

PROJEKT TECHNICZNY

TEMAT: **Projekt wzmocnienia fundamentów
w budynku przy ul. Powstańców 21a w Mysłowicach**

ADRES : ul. Powstańców 21a
41-400 Mysłowice

INWESTOR : MZGK w Mysłowicach
ul. Partyzantów 21
41-400 Mysłowice

BRANŻA : KONSTRUKCJA


ZAWARTOŚĆ : - opracowanie tekstowe : 45 str.
- załączniki: 61 str.
- opracowanie rysunkowe: 28 rys.

ZESPÓŁ PROJEKTOWY

| Funkcja | Imię i Nazwisko | Numer uprawnień | Pieczętka i podpis |
|--------------|--------------------------------------|------------------|--------------------|
| PROJEKTANT | mgr inż. Krzysztof Michoń | MAP/0356/POOK/11 | |
| SPRAWDZAJĄCY | mgr inż. Małgorzata Majerczyk-Michoń | MAP/0352/POOK/11 | |

Uwagi :

Kraków, 12.2022

| | | |
|--|---|-------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYSŁOWICACH</p> | <p>Strona: 2/45</p> |
|--|---|-------------------------|

SPIS TREŚCI

| | | |
|------------|--|-----------|
| I. | OPIS TECHNICZNY..... | 5 |
| 1. | Dane ogólne..... | 5 |
| 1.1. | Informacje ogólne | 5 |
| 1.2. | Przedmiot i zakres opracowania..... | 5 |
| 1.3. | Podstawa formalna opracowania:..... | 6 |
| 2. | Opis stanu istniejącego budynku | 6 |
| 3. | Warunki gruntowo-wodne | 8 |
| 4. | Opinia geotechniczna | 10 |
| 5. | Ogólna koncepcja wzmocnienia konstrukcji fundamentów oraz procedura wykonania | 10 |
| 5.1. | Podbicie przybudówki sanitarnej..... | 11 |
| 5.2. | Wzmocnienia fundamentów w części głównej budynku..... | 14 |
| 6. | Wklejanie prętów zbrojeniowych na kompozycji epoksydowej | 21 |
| 7. | Naprawa murów – iniekcja zarysowań i spękań | 22 |
| 8. | Izolacje przeciwwilgociowe ścian zewnętrznych..... | 22 |
| 9. | Materiały..... | 23 |
| 9.1. | Zastosowane materiały konstrukcyjne | 23 |
| 9.2. | Uwagi dotyczące materiałów systemowych..... | 24 |
| 10. | Zalecenia dodatkowe..... | 24 |
| 11. | Wytyczne bhp przy pracach budowlanych | 24 |
| 12. | Uwagi końcowe – ogólne zasady wykonawstwa i montażu z zaznaczeniem jego wpływu na stateczność i nośność konstrukcji i elementów..... | 24 |
| 13. | Wykaz przepisów | 27 |
| 14. | Spis rysunków..... | 29 |
| II. | OBLICZENIA STATYCZNE | 31 |
| 1. | Zestawienie obciążeń działających na budynek..... | 31 |
| 1.1. | Dach | 31 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 1.1.1. | Obciążenia stałe..... | 31 |
| 1.1.2. | Obciążenie śniegiem..... | 31 |
| 1.1.3. | Dach – obciążenie wiatrem | 32 |
| 1.2. | Strop nad I piętrem | 33 |
| 1.2.1. | Obciążenia stałe..... | 33 |
| 1.2.2. | Obciążenia zmienne..... | 33 |
| 1.3. | Strop nad parterem..... | 34 |
| 1.3.1. | Obciążenia stałe..... | 34 |
| 1.3.2. | Obciążenia zmienne..... | 34 |
| 1.4. | Strop nad piwnicą..... | 34 |
| 1.4.1. | Obciążenia stałe..... | 34 |
| 1.4.2. | Obciążenia zmienne..... | 35 |
| 1.5. | Ściany zewnętrzne..... | 35 |
| 1.5.1. | System ogrzewania | 35 |
| 2. | Zestawienia obciążeń na ściany fundamentowe | 35 |
| 2.1. | Numeracja ścian fundamentowych do zestawienia obciążeń | 36 |
| 3. | Obliczenia geotechniczne..... | 37 |
| 3.1. | Ściana fundamentowa FW1..... | 37 |
| 3.2. | Ściana fundamentowa FW2..... | 40 |
| 3.3. | Ściana fundamentowa FW3..... | 42 |
| III. | ZAŁĄCZNIKI..... | 45 |

ZAWARTOŚĆ:

- Opracowanie tekstowe: 45 stron + 61 stron (załączniki)

ZAŁĄCZNIKI:

NR1 – ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ NA POSZCZEGÓLNE ŚCIANY FUNDAMENTOWE BUDYNKU
(54 str.)

NR2 – KOPIA UPRAWNIENÍ BUDOWLANYCH PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO
ORAZ ZAŚWIADCZENIA O PRZYNALEŻNOŚCI DO IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
(6 str.)

NR3 - OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO O ZGODNOŚCI PROJEKTU
Z PRAWEM I WIEDZĄ TECHNICZNĄ
(1 str.)

I. OPIS TECHNICZNY

1. Dane ogólne

1.1. Informacje ogólne

- temat: Projekt wzmocnienia fundamentów w budynku przy ul. Powstańców 21a w Myśłowicach
- inwestor: MZGK w Myśłowicach, ul. Partyzantów 21, 41-400 Myśłowice
- adres: ul. Powstańców 21a, 41-400 Myśłowice

1.2. Przedmiot i zakres opracowania

Niniejsze opracowanie stanowi projekt techniczny branży konstrukcyjnej wzmocnienia fundamentów budynku mieszkalnego wielorodzinnego, zlokalizowanego przy ul. Powstańców 21a w Myśłowicach

o następującym zakresie:

- podbicie ścian nośnych przybudówki sanitarnej nowym fundamentem żelbetowym,
- wykonanie dla wszystkich ścian zewnętrznych budynku obustronnych nakładek/ścianek żelbetowych, zespalających słabe kamienne ściany fundamentowe wraz z wykształceniem żelbetowych ław fundamentowych w dolnej części oraz z późniejszym skręceniem/sprężeniem poprzecznym prętami ze stali o wysokiej wytrzymałości,
- wykonanie dla wszystkich wewnętrznych ścian nośnych budynku w części niepodpiwniczonej obustronnych nakładek/ścianek żelbetowych, zespalających słabe kamienne ściany fundamentowe wraz z wykształceniem żelbetowych ław fundamentowych w dolnej części oraz z późniejszym skręceniem/sprężeniem poprzecznym prętami ze stali o wysokiej wytrzymałości,
- wykonanie dla wszystkich wewnętrznych ścian nośnych budynku w części podpiwniczonej niskich obustronnych ścianek żelbetowych łapiących te ściany i przekazujących obciążenia częściowo na nowo projektowaną płytę denną,
- wykonanie na całej powierzchni części podpiwniczonej żelbetowej płyty dennej.

Projekt nie obejmuje swym zakresem szczegółowego zakresu konstrukcji tymczasowych (wszelkiego rodzaju rozpór, podpór i innych tymczasowych zabezpieczeń) niezbędnych do realizacji projektowanego przedsięwzięcia budowlanego. W projekcie przedstawiono jedynie schematycznie podstawowe niezbędne

zabezpieczenia konstrukcji budynku na czas prowadzonych prac. Ostateczny dobór oraz projekt wszystkich tymczasowych konstrukcji i zabezpieczeń niezbędnych do realizacji inwestycji pozostaje po stronie Wykonawcy.

1.3. Podstawa formalna opracowania:

- [1] zlecenie Inwestora,
- [2] inwentaryzacja architektoniczna dostarczona przez MZGK w Mysłowicach,
- [3] wizja lokalna, odkrywki, pomiary i badania z dn. 27.10.2022,
- [4] Ekspertyza stanu technicznego więźby
- [5] Ekspertyza stanu technicznego więźby dachowej i stropu nad 1. piętrem w budynku przy ul. Powstańców 21a w Mysłowicach, opracowana przez biuro PT PROJECT (luty 2022),
- [6] Projekt Techniczny wymiany więźby dachowej i wzmocnienia stropu nad 1. piętrem w budynku przy ul. Powstańców 21a w Mysłowicach, opracowany przez biuro PT PROJECT (luty 2022),
- [7] Wstępna dokumentacja geotechniczna opracowana przez GEOPROGRES UL. Zwycięstwa 10; 44-100 Gliwice (24.11.2022 r.),
- [8] Obowiązujące normy i przepisy prawne.

2. Opis stanu istniejącego budynku

Projekt przedstawia rozwiązania w zakresie podbicia fundamentów budynku w części, gdzie ich brak lub są zdecydowanie zbyt płytko posadowione oraz wzmocnienia pozostałych fundamentów, których poziom posadowienia znajduje się na właściwej z punktu widzenia wiedzy technicznej i obowiązujących przepisów głębokości.

Budynek pochodzi z przełomu XIX/XX wieku i ma charakterystyczną dla tamtych czasów formę. Budynek jest częściowo podpiwniczony (2/3 budynku od strony południowej) i posiada 3 kondygnacje nadziemne (w tym częściowo użytkowe poddasze). Jest murowany z cegły pełnej na zaprawie wapiennej oraz miejscami wapiennej z dodatkiem gliny. Układ konstrukcyjny jest dwutraktowy. Stropy są belkowe drewniane, nad piwnicą znajdują się sklepienia ceglane kolebkowe oparte na ścianach nośnych prostopadłych do głównego układu ścian traktowych murowane na zaprawie wapiennej z dodatkiem gliny. Przekrycie budynku stanowi dach dwuspadowy.

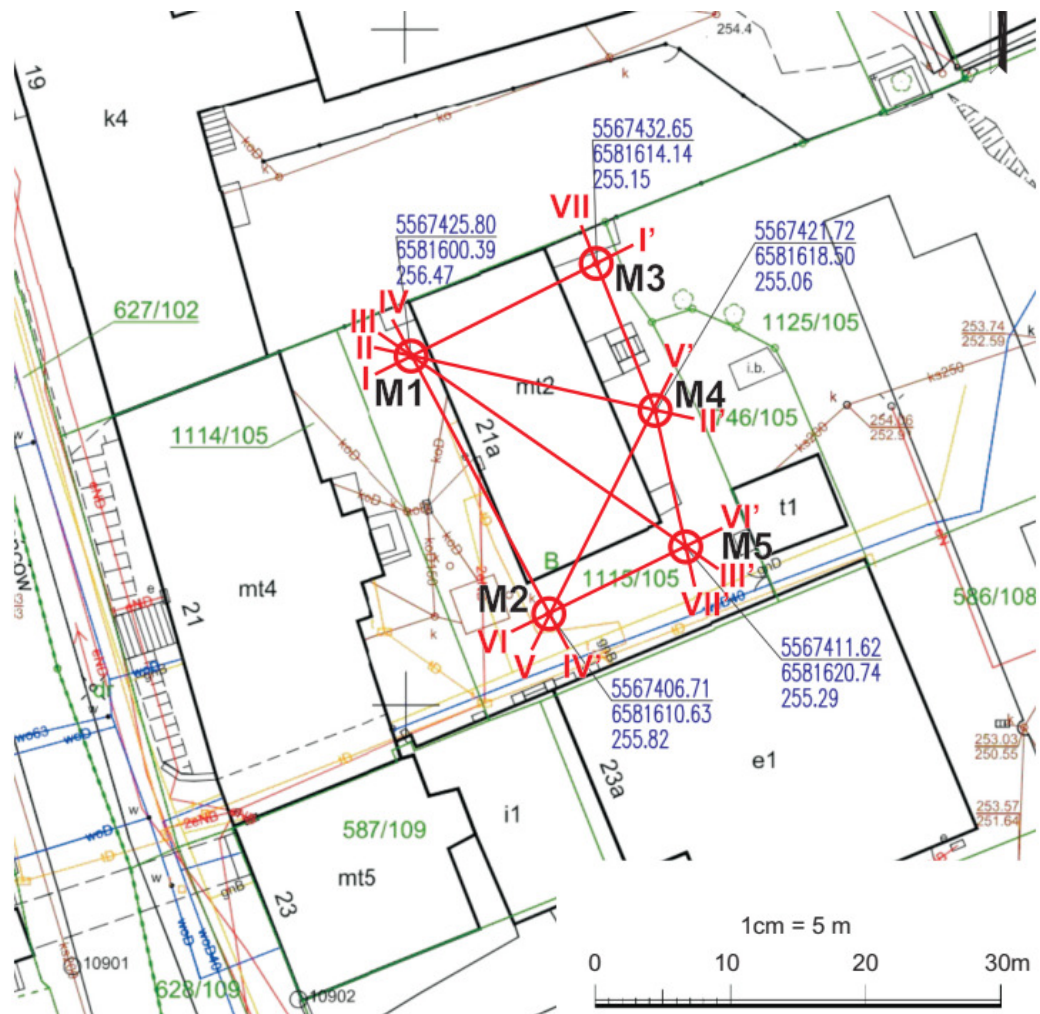
W związku z wykonywanymi w budynku pracami remontowymi (październik 2022 r.) polegającymi na termomodernizacji (ścian, fundamentów i dachu) oraz wymianie więźby dachowej w trakcie odkrywek

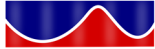
fundamentów od strony zewnętrznej stwierdzono bardzo słaby stan techniczny ścian fundamentowych zagrażający awarią budynku w przypadku kontynuacji prac remontowych. Prace zostały wstrzymane, teren zabezpieczony oraz podjęto decyzję o konieczności zastosowania wzmocnień konstrukcyjnych fundamentów w celu zapewnienia im stateczności oraz odpowiedniej nośności konstrukcyjnej i geotechnicznej (zgodnie z obowiązującymi przepisami) w trakcie dalszego użytkowania budynku.

W celu zbadania ścian fundamentowych wykonane zostały odkrywki od strony południowej (cała ściana odsłonięta w trakcie prac remontowych), wschodniej (cała ściana odsłonięta do niepełnej głębokości z miejscowymi przegłębieniami), zachodniej (lokalne odkrywki). Odkrywki wykonano również wewnątrz budynku przy ścianach nośnych do poziomu ich posadowienia.

Ściany zewnętrzne budynku w najniższej części posiadają fundamenty kamienne o wysokości ok. 125 cm w części podpiwniczonej oraz o wys. ok. 80 cm w części niepodpiwniczonej. Powyżej znajdują się mury ceglane na zaprawie wapiennej z dodatkiem gliny. Ściany nośne wewnętrzne są w większości w całości murowane z cegły pełnej na zaprawie wapienno-glinianej począwszy od poziomu posadowienia

Kamienne ściany fundamentowe zostały wybudowane na bardzo słabej zaprawie wapienno-glinianej lub w ogóle na sucho nie stosując zaprawy. Stwierdzono przede wszystkim zły stan techniczny (przedawaryjny) ściany od strony wschodniej. Ściana ta od strony zewnętrznej nie posiada w zasadzie spoin – została prawdopodobnie w pierwotnej wersji wykonana na sucho lub na bardzo słabej zaprawie, która została wypłukana w trakcie mycia myjką ciśnieniową. Ponadto użyto w tej ścianie dość nieregularnych bloków piaskowca o słabej obróbce kamieniarskiej – bloki te często mają kształt klinów i w wielu miejscach zostały ułożone bez należytego przewiązania co powoduje, że w trakcie odsłaniających prac ziemnych fragmenty muru/część kamieni zaczęły się samorzutnie odspajać z muru. W pozostałych ścianach sytuacja wygląda lepiej ze względu na zdecydowanie lepszą obróbkę kamieniarską bloków kamiennych i lepsze ich przewiązanie. Stwierdzono natomiast również bądź brak zaprawy lub bardzo słabą zaprawę wapienną z dodatkiem gliny. Wszystkie ściany fundamentowe nie posiadają w zasadzie wyraźnego wykształcenia ław fundamentowych (poza kilkoma lokalnymi „wybrzuszeniami”) i ich grubość w części kamiennej jest niemal taka sama jak w części murowanej powyżej. Ponadto w trakcie obliczeń statycznych stwierdzono niewystarczającą grubość murów fundamentowych / pole podstawy fundamentów w związku z wymaganą nośnością podłoża. Grubość ta jest ok. o 50% mniejsza niż powinna być. Stwierdzono ponadto w trakcie wizji lokalnej zdecydowanie zbyt płytkie posadowienie ścian fundamentowych przybudówki sanitarnej znajdującej się od strony wschodniej budynku. Dobudowana w okresie późniejszym przybudówka sanitarna posiada ściany fundamentowe (i powyżej również) murowane z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej. Poziom ich posadowienia znajduje się zaledwie na głębokości ok.



| | | |
|--|---|-------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYSŁOWICACH</p> | <p>Strona: 9/45</p> |
|--|---|-------------------------|

Otwór M1 – strona północno-zachodnia

Wg karty otworu badawczego budynek przy tym narożniku został posadowiony (-1,30 m.p.p.t.) w warstwie piasków gliniastych (kolor żółty) przewarstwionych pyłem piaszczystym i o stopniu plastyczności $IL=0,40$ (stan plastyczny). Warstwa jest warstwą nośną. Poniżej znajdują się warstwy piasków grubych o $ID=0,40$ (średnio zagęszczonych) oraz poniżej glin piaszczystych o stopniu plastyczności $IL=0,10÷0,20$ (twardoplastyczne). Wszystkie te warstwy są warstwami nośnymi o relatywnie dobrych parametrach mechanicznych pod kątem posadowienia bezpośredniego. W otworze nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej.

Otwór M2 – strona południowo-zachodnia

Wg karty otworu badawczego budynek przy tym narożniku został posadowiony (-2,20 m.p.p.t.) w warstwie glin piaszczystych (kolor żółty) z domieszką żwiru o stopniu plastyczności $IL=0,10$ (stan twardoplastyczny). Warstwa jest warstwą nośną. Poniżej znajduje się warstwa glin piaszczystych przewarstwionych piaskiem średnim o tych zbliżonych parametrach mechanicznych ($IL=0,1$ – stan twardoplastyczny) oraz warstwa piasków drobnych o stopniu zagęszczenia $ID=0,55$ (średnio zagęszczonych). Wszystkie te warstwy są warstwami nośnymi o relatywnie dobrych parametrach mechanicznych pod kątem posadowienia bezpośredniego. W otworze nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej.

Otwór M3 – strona północno-wschodnia

Wg karty otworu badawczego budynek przy tym narożniku został posadowiony (-1,00 m.p.p.t.) w warstwie piasków średnich (kolor żółto-czerwony) przewarstwionych piaskiem grubym i żwirem o stopniu zagęszczenia $ID=0,40$ (stan średnio zagęszczony). Warstwa jest warstwą nośną. Poniżej znajdują się warstwy piasków średnich o $ID=0,40$ (średnio zagęszczonych) oraz poniżej glin piaszczystych o stopniu plastyczności $IL=0,00÷0,10$ (stan półzwały/twardoplastyczny). Wszystkie te warstwy są warstwami nośnymi o relatywnie dobrych parametrach mechanicznych pod kątem posadowienia bezpośredniego. W otworze nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej.

Otwór M4 – strona wschodnia (pośrodku budynku)

Wg karty otworu badawczego budynek przy tym narożniku został posadowiony (-1,50 m.p.p.t.) w warstwie piasków średnich (kolor żółto-czerwony) przewarstwionych piaskiem grubym i żwirem o stopniu zagęszczenia $ID=0,40$ (stan średnio zagęszczony). Warstwa jest warstwą nośną. Poniżej znajdują się warstwy piasków średnich o $ID=0,40$ (średnio zagęszczonych) oraz poniżej glin piaszczystych o stopniu plastyczności $IL=0,00÷0,10$ (stan półzwały/twardoplastyczny). Wszystkie te warstwy są warstwami nośnymi o relatywnie dobrych parametrach mechanicznych pod kątem posadowienia bezpośredniego. W otworze nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej.

Otwór M5 – strona południowo-wschodnia

Wg karty otworu badawczego budynek przy tym narożniku został posadowiony (-1,50 m.p.t.) w warstwie piasków średnich (kolor żółty) o stopniu zagęszczenia $ID=0,40$ (stan średnio zagęszczony). Warstwa jest warstwą nośną. Poniżej znajdują się warstwa piasków średnich zaglinionych o $ID=0,30$ (stan luźny) o miąższości 0,30 m, następnie warstwa piasków próchnicznych o $ID=0,30$ (stan luźny) o miąższości 0,30 m oraz poniżej glin piaszczystych o stopniu plastyczności $IL=0,10$ (stan twardoplastyczny). Wszystkie te warstwy są warstwami nośnymi o relatywnie dobrych parametrach mechanicznych pod kątem posadowienia bezpośredniego, z wyjątkiem płytkiego przewarstwienia z piasków próchnicznych. W otworze nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej.

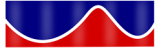
4. Opinia geotechniczna

Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. poz. 463 w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, warunki gruntowe określa się jako proste, obiekt budowlany należy zaliczyć do II kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych. Projekt swoim zakresem modyfikuje elementy konstrukcyjne posadowienia budynku w zakresie ich zespolenia / zapewnienia spójności murom kamiennym w złym stanie technicznym a zarazem bezpieczeństwa dalszego użytkowania całego budynku oraz w zakresie powiększenia ich przekrojów celem spełnienia wymagań w zakresie nośności geotechnicznej zgodnie z obowiązującymi przepisami.

5. Ogólna koncepcja wzmocnienia konstrukcji fundamentów oraz procedura wykonania

Prace przy wzmocnieniu fundamentów podzielono na następujące większe etapy:

- I. podbicie fundamentów przybudówki,
- II. wzmocnienie fundamentów ścian zewnętrznych budynku,
- III. wylanie płyty dennej PG1,
- IV. wzmocnienie fundamentów ścian wewnętrznych budynku w części niepodpiwniczonej,
- V. wzmocnienie fundamentów ścian wewnętrznych budynku w części podpiwniczonej (wylanie pionowych ścianek żelbetowych),
- VI. wzmocnienie fundamentów ściany wewnętrznej budynku w osi C – w linii uskoku głębokości posadowienia część podpiwniczona/niepodpiwniczona.

| | | |
|--|---|--------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYŚŁOWICACH</p> | <p>Strona: 11/45</p> |
|--|---|--------------------------|

Należy zachować przedstawioną powyżej kolejność prac ze względu na zapewnienie stateczności konstrukcji w trakcie prac oraz możliwie najmniejsze ryzyko uszkodzeń. Dopuszcza się rozpoczęcie prac od przybudówki i równoległe wykonywanie wzmocnień ścian zewnętrznych po przeciwległej stronie budynku (od strony zachodniej).

5.1. Podbicie przybudówki sanitarnej

Ogólna idea podbicia – przyjęte rozwiązania projektowe

Przyjęto podbicie fundamentów przybudówki typową metodą podbijania etapowego z użyciem bloków żelbetowych (monolitycznych) – wylewanych na miejscu na gruncie odcinkami długości 1 m z sekwencyjną kolejnością wykonywania przedstawioną na rysunku zestawczym K1. Przyjęto szerokość fundamentów w poziomie posadowienia $B=1$ m. Głębokość podbicia została zdeterminowana głębokością posadowienia bezpośrednio przylegającej podpiwniczonej części budynku na poziomie -2,480 m. Wysokość bloków wynosi 1,15 m. Wszystkie bloki należy zbroić po obwodzie prętami $\Phi 12$ co ok. 20 cm oraz obwodowo również $\Phi 12$ co ok. 20 cm (B500SP). Wszystkie podbicia należy wykonać z betonu klasy C30/37 (W8). Poszczególne bloki należy wylewać do poziomu 10 cm poniżej spodu podbijanych ścian ceglanych. Powyżej należy wykonać izolację z 2 warstw papy termozgrzewalnej S30 V60. Następnie pozostałe 10 cm przestrzeni pomiędzy papą a spodem istniejącej ściany murowanej należy uzupełnić gęstym betonem klasy C30/37 o konsystencji wilgotnej (S1/V0) mocno go ubijając. Po zakończeniu podbijania na ścianach bocznych należy wykonać izolację przeciwwilgociową zgodnie ze specyfikacją w dalszej części opracowania.

Zestawienie projektowanych podbić dla przybudówki:

- **FP1 – 2 szt.**

Lokalizacja: narożniki przybudówki.

Blok żelbetowy o wymiarach $b/l/h=100/100/115$ cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-200$ (powierzchnie zewnętrzne).

Zbrojenie poprzeczne/ obwodowe: $\Phi 12-200$ (powierzchnie zewnętrzne).

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

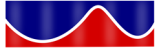
- **FP2 – 2 szt.**

Lokalizacja: przy ścianie części głównej budynku.

Blok żelbetowy o wymiarach $b/l/h=100/100/115$ cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-200$ (powierzchnie zewnętrzne).

Zbrojenie poprzeczne/ obwodowe: $\Phi 12-200$ (powierzchnie zewnętrzne).

| | | |
|--|---|--------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYŚŁOWICACH</p> | <p>Strona: 12/45</p> |
|--|---|--------------------------|

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FP3 – 2 szt.**

Lokalizacja: środkowe bloki pod ścianą w osi 1.

Blok żelbetowy o wymiarach b/l/h=100/86,5/115cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-200$ (powierzchnie zewnętrzne).

Zbrojenie poprzeczne/ obwodowe: $\Phi 12-220$ (powierzchnie zewnętrzne).

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

Procedura wykonania podbicia

Podbicie przybudówki sanitarnej (oraz całej pozostałej części wzmocnień) należy rozpocząć od wykonania tymczasowych zabezpieczeń w postaci ukośnego podparcia przybudówki (podpory Podp-1) w poziomie stropów (+1 i +2) oraz obustronnego skręcenia ścian zewnętrznych profilami C 200 w poziomie ok. 30 cm ponad poziomem stropu nad piwnicą zgodnie z dokumentacją rysunkową. Dobór zakresu i typy tymczasowych wzmocnień pozostaje do ostatecznej decyzji Wykonawcy. Przedstawione na rysunku K2 skrócenie budynku na czas realizacji podbicia fundamentów przybudówki i wzmocnienia fundamentów pod pozostałą (główną) częścią budynku należy zrealizować w całości w obszarze przybudówki sanitarnej (w osiach 1-2 i C-D) oraz dla ściany od strony wschodniej (w osi 2) ze względu na stwierdzony w wykopie bardzo zły stan techniczny dolnej części ściany fundamentowej murowanej z kamienia w tym rejonie. W przypadku pozostałych ścian konieczność skrócenia budynku powinien ostatecznie ocenić wykonawca po odkopaniu fragmentów fundamentów i w razie stwierdzenia równie słabego stanu technicznego ścian kamiennych – zastosować skrócenie na całości obiektu zgodnie z przedstawionym schematem zabezpieczeń.

Podbicie fundamentów przybudówki należy wykonać do poziomu posadowienia podpiwniczenia budynku – czyli przegłębić o ok. 125 cm do poziomu -2,480 m. Podbijanie należy zrealizować odcinkami o długości ok. 1 m z zachowaniem kolejności przedstawionej na rysunkach. W pierwszej kolejności należy podbić pierwszy z narożników – wykonać blok FP1. Następnie drugi – kolejny blok FP1. Następnie równocześnie dwa odcinki/bloki w kierunku głównej części budynku – bloki FP2. Następnie sekwencyjnie pośrodku pod ścianą zewnętrzną 2 bloki FP3. Podbicie zaprojektowano w postaci bloków o długości 1 m, szerokości 1 m i wysokości ok. 1,15m. Bloki należy wylać z betonu klasy C30/37 (W8). Przyjęto zbrojenie podłużne z prętów $\Phi 12$ co ok. 20 cm oraz obwodowe również $\Phi 12$ co ok. 20 cm. Stosować stal B500SP – klasa ciągliwości C. Zbrojenie w strefach styków z kolejnymi blokami należy uciągać zginając je na czas betonowania danego bloku we wnękach o wymiarach 50x150 mm sytuowanych po obwodzie powierzchni stykowych wkładając zagięte

zbrojenie inż. pomiędzy 2 wkładki ze styropianu XPS 300 2x 20mm grubości lub stosując rozwiązania systemowe z prętami chowanymi w systemowych listwach inż. BINDAX firmy FORBUILD. Przed wylaniem kolejnego bloku zbrojenie należy odgiąć do uciąglenia a cały styropian dokładnie usunąć i oczyścić z niego beton. Wewnętrzną część styków roboczych (poza wnękami/wkładkami na zbrojenie zagięte) wykonywać z użyciem trapezowej siatki perforowanej Trapezstreckmetall / Rippenstreckmetall np. Formax 1000 lub Recostal 1000 (żebrowania należy ułożyć poziomo) celem zapewnienia maksymalnego stopnia współpracy kolejnych segmentów. W razie konieczności (braku stateczności) ściany wykopu pod każdy blok należy zabezpieczać w całości stopniowo w trakcie drażenia wykopu drewnianymi lub systemowymi obudowami do wykopów – po pełnym obwodzie wykopu pod każdy segment. W przypadku słabej struktury muru uniemożliwiającej podkopywanie odcinkami długości 1 m (rozspajanie muru w dół po jego podkopaniu) – należy zastosować dodatkowe tymczasowe wzmocnienia/podparcia muru w danym wzmacnianym segmencie w postaci inż. dodatkowej belki stalowej ok. HEB200 dł. ok. 2,5÷3 m w poprzek muru osadzonej w wykutym przelotowo w murze gnieździe (minimalnie ponad bieżącym poziomem posadowienia) i opartej poza krawędziami wykopu na blokach betonowych spoczywających na nośnym podłożu.

Poszczególne bloki należy wylewać w deskowaniu bez chudego betonu celem przyspieszenia prac (oraz uniknięcia zalania wykopu) z zapewnieniem otulenia 75 mm od dołu i 50 mm z pozostałych stron. Poszczególne bloki należy wylewać do poziomu 10 cm poniżej spodu istniejących podbijanych ścian murowanych. Po ich wylaniu po ok. 3 dniach należy wykonać na ich górnej powierzchni izolację z dwóch warstw papy termozgrzewalnej S30 V60. Następnie pozostałe 10 cm przestrzeni pomiędzy papą a spodem istniejącej ściany murowanej należy uzupełnić gęstym betonem klasy C30/37 o konsystencji wilgotnej (S1/V0) mocno go ubijając. Należy stosować beton o wysokiej wytrzymałości wczesnej tak aby po 10 dniach uzyskiwał min. 75% wytrzymałości 28-dniowej. Kolejne segmenty zaleca się wykonywać w interwałach 10 dniowych.

Należy pamiętać o przepuszczeniu całości zbrojenia podłużnego (wykonanie starterów) elementów wzmacniających FR1 (ścianek i ław) od strony zewnętrznej budynku, gdyż elementy będą wykonywane w kolejnym etapie prac a jest konieczne ich wzajemne powiązanie.

Gdyby po zakończeniu podbijania na ścianach przybudówki pojawiły się jakieś miejscowe uszkodzenia w postaci pęknięć lub zarysowań – to należy je po zakończeniu całości prac przy fundamentach naprawić stosując odpowiednie przemurowanie, klamrowanie, spoinowanie lub iniekcję pękniętych fragmentów stosownie do zakresu uszkodzeń.

5.2. Wzmocnienia fundamentów w części głównej budynku

Ogólna idea wzmocnienia – przyjęte rozwiązania projektowe

W części głównej budynku zastosowano wzmocnienie fundamentów metodą powiększenia jego przekroju poprzecznego poprzez obustronne obetonowanie (szczególnie w obszarze ścian kamiennych) ściankami żelbetowymi oraz wykształcenie ław fundamentowych w ich dolnej części. Szczegółowy typ wzmocnienia dobrano inny dla ścian zewnętrznych, które w dolnej części są kamienne i w złym stanie technicznym oraz inny dla wewnętrznych gdzie ściany są murowane a ich stan jest zdecydowanie lepszy. Na ścianach zewnętrznych oraz wewnętrznych w części niepodpiwniczonej, w których występuje dołem mur z kamienia, zaprojektowano wzmocnienia **FR1÷FR4** w postaci obustronnego obetonowania ściankami żelbetowymi gr. 20 cm (z każdej strony) z wykształconymi w dolnej części ławami w postaci belek żelbetowych o przekroju $b/h=40/50$ cm (z każdej strony ściany). W górnej części wzmocnień żelbetowych przewidziano wkucie i zakotwienie dolewanych ścianek w istniejący mur (w część ceglana) w postaci poziomych bruzd o wysokości $h=15$ cm lub 13,5 cm (wg detali rysunkowych) o długości 50 cm rozstawionych co 100 cm osiowo – czyli 50% długości ściany powinna być obustronnie bruzdowana pod zakotwienie wzmocnień żelbetowych. W górnej części wzmocnień (na wysokości środka bruzd) przewidziano na całej długości osadzone przelotowo na kompozycji epoksydowej (skład wg dalszej części opisu) lub iniekowane zaczynem cementowym pręty zbrojeniowe $\Phi 12$ (B500SP) rozstawione co 30 cm zakotwione w ściankach żelbetowych. Ze względu na brak możliwości wykonania odpowiednich wierceń przelotowych (również w odpowiedniej ilości) na pręty przelotowe w dolnej części kamiennej, która jest rozpojona i w złym stanie technicznym przewidziano w niższej części wzmocnień FR1÷FR4 (oraz FR5) skręcenie obustronnych wzmocnień żelbetowych za pomocą prętów gwintowanych ze stali o wysokiej wytrzymałości M30/8.8 rozstawionych co ok. 1 m (dokładne rozstawy wg rys. zestawczego K1) w dwóch poziomych rzędach. Zastosowano pręty o większej średnicy i wytrzymałości redukując ilość potrzebnych przewiertów oraz stosując bezударowe wiercenie rdzeniowe o średnicy 80 mm zabezpieczając ściany przed wprowadzaniem nadmiernych drgań oraz poprzez późniejsze sprężenie/naciągnięcie tych prętów zapewniając skuteczne zespolenie wszystkich części i ich pełną współpracę w przenoszeniu obciążeń na podłoże gruntowe. Pręty sprężające należy umieszczać w karbowanych rurach osłonowych z HDPE (zgodnych z FIB Bulletin 7 – jak dla systemowych kabli/prętów sprężających), które muszą zostać osadzone na iniekowanym zaczynie cementowym w starym murze przed wykonaniem betonowania wzmocnień. Dobrano wariant bardziej ekonomiczny z użyciem stali 8.8 i zwykłych ocynkowanych prętów gwintowanych. Dopuszcza się zamianę tych prętów na systemowe pręty sprężające średnicy $d=32$ mm ze stali Y1030H wg EN 10138-4 wg jednego z systemów dostarczanych przez firmy sprężalnicze inż. VSL, DSI, MACALLOY, FREYSSINET lub innych z zewnętrznym zakotwieniem

bez gniazd kotwiących ale zabezpieczonych przed korozją i zamkniętych za pomocą systemowych, szczelnych puszek zamykających.

Dla ściany w osi C, w miejscu uskoku głębokości posadowienia budynku, zaprojektowano wzmocnienie **FR5**, będące hybrydą/połączeniem rozwiązania z wzmocnień FR1÷FR4 oraz wzmocnienia FR7 przedstawionego w dalszej części dla środkowych ścian w części podpiwniczonej (prostopadłych do ściany traktowej). We wzmocnieniu tym zastosowano od strony niepodpiwniczonej wzmocnienie przedstawione powyżej z obetonowaniem ścianką żelbetową o grubości 20 cm i wykształconą ławą fundamentową w dolnej części oraz z samą ścianką żelbetową gr. 15 cm połączoną ze znajdującą się poniżej płytą denną PG1 – od strony podpiwniczonej. Ze względu na występowanie w tej ścianie dolnej części, murowanej z kamienia, zespolenie wzmocnień z obu stron zapewniono poprzez skręcenie/sprężenie podobnie jak w rozwiązaniu FR1÷FR4. Ze względu na brak możliwości wykonania zakotwień prętów w gniazdach od strony podpiwniczonej ze względu na małą grubość ścianki wzmacniającej, zakotwienia prętów należy zamknąć w spawanych puszkach stalowych wypełnionych smarem, przykręconych szczelnie do ścianek żelbetowych na wkrętach/kotwach rozporowych.

Ze względu na posadowienie nośnych ścian wewnętrznych bezpośrednio na gruncie na poziomie mniej więcej odpowiadającym poziomowi posadzki w piwnicy (posadzka kamienna lub bezpośrednio ziemia) oraz niewystarczającej pod względem nośności geotechnicznej szerokości tych ścian zdecydowano się na wykonanie w obszarze podpiwniczenia żelbetowej płyty dennej gr. 20 cm, będącej zarazem posadzką, która zostanie włączona w przenoszenie obciążeń z ścian wewnętrznych i częściowo zewnętrznych. Celem przejęcia obciążeń z wewnętrznych ścian nośnych zaprojektowano przy nich dwustronnie żelbetowe ścianki grubości 20 cm przy głównej wewnętrznej ścianie traktowej (wzmocnienie FR6) i grubości 15 cm przy ścianach prostopadłych do traktowej (wzmocnienie FR7). W obu tych przypadkach (ze względu na mur ceglany) zastosowano dwa poziomy zakotwienia wzmocnień (bruzd) w ścianach – pierwszy na równo z górną powierzchnią płyty dennej PG1 i drugi na równo z górną powierzchnią projektowanych wzmocnień (FR6 i FR7). W obu tych poziomach przewidziano na wysokości osi bruzd osadzenie przelotowe prętów $\Phi 12$ (B500SP) na kompozycji epoksydowej (skład wg dalszej części opisu) lub iniekowane zaczynem cementowym w rozstawie co 30 cm na całej długości wzmacnianych ścian. Należy wykonać bruzdy o wysokości $h=15$ cm o długości 50 cm rozstawionych co 100 cm osiowo – czyli 50% długości ściany powinna być obustronnie bruzdowana pod zakotwienie wzmocnień żelbetowych. Głębokość bruzd wg części rysunkowej.

Zestawienie projektowanych wzmocnień:

- **FR1**

Zastosowanie: ściany zewnętrzne w części podpiwniczonej budynku.

Obustronne ścianki żelbetowe o gr. 20 cm i wysokości 150 cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-145$ (zewn.+wewn. ścianki).

Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Obustronne ławy w postaci dwustronnych belek o przekroju $b/h=40/50\text{cm}$.

Zbrojenie podłużne/poziome: $12\Phi 12$.

Zbrojenie poprzeczne – strzemiona zamknięte: $\Phi 8-150$.

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR2**

Zastosowanie: ściany zewnętrzne w części niepodpiwniczonej budynku.

Obustronne ścianki żelbetowe o gr. 20 cm i wysokości 110 cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Obustronne ławy w postaci dwustronnych belek o przekroju $b/h=40/50\text{cm}$.

Zbrojenie podłużne/poziome: $12\Phi 12$.

Zbrojenie poprzeczne – strzemiona zamknięte: $\Phi 8-150$.

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR3**

Zastosowanie: główna wewnętrzna ściana traktowa w części niepodpiwniczonej budynku w osi 3.

Obustronne ścianki żelbetowe o gr. 20 cm i wysokości 110 cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Obustronne ławy w postaci dwustronnych belek o przekroju $b/h=40/50\text{cm}$.

Zbrojenie podłużne/poziome: $12\Phi 12$.

Zbrojenie poprzeczne – strzemiona zamknięte: $\Phi 8-150$.

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR4**

Zastosowanie: ściana wewnętrzna w części niepodpiwniczonej budynku w osi B.

Obustronne ścianki żelbetowe o gr. 20 cm i wysokości 110 cm.

Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-150$ (zewn.+wewn. ścianki).

Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).
Obustronne ławy w postaci dwustronnych belek o przekroju $b/h=40/50\text{cm}$.
Zbrojenie podłużne/poziome: $12\Phi 12$.
Zbrojenie poprzeczne – strzemiona zamknięte: $\Phi 8-150$.
Klasa betonu: C30/37 (W8).
Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR5**

Zastosowanie: ściana wewnętrzna budynku w osi C (na styku części podpiwniczonej i niepodpiwniczonej).
Ściana żelbetowa o gr. 20 cm i wysokości 110 cm od strony niepodpiwniczonej.
Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-150$ (zewn.+wewn. ścianki).
Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).
Ława w postaci belki o przekroju $b/h=40/50\text{cm}$ od strony niepodpiwniczonej.
Zbrojenie podłużne/poziome: $12\Phi 12$.
Zbrojenie poprzeczne – strzemiona zamknięte: $\Phi 8-150$.
Ściana żelbetowa o gr. 15 cm i wysokości 95 cm (ponad płytę PG1) od strony podpiwniczonej.
Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-150$ (strona zewn. Ścianki).
Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 12-150$ (strona zewn. Ścianki).
Klasa betonu: C30/37 (W8).
Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR6**

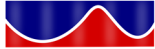
Zastosowanie: ściana wewnętrzna budynku (główna traktowa) w osi 3 w części podpiwniczonej budynku.
Ściana żelbetowa o gr. 20 cm i wysokości 50 cm od wierzchu płyty PG1.
Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-125$ (zewn.+wewn. ścianki).
Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 10-150$ (zewn.+wewn. ścianki).
Klasa betonu: C30/37 (W8).
Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **FR7**

Zastosowanie: ściany wewnętrzne budynku prostopadłe do traktowej (do osi budynku) w części podpiwniczonej.
Ściana żelbetowa o gr. 15 cm i wysokości 50 cm od wierzchu płyty PG1.
Zbrojenie podłużne/poziome: $\Phi 12-125$ (strona zewn. Ścianki).
Zbrojenie poprzeczne/ pionowe: $\Phi 12-150$ (strona zewn. Ścianki).
Klasa betonu: C30/37 (W8).
Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

- **Płyta denna PG1**

Zastosowanie: płyta denna na całej powierzchni części podpiwniczonej budynku.

| | | |
|--|---|--------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYŚŁOWICACH</p> | <p>Strona: 18/45</p> |
|--|---|--------------------------|

Wymiary: gr. 20 cm.

Zbrojenie dolne: $\Phi 10-150$ (w obu kierunkach).

Zbrojenie górne: $\Phi 10-150$ (w obu kierunkach).

Klasa betonu: C30/37 (W8).

Stal zbrojeniowa: B500SP (AIIIIN).

Procedura wykonania wzmocnień

Wzmocnienia fundamentów części głównej budynku należy rozpocząć od strony wschodniej od wzmocnień FR1 w części podpiwniczonej budynku na ścianach zewnętrznych. Betonowanie wzmocnień należy wykonywać równocześnie od strony zewnętrznej i wewnętrznej budynku etapowo odcinkami długości ok. 3 m, zgodnie z przerwami roboczymi pokazanymi na rysunku zestawczym K1, co odpowiada odcinkom wydzielonym lokalizacją poprzecznych ścian wewnętrznych (czyli „pomieszczenie po pomieszczeniu”). Dłuższe odcinki pomiędzy ścianami poprzecznymi w części niepodpiwniczonej należy podzielić na pół. Przed przystąpieniem do realizacji wzmocnień FR1÷FR7 należy wykonać niezbędne tymczasowe zabezpieczenia w postaci skręcenia ścian powyżej stropu nad piwnicą oraz w razie konieczności tymczasowe podparcie sklepień kolebkowych w danym segmencie, gdzie będą prowadzone prace. Kolejne betonowane segmenty należy wydzielać przerwami roboczymi zamkniętymi siatką cięto-ciągnioną (Streckmetall). Konstrukcję wzmocnień zaprojektowano z betonu klasy C30/37 (W8), zbrojone prętami ze stali B500SP o klasie ciągliwości C.

Właściwe prace nad danym segmentem należy rozpocząć od jego odkopania od strony zewnętrznej i wewnętrznej do wymaganej głębokości (spodu posadowienia ścian) i niezwłocznego wykonania warstwy betonu podkładowego klasy C20/25 gr. min. 50 mm po obu jej stronach. W trakcie odkrywek należy również usunąć lub wykonać otwory przelotowe przez dochodzące zewnętrzne ściany murowane (inż. ogrodzeniowe celem zapewnienia ciągłości projektowanych wzmocnień żelbetowych). Po odkopaniu gruntu do poziomu posadowienia – należy sprawdzić zgodność podłoża z dokumentacją geotechniczną przez uprawnionego geologa. Odkopany odcinek fundamentów należy zabezpieczać przed zalaniem wodami opadowymi stosując tymczasowe zadaszenie bieżącego odcinka prac lub stosując doraźne zakrycie na bieżąco na czas wystąpienia opadów. Następnie należy usunąć wszelkie fragmenty starych zapraw i wypraw tynkarskich za zewnętrznych i wewnętrznych powierzchniach ścian. Następnie powierzchnie zewnętrzną i wewnętrzną murów należy dokładnie oczyścić „na sucho” z resztek ziemi i starych zapraw na całej powierzchni oraz przegłębić spoiny na min. 3 cm w zależności od stanu technicznego murów. Kucie i czyszczenie zaleca się wykonać mechanicznie „na sucho” drobnymi elektronarzędziami nie wywołującymi drgań ze szczotkami drucianymi lub narzędziami ręcznymi. W przypadku bardzo słabej struktury wzmacnianego muru zagrażającej jego stateczności podczas prac – należy wykonać przed dalszymi pracami iniekcję ciśnieniową wnętrza ścian (wypełnienie brakujących

spoin) odpowiednio dobraną cementową zaprawą iniekcyjną lub uzupełnienie głębszych partii spoin muru kamiennego zaprawą cementową marki M20 ręcznie – pozostawiając niewypełnione zewnętrzne ok. 3-5 cm. W ścianie od strony wschodniej należy usunąć istniejące w obszarze fundamentów murowanych z kamienia wtrącenia z muru ceglanego, który uległ dość znacznej destrukcji i uzupełnić te fragmenty murem z kamienia lub fundamentowych pełnych bloczków betonowych z betonu klasy C20/25. Ponadto w tej samej ścianie należy wykonać pomniejszenia istniejących otworów okiennych w ścianach piwnicy do nowo projektowanych rozmiarów wg odrębnego projektu termomodernizacji przedmiotowego budynku. Przemurowania w części kamiennej wykonać z obrobionych bloków kamiennych piaskowca (jak w oryginale) lub betonowych pełnych bloczków fundamentowych z betonu klasy C20/25. W części ceglanej przemurowania wykonać z cegły ceramicznej pełnej klasy min. 15 na zaprawie cementowo-wapiennej marki M5 zbliżając ją do wytrzymałości oryginalnie/pierwotnie użytej zaprawy. Nad otworami wykonać nadproża z 4 belek HEA 120 (S235JRG2) skręconych poprzecznie śrubami M16 co 25 cm. Belki należy oprzeć na poduszkach betonowych z betonu klasy C25/30. Wszystkie luźne fragmenty murów fundamentowych/piwnicznych należy w analogiczny sposób rozebrać i przemurować (stosując oczywiście, gdzie to będzie konieczne niezbędne zabezpieczenia). Następnie należy wykonać przewierthy rdzeniowe/koronkowe średnicy 80 mm w miejscach planowanych prętów skręcających. Kolejno wiercimy przelotowe otwory średnicy $d=18$ mm w górnej części wzmocnień pod wklejenie prętów $\Phi 12$ co 30 cm (już w murze ceglanym). Po zakończeniu wiercenia należy wykonać bruzdy w murze ceglanym na wysokości wierzchu projektowanych wzmocnień do zakotwienia ścianek żelbetowych we wzmacnianych ścianach. Wysokość i głębokość bruzd przedstawiono w części rysunkowej opracowania. Długość bruzd (równolegle po obu stronach ściany) powinna wynosić 50 cm i powinny być rozstawione co 100 cm osiowo – czyli 50 cm bruzdy a następnie 50 cm nienaruszonego muru. W kolejnym etapie należy w wywierconych otworach rdzeniowych osadzić rury karbowane z HDPE o średnicy wewnętrznej 50 mm, ustawić je osiowo w otworze i zainiekować cementową zaprawą iniekcyjną. Gdyby podłoże kamienne wewnątrz otworów rdzeniowych było bardzo porowate/chłonne – to przed osadzeniem rur należy zaimpregnować powierzchnię gruntem CERESIT CT17 PROFI lub innym preparatem równoważnym. Następnie należy wykonać osadzenie przelotowych prętów $\Phi 12$ (B500SP) w górnej części wzmocnienia na kompozycji epoksydowej lub na cementowej zaprawie iniekcyjnej po ich osiowym ustawieniu i odpowiednim zabezpieczeniu z jednej strony. W następnej kolejności należy wykonać izolacje na betonie podkładowym z 2 warstw papy termozgrzewalnej podkładowej S30 V60. Po czym montaż zbrojenia i szalunków. Przed betonowaniem oczyszczone powierzchnie wzmacnianych ścian należy dość obficie zwilżyć wodą. Do betonowania należy stosować beton o wysokiej wytrzymałości wczesnej zapewniający uzyskanie po 10 dniach min. 75% wytrzymałości 28-dniowej. Po ok. 2-3 dniach można zdemontować deskowanie oraz wykonać montaż prętów skręcających/sprężających i wykonać

ich wstępne napięcie (po 3 dniach) do 10% normowej siły sprężającej $0,1 \times F_{pc} = 32 \text{ kN}$ ($F_{pc} = 314,2 \text{ kN}$). Kolejny segment wzmocnień można wykonywać po ok. 7 dniach od wylania poprzedniego, po uzyskaniu przez beton min. 75% wytrzymałości 28-dniowej (ok. $f_{ck.cube} = 28 \text{ Mpa}$). Po uzyskaniu przez beton min. 80% planowanej wytrzymałości 28-dniowej $f_{ck.cube} = 0,8 \times 37 \text{ Mpa} = 30 \text{ Mpa}$ (ok. 10 dni) wówczas pręty sprężające należy dociągnąć do całkowitej projektowanej siły naciągu równej $0,2 \times F_{pc} = 63 \text{ kN}$. Proces dokręcania śrub należy przeprowadzać ostrożnie obserwując mur (jak i same wzmocnienia żelbetowe) w sąsiedztwie czy nie pojawiają się jakieś lokalne uszkodzenia – pęknięcia i zarysowania. W razie pojawiania się lokalnych uszkodzeń siłę po konsultacji z projektantem należy zredukować i dopasować do wytrzymałości muru. Dokręcone ostatecznie nakrętki należy zakontrolować drugim kompletem nakrętek i wykonać iniekcję kanałów śrubowych zaczynem cementowym zgodnie z PN-EN 446:2009 oraz PN-EN 447:2009. Następnie zewnętrzne powierzchnie zakotwień (podkładki/pręty/nakrętki) dokładnie pomalować farbą okrętową do konserwacji podwozia Venta Paints (2 warstwami o łącznej grubości $2 \times 80 \mu\text{m}$). Następnie nisze gniazd należy wypełnić wodoszczelną zaprawą cementową (bezskrucową) o wytrzymałości $R_{c.min} = 40 \text{ MPa}$. Powierzchnie zewnętrzne ścian murowanych powyżej wzmocnień żelbetowych od strony zewnętrznej budynku należy wytynkować zaprawą cementową (tynk dwuwarstwowy z dodatkiem środka uplastyczniającego do „narzutki” lub zestawem systemowym) do poziomu ok 20 cm ponad planowany poziom terenu. Na tak przygotowanej powierzchni zewnętrznej należy następnie położyć zestaw izolacji przeciwwilgociowych przedstawionych w dalszej części opracowania. W kolejnym etapie należy przykleić izolację termiczną na kleju poliuretanowym oraz ułożyć zabezpieczającą folię kubełkową oraz wykonać zasypy ze stosowanym zagęszczeniem warstwami ok. 20-30 cm i odpowiednie utwardzenie dookoła budynku zgodnie z dokumentacją architektoniczną. Zasypy należy wykonywać zapewniając zasypianie fundamentów na głębokość nie mniejszą niż 1 m licząc od poziomu ich posadowienia (na odcinku o szerokości min. 1,5 m), zapewniając tym samym minimalną głębokość przemarzania zgodnie z PN-81/B-03020 wynoszącą $h_z = 1,0 \text{ m}$. Ostateczne naciągi/dokręcenia śrub oraz dalsze prace „wykończeniowe” należy wykonywać segmentami w miarę uzyskiwania przez beton odpowiedniej wytrzymałości.

Gdyby po zakończeniu wykonywania wzmocnień na ścianach budynku pojawiły się jakieś miejscowe uszkodzenia w postaci pęknięć lub zarysowań – to należy je po zakończeniu całości prac przy fundamentach naprawić stosując odpowiednie przemurowanie, klamrowanie, spoinowanie lub iniekcję pękniętych fragmentów stosownie do zakresu uszkodzeń.

Po wykonaniu wzmocnień FR1÷FR2 ścian zewnętrznych budynku w następnej kolejności należy wykonać płyty denne PG1 w poszczególnych pomieszczeniach piwnicy. W pierwszej kolejności należy wykonać płytę w pomieszczeniu klatki schodowej. Zaleca się wykonywać płyty PG1 sukcesywnie – pomieszczenie po pomieszczeniu – po wcześniejszym rozebraniu istniejących ścianek działowych grubości $1/4 \div 1/2$ cegły (65-120

mm) nie stanowiących podparć sklepień - z zachowaniem przerwy 3 dni aby pozwolić betonowi uzyskać ok. 50% docelowej wytrzymałości. Po tym czasie można przystąpić do przygotowania kolejnego pola – w szczególności bruzdowania ścian nośnych pod zakotwienie płyty PG1 w dolnej części ściany. Bruzdowanie należy wykonywać drobnymi elektronarzędziami stosując dokładne nacięcia i ograniczając wibracje i drgania do minimum. Po wykonaniu płyt PG1 należy wykonać wzmocnienia FR3÷FR4 ścian wewnętrznych w części niepodpiwniczonej stosując procedurę analogiczną jak dla elementów FR1÷FR2, dzieląc prace na odcinki ok. 3÷4 m. Następnie należy wykonać wzmocnienia FR6÷FR7 (ścianki pionowe wzmocnień) dla ścian wewnętrznych w części podpiwniczonej, również stosując rozsądne etapowanie – najlepiej pomieszczenie po pomieszczeniu. W ostatnim etapie należy wykonać wzmocnienie FR5 ściany w osi C, gdzie znajduje się uskok głębokości posadowienia budynku. Wzmocnienie fundamentów tej ściany wykonywać odcinkami długości ok. 3 m (w szczególności od strony bez podpiwniczenia). Po zakończeniu prac przy tej ścianie wykonane podkopy pod ścianami w osi 2, 3 i 4 należy podbić betonem klasy C20/25, zgodnie ze schematem i opisem przedstawionym w części rysunkowej opracowania.

Przedstawiona procedura wykonania prac objętych zakresem opracowania nie wyczerpuje wszystkich szczegółów wykonawczych. W zakresie detali nie przedstawionych w niniejszym opracowaniu Wykonawca powinien kierować się stosowną wiedzą techniczną, zasadami sztuki budowlanej, jak również własnym doświadczeniem a w sprawach wątpliwych konsultować z Inspektorem Nadzoru i Projektantem.

6. Wklejanie prętów zbrojeniowych na kompozycji epoksydowej

Skład kompozycji epoksydowej do wklejania prętów zbrojeniowych oraz do iniekcji ciśnieniowej bardziej znaczących spękań i zarysowań:

- | | |
|------------------------------------|--------------------|
| - Epidian 5 | 100 części wagowo, |
| - mączka kwarcowa | 50 części wagowo, |
| - plastifikator – ftalan dwubutylu | 5 części wagowo, |
| - utwardzacz Z-1 | 11 części wagowo. |

Alternatywnie można również zastosować jedną z dostępnych na rynku gotowych systemowych żywic dedykowanych do wklejania stalowych elementów mocujących w konstrukcje murowe, np. żywicę hybrydową HILTI HIT-HY 170.

Przygotowanie powierzchni stalowych oraz ceglanych pod klejenie/wklejanie za pomocą kompozycji epoksydowej

Ze względu na znaczną wrażliwość połączenia pomiędzy żywicą epoksydową a elementami stalowymi i podłożem na wszelkie zapylenie, zabrudzenia oraz nadmierną wilgotność należy bezwzględnie wklejać tylko pręty odpowiednio oczyszczone poprzez piaskowanie/śrutowanie lub mechanicznie szczotkami drucianymi z użyciem elektronarzędzi (szlifierka, wiertarka) do stopnia czystości Sa 2 1/2 wg PN-EN ISO 8501-1. Wywiercone otwory pod wklejanie lub iniekcję muszą zostać dokładnie odpylone/ oczyszczone sprężonym powietrzem. Ponadto wilgotność podłoża murowego/betonowego nie może przekraczać 6%.

7. Naprawa murów – iniekcja zarysowań i spękań

Drobne zarysowania i pęknięcia, które pojawiłyby się wskutek realizacji podbić i prac wzmacniających fundamenty (co niestety jest częstym i normalnym zjawiskiem, szczególnie przy podbijaniu budynków) należy iniekować ciśnieniowo płynną, odporną na siarczany masą do wypełniania otworów Cerinol BSP (Weber Deitermann) lub dwuskładnikową suspensją cementową Aida Iniektionsleim (Remmers) lub innym równoważnym produktem. Znaczne pęknięcia należy wypełnić wprowadzoną pod ciśnieniem kompozycją epoksydową o składzie przedstawionym w poprzednim punkcie. W przypadku gdyby się pojawiły większe pęknięcia należy je naprawiać stosując przemurowanie lub przy mniejszych sklamrowanie klamrami z prętów $\Phi 8$ co ok. 15 cm wklejonych na kompozycji epoksydowej (długość ramienia klamrującego 25 cm; długość ramion wklejanych (głębokość wklejenia) 20 cm. W przypadku dwustronnych pęknięć – klamrowanie stosować również dwustronnie.

8. Izolacje przeciwwilgociowe ścian zewnętrznych

Po wykonaniu wszystkich wzmocnień fundamentów i tynków na ścianach piwnicznych od strony zewnętrznej do poziomu 20 cm ponad poziom terenu należy wykonać na tych powierzchniach zewnętrznych izolacje przeciwwodne o następującym układzie:

- 1 w-stwa grunt CERESIT CT17 PROFIL,
- 1 warstwa BOSTIK K100 rozcieńczony wodą 1:1,
- 2 warstwy BOSTIK DICKBESCHICHTUNG 2 K, z czego pierwsza zbrojona siatką AKE łączoną na 15 cm zakład.

Przed położeniem powyższych izolacji na krawędziach stykowych powierzchni pionowych i poziomych (pomiędzy ścianką żelbetową a wzmacnianą ścianą murowaną/tynkiem oraz pomiędzy ławą a ścianką żelbetową) wykonać uszczelnienie – fasetę trójkątną o boku 5 cm z zaprawy wodoszczelnej BOSTIK SPERMÖRTEL.

9. Materiały

9.1. Zastosowane materiały konstrukcyjne

Beton podkładowy: **C20/25**.

Beton na podbicia FP1÷FP3; wzmocnienia FR1÷FR7, płytę PG1 : **C30/37 (W8)** (cement CEM 42,5R) (o wysokiej wytrzymałości wczesnej – 50% normowej wytrzymałości fck po 3 dniach i 80% fck po 10 dniach).

Stal zbrojeniowa (wszystkie elementy): **B500SP**.

Szpilki skręcające/sprężające fundament: **M30/8.8 (ocynk ogniowy dla całego zestawu śrubowego)**.

Podkładki kwadratowe 20x120/120mm: **stal S355 (ocynk ogniowy min. 50 µm)**.

Konstrukcje tymczasowe do skręcenia obwodowego z C200 i podpory przybudówki HEA140: **stal S235 JRG2**.

Wszelkie stosowane rozwiązania, materiały i technologie opisane w niniejszej dokumentacji muszą spełniać wymogi wynikające z przepisów prawa budowlanego, w szczególności Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dziennik Ustaw nr 75 poz.690 wraz z późniejszymi zmianami) oraz wymogi Dzienników Ustaw i ustaleń Polskich Norm dotyczących:

- bezpieczeństwa konstrukcji,
- bezpieczeństwa pożarowego,
- bezpieczeństwa użytkowania,
- zabezpieczenia odpowiednich warunków higienicznych i zdrowotnych,
- oszczędności energii i odpowiedniej izolacyjności cieplnej.

Przy realizacji obiektu powinny być zastosowane materiały dopuszczone do obrotu i stosowania w budownictwie, za które uznaje się zgodnie z przepisami prawa budowlanego, wyroby posiadające:

- certyfikat na znak bezpieczeństwa,
- deklarację zgodności lub certyfikat zgodności z Polską Normą,

- aprobatę techniczną w przypadku wyrobów dla których nie ustanowiono Polskiej Normy.

9.2. Uwagi dotyczące materiałów systemowych

Wszystkie przedstawione w projekcie rozwiązania i materiały systemowe dla których podano nazwy handlowe mają jedynie charakter orientacyjny celem określenia wartości minimalnych wiodących parametrów technicznych przedstawionych rozwiązań i materiałów. Proponowane materiały można zamieniać na inne produkty dowolnych producentów posiadające dopuszczenie do stosowania w budownictwie na polskim rynku oraz o nie niższych parametrach technicznych w stosunku do proponowanych w niniejszym opracowaniu.

10. Zalecenia dodatkowe

W związku z koniecznością wprowadzenia żelbetowych ścianek wzmacniających istniejące ściany, w tym ścianę w osi C (w linii uskoku głębokości posadowienia budynku między częścią podpiwniczoną i niepodpiwniczoną) należy rozebrać istniejące schody do piwnicy i zastąpić je nowymi np. stalowymi systemowymi o geometrii spełniającej aktualne wymagania prawne (zgodnie z odrębnym opracowaniem projektowym) celem zapewnienia poprawnej komunikacji pionowej do pomieszczeń piwnicznych oraz eliminacji kolizji ze wzmocnieniami fundamentów.

11. Wytyczne bhp przy pracach budowlanych

Wszyscy pracownicy oraz osoby towarzyszące związane z pracami budowlanymi powinny być wyposażone w odzież ochronną. Należy przestrzegać Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dn. 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (*Dz. U. 2003 nr 47 poz. 401*), Rozporządzenia Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (*Dz.U. 2003 nr 169 poz. 1650*).

12. Uwagi końcowe – ogólne zasady wykonawstwa i montażu z zaznaczeniem jego wpływu na stateczność i nośność konstrukcji i elementów

- Niniejsza część projektu została opracowana zgodnie z obowiązującymi normami, przepisami prawa budowlanego i zasadami sztuki oraz jest kompletna ze względu na cel, któremu ma służyć.
- Wszystkie roboty budowlano – montażowe i odbiór robót wykonywać zgodnie obowiązującymi „Warunkami technicznymi wykonywania i odbioru robót budowlano – montażowych” wydanych przez Ministerstwo Infrastruktury i Budownictwa (aktualnie Ministerstwo Inwestycji i Rozwoju),

a opracowanych przez Instytut Techniki Budowlanej. Wszystkie prace budowlane wykonywać zgodnie z obowiązującymi normami sztuki budowlanej.

- W trakcie prowadzenia robót budowlanych należy przestrzegać zapisów opinii, uzgodnień i postanowień, wytworzonych i uzyskanych na etapie dokumentacji projektowej.
- W celu uszczegółowienia rozwiązań konstrukcyjnych zaleca się przed przystąpieniem do realizacji zaleca opracować projekt wykonawczy.
- W związku z podniesionym niebezpieczeństwem prowadzonych prac oraz stopniem skomplikowania technicznego wszystkie prace w przedmiotowym zakresie wzmocnień należy prowadzić **z zachowaniem nadzwyczajnych środków bezpieczeństwa oraz przy rygorystycznym przestrzeganiu przepisów BHP.**
- Przedmiotowe prace należy prowadzić pod **ciągłym i ścisłym nadzorem Kierownika Budowy i Inspektora Nadzoru.**
- Wszelkie konieczne zmiany i odstępstwa od niniejszego projektu należy bezwzględnie konsultować i uzgadniać z Projektantem, Inspektorem Nadzoru/Inwestorem.
- Projekt nie obejmuje swym zakresem szczegółowego zakresu konstrukcji tymczasowych (wszelkiego rodzaju rozpór, podpór i innych tymczasowych zabezpieczeń) niezbędnych do realizacji projektowanego przedsięwzięcia budowlanego. W projekcie przedstawiono jedynie schematycznie podstawowe niezbędne zabezpieczenia konstrukcji budynku na czas prowadzonych prac. Ostateczny dobór oraz projekt wszystkich tymczasowych konstrukcji i zabezpieczeń niezbędnych do realizacji inwestycji pozostaje po stronie Wykonawcy.
- Przed przystąpieniem do prac Wykonawca jest zobowiązany zlecić opracowanie projektu wszystkich tymczasowych konstrukcji zabezpieczających (stemplowań, podparć, rozpór, etc.) firmie specjalizującej się w projektowaniu zabezpieczających konstrukcji tymczasowych. Konstrukcje powyższe powinny zapewnić odpowiednią **stabilizację przeciw niekontrolowanym przemieszczeniom i utracie stateczności** na czas prac wzmacniających.
- Zaleca się w miarę możliwości odciążenie stropów budynku w obszarze prac ze zbędnych obciążeń.
- Wszelkie prace polegające na kuciu, wycinaniu bruzd pod elementy konstrukcyjne, etc. Należy wykonać przy użyciu drobnych elektronarzędzi z maksymalnym ograniczeniem lub zupełnym wyeliminowaniem udaru lub narzędziami ręcznymi ze szczególną ostrożnością i zachowaniem zasad bezpieczeństwa.

- W związku zużyciem palników (otwartego ognia) do układania izolacji z papy termozgrzewalnej wewnątrz obiektu, gdzie znajdują się powyżej konstrukcje drewniane stropów należy zapewnić rygorystyczne przestrzeganie zasad BHP podczas tych prac. Wszystkie stanowiska pracy w budynku i poza nim mające kontakt z otwartym ogniem należy wyposażać w:

- gaśnicę proszkową o ładunku 6 kG,
- koc gaśniczy.

Wewnątrz lokalu na czas prowadzonych prac z otwartym ogniem należy rozmieścić gaśnice proszkowe o ładunku nie mniejszym niż 2 kG w ilości zgodnej z przepisami.

- Należy przestrzegać Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (*Dz.U 2003 nr 47 poz. 401*), Rozporządzeniu Ministra Pracy i Polityki Socjalnej z dnia 26 września 1997 r. w sprawie ogólnych przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy (*Dz. U. 2003 nr 169 poz. 1650*).
- Wszystkie maszyny i urządzenia powinny posiadać obowiązujące certyfikaty i znaki, bezpieczeństwa lub świadectwa dopuszczenia do eksploatacji, deklaracje zgodności pod względem BHP, zgodnie z obowiązującymi przepisami w tym zakresie.
- Wszystkie prace należy wykonać zgodnie ze sztuką budowlaną, polskimi normami oraz przepisami BHP i p. póź..
- Wszystkie materiały stosować zgodnie z ich przeznaczeniem i wytycznymi producenta.
- W przypadku pojawienia się w projekcie jakichkolwiek nazw i znaków towarowych należy je traktować jako wzorcowe, w żaden sposób nie będące sugerowanymi.
- Wszystkie materiały zastosowane na etapie wykonawstwa muszą spełniać wymogi jakości co najmniej równoważne podanym w projekcie.
- Zwraca się uwagę, że przedmiotowe prace wzmacniające powinny być prowadzone w sposób zapewniający **bezpieczeństwo osób postronnych i użytkowników lokali sąsiednich**. Obszar prowadzonych prac należy odpowiednio zabezpieczyć przed dostępem osób postronnych. Podobnie należy zabezpieczyć użytkowników lokali w „obszarze wpływu” prowadzonych robót budowlanych. Szczegółowy zakres i sposób zabezpieczeń należy uzgodnić z Inspektorem Nadzoru i Inwestorem.
- Ze względu na specyfikę i stopień skomplikowania prac objętych opracowaniem – muszą one zostać wykonane przez **przedsiębiorstwo wyspecjalizowane w pracach polegających na wzmacnianiu tego typu konstrukcji budowlanych o charakterze zabytkowym**, zatrudniające wysokiej klasy

specjalistów i posiadające udokumentowane doświadczenie w tym zakresie. Prace powinien prowadzić inżynier – kierownik robót – posiadający odpowiednie uprawnienia budowlane. Prace wymagają stałego nadzoru inwestorskiego i w razie potrzeby autorskiego autora projektu.

- Przed przystąpieniem do robót kierownictwo budowy oraz inspektor nadzoru powinni dokładnie zaznaczyć się z całością dokumentacji technicznej, zwracając uwagę na jej powiązanie z opracowaniami branżowymi. Ewentualne uwagi przedstawić projektantowi konstrukcji na. min. 3 tygodnie przed rozpoczęciem robót.
- Przed przystąpieniem do prac Inwestor jest zobowiązany do wykonania niezbędnych koordynacji międzybranżowych oraz uzyskania wszelkich niezbędnych wymaganych prawem uzgodnień i pozwoleń administracyjnych.

13. Wykaz przepisów

Projekt opracowano na podstawie obowiązujących norm i literatury technicznej.

Obliczenia statyczne wykonano na podstawie norm:

PN-90/B-03000 Projekty budowlane – Obliczenia statyczne.

Zestawienia obciążeń wykonano w oparciu o normy:

- [N1]. **PN-EN 1990:2004** Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N2]. **PN-EN 1990:2004/Ap1:2004** Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N3]. **PN-EN 1990:2004/Ap2:2010** Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N4]. **PN-EN 1990:2004/AC:2008** Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N5]. **PN-EN 1991-1-1:2004** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N6]. **PN-EN 1991-1-2:2005** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [N7]. **PN-EN 1991-1-3:2005** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
- [N8]. **PN-EN 1991-1-4:2008** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.

- [N9]. **PN-EN 1991-1-5:2005** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- [N10]. **PN-EN 1991-1-6:2007/AC:2008** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.
- [N11]. **PN-EN 1991-1-7:2008** Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe.

Wymiarowanie konstrukcji przeprowadzono w oparciu o normy:

- [N12]. **PN-EN 1992-1-1:2008** Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N13]. **PN-EN 1992-1-2: 2008** Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [N14]. **PN-EN 1993-1-1:2006** Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N15]. **PN-EN 1993-1-2:2007** Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [N16]. **PN-EN 1993-1-8:2006** Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [N17]. **PN-EN 1996-1-1:2010** Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- [N18]. **PN-EN 1996-1-2:2010** Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [N19]. **PN-81/B-03020**: Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

14. Spis rysunków

| | | |
|-----|--|-------|
| K1 | Rzut fundamentów – wzmocnienia | 1:100 |
| K2 | Rzut parteru – plan skrócenia budynku | 1:100 |
| K3 | Elewacja zachodnia – wzmocnienia fundamentów | 1:100 |
| K4 | Elewacja wschodnia – wzmocnienia fundamentów | 1:100 |
| K5 | Elewacja południowa – wzmocnienia fundamentów | 1:100 |
| K6 | Elewacja północna – wzmocnienia fundamentów | 1:100 |
| K7 | Procedura wykonania prac – wytyczne | 1:10 |
| K8 | Wzmocnienie FR1; przekrój 1-1; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K9 | Wzmocnienia FR-1÷FR5 – szczegóły det.A i det.B | 1:10 |
| K10 | Wzmocnienie FR2; przekrój 2-2; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K11 | Wzmocnienie FR3; przekrój 3-3; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K12 | Wzmocnienie FR4; przekrój 4-4; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K13 | Wzmocnienie FR5; przekrój 5-5; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K14 | Wzmocnienie FR6; przekrój 6-6; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K15 | Wzmocnienie FR7; przekrój 7-7; rys. szalunkowy | 1:10 |
| K16 | Wzmocnienie FR1; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K17 | Zbrojenie strefy zakotwień prętów sprężających – cz.I | 1:10 |
| K18 | Zbrojenie strefy zakotwień prętów sprężających – cz.II | 1:10 |
| K19 | Wzmocnienie FR2÷FR4; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K20 | Wzmocnienie FR5; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K21 | FR5/p – zbrojenie strefy zakotwień prętów sprężających | 1:10 |
| K22 | Wzmocnienie FR6; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K23 | Wzmocnienie FR7; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K24 | Det.C; rys. szalunkowy i zbrojeniowy – cz.I | 1:20 |

| | | |
|-----|--|------|
| K25 | Det.C; rys. szalunkowy i zbrojeniowy – cz.II | 1:20 |
| K26 | Blok FP1; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K27 | Blok FP2; rys. zbrojeniowy | 1:20 |
| K28 | Blok FP3; rys. zbrojeniowy | 1:20 |

Projektant:

mgr inż. Krzysztof Michoń

upr. Nr MAP/0356/POOK/11

II. Obliczenia statyczne

1. Zestawienie obciążeń działających na budynek

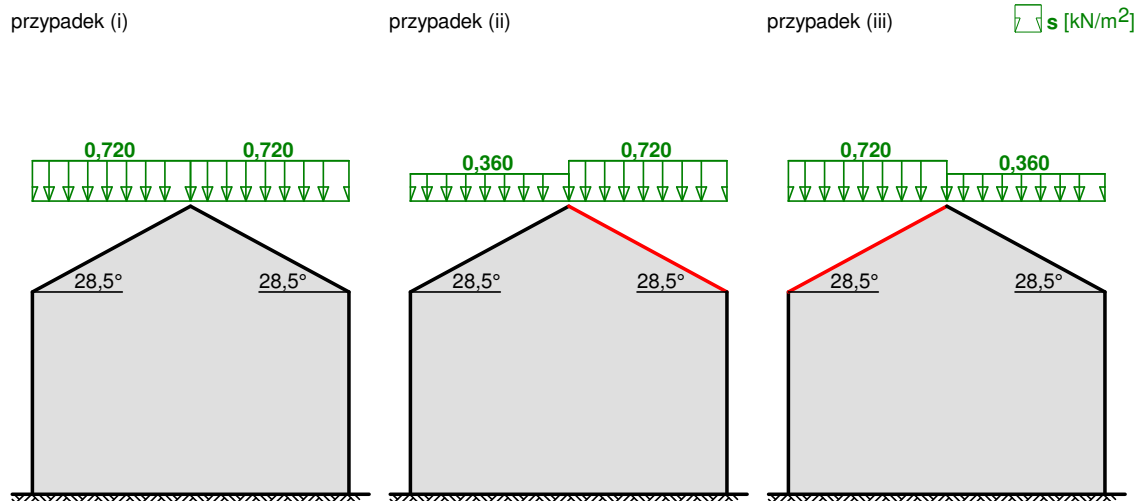
1.1. Dach

1.1.1. Obciążenia stałe

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ_F | Wartość obl. kN/m ² |
|------------|--|----------------------|---------------------------------|--------|--------------------------------|------------|--------------------------------|
| 1. | Blacha stalowa, cynkowa lub miedziana o grubości 0,55 mm [0,350kN/m ²] | stałe | 0,35 | -- | 0,35 | 1,35 | 0,47 |
| 2. | Ciężar więźby dachowej – więźba drewniana, ciesielska [0,250kN/m ²] | stałe | 0,25 | -- | 0,25 | 1,35 | 0,34 |
| 3. | Wełna mineralna w rolkach gr. 40cm [0,4x1kN/m ³] [0,400kN/m ²] | stałe | 0,40 | -- | 0,40 | 1,35 | 0,54 |
| 4. | Poszycie z dwóch płyt gipsowo-kartonowych ogniochronnych + ruszt stalowy 12kN/m ³ x2x0,0125m+0,1kN/m ² [0,400kN/m ²] [0,400kN/m ²] | stałe | 0,40 | -- | 0,40 | 1,35 | 0,54 |
| Σ : | | | 1,40 | | 1,40 | | 1,89 |

1.1.2. Obciążenie śniegiem

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



Bardziej obciążona połać dachu obciążonego nierównomiernie – przypadek (ii)/(iii):

- Dach dwupołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia śniegiem 2 $\rightarrow s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
 - teren normalny $\rightarrow C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny $\rightarrow C_t = 1,0$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 28,5^\circ$

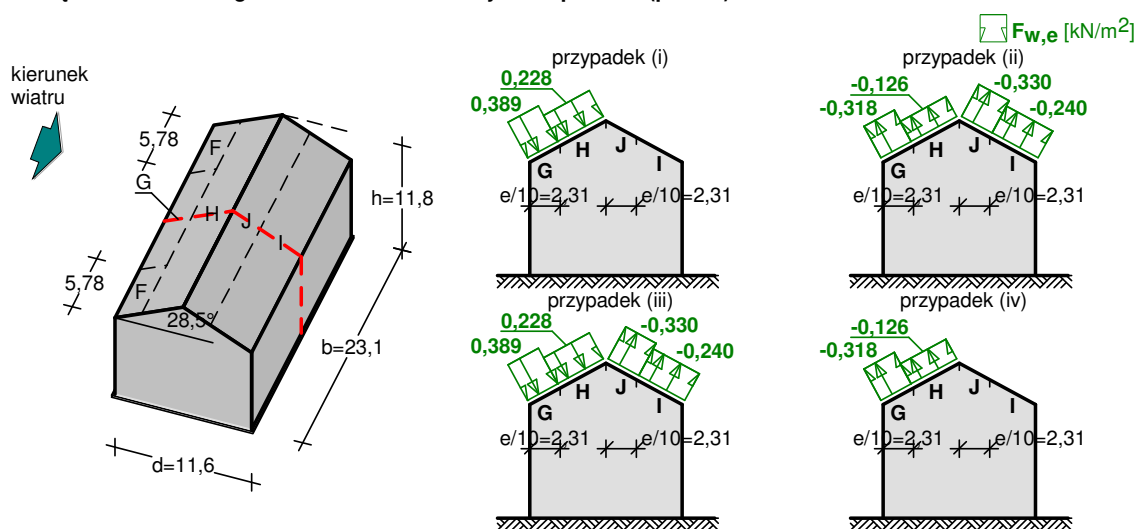
$$\mu_1 = 0,8$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,900 = 0,720 \text{ kN/m}^2$$

1.1.3. Dach – obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)



- Dach dwuspadowy o wymiarach: $b = 23,1 \text{ m}$, $d = 11,6 \text{ m}$, kąt nachylenia połaci $\alpha = 28,5^\circ$
- Budynek o wysokości $h = 11,8 \text{ m}$
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 23,1 \text{ m}$
- Wiatr wiejący na ścianę boczną, $\theta = 0^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
- strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 250 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $C_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $C_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 11,80 \text{ m}$
- Kategoria terenu III \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 0,8 \cdot (11,8/10)^{0,19} = 0,83$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 18,16 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,272$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 599,2 \text{ Pa} = 0,599 \text{ kPa}$
- Współczynnik konstrukcyjny: $C_s C_d = 1,000$

Połac w przekroju x/b = 0,50 – pole G – parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = 0,650$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot 0,650 = 0,389 \text{ kN/m}^2$$

Połac w przekroju x/b = 0,50 – pole G – ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,530$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot (-0,530) = -0,318 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole H – parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = 0,380$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot 0,380 = 0,228 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole H – ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,210$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot (-0,210) = -0,126 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole I – parcie:

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

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot 0,0 = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole I – ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,4$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot (-0,4) = -0,240 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole J – parcie:

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

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot 0,0 = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 – pole J – ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,550$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot q_p(Z_e) \cdot C_{pe} = 1,000 \cdot 0,599 \cdot (-0,550) = -0,330 \text{ kN/m}^2$$

1.2. Strop nad I piętrzem

1.2.1. Obciążenia stałe

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|---|----------------------|---------------------------------|----|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Posadzka drewniana [0,23 kN/m ²] | stałe | 0,23 | -- | 0,23 | 1,35 | 0,31 |
| 2. | Deski gr. 32mm – drewno klasy wytrzymałości C24 [4,200kN/m ³ ·0,032m] | stałe | 0,13 | -- | 0,13 | 1,35 | 0,18 |
| 3. | Konstrukcja belkowa stropu – drewno klasy wytrzymałości C24 [4,200kN/m ³]; b/h=16/30cm co 100cm [0,250kN/m ²] | stałe | 0,25 | -- | 0,25 | 1,35 | 0,34 |
| 4. | Wetna minaralna w płytach twardych, gr. 20cm; [0,2·2kN/m ³]; [0,400kN/m ²] | stałe | 0,40 | -- | 0,40 | 1,35 | 0,54 |
| 5. | Podsufitka – deski drewno klasy wytrzymałości C24 grub. 2,5 cm [4,200kN/m ³ ·0,025m] | stałe | 0,11 | -- | 0,11 | 1,35 | 0,15 |
| 6. | Tynk wapienny na trzcinie 3cm | stałe | 0,45 | -- | 0,45 | 1,35 | 0,61 |
| Σ: | | | 1,57 | | 1,57 | | 2,12 |

1.2.2. Obciążenia zmienne

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--------------------|----------------------|---------------------------------|---|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
|------|--------------------|----------------------|---------------------------------|---|--------------------------------|----------------|--------------------------------|

| | | | | | | | |
|----|--|----------|-------------|------|-------------|------|-------------|
| 1. | Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe – powierzchnia kategorii A (mieszkalna) – Stropy [2,00kN/m ²] | zmiennie | 2,00 | 1,00 | 2,00 | 1,50 | 3,00 |
| 2. | Obciążenie od ciężaru własnego ścian działowych w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym >2,0 i ≤ 3,0 kN/m długości ściany [1,200kN/m ²] | zmiennie | 1,20 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 1,80 |
| Σ: | | | 3,20 | | 3,20 | | 4,80 |

1.3. Strop nad parterem

1.3.1. Obciążenia stałe

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--|----------------------|---------------------------------|----|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Posadzka drewniana [0,23 kN/m ²] | stałe | 0,23 | -- | 0,23 | 1,35 | 0,31 |
| 2. | Deski gr. 32mm – drewno klasy wytrzymałości C24 [4,200kN/m ³ ·0,032m] | stałe | 0,13 | -- | 0,13 | 1,35 | 0,18 |
| 3. | Konstrukcja belkowa stropu – drewno klasy wytrzymałości C24 [4,200kN/m ³]; b/h=16/20cm co 100cm [0,150kN/m ²] | stałe | 0,15 | -- | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| 4. | Głina z sieczką (lub trocinami) przy stosunku objętościowym gliny do sieczki lub trocin – 1:1 grub. 15 cm [13,0kN/m ³ ·0,15m] | stałe | 1,95 | -- | 1,95 | 1,35 | 2,63 |
| 5. | Ślepy pułap- deski drewno klasy wytrzymałości C24 grub. 2,5 cm [4,200kN/m ³ ·0,025m] | stałe | 0,11 | -- | 0,11 | 1,35 | 0,15 |
| 6. | Podsufitka – deski drewno klasy wytrzymałości C24 grub. 2,5 cm [4,200kN/m ³ ·0,025m] | stałe | 0,11 | -- | 0,11 | 1,35 | 0,15 |
| 7. | Tynk wapienny na trzcinie 3cm | stałe | 0,45 | -- | 0,45 | 1,35 | 0,61 |
| Σ: | | | 3,13 | | 3,13 | | 4,23 |

1.3.2. Obciążenia zmienne

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--|----------------------|---------------------------------|------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Stropy [2,000kN/m ²] | zmiennie | 2,00 | 1,00 | 2,00 | 1,50 | 3,00 |
| 2. | Obciążenie od ciężaru własnego ścian działowych w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym >2,0 i ≤ 3,0 kN/m długości ściany [1,200kN/m ²] | zmiennie | 1,20 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 1,80 |
| Σ: | | | 3,20 | | 3,20 | | 4,80 |

1.4. Strop nad piwnicą

1.4.1. Obciążenia stałe

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--|----------------------|---------------------------------|----|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Posadzka drewniana [0,23 kN/m ²] [0,230kN/m ²] | stałe | 0,23 | -- | 0,23 | 1,35 | 0,31 |
| 2. | Deski (przybijane do legarów); drewno klasy wytrzymałości C24 o grubości 32 mm [0,330kN/m ²] | stałe | 0,33 | -- | 0,33 | 1,35 | 0,45 |
| 3. | Gruz ceglany z wapnem (polepa) śr. grub. 21 cm [12,0kN/m ³ ·0,21m] | stałe | 2,52 | -- | 2,52 | 1,35 | 3,40 |
| 4. | Sklepienie ceglane kolebkowe gr. 1/2 cegły (ok. 14cm) [18,5kN/m ³ ·0,14m·1,2] | stałe | 3,11 | -- | 3,11 | 1,35 | 4,20 |
| 5. | Tynk cem.-wap. gr. 3 cm [19kN/m ³ ·0,03m·1,2] | stałe | 0,69 | -- | 0,69 | 1,35 | 0,93 |
| Σ: | | | 6,88 | | 6,88 | | 9,29 |

1.4.2. Obciążenia zmienne

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--|----------------------|---------------------------------|------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Stropy [2,000kN/m ²] | zmienne | 2,00 | 1,00 | 2,00 | 1,50 | 3,00 |
| 2. | Obciążenie od ciężaru własnego ścian działowych w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym >2,0 i ≤ 3,0 kN/m długości ściany [1,200kN/m ²] | zmienne | 1,20 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 1,80 |
| Σ: | | | 3,20 | | 3,20 | | 4,80 |

1.5. Ściany zewnętrzne

1.5.1. System ocieplenia

| L.p. | Opis oddziaływania | Rodzaj oddziaływania | Wartość char. kN/m ² | Ψ | Wartość rep. kN/m ² | γ _F | Wartość obl. kN/m ² |
|------|--|----------------------|---------------------------------|----|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
| 1. | Systemowa zaprawa klejowa mineralna na bazie cementu gr. śr. ok 1,5 cm; [21kN/m ³ *0,015m] [0,320kN/m ²] | stałe | 0,32 | -- | 0,32 | 1,35 | 0,43 |
| 2. | Styropian EPS 100-0,032, gr.14cm [0,45kN/m ³ *0,14m] [0,060kN/m ²] | stałe | 0,06 | -- | 0,06 | 1,00 | 0,06 |
| 3. | Warstwa zbrojąca + tynk cienkowarstwowySystemowa zaprawa klejowa mineralna na bazie cementu gr. śr. ok 1cm łącznie z tynkiem; [21kN/m ³ *0,01m] [0,210kN/m ²] | stałe | 0,21 | -- | 0,21 | 1,35 | 0,28 |
| Σ: | | | 0,59 | | 0,59 | | 0,78 |

2. Zestawienia obciążeń na ściany fundamentowe

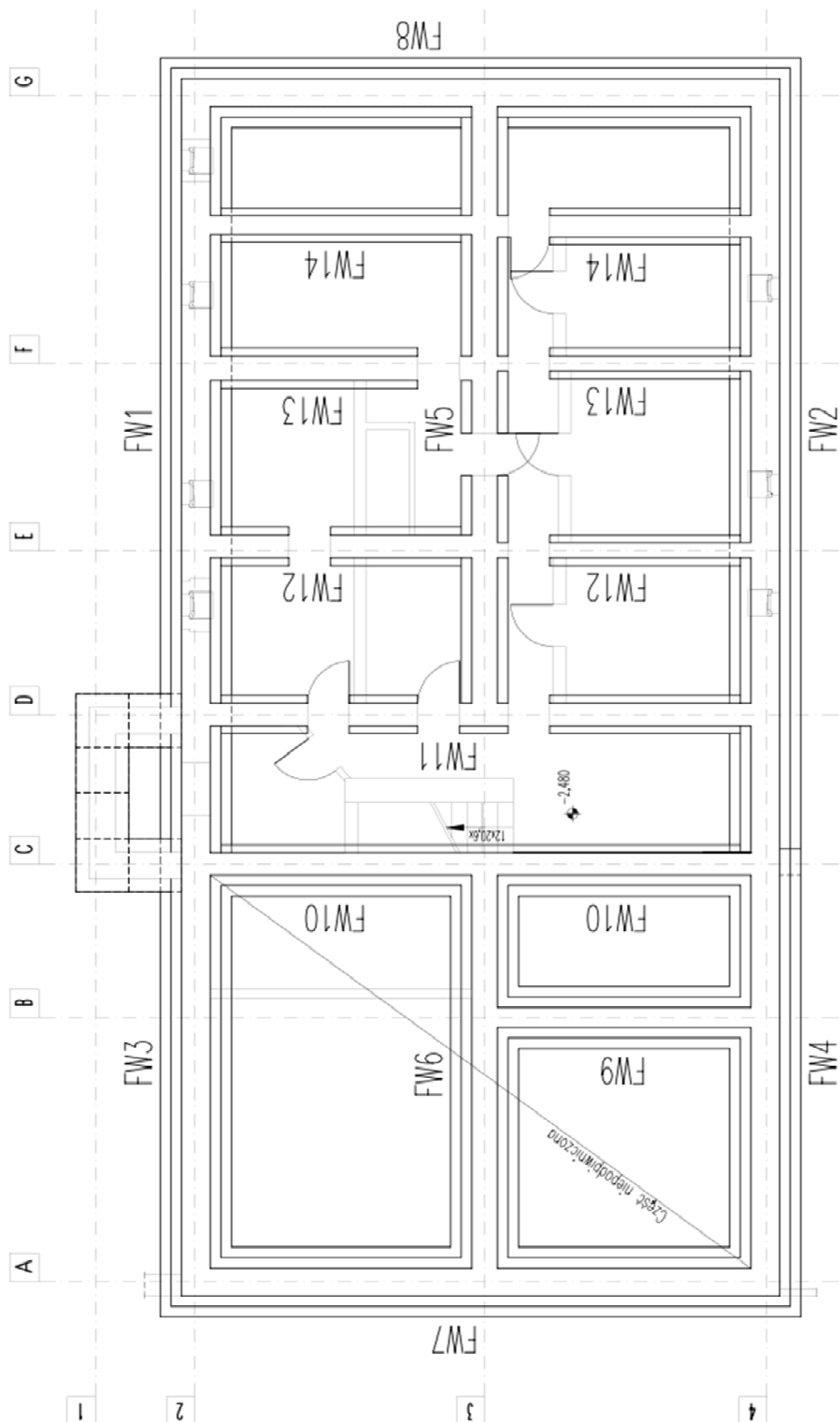
Zestawienia obciążeń na poszczególne ściany fundamentowe przedstawiono w załączniku nr 1 do niniejszego opracowania.



2.1. Numeracja ścian fundamentowych do zestawienia obciążeń

Rzut ścian fundamentowych – numeracja ścian do zestawienia obciążeń

skala 1:50



3. Obliczenia geotechniczne

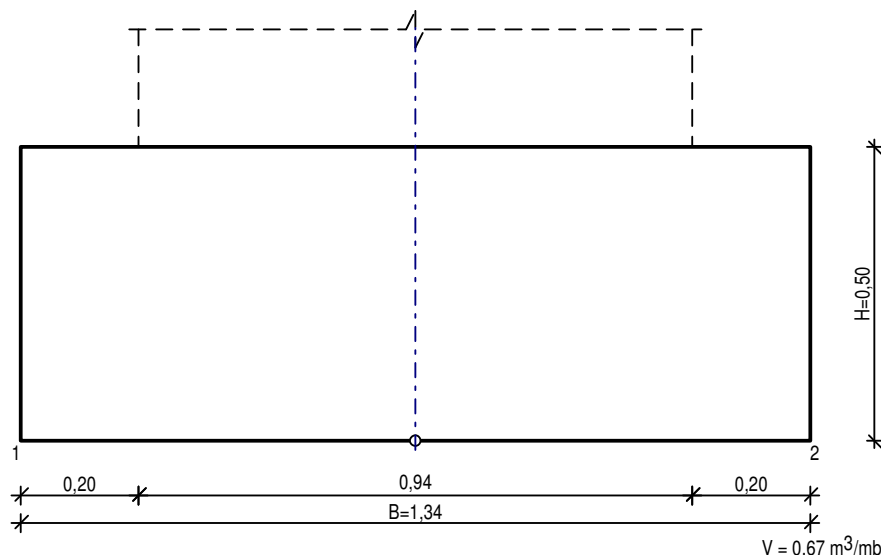
Na podstawie przedstawionych w dalszej części obliczeń przyjęto dla ścian zewnętrznych w części podpiwniczonej minimalną szerokość podstawy fundamentu / ławy równą 134 cm. Założono w tym obustronne ścianki żelbetowe grubości 20 cm oraz ławy żelbetowe w postaci wykształconych dodatkowo belek z każdej strony ściany o przekroju $b/h=40/50$ cm, wystających poza obrys ścianek żelbetowych o dodatkowe 20 cm.

Ze względu na minimalne wymagania w zakresie rozkładu zbrojenia, jego otulenia, możliwości poprawnego zagęszczenia mieszanki betonowej oraz rozwiązania strefy zakotwienia śrub w zakresie geometrii i zbrojenia przyjęto analogiczną geometrię obustronnych wzmocnień dla ścian fundamentowych FW3, FW4, FW6, FW7, FW8, FW9 i FW10 (od strony bez podpiwniczenia).

Dla pozostałych wzmacnianych ścian (FW5, FW10÷FW14) zapewniono spełnienie stanów granicznych nośności podłoża poprzez połączenie tych ścian z zaprojektowaną płytą denną PG1 o grubości 20 cm za pośrednictwem obustronnie dobetonowanych i zakotwionych we wzmacnianych ścianach ścianek grubości 15 lub 20 cm i wysokości 50 cm ponad płytę PG1.

3.1. Ściana fundamentowa FW1

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,34$ m $H = 0,50$ m

$B_s = 0,94$ m $e_B = 0,00$ m

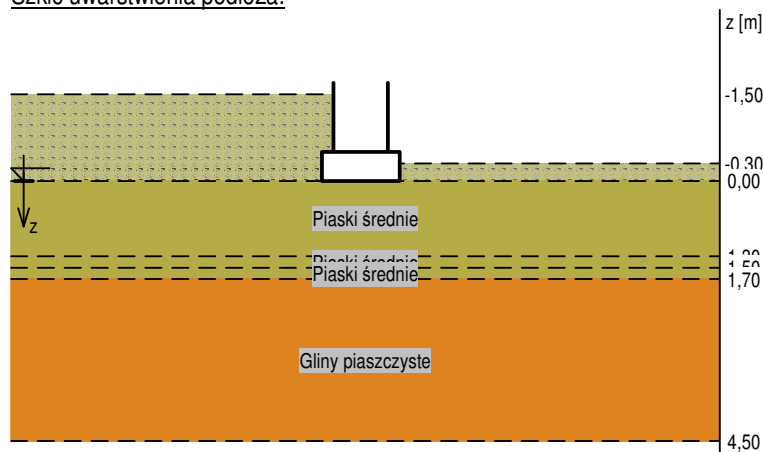
Posadowienie fundamentu:

$D = 1,50 \text{ m}$ $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

| Nr | nazwa gruntu | h [m] | nawodnio na | $\rho_o^{(n)}$ [t/m ³] | $\gamma_{f,\min}$ | $\gamma_{f,\max}$ | $\phi_u^{(f)}$ [°] | $c_u^{(f)}$ [kPa] | M_0 [kPa] | M [kPa] |
|----|-------------------|-------|----------------|------------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------|-----------|
| 1 | Piaski średnie | 1,30 | nie | 1,85 | 0,90 | 1,10 | 29,14 | 0,00 | 79327 | 88141 |
| 2 | Piaski średnie | 0,20 | nie | 1,80 | 0,90 | 1,10 | 28,58 | 0,00 | 66226 | 73584 |
| 3 | Piaski średnie | 0,20 | nie | 1,80 | 0,90 | 1,10 | 28,58 | 0,00 | 66226 | 73584 |
| 4 | Gliny piaszczyste | 2,80 | nie | 2,20 | 0,90 | 1,10 | 18,12 | 31,93 | 48089 | 64102 |

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 300,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

| Nr | typ obc. | z_N [m] | N [kN/m] | T_B [kN/m] | M_B [kNm/m] | e [kPa] | Δe [kPa/m] |
|----|-------------|-------------|------------|--------------|---------------|-----------|--------------------|
| 1 | długotrwałe | w podszewie | 220,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: $19,0 \text{ kN/m}^3$

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,35$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 0,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

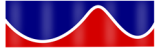
Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,35$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

| | | |
|--|---|--------------------------|
|  <p>PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu</p> | <p>Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYŚŁOWICACH</p> | <p>Strona: 39/45</p> |
|--|---|--------------------------|

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 30 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-SPRAWDZENIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 297,6 \text{ kN/mb}$

$N_r = 225,1 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 297,6 \text{ kN/mb} = 241,1 \text{ kN/mb}$ (93,4%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 111,7 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 111,7 \text{ kN/mb} = 80,4 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 177,8 \text{ kPa}$

$\sigma_{max} = 177,8 \text{ kPa} < \sigma_{dop} = 300,0 \text{ kPa}$ (59,3%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 151,64 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 151,6 \text{ kNm/mb} = 109,2 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

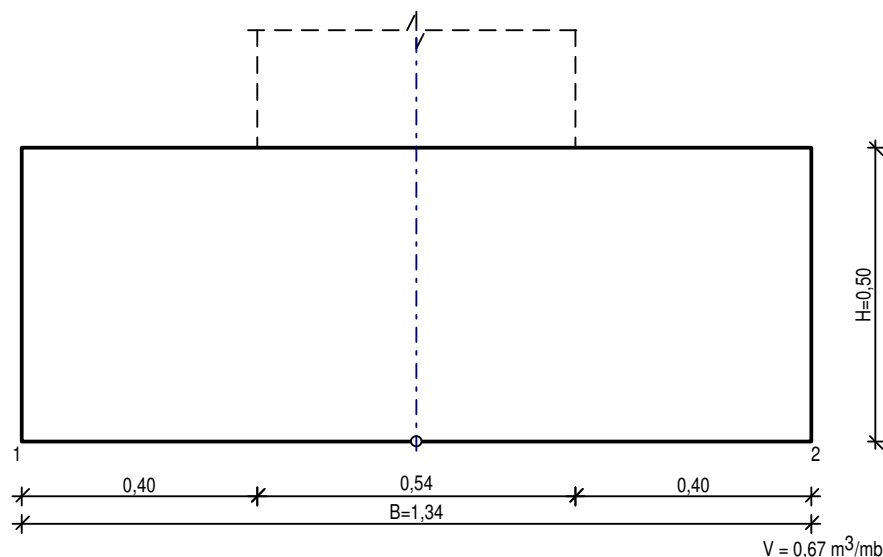
Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,39 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,01 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,41 \text{ cm}$

$s = 0,41 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (40,5%)

3.2. Ściana fundamentowa FW2

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,34 \text{ m}$ $H = 0,50 \text{ m}$

$B_s = 0,54 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

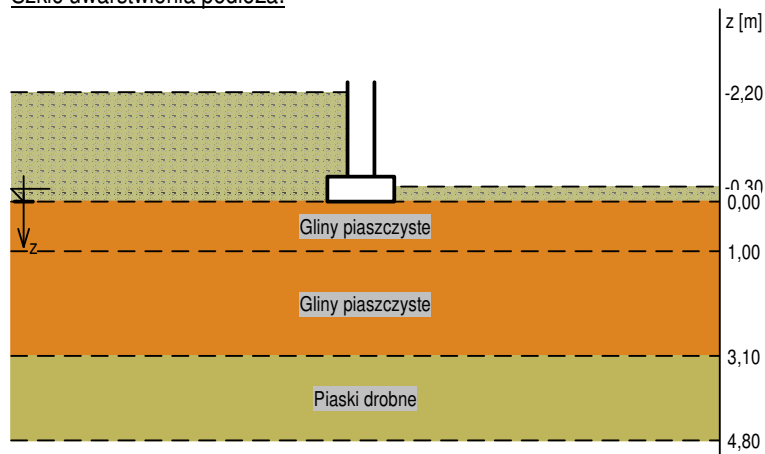
Posadowienie fundamentu:

$D = 2,20 \text{ m}$ $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$


Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

| | | |
|--|---|------------------|
|  PT PROJECT Autorska Pracownia Konstrukcyjna www.ptproject.eu | Temat: PROJEKT WZMOCNIENIA FUNDAMENTÓW W BUDYNKU PRZY UL. POWSTAŃCÓW 21a W MYŚŁOWICACH | Strona: 41/45 |
|--|---|------------------|

| Nr | nazwa gruntu | h [m] | nawodnio na | $\rho_o^{(n)}$ [t/m ³] | $\gamma_{f,min}$ | $\gamma_{f,max}$ | $\phi_u^{(r)}$ [°] | $c_u^{(r)}$ [kPa] | M_0 [kPa] | M [kPa] |
|----|-------------------|-------|----------------|------------------------------------|------------------|------------------|--------------------|-------------------|-------------|-----------|
| 1 | Gliny piaszczyste | 1,00 | nie | 2,20 | 0,90 | 1,10 | 18,12 | 31,93 | 48089 | 64102 |
| 2 | Gliny piaszczyste | 2,10 | nie | 2,20 | 0,90 | 1,10 | 18,12 | 31,93 | 48089 | 64102 |
| 3 | Piaski drobne | 1,70 | nie | 1,75 | 0,90 | 1,10 | 27,59 | 0,00 | 67912 | 84891 |

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 300,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

| Nr | typ obc. | z_N [m] | N [kN/m] | T_B [kN/m] | M_B [kNm/m] | e [kPa] | Δe [kPa/m] |
|----|-------------|-------------|------------|--------------|---------------|-----------|--------------------|
| 1 | długotrwałe | w podszewie | 220,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 19,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,35$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 0,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,35$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 40$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda = 1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-SPRAWDZENIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 603,6$ kN/mb

$N_r = 237,4$ kN/mb $< m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 603,6$ kN/mb = 488,9 kN/mb (48,6%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{FT} = 96,1 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{FT} = 0,72 \cdot 96,1 \text{ kN/mb} = 69,2 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 204,6 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 204,6 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 300,0 \text{ kPa}$ (68,2%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 160,66 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 160,7 \text{ kNm/mb} = 115,7 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

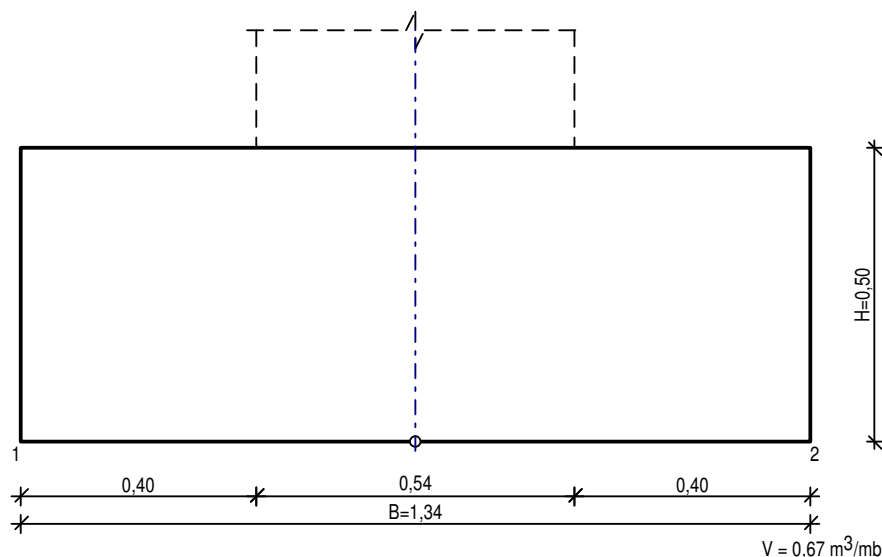
Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,53 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,02 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,55 \text{ cm}$

$s = 0,55 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm}$ (54,7%)

3.3. Ściana fundamentowa FW3

SZKIC FUNDAMENTU



GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,34 \text{ m}$ $H = 0,50 \text{ m}$

$B_s = 0,54 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

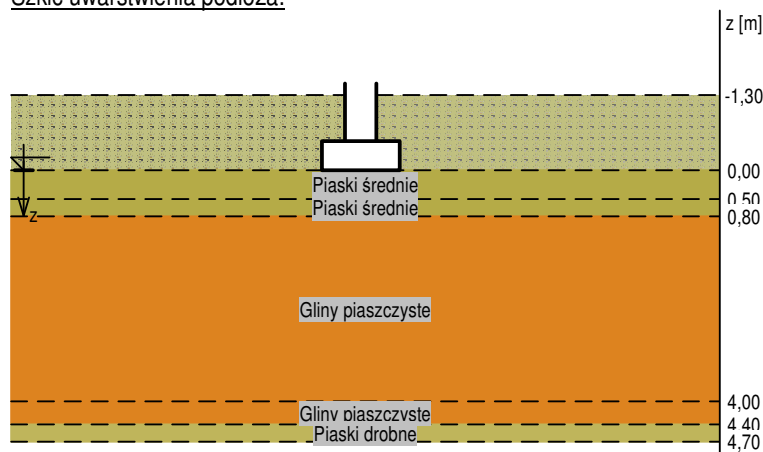
Posadowienie fundamentu:

$D = 1,30 \text{ m}$ $D_{\min} = 1,30 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

| Nr | nazwa gruntu | h [m] | nawodniona | $\rho_o^{(n)}$ [t/m ³] | $\gamma_{t,min}$ | $\gamma_{t,max}$ | $\phi_u^{(t)}$ [°] | $c_u^{(t)}$ [kPa] | M_o [kPa] | M [kPa] |
|----|-------------------|-------|------------|------------------------------------|------------------|------------------|--------------------|-------------------|-------------|-----------|
| 1 | Piaski średnie | 0,50 | nie | 1,85 | 0,90 | 1,10 | 29,14 | 0,00 | 79327 | 88141 |
| 2 | Piaski średnie | 0,30 | nie | 1,85 | 0,90 | 1,10 | 29,14 | 0,00 | 79327 | 88141 |
| 3 | Gliny piaszczyste | 3,20 | nie | 2,20 | 0,90 | 1,10 | 18,12 | 31,93 | 48089 | 64102 |
| 4 | Gliny piaszczyste | 0,40 | nie | 2,20 | 0,90 | 1,10 | 19,80 | 36,00 | 65768 | 87669 |
| 5 | Piaski drobne | 0,30 | nie | 1,75 | 0,90 | 1,10 | 27,59 | 0,00 | 67912 | 84891 |

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 300,0 kPa

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

| Nr | typ obc. | z_N [m] | N [kN/m] | T_B [kN/m] | M_B [kNm/m] | e [kPa] | Δe [kPa/m] |
|----|-------------|-------------|------------|--------------|---------------|-----------|--------------------|
| 1 | długotrwałe | w podszewie | 197,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 19,0 kN/m³

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{t,min} = 0,90$; $\gamma_{t,max} = 1,35$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)** → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy $\rho = 0,0$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Współczynniki obciążenia: $\gamma_{t,min} = 0,90$; $\gamma_{t,max} = 1,35$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12$ mm

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0$ cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 40$ mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,40$

WYNIKI-SPRAWDZENIE

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 704,8 \text{ kN/mb}$

$N_r = 213,4 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 704,8 \text{ kN/mb} = 570,9 \text{ kN/mb}$ (37,4%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 104,0 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 104,0 \text{ kN/mb} = 74,9 \text{ kN/mb}$ (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Naprężenie maksymalne $\sigma_{\max} = 159,3 \text{ kPa}$

$\sigma_{\max} = 159,3 \text{ kPa} < \sigma_{\text{dop}} = 300,0 \text{ kPa}$ (53,1%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 139,32 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 139,3 \text{ kNm/mb} = 100,3 \text{ kNm/mb}$ (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,24 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,05 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,30 \text{ cm}$

$s = 0,30 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 1,00 \text{ cm}$ (29,8%)



III. ZAŁĄCZNIKI