



S·T·A·T·Y·K

SPÓŁKA Z OGRANICZONĄ ODPOWIEDZIALNOŚCIĄ

UL. PLEBISCYTOWA 10/7 · 40-035 KATOWICE

TEL. +48 032 201 81 76

WWW.STATYK.PL

NIP: 954-278-22-39

NR PROJEKTU 240838/E

Temat:

**EKSPERTYZA TECHNICZNA
OKREŚLAJĄCA MOŻLIWŚĆ NADBUDOWY ISTNIEJĄCEGO
DWUKONDYGNACYJNEGO BUDYNKU RADIOTERAPII.**



Obiekt:

**NARODOWY INSTYTUT ONKOLOGII IM. MARII SKŁADOWSKIEJ-CURIE
PAŃSTWOWY INSTYTUT BADAWCZY UL. W.K. ROENTGENA 5 WARSZAWA
ODDZIAŁ W GLIWICACH, PY ULICY WYBRZEŻE ARMII KRAJOWEJ NR 15,
BUDYNEK RADIOTERAPII, SEMENT I**

Autorzy opracowania:

mgr inż. GRZEGORZ KOMRAUS
upr. bud. nr 204/90/Kt
RZE/X/0017/11

mgr inż. OSKAR STRZELECKI
upr. bud. nr SLK/0670/PWBKb/22

mgr inż. PIOTR DZIDEK
nr upr. SLK/2356/POOK/08



SPIS TREŚCI:

I. CZĘŚĆ OPISOWA.....	3
1. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA	3
2. PODSTAWA OPRACOWANIA	3
3. OPIS TERENU I WARUNKI LOKALIZACJI	6
3.1 Usytuowanie obiektu.....	6
3.2 Warunki klimatyczne.....	9
3.3 Warunki gruntowo - wodne.....	11
3.4 Warunki górnicze.....	18
4. OPIS KONSTRUKCJI, ANALIZA DOSTĘPNYCH MATERIAŁÓW ARCHIWALNYCH.	20
4.1 Opis konstrukcji obiektu.....	20
4.2 Opis konstrukcji segmentu.....	25
4.3 Badania konstrukcji.....	37
5. DIAGNOSTYKA KONSTRUKCJI.....	39
6. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE	41
6.1 OPIS ZAŁOŻEŃ DO OBLICZEŃ	41
6.2 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA ISTNIEJĄCĄ KONSTRUKCJĘ.....	43
6.3 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ W PRZYPADKU NADBUDOWY	44
6.4 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ KLIMATYCZNYCH DLA ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI	45
6.5 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ KLIMATYCZNYCH DLA KONSTRUKCJI Z NADBUDOWĄ.....	49
6.6 OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE.....	54
6.6.1 MODELE OBLICZENIOWE	54
6.6.2 WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI.....	56
SPRAWDZENIE WYĘŻENIA ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI.....	58
A. WYĘŻENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI -1	58
B. WYĘŻENIE SŁUPA SKRAJNEGO KONDYGNACJI -1	60
C. WYĘŻENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI 0.....	61
6.6.3 WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH DLA NADBUDOWY O DWIE KONDYGNACJE.....	62
SPRAWDZENIE WYĘŻENIA KONSTRUKCJI PO NADBUDOWIE	64
A. WYĘŻENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI -1	64
B. WYĘŻENIE SŁUPA SKRAJNEGO	66
C. WYĘŻENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI 0.....	67
6.7 OMÓWIENIE WYNIKÓW OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH.....	68
6.8 WNIOSKI WYNIKAJĄCE Z PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ.....	69
7 WYMOGI NORMOWE – STAN PO NADBUDOWIE / MODERNIZACJI DOCELOWEJ.	70
7.1 Trwałość konstrukcji po odbudowie.	70
7.2 Klasy ekspozycji, beton, otuliny	70
7.3 Warunki ochrony pożarowej.....	71
8 WNIOSKI I ZALECENIA.....	75
II. ZAŁĄCZNIKI:	78
Z1 BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO.....	78
Z2 ODPIS UPRAWNIENI, PRZYNALEŻNOŚĆ DO ŚIIB.....	78

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest ekspertyza techniczna dwukondygnacyjnego budynku Radioterapii (segmentu I, frontowego) Narodowego Instytutu Onkologii, oddział w Gliwicach ul. Wybrzeże Armii Krajowej nr 15.

Celem głównym jest określenie możliwości nadbudowy istniejącego obiektu.

Zakres opracowania obejmuje w szczególności :

- analizę dostępnych dokumentacji archiwalnych obiektu;
- opis stanu technicznego konstrukcji obiektu i stwierdzonych uszkodzeń;
- wizje lokalne, odkrywki i badania;
- obliczenia sprawdzające głównych elementów konstrukcji;
- analizę wszystkich istotnych elementów konstrukcyjnych budynku potencjalnie związanych z nadbudową;
- wnioski dotyczące możliwości nadbudowy ;
- zalecenia do projektów nadbudowy dotyczące między innymi : wielkości nadbudowy, rozwiązań konstrukcyjnych i proponowanych technologii.

2. PODSTAWA OPRACOWANIA

- 2.1. Umowa znak DO/DZ-382-115Z/24 zawarta w dniu 07 08 2024 w Gliwicach pomiędzy Narodowym Instytutem Onkologii, Oddział w Gliwicach a Statyk sp. z o.o.
- 2.2. Wizje lokalne na obiekcie, wykonane odkrywki i pomiary wybranych elementów konstrukcyjnych.
- 2.3. Sprawozdanie z badań określających warunki posadowienia budynku radioterapii Narodowego Instytutu Onkologii zlokalizowanego przy ulicy Wybrzeże Armii Krajowej nr 15 w Gliwicach; Ekoid Katowice, mgr inż. Magda Duriasz-Rybacka, październik 2024r – zał. 1.
- 2.4. Zachowane fragmenty dokumentacji archiwalnej obiektu, w szczególności:
 - [1] Biuro Projektów Służby Zdrowia Katowice; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Zakład Teleradioterapii; Obliczenia statyczne; Autor : mgr inż. Stanisław Deja ; nr projektu Kt.611/10/76/Z-2; Katowice, wrzesień 1976r.
 - [2] Biuro Projektów Służby Zdrowia Katowice; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Zakład Teleradioterapii; Projekt Techniczny; Część konstrukcyjna; Autor : mgr inż. Stanisław Deja, mgr inż. K.Smeter-Nowak; nr projektu Kt.611/10/76/Z-2; Katowice, wrzesień 1976r.
 - [3] Biuro Projektów Służby Zdrowia Katowice ul. Astrów 10a; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Zakład Teleradioterapii; Aneks do Projektu Technicznego;

Część architektoniczna; Autor : mgr inż. arch. A. Promieński; nr projektu Kt.611/30/78; Katowice, maj 1979r.

- [4] Biuro Projektów Służby Zdrowia Katowice ul. Astrów 10a; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Zakład Teleradioterapii; Aneks do Projektu Technicznego; Część konstrukcyjna; Autor : mgr inż. Stanisław Deja; nr projektu Kt.611/30/78/Z-2; Katowice, kwiecień 1979r.
- [5] Biuro Projektów Służby Zdrowia Katowice ul. Astrów 10a; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Zakład Teleradioterapii; Projekt Techniczny; Rysunki zamienne stropów; Autor : mgr inż. Stanisław Deja; nr projektu Kt.611/35/78/Z-2; Katowice, lipiec 1979r.
- [6] Bud-Arch Katowice ul. Harcerska 13; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Architektura – tunele i kanały; Autor Arch. Wojciech Bielski, arch. Maciej Jakielek nr projektu Kt.103/92; Katowice, wrzesień 1992r.
- [7] Bud-Arch Katowice ul. Harcerska 13; Regionalne Centrum Onkologii w Gliwicach, Architektura; Plan zagospodarowania – plansza podstawowa; Autor Arch. Wojciech Bielski, arch. Maciej Jakielek nr projektu Kt.103/92; Katowice, wrzesień 1992r.
- [8] Meritum Grupa Budowlana Sp. z o.o. sp. k. Kraków ul. Jugowicka 8A; Ekspertyza Techniczna nr 2 stanu konstrukcji i elementów budynku radioterapii, z uwzględnieniem stanu podłoża gruntowego wykonana ze względu na wzniesienie w bezpośrednim sąsiedztwie tunelu technicznego T4 oraz budynku klinicznego BK2 stanowiących rozbudowę kompleksów szpitala; mgr inż. Andrzej Smaga; luty 2023r.
- [9] Przedsiębiorstwo Projektowo-Wykonawcze SP. z o.o. BUD-ARCH Katowice; Budynek Teleradioterapii – dobudowa, konstrukcja; mgr inż. Zenon Lipski; Sierpień 1996r.
- [10] Projekt Techniczny konstrukcji parkingu wielopoziomowego dla Narodowego Instytutu Onkologii w Gliwicach; Statyk, marzec 2015r.
- [11] Kronika regionalnego Centrum Onkologii w Gliwicach.

2.5 Obowiązujące normy i normatywy budowlane, literatura, między innymi:

- {1} PN-EN 1990:2004 Eurokod 0: Podstawy projektowania konstrukcji
- {2} PN-EN 1991:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje
- {3} PN-EN 1992:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu
- {4} PN-EN 1997:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne
- {5} PN-EN 1504. Wyroby i systemy do ochrony i naprawa konstrukcji betonowych. Definicje, wymagania, sterowanie jakością i ocena zgodności
- {6} PN-EN 206 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- {7} Korozja chlorkowa – niedoceniony czynnik destrukcji w garażach wielostanowiskowych dr inż. Lesław Hebda, mgr inż. Daniel Białecki, mgr inż. Marcin Majewski. Przegląd Budowlany 2022 r.
- {8} Ochrona konstrukcji żelbetowych – Zbigniew Cieślowski.



Wydawnictwo ARKADY 1999 r.

{9} Diagnostyka obiektów budowlanych, część 1i2, Leonard Runkiewicz, PWN 2021.

Uwaga:

Opracowanie nie może być podstawą do prowadzenia prac budowlanych. Ekspertyza zawiera wytyczne dla opracowania projektu technicznego nadbudowy. Podstawą do realizacji powinien być opracowany na bazie projektu budowlanego (technicznego) projekt wykonawczy.

3. OPIS TERENU I WARUNKI LOKALIZACJI

3.1 Usytuowanie obiektu.

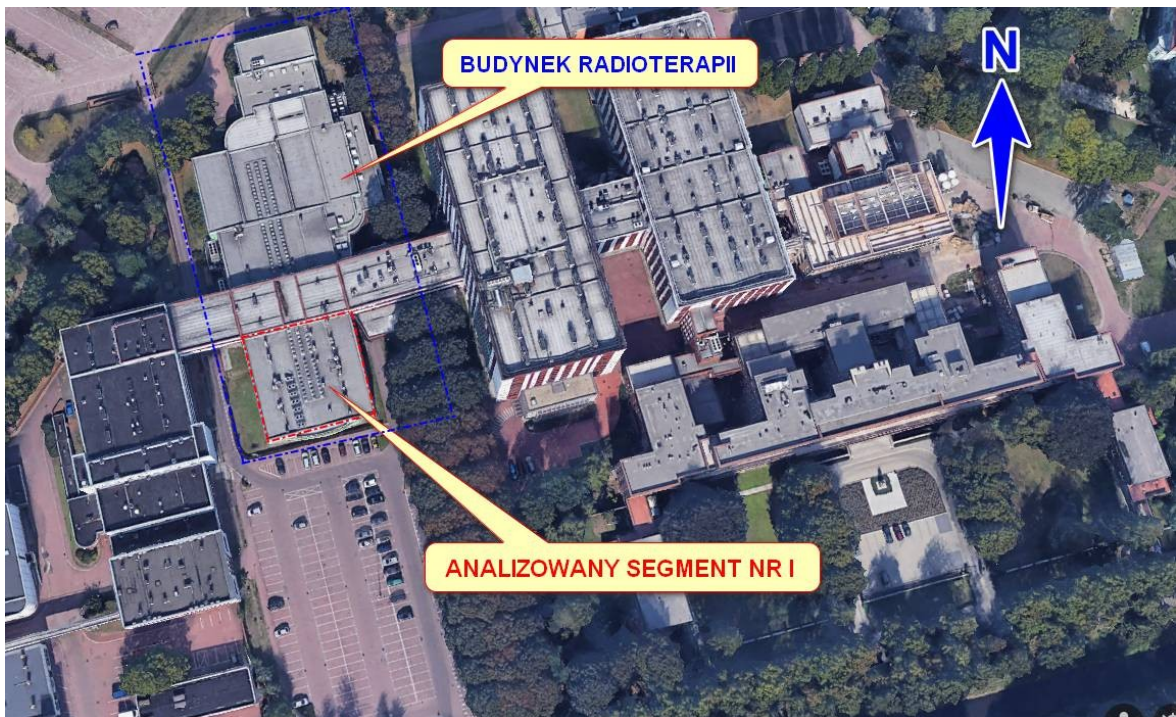
Budynek Radioterapii wchodzi w skład zespołu zabudowy Narodowego Instytutu Onkologii w Gliwicach. Składa się sześciu segmentów zrealizowanych w latach 80-tych XX wieku oraz segmentów dobudowanych na początku XXI wieku od strony północno-wschodniej oraz północno-zachodniej.

Analizowany segment dwukondygnacyjny jest segmentem skrajnym, południowym, ścianą frontową skierowaną na południowy-wschód, ulicę Wybrzeże Armii Krajowej.

Przylega ścianą południowo – wschodnią do segmentu nr II, od którego jest konstrukcyjnie oddylatowany.

Lokalizację analizowanego budynku w kompleksie Instytutu pokazano na rysunku poniżej :

Rys. 3.1 Lokalizacja obiektu, źródło Google Maps



Widok obiektu pokazano na fotografiach :

Fot. 1 Elewacja frontowa, południowo-wschodnia.



Fot. 2 Elewacja boczna, południowo – zachodnia



Fot. 3 Narożnik zachodni.



Fot. 4 Elewacja boczna, północno – wschodnia.



Fot. 5 Narożnik wschodni.



Fot. 6 Widok z dachu segmentu II na dach segmentu I.



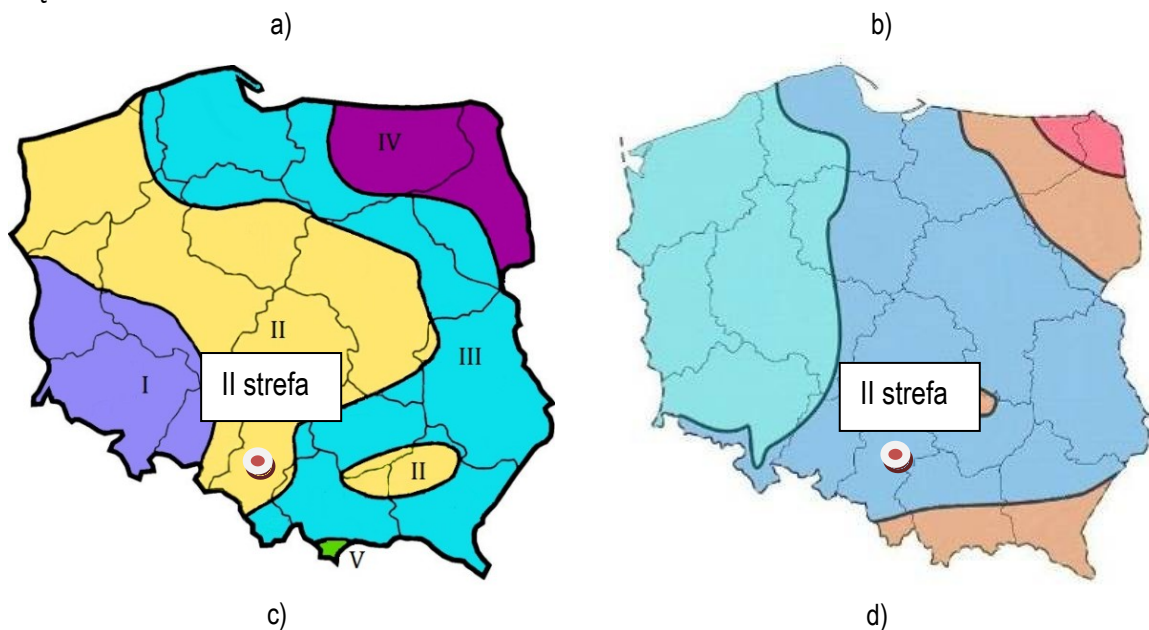
3.2 Warunki klimatyczne.

I. **strefa obciążenia wiatrem** wg PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1 Oddziaływania wiatru. Część 1-4. Oddziaływania ogólne – oddziaływania wiatru.

II. **strefa obciążenia śniegiem** wg PN-EN 1991-1-3 Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje Część 1-3. Oddziaływania ogólne – obciążenie śniegiem.

II. **Strefa przemarzania gruntu** wg PN-EN 1997-1-2 Eurokod 7 - Projektowanie geotechniczne. $H_z \geq 1,00\text{m}$

I. **Strefa obciążenia oblodzeniem** wg PN – 87 / B-02013 Obciążenia zmienne środowiskowe – obciążenie oblodzeniem





Rys. 3.2 a) mapa stref obciążenia śniegiem b) mapa stref przemarzania gruntu
c) mapa stref wiatrowych, d) mapa stref obciążenia oblodzeniem

3.3 Warunki gruntowo - wodne.

Z informacji zawartych w opracowaniu pkt.2.4 [1]-[4] wynika, że obiekt posadowiono w sposób bezpośredni, na fundamencie płytowo-żebrowy.

Projekt [1] zawiera następujące informacje dotyczące warunków gruntowo – wodnych posadowienia obiektu cyt.:

Dane gruntowe

Na podstawie dokumentacji geologiczno-
inżynierskiej na przedmiotowym terenie
położone budowy utworów czwartorzędowe wśród
których wyróżniono utwory holoceniiczne
i plejstoceniiczne. Utwory holoceniiczne stanowią
osady akumulacji rzecznej reprezentowane jako
mchy i namulki z wklęsłymi piaskami. Miąższość
tych utworów w obszarze planowanego terenu
wynosi około 2m. Pod serią holoceniiczną występują
utwory plejstoceniiczne reprezentowane przez osady
recepta-łódzkie i morenowe. Utwory moreno-
łódzkie wykazujące się jako frakcje średnie
i gruboziarniste o stopniu zapowietzenia
 $s_f = 0,50$ i współczynniku filtracji: $k_{10} = 10-22 \text{ m/dobę}$.
Zgodnie z dokumentacją geologiczno-inżynierską
warstwa zalegająca poniżej frakcji i namulków
stanowi grunt kierski o naprężeniach
deformacyjnych $0,0 \text{ kg/cm}^2$.

W poziomie posadowienia i dla segmentów z kondygnacji
wyższej piwnic oraz segmentów niepodpiwniczonych
wynosi 211,75 m.n.p.m. z drenażem kondygnacji
piwnic 209,75 m.n.p.m. Na dół przygotowanym
podłożu ekspertyza przyjmuje napięcie
dopuszczalne $1,0 \text{ kg/cm}^2$, w wypadku forelowego

nadczemu w trakcie wykonania zaproszenie
napięcia dopuszczalne $1,8 \text{ kg/cm}^2$.

Warunki wodne.

Poziom najbliższego zwierciadła wody gruntowej
wynosi 209,30 m.n.p.m., a więc znajduje się
poniżej projektowanego poziomu posadowienia.

Poziom uwodnionego zwierciadła wody gruntowej
mała się wraz z górnym poziomem warstwy
torfu i wynosi 210,11 do 211,30 m.n.p.m.

Ponieważ warstwa wodonośna tj. torf zostanie
zaproszony, a spodnie warstwy stanowi piasek
o dużym stopniu przepuszczalności zwierciadła
wody obniży się do poziomu 209,30 m.n.p.m.
tj. do głębokości najbliższego zwierciadła wody
gruntowej po namoczeniu struktury gruntu.

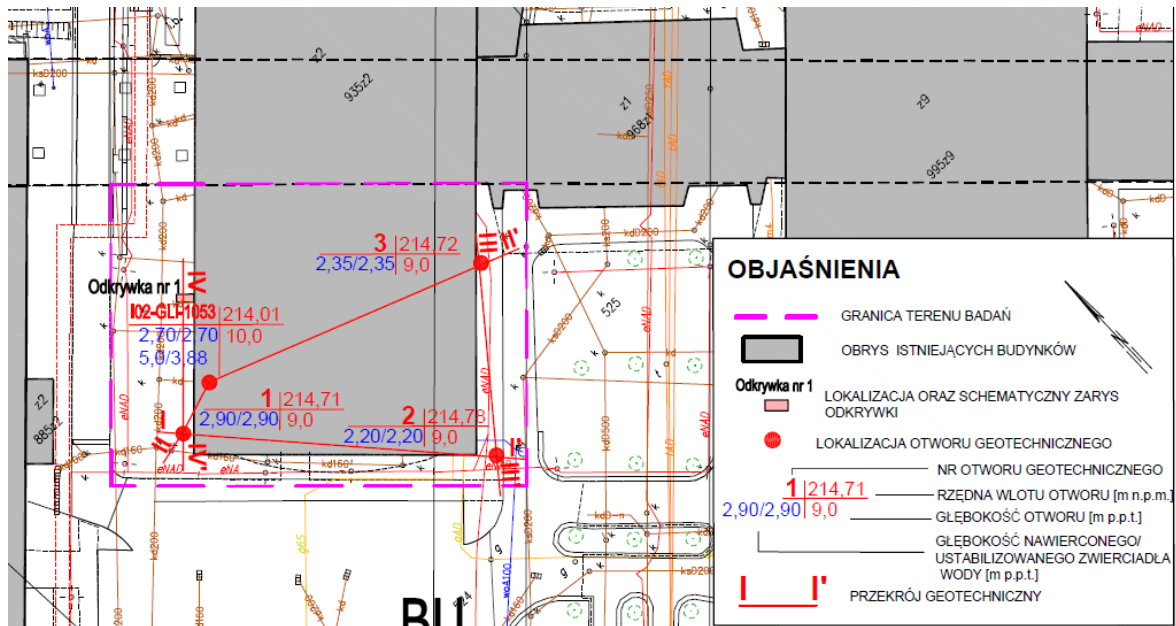
Analiza chemiczna wykazała, że wody ze
względem betonu posiadają własności agresywne.

Pomimo że poziom wody znajduje się poniżej
zwierciadła wody gruntowej fundamenty
projektuje się z betonu na cementzie hutniczym

Na potrzeby niniejszej ekspertyzy wykonano badania podłoża gruntowego [2.3] – zał. 1.
W ramach badań wykonano 3 otwory geotechniczne o głębokości 9,0 m każdy, łącznie odwiercono 27,0 mb otworów wiertnicą Beretta T23, systemem mechaniczno – obrotowym. Dodatkowo przeanalizowano archiwalne dokumentacje, otwór arch. 36, nr dok. arch. 5428, Inwestprojekt Śląsk, 01 1977r. Wykonano również jeden wykop kontrolny, odsłonięcie od zewnątrz, do poziomu posadowienia układu rusztu fundamentowego.

Usytuowanie wykonanych otworów badawczych pokazano na rysunku :

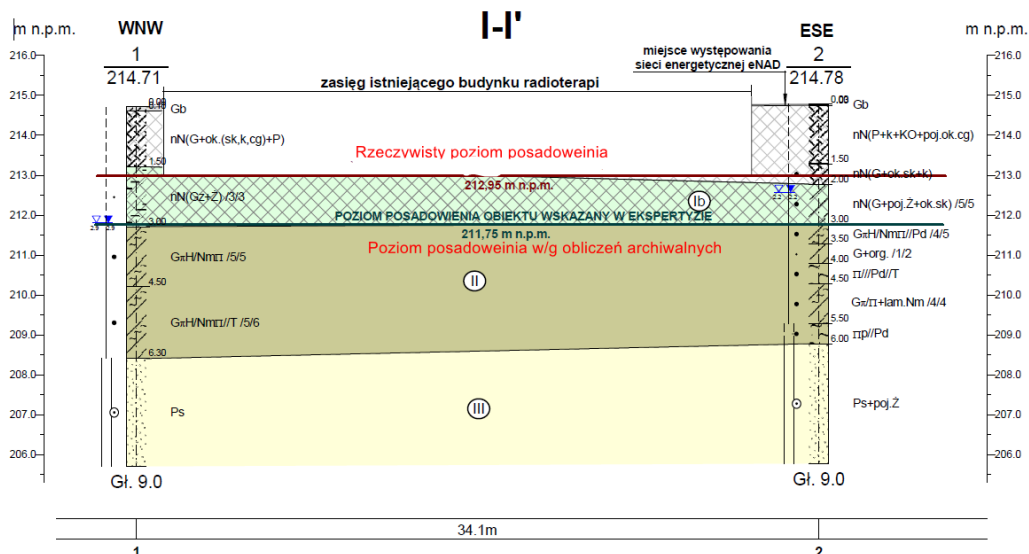
Rys.3.3.1 Usytuowanie wykonanych otworów badawczych.



W wykopie kontrolnym stwierdzono, że obiekt posadowiono na rzędnej 212,95 m n.p.m, czyli zgodnie z opisami zamieszczonymi w aneksach do projektów wykonawczych [2],[3],[4], nie zaś jako zakładano w obliczeniach obiektu [1] na rzędnej 211,75m.

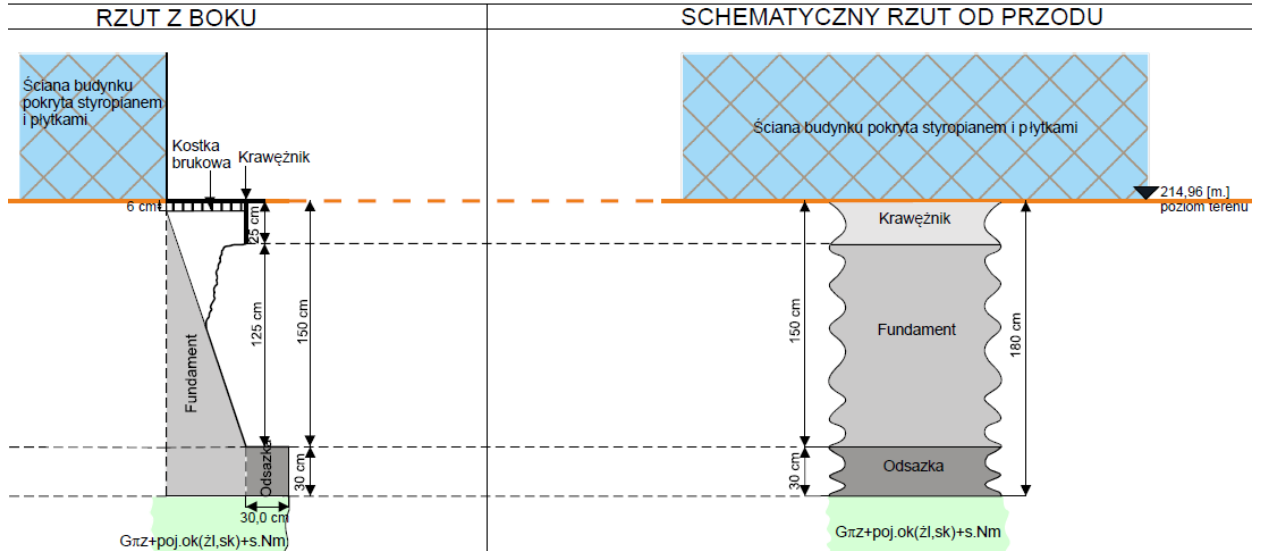
Poziom posadowienia wrysowany w przekroje geotechniczne pokazano na rysunkach :

Rys. 3.3.2 Przekrój I-I'

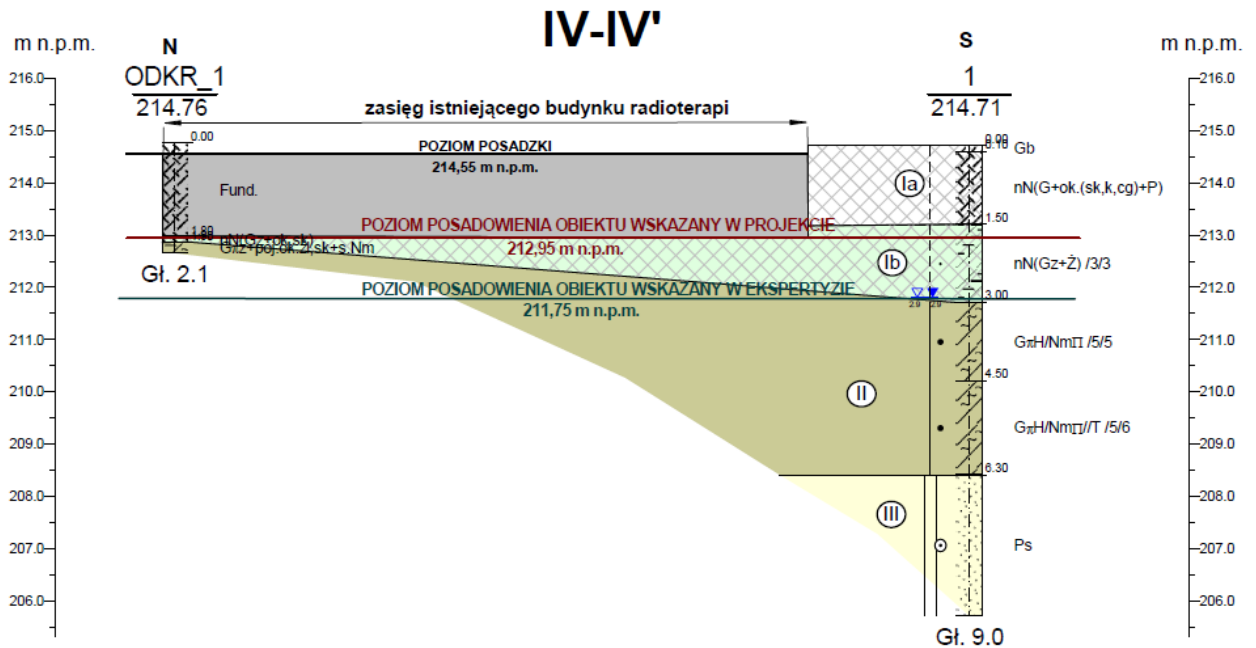


W odkrywce fundamentów, w warstwie nasypów Ib wykonanych do poziomu posadowienia stwierdzono występowanie przewarstwień namulów z wkładkami z żużla.

Rys. 3.3.5 Odkrywka fundamentów.



Rys. 3.3.6 Przekrój IV-IV' przez odkrywkę.



Parametry geotechniczne poszczególnych warstw zestawiono w tabeli : Rys. 3.3.7

Zestawienie parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw gruntów												
Nr warstwy geotechnicznej	EKOID Iwona Majewska -Durjasz ul.gen.H.Le Ronda 76; 40-302 Katowice		WARTOŚCI PARAMETRÓW GEOTECHNICZNYCH			PARAMETRY GEOTECHNICZNE OKREŚLONE W OPARCIU O NORMĘ PN-81/B-03020						
	Rodzaj gruntu	Symbol konsolidacji gruntu	Stan gruntu		Stan gruntu	Kąt tarcia wew.	Spójność	Moduł odkształcenia		Moduły ścisłości		
			Stopień zagęszczenia	Stopień plastyczności				pierwotny	wtórny	pierwotny	wtórny	
			ID	IL		φ_u [°]	C_u [kPa]	E_o [MPa]	E [MPa]	M_o [Mpa]	M [Mpa]	
1	2	3	4	6	7	8.0	9	10	11	12	13	
Gb	Gb	-										
la	nN (G,P+ok.(sk, k, cg), Ż)	-	utwory nasypowe występujące powyżej poziomu posadowienia obiektu, zawierają domieszki cegły, charakteryzują się nieregularną strukturą zostały najprawdopodobniej zdeponowane na etapie rozmieszczania infrastruktury podziemnej									
lb	nN (G+poj. (Ż, ok.sk), lok./P	-	utwory nasyp zalegające poniżej poziomu posadowienia, są zbite i jednorodne, niemniej jednak pod względem litologicznym przypominają gliny zwałowe plejstocenu									
II	GπH/NmΠ, NmΠ/T, G, II, ΠP lok./T	-	-	0,50	pl	5	4	5	9	7	12	
III	Ps, lok. //Ps, +Z	-	0,50	-	szg	33.0	-	80	89	95	106	

Wykonanie badania podłoża gruntowego pozwoliły na wyciągnięcie następujących wniosków cyt.:

„Poniżej gruntów zaklasyfikowanych jako nasypy występuje ciągła warstwa mułków. Utwory te charakteryzują się znaczną niejednorodnością - nawiercono wśród nich zarówno grunty mineralne (iły, pyły, gliny), jak i organiczne -gliny pylaste próchnicze, miejscami na pograniczu namulów pylastych. Strop tych gruntów odsłonięto w odkrywce nr 1, gdzie występowały gliny pylaste związane z pojedynczymi okruchami skał i żużlu. Utwory te charakteryzowały się niebieskoszarą barwą, niemniej jednak zawierały żółte i brązowo - szare soczewy. Szczegółowe badania makroskopowe tych gruntów wykazały, iż lokalnie w centralnej części soczew zlokalizowane są okruchy skał”.

„Uwzględniając fakt, iż badania agresywności wody względem stali i betonu przeprowadzone na potrzeby dokumentacji geologiczno - inżynierskiej [1.2.19] wykazały, iż w rejonie tym **wody wykazują silną agresywność (XA3)**, można przypuszczać, iż soczewy gruntów o odmiennej barwie, częściowo są pozostałością po dawnych okruchach (np. łupka, żużlu), które zlasowały się w wyniku oddziaływania wody”.

„**Analizując wszystkie powyższe dane można przypuszczać, iż podłoże przedmiotowego budynku zostało wzmocnione poprzez „wgniatanie” kruszywa, niemniej jednak materiał grubo okruchowy z czasem się zlasował i aktualnie pozostały po nim jedynie drobne okruchy. Oznacza to, iż materiał ten pomimo wzmocnienia nadal ma charakter gruntów o ograniczonej nośności, która może okazać się niewystarczająca dla projektowanej inwestycji. Dodatkowo utwory te charakteryzują się znaczną niejednorodnością, w wyniku czego będą się nierównomiernie odkształcać pod wpływem przykładowych obciążeń”**

Należy zauważyć również, że płyta fundamentowa obliczona została w [1] bez uwzględnienia podatności podłoża. Obliczenie płyty jak na podłożu sprężystym prowadzić będzie do innego od wykonanego rozkładu wymaganego zbrojenia. W szczególności wystąpić mogą niedobory zbrojenia dolnego, w węzłach rusztu, pod słupami wewnętrznymi. Dodatkowo zbrojenie dolne narażone jest na ryzyko korozji w kontakcie z silnie agresywną chemicznie wodą gruntową (XA3). Ryzyko korozji zbrojenia spotęgowane jest faktem zbyt małych otulin i niskiej klasy zastosowanego betonu.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. (Dz. U. z dnia 27 kwietnia 2012 r. Poz. 463.) obiekt należy zaliczyć do

II kategorii geotechnicznej w złożonych warunkach posadowienia.

W przypadku nadbudowy oraz rozbudowy obiektu zakres badań geotechnicznych powinien obejmować opracowanie :

opinii geotechnicznej, dokumentacji badań podłoża gruntowego, projektu geotechnicznego oraz dokumentację geologiczno – inżynierską.

Dokumentacja ta powinna być opracowana zgodnie z przepisami ustawy z dnia 9 czerwca 2011r. – Prawo geologiczne i górnicze (Dz.U.Nr.163,poz. 981).

3.4 Warunki górnicze

Teren lokalizacji przedmiotowej konstrukcji podlegał w przeszłości wpływom eksploatacji górniczej. W opracowaniu [1] zawarto informacje, że „*zgonie z opinią Okręgowego Urzędu Górniczego w Gliwicach przedmiotowy, teren podlega działaniu szkód górniczych zaliczanych do II kategorii.*”

Zgodnie z aktualną w okresie projektowania obiektu Instrukcją Instytutu Techniki Budowlanej „Wymagania Techniczno- Budowlane dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach podlegających wpływom eksploatacji górniczej”, TTB, Warszawa 1975r przynależne do kategorii II wpływów górniczych wartości prognozowanych deformacji terenu osiągnąć mogły następujące wartości : Rys. 3.4

Tablica 1. Kategorie górnicze terenów

Kategoria	Deformacje terenu		
	nachylenie T mm/m	odkształcenie poziome ε mm/m	promień krzywizny R km
I	≤ 2,5	≤ 1,5	≥ 20
II	≤ 5	≤ 3	≥ 12
III	≤ 10	≤ 6	≥ 6
IV	≤ 15	≤ 9	≥ 4
V	> 15	> 9	< 4

W obliczeniach posadowienia segmentu uwzględniono siły poziome wynikające z możliwego rozpełzania terenu. Brak informacji dotyczących uwzględnienia wpływu krzywizny i możliwego nachylenia terenu.

Opis techniczny [1] str. 10 zawiera następującą informację :

„*Ze względu na rodzaj gruntu, występujące szkody górnicze oraz możliwość występowania nierównomiernego osiadania zaprojektowano posadowienie budynku na płycie. Fundament płytowo*

– żebrowy, żelbetowy wylewany na budowie. [...] Fundamenty dodatkowo zazbrojone na szkody górnicze.”

W projekcie dobudowy [9] z roku 1996 również uwzględniono wpływ eksploatacji górniczej jak dla II kategorii szkód górniczych.

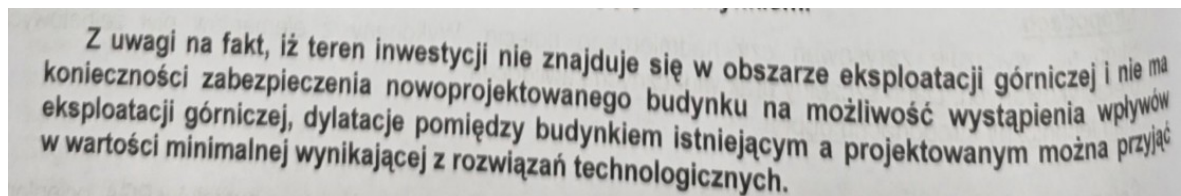
Wydana na potrzeby budowy parkingu wielopoziomowego [10] informacja OUG znak GLI.5122.141.2021.Za,L.dz.5811/02/2021 z dnia 25.02.2021r zawiera następującą informację cyt.:

informuję,

że opiniowany rejon położony jest poza terenem górniczym.

W rejonie tym istniał obszar górniczy Kopalni Węgla Kamiennego „Gliwice”, zlikwidowany decyzją Ministra Środowiska z dnia 9 września 2004r., znak: DGe/RR/487-645/2004. Dokumentacja dotycząca warunków geologiczno-górniczych wyżej wymienionego rejonu znajduje się w Archiwum Dokumentacji Mierniczo-Geologicznej przy Wyższym Urzędzie Górniczym w Katowicach.

Ekspertyza [8] z lutego 2023r podaje następującą informację, cyt.:



Z uwagi na fakt, iż teren inwestycji nie znajduje się w obszarze eksploatacji górniczej i nie ma konieczności zabezpieczenia nowoprojektowanego budynku na możliwość wystąpienia wpływów eksploatacji górniczej, dylatacje pomiędzy budynkiem istniejącym a projektowanym można przyjąć w wartości minimalnej wynikającej z rozwiązań technologicznych.

Z danych zawartych na stronach Górnośląskiej Regionalnej Sieci Sejsmologicznej wynika, że na przedmiotowym terenie rejestrowane były również w XXI wieku wpływy wstrząsów parasejsmicznych pochodzenia górniczego (głównie z terenu kopalni Sośnica). Odnotowywano w tym okresie wstrząsy o magnitudzie do 3,4 w skali Richtera. Ostatni wstrząs o magnitudzie ok. 3.0 odnotowano dnia 2023.11.10.

Z informacji zawartych w Górnośląskim Systemie Informacji o Zagrożeniach Powierzchni na Terenach Zlikwidowanych Kopalń wynika, że przedmiotowy teren znajduje się na zniesionym obszarze górniczym KWK Gliwice i WOLNY jest od wpływów płytkiej eksploatacji. Zapadliska, szyby i szybiki związane z dawną eksploatacją w obszarze nie występują.

W chwili obecnej można więc przyjąć, że teren Instytutu Onkologii nie podlega już wpływom eksploatacji górniczej, a wpływy dawnej eksploatacji wygasły. Nie można wykluczyć jednak wpływów wstrząsów parasejsmicznych pochodzenia górniczego, przy czym magnituda tych oddziaływań nie powinna przekroczyć 3,0 stopnia w skali Richtera.

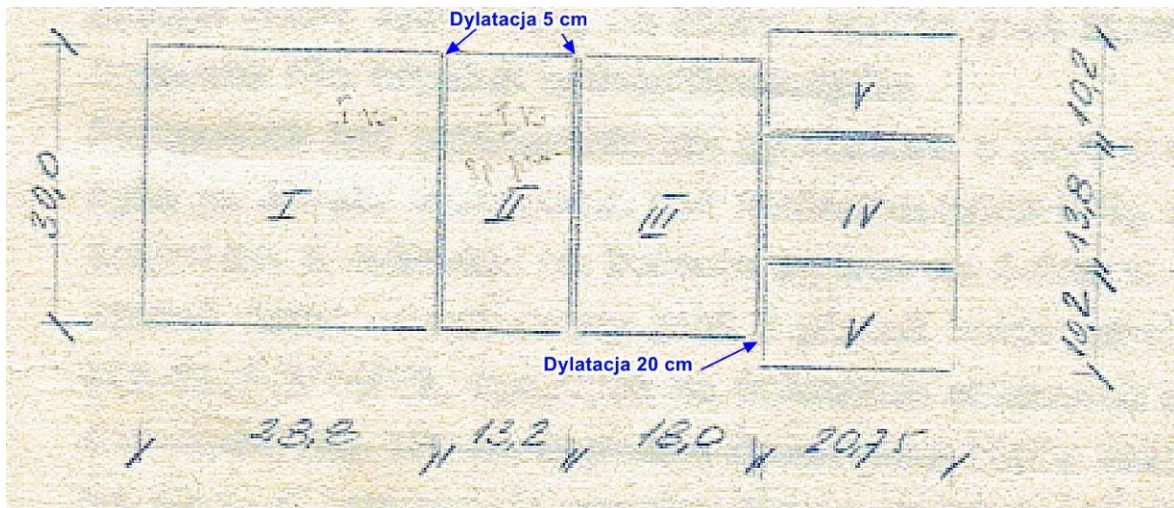
4. OPIS KONSTRUKCJI, ANALIZA DOSTĘPNYCH MATERIAŁÓW ARCHIWALNYCH.

4.1 Opis konstrukcji obiektu

Analizowana konstrukcja budynku Radiologii (pierwotna nazwa Teleradioterapii) została zrealizowana na podstawie dokumentacji [1], [2], [3]. Budowa, przeciągająca się w czasie prowadzona była w latach 80 – tych XX wieku.

Cały budynek składał się pierwotnie w 6-ciu, oddzielonych dylatacjami segmentów w wymiarach gabarytowych jak na szkicu [1] str. 3

Rys. 4.1.1 Podział obiektu wg dokumentacji archiwalnej [1] z 1976r. Wymiary osiowe.



Między układem fundamentów segmentów I/II , II/III oraz IV/V wykonano dylatacje szerokości 5 cm, między segmentami III/IV,V – 20 cm.

Przedmiotem dalszych analiz jest segment I.

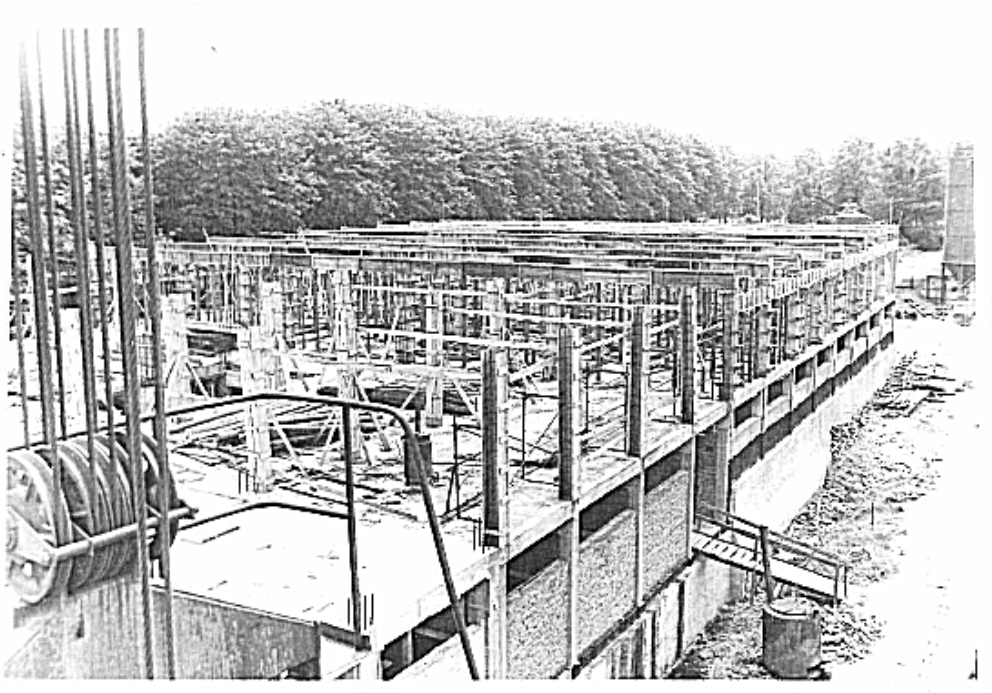
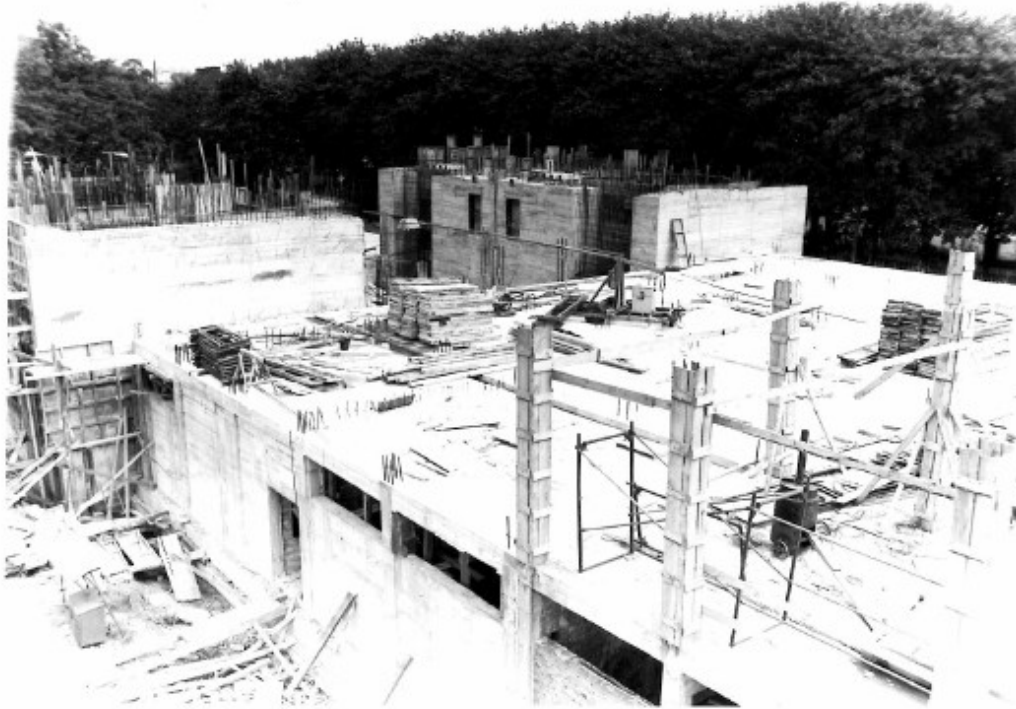
Fot.7,8,9 Rok 1980, segment Teleradioterapii, realizacja konstrukcji. Źródło Kronika [11].



STATYK
40-039 KATOWICE, ul. Plebiscytowa 10/7
tel / fax: [032] 201 81 76
e-mail: statyk@statyk.pl

**EKSPERTYZA TECHNICZNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI
NADBUDOWY BUDYNKU RADIOTERAPII, SEGMENT I
NARODOWEGO INSTYTUTU ONKOLOGII, ODDZ. GLIWICE**

Str 21/K





Widoczny układ ram poprzecznych, Żelbetowa, monolityczna konstrukcja parteru i szkieletu piętra. Układ ram przygotowany do montażu stropowych płyt prefabrykowanych w poziomie stropodachu. Wykonany strop nad obecnym parterem (w dokumentacji archiwalnej opisywany jako strop nad piwnicami). Ramy 5-cio nawowe 5*6,00m, w układzie poprzecznym rozmieszczone co 3,60m. Wzdłuż ścian zewnętrznych, podłużnych zwieńczone monolityczną belką - wieńcem. Parter usztywniony układem ścian zewnętrznych i wewnętrznych.

Fot.10 Stan budowy wrzesień 1991r. Obiekt zrealizowany w stanie surowym, otwartym.



Fot.11 Stan budowy czerwiec 1982r, montaż świetlików dachowych, widoczna stalowa podkonstrukcja wsparta na ścianach i żebrach w poziomie stropu.



Ostatecznie budynek, jako pierwszy etap realizowanego kompleksu szpitalnego, został w pełni oddany do użytku w roku 1986.

Wiek konstrukcji obiektu wynosi więc ok. 44 lata.

Opis segmentu I.

Segment dwukondygnacyjny. Kondygnacja dolna, częściowo zagłębiona w gruncie, w dokumentacji archiwalnej nazywana zamiennie kondygnacją piwniczną lub kondygnacją parteru.

Obecnie, w planach rozbudowy obiektu oznaczana jako parter. Z dostępem bezpośrednim z poziomu terenu, wejściem od strony wschodniej (wejście do Izby Przyjęć).

W dalszej analizie dla dolnej kondygnacji przyjęto nazwę parter.

Segment zrealizowano na siatce słupów 6,00m / 3,60 m.

Wymiary w osiach konstrukcji segmentu :

Długość segmentu : $5 * 6,00 = 30,00\text{m}$

Szerokość segmentu : $8 * 3,60 = 28,80\text{m}$

Poziomy konstrukcyjne zakładane w projekcie w roku 1976:

Poziom posadowienia w [1] $-5,40 = 211,75 \text{ m n.p.m.}$

Poziom posadowienia w Aneksach [2],[3] itd. od 1978 roku :

zrealizowany ostatecznie (poziom góry chudego betonu) $-5,40 = 212,95 \text{ m n.p.m.}$

Poziom posadzki parteru (wejście bezpośrednio z poziomu terenu od strony wschodniej)

$-3,80 = 214,55 \text{ m n.p.m}$

Poziom posadzki stropu nad parterem $\pm 0,00 = 218,35 \text{ m n.p.m}$

Poziom stropu nad piętrem $+3,90 = 221,05 \text{ m n.p.m.}$

Góra ścianek kolankowych $+5,02 = 223,37 \text{ m n.p.m.}$

Wysokość segmentu od poziomu posadowienia $= 10,42 \text{ m}$

Wysokość budynku nad poziom terenu to ok. maksimum $= 8,82\text{m}$

Poziomy posadowienia potwierdzono wykonując wykop próbny od strony zachodniej :

Fot. 12,13 Wykop od strony wschodniej dla oceny gruntu w poziomie posadowienia obiektu oraz weryfikacji założeń przyjętych w projektach i aneksach do projektów archiwalnych.



Poziom posadzki parteru -3,80m

Poziom góry rusztu fundamentowego -4.40m

Ściana rusztu (żebro)

Odsadzka płyty fundamentowej

Spód rusztu fundamentowego,
Poziom posadowienia -5,40m

Grunt rodzimy, organiczny
w poziomie posadowienia



Ściana zewnętrzna budynku

Kostka betonowa

Krawężnik

Trawnik

Fundament

Odsadzka

Gpz+poz (zl, sk)

4.2 Opis konstrukcji segmentu.

Budynek o konstrukcji żelbetowej, główna konstrukcja nośna ramowa, monolityczna. Stropy prefabrykowane.

Posadowienie.

Obiekt posadowiono w sposób bezpośredni na uzdatnionym podłożu.

Konstrukcję posadowienia wykonano w postaci układu płytowo – żebrowego (rusztowego) wysokości całkowitej 100cm. Płyta dolna grubości 40cm. Żebra wychodzące ponad płytę na wysokość 60cm, łącznie z płytą 100cm wysokości i szerokości 60cm. Jedynie żebro skrajne, przydylatacyjne posiada szerokość 45cm.

Płyta fundamentowa.

Grubości 40 cm, zbrojona zasadniczo dołem i górną, w obu kierunkach $\varnothing 16-18G2$ co 20cm. Dodatkowo dołem pod żebrami $+ \varnothing 16-18G2$ co 20cm.

Otuliny prętów dolnych w płycie przyjęto 30 i 46mm.

Żebra.

Zbrojnie górną $4\varnothing 20-18G2$, dołem zasadniczo $5\varnothing 25-18G2$, pod słupami $5\div 10\varnothing 25-18G2$.

Strzemiona czterocięte $2\varnothing 10-St0$ co 50cm.

Otuliny prętów strzemion przyjęto dołem i górną 20mm

Otuliny prętów głównych 30mm.

Zastosowano : Beton żwirowy $R_w=170$ kG/cm², na cemencie hutniczym

Uwaga :

Należy zauważyć , że zgodnie z projektem [2.1] i [2.2] przy realizacji obiektu zastosowano beton marki $R_w=170$ at wg. PN-65/B-06250.




Beton marki $R_w=170$ at badany na próbkach walcowych $\varnothing 16$ cm posiadał wytrzymałość średnią 13,5MPa.

Odpowiadająca wytrzymałość na gwarantowana na próbkach – kostkach 15/15cm 15 MPa wyoni :

$13,5 \cdot 1,15 = 15,53$ MPa \geq jak dla B15, czyli trochę ponad wymogi klasy betonu wg PN-75/B-06250 =

B15, a w odniesieniu do obecnych klas betonu : C12/15.

Marki betonu wg normy PN-B-06250:1963, ich wytrzymałości wg PN-B-06250:1975 oraz odniesienie do obecnych klas betonu

marka betonu R_w		90	110	140	170	200	250	300	400	500	600	
Wytrzymałość określona na walcach średnicy 16cm, MPa	 gwarantowana $R_b^G = R_{\varnothing 16}$	7	8,5	11	13,5	15,5	19,5	23,5	31	39	47	
Wytrzymałość określona na kostkach sześciennych o boku 15cm, MPa	 gwarantowana $R_b^G = R_{\square 15}$	8	10	12,5	15	18	22,5	27	36	45	54	
Klasa betonu		B7,5	C8/10 (B10)	B12,5	C12/15 (B15)	B17,5	C16/20 (B20)	C20/25 (B25)	C25/30 (B30)	C30/37 (B37)	C40/50 (B40)	C45/55 (B55)
<p>przelicznik $R_{\square 15} = 1,15R_{\varnothing 16}$</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>obecne klasy betonu określane są symbolem C i dwoma cyframi x i y: C x / y gdzie: x = $R_{\varnothing 16}$ y = $R_{\square 15}$</p>												



Najsilniejszy wzrost wytrzymałości betonu następuje w czasie pierwszego tygodnia twardnienia. Dalsze przyrosty wytrzymałości w dobrych warunkach mogą trwać kilkanaście lat. W przypadku warunków korzystnych, optymalnych w zakresie wilgotności i temperatury, wytrzymałość betonu w ciągu kilkunastu lat może ulec zwiększeniu nawet o 100%.

Dla analizowanej konstrukcji można założyć, że beton osiągnął gwarantowaną dla klasy B15 wytrzymałość na ściskanie $F_{ck,cube}=15$ MPa.

Odpowiadająca tej wartości wytrzymałość obliczeniowa, jak dla betonu obecnej klasy C16/20 wynosi :

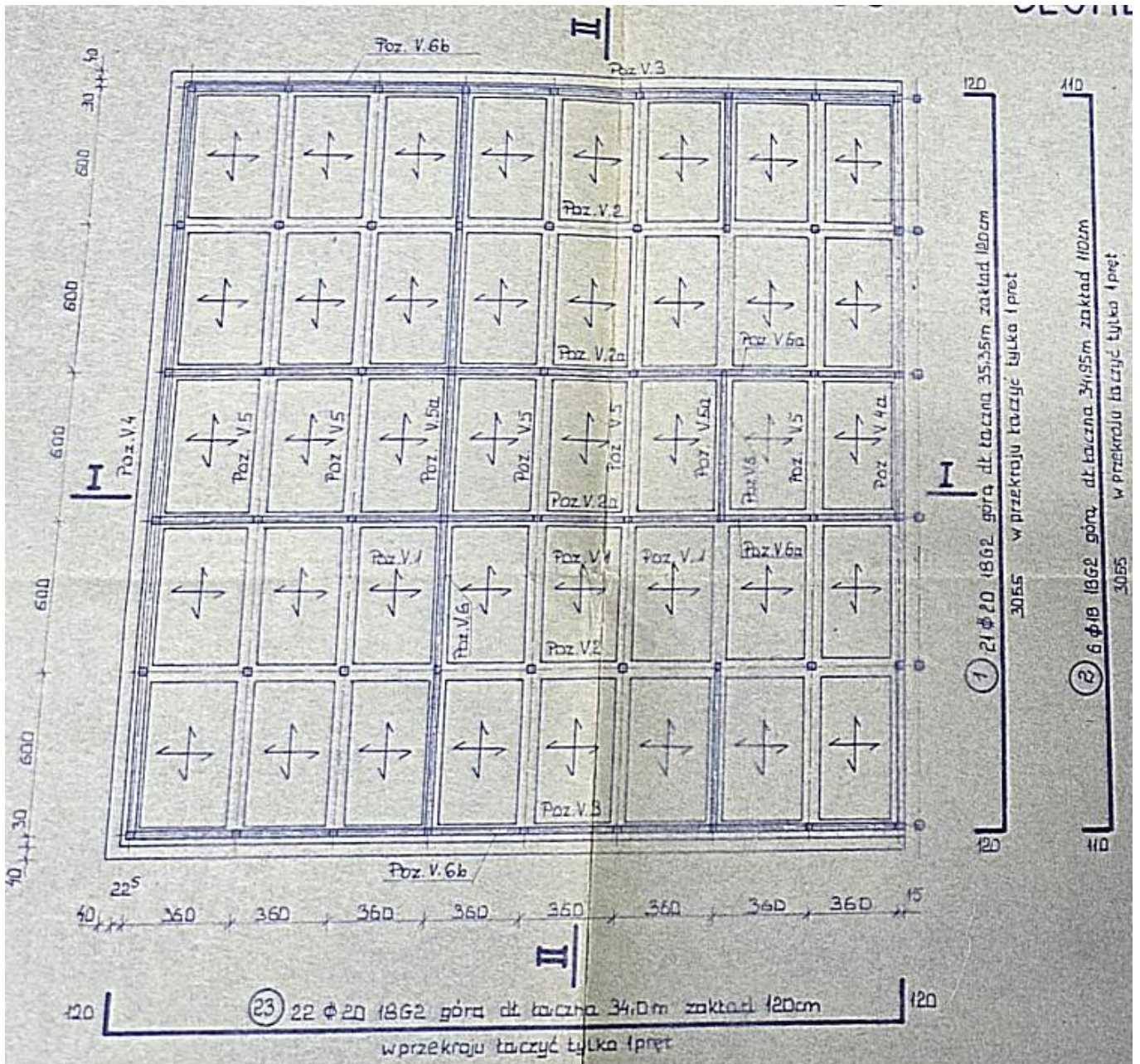
$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 1,0 * 20/1,4 = 14,3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa},$$

do dalszych analiz przyjęto **beton klasy C16/20**

Wartość $F_{ck,cube}=15$ MPa ($f_{ck}=16$ MPa) dodatkowo sprawdzono za pomocą badań sklerometrycznych – punkt 4.3.

Schemat posadowienia pokazano na rysunku :

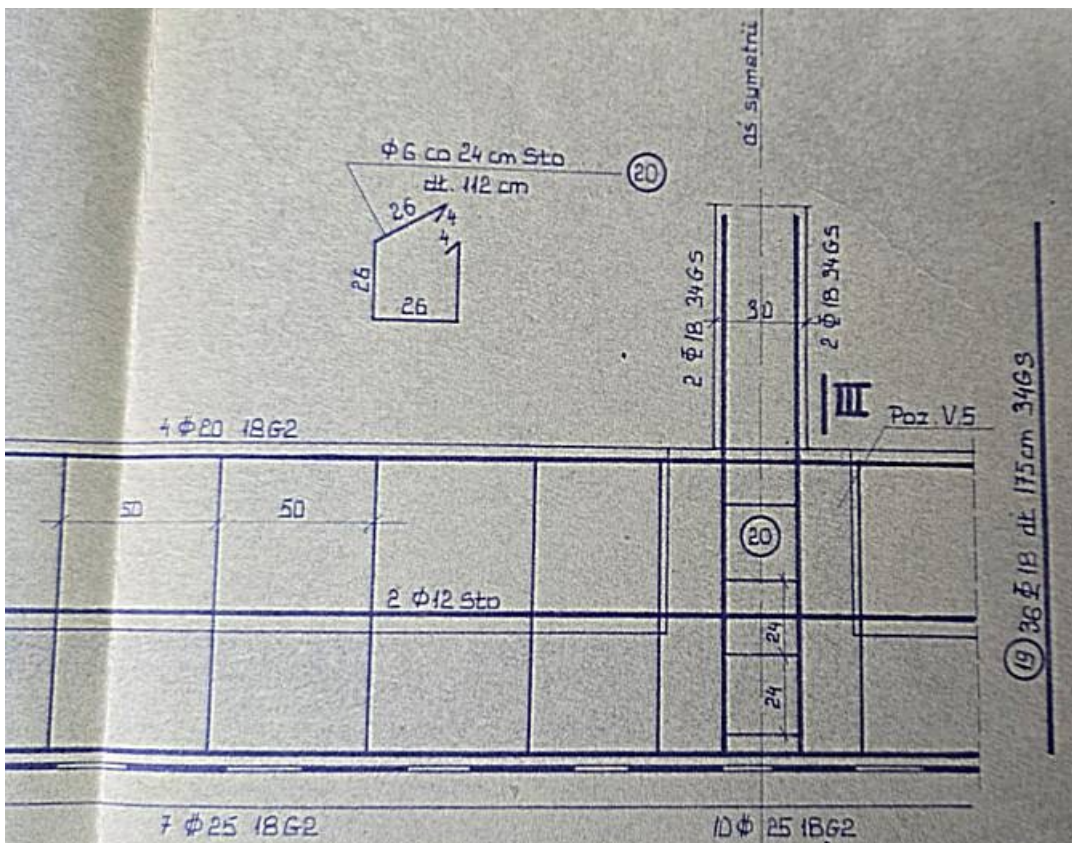
Rys. 4.1.2 Schemat konstrukcji fundamentów, źródło [2].



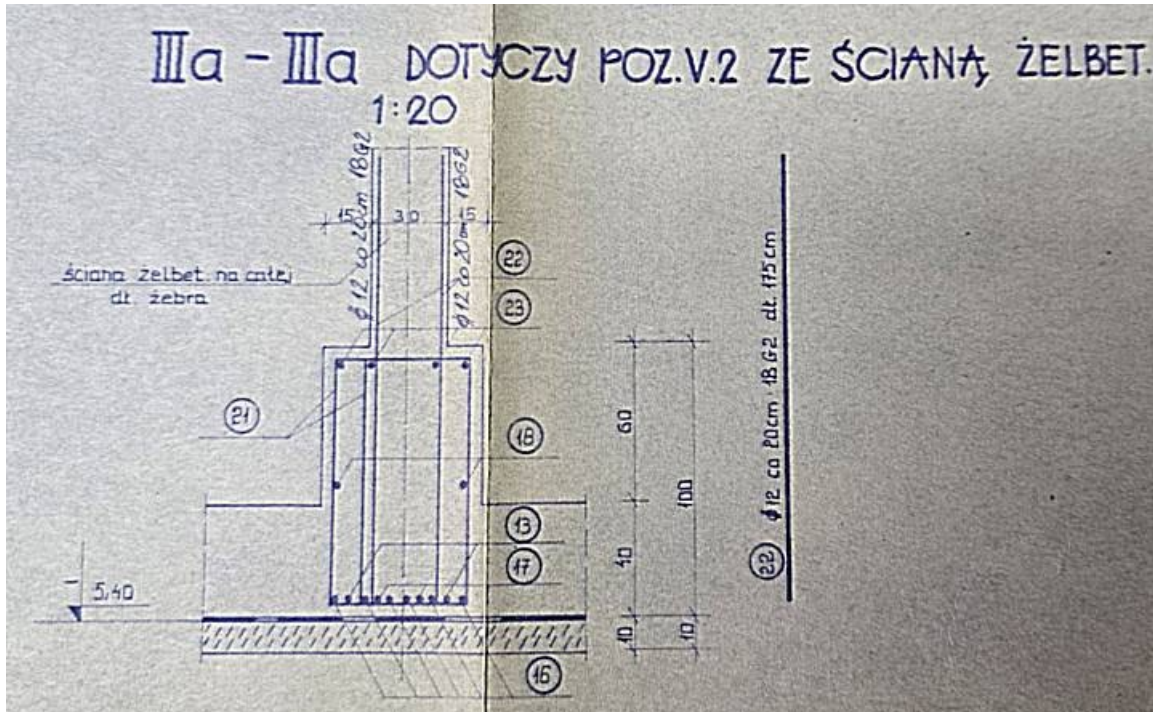
Rys. 4.1.3 Zbrojenie płyty fundamentowej, pasmo skrajne, fragment .



Rys. 4.1.4 Zbrojenie żebra, wykotwienie słupów $4\phi 18-34GS$, strzemiona $\phi 6$ co 24cm. Słup 30/30cm.



Rys. 4.1.5 Zbrojenie żebra, wykotwienie ścian obustronnie $\varnothing 12-18G2$ co 20cm.
Ściana grubości 30cm



Ściany parteru – monolityczne grubości 30cm, na fragmentach murowane z cegły pełnej grubości 25cm.

Słupy żelbetowe, monolityczne o przekroju 30/30cm, słupy środkowe zbrojone $4\varnothing 18-34GS$, słupy skrajne $6\varnothing 18-34GS$.

Stropy nad parterem.

Wykonano stropy z płyt kanałowych rozpiętości 3,60 i 3,00 m opartych na rozmieszczonych poprzecznie co 3,60 m ryglach ram nośnych. Pierwotnie projektowane płyty indywidualne zastąpiono zgodnie z Aneksem [4] płytami typowymi, stosowanymi w budownictwie służby zdrowia.

Do obliczeń przyjęto :

Obciążenia stałe : warstwy posadzkowe + ciężar płyty + tynki = 570 kG/m²

Obciążenia użytkowe = 350 kG/m²

Dodatkowo ciężar ścianek działowych wysokości 360cm,

biegnących w poprzek, płyty 810 kG/mb ścianki działowej

Zgodnie z Aneksem [4] zastosowano płyty prefabrykowane, kanałowe typu „SK” wg katalogu „BSZ” – Budownictwa Służby Zdrowia.

Płyty długości 360 cm :

SK.12.3.II – 90*360*24cm

SK.12.4.II – 120*360*24cm

SK.12.5.II – 150*360*24cm

Płyty długości 300 cm :

SK.10.3.0 – 90*300*24cm

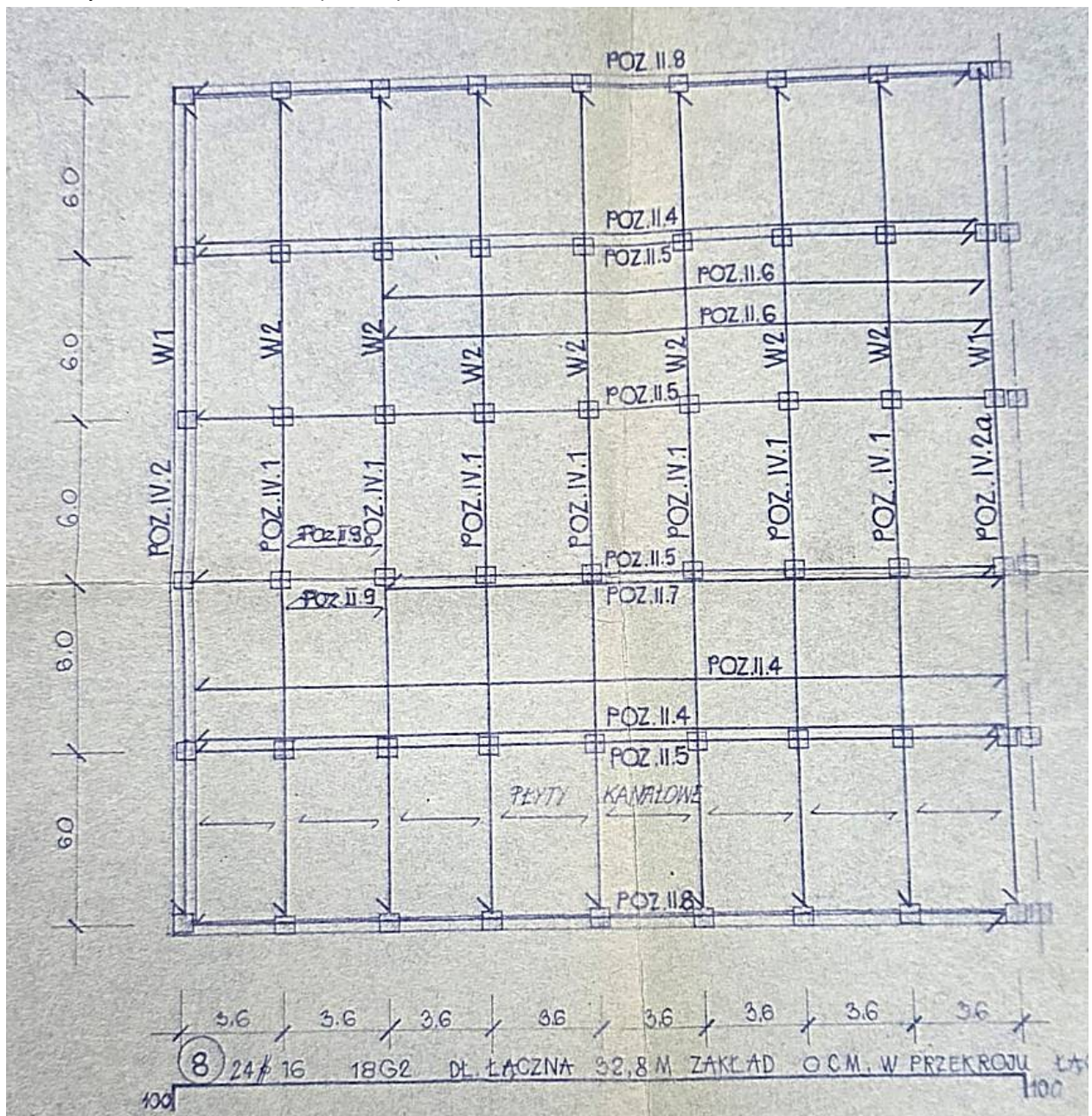
SK.10.4.0 – 120*300*24cm

SK.10.5.0 – 150*300*24cm

Zastosowane płyty stropowe dostosowane były do przenoszenia obciążeń użytkowych ponad ciężar własny 5,00 kN/m².

Schemat stropu nad parterem pokazano na rysunku :

Rys. 4.1.6 Schemat stropu nad parterem.



SK.10.4.0 – 120*300*24cm

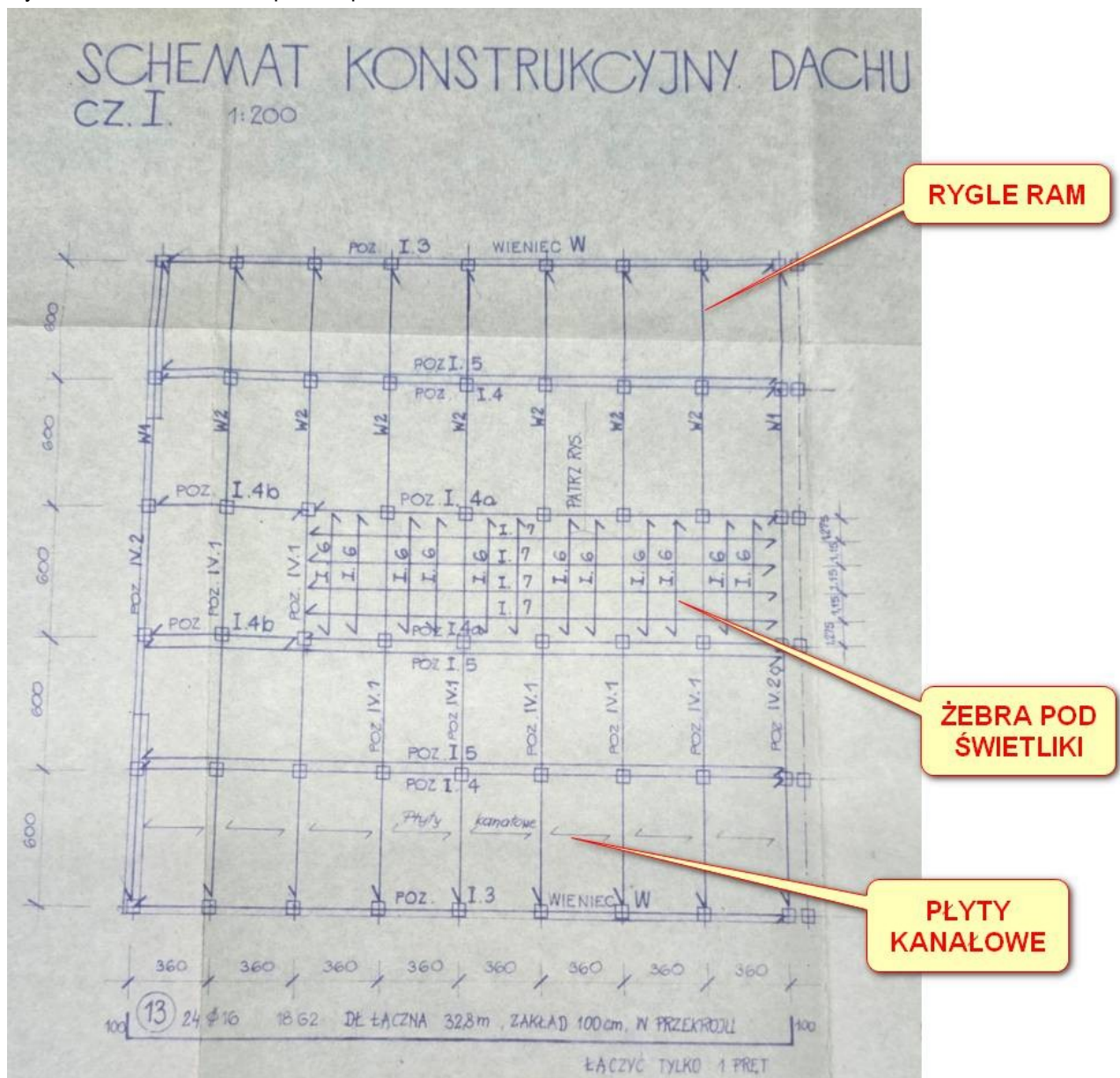
SK.10.5.0 – 150*300*24cm

Zastosowane płyty stropowe dostosowane były do przenoszenia obciążeń użytkowych ponad ciężar własny 5,00 kN/m².

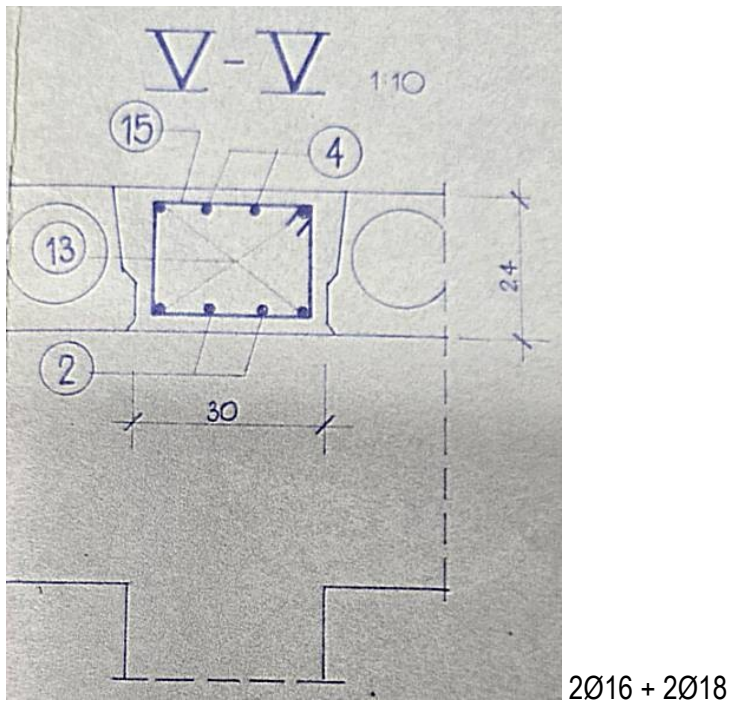
W części środkowej wykonano naświetla, zastosowano prefabrykowane świetliki – kopułki, wsparte na ściankach murowanych na żelbetowych, monolitycznych żebrach wykonanych w grubości stropu.

Schemat stropu nad piętnem pokazano na rysunku :

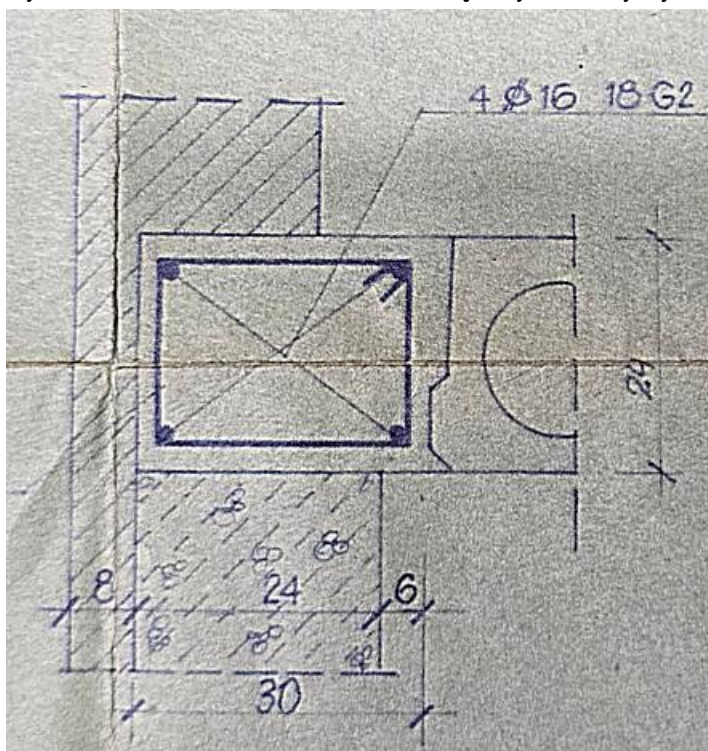
Rys. 4.1.10 Schemat stropu nad parterem.



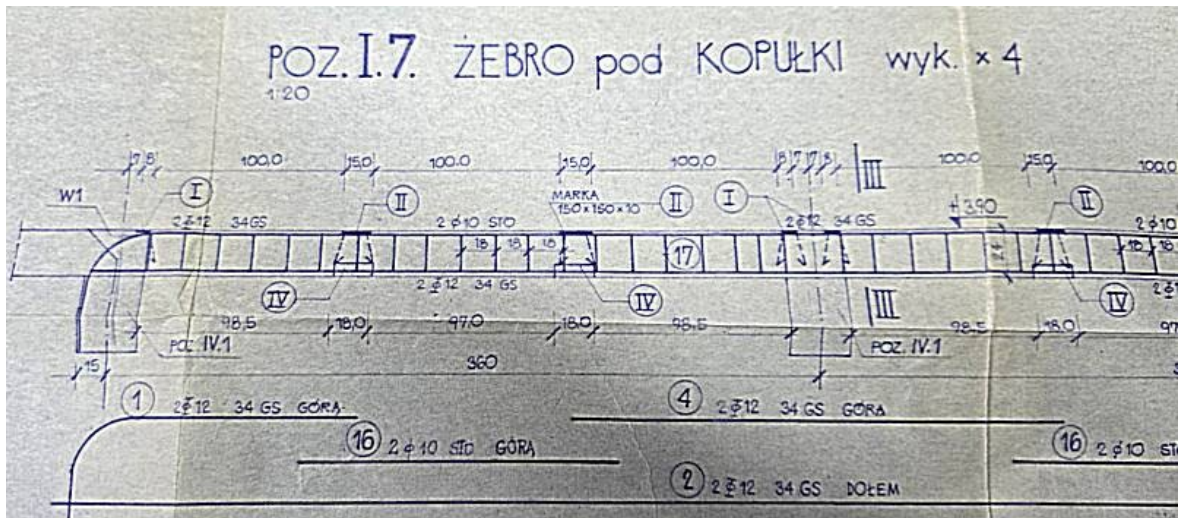
Rys. 4.1.11 Wieńce w osi słupów.



Rys. 4.1.12 Wieńce na ścianach zewnętrznych. Powyżej murowana ścianka kolankowa.



Rys. 4.1.13 Żebro pod świetliki – kopułki, fragment.



Ramy poprzeczne.

Główną konstrukcję nośną obiektu tworzą rozmieszczone w kierunku podłużnym co 3,60 m ramy poprzeczne.

Wykonano ramy dwukondygnacyjne, pięcionawowe w technologii żelbetowej, monolitycznej.

Rozpiętość osiowa naw ram : $l_1+l_5 = 5 * 6,00 = 30,00$ m

Wysokość osiowa : $h_1 = h_2 = 3,90$ m ; $H = 7,80$ m

Wszystkie węzły ram zaprojektowano i wykonano jako sztywne.

Słupy utwierdzono w ruszcie fundamentowym.

Przyjęto następujące przekroje elementów :

Beton jak w ruszcie fundamentowych $R_w=170$ at

Słupy parteru

$B = 30$ cm

$H = 30$ cm

Zbrojenie słupów środkowych $4\emptyset 18-34GS$

Zbrojenie słupów skrajnych $6\emptyset 18-34GS$

Strzemiona $\emptyset 6-St0$ co 24cm i co 12 cm na zakładach prętów.

Otuliny prętów strzemion 20mm

Otuliny prętów głównych 26mm

Słupy piętra

$B = 30$ cm

$H = 30$ cm

Zbrojenie słupów środkowych $4\emptyset 18-34GS$

Zbrojenie słupów skrajnych $4\emptyset 18-34GS$

Strzemiona $\emptyset 6-St0$ co 24cm i co 12 cm na zakładach prętów.

Otuliny prętów strzemion 20mm , Otuliny prętów głównych 26mm

Rygle parteru.

B = 30cm

H = 55cm

Zbrojenie – pręty $\varnothing 14 \div \varnothing 20$, jak belki 5-cio przęsłowej

Strzemiona $\varnothing 8$ -St0 co 25cm i 30cm, dodatkowo zbrojenie ze względu na ścinanie prętami odgiętymi.

Otuliny prętów strzemion 20mm

Otuliny prętów głównych 26mm

Rygle piętra.

B = 30cm

H = 40cm

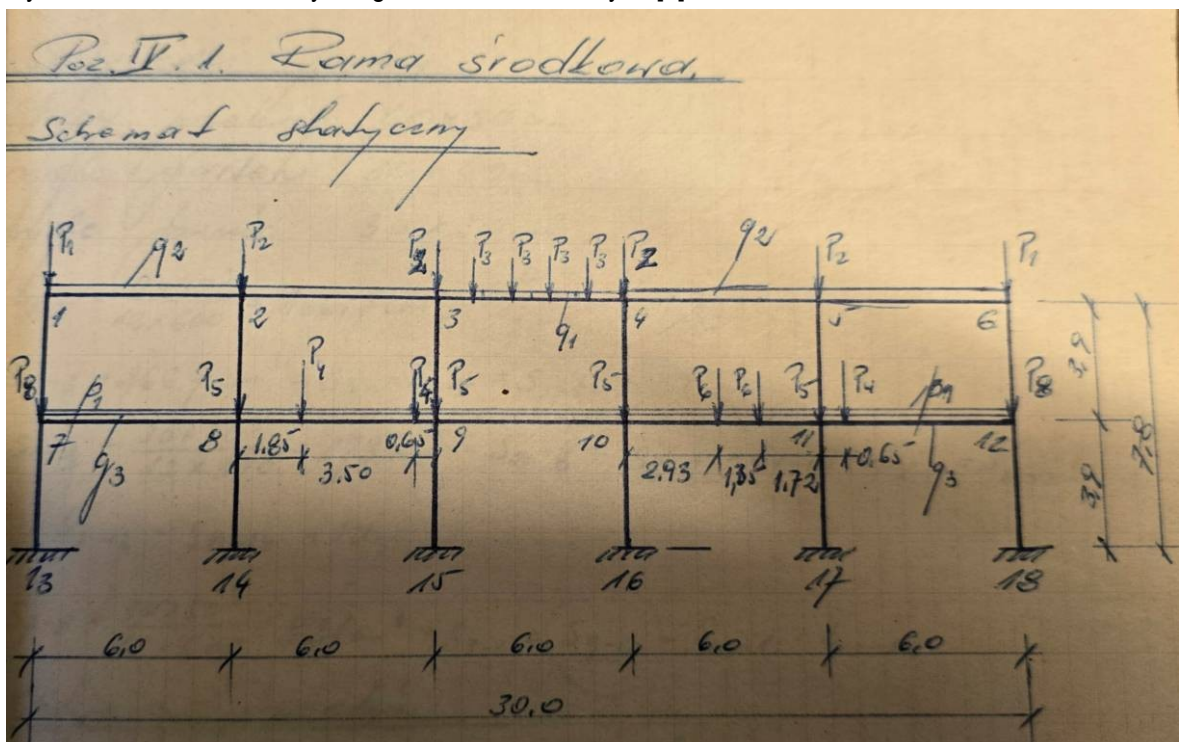
Zbrojenie – pręty $\varnothing 14 \div \varnothing 20$, jak belki 5-cio przęsłowej

Strzemiona $\varnothing 8$ -St0 co 25cm i 30cm, dodatkowo zbrojenie ze względu na ścinanie prętami odgiętymi.

Otuliny prętów strzemion 20mm

Otuliny prętów głównych 26mm

Rys. 4.1.14 Schemat ramy – wg obliczeń archiwalnych [1]



Uwaga :

Schemat ramy i pełną analizę pod kątem spełnienia wymogów stanów granicznych nośności i użytkowalności zawarto w dalszej części opracowania – punkt 6.

4.3 Badania konstrukcji.

Dla oceny stanu technicznego oraz weryfikacji założeń niezbędnych dla przeprowadzenia dalszych obliczeń sprawdzających oraz diagnostyki konstrukcji wykonano nieniszczące badania elementów konstrukcyjnych. Z uwagi na brak możliwości wykonania odkuć tynków z elementów żelbetowych w istniejących, użytkowanych na cele medyczne pomieszczeniach w ilościach potrzebnych do wykonania miarodajnych badań sklerometrycznych betonu, badań takich nie przeprowadzono. Wykonano skanowanie zbrojenia w słupach i dostępnych fragmentach podciągów środkowych. Badania potwierdziły zgodność ilości zbrojenia w sprawdzanych elementach z założeniami projektowymi, rysunkami konstrukcyjnymi dokumentacji [2].

Skanowanie zbrojenia, ocena grubości otulin. .

Dla rozpoznania konstrukcji wykonano :

- skanowanie rozmieszczenia zbrojenia dolnego stropu za pomocą urządzenia Hilti Ferroskan PS 200. odkrywki zbrojenia w wybranych punktach, pomiary i kalibracja Ferroskanu (średnice prętów / otuliny)

Fot. 14,15,16,17 Słup środkowy ramy, parter.



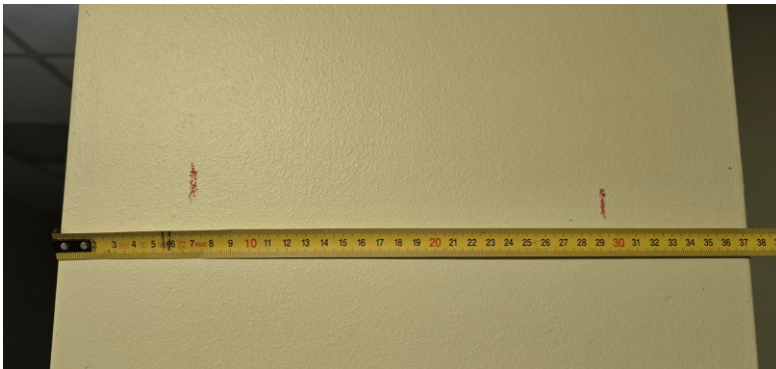
Szerokość słupa wraz z tynkiem 370,360mm

Zbrojenie : 2Ø18 na każdym boku, strzemiona co średnio 250 mm

Rozstaw osiowy prętów zbrojenia Ø18 = 220 mm

Otulina lewa wraz z tynkiem = ok. 65 mm, tynk ok. 25 mm , otulina pręta 40 mm

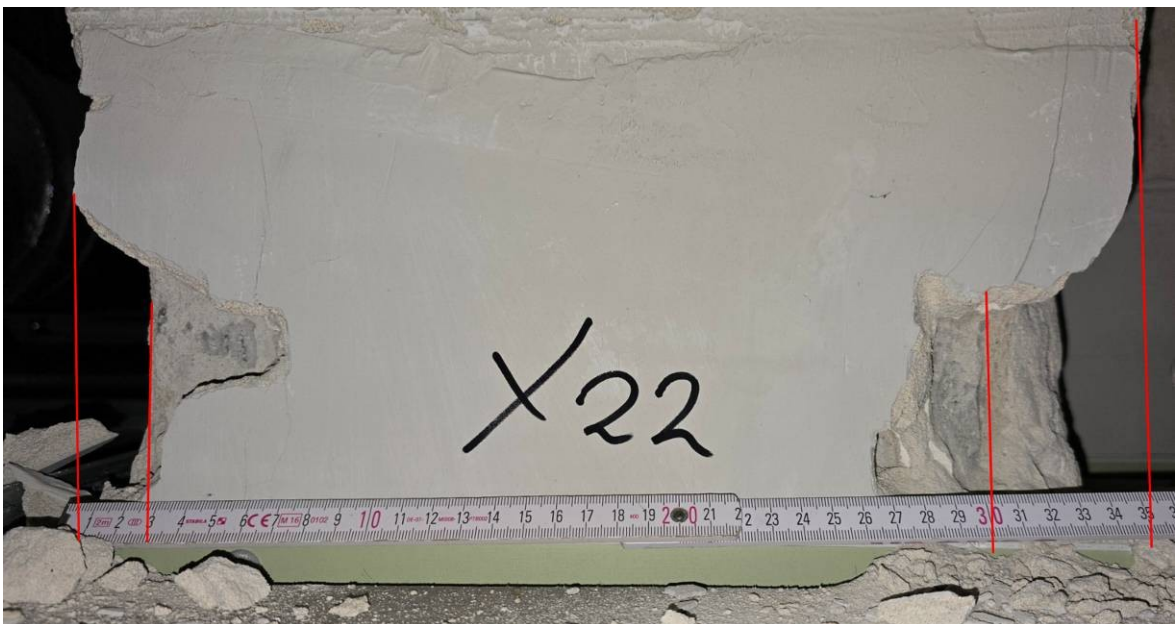
Otulina prawa wraz z tynkiem ok.85 mm, tynk ok. 50mm , otulina pręta 35 mm



Bok 1



Bok 2



Odkrywka powyżej sufitu podwieszonego

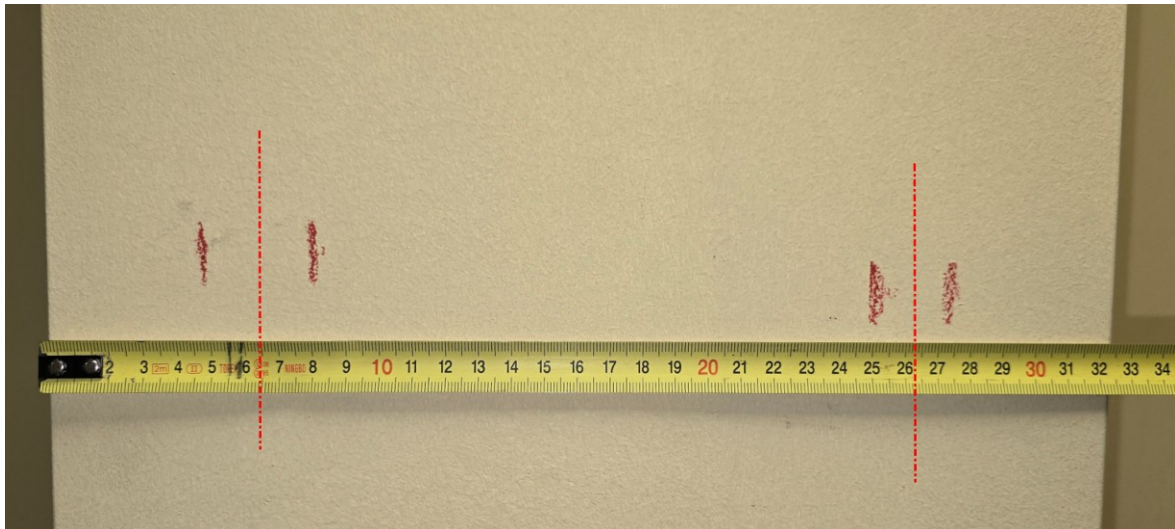
Fot. 18 Słup ramy środkowej, parter, korytarz

Szerokość słupa wraz z tynkiem 325 mm

Otuliny wraz z tynkiem ok. 50 mm

Tynki razem 25 mm

Otulina prętów ok. 30 mm



5. DIAGNOSTYKA KONSTRUKCJI.

Kryteria oceny stanu technicznego elementów obiektu budowlanego.

Przyjęto pięciostopniową skalę oceny stanu technicznego obiektu budowlanego - od 5 do 1;

- 5 - **Stan techniczny dobry:** element obiektu (konstrukcja, wykończenie, wyposażenie, instalacje) jest dobrze (zużycie od 0 % do 15 %) utrzymany, konserwowany i nie wykazuje widocznego zużycia i uszkodzeń.
Cechy i właściwości wbudowanych materiałów i urządzeń odpowiadają wymogom norm i przepisów. Ewentualne wskazanie do wykonania drobnych napraw i prac konserwacyjnych w określonym zakresie.
- 4 - **Stan techniczny zadowalający:** element obiektu (konstrukcja, wykończenie, wyposażenie, instalacje) (zużycie od 16 % do 30 %) utrzymywany jest należycie.
Celowym jest wykonanie prac konserwacyjnych lub napraw bieżących, w niewielkim zakresie, polegających na remoncie wytypowanych elementów obiektu budowlanego, który ma na celu zapobieganie skutkom zużycia tych elementów i utrzymanie obiektu budowlanego we właściwym stanie technicznym.
- 3 - **Stan techniczny średni:** w elementach obiektu (konstrukcja, wykończenie, wyposażenie, instalacje) (zużycie od 31 % do 50 %) występują niewielkie uszkodzenia i ubytki nie zagrażające bezpieczeństwu użytkownika. Wymagane jest wykonanie naprawy bieżącej wytypowanych elementów w większym zakresie lub (oraz) naprawy głównej czyli remontu polegającego na wymianie co najmniej jednego elementu obiektu budowlanego.



- 2 - **Stan techniczny nieodpowiedni:** w elementach obiektu (konstrukcja, wykończenie, wyposażenie, instalacje) (zużycie od 51 % do 70 %) występują znaczne ubytki, które mogą zagrażać bezpieczeństwu użytkownika.
Cechy i własności wbudowanych materiałów i urządzeń utraciły swoje pierwotne właściwości. Wymagane jest wykonanie remontu kapitalnego czyli remontu polegającego na wymianie wielu elementów obiektu budowlanego.
- 1 - **Stan techniczny zły:** w elementach obiektu (konstrukcja, wykończenie, wyposażenie, instalacje) (zużycie od 71 % do 100 %) występują tak duże zniszczenia lub (i) ubytki, że nie pozwalają na dalsze bezpieczne użytkowanie obiektu. Wymagane jest wykonanie remontu kapitalnego o bardzo dużym rozmiarze lub rozebranie obiektu.

Po przeprowadzeniu wizji lokalnych, wykonaniu odkrywek i badań stan techniczny żelbetowej konstrukcji nośnej obiektu :

- konstrukcji głównej - ramowej, stropów, ocenia się jako dobry.

Stan techniczny zbrojenia dolnego płyty fundamentowej, z uwagi na brak dostępności, nie został oceniony.

Z uwagi na :

- zbyt małe projektowane otuliny prętów dolnych w fundamencie (20mm),
 - agresywny w stosunku do betonu charakter gruntów organicznych występujących w poziomie posadowienia,
 - stwierdzone w trakcie wykonanej odkrywki, wykopu z odsłonięciem rusztu fundamentowego, uszkodzenia izolacji poziomej,
 - niską klasę zastosowanego betonu (B15, $R_w=170$),
- zagrożenie korozją prętów dolnych fundamentu należy uznać za duże.**

6. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE

6.1 OPIS ZAŁOŻEŃ DO OBLICZEŃ

PODSTAWY NORMOWE OPRACOWANIA

Projekt opracowano w oparciu o zestaw norm do projektowanie konstrukcji, zatwierdzonych i opublikowanych w języku polskim przez Polski Komitet Normalizacyjny ze statusem Polskiej Normy, z oznaczeniem PN-EN. Podstawę stanowi najnowsze wydanie danej normy wraz z aneksami oraz zmianami opublikowanymi przez PKN ze statusem Polskiej Normy.

Normy przywołane w niniejszym opracowaniu:

- PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji
- PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków

Kombinacje obciążeń:

Działające obciążenia na budynek połączono w kombinacje obciążeń zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji. (N1).

Dla Stanów Granicznych Nośności (SGN) rozważono dwie kombinacje, zgodnie z punktem 6.4.3.2 normy (N1) (6.10a) i (6.10b):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Dla Stanów Granicznych Użytkowalności (SGU) rozważono kombinacje, w zależności od charakteru sprawdzanych stanów:

Kombinację charakterystyczną do oceny nieodwracalnych stanów granicznych według wzoru (6.14b) zgodnie z punktem 6.4.3.2 normy PN-EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Kombinację quasi stałą do oceny efektów długotrwałych i wyglądu konstrukcji według wzoru 6.16b zgodnie z punktem 6.5.3 normy PN-EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

gdzie:

G_k – obciążenia stałe,

Q_k – obciążenia zmienne,

ψ – współczynniki kombinacyjne dobrane zgodnie z Tablicą A1.1 z normy PN – EN 1990 (dla kat. A przyjęto współczynnik $\psi_2 = 0,70$)

Klasa konstrukcji budynku:

Na podstawie Tablicy 2.1 z normy PN-EN 1990-1 obiekt zakwalifikowano do 4 kategorii projektowanego okresu użytkowania (konstrukcje budynków i inne konstrukcje zwykłe). Oznaczenie S4 wg PN-EN 1992.

Kryteria użytkowości:

Dla stropów przyjęto następujące graniczne wartości ugięć:

- ugięcie całkowite belek i stropu od kombinacji quasi-stałej: $l/250$,
- ugięcie całkowite belek i stropu od kombinacji quasi-stałej w częściach wspornikowych: $l/150$;
- ugięcie belek i stropu od czynnych obciążeń użytkowych i warstw wykończeniowych: $l/500$;

TOK POSTĘPOWANIA PRZY OBLICZANIU UGIĘĆ

Obliczenie ugięć stropu, które wystąpią po wykonaniu ścian działowych wymaga przeprowadzenia obliczeń dla dwóch schematów:

Schemat nr 1 (U_1): ugięcia od ścian murowanych i ciężaru własnego

- Ciężar własny ($\psi_2 = 1,0$) – wiek betonu w chwili obciążenia ok. 30dni,
- Liniowe od ścian murowanych nienośnych ($\psi_2 = 1,0$),

Schemat nr 2 (U_2): ugięcia całkowite stropu od kombinacji quasi-stałej

- Ciężar własny ($\psi_2 = 1,0$), współczynnik pełzania dla wieku betonu ok.70lat,
- Obciążenia stałe ($\psi_2 = 1,0$);
- Obciążenie liniowe od nienośnych ścian murowanych ($\psi_2 = 1,0$);
- Obciążenie zmienne + ewentualne obciążenie zastępcze ($\psi_2 = 0,70$);

Schemat nr 3 (U_3): ugięcia stropu od czynnych obciążeń użytkowych oraz warstw wykończeniowych:

W celu wyznaczenia przyrostu ugięć, który wystąpi od momentu wymurowania ścian należy od wartości ugięć całkowitych odjąć wartość ugięć, które już wystąpiły w momencie wznoszenia ścian:

$$U_3 = U_2 - U_1$$

- Przyrost ugięć od ciężaru własnego stropu wynikające z reologii (Od momentu wymurowania ścian działowych do wartości końcowej dla wieku betonu ok.70lat)
- Stałe ($\psi_2 = 1,0$)
- Zmienne + ewentualne obciążenie zastępcze ($\psi_2 = 1,0$)

Porównanie wyników z wartościami granicznymi:

Dla płyt stropowych i belek w częściach nie wspornikowych od kombinacji quasi-stałej:

$$U_2 \leq l/250$$

Dla płyt stropowych i belek w częściach wspornikowych od kombinacji quasi-stałej:

$$U_2 \leq l/150$$

Dla płyt stropowych i belek w częściach nie wspornikowych od czynnych obciążeń użytkowych i warstw wykończeniowych:

$$U_3 \leq l/500$$

6.2 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA ISTNIEJĄCĄ KONSTRUKCJĘ.

Poniżej przedstawiono zestawienia obciążeń sporządzone na podstawie obliczeń elementów konstrukcyjnych projektu istniejącej konstrukcji. Do obliczeń sprawdzających przyjęto charakterystyczne wartości obciążeń, o wartościach zgodnych z projektem podstawowym.

OBCIĄŻENIA STAŁE

Warstwy istniejące na stropodachu:

Nazwa warstwy	G_{kj} [kN/m ²]	$Y_{Gj, sup}$	$Y_{Gj}G_{kj}$ [kN/m ²]
Płyty korytkowe otwarte KB1-31.6.3(14)-69	0,90	1,35	1,22
Ścianka ażurowa	0,85	1,35	1,15
Gładź cementowa	0,38	1,35	0,51
3 x papa na lepiku	0,20	1,35	0,27
Gładź cementowa	0,38	1,35	0,51
Ocieplenie stropu	0,45	1,35	0,61
Paroizolacja (1xpapa)	0,06	1,35	0,08
Tynk 2cm	0,38	1,35	0,51
Płyty kanałowe typowe np. KB1-31.5.1.(8)-69 wariant II	3,27	1,35	4,41
	$\Sigma G_k:$ 6,87		$\Sigma G_d:$ 9,27

Do obliczeń przyjęto $G_k = 6,90$ kN/m²

Warstwy istniejące na stropie nad piwnicą:

Nazwa warstwy	G_{kj} [kN/m ²]	$Y_{Gj, sup}$	$Y_{Gj}G_{kj}$ [kN/m ²]
Marmur 4cm	1,08	1,35	1,46
Gładź cementowa 3cm	0,63	1,35	0,85
2 x płyta pilśniowa 2,5cm	0,08	1,35	0,11
Papa	0,06	1,35	0,08
Gładź	0,32	1,35	0,43
Tynk 1,5cm	0,29	1,35	0,39
Ciężar własny prefabrykatu	3,24	1,35	4,37
	$\Sigma G_k:$ 5,70		$\Sigma G_d:$ 7,69

Do obliczeń przyjęto $G_k = 5,70$ kN/m²

Dodatkowo, na stropie nad poziomem -1, przyjęte zostały obciążenia od ścian działowych o wartości 8,1 kN/m

OBCIĄŻENIA ZMIENNE

Projekt istniejącej konstrukcji zakładał obciążenia zmienne o wartości 3,5 kN/m² oraz obciążenia śniegiem o wartości 0,5 kN/m². Obciążenie śniegiem przyjęte były jako obciążenie stałe, jednak do obliczeń sprawdzających przyjęto, że obciążenie śniegiem jest obciążeniem zmiennym.

6.3 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ W PRZYPADKU NADBUDOWY

Do obliczeń sprawdzających możliwość wykonania nadbudowy przyjęto następujące wartości obciążeń. Założono, że nadbudowa zostanie wykonana w konstrukcji stalowej z cienką płytą stropową żelbetową. Istniejące warstwy stropowe zostaną zastąpione przez nowe warstwy wykończenia. Jedyną warstwą stropu, która pozostanie w przypadku nadbudowy są płyty kanałowe.

OBCIĄŻENIA STAŁE

Warstwy stropodachu:

Nazwa warstwy	G_{kj} [kN/m ²]	$\gamma_{Gj, sup}$	$\gamma_{Gj}G_{kj}$ [kN/m ²]
Hydroizolacja	0,15	1,35	0,20
Termoizolacja ze spadkami	0,40	1,35	0,54
Paroizolacja (1xpapa)	0,05	1,35	0,07
płyta żelbetowa 12cm	ciężar własny konstrukcji uwzględniony automatycznie w programie obliczeniowym		
Sufit podwieszany z instalacjami	0,40	1,35	0,54
	$\Sigma G_k:$ 1,00	$\Sigma G_d:$ 1,35	

Do obliczeń przyjęto $G_k = 1,00$ kN/m²

Warstwy stropów:

Nazwa warstwy	G_{kj} [kN/m ²]	$\gamma_{Gj, sup}$	$\gamma_{Gj}G_{kj}$ [kN/m ²]
Wykończenie – płytki gresowe na kleju - 2cm	0,56	1,35	0,76
Jastrych cementowy gr. 6cm	1,26	1,35	1,70
Izolacja styropian EPS gr. 6cm	0,02	1,35	0,03
płyta żelbetowa 12cm	ciężar własny konstrukcji uwzględniony automatycznie w programie obliczeniowym		
Sufit podwieszany z instalacjami	0,40	1,35	0,54
	$\Sigma G_k:$ 2,24	$\Sigma G_d:$ 3,03	

Do obliczeń przyjęto $G_k = 2,30$ kN/m²

OBCIĄŻENIA ZMIENNE

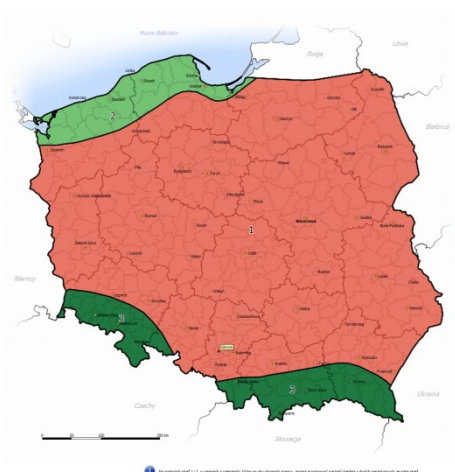
Na stropodachu przyjęto, że jednym obciążeniem zmiennym będzie śnieg, nie zakłada się dodatkowych obciążeń zmiennych stropodachu.

Na stropach przewidziano obciążenie zmienne o wartości 3,0 kN/m², co odpowiada obciążeniu zmiennemu jak dla przestrzeni biurowych lub gabinetów lekarskich (kat. B lub C3 wg. Normy PN-EN 1991-1-1). Dodatkowo uwzględniono obciążenie zmienne od ścianek działowych, których ciężar własny nie przekracza 2,0 kN/m bieżący ścianki, jako równomiernie rozłożone, o wartości 0,8 kN/m².

6.4 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ KLIMATYCZNYCH DLA ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI

OBCIĄŻENIE WIATREM

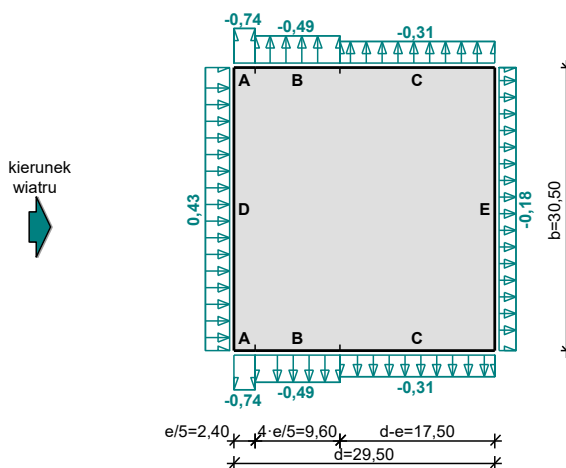
Lokalizacja w centrum Gliwic, zgodnie z rysunkiem NA.1 normy PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru, pozwala na zakwalifikowanie terenu do 1 strefy obciążenia wiatrem. Teren zaliczono do III kategorii chropowatości terenu:



Wiatr od strony ściany szczytowej

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

$F_{w,e}$ [kN/m²]



- Budynek o wymiarach: $d = 29,50$ m, $b = 30,50$ m, $h = 6,00$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 12,0$ m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
 Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300$ m n.p.m.

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s (wg załącznika krajowego)}$$

- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Kategoria terenu II $\rightarrow z_0 = 0,05 \text{ m}, z_{min} = 2 \text{ m}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 6,00 \text{ m}$
- Współczynnik orografii: $c_o(z_e) = 1$
- Współczynnik turbulencji: $k_l = 1,0$
- Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(6,00/0,05) = 0,91$ (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 20,01 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,209$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 616,3 \text{ Pa} = 0,616 \text{ kPa}$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sd} = 1,000$

Ściana nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,700$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot 0,700 = \mathbf{0,43 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,3$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,3) = \mathbf{-0,18 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,74 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,49 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole C:

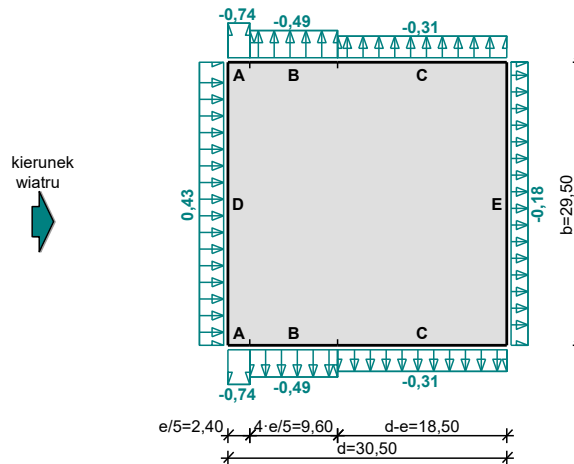
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,31 \text{ kN/m}^2}$$

Wiatr od strony ściany elewacyjnej

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



- Budynek o wymiarach: $d = 30,50$ m, $b = 29,50$ m, $h = 6,00$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 12,0$ m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300$ m n.p.m.
 $v_{b,0} = 22$ m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Kategoria terenu II $\rightarrow z_0 = 0,05$ m, $z_{min} = 2$ m
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 6,00$ m
- Współczynnik orografii: $c_o(z_e) = 1$
- Współczynnik turbulencji: $k_l = 1,0$
- Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(6,00/0,05) = 0,91$ (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 20,01$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,209$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 616,3$ Pa = 0,616 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sCd} = 1,000$

Ściana nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,700$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot 0,700 = \mathbf{0,43 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,3$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,3) = -0,18 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-1,2) = -0,74 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,8) = -0,49 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole C:

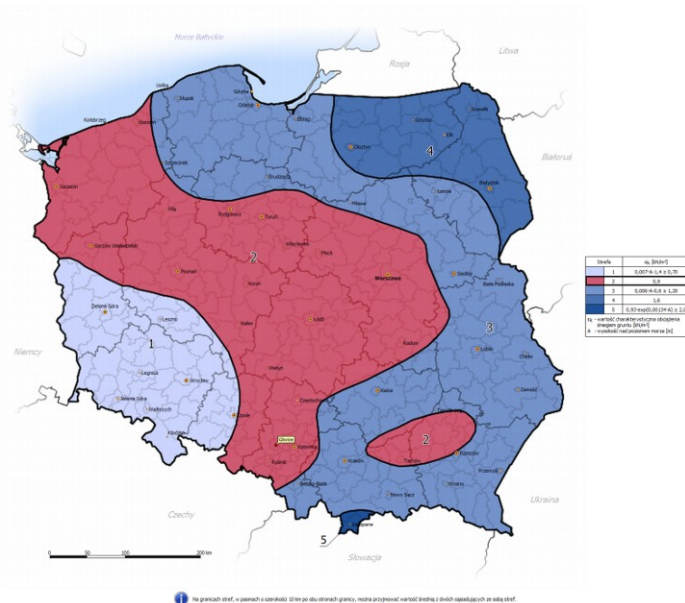
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

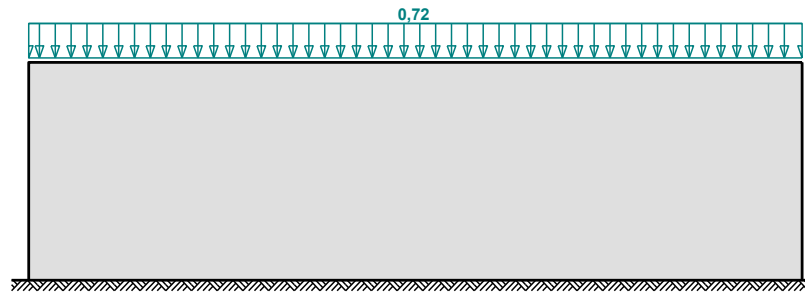
$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,616 \cdot (-0,5) = -0,31 \text{ kN/m}^2$$

OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM

Budynek zlokalizowany jest w centrum Gliwic, co zgodnie z rysunkiem NB.1 (podział Polski na strefy obciążenia śniegiem gruntu) z normy PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem pozwala zakwalifikować do 2. strefy obciążenia śniegiem gruntu. Otoczenie terenu oraz układ topograficzny pozwala przyjąć normalne warunki terenowe, które nie powodują zwiększonej lub zmniejszonej akumulacji śniegu:



Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy jednopłociowe (5.3.2)



- Dach jednopłociowy
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowo obfitych opadów śniegu i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg załącznika krajowego):

Strefa obciążenia śniegiem 2

$$s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

- Współczynnik ekspozycji:

Teren: normalny

$$C_e = 1,0$$

- Współczynnik termiczny: $C_t = 1,0$

Cały dach - równomierny układ obciążenia:

- Współczynnik kształtu dachu:

Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha = 0,0^\circ$

$$\mu_1 = 0,8$$

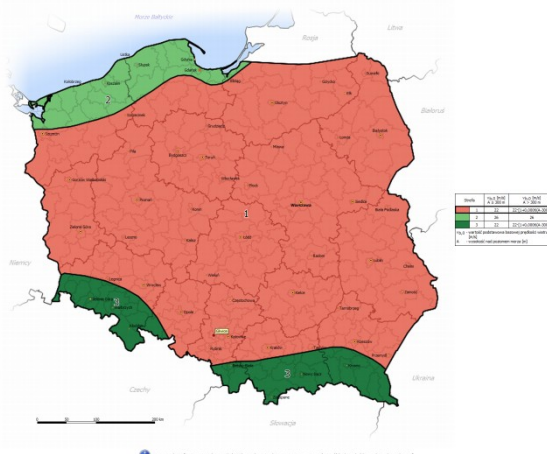
Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

6.5 ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ KLIMATYCZNYCH DLA KONSTRUKCJI Z NADBUDOWĄ

OBCIĄŻENIE WIATREM

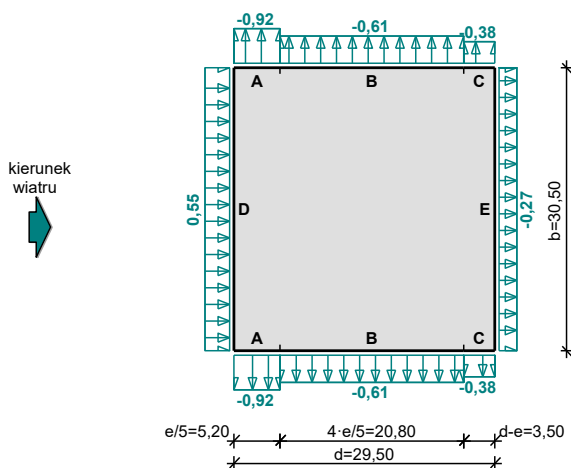
Lokalizacja w centrum Gliwic, zgodnie z rysunkiem NA.1 normy PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wiatru, pozwala na zakwalifikowanie terenu do 1 strefy obciążenia wiatrem. Teren zaliczono do III kategorii chropowatości terenu:



Wiatr od strony ściany szczytowej

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

$F_{w,e}$ [kN/m²]



- Budynek o wymiarach: $d = 29,50$ m, $b = 30,50$ m, $h = 13,00$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 26,0$ m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
 Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300$ m n.p.m.
 $v_{b,0} = 22$ m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Kategoria terenu II $\rightarrow z_0 = 0,05$ m, $z_{min} = 2$ m
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 13,00$ m
- Współczynnik orografii: $c_0(z_e) = 1$

- Współczynnik turbulencji: $k_t = 1,0$
- Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(13,00/0,05) = 1,06$ (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 23,24$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_t / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,180$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1+7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 762,7$ Pa = 0,763 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sCd} = 1,000$

Ściana nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,725$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot 0,725 = \mathbf{0,55 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,351$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,351) = \mathbf{-0,27 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,92 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,61 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana boczna - pole C:

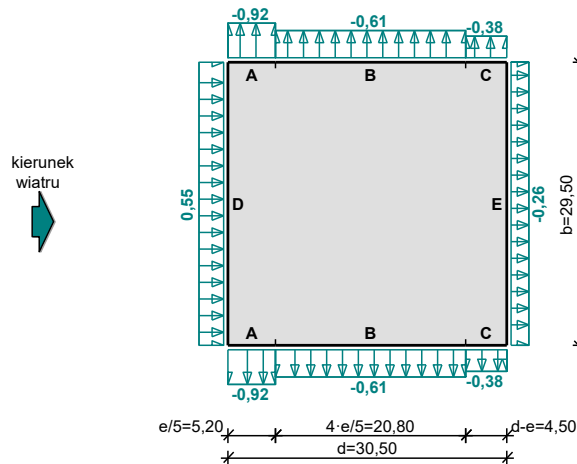
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,38 \text{ kN/m}^2}$$

Wiatr od strony ściany elewacyjnej

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



- Budynek o wymiarach: $d = 30,50$ m, $b = 29,50$ m, $h = 13,00$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 26,0$ m
- Obliczany element: element konstrukcyjny
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru:
Strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300$ m n.p.m.
 $v_{b,0} = 22$ m/s (wg załącznika krajowego)
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Kategoria terenu II $\rightarrow z_0 = 0,05$ m, $z_{min} = 2$ m
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 13,00$ m
- Współczynnik orografii: $c_o(z_e) = 1$
- Współczynnik turbulencji: $k_l = 1,0$
- Współczynnik terenu: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,190$
- Współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,190 \cdot \ln(13,00/0,05) = 1,06$ (wg p.4.3.2 normy)
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 23,24$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = k_l / (c_o(z_e) \cdot \ln(z_e/z_0)) = 0,180$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Szczytowe ciśnienie prędkości: $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 762,7$ Pa = 0,763 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sd} = 1,000$

Ściana nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,723$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot 0,723 = \mathbf{0,55 \text{ kN/m}^2}$$

Ściana zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,347$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,347) = -0,26 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_{pe} = C_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-1,2) = -0,92 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,8) = -0,61 \text{ kN/m}^2$$

Ściana boczna - pole C:

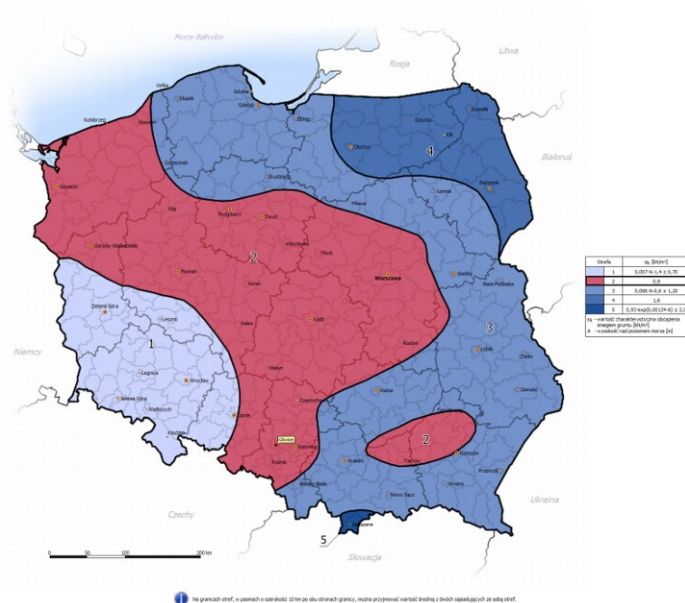
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego: $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

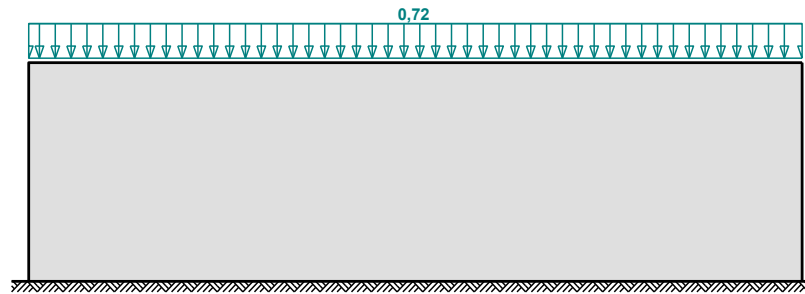
$$F_{w,e} = C_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,763 \cdot (-0,5) = -0,38 \text{ kN/m}^2$$

OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM

Budynek zlokalizowany jest w centrum Gliwic, co zgodnie z rysunkiem NB.1 (podział Polski na strefy obciążenia śniegiem gruntu) z normy PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem pozwala zakwalifikować do 2. strefy obciążenia śniegiem gruntu. Otoczenie terenu oraz układ topograficzny pozwala przyjąć normalne warunki terenowe, które nie powodują zwiększonej lub zmniejszonej akumulacji śniegu:



Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy jednopłociowe (5.3.2)



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

Cały dach - równomierny układ obciążenia:

- Współczynnik kształtu dachu:
Kąt nachylenia połaci dachowej: $\alpha = 0,0^\circ$
 $\mu_1 = 0,8$

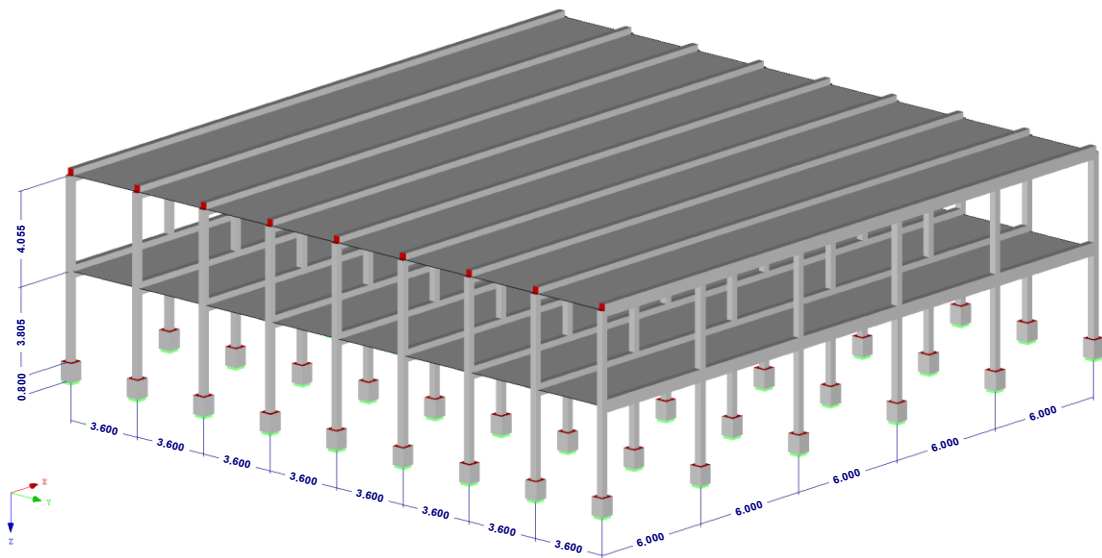
Obciążenie charakterystyczne śniegiem:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

6.6 OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE

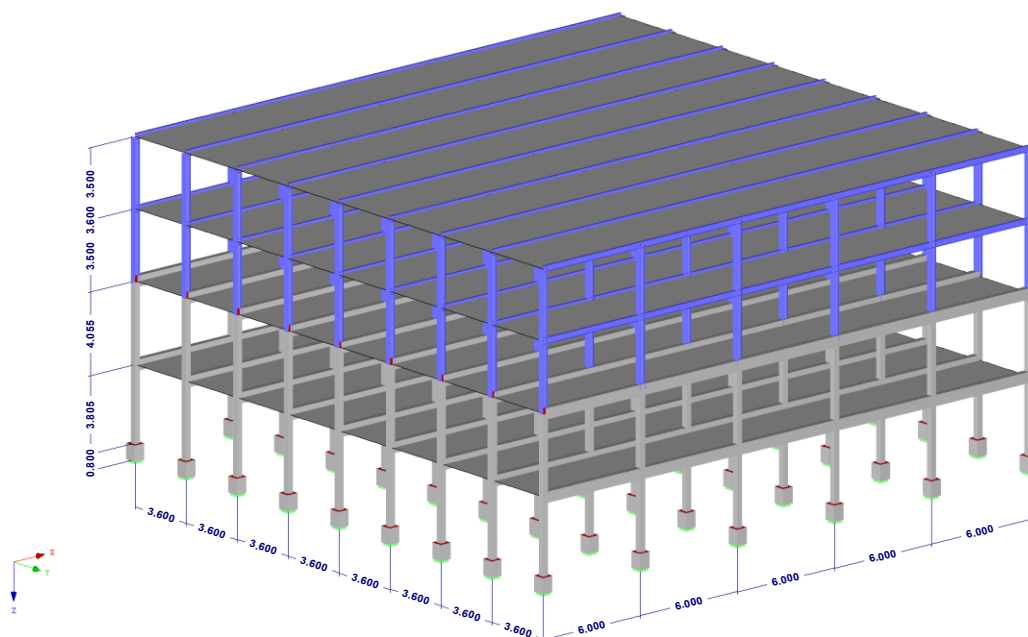
6.6.1 MODELE OBLICZENIOWE

Obliczenia wykonano w programie do obliczeń statycznych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES) Dlubal RFEM 5. Przygotowano uproszczony model obliczeniowy istniejącej konstrukcji, który się sprowadza do układu 9. pięcioprzęsłowych żelbetowych ram dwukondygnacyjnych połączonych stropami. Do obliczeń przyjęto płyty żelbetowe jednoprzęsłowe o grubości 13cm, tak aby ich ciężar odzwierciedlał rzeczywistą masę istniejących płyt kanałowych. Poniżej przedstawiono aksonometrię modelu obliczeniowego istniejącej konstrukcji wraz z wymiarami.



Do obliczeń przyjęto wymiary istniejącej konstrukcji na podstawie rysunków wykonawczych z projektu konstrukcji. Założono, że słupy utwierdzone są w fundamencie, w środku wysokości przekroju płyty fundamentowej. Wymiary ramy przyjęto jako osiowe, zgodnie z rysunkami. Gabaryt słupów ramy to 30x30cm, wymiary rygli to 30x55cm rygla nad kondygnacją -1 oraz 30x40cm rygla stropodachu. Na dole przyjęto wymiar słupów 60x60cm, ponieważ w tym miejscu znajduje się układ belek płyty fundamentowej o szerokości 60cm. Zgodnie z projektem, rama wykonana została z betonu marki RW 170 i zbrojona stałą gatunku AIII klasy 34GS. W obliczeniach przyjęto, że obecnie beton odpowiada klasie C16/20. Obciążenia istniejącej konstrukcji zgodnie z zestawieniem przedstawionym we wcześniejszych punktach niniejszego opracowania. Obliczenia wykonano w całości według pakietu norm europejskich, co wymusiło zmianę charakteru obciążeń działających na istniejącą konstrukcję. Przyjęto, że obciążenie śniegiem jest obciążeniem zmiennym oraz obciążono konstrukcję aktualną wartością obciążenia śniegiem, która jest wyższa od pierwotnie zakładanych w projekcie. Proces obliczeń przeprowadzono według wzorów 6.10a oraz 6.10b, wybierając najbardziej niekorzystną wartość oddziaływania do sprawdzenia nośności elementu.

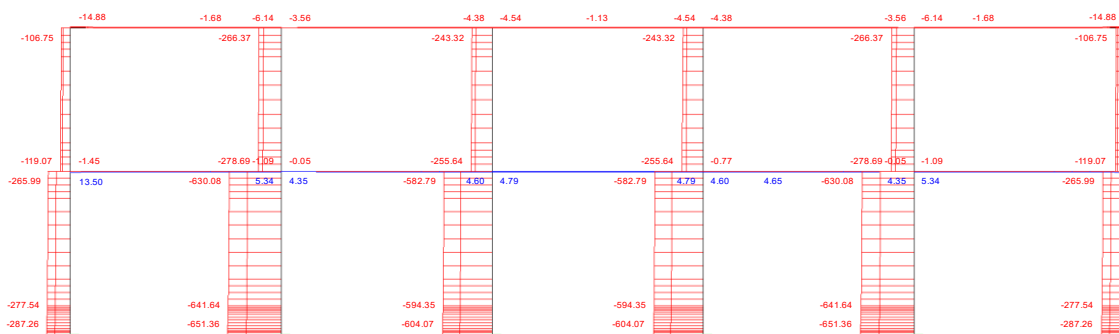
Drugim modelem obliczeniowym jest model istniejącej konstrukcji z nadbudową o dwie kondygnacje. Przyjęto, że nadbudowa będzie się składała z ram stalowych ze słupów typu HEB oraz rygli z profili typu IPE. Stropy nadbudowy zostaną wykonane jako monolityczne żelbetowe wielopolowe grubości 12cm. Wysokość osiową ram nadbudowy przyjęto równą 3,5m. W wyniku nadbudowy zostaną usunięte istniejące warstwy na stropach i zastąpione nowymi, o wartościach zgodnych z przedstawionymi we wcześniejszych punktach niniejszego opracowania. Wszystkie połączenia zostały przyjęte jako sztywne, z uwagi na brak ścian usztywniających w konstrukcji. Do sprawdzenia nośności przyjęto, że długość wyboczeniowa słupów w ramie jest równa rzeczywistej długości. Poniżej przedstawiono aksonometrię modelu z nadbudową wraz z przyjętymi do obliczeń wymiarami:



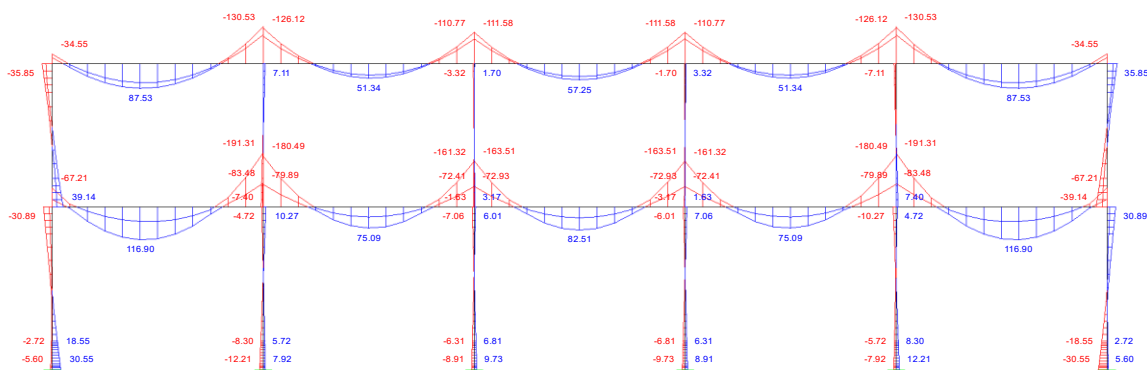
6.6.2 WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI

Poniżej przedstawiono wartości sił wewnętrznych w ramie środkowej.

Obwiednia SGN sił osiowych:



Obwiednia SGN momentów zginających w płaszczyźnie ramy (momenty M_y):



Obwiednia SGN momentów zginających z płaszczyzny ramy (momenty M_z):

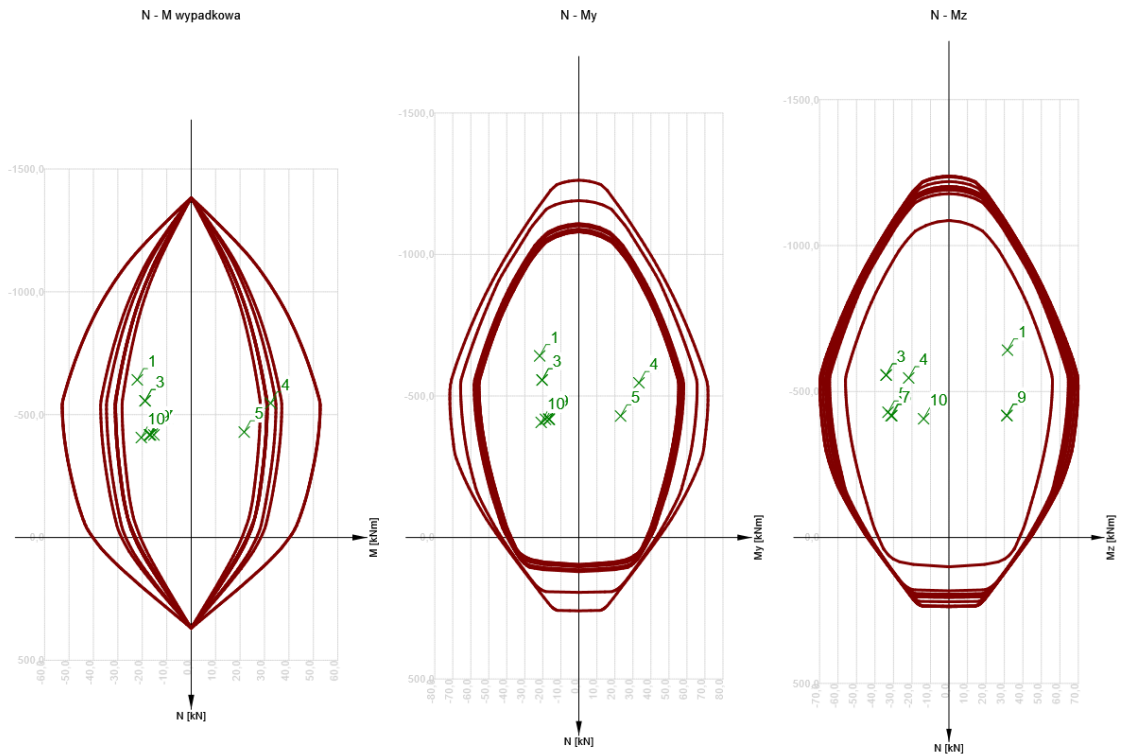
SPRAWDZENIE WYŁĘŻENIA ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI

A. WYŁĘŻENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI -1

Obliczeniowe siły wewnętrzne w przed skrajnym słupie ramy środkowej na kondygnacji -1:

Numer przypadku	Kryterium	Siły [kN]			Momenty [kNm]		
		N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	Max N	-406,70	-2,65	-2,73	0,03	-4,67	-3,06
2	Min N	-641,64	1,42	1,53	0,00	-1,83	6,88
3	Max V _y	-417,77	2,36	0,65	0,00	-0,77	11,47
4	Min V _y	-417,40	-2,90	4,12	-0,03	-7,38	-13,82
5	Max V _z	-556,42	-2,90	4,88	-0,03	-8,30	-13,82
6	Min V _z	-429,11	-2,65	-2,75	0,03	5,72	-13,14
7	Max M _y	-546,57	-2,90	4,88	-0,03	10,27	-2,80
8	Min M _y	-556,42	-2,90	4,88	-0,03	-8,30	-13,82
9	Max M _z	-417,77	2,36	0,65	0,00	-0,77	11,47
10	Min M _z	-417,40	-2,90	4,12	-0,03	-7,38	-13,82

Zgodnie z projektem, słup zbrojony jest czterema prętami średnicy 18mm ze stali AIII 34GS. Otulina wynosi 2cm, wykonany z betonu RW 170. Do obliczeń przyjęto beton C16/20. Obliczenia wykonano w programie IDEA StatiCa, zgodnie z zapisami normy PN-EN 1992. Do programu wprowadzono siły wewnętrzne uzyskane z obliczeń statycznych w programie Dlubal RFEM, a następnie zwymiarowano przekroje słupa z uwzględnieniem istniejącego zbrojenia oraz parametrów materiałowych i geometrycznych. Przyjęto współczynnik długości wybozeniowej 1,0 w obu kierunkach, jak dla ramy żelbetowej w układzie nieusztywnionym. Długość wybozeniowa słupa wynosi 4,6m w obu kierunkach. Wyniki obliczeń przedstawiono w formie zbiorczego wykresu interakcji oraz zbiorczej tabeli z siłami wewnętrznymi i ich interakcjami oraz stopniami wyłężenia dla poszczególnej kombinacji sił wewnętrznych.

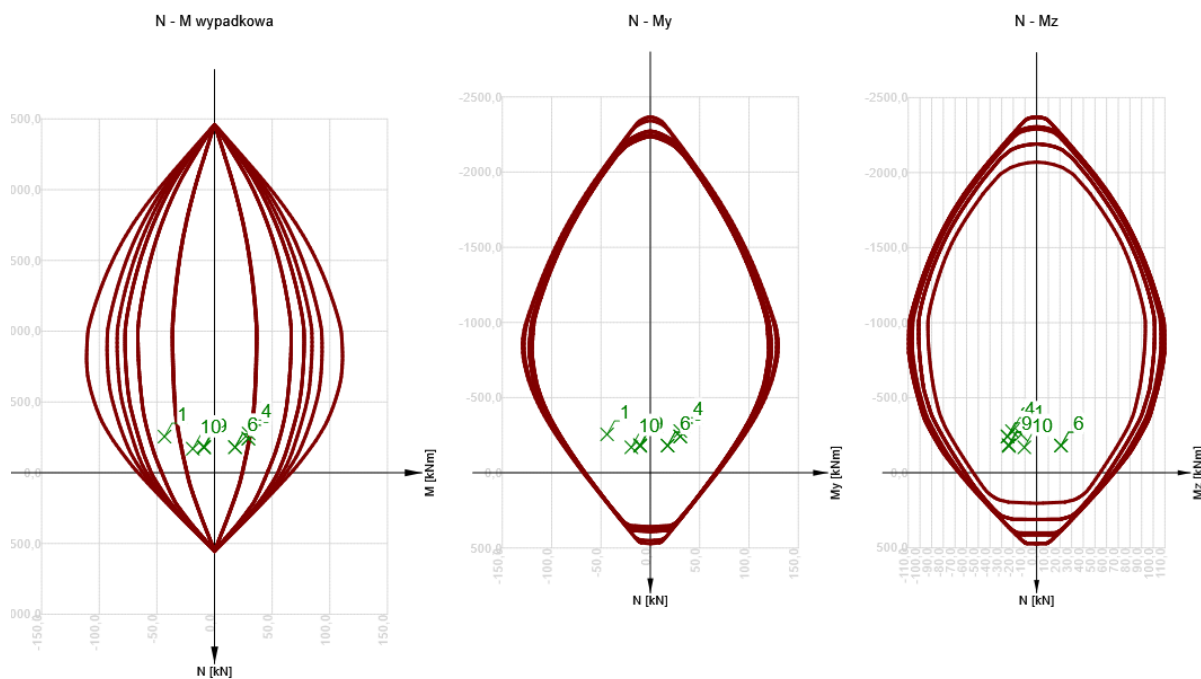


Numer na wykresach	Numer przypadku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	N_{Ed2}	$M_{Rd,y2}$	$M_{Rd,z2}$	Wartość [%]	Sprawdzenie
		N_{Ed1}	$M_{Rd,y1}$	$M_{Rd,z1}$					
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	2	-641,6	-1,8	6,9	-855,6	-29	42,2	75	OK
		-641,6	-21,7	31,7	263,6	8,9	-13		
2	5	-556,4	-8,3	-13,8	-781,3	-28,6	-47,7	71,2	OK
		-556,4	-20,4	-34	247	9,1	15,1		
3	8	-556,4	-8,3	-13,8	-781,3	-28,6	-47,7	71,2	OK
		-556,4	-20,4	-34	247	9,1	15,1		
4	7	-546,6	10,3	-2,8	-768	46,9	-30,6	71,2	OK
		-546,6	33,4	-21,8	247	-15,1	9,8		
5	6	-429,1	5,7	-13,1	-648,6	35	-49,8	66,2	OK
		-429,1	23,2	-33	227,5	-12,3	17,5		
6	4	-417,4	-8,3	-13,8	-692,9	-30,7	-51,2	60,2	OK
		-417,4	-18,5	-30,8	231	10,2	17,1		
7	10	-417,4	-7,4	-13,8	-703,7	-28,2	-52,8	59,3	OK
		-417,4	-16,7	-31,3	229,7	9,2	17,2		
8	3	-417,8	-0,8	11,5	-706,6	-27,8	53	59,1	OK
		-417,8	-16,4	31,3	229,8	9	-17,2		
9	9	-417,8	-0,8	11,5	-706,6	-27,8	53	59,1	OK
		-417,8	-16,4	31,3	229,8	9	-17,2		
10	1	-406,7	-4,7	-3,1	-845	-43,5	-28,5	48,1	OK
		-406,7	-20,9	-13,7	260,5	13,4	8		

B. WYŁĘZENIE SŁUPA SKRAJNEGO KONDYGNACJI -1

Poniżej przedstawiono wyniki sprawdzenia nośności dla słupa skrajnego. Zgodnie z projektem, zbrojenie słupa składa się z 6. Prętów średnicy 18mm ze stali AIII 34GS, przekrój 30 x 30cm z betonu RW 170. Do obliczeń sprawdzających przyjęto beton C16/20. Pozostałe założenia oraz tok obliczeń analogiczny do słupa środkowego.

Numer przypadku	Kryterium	Siły [kN]			Momenty [kNm]		
		N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	Max N	-169,81	-2,99	-6,80	-0,02	-10,69	-2,69
2	Min N	-277,54	-1,53	-13,24	0,02	16,62	-7,74
3	Max V _y	-181,19	2,36	-10,06	-0,01	9,08	11,46
4	Min V _y	-179,65	-2,99	2,59	-0,02	-2,69	-14,05
5	Max V _z	-184,71	-2,99	2,62	-0,02	-2,72	-14,05
6	Min V _z	-241,82	-2,55	-14,51	0,03	18,55	-12,89
7	Max M _y	-241,82	-2,55	-14,51	0,03	18,55	-12,89
8	Min M _y	-255,79	-1,53	-11,40	0,02	-30,89	-1,91
9	Max M _z	-181,19	2,36	-10,06	-0,01	9,08	11,46
10	Min M _z	-179,65	-2,99	2,59	-0,02	-2,69	-14,05



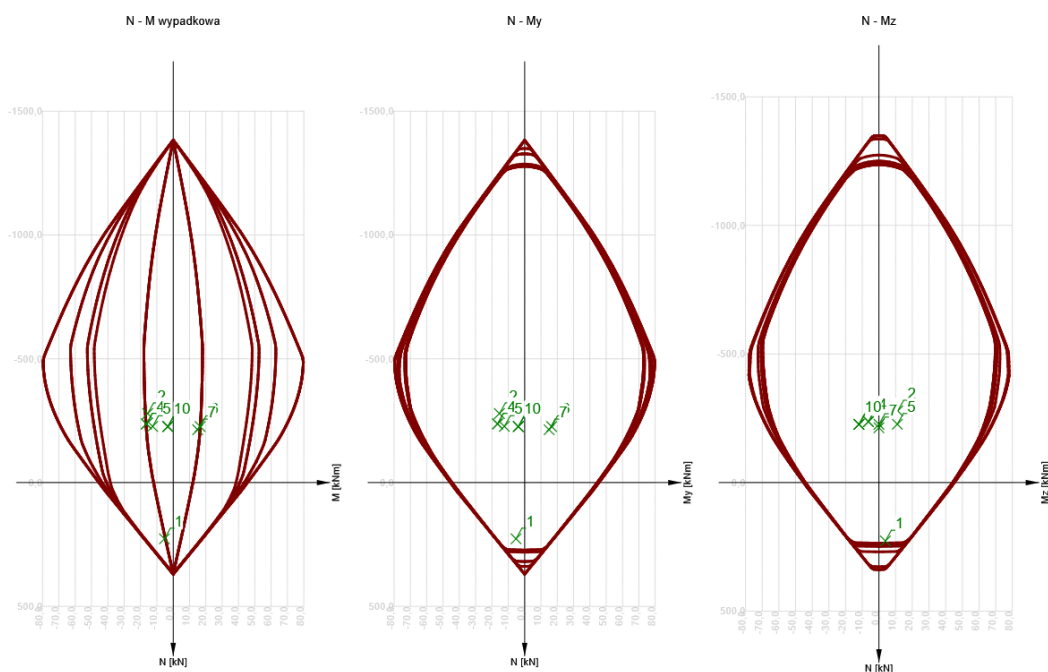
Numer na wykresie	Numer przypadku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	N _{Ed2}	M _{Rd,y2}	M _{Rd,z2}	Wartość [%]	Sprawdzenie
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	8	-255,8	-30,9	-1,9	-642,8	-110,2	-33,2	39,8	OK
		-255,8	-43,8	-13,2	232,3	39,8	12		
2	6	-241,8	18,6	-12,9	-623,9	78,3	-64,2	38,8	OK
		-241,8	30,3	-24,9	268,5	-33,7	27,6		
3	7	-241,8	18,6	-12,9	-623,9	78,3	-64,2	38,8	OK
		-241,8	30,3	-24,9	268,5	-33,7	27,6		
4	2	-277,5	16,6	-7,7	-788,9	86,4	-59,9	35,2	OK
		-277,5	30,4	-21,1	292,6	-32,1	22,2		

5	3	-181,2	9,1	11,5	-661,6	64	76,2	27,4	OK
		-181,2	17,5	20,9	281,3	-27,2	-32,4		
6	9	-181,2	9,1	11,5	-661,6	64	76,2	27,4	OK
		-181,2	17,5	20,9	281,3	-27,2	-32,4		
7	5	-184,7	-2,7	-14,1	-716,4	-40,6	-93,2	25,8	OK
		-184,7	-10,5	-24	269,8	15,3	35,1		
8	4	-179,7	-2,7	-14,1	-705,7	-40,2	-93,3	25,5	OK
		-179,7	-10,2	-23,8	267,5	15,2	35,4		
9	10	-179,7	-2,7	-14,1	-705,7	-40,2	-93,3	25,5	OK
		-179,7	-10,2	-23,8	267,5	15,2	35,4		
10	1	-169,8	-10,7	-2,7	-839,5	-95,1	-52	20,2	OK
		-169,8	-19,2	-10,5	289,3	32,8	17,9		

C. WYTYCZENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI 0

Poniżej przedstawiono wyniki sprawdzenia nośności dla słupa skrajnego. Zgodnie z projektem, zbrojenie słupa składa się z 4. Prętów średnicy 18mm ze stali AIII 34GS, przekrój 30 x 30cm z betonu RW 170. Do obliczeń sprawdzających przyjęto beton C16/20. Pozostałe założenia oraz tok obliczeń analogiczny do słupa środkowego.

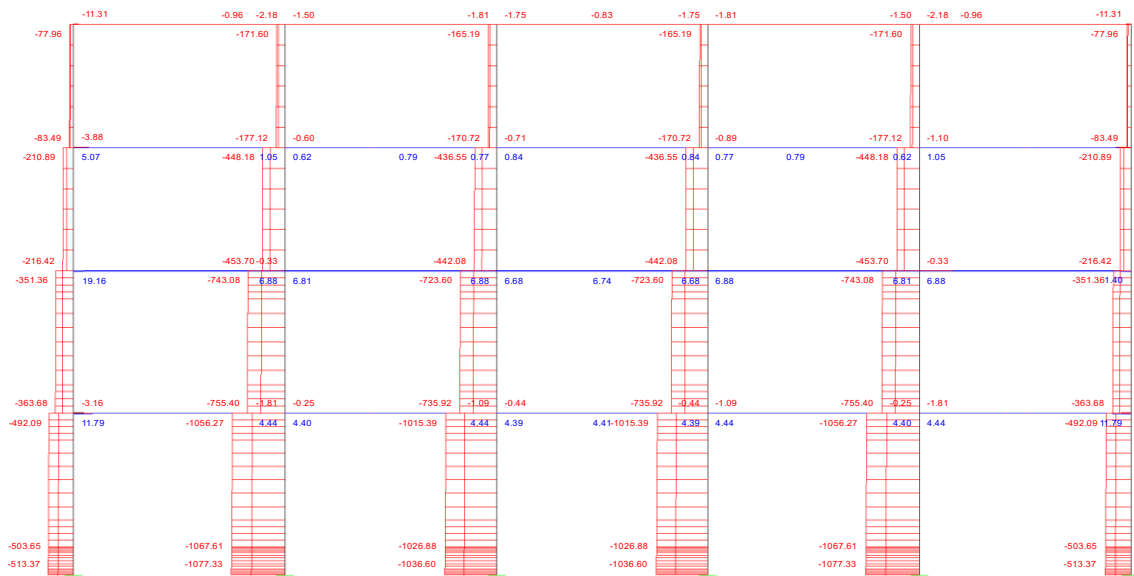
Numer przypadku	Kryterium	Siły [kN]			Momenty [kNm]		
		N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	Max N	-213,23	-0,42	3,27	-0,01	6,13	0,00
2	Min N	-278,69	0,37	2,25	0,00	-4,04	1,50
3	Max V _y	-226,95	0,61	1,89	0,00	-3,42	2,49
4	Min V _y	-226,36	-0,75	0,63	0,02	-0,98	-3,05
5	Max V _z	-236,86	-0,69	3,58	-0,02	-7,40	-2,81
6	Min V _z	-226,36	-0,75	0,63	0,02	-0,98	-3,05
7	Max M _y	-226,37	-0,69	3,58	-0,02	7,11	0,00
8	Min M _y	-236,86	-0,69	3,58	-0,02	-7,40	-2,81
9	Max M _z	-226,95	0,61	1,89	0,00	-3,42	2,49
10	Min M _z	-226,36	-0,75	0,63	0,02	-0,98	-3,05



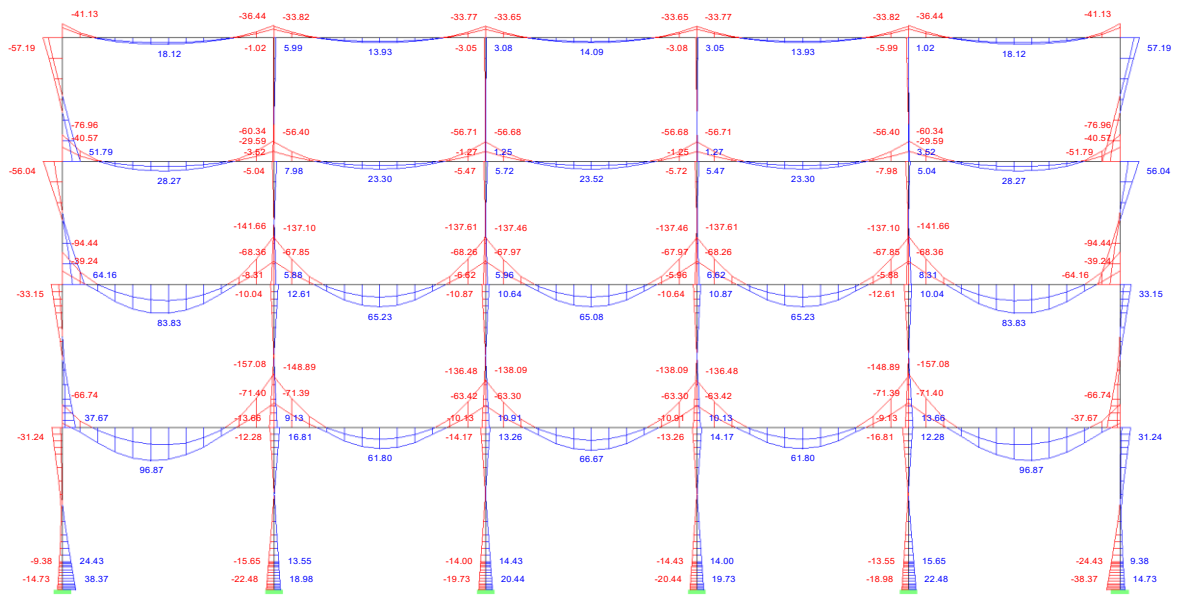
Numer na wykresie	Numer przypadku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	N _{Ed2}	M _{Rd,y2}	M _{Rd,z2}	Wartość [%]	Sprawdzenie
		N _{Ed1}	M _{Rd,y1}	M _{Rd,z1}					
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	8	227	-3,4	2,5	310,3	-7,2	5,2	73,1	OK
		227	-5,3	3,8	-1117,1	25,9	-18,9		
2	6	-278,7	-4	1,5	-792,7	-44	32	35,2	OK
		-278,7	-15,5	11,3	254,6	14,1	-10,3		
3	7	-236,9	-7,4	-2,8	-773,4	-54,2	-20,6	30,6	OK
		-236,9	-16,6	-6,3	235,7	16,5	6,3		
4	2	-236,9	-7,4	-2,8	-773,4	-54,2	-20,6	30,6	OK
		-236,9	-16,6	-6,3	235,7	16,5	6,3		
5	3	-227	-3,4	2,5	-760,3	-41,6	36,8	29,9	OK
		-227	-12,4	11	255,1	14	-12,4		
6	9	-226,4	7,1	0	-808,7	59,1	0	28	OK
		-226,4	16,5	0	232,6	-17	0		
7	5	-213,2	6,1	0	-823,4	57,9	0	25,9	OK
		-213,2	15	0	235,8	-16,6	0		
8	4	-226,4	-1	-3,1	-901,2	-15,4	-47,8	25,1	OK
		-226,4	-3,9	-12	258,4	4,4	13,7		
9	10	-226,4	-1	-3,1	-901,2	-15,4	-47,8	25,1	OK
		-226,4	-3,9	-12	258,4	4,4	13,7		
10	1	-226,4	-1	-3,1	-901,2	-15,4	-47,8	25,1	OK
		-226,4	-3,9	-12	258,4	4,4	13,7		

6.6.3 WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH DLA NADBUDOWY O DWIE KONDYGNACJE

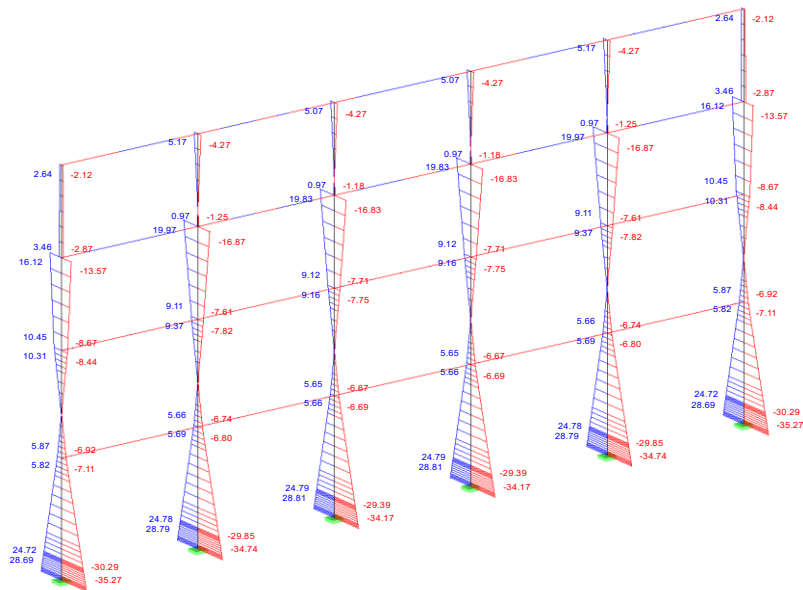
Poniżej przedstawiono wartości sił wewnętrznych w ramie środkowej. Obwiednia SGN sił osiowych:



Obwiednia SGN momentów zginających w płaszczyźnie ramy (momenty M_y):



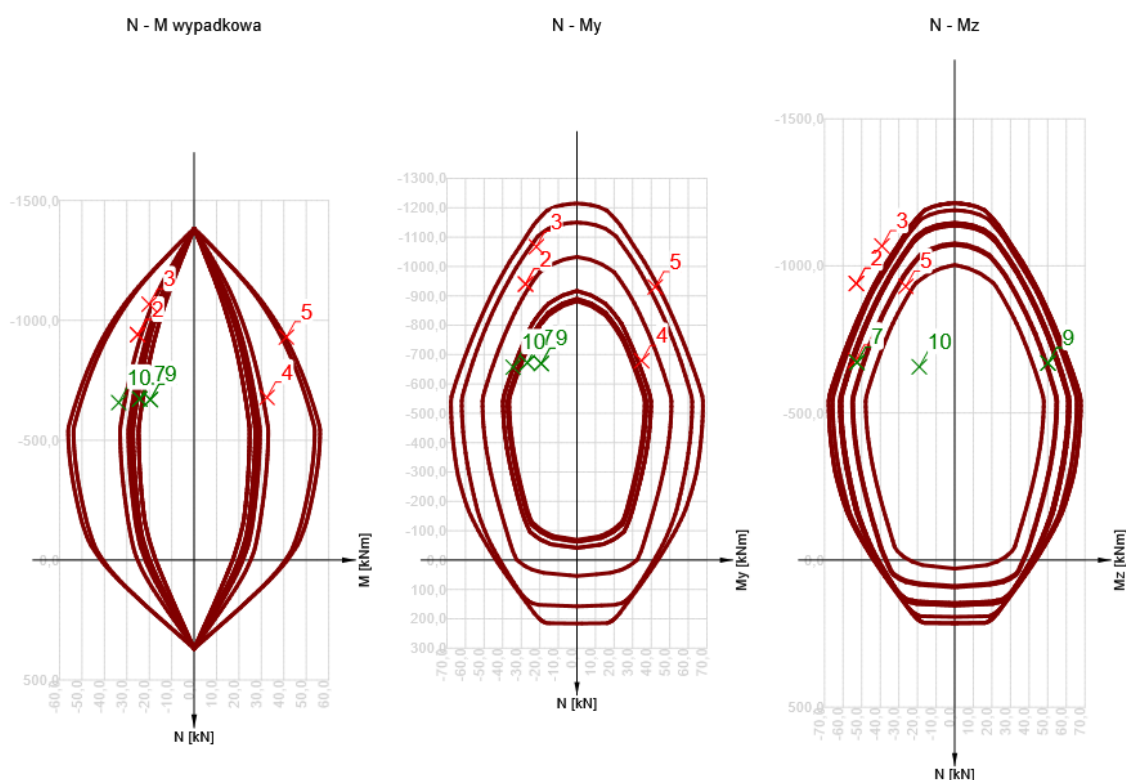
Obwiednia SGN momentów zginających z płaszczyzny ramy (momenty M_z):



Obwiednia SGN sił tnących w płaszczyźnie ramy (siły V_z):

9	Max M_z	-669,72	5,02	0,65	0,00	-0,77	24,78
10	Min M_z	-671,97	-6,11	8,15	-0,07	-15,20	-29,85

Obliczenia analogiczne jak dla słupa w przypadku sprawdzania nośności istniejącej konstrukcji. Poniżej przedstawiono wykresy interakcji sił wewnętrznych oraz wytyczenie od poszczególnych przypadków sił wewnętrznych.

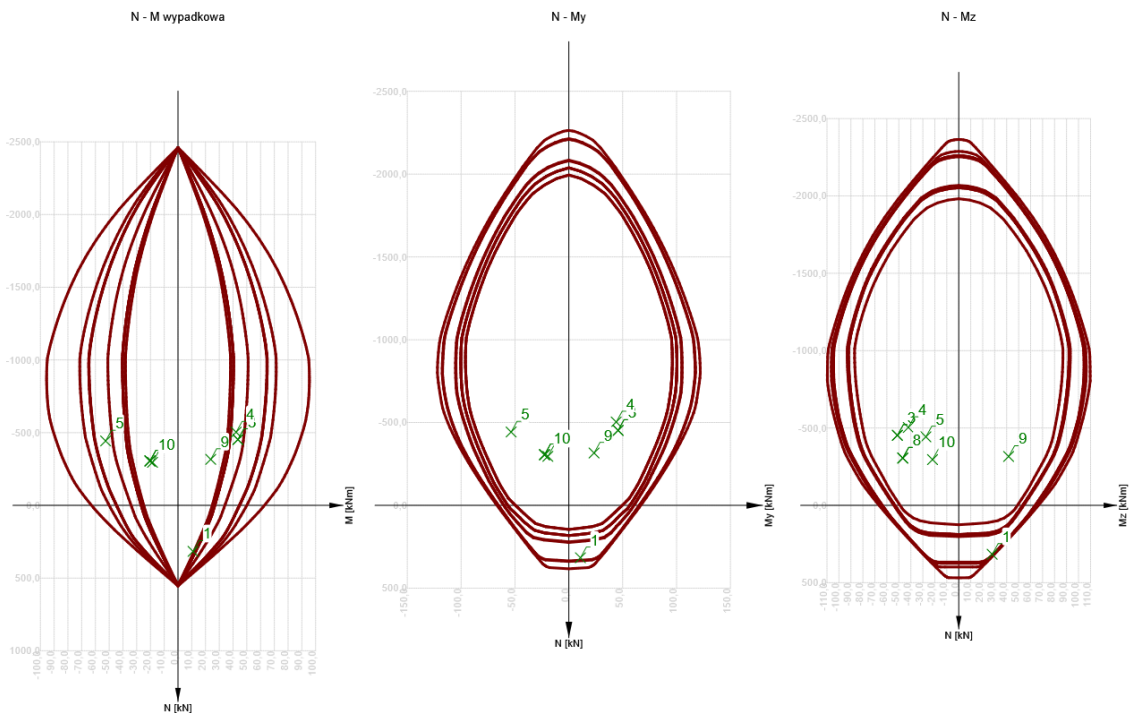


Numer na wykresie	Numer przypadku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	N_{Ed2}	$M_{Rd,y2}$	$M_{Rd,z2}$	Wartość [%]	Sprawdzenie
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	5	-940,1	-15,7	-29,9	-839,1	-24,7	-47,2	112	Źle
		-940,1	-27,7	-52,8	253,7	7,5	14,3		
2	8	-940,1	-15,7	-29,9	-839,1	-24,7	-47,2	112	Źle
		-940,1	-27,7	-52,8	253,7	7,5	14,3		
3	2	-1067,6	-10	-17,9	-1001,4	-20,5	-36,7	106,6	Źle
		-1067,6	-21,9	-39,1	284,6	5,8	10,4		
4	6	-678,9	13,6	-28,4	-651,1	33,5	-51	104,3	Źle
		-678,9	34,9	-53,2	225,8	-11,6	17,7		
5	7	-930,3	16,8	-6,6	-907,3	41,1	-25,6	102,5	Źle
		-930,3	42,2	-26,3	269,9	-12,2	7,6		
6	4	-672	-15,2	-29,9	-691,8	-27,5	-54,1	97,1	OK
		-672	-26,7	-52,5	226,2	9	17,7		
7	10	-672	-15,2	-29,9	-691,8	-27,5	-54,1	97,1	OK
		-672	-26,7	-52,5	226,2	9	17,7		
8	3	-669,7	-0,8	24,8	-743,5	-21,3	55,7	90,1	OK
		-669,7	-19,2	50,2	230	6,6	-17,2		
9	9	-669,7	-0,8	24,8	-743,5	-21,3	55,7	90,1	OK
		-669,7	-19,2	50,2	230	6,6	-17,2		
10	1	-657	-12,3	-6,8	-863,3	-45,1	-25	76,1	OK
		-657	-34,3	-19	259,4	13,6	7,5		

B. WYTYŻENIE SŁUPA SKRAJNEGO

Obliczeniowe siły wewnętrzne w skrajnym słupie ramy środkowej:

Numer przypadku	Kryterium	Siły [kN]			Momenty [kNm]		
		N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	Max N	-295,97	-6,23	-3,70	-0,06	-5,58	-6,59
2	Min N	-503,65	-3,27	-14,37	0,04	19,75	-16,70
3	Max V _y	-316,19	4,97	-10,45	0,00	9,55	24,72
4	Min V _y	-305,81	-6,23	5,70	-0,06	-9,38	-30,29
5	Max V _z	-305,81	-6,23	5,70	-0,06	-9,38	-30,29
6	Min V _z	-452,91	-5,44	-16,94	0,07	24,43	-27,83
7	Max M _y	-452,91	-5,44	-16,94	0,07	24,43	-27,83
8	Min M _y	-443,06	-5,44	-12,33	0,07	-31,24	-7,11
9	Max M _z	-316,19	4,97	-10,45	0,00	9,55	24,72
10	Min M _z	-305,81	-6,23	5,70	-0,06	-9,38	-30,29



Numer na wykresie	Numer przypadku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	N _{Ed2}	M _{Rd,y2}	M _{Rd,z2}	Wartość [%]	Sprawdzenie
		N _{Ed1}	M _{0,y}	M _{0,z}	N _{Ed1}	M _{Rd,y1}	M _{Rd,z1}		
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	9	316,2	9,6	24,7	324,7	11,1	28,6	97,4	OK
		316,2	10,8	27,9	-1087,4	-37	-95,9		
2	6	-452,9	24,4	-27,8	-657,8	66,4	-74,4	68,9	OK
		-452,9	45,7	-51,2	282,1	-28,5	31,9		
3	7	-452,9	24,4	-27,8	-657,8	66,4	-74,4	68,9	OK
		-452,9	45,7	-51,2	282,1	-28,5	31,9		
4	2	-503,7	19,8	-16,7	-848,8	74,1	-71	59,3	OK
		-503,7	44	-42,1	316,3	-27,6	26,4		
5	8	-443,1	-31,2	-7,1	-803,5	-97,2	-49,8	55,1	OK
		-443,1	-53,6	-27,5	280,3	33,9	17,4		
6	4	-305,8	-9,4	-30,3	-584	-43,1	-89,2	52,4	OK
		-305,8	-22,6	-46,7	246,6	18,2	37,7		
7	5	-305,8	-9,4	-30,3	-584	-43,1	-89,2	52,4	OK
		-305,8	-22,6	-46,7	246,6	18,2	37,7		
8	10	-305,8	-9,4	-30,3	-584	-43,1	-89,2	52,4	OK

		-305,8	-22,6	-46,7	246,6	18,2	37,7		
9	3	-316,2	9,6	24,7	-660,2	48,9	87	47,9	OK
		-316,2	23,4	41,6	266,8	-19,7	-35,1		
10	1	-296	-5,6	-6,6	-1029,4	-67,7	-76,2	28,8	OK
		-296	-19,5	-21,9	342,1	22,5	25,3		

C. WYŁĘZENIE SŁUPA ŚRODKOWEGO KONDYGNACJI 0

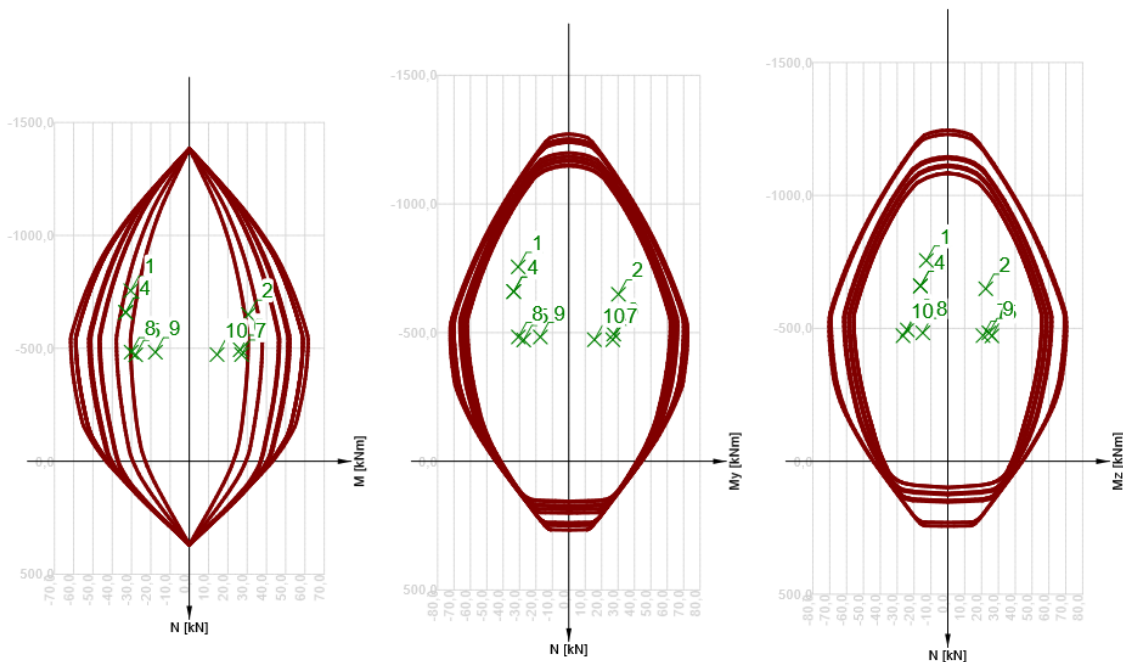
Obliczeniowe siły wewnętrzne w środkowym słupie ramy środkowej:

Numer przypadku	Kryterium	Siły [kN]			Momenty [kNm]		
		N	V _y	V _z	M _T	M _y	M _z
1	Max N	-471,58	-3,88	-4,72	0,08	-10,02	9,01
2	Min N	-755,40	-2,36	4,43	-0,04	-9,59	-3,95
3	Max V _y	-483,04	3,32	0,69	0,00	-1,78	5,66
4	Min V _y	-483,20	-3,93	6,09	-0,07	-12,67	-6,58
5	Max V _z	-659,55	-3,93	6,48	-0,07	-13,66	-6,58
6	Min V _z	-494,16	-3,88	-4,73	0,08	9,13	-6,74
7	Max M _y	-649,06	-3,93	6,48	-0,07	12,61	9,37
8	Min M _y	-659,55	-3,93	6,48	-0,07	-13,66	-6,58
9	Max M _z	-472,71	-3,93	6,09	-0,07	12,02	9,37
10	Min M _z	-472,55	3,32	0,69	0,00	1,03	-7,82

N - M wypadkowa

N - My

N - Mz



Numer na wykresie	Numer przypadku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	N _{Ed2}	M _{Rd,y2}	M _{Rd,z2}	Wartość [%]	Sprawdzenie
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]		
1	8	-755,4	-9,6	-4	-983,6	-40,2	-16,5	76,8	OK
		-755,4	-30,9	-12,7	277,6	11,3	4,7		
2	6	-649,1	12,6	9,4	-867	40,4	30	74,9	OK
		-649,1	30,3	22,5	267,7	-12,5	-9,3		
3	7	-659,6	-13,7	-6,6	-892,9	-45,5	-21,9	73,9	OK
		-659,6	-33,6	-16,2	261,5	13,3	6,4		
4	2	-659,6	-13,7	-6,6	-892,9	-45,5	-21,9	73,9	OK
		-659,6	-33,6	-16,2	261,5	13,3	6,4		
5	3	-471,6	-10	9	-715,1	-41,7	39,6	65,9	OK

		-471,6	-27,5	26,1	248,4	14,5	-13,8		
6	9	-494,2	9,1	-6,7	-757	42	-36,7	65,3	OK
		-494,2	27,4	-24	254,4	-14,1	12,3		
7	5	-472,7	12	9,4	-770,8	43,7	34,1	61,3	OK
		-472,7	26,8	20,9	252,8	-14,3	-11,2		
8	4	-483,2	-13,7	-6,6	-794,4	-50,6	-24,4	60,8	OK
		-483,2	-30,8	-14,8	243,7	15,5	7,5		
9	10	-483	-1,8	5,7	-839,5	-30,2	42,4	57,5	OK
		-483	-17,3	24,4	261,7	9,4	-13,2		
10	1	-472,6	1	-7,8	-822,9	27,2	-46,2	57,4	OK
		-472,6	15,6	-26,5	253,9	-8,4	14,2		

6.7 OMÓWIENIE WYNIKÓW OBLICZEŃ STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Porównanie wyników obliczeń statycznych istniejącej konstrukcji oraz konstrukcji z nadbudową wskazuje, że nastąpi wzrost sił osiowych w słupach wewnętrznych o około 67%, a w słupach skrajnych o 81%. Obecnie istniejąca konstrukcja jest wyęźniona w około 70%, a zwiększenie obciążeń wynikające z jej nadbudowania wyczerpie nośność słupów wewnętrznych na kondygnacji -1 (przekroczenie nośności o 12%). Powoduje to konieczność wzmocnienia tych słupów. Należy mieć na uwadze, że wykonanie nadbudowy o dwie kondygnacje zwiększy również wartość obciążenia wiatrem na cały budynek. Analiza obliczeniowa wykazała, że słupy zewnętrzne posiadają wystarczającą nośność, by przenieść te dodatkowe obciążenia, chociaż ich wyęźnienie zbliża się do 100%.

Obliczenia konstrukcji w przypadku nadbudowy zostały wykonane przy przyjęciu następujących założeń:

1. Istniejące warstwy wykończenia oraz murowane ściany działowe zostaną zastąpione nowymi warstwami wykończenia, a ściany działowe zostaną wykonane w systemie suchej zabudowy. Spowoduje to odciążenie istniejącej konstrukcji.
2. Konstrukcja nadbudowy składa się z monolitycznych płyt żelbetowych grubości 15cm wykonanych na stalowych ramach z profili typu IPE oraz HEB. NA stropodachu zostaną wykonane lekkie warstwy wykończenia, a na stropach pośrednich tradycyjne warstwy typowe dla budynków użyteczności publicznej. Ściany działowe zostaną wykonane w systemie lekkiej zabudowy.

Należy mieć na uwadze, że obliczenia statyczno – wytrzymałościowe przeprowadzone na cele niniejszej ekspertyzy nie są projektem technicznym nadbudowy. Wykonane obliczenia bazują na przyjętych założeniach, które są wysoko prawdopodobne, ale mają służyć oszacowaniu wyęźnienia istniejących elementów konstrukcji. Aby móc wykonać nadbudowę, należy wykonać projekt techniczny konstrukcji, w którym zostanie dokładnie zaprojektowana sama konstrukcja nadbudowy oraz sprawdzona nośność poszczególnych elementów konstrukcji. Przy sporządzaniu projektu należy uwzględnić wnioski z niniejszej ekspertyzy.



6.8 WNIOSKI WYNIKAJĄCE Z PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ.

1. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe istniejącej konstrukcji wskazały, że ma ona nośność w obecnych uwarunkowaniach normowych. Uzyskane siły wewnętrzne są porównywalne z siłami, które zostały przyjęte do projektowania elementów konstrukcyjnych.
2. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji w przypadku nadbudowy o dwie kondygnacje wykazały, że została przekroczona nośność wewnętrznych słupów żelbetowych na kondygnacji -1. Z uwagi na prawie maksymalne wyłączenie słupów skrajnych kondygnacji -1 należy je również zakwalifikować jako nadające się do wzmocnienia.
3. Wzmocnienia elementów konstrukcyjnych (słupów kondygnacji najniżej) należy wykonać w oparciu o projekt konstrukcyjny.
4. Przy wykonywaniu projektu nadbudowy należy pamiętać o zapewnieniu sztywności konstrukcji przez stężenie pól elewacyjnych za pomocą układu stężeń, bądź wykorzystując w tym celu ściany elewacyjne.

7 WYMOGI NORMOWE – STAN PO NADBUDOWIE / MODERNIZACJI DOCELOWEJ.

7.1 Trwałość konstrukcji po odbudowie.

Na podstawie normy PN-EN 1990 Podstawy projektowania konstrukcji określono klasę konsekwencji i niezawodności projektowanych obiektów. Dla wybranych klas niezawodności oraz konsekwencji zniszczenia dobrano zalecany poziom nadzoru projektowania (DSL) oraz poziom inspekcji wykonawstwa (IL). Ze względu na charakter obiektu, znaczenie obiektu dla całego systemu funkcjonowania Instytutu zaleca się przyjęcie wysokiej klasy konsekwencji zniszczenia CC3, poziom nadzoru nad projektowaniem DSL3 oraz poziom inspekcji IL3.

Klasa konsekwencji	Opis	Przykłady konstrukcji budowlanych i inżynierskich
CC3	Wysokie zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	Widownie, budynki użyteczności publicznej których konsekwencje zniszczenia są wysokie
CC2	Przeciętne zagrożenie życia ludzkiego lub znaczne konsekwencje ekonomiczne, społeczne i środowiskowe	budynki mieszkalne i biurowe oraz budynki użyteczności publicznej których konsekwencje zniszczenia są przeciętne
CC1	Niskie zagrożenie życia ludzkiego lub małe lub nieznaczne konsekwencje społeczne, ekonomiczne i środowiskowe	budynki rolnicze, w których ludzie zazwyczaj nie przebywają oraz szklarnie

Poziomy nadzoru przy projektowaniu	Charakterystyka	Minimalne zalecane wymagania przy sprawdzaniu obliczeń, rysunków i specyfikacji
DSL 3 odniesiony do RC3	nadzór zaostrzony	Sprawdzanie przez stronę trzecią: Sprawdzanie przez inną jednostkę projektową
DSL 2 odniesiony do RC2	nadzór normalny	Sprawdzanie zgodnie z procedurami jednostki projektowej
DSL 1 odniesiony do RC1	nadzór normalny	Autokontrola: Sprawdzanie przez autora projektu

Poziom inspekcji	Charakterystyka	Wymagania
IL3 Odniesiony do RC3	Inspekcja zaostrzona	Inspekcja przez stronę trzecią
IL2 Odniesiony do RC2	Inspekcja normalna	Inspekcja z procedurami jednostki wykonawczej
IL1 Odniesiony do RC1	Inspekcja normalna	Autoinspekcja

Klasę konstrukcji po odbudowie należy przyjąć zgodnie z PN-EN 1990 pkt. 2.3 tabl. 2.1 jako S4, projektowany okres eksploatacji równy 50 lat.

7.2 Klasy ekspozycji, beton, otuliny

Zgodnie z PN-EN 206:2014 analizowanym elementom konstrukcyjnym przyporządkować należy następujące klasy ekspozycji i wymogi dot. betonów:

- XC1 – Beton we wnętrzach o niskiej wilgotności powietrza;
Główna konstrukcja nośna – ramy
Stropy i pozostałe konstrukcje żelbetowe wewnątrz obiektu
- XC2 – Powierzchnie betonu narażone na ugotowały kontakt z wodą
Płyta fundamentowa, spód
Ściany zewnętrzne rusztu fundamentowego i odsadzki płyty fundamentowej
- XA3 – Środowisko chemiczne silnie agresywne. Naturalne grunty i woda gruntowa.
Płyta fundamentowa – spód, kwaśne grunty organiczne w poziomie posadowienia.
Dla oceny agresywności wykorzystano szczegółowe badania chemiczne wody gruntowej zawarte w Dokumentacji Geologiczno – Inżynierskiej opracowania [2.10] str. 18 cyt.:

Na podstawie obowiązującej normy PN-EN 206-A1:2016-12 badane próby wody podziemnej wykazały agresywności względem betonu:

- otwór nr 1: XA 1 środowisko mało agresywne /zał. 8.1/.
- otwór nr 4: XA 3 środowisko silnie agresywne /zał. 8.2/.

Środowisko silnie agresywne względem betonu stwierdzono praktycznie na całym badanym terenie w warstwie osadów piaszczystych.

Minimalne klasy betonu oraz wymagane otuliny prętów zbrojeniowych zgodnie z EC2 – EN 1992-1-1:2004+AC:2008 tabl.4.3N:

Klasa ekspozycji	Minimalna klasa wytrzymałości na ściskanie	Minimalna otulina prętów
XC1	C30/37	15 mm
XD1	C35/45	35 mm
XA3	C35/45	35 mm***

Dodatkowo cyt.:

(12) Jeżeli można się spodziewać zamrażania i rozmrażania lub chemicznego działania na beton (klasy XF i XA), to szczególną uwagę należy zwrócić na skład betonu (patrz EN 206-1, Rozdział 6). Zwykle w takich sytuacjach wystarczające będzie otulenie ustalone zgodnie z 4.4.

Maksymalna rozwarłość rys – dla XD1 = 0,20 mm

Wniosek :

Istniejąca konstrukcja nie spełnia obecnie obowiązujących warunków normowych dotyczących wymaganych klas betonu, a w przypadku płyty fundamentowej również wymaganych otulin prętów zbrojeniowych.

7.3 Warunki ochrony pożarowej.

Obiekt szpitalny – kategoria zagrożenia ludzi = ZL II

Obecnie – budynek niski

Po nadbudowie – budynek średniowysoki

Zgodnie z wymaganiami aktualnego Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, dział VI „Bezpieczeństwo pożarowe” przyjęto :

Klasa odporności pożarowej dla obu przypadków = B

Elementy konstrukcyjne muszą odpowiadać następującym wymaganiom:

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku ^{o5)*1)}					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	strop ¹⁾	ściana zewnętrzna ^{1), 2)}	ściana wewnętrzna ¹⁾	przekrycie dachu ^{o3)}
"A"	R-240	R-30	REI-120	EI-120 ^(o↔i)	EI-60	RE-30
"B"	R-120	R-30	REI-60	EI-60 ^(o↔i)	EI-30 ^{o4)}	RE-30
"C"	R-60	R-15	REI-60	EI-30 ^(o↔i)	EI-15 ⁴⁾	RE-15
"D"	R-30	(-)	REI-30	EI-30 ^(o↔i)	(-)	(-)
"E"	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)

Główna konstrukcja nośna R 120

Stropy REI 60

Oznaczenia :

R – nośność ogniowa (w minutach)

E – szczelność ogniowa (w minutach)

I – Izolacyjność ogniowa (w minutach)

Główna konstrukcja nośna :

Słupy ram:

Jak wynika z przeprowadzonych obliczeń sprawdzających $\alpha = N_{sd} / N_{Rd} \geq 0,7$:

Wymagany przekrój słupa $B = H \geq 350 \text{ mm}$,

odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi $a \geq 45 \text{ mm}$

Zgodnie z wymogami zawartymi w „Projektowanie konstrukcji z betonu z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 2. Instrukcja Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2013r. minimalne przekroje elementów żelbetowych konstrukcji wsporczej powinny być jak podano w tablicach :

Tablica 1. Minimalne wymiary i odległości środka ciężkości zbrojenia dla słupów prostokątnych i okrągłych [mm]

Klasa odporności ogniowej	Szerokość słupa / odległość środka ciężkości zbrojenia b_{min}/a			
	słup eksponowany z więcej niż jednej strony			eksponowany z jednej strony
	$\alpha = 0,3$	$\alpha = 0,7$	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,0$
R 30	200/25	200/25	200/32	155/25
	–	–	300/27	–
R 60	200/25	200/36	250/46	155/25
	–	300/31	350/40	–
R 90	200/31	300/45	350/53	155/25
	300/25	400/38	450/40*	–
R 120	250/40	350/45*	350/57*	175/35
	350/35	450/40*	450/51*	–
R 180	350/45*	350/63*	450/70*	230/55
R 240	350/61*	450/75*	–	295/70

Uwaga: w przypadku słupów okrągłych należy przyjmować, iż ekspozycja z jednej strony oznacza oddziaływanie pożaru na co najwyżej 25% obwodu słupa.

W naszym wypadku – rys. 18 środek ciężkości zbrojenia $a=20+9=29$ mm od krawędzi
Dla $\alpha=0,7$, $b_{min} = 350$ mm dla R120; $a=45$ mm

Wniosek :

Słupy ram nie posiadają wymaganego przekroju dla spełnienia warunków wymaganej odporności ogniowej minimum R120. Przy uwzględnieniu dodatkowych warstw tynków cementowych dla uzyskania otulin prętów ok. 45mm można klasę odporności ogniowej istniejącej konstrukcji głównej przyjąć na poziomie R90.

Rygle ram.

Tablica 5. Minimalne wymiary przekroju belek ciągłych

Klasa odporności ogniowej	Minimalne wymiary [mm]			
	możliwe kombinacje: szerokości b_{min} i odległości środka ciężkości zbrojenia a			
1	2	3	4	5
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 15$	160 12	–	–
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12	–	–
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25	–	–
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30

Środek ciężkości zbrojenia dolnego ram nośnych

$a = 20 + 9 = 29$ mm

Przy uwzględnieniu tynków cementowych lub cementowo-wapiennych grubości minimum 10mm

$a = 39$ mm

Szerokość belek = 300 mm



Wniosek :

Belki żelbetowe, nieotynkowane nie posiadają wymaganej odporności ogniowej R120. Dla belek z prawidłowo wykonanymi tynkami cementowymi lub cementowo-wapiennymi grubości minimum 10mm można przyjąć, że posiadają wymaganą klasę odporności ogniowej R120.

W przypadku nadbudowy, również ze względów ochrony pożarowej, wymagane będzie wykonanie wzmocnień słupów ram.

Aktualną odporność pożarową głównej konstrukcji nośnej obiektu ocenia się na poziomie R90, wobec wymaganej dla klasy zagrożenia ludzi ZL II - R120. Doprowadzenie do odporności pożarowej R120 wymaga wykonania wzmocnienia lub dodatkowej obudowy p.pożarowej słupów.

Otuliny prętów zbrojeniowych w elementach żelbetowych oraz klasy zastosowanych betonów konstrukcyjnych w odniesieniu do obecnie obowiązujących wymogów są niewystarczające. Obiekt nie spełnia wymogów, dedykowanych dla klasy konstrukcji obiektu S4, trwałości minimum 50 lat.

Głównym zagrożeniem dla trwałości konstrukcji jest niewystarczające zabezpieczenie przed korozją prętów dolnych rusztu fundamentowego narażonego na wpływ agresywnego podłoża i wód gruntowych (klasa ekspozycji XA3)

8 WNIOSKI I ZALECENIA

8.1 Ocena stanu technicznego istniejącej konstrukcji.

Po przeprowadzeniu wizji lokalnych, wykonaniu odkrywek i badań oraz obliczeń statyczno – wytrzymałościowych stan techniczny elementów konstrukcji istniejącego budynku radioterapii ocenia się następująco :

A. Stan techniczny stropów – dobry.

Nośność istniejących, prefabrykowanych płyt stropowych odpowiada wymogom stawianym dla pomieszczeń gabinetów lekarskich lub pomieszczeń biurowych , (kat.B lub C3 wg. Normy PN-EN 1991-1-1); $p_k = 3,00 \text{ kNm}^2$, dodatkowo ścianki działowe, gipsowo-kartonowe $g_k=0,80 \text{ kN/m}^2$.

B. Stan techniczny konstrukcji głównej obiektu - żelbetowej konstrukcji ramowej - dobry.

C. Stan techniczny rusztu fundamentowego z uwagi na brak dostępności do zbrojenia dolnej płyty fundamentowej nie został oceniony.

Z uwagi na :

- zbyt małe w stosunku do obowiązujących wymogów, projektowane otuliny prętów dolnych w fundamencie (20mm),
- agresywny w stosunku do betonu charakter gruntów organicznych występujących w poziomie posadowienia,
- stwierdzone w trakcie wykonanej odkrywki, wykopu z odsłonięciem rusztu fundamentowego, uszkodzenia izolacji poziomej,
- niską klasę zastosowanego betonu (B15, $R_w=170$),

zagrożenie korozją prętów dolnych fundamentu należy uznać za duże.

D. W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono uszkodzeń konstrukcji mogących świadczyć o przekroczeniu wymogów Stanów Granicznych Użytkowności : nadmiernych ugięć, zarysowań, osiadań, różnicy osiadań.

E. W odniesieniu do obecnie obowiązujących wymogów normowych dotyczących projektowania i wykonawstwa konstrukcji żelbetowych konstrukcja istniejąca nie spełnia następujących wymagań :

- Wymaganych klas betonu, a w przypadku płyty fundamentowej również wymaganych otulin prętów zbrojeniowych, warunków podanych w EC2 – EN 1992-1-1:2004+AC:2008 tabl.4.3N.

Słupy ram nie posiadają wymaganego przekroju dla spełnienia warunków wymaganej odporności ogniowej minimum R120.

Belki żelbetowe, nieotynkowane nie posiadają wymaganej odporności ogniowej R120. Dla belek z prawidłowo wykonanymi tynkami cementowymi lub

cementowo-wapiennymi grubości minimum 10mm można przyjąć, że posiadają wymaganą klasę odporności ogniowej R120.

Przy uwzględnieniu dodatkowych warstw tynków cementowych dla uzyskania otulin prętów ok. 45mm można klasę odporności ogniowej istniejącej konstrukcji głównej przyjąć na poziomie R90, wobec wymaganej R120.

- Obliczenia statyczno wytrzymałościowe istniejącej konstrukcji wskazały, że uzyskane siły wewnętrzne są porównywalne z siłami, które zostały przyjęte do wymiarowania elementów konstrukcyjnych w projekcie archiwalnym. Stosując jednak obecnie obowiązujące algorytmy wymiarowania stwierdzamy, że doprowadzenie do zgodności z aktualnymi wymogami normowymi wymagać będzie wykonania lokalnych wzmocnień konstrukcji.

8.2 Ocena możliwości nadbudowy obiektu.

Nadbudowy obiektu wprowadza następujące, istotne dla konstrukcji obiektu zmiany :

- A. Zmiana obciążeń konstrukcji stropu ostatniej kondygnacji, obecnego stropodachu, docelowo stropu kondygnacji użytkowej.
- B. Zwiększenie obciążeń pionowych głównej konstrukcji ramowej obiektu, głównie obciążeń słupów.
- C. Zwiększenie obciążeń poziomych związanych z działaniem wiatru na ściany obiektu.
- D. Zwiększenie obciążeń na układ fundamentów, zwiększenie wartości odporu gruntu działającego na płytę rusztu fundamentowego.
- E. Zwiększenie obciążeń przekazywanych przez obiekt na podłoże gruntowe.

- Ad. A Istniejący strop stropodachu posiada wystarczającą nośność na przejęcie obciążeń użytkowych jak dla kat.B lub C3 wg. Normy PN-EN 1991-1-1); $p_k = 3,00 \text{ kNm}^2$ – gabinetów lekarskich, pomieszczeń biurowych. Przeprojektowania wymagać będzie obszar istniejących świetlików dachowych. Zdemontowane zostaną warstwy pokrycia, płyty korytkowe, ścianki ażurowe.
- Ad. B Jak wykazano w części obliczeniowej słupy kondygnacji parteru wymagać będą wzmocnienia. Porównanie wyników obliczeń statycznych istniejącej konstrukcji oraz konstrukcji z nadbudową wskazuje, że nastąpi wzrost sił osiowych w słupach wewnętrznych o około 67%, a w słupach skrajnych o 81%.
- Ad. C Projekt nadbudowy uwzględniać powinien wprowadzenie dodatkowych usztywnień konstrukcji. Wprowadzić można dodatkowe, wewnętrzne ściany usztywniające lub odpowiednio zmodyfikować konstrukcję istniejących i projektowanych ścian zewnętrznych.

Ad. D,E **Obiekt został posadowiony w sposób bezpośredni na warstwach nasypów formowanych z glin zwałowych z okruchami skał, żwirów i piasków {nN(G+poj.(Ż,ok.sk.)lok.//P}. Nasypy te w dokumentacji [2.2] zał.1 zakwalifikowano ze względu na ich niejednorodność jako niekontrolowane. Poniżej uformowanych tak nasypów stwierdzono występowanie warstwy gruntów organicznych (II) o miąższość ok. 2÷3m. Warstwa ta była w trakcie realizacji obiektu wzmocniana poprzez w grunty słabonośne okruchów skał piaskowca, żwirów oraz żużli. Stwierdzono , że pod wpływem agresywnej wody gruntowej (XA3) większość kruszywa wzmocniającego uległa rozpadowi („złasowaniu”), a pozostałe po tym procesie okruchy nie stanowią obecnie istotnego, dla analizowanej warstwy wzmocnienia. Jak opisano w punkcie Ad.B wzrost sił w słupach - sił przekazywany na układ posadowienia, wyniesie w przypadku nadbudowy $67 \div 81\%$
W przypadku nadbudowy obiektu wymagane będzie wykonanie wzmocnienia podłoża do poziomu zalegania gruntów rodzimych warstwy III, średniozagęszczonych piasków średnich i żwirów.**

8.3 Zalecenia dotyczące nadbudowy. .

- A. Główną konstrukcję nośną nadbudowy zaleca się wykonać w postaci prefabrykowanych, przestrzennych ram stalowych, zabezpieczonych p.pożarowo do nośności ogniowej R120.
W niniejszej Ekspertyzie przyjęto, że nadbudowa będzie się składała z ram stalowych ze słupów typu HEB oraz rygli z profili typu IPE. Zachowana zostanie istniejąca siatka słupów w rozstawie 3,60 / 6,00 m. Wysokość osiową ram nadbudowy przyjęto równą 3,5m.
- B. Stropy nadbudowy zaleca się wykonać w postaci zespolonych z konstrukcją stalowych rygli płyt monolitycznych, żelbetowych wielopolowych, grubości 12cm. Wymagana odporność pożarowa REI120.
- C. Ściany zewnętrzne nadbudowy zaleca się wykonać w postaci lekkiej obudowy, ścianki działowe systemowe np. z płyt GKF.
- D. Istniejące słupy żelbetowe zaleca się wzmocnić za pomocą profili stalowych. Słupy po wzmocnieniu zabezpieczyć p.pożarowo do nośności ogniowej R120.
- E. Wzmocnienie układu posadowienia zaleca się wykonać poprzez ukształtowanie kolumn wzmocnionego podłoża („gruntobetonu”) pod węzłami układu rusztu fundamentowego (w siatce słupów, na przecięciach osi konstrukcyjnych). Wzmocnieniu podlegać powinna warstwa gruntów nasypowych oraz warstwa gruntów organicznych. Wykonanie kolumn wzmocnionego podłoża bezpośrednio pod układem słupów pozwoli dodatkowo na zminimalizowanie

ryzyka uszkodzenia układu posadowienia w wyniku korozji zbrojenia dolnego belek i płyty rusztu.

Dla wykonania wzmocnień podłoża zaleca się zastosować metodę iniekcji strumieniowej niskociśnieniowej lub wysokociśnieniowej Jet-grouting,

polegającej na wzmocnieniu gruntu poprzez jego zmieszanie z zaczynem cementowym tłoczonym pod wysokim ciśnieniem.

Alternatywną, zalecaną metodą jest wykonanie wzmocnień podłoża układu mikropali kotwionych w płycie fundamentowej lub pomocą iniekcji geopolimerowej.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu , Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. (Dz. U. z dnia 27 kwietnia 2012 r. Poz. 463.) obiekt należy zaliczyć do II kategorii geotechnicznej w złożonych warunkach posadowienia. W przypadku nadbudowy oraz rozbudowy obiektu zakres badań geotechnicznych powinien obejmować opracowanie : opinii geotechnicznej, dokumentacji badań podłoża gruntowego, projektu geotechnicznego oraz dokumentację geologiczno – inżynierską.

Ekspertyza stanowi jedynie wytyczne do projektów nadbudowy oraz wzmocnień. Prace budowlane można prowadzić na podstawie opracowanego z uwzględnieniem zaleceń niniejszej ekspertyzy projektu budowlanego i wykonawczego, po uzyskaniu pozwolenia na budowę oraz zgłoszeniu rozpoczęcia prac budowlanych. Posługiwanie się w dalszych etapach projektowych edytowalną wersją niniejszej Ekspertyzy wymaga uzyskania zgody autorów. Wnioski zawarte w Ekspertyzie zachowują ważność przez okres 24 miesięcy.

Mgr inż. Grzegorz Komraus

Mgr inż. Piotr Dzidek

Mgr inż. Oskar Strzelecki

II. ZAŁĄCZNIKI:

Z1 BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO

Z2 ODPIS UPRAWNIENÍ, PRZYNALEŻNOŚĆ DO ŚIIB

KONIEC , Katowice, październik 2024r



STATYK
40-039 KATOWICE, ul. Plebiscytowa 10/7
tel / fax: [032] 201 81 76
e-mail: statyk@statyk.pl

**EKSPERTYZA TECHNICZNA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI
NADBUDOWY BUDYNKU RADIOTERAPII, SEGMENT I
NARODOWEGO INSTYTUTU ONKOLOGII, ODDZ. GLIWICE**

Str **79/K**