N_C = 38,63 & i_C = 1,00 \\ N_D = 26,08 & i_D = 1,00 \end{array}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego:  $Q_f = 275,56$  (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa:  $Q_f \cdot m / N_r = 0,84$

## OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1  
 $N = 214,17$  kN/m
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu:  $9,31$  (kN/m)
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych:  $q = 230$  (kPa)
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego:  $z = 2,9$  (m)
- Naprężenie na poziomie z:
  - dodatkowe:  $\sigma_{zd} = 13$  (kPa)
  - wywołane ciężarem gruntu:  $\sigma_{\gamma} = 56$  (kPa)
- Osiadanie:
  - pierwotne:  $s' = 0,18$  (cm)
  - wtórne:  $s'' = 0,00$  (cm)
  - CAŁKOWITE:  $S = 0,19$  (cm) <  $S_{dop} = 7,00$  (cm)

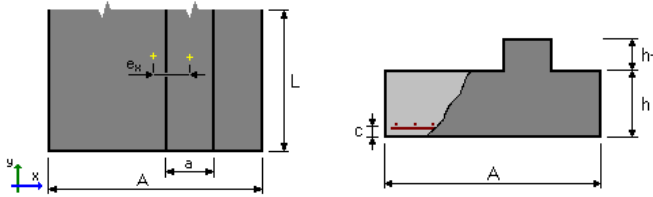
## ŚCIANA „D”

### 1. Założenia:

#### OPCJE:

- Obliczenia wg normy:
  - gruntowej: PN-81/B-03020
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: B
  - współczynnik  $m = 0,81$  - do obliczeń nośności
  - współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń poślizgu
  - współczynnik  $m = 0,72$  - do obliczeń obrotu
- Wymiarowanie fundamentu na:
  - Nośność
  - Osiadanie
    - $S_{dop} = 7,00$  (cm)
    - czas realizacji budynku:  $t_b > 12$  miesięcy
    - współczynnik odprężenia:  $\lambda = 1,00$
  - Obrót
  - Poślizg
  - Ścinanie
- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
  - długotrwałych w rdzeniu I
  - całkowitych w rdzeniu II

## 2. Geometria



$$A = 0,95 \text{ (m)} \quad a = 0,55 \text{ (m)}$$

$$L = 10,00 \text{ (m)}$$

$$h = 0,40 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,00 \text{ (m)}$$

$$ex = 0,00 \text{ (m)}$$

poziom posadowienia:  $D = 0,8 \text{ (m)}$   
 minimalny poziom posadowienia:  $D_{min} = 0,8 \text{ (m)}$

## 3. Grunt

Charakterystyczne parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Poziom [m]	IL / ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek średni	0,0	0,50	---	mało wilgotne

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Miągkość [m]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia [deg]	Ciężar obj. [kN/m <sup>3</sup> ]	Mo [kPa]	M [kPa]
1	Piasek średni 106537,7	---	0,0	33,0	17,0	95883,9	

## 4. Obciążenia

OBLICZENIOWE

Lp.	Nazwa	N [kN/m]	My [kN*m/m]	Fx [kN/m]	Nd/Nc
1	L1	300,00	0,00	0,00	1,00

współczynnik zamiany obciążeń obliczeniowych na charakterystyczne = 1,20

## 5. Wyniki obliczeniowe

### WARUNEK NOŚNOŚCI

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1 (długotrwała)  
N=300,00kN/m
- Wyniki obliczeń na poziomie: posadowienia fundamentu
- Obliczeniowy ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 13,02 (kN/m)



- Obciążenie wymiarujące:  $N_r = 313,02 \text{ kN/m}$   $M_y = 0,00 \text{ kN}^* \text{m/m}$
- Zastępczy wymiar fundamentu:  $A_{-} = 0,95 \text{ (m)}$
- Współczynniki nośności oraz wpływu nachylenia obciążenia:

$$\begin{array}{ll} N_B = 12,21 & i_B = 1,00 \\ N_C = 38,63 & i_C = 1,00 \\ N_D = 26,08 & i_D = 1,00 \end{array}$$

- Graniczny opór podłoża gruntowego:  $Q_f = 393,29 \text{ (kN/m)}$
- Współczynnik bezpieczeństwa:  $Q_f * m / N_r = 1,02$

## OSIADANIE

- Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
- Kombinacja wymiarująca: L1  
 $N = 250,00 \text{ kN/m}$
- Charakterystyczna wartość ciężaru fundamentu i nadległego gruntu:  $11,84 \text{ (kN/m)}$
- Obciążenie charakterystyczne, jednostkowe od obciążeń całkowitych:  $q = 276 \text{ (kPa)}$
- Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego:  $z = 2,9 \text{ (m)}$
- Naprężenie na poziomie z:
  - dodatkowe:  $\sigma_{zd} = 16 \text{ (kPa)}$
  - wywołane ciężarem gruntu:  $\sigma_{zy} = 62 \text{ (kPa)}$
- Osiadanie:
  - pierwotne:  $s' = 0,21 \text{ (cm)}$
  - wtórne:  $s'' = 0,01 \text{ (cm)}$
  - CAŁKOWITE:  $S = 0,22 \text{ (cm)} < S_{dop} = 7,00 \text{ (cm)}$

Wnioski: Istniejące ławy fundamentowe wizualnie są w dostatecznym stanie technicznym, ale wg analizy przeprowadzonej powyżej ich nośność jest lokalnie przekroczona. W konstrukcji budynku nie stwierdzono oznak nierównomiernego osiadania i wyłężenia fundamentów.

Z wykonanych odkrywek fundamentów (ław fundamentowych) wynika, że wartości  $D_{min}$  tzn. poziom spodu ław fundamentowych poniżej posadzki w piwnicach wynosi od 40 do 84cm. Najbardziej obciążonym podłożem gruntowym jest grunt w strefie ław środkowych. Obciążenia jednostkowe pod tymi ławami wynoszą  $397 \text{ kN/m}$ . Pod innymi ławami wewnętrznymi i pod ławami ścian zewnętrznych (elewacyjnych) obciążenia jednostkowe na podłożu gruntowe wynoszą odpowiednio od około  $257 \text{ kN/m}$  do  $302 \text{ kN/m}$ .

Konsolidacja warstwy gruntu niespoistego bezpośrednio pod ławami fundamentowymi w ciągu kilkunastu lat użytkowania korzystnie wpływa na stateczność budynku. Wg starej normy „grunty budowlane” PN-59/B/-03020 p. 3.5. zwiększenie obciążenia gruntu pod istniejącymi fundamentami brzmi: „Przy nadbudowie istniejących budowli, zwiększeniu obciążeń użytkowych, odbudowie zniszczonych budowli oraz w innych przypadkach wymagających zwiększenia nacisku na grunt pod istniejącymi fundamentami, wielkość dopuszczalnego obciążenia gruntu ustala się w zależności od



stanu gruntów pod fundamentami i stanu konstrukcji budowli.” Można przyjąć zwiększenie nacisku na grunt o  $20 \div 30\%$  w stosunku do uprzednio istniejących nacisków na grunt za dopuszczalne, jeśli naprężenia nie przekroczą więcej niż  $30\%$  naprężeń dopuszczalnych obliczonych w podłożu nie uwarstwionym. W analizowanym przypadku korzystnym jest prawdopodobne występowanie pod fundamentami jednorodnej, skonsolidowanej warstwy piasków. W jednej ze ścian elewacyjnych ze względu na obniżenie posadzki i redukcję  $D_{min}$  naprężenia przekraczają naprężenia dopuszczalne o  $49\%$ . Przy ocenie wytrzymałości fundamentów należy uwzględnić również wykonaną nadbudowę po II wojnie św.

W celu potwierdzenia braku konieczności wykonania wzmocnień fundamentów należy przed przystąpieniem do opracowania projektu nadbudowy wykonać badania gruntowe w celu potwierdzenia przyjętych parametrów podłoża gruntowego. Przykładowo zwiększenie stopnia zagęszczenia gruntu z  $ID=0,50$  na  $ID=0,70$  powoduje wzrost nośności fundamentów ściany „B” o  $17\%$ .

Przy planowanej przebudowie nie powinno się przekraczać o więcej niż  $10\%$  istniejących obciążeń na fundamenty, a w przypadku wprowadzenia punktowych koncentracji obciążeń należy wykonać podbicia istniejących fundamentów.

## 9. ZAKRES PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKÓW

Na podstawie otrzymanych materiałów można stwierdzić, że planowany zakres przebudowy budynku ambasady obejmuje:

- lokalne obniżenie poziomu posadzki w piwnicy,
- wyburzenie fragmentów stropów na każdej kondygnacji,
- wyburzenie fragmentu stropodachu,
- wyburzenie klatek schodowych A, C i D,
- rozbiórka fragmentów ścian nośnych na każdej kondygnacji,
- zmiana rodzaju warstw wykończeniowych na stropach i dachu, lokalizacji ścianek działowych oraz funkcji pomieszczeń,
- wykonanie wewnętrznego szybu windowego,
- wykonanie nowej klatki schodowej w środkowej części budynku,
- wykonanie nowych fragmentów stropów w miejscu wyburzonych.

Planowane prace związane z przebudową budynku są możliwe do wykonania, i nie stanowią zagrożenia dla jego bezpieczeństwa. Prace przy budynku sąsiednim od strony wschodniej należy planować i prowadzić z dużą ostrożnością.





W celu zbadania konstrukcji budynku ambasady wykonano wiele odkrywek, jednak możliwość zbadania części jego elementów była ograniczona, ze względu na użytkowanie pomieszczeń. W zakresie nośności stropów budynku należy je zweryfikować z dokumentacją archiwalną w trakcie prowadzenia prac budowlanych i usunięcia warstw stropowych, co umożliwi identyfikację i potwierdzenie przyjętych do obliczeń przekrojów i rozstawów belek stropowych. Oceniono, że obecna nośność stropów jest wystarczająca dla przeniesienia obciążeń użytkowych kondygnacji mieszkalnej  $150\text{kg/m}^2$  (I piętro), natomiast dla kondygnacji biurowych (piwnica, parter, II piętro)  $200\text{kg/m}^2$ . W zakresie stropu skrzynkowego nad II piętrem ze względu na zastosowanie różnicowanego zbrojenia w żebrach stopowych, a także stwierdzenia w wykonanych odkrywkach betonu z kruszywem ceglanym, nie należy obciążać go dodatkowymi ciężkimi instalacjami na dachu. Urządzenia wentylacyjne poprzez ruszt stalowy należy oprzeć bezpośrednio na nośnych ścianach murowanych. Obecna nośność dachu jest wystarczająca dla przeniesienia normowego obciążenia śniegiem dla II strefy.

W przypadku budynku garażu zakres postępowania przy przebudowie jest analogiczny. Planowane prace związane z przebudową budynku są możliwe do wykonania, i nie stanowią zagrożenia dla jego bezpieczeństwa. Prace przy budynku sąsiednim od strony północnej należy planować i prowadzić z dużą ostrożnością. Oceniono, że obecna nośność stropu I piętra jest wystarczająca dla przeniesienia obciążeń użytkowych  $150\text{kg/m}^2$ . Obecna nośność dachu jest wystarczająca dla przeniesienia normowego obciążenia śniegiem dla II strefy.

Zakres przebudowy obu budynków może ulec zmianie. Dla oceny wpływu przebudowy na konstrukcję budynków należy wykorzystać informacje zawarte w niniejszej ekspertyzie.

## 10. ZALECENIA REMONTOWO – BUDOWLANE DLA BUDYNKU AMBASADY

Autorzy niniejszego opracowania wskazują następujące elementy budynków, które powinny zostać poddane naprawie:

- 1) Należy usunąć źródła zawilgocenia ścian piwnic wykonując skuteczną izolację poziomą i pionową. Izolacja pionowa - należy odkopać ściany fundamentowe budynku, osuszyć ściany, oczyścić dolne spoiny ze zwiędzłej 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 np. systemem firmy Deitermann. Grunt zasypowy wykopu zagęścić do  $I_s > 0,97$ . Możliwe jest również wykonanie pionowej izolacji ścian piwnic poprzez ich iniekcję.



- 2) Ze względu na zawilgocenia stropu pod przejazdem bramowym należy usunąć istniejące warstwy stropowe, oczyścić płyty ceglane stropu Kleina wraz z belkami stalowymi oraz powierzchnię łukowych sklepień ceglanych, wykonać na płytach i sklepieniach szprycę cementową, a wolne przestrzenie do wymaganego poziomu izolacji p.wodnej wypełnić keramzytem.
- 3) Należy zabezpieczyć odkryte półki dwuteowników stalowych i bednarkę płyt ceglanych w miejscach odsłoniętych (na każdej kondygnacji) warstwą tynku cementowo wapiennego na siatce metalowej. Przed wykonaniem tynku stopki belek oczyścić z korozji.
- 4) Zawilgocony i zagrzybiony tynk ze ścian należy usunąć, zastępując go nowym. W miejscach zagrzybienia i korozji biologicznej należy skuć tynk, zaimpregnować mur środkiem przeciwgrzybicznym np. IZOHAN grzybostop, a następnie wykonać nowy tynk cementowo-wapienny.
- 5) Należy wykonać szczelną izolację p.wodną na tarasie w poziomie I piętra w elewacji frontowej.
- 6) W przypadku wymiany istniejących warstw stropowych należy usunąć istniejącą polepę do poziomu wierzchu stropowych płyt ceglanych lub betonowych, w celu ich odciążenia. Nowe warstwy nie powinny być cięższe od istniejących. W przypadku zwiększenia obciążenia należy sprawdzić nośność istniejących belek stropowych.
- 7) Planowaną przebudowę budynku zaleca się wykonać w możliwie jak najlżejszej konstrukcji.
- 8) Ewentualne wzmocnienia stalowych belek stropów istniejących należy wykonywać przy pomocy nakładek z kształtowników stalowych (ceowników, kątowników).
- 9) Na potrzeby opracowywania projektu przebudowy należy wykonać badania gruntowe i potwierdzić obliczeniowo wystarczającą nośność istniejącego podłoża gruntowego w poziomie posadowienia fundamentów budynku.

## 11. ZALECENIA REMONTOWO – BUDOWLANE DLA BUDYNKU GARAŻU

Autorzy niniejszego opracowania wskazują następujące elementy budynków, które powinny zostać poddane naprawie:

- 1) Należy usunąć źródła zawilgocenia ścian parter wykonując skuteczną izolację poziomą. Izolacja może być wykonana metodą iniekcji ciśnieniowej muru ceglany np. systemem firmy Deitermann. Grunt zasypowy wykopu zagęścić do  $I_s > 0,97$ .
- 2) Konstrukcja dachu garażu wraz z deskowaniem w przypadku przebudowy budynku wymaga wymiany (ze względu na wymaganą trwałość). Nową więźbę dachową należy wykonać jako stalowo - drewnianą, w układzie płatwiowo krokwiowym, z płatwiami stalowymi w celu redukcji

ilości słupków podpierających więźbę dachową.

- 3) Strop drewniany nad I piętrem w przypadku przebudowy budynku wymaga weryfikacji stanu technicznego, po usunięciu polepy i rzeczy na nim zalegających.
- 4) W przypadku wymiany istniejących warstw stropowych należy usunąć istniejącą polepę do poziomu wierzchu stropowych płyt ceglanych lub betonowych, w celu ich odciążenia. Nowe warstwy nie powinny być cięższe od istniejących. W przypadku zwiększenia obciążenia należy sprawdzić nośność istniejących belek stropowych.
- 5) Warstwy projektowane na istniejącym stropie gęstożebrowym nie powinny być cięższe od istniejących.

## 12. 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) Biorąc pod uwagę ocenę stanu technicznego elementów budynku oraz przeprowadzoną analizę obliczeniową stwierdza się, że budynek ambasady położony przy ul. Chopina 2A Warszawie nadaje się do planowanej przebudowy.
- b) Biorąc pod uwagę ocenę stanu technicznego elementów budynku stwierdza się, że budynek garażu położony przy ul. Chopina 2A Warszawie nadaje się do planowanej przebudowy.
- c) W świetle przeprowadzonych własnych badań „In situ”, analizy odkrytych elementów konstrukcji nośnej budynku, stan techniczny budynku ambasady oceniono następująco:
  - **stan dobry**, wymagana jest konserwacja: ściany zewnętrzne i wewnętrzne, ściany działowe, nadproża, podciągi, słupy, stropy, pokrycie dachowe, schody, podłogi i posadzki, stolarka, instalacje,
  - **stan średni**, wymagający podjęcia drobnej naprawy i konserwacji: fundamenty,
  - **stan zadowolający**, wymagający podjęcia bieżącej naprawy: strop przejazdu, obróbki blacharskie.
  - **stan zły**, wymagający podjęcia generalnego remontu: izolacja przeciwwilgociowa, nawierzchnia tarasu w poziomie I piętra.
- d) W świetle przeprowadzonych własnych badań „In situ”, analizy odkrytych elementów konstrukcji nośnej budynku, stan techniczny budynku garażu oceniono następująco:
  - **stan dobry**, wymagana jest konserwacja: ściany zewnętrzne i wewnętrzne, ściany działowe, nadproża, podciągi, stropy, pokrycie dachowe i obróbki blacharskie, schody, podłogi i posadzki



- w poziomie piętra, instalacje.
- **stan średni**, wymagający podjęcia drobnej naprawy i konserwacji: fundamenty, stolarka.
  - **stan zadowolający**, wymagający podjęcia bieżącej naprawy: strop drewniany poddasza, posadzka w garażu.
  - **stan zły**, wymagający podjęcia generalnego remontu: izolacja przeciwwilgociowa, więźba dachowa.
- e) Budynek ambasady wykazuje zużycie techniczne wynoszące ~65%.
- f) Budynek garażu wykazuje zużycie techniczne wynoszące ~75%.
- g) Zalecenia remontowo – budowlane dla obu budynków zostały wymienione w pkt.10 i 11 ekspertyzy.
- h) W przypadku podjęcia przez Zamawiającego decyzji o przystąpieniu do przebudowy budynków, na roboty budowlane należy opracować projekt budowlany, a wszystkie prace prowadzić pod nadzorem osoby posiadającej uprawnienia budowlane wykonawcze, zgodnie z wytycznymi zawartymi w aktualnych Polskich Normach, kartami technicznymi produktów systemowych, zasadami sztuki budowlanej i z przepisami BHP.
- i) W celu potwierdzenia braku konieczności wykonania wzmocnień fundamentów należy przed przystąpieniem do opracowania projektu nadbudowy wykonać badania gruntowe w celu potwierdzenia przyjętych parametrów podłoża gruntowego.
- j) 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 RYSUNKOWA**



**ZAŁĄCZNIK NR 2:**  
**UPRAWNIENIA OPRACOWUJĄCYCH EKSPERTYZĘ**



sygn. akt. MAZ/7131/138/04/K

Warszawa, dn. 25.06.2004 r.

## DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5 poz. 42, z póź. zm.), art. 12 ust. 1 pkt. 1 i pkt. 5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt. 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2000 r. nr 106 poz. 1126 z póź. zm.) art. 2 ust. 1 ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o zmianie ustawy – Prawo Budowlane (Dz. U. Nr 93, poz. 888) oraz § 4 ust. 2, § 5 ust. 3d w związku z ust. 3a pkt. 1 i 3b pkt. 1, § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. 1995 r. nr 8 poz. 38, z póź. zm.), Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa działająca w składzie orzekającym: 1/ Ryszard Chaciński, 2/ Krzysztof Latoszek, 3/Leszek Ganowicz stwierdza, że:

**Pan Dariusz Waldemar Karolak**  
inżynier

urodzony dnia 3 listopada 1976 roku w Pruszkowie, syn Tadeusza

uzyskał

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
nr MAZ/0143/POOK/04

**do projektowania bez ograniczeń**  
**w specjalności konstrukcyjno – budowlanej**

### UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji.

### POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

### Skład Orzekający

1/ mgr inż. Ryszard Chaciński .....  
2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek .....  
3/ mgr inż. Leszek Ganowicz .....

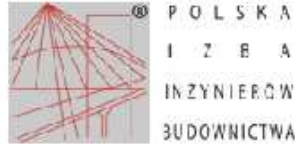
Przewodniczący  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej  
Prof. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski

.....  
*[Signature]*



Przewodniczący  
Mazowieckiej Okręgowej Izby  
Inżynierów Budownictwa  
mgr inż. Wiesław Olechnowicz

.....  
*[Signature]*



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

**MAZ-ELK-RM7-L9R \***

Pan DARIUSZ WALDEMAR KAROLAK o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/1075/04

adres zamieszkania MAGIERA 7/28, 01-873 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2017-08-01 do 2018-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-08-01 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 3 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piib.org.pl](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.





P O L S K A  
I Z B A  
I N Ż Y N I E R Ó W  
B U D O W N I C T W A

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna  
KK-0056-0006/15

Warszawa, dnia 23 kwietnia 2015 r.

### DECYZJA Nr RZE/X/0010/15

Na podstawie art. 8b w związku z art.36 ust.1 pkt 3 ustawy z 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz. U. z 2014 r. poz. 1946), po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr. inż. Dariusza Waldemara Karolaka z dnia 15 stycznia 2015 r. oraz dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie, praktykę zawodową, uprawnienia budowlane z dnia 25 czerwca 2004 r. Nr MAZ/0143/POOK/04 i uprawnienia budowlane z dnia 30 czerwca 2005 r. Nr MAZ/0007/OWOK/05, a także znaczący dorobek praktyczny w zakresie objętym rzeczoznawstwem

**Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa  
nadaje**

**Panu Dariuszowi Waldemarowi Karolakowi  
ur. dnia 3 listopada 1976 r. w Pruszkowie**

**magistrowi inżynierowi budownictwa**

**tytuł**

### **RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO**

w specjalności konstrukcyjno - budowlanej obejmującej projektowanie bez ograniczeń,

na okres ważności do dnia 23 kwietnia 2025 r.

Pan mgr inż. Dariusz Waldemar Karolak może wykonywać funkcję rzeczoznawcy budowlanego na terenie całego kraju w wyżej wymienionym zakresie.

#### **Uzasadnienie**

Krajowa Komisja Kwalifikacyjna Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa na podstawie złożonych dokumentów i przeprowadzonego postępowania kwalifikacyjnego ustaliła, że Pan mgr inż. Dariusz Waldemar Karolak spełnia wymagania określone w art. 8b ustawy z 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz. U. z 2014 r. poz. 1946). W związku z powyższym Krajowa Komisja Kwalifikacyjna orzekła jak w sentencji.

#### **Pouczenie:**

Od niniejszej decyzji przysługuje wniosek o ponowne rozpatrzenie sprawy do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, 00-048 Warszawa, ul. Mazowiecka 6/8, w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



**Skład Orzekający  
Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej:**

dr inż. Marian Płachecki .....  
Przewodniczący Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej

mgr inż. Elżbieta Daszkiewicz.....

mgr inż. Andrzej Pawelec.....

#### **Otrzymują:**

1. Pan Dariusz Waldemar Karolak, ul. Majera 7/28, 01-873 Warszawa
2. Mazowiecka Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
3. z/a

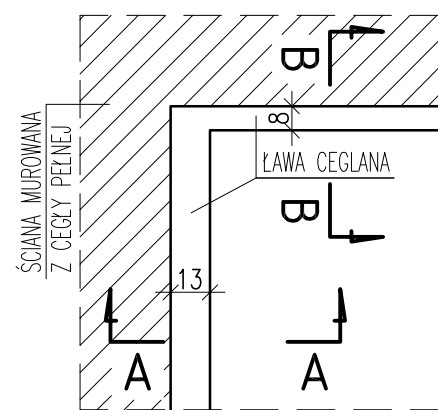
Pan Dariusz Waldemar Karolak uiszczył opłatę w kwocie 10 zł (dziesięć złotych) na rachunek bankowy Urzędu Dzielnicy Śródmieście m. st. Warszawy zgodnie z ustawą z dnia 16 listopada 2006 r. o opłacie skarbowej (Dz.U. Nr 225, poz. 1635 z późn. zm.).



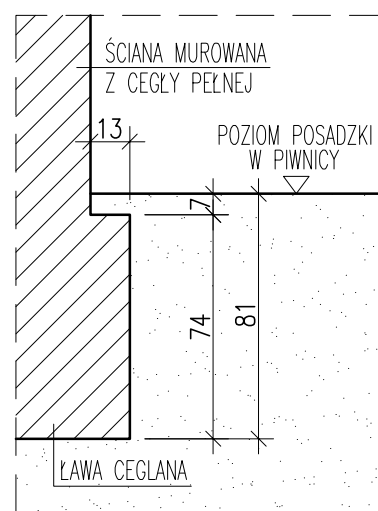
<p>POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA</p>  <p><i>Dariusz Waldemar Karolak</i> (podpis rzeczoznawcy)</p>	<p><b>LEGITYMACJA</b></p> <p>Nr 2710</p> <p>inżr. inż.</p> <p><b>Dariusz Waldemar Karolak</b></p> <p>jest rzeczoznawcą budowlanym PZITB</p>  <p>Ryszard Trykowski      Wiktor Płukowski</p> <p>Warszawa, dnia 10 marca 2015 roku</p>
---	--

<p><b>SPECJALNOŚĆ RZECZOZNAWCY BUDOWLANIEGO PZITB</b></p> <p>2.2. Roboty ogólnobudowlane i wykończeniowe <i>Specjalność uchybiona do czasu nr 26 273 1 12</i></p> <p>2.1. Konstrukcje i ustroje budowlane.</p> <p><b>14. Budownictwo zażytkowe.</b></p> <p>Legitymacja ważna do 10 marca 2015 roku</p>	<p><i>Termin ważności legitymacji rzeczoznawcy budowlanego PZITB przedłuża się (potwierdzenie oddziału PZITB):</i></p> <p>POLSKI ZWIĄZEK INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA Oddział Warszawski ul. Włocławski 1/2, 00-121 Warszawa</p> <p>do <i>10.03.2015</i></p> <p>do _____</p> <p>do _____</p> <p>do _____</p> <p>do _____</p> <p>do _____</p>
--	--

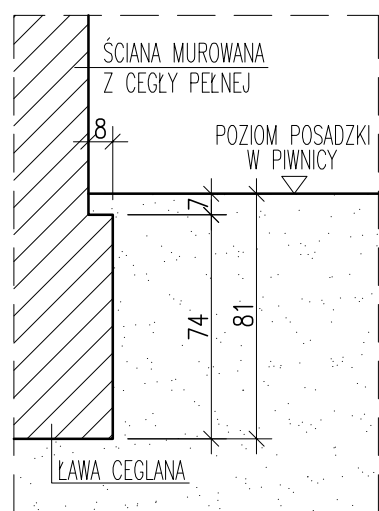
**ODKRYWKA F.1**  
SKALA 1:25



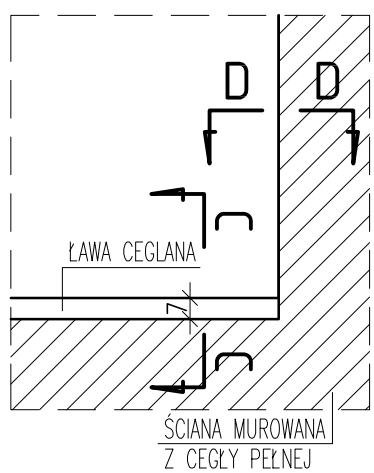
**PRZEKRÓJ A-A**  
SKALA 1:25



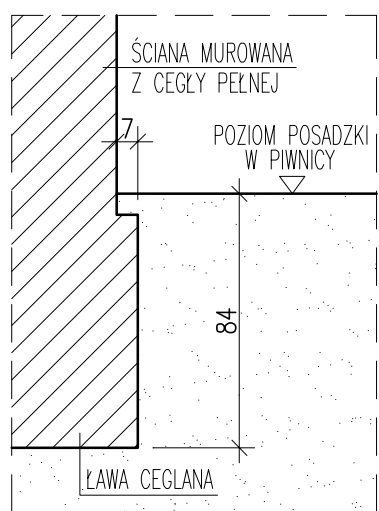
**PRZEKRÓJ B-B**  
SKALA 1:25



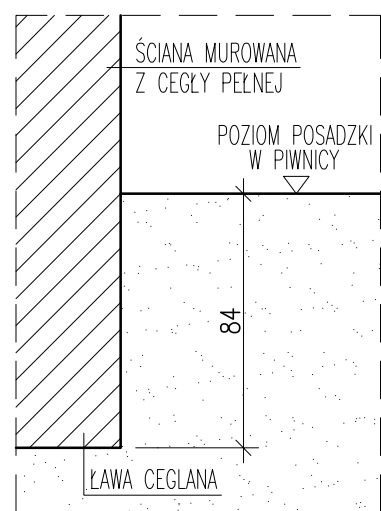
**ODKRYWKA F.2**  
SKALA 1:25



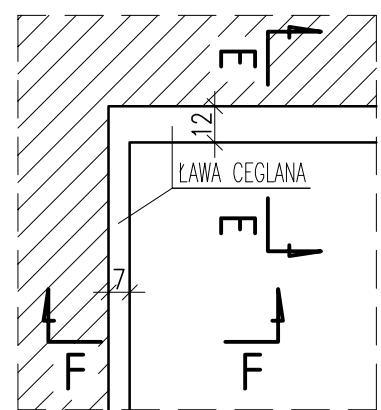
**PRZEKRÓJ C-C**  
SKALA 1:25



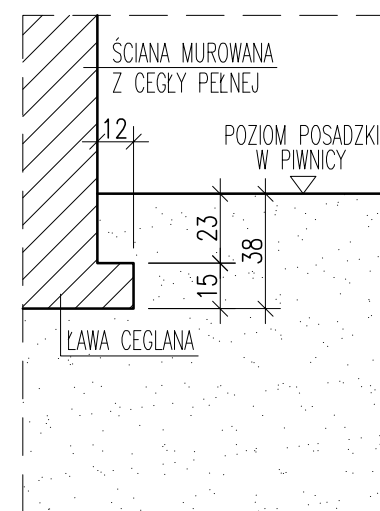
**PRZEKRÓJ D-D**  
SKALA 1:25



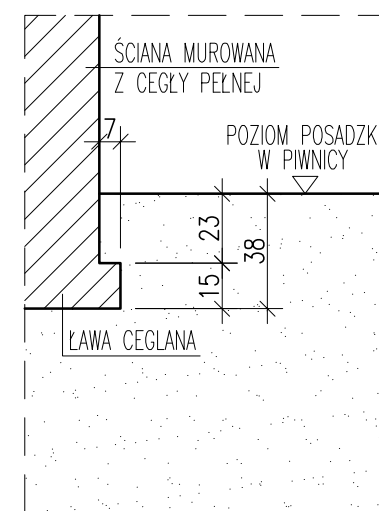
**ODKRYWKA F.3**  
SKALA 1:25



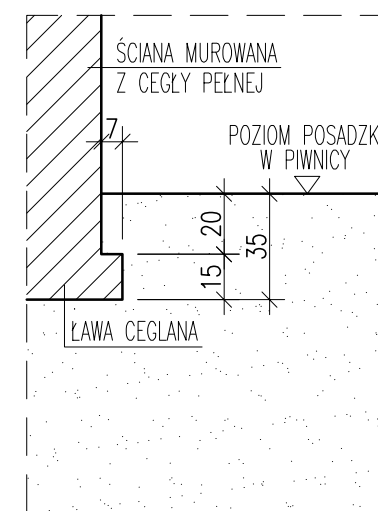
**PRZEKRÓJ E-E**  
SKALA 1:25



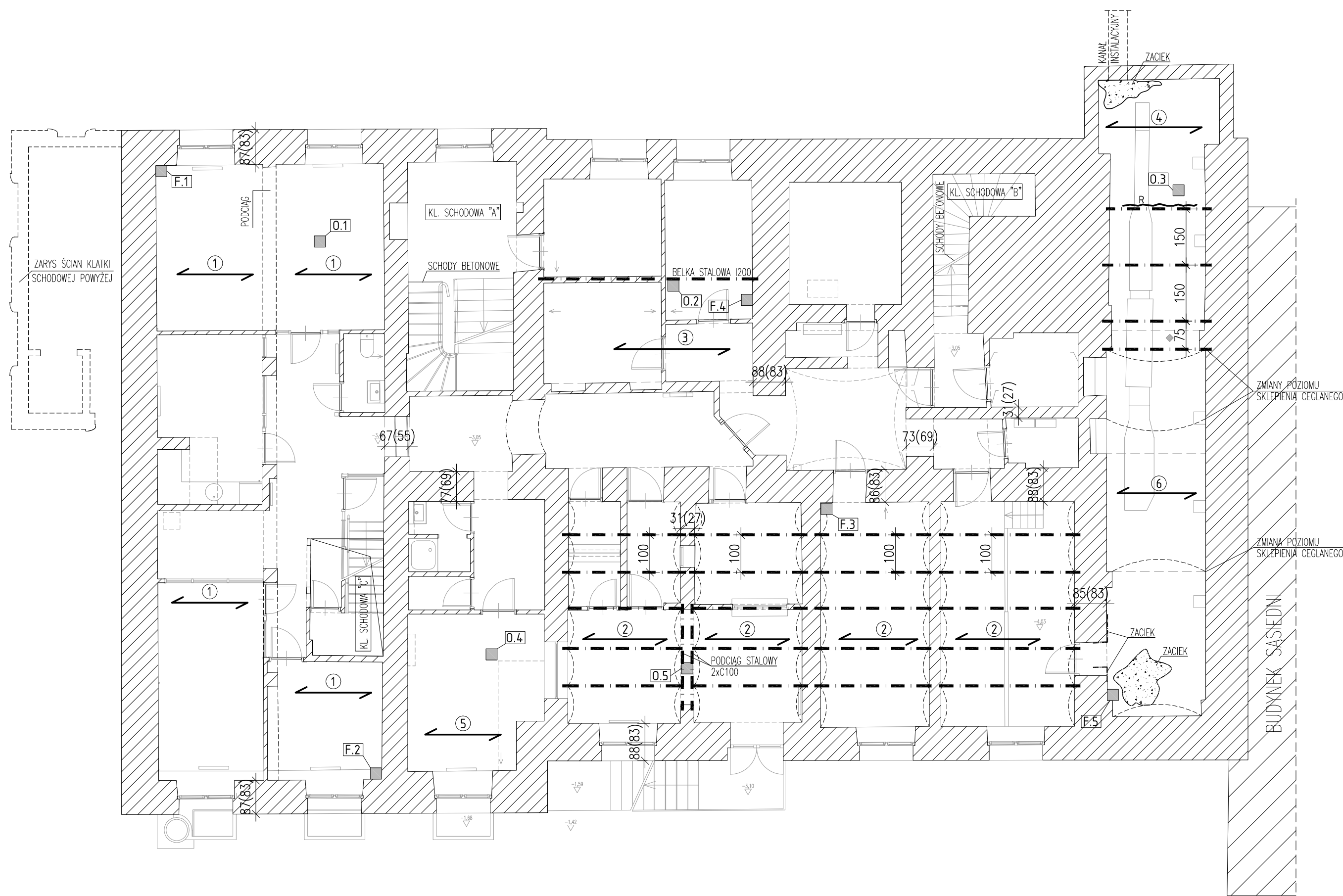
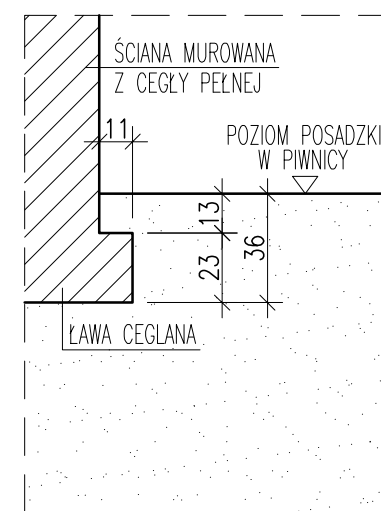
**PRZEKRÓJ F-F**  
SKALA 1:25



**ODKRYWKA F.4**  
SKALA 1:25



**ODKRYWKA F.5**  
SKALA 1:25



**LEGENDA:**

- F.1** ODKRYWKA NR 1 FUNDAMENTÓW
- 0.1** ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU
- USZKODZENIE STROPU WG OPISU
- USZKODZENIE ŚCIANY WG OPISU
- RYSY NA SUFICIE/ŚCIANIE
- SKLEPIENIE ŁUKOWE
- OŚ BELKI STALOWEJ
- KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU:
  - ① - STROP KLEINA NA BELKACH I140
  - ② - STROP ODCINKOWY Z PŁYTĄ CEGLANĄ PÓŁCIEŻKA f=8cm NA BELKACH STALOWYCH I220
  - ③ - STROP KLEINA Z PŁYTĄ Z ŻUŁBETONU NA BELKACH STALOWYCH I200
  - ④ - STROP KLEINA Z PŁYTĄ CEGLANĄ CIĘŻKĄ NA SZYNACH KOLEJOWYCH TYPU I (ROSYJSKICH)
  - ⑤ - STROP KLEINA, BRAK MOŻLIWOŚCI WYKONANIA ODKRYWEK
  - ⑥ - SKLEPIENIE CEGLANE f=30cm
- 67(55)** WYMIAR OPISUJĄCY GRUBOŚĆ ŚCIANY, W NAWIASIE PODANO GRUBOŚĆ MURU CEGLANEGO BEZ TYNKU

TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE PRZY UL. CHOPINA 2A

ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

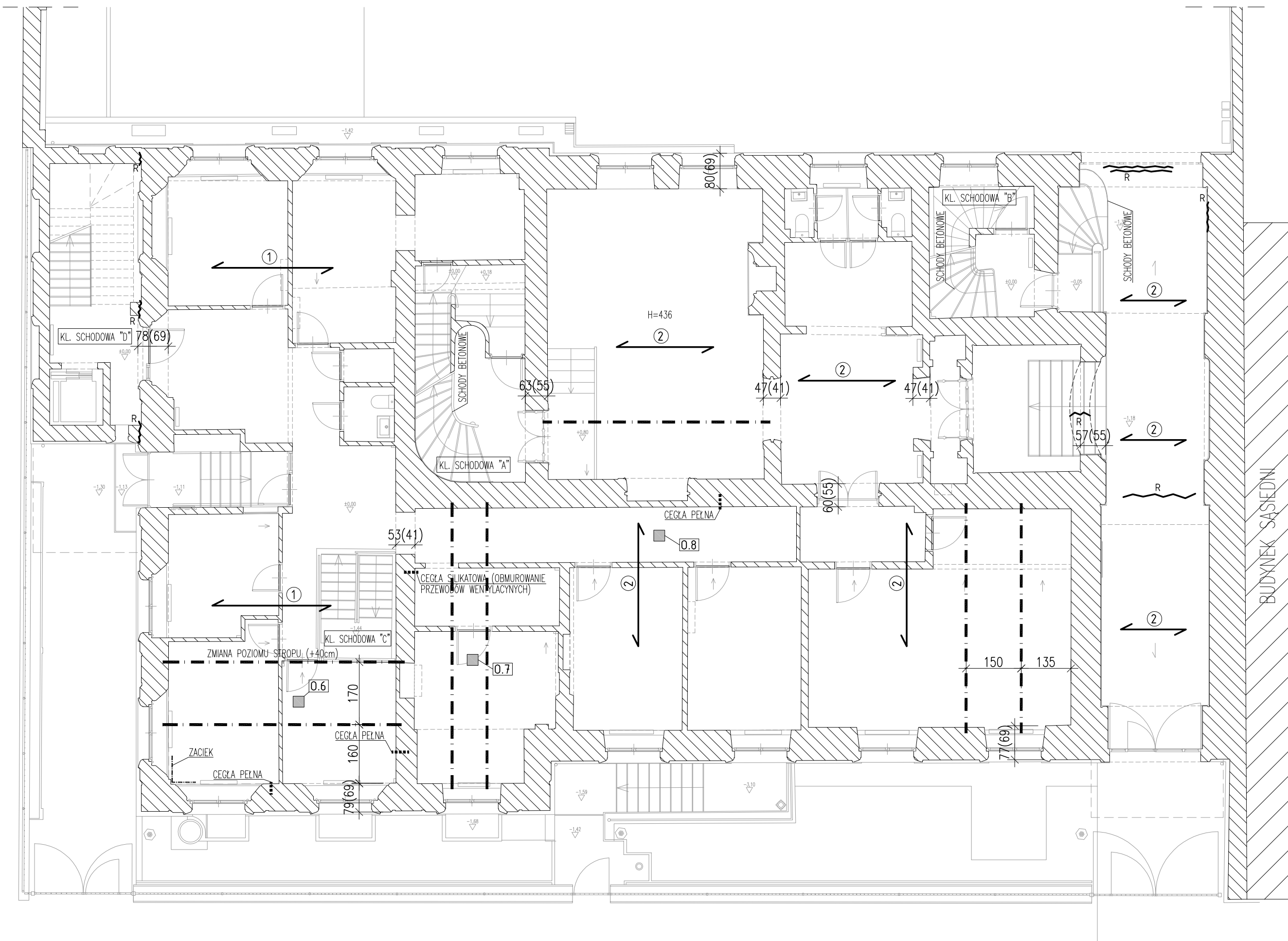
PROJEKTANT: OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA I TECHNIKI BUDOWLANEJ o/w PZITB  
ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA

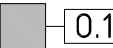

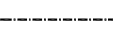
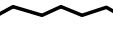
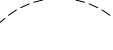


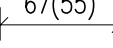

NUMER RYSUNKU:  
**1**

BRANŻA: STADIUM: TREŚĆ RYSUNKU:  
KONSTRUKCJA EKSPERTYZA BUDYNEK AMBASADY - RZUT PIWNICY  
SKALA: 1:100/25 DATA: 10.2017






**LEGENDA:**

-  **0.1** ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU
-  USZKODZENIE STROPU WG OPISU
-  USZKODZENIE ŚCIANY WG OPISU
-  RYSA NA SUFICIE/ŚCIANIE
-  SKLEPIENIE ŁUKOWE
-  OŚ BELKI STALOWEJ
-  KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU:
  - ① - STROP KLEINA Z PŁYTĄ CEGLANĄ PÓLCZĘŻĄ NA BELKACH STALOWYCH I280
  - ② - STROP KLEINA, BRAK MOŻLIWOŚCI WYKONANIA ODKRYWKI
-  **67(55)** WYMIAR OPISUJĄCY GRUBOŚĆ ŚCIANY, W NAWIASIE PODANO GRUBOŚĆ MURU CEGLANEGO BEZ TYNKU
-  **CEGLA PEŁNA** MIEJSCE WYKONANIA ODWIERTU W ŚCIANIE W CELU SPRAWDZENIA MATERIAŁU KONSTRUKCYJNEGO

TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA  
 MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA  
 PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU  
 AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE  
 PRZY UL. CHOPINA 2A

ZLECIENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
 UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

PROJEKTANT:  OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
 I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB  
 ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
 mgr inż. Dariusz KAROLAK  
 mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA









NUMER RYSUNKU:  
**2**

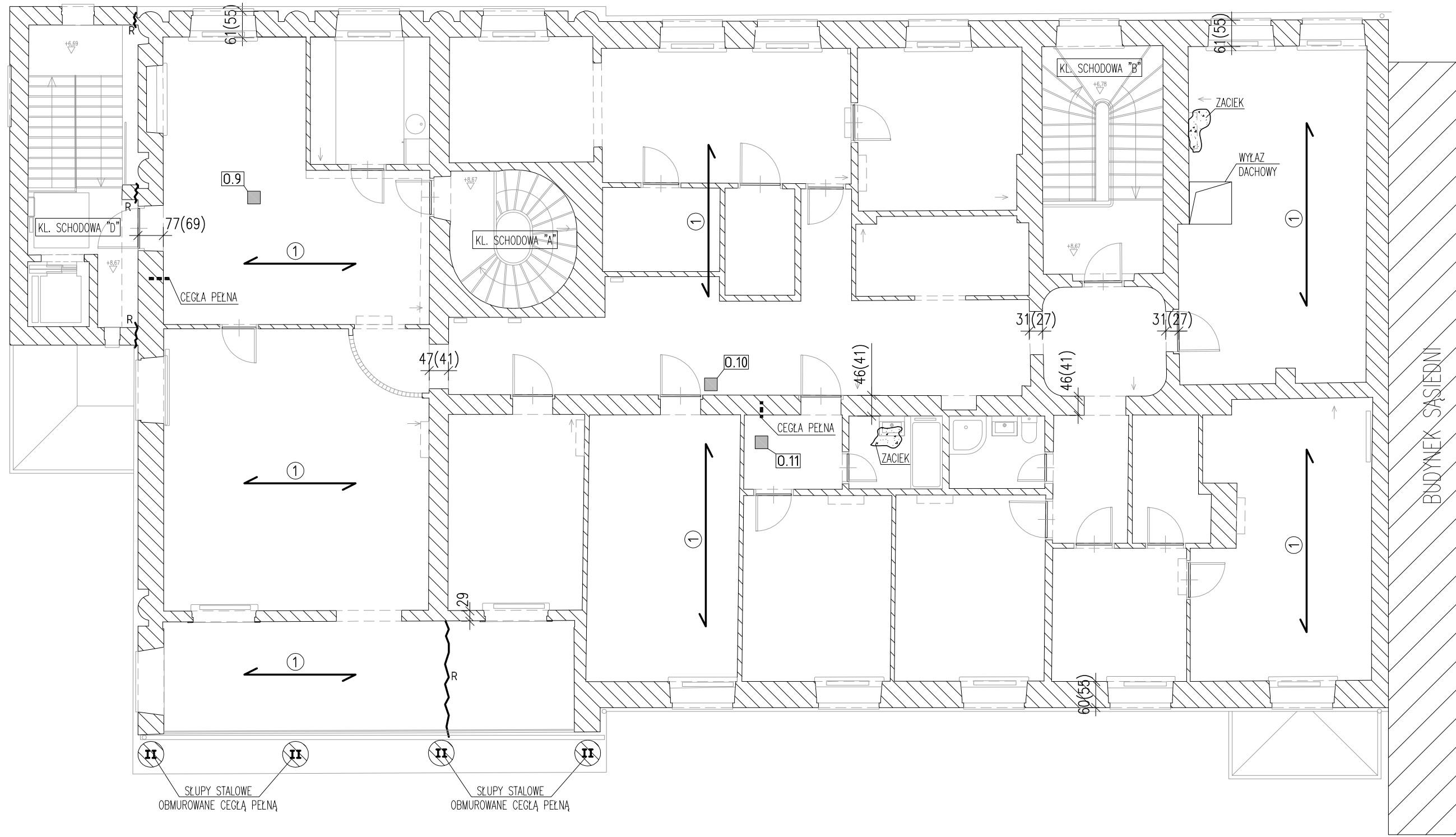
BRANŻA:	STADIUM:	TRZĘC RYSUNKU:
KONSTRUKCJA	EKSPERTYZA	BUDYNEK AMBASADY - RZUT PARTERU
		SKALA: 1:100    DATA: 10.2017





LEGENDA:

-  0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU
-  USZKODZENIE STROPU WG OPISU
-  USZKODZENIE ŚCIANY WG OPISU
-  R RYSA NA SUFICIE/ŚCIANIE
-  KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU
-  ① -STROP SKRZYNKOWY GĘSTOZĘBROWY WG ODKRYWEK
-  67(55) WYMIAR OPISUJĄCY GRUBOŚĆ ŚCIANY, W NAWIASIE PODANO GRUBOŚĆ MURU CEGLANEGO BEZ TYNKU
-  CEGŁA PEŁNA MIEJSCE WYKONANIA ODWIERTU W ŚCIANIE W CELU SPRAWDZENIA MATERIAŁU KONSTRUKCYJNEGO



TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA  
 MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA  
 PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU  
 AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE  
 PRZY UL. CHOPINA 2A

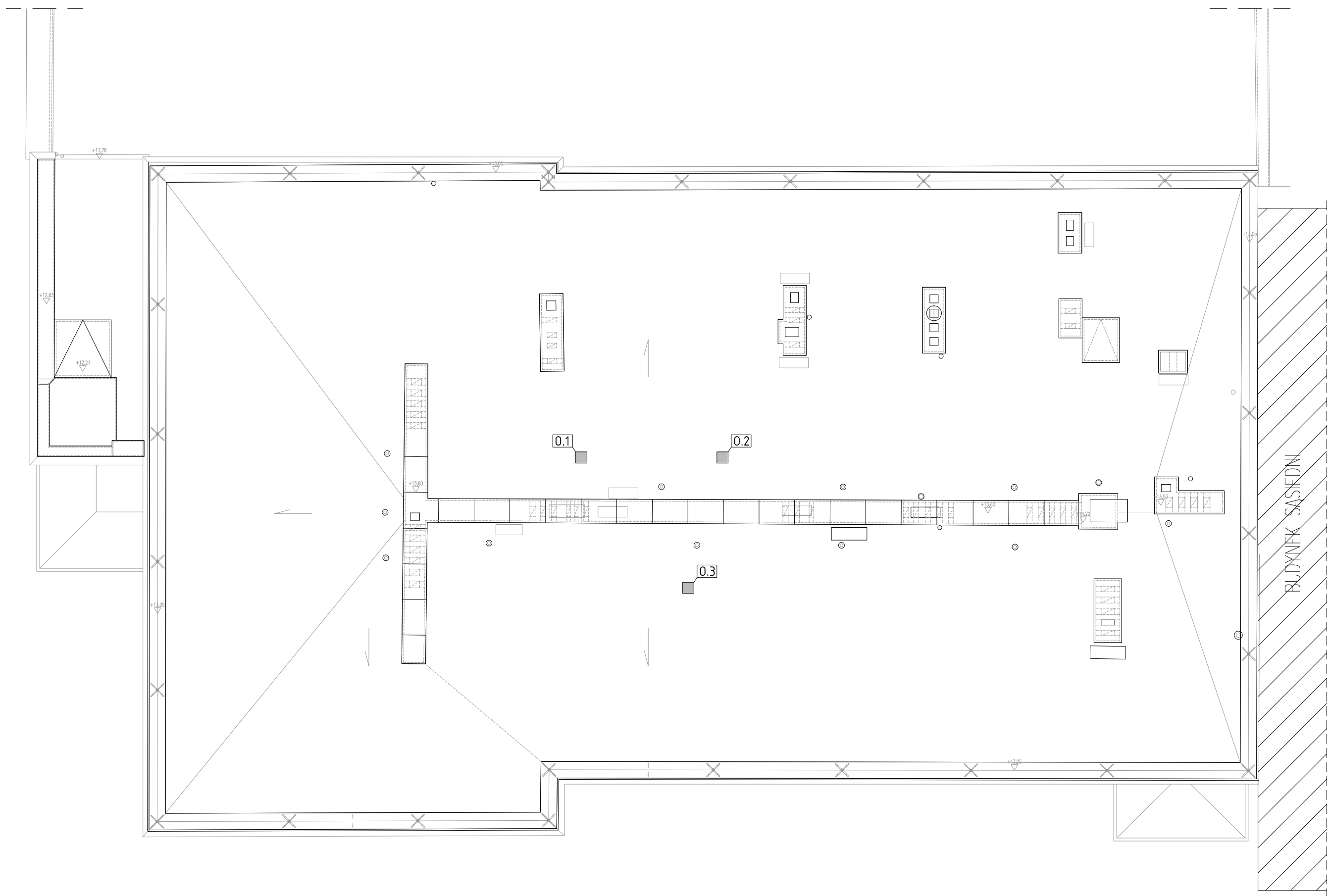
ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
 UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

PROJEKTANT:  OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
 I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB  
 ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
 mgr inż. Dariusz KAROLAK  
 mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA

NUMER RYSUNKU:  
**4**

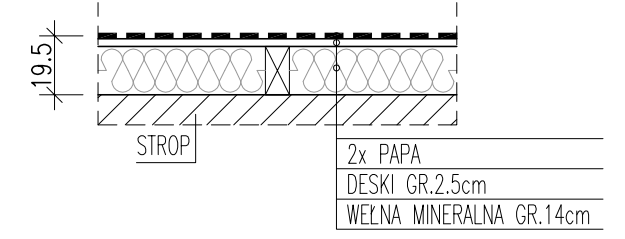
BRANŻA: KONSTRUKCJA	STADIUM: EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU: BUDYNEK AMBASADY - RZUT II PIĘTRA SKALA: 1:100	DATA: 10.2017
------------------------	------------------------	--	---------------



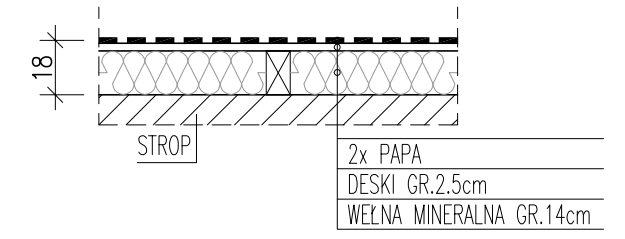
LEGENDA:

■ 0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU/DACHU

**ODKRYWKA 0.1**  
**ODKRYWKA 0.2**  
SKALA 1:25




**ODKRYWKA 0.3**  
SKALA 1:25



TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA  
MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA  
PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU  
AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE  
PRZY UL. CHOPINA 2A

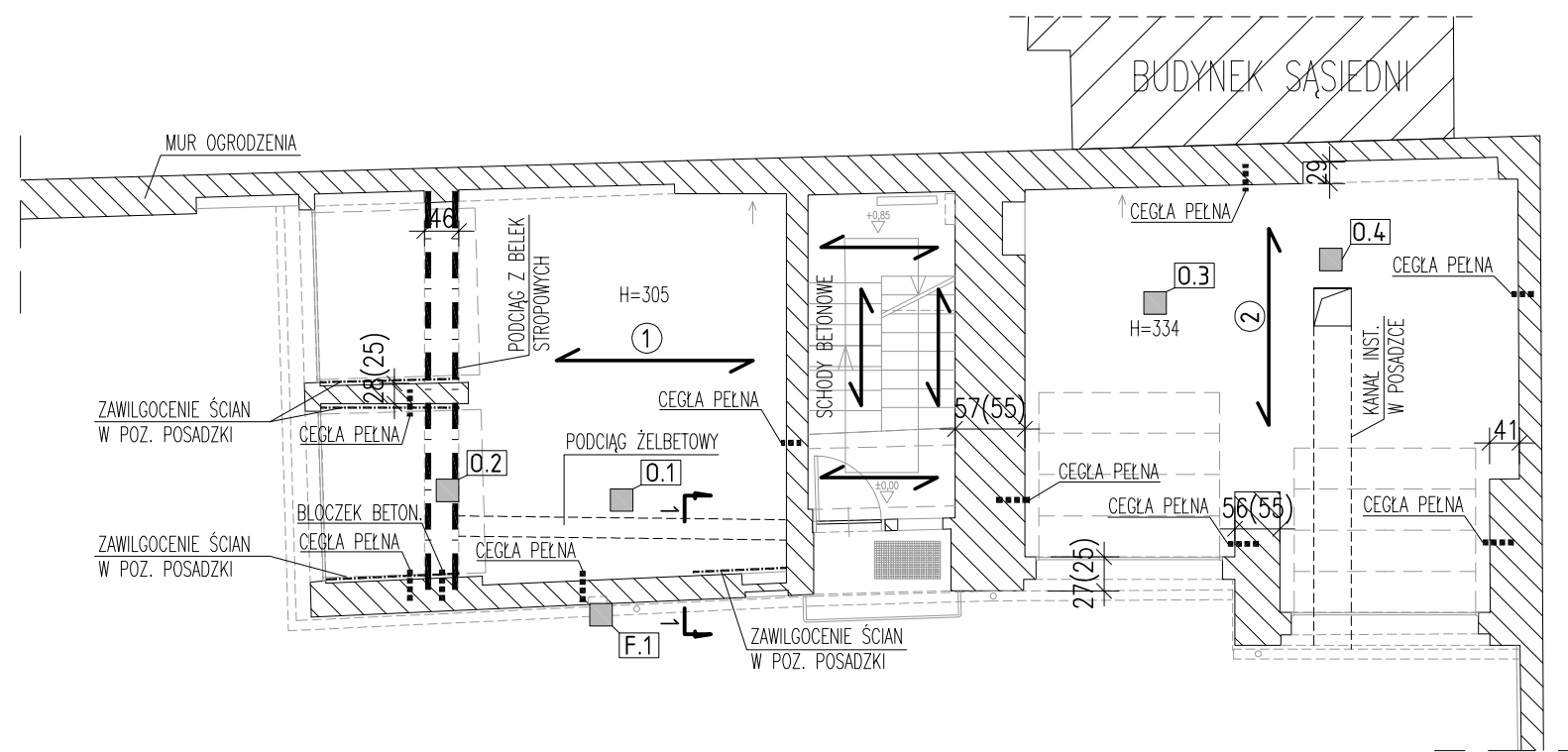
ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

PROJEKTANT:  OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB  
ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA

NUMER RYSUNKU:  
**5**

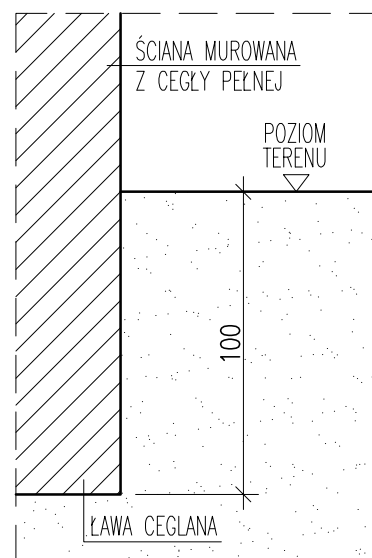
BRANŻA: KONSTRUKCJA	STADIUM: EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU: BUDYNEK AMBASADY - RZUT DACHU SKALA: 1:100/25 DATA: 10.2017
------------------------	------------------------	---



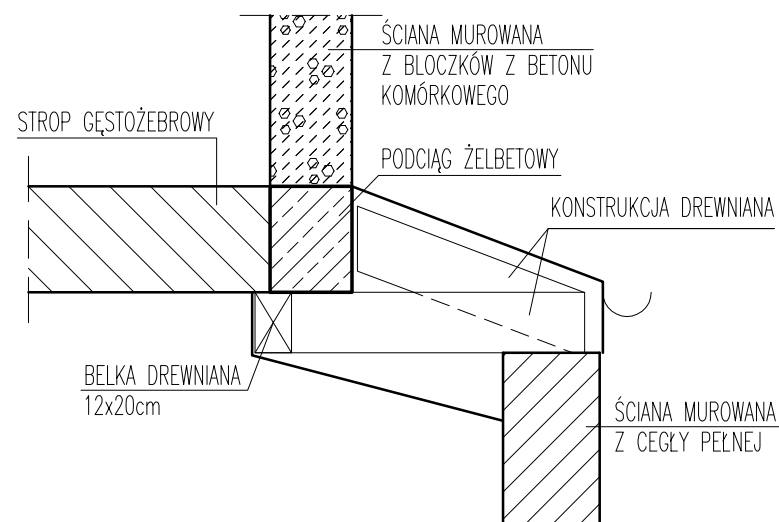
LEGENDA:

- F.1** ODKRYWKA NR 1 FUNDAMENTÓW
- 0.1** ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU
- USZKODZENIE STROPU WG OPISU
- USZKODZENIE ŚCIANY WG OPISU
- OŚ BELKI STALOWEJ
- (Nr)** KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU:
- ① –STROP GĘSTOŻEBROWY
- ② –STROP KLEINA Z PŁYTĄ BETONOWĄ Z KRUSZYWEM CEGLANYM NA BELKACH I190
- 67(55)** WYMIAR OPISUJĄCY GRUBOŚĆ ŚCIANY, W NAWIASIE PODANO GRUBOŚĆ MURU BEZ TYNKU
- CEGLA PEŁNA** MIEJSCE WYKONANIA ODWIERTU W ŚCIANIE W CELU SPRAWDZENIA MATERIAŁU KONSTRUKCYJNEGO

**ODKRYWKA F.1**  
SKALA 1:25




**PRZEKRÓJ 1-1**  
SKALA 1:25



TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA  
MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA  
PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU  
AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE  
PRZY UL. CHOPINA 2A

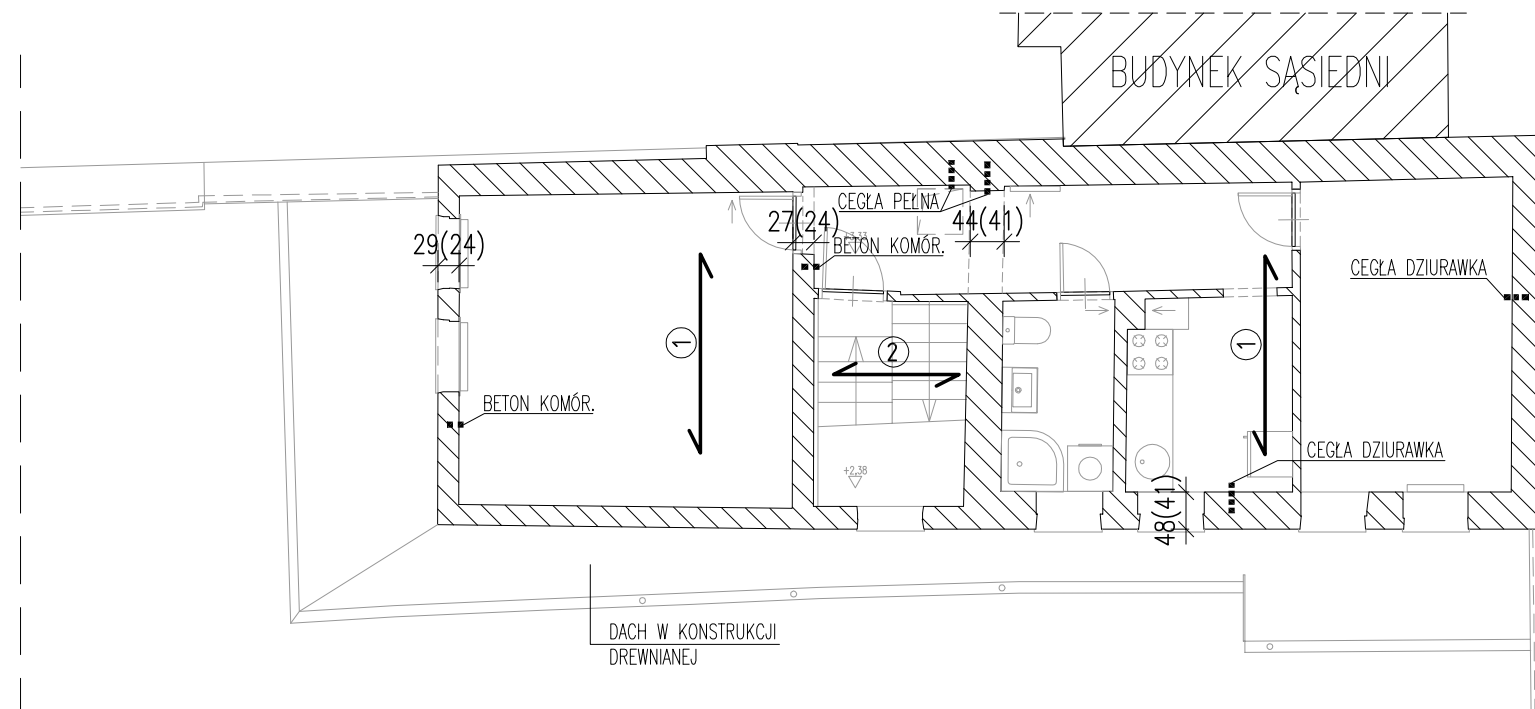
ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

PROJEKTANT:  OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB  
ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa



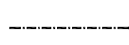
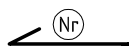
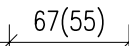

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
mgr inż. Dariusz KAROLAK  
mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA

NUMER RYSUNKU:  
**6**

BRANŻA: KONSTRUKCJA	STADIUM: EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU: BUDYNEK GARAŻU – RZUT PARTERU
		SKALA: 1:100/25 DATA: 10.2017




LEGENDA:

-  0.1 ODKRYWKA NR 1 KONSTRUKCJI STROPU
-  USZKODZENIE STROPU WG OPISU
-  USZKODZENIE ŚCIANY WG OPISU
-  (Nr) KIERUNEK ROZPARCIA STROPU O KONSTRUKCJI WG OPISU:
  - ① –STROP DREWNIANY
  - ② –STROP ŻELBETOWY PŁYTOWY GR.15cm
-  67(55) WYMIAR OPISUJĄCY GRUBOŚĆ ŚCIANY, W NAWIASIE PODANO GRUBOŚĆ MURU BEZ TYNKU
-  CEGLA PEŁNA MIEJSCE WYKONANIA ODWIERTU W ŚCIANIE W CELU SPRAWDZENIA MATERIAŁU KONSTRUKCYJNEGO

TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA  
 MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA  
 PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU  
 AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE  
 PRZY UL. CHOPINA 2A

ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o.  
 UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW

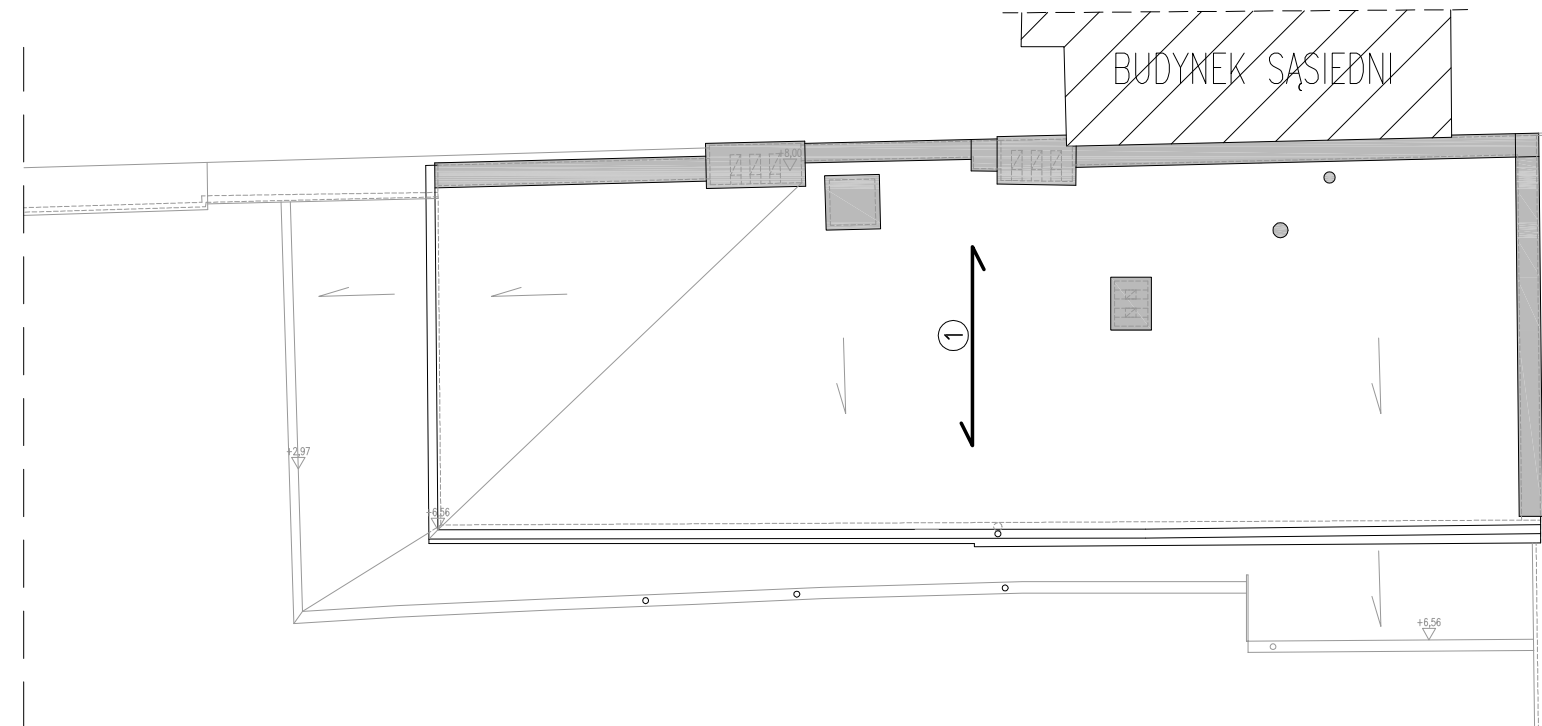
PROJEKTANT:  OŚRODEK RZECZOZNAWSTWA  
 I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB  
 ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa

ZESPÓŁ AUTORSKI:  
 mgr inż. Dariusz KAROLAK  
 mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA

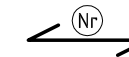
NUMER RYSUNKU:  
**7**

BRANŻA: KONSTRUKCJA	STADIUM: EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU: BUDYNEK GARAŻU – RZUT I PIĘTRA
SKALA: 1:100/25		DATA: 10.2017





LEGENDA:



KIERUNEK ROZPARCIA DACHU O KONSTRUKCJI WG OPISU:

- ① – DACH W KONSTRUKCJI DREWNIANEJ, KROKWIE 6/12cm CO 100÷110cm, DESKOWANIE PEŁNE, POKRYCIE 2xPAPA, PODDASZE NIEUŻYTKOWE

TYTUŁ REALIZACJI: EKSPERTYZA BUDOWLANA OCENIAJĄCA MOŻLIWOŚCI I SPOSÓB WYKONANIA PLANOWANEJ PRZEBUDOWY BUDYNKU AMBASADY NORWEGII W WARSZAWIE PRZY UL. CHOPINA 2A		
ZLECENIODAWCA: MWM ARCHITEKCI sp. z o.o. UL. PARTYZANTÓW 1A, 35-242 RZESZÓW		
PROJEKTANT:		OŚRODEK ZRZECZOZNAWSTWA I TECHNIKI BUDOWLANEJ O/W PZITB ul. Nowolipie 9/11, 00-150 Warszawa
ZESPÓŁ AUTORSKI: mgr inż. Dariusz KAROLAK mgr inż. Anna NAGUSZEWSKA		NUMER RYSUNKU: <b>8</b>
BRANŻA: KONSTRUKCJA	STADIUM: EKSPERTYZA	TREŚĆ RYSUNKU: BUDYNEK GARAŻU – RZUT DACHU SKALA: 1:100/25 DATA: 10.2017