KPLA PIOTR KOSTRZEWSKI
UL. BARTOSZEWICZA 3 M. 4. 00-337 WARSZAWA
BIURO: UL. MIŃSKA 25 LOK 535. 03-803 WARSZAWA
PIOTR@KOSTRZEWSKI.PL TEL: +48 501 392 408

PROJEKT BUDOWLANY

BUDOWY MŁYNA Z PRZEZNACZENIEM NA OŚRODEK EDUKACJI PRZYRODNICZEJ „MŁYN W TURTULU" PRZY SIEDZIBIE SUWALSKIEGO PARKU KRAJOBRAZOWEGO

na działce nr 43 obręb Malesowizna, jedn. ew. Jeleniowo

Malesowizna 24, 16-404 Jeleniowo

CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

Inwestor: Suwalski Park Krajobrazowy,
Malesowizna 24, 16-404 Jeleniowo

Konstrukcja:

Projektant:	mgr inż. Sławomir Szarleja	upr. nr Wa – 224/02
Sprawdzający:	mgr inż. Michał Dębkowski	upr. nr MAZ/0274/PWOK/12

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. **OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA I SPRAWDZAJĄCEGO.....K-3**

II. Część opisowa.....K-4

II.1. Informacje ogólne.....K-4

II.1.1. Podstawa opracowania.....K-4

II.1.2. Część ogólna.....K-4

II.2. Założenia obliczeniowe K-4

II.2.1. Normy projektowania.....K-4

II.2.2. Obciążenia klimatyczne.....K-4

II.2.3. Obciążenia użytkowe i technologiczne.....K-4

II.2.4. Strefa przemarzania gruntu.....K-5

II.2.5. Warunki gruntowo-wodne.....K-6

II.2.6. Kategoria geotechniczna obiektu.....K-6

II.3. Opis konstrukcji.....K-6

II.3.1.Założenia projektowe do posadowienia budynku.....K-7

II.3.2.Technologia przygotowania wykopu – wytyczne wykonawcze.....K-8

II.3.3. Ściany i słupy K-8

II.3.4. Schemat statyczny K-9

II.3.5. Stropy, schody.....K-9

II.3.6. Konstrukcja przeszklonego łącznika.....K-9

II.3.7. Konstrukcja dachu.....K-9

II.4. Materiały.....K-9

II.5. Zabezpieczenia antykorozyjne.....K-9

II.5.1. Elementy betonowe i żelbetowe.....K-9

II.5.2. Elementy stalowe.....K-9

II.6. Ochrona przeciwpożarowa konstrukcji.....K-11

II.7. .Wytyczne realizacyjne.....K-11

II.7.1. Uwagi ogólne.....K-11

II.7.2. Stropy.....K-11

II.7.3. Układanie zbrojenia.....K-12

II.7.4. Otuliny zbrojenia.....K-12

II.7.5. Wylewanie i pielęgnacja betonu.....K-12

III. Obliczenia.....K-19

IV. KOPIE ZAŚWIADCZEŃ PROJEKTANTÓW.....K-20

V. Część rysunkowa.....K-24

PB_1 – Schemat konstrukcji. Rzut fundamentów

PB_2 – Schemat konstrukcji. Strop nad piwnicą

PB_3 – Schemat konstrukcji. Strop nad parterem

PB_4 – Schemat konstrukcji. Rzut dachu

PB_5 – Schemat konstrukcji. Widoki ścian

VI. ZAŁĄCZNIKI.....K-30

Eksperyza budowlana stanu technicznego budynku młyna wodnego w Turtulu przy siedzibie Suwalskiego Parku Krajobrazowego

Warszawa, 7 wrzesień 2017r.

O Ś W I A D C Z E N I E

W związku z art.20, ust.4 ustawy Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (tekst jednolity: Dz.U.Nr 243, poz. 1623 z 2010r) - niniejszym oświadczam jako projektant:

„PROJEKTU BUDOWLANEGO BUDOWY MŁYNA Z PRZEZNACZENIEM NA OŚRODEK EDUKACJI PRZYRODNICZEJ „MŁYN W TURTULU” PRZY SIEDZIBIE SUWALSKIEGO PARKU KRAJOBRAZOWEGO

na działce nr 43 obręb Malesowizna, jedn. ew. Jeleniowo, Malesowizna 24, 16-404 Jeleniowo”

- że projekt ten jest zgodny z przepisami, w tym techniczno-budowlanymi oraz zasadami wiedzy technicznej, zapewnia spełnienie podstawowych wymagań dotyczących bezpieczeństwa konstrukcji oraz bezpieczeństwa użytkowania, w tym pożarowego, a także spełnia odpowiednie warunki higieniczne i zdrowotne, ochrony środowiska, ochrony przed hałasem i drganiami.

Imię i nazwisko	*specjalność*	*nr uprawnień*	*data*	*podpis*
Projektanci konstrukcji:				
mgr inż.. Sławomir Szarleja	konstrukcyjno-budowlana	upr. bud. Wa-224/02	07.09.2017……..	
Sprawdzający konstrukcji:				
mgr inż. Michał Dębkowski	konstrukcyjno-budowlana	upr. bud. MAZ/0274/PWOK/12	07.09.2017……..	

II. CZĘŚĆ OPISOWA

II.1. INFORMACJE OGÓLNE

II.1.1. Podstawa opracowania

- projekt architektoniczno – budowlany, część architektoniczna KPLA Piotr Kostrzewski, wrzesień 2017r.
- uzgodnienia międzybranżowe,
- uzgodnienia z Inwestorem,
- opinia geotechniczna wraz z dokumentacją techniczną badań podłoża gruntowego przygotowanej dla przedmiotowej inwestycji wykonana przez Przedsiębiorstwo Geologiczne EKO-GEO Suwałki pod kierwnictwem mgr inż. Jana Harata i Mirosława Podgórskiego wykonanej w sierpniu 2017 r.

II.1.2. Część ogólna

Opracowanie zawiera projekt budowlany w części konstrukcyjnej budowy budynku młyna z przeznaczeniem na ośrodek edukacji przyrodniczej „Młyn w Turtulu” przy siedzibie Suwalskiego Parku Krajobrazowego (funkcja usługowa obiekt muzealno-edukacyjny).
Obiekt został zaprojektowany jako budynek dwukondygnacyjny, z podpiwniczeniem, ukształtowany w formie zestawionych ze sobą dwóch brył prostopadłościennych krytych spadzistym dachem, połączonych przeszklonym łącznikiem.
Wierzch konstrukcji stropodachu znajduje się na rzędnej ~9,2 m ponad poziomem projektowanego zera budynku.

II.2. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE I PODSTAWOWE WYNIKI OBLICZEŃ

II.2.1. Normy projektowania.

PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne techn. Podst. obciąż. technologiczne i montażowe.
PN-80/B-02010+Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.
PN-77/B-02011+Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.
PN-B/03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-B/03002 Konstrukcje murowe niezbrojone – Projektowanie i obliczenia.
PN-B/03150 Konstrukcje drewniane – obliczenia statyczne i projektowanie

II.2.2. Obciążenia klimatyczne

Zestawienie obciążenia śniegiem dokonano w oparciu o PN-80/B-2010/Az1. Przyjęto że budynek zlokalizowany będzie w:

- trzeciej strefie bez ograniczeń

Ponadto budynek nie będzie niższy niż otaczający teren oraz, że jest otoczony wysokimi drzewami. Wg powyższych założeń przyjęto współczynnik Q_k=1.1
Zestawienie obciążenia wiatrem dokonano w oparciu o PN-77/B-2011/Az1. Przyjęto że budynek zlokalizowany będzie w:

- pierwszej strefie - q_k=250kPa
- będzie znajdował się w terenie niezabudowanym, z nielicznymi przeszkodami (teren A)
- nie będzie znajdował się na skarpie o nachyleniu większym niż 1:3

II.2.3. Obciążenie użytkowe i technologiczne

Do projektowania elementów konstrukcyjnych przyjęto następujące założenia w zakresie obciążeń (charakterystycznych):

1. kanały instalacyjne wraz z sufitem podwieszanymi do stropów o ciężarze zastępczym przyjęto o wartości 0,5kN/m^2,
2. ściany działowe wykonane w technologii GKF lub lekkiej murowanej – przyjęto obciążenie zastępcze od ścian działowych 1,25kN/m^2 (zwiększone odpowiednio z uwagi na wysokość kondygnacji),
3. charakterystyczne obciążenie użytkowe dla posadzki parteru w strefach ekspozycyjnych 4kN/m^2,
4. obciążenie użytkowe dla przestrzeni komunikacyjnych i klatek schodowych 4,0kN/m^2 ,
5. obciążenie użytkowe dla sanitariatów i szatni 3,0kN/m^2 ,
6. obciążenie użytkowe dla powierzchni biurowych 2,0kN/m^2 ,
7. kanały instalacyjne wraz z sufitem podwieszanymi dla dachu o ciężarze zastępczym przyjęto o wartości 0,5kN/m^2, (UWAGA: przewidziano mozliwość montażu instalacji fotowoltanicznych na połaci dachu, zgodnie z jego spadkiem o ciężarze zastępczym przyjęto o wartości 0,5kN/m^2),
8. obciążenie śniegiem dla III strefy klimatycznej (wg. PN-80/B-02010/Az1),
9. obciążenie wiatrem dla I strefy wiatrowej (wg PN-B-02011:1977/Az1),

II.2.4. Strefa przemarzania gruntu

Na podstawie PN-81/B-03020 przyjęto dla projektowanego budynku głębokość przemarzania 140cm – IV strefa.

II.2.5. Warunki gruntowo-wodne.

Warunki gruntowo-wodne rozpoznano w ramach opinii geotechnicznej wraz z dokumentacją techniczną badań podłoża gruntowego przygotowanej dla przedmiotowej inwestycji wykonanej przez Przedsiębiorstwo Geologiczne EKO-GEO Suwałki pod kierwnictwem mgr inż. Jana Harata i Mirosława Podgórskiego wykonanej w sierpniu 2017 r.
Badane podłoże, znajduje się miejscowości Malesowizna-Turtul przy siedzibie Suwalskiego Parku Krajobrazowego na działce o numerze ewidencyjnym 43 woj. podlaskie. Teren badań wznosi się od rzędnej 195,8 do rzędnej 201,1 m npm. Pod względem geomorfologicznym położony jest na Pojezierzu Północnosuwalskim, które stanowi przykład krajobrazu polodowcowego z licznymi wzniesieniami morenowymi, wzniesieniami kemowymi, dolinami rzecznymi, nieckami jezior oraz głazowiskami.
W dniach 19.06.2017 i 20.06.2017 r. firma Klasyfikacja Gruntów Ełk wykonała techniczne badania podłoża gruntowego na omawianej działce. Wykonano 5 otworów badawczych do głębokości 9 m ppt. Wydobywane próbki gruntu poddano badaniom makroskopowym, prowadząc jednocześnie obserwację poziomów wody gruntowej i jej pomiary.
Na podstawie wykonanych badań terenowych, przeprowadzono ocenę warunków gruntowych. Podziału dokonano biorąc pod uwagę genezę, rodzaj i stan oraz opisywano zgodnie z PN_EN_ISO_14688_1_2006. Wartości parametrów geotechnicznych ustalono metodami polowymi zgodnie z PN-EN 1997-1.
W dokumentowanym podłożu stwierdzono obecność utworów czwartorzędowych, holoceńskich nasypowych oraz plejstoceńskich morenowych. Holocen reprezentuje warstwa nasypów niekontrolowanych i nasypów zbudowanych z przemieszanych gruntów sypkich i utworów glebowych, grunty organiczne wykształcone jako namuły i grunty małospoiste występujące jako pyły i pyły piaszczyste. Pod warstwą nasypów niekontrolowanych występują nasypy jednorodne zbudowane z gruntów sypkich w stanie średniozagęszczonym poniżej namuły i pyły przykrywające żwir gliniasty (otwór nr 1) Zalegające pod warstwą gruntów nasypowych i organicznych grunty plejstoceńskie to grunty sypkie wykształcone w postaci żwirów, piasków drobnych, średnich i grubych w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym barwy szarej nawodnione, o stopniu zagęszczenia I_D~0,50 I_D~ 0,70. Wodę gruntową o zwierciadle swobodnym stwierdzono w serii piaszczystej pod gruntami nasypowymi. Wodę tą nawiercono na głębokości 2,3 m ppt. tj. na rzędnej 197,3 m npm. do 0,6 m ppt. tj. na rzędnej 198,4 m npm. Możliwe są okresowe wahania poziomu wód gruntowych do 0,5 m.
Wydzielono następujące warstwy:
Warstwa 0 – to grunty nasypowe jednorodne sypkie w stanie średniozagęszczonym
Warstwa I - to pył piaszczysty barwy szarej, w stanie plastycznym, wilgotne o stopniu plastyczności I_L=0,30.
Warstwa Ia - to pyły barwy szarej małowilgotne w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności I_L=0,22.
Warstwa II - to żwiry gliniaste barwy szarej, małowilgotne w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności I_L=0,20.
Warstwa III - to żwiry barwy szarej, nawodnione w stanie średniozagęszczonym o stopniu zagęszczenia I_D=0,60.
Warstwa IV - to piaski średnie i grube barwy szarej, nawodnione w stanie średniozagęszczonym o stopniu zagęszczenia I_D=0,60.
Warstwa IVa - to piaski średnie i grube barwy szarej, nawodnione w stanie zagęszczonym o stopniu zagęszczenia I_D=0,70.

Warstwa V - to piaski drobne barwy szarej, nawodnione w stanie zagęszczonym o stopniu zagęszczenia I_D=0,70.
Z uwagi na złożone warunki gruntowe w podłożu gruntowym, występowanie w poziomie posadowienia wody i niekontrolowanych nasypów oraz słabonośnych namułów fundamenty zaprojektowano przy założeniu, że budynek zostanie posadowiony pośrednio na płycie fundamentowej, na palach. Ponadto założono, iż woda gruntowa występuje powyżej poziomu posadowienia.

II.2.6. Kategoria geotechniczna obiektu

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dn. 25.04.2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. z 2012 roku, poz. 463) projektowany obiekt należy zaliczyć do **drugiej kategorii geotechnicznej a badany teren zaliczyć należy do złożonych warunków gruntowych**.

II.3. OPIS KONSTRUKCJI

Budynek w konstrukcji monolitycznej, szkieletowej ze spadzistym dachem w konstrukcji stalowo-drewnianej posadowiony pośrednio - na palach na płycie fundamentowej.
Projektowany budynek posadowiony będzie bezpośrednio na płycie fundamentowej posadowionej na warstwie transmisyjnej z mieszanki żwirowo-piaskowej stanowiącej platformę roboczą dla wzmocnionnienia gruntu za pomocą kolumn z cementogruntu systemu DSM. Pale kotwione w warstwie nośnej piasków. Kolumny stanowią wzmocnienie gruntu rodzimego pod obiektem, zakres tych prac nie wymaga uzgodnienia z wydziałem gospodarki wodnej. Projekt wykonawczy zostanie opracowany przez specjalistyczną firmę wykonującą wzmocnienie podłoża, podane rozwiązanie może być zmienione w uzgodnieniu z inwestorem i projektantem. Warstwę transmisyną przyjęto o grubości min. 30cm z zagęszczonej różnoziarnistej pospółki i żwiru zgodnie z projektem wzmocnienia podłoża. Na wyprofilowanym dnie ułożona będzie warstwa betonu B10 o grubości ~10cm, w przypadku technologii TBW (technologia białej wanny) układane będzie bezpośrednio zbrojenie, alternatywnie w przypadku rozwiązania klasycznego ułożona zostanie izolacja przeciwwodna zabezpieczona warstwą ochronną (jeśli wymagane). W trakcie ustawiania zbrojenia należy przewidzieć system uziomów elektrycznych (jeśli wymagany) połączony z odpowiednimi elementami konstrukcji zgodnie z projektem elektrycznym.

II.3.1. <u>Założenia projektowe do posadowienia obiektu</u>

Obliczenia zbiornika przeprowadzono przy założeniach:

– posadowienie pośrednie budynku na różnorodnym, podatnym, sprężystym podłożu za pośrednictwem pali systemu DSM średnicy 100cm kotwionych w gruncie nośnym, fundament budynku w postaci żelbetowej płyty monolitycznej o nominalnej grubości 40cm,
– założono wykonanie kolumn z platformy roboczej przyjętej w poziomie posadowienia.
– poziom posadzki parteru na rzędnej: 200,05 m n.p.m.
– poziom posadowienia fundamentów na rzędnej 196,12 m n.p.m.,
– do szacowania nośności pali założono jednolite, uśrednione obliczeniowe obciążenie powierzchniowe na poziomie posadowienia (platformy roboczej) 75kN/m2, wymagana nośność pojedynczego pala 565kN, przyjęta minimalna głęgokość kotwienia pali 3m, przy czym jednocześnie należy spełnić warunek zagłębienia w gruntach nośnych piaskach i żwirach 1.5m oraz dla pyłów min. 1.5m.
– zabezpieczenie wykopu wygrodzeniem ze ścian larsena, obciążenie naziomu przyjąc nie mniej niż 15kN/m2 (betoniarka lub samochód ciążarowy), przy zapewnieniu drożności przejazdu przez most,
- ściany budynku zewnętrzne i wewnętrzne utwierdzone w płycie dennej,
- w ścianach zaleca się niwelowanie skurczu przez stosowanie przemiennego systemu przerw technologicznych w betonowaniu,
- z uwagi na stosunkowo niewielkie wymiary w planie płytę fundamentową przewidziano możliwość betonowania jednoetapowego, natomiast ściany przewidziano do wykonywania etapami. Sposób betonowani i system podziałów technologicznych leży w gestii wykonawcy tak aby zapewnić szczelność konstrukcji na etapie eksploatacyjnym.
- konstrukcja ma spełniać warunek szczelności rozwarcia rys 0.1mm dla płaszczyzn zewnętrznych (stykających się z wodą) oraz max. 0.3mm od strony wewnętrznej,
- beton konstrukcyjny dla konstrukcji hydrotechnicznych B37 (C30/37), o podwyższonej wodoszczelności do W8, stal A-IIIN,
- ściany budynku chronione za pomocą ocieplonia na zewnętrznych ich płaszczyznach,

II.3.2. Technologia przygotowania wykopu – wytyczne wykonawcze:

Z uwagi na złożone warunki gruntowe w podłożu gruntowym, występowanie w poziomie posadowienia wody i niekontrolowanych nasypów oraz słabonośnych namułów fundamenty zaprojektowano przy założeniu, że budynek zostanie posadowiony na płycie fundamentowej na palach kotwionych w jednorodnym podłożu gruntów nośnych piasków i żwirów. Ponadto założono, iż woda gruntowa występuje powyżej poziomu posadowienia, wykop będzie odwadniany w trakcie prac nad skrzynią fundamentową.
Faza I – wykonanie zabezpieczania wykopu w formie stalowych grodzi szczelnych typu larsena wraz z odwodnieniem wykopu za pomocą systemu igłofiltrów.
Faza II – wykonanie platformy roboczej - wzmocnienie nasypów istniejących: z poziomu posadowienia w miejscu występowania gruntów antropogenicznych (nasypów).
Faza III – wzmocnienie gruntu z poziomu posadowienia.
Faza VI – wykonanie warstwy podbudowy z chudego betonu.
Faza V – wykonanie płyty fundamentowej.

Zabezpieczenie wykopu. Do zabezpieczenia wykopu przewidziano wykonanie szczelnej obudowy w formie zabitych obwodowo stalowych ścian typu Larsena. Przyjęto wygrodzenie skarpy od strony jeziora, głębokość zabicia elementów proponuje się wykonać na 5m co pozwoli ograniczyć napływ wody i zmienić kształt leja depresji przy pompowaniu, opcjonalnie jest możliwość rezygnacji z tego zakresu prac, pod warunkiem innego zapewnienia stateczności wykopu i drożności przejazdu przez most oraz zapewnienia możliwości obniżenia wody w wykopie. Założono, że wymagane będzie odwadniania wykopu podczas prac nad skrzynią fundamentową. W podłożu występują mocno przewarstwione grunty spoiste i niespoiste.
Obudowa wykopu stanowi element tymczasowy który będzie usunięty (wyjątek może stanowić obszar ściany w ostrej granicy z ulicą istniejącą). Obciążenie powierzchniowe na ściany oporowe z naziomu o wartości min. 15 kPa (betoniarki – jeśli nie zostanie wprowadzona strefa ograniczonego ruchu), ściany oporowe pracować będą na obciążenia wynikające z parcia gruntu, z uwzględnieniem wody gruntowej. Projekt organizacji prac, technologii obudowy i ewentualnych elementów kotwiących lub rozporowych będzie w gestii wykonawcy i będzie wykonywany w oparciu o wytyczne z projektu budowlanego. Zakres prac dotyczących tego zakresu będzie powierzony wraz z projektem wykonawczym firmie wykonawczej przy założonej przez niego technologii prac.

Odwodnienie wykopu. Sposób zabezpieczenia wykopu budowlanego tj. wykonanie pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej zagłębionej w warstwy gruntów nieprzepuszczalnych, oraz przyjęte na podstawie przeprowadzonych badań geotechnicznych warunki wodno-gruntowe, powodują, że odwodnienie wykopu ogranicza się do spompowania statycznych zasobów wody gruntowej znajdującej się wewnątrz przestrzeni wydzielonej poprzez ścianę tymczasowego wydzielenia wykopu w formie ścian Larsena i warstwy gruntów nieprzepuszczalnych, niewielkiej ilości wody gruntowej filtrującej poprzez ścianę i dno wykopu oraz wody opadowej. Nie jest przewidywane obniżanie zwierciadła wód gruntowych w formie szerokoprzestrzennych, jako podstawowy sposób odwodnienia wykopu przyjęto zastosowanie instalacji igłofiltrowej. Wodą z wykopu odprowadzana będzie na teren Inwestora do zbiornika odparowalnego zlokalizowanego na przyległym terenie podmokłym. Założono, że kontrola i utrzymanie niskiego ciśnienia pod płytą musi być prowadzona co najmniej do czasu wykonania stropu nad piwnicą. Zakres prac dotyczących tego zakresu będzie wraz z projektem wykonawczym powierzony specjalistycznej firmie wykonawczej i będzie wykonywany w oparciu o wytyczne z projektu budowlanego. Technologia odwodnienia leży w gestii wykonawcy, do projektu przyjęto odwadnianie za pomocą igłofiltrów. W najwyższym punkcie skarpy należy obniżyć wodę gruntową o około 2m – do poziomu ~196 m n.p.m. , w części niższej nie będzie konieczności obniżania wody gruntowej, gdyż układ terenu istniejącego jest wyższy niż planowany poziom posadowienia fundamentów.
Ze względu na sposób zabezpieczenia wykopu zasięg oddziaływania odwodnienia ograniczy się do obrębu ścianek szczelnych. Wobec powyższego, zgodnie z art. 124 pkt. 6 ustawy Prawo wodne z dnia 18 lipca 2001 r. [Dz. U. 2015, poz. 469 z późn. zm.], że pozwolenie wodnoprawne na odwadnianie obiektów lub wykopów budowlanych, a także wykonanie służących do tego urządzeń wodnych, jeżeli zasięg oddziaływania nie wykracza poza granice terenu, którego zakład jest właścicielem nie jest wymagane. Przewiduje się, że poziom wód gruntowych (pierwszej warstwy wodonośnej) poza wykopem będzie zachowany przy jednoczesnym zachowaniu stanów naturalnych z możliwością ich naturalnych wahań.
W związku z przyjętą technologie realizacji i zabezpieczenia wykopu założono, że wody filtrujące przez ścianę szczelną i dno wykopu i związane z tym obniżenie zwierciadła wody gruntowej będzie miało charakter lokalny oraz wystąpi tylko w granicach projektowanego wykopu tj. lej depresji nie „wyjdzie” poza jego granice i nie wykroczy poza teren inwestora.
Ze względu na konieczność śledzenia wpływu odwadniania na przylegające do niego środowisko gruntowo–wodne przewiduje się monitorowanie oddziaływania projektowanych robót odwadniających za pomocą min. jednego piezometru obserwacyjnego.

Dokładne położenie piezometrów zostanie określone w porozumieniu z inwestorem i wykonawcą prac w ramach nadzoru autorskiego.
Projektowane roboty odwodnieniowe nie spowodują zanieczyszczenia środowiska oraz niebezpieczeństwa dla zdrowia i higieny człowieka.
Materiały i urządzenia zastosowane do odwadniania nie będą miały ujemnego wpływu na środowisko, gdyż muszą posiadać atesty dopuszczające do ich stosowania do celów którym służą.

Opis technologii palowania. Przyjęto do projektu technologia DSM (ang. Deep Soil Mixing) została wynaleziona w Japonii i jest coraz częściej stosowana na świecie do wzmacniania słabego podłoża gruntowego. Jej zastosowanie doprowadza do radykalnego poprawienia właściwości mechanicznych istniejącego podłoża gruntowego, które po wymieszaniu z zaczynem cementowym przybiera formę tzw. cementogruntu. Wgłębne mieszanie gruntu polega na wprowadzeniu w podłoże specjalnego mieszadła, składającego się z żerdzi wiertniczej, belek poprzecznych i końcówki świdra z koronką. Wiercenie odbywa się bez wstrząsów i jest wspomagane wypływem zaczynu cementowego z tzw. monitora, znajdującego się na końcu żerdzi wiertniczej. Po osiągnięciu głębokości założonej w projekcie, następuje faza formowania kolumn DSM, których średnica wynosi od 60 do 160 cm. W tym czasie obracane i podciągane do góry mieszadło zapewnia równomierne wymieszanie zaczynu z gruntem. Dla zapewnienia najlepszych efektów mieszania gruntu, proces pogrążania i podciągania mieszadła powtarza się kilkukrotnie a prędkość obrotową i prędkość posuwu mieszadła dostosowujemy do warunków gruntowych. Skład i ilość pompowanego zaczynu dostosowuje się do wymaganych właściwości cementogruntu, biorąc pod uwagę zakładaną wytrzymałość cementogruntu na ściskanie i/lub właściwości uszczelniające. Kolumny DSM stosuje się do posadawiania fundamentów obiektów inżynierskich (np. podpory i przyczółki wiaduktów), jako wzmocnienie pod nasypy drogowe, fundamenty budynków, przesłony przeciwfiltracyjne oraz obudowy wykopów budowlanych. W razie potrzeby kolumny DSM zbroi się koszem zbrojeniowym lub profilem stalowym. Kontrola jakości robót w czasie ich wykonywania polega na bieżącej kontroli parametrów produkcyjnych, takich jak: długość kolumny DSM, czas wykonania, przebieg procesu mieszania (liczba cykli), prędkość obrotowa mieszadła, prędkość posuwu mieszadła, ilość pompowanego zaczynu cementowego, gęstość zaczynu cementowego. W czasie realizacji robót ze świeżo wykonanych kolumn DSM pobierane są próbki do badań laboratoryjnych wytrzymałości cementogruntu na ściskanie, w razie konieczności ze stwardniałego cementogruntu pobiera się do badań próbki rdzeniowe. Po zakończeniu robót wykonuje się niekiedy próbne obciążenia kolumn DSM. Technologia DSM jest przyjazna dla środowiska z uwagi na stosowanie nieszkodliwych materiałów, wiercenie odbywa się praktycznie bez wstrząsów.
Do podchwycenia budynku zaprojektowano pale średnicy 100cm w układzie ~2,7x~2,7m z lokalnymi zagęszczeniami pod słupami. Pale kotwione w gruntach nośnych zgodnie z założeniami projektowymi. Palowanie wykonywane zostanie z poziomu platformy roboczej w której znajdą się rodzime piaski lub w obszarze występowania gruntów antropogenicznych warstwa podbudowy z tłucznia lub warstwy piaskowo-żwirowej gr. min. 40cm. Całość zagęścić przy użyciu płytowej zagęszczarki wibracyjnej o masie 200 kg. Zagęszczenie podłoża w dnie wykopu należy wykonać przykładowo przejeżdżając min. trzykrotnie po jednym śladzie. Zagęszczenie zaleca się wykonywać pod nadzorem geotechnicznym, z bezpośrednimi pomiarami zagęszczenia nasypów do ID=0,5 (Is=0,96) przez sondowanie np lekką sondą normową DPL.

Opis konstrukcji fundamentu. Płytę fundamentowa budynku zaprojektowano jako konstrukcję żelbetową monolityczną TBW z betonu C30/37 (B37), wodoszczelnego W8, o grubości nominalnej 40cm, ściany zewnetrzne mają grubość 25cm, zaprojektowano je jako konstrukcję żelbetową monolityczną z betonu B37, wodoszczelnego W8 TBW, zamienne dopuszczalne jest stosowanie rozwiżania klasycznego ze „zwykłam betonem” izolowanym powierzchniowo izolacją przeciwwodną lub rozwiązania mieszanego z połączeniem innych metod. Płyta fundamentowa w części środkowej posiada zagłębienie pod szyb windowy. Stopień ekspozycji konstrukcji skrzyni fundamentowej określono jako XC2, XA1, przyjęto otulinę górną zbrojenia c=25mm, dolną c=40mm.

II.3.3. Ściany i słupy budynku

Ściany zewnętrzne budynku zaprojektowano monolityczne, wszystkie mają funkcję nośną. W ścianach podziemnych przewidziano naprzemienne betonowanie poszczególnych sekcji dla wyeliminowania skurczu. Przerwy zabezpieczane będą taśmami lub rurami PCV do przerw roboczych wg wybranego systemu. Betonowanie ścian prowadzić min. w etapach – technologia betonowania i sposób uszczelninia wg wykonawcy, po akceptacji rozwiązania przez nadzór inwestorski. W ścianach, w przewidzianych miejscach (jeśli wymagane) osadzone będą tuleje ochronne dla technologicznych przejść.
Ściany zewnętrzne przewidziane są do wykonania jako trójwarstwowe – w części podziemenej z częścią osłonową z bloczków betonowych, w części nadziemnej z kamienia lub warstwy licowej z drewna. W przypadku

bloczków i kamienia należy pamiętać aby odpowiednio wykonywać jego kotwienie do ściany nośnej, w tym celu używać kotwew ze stali nierdzewnej – w rozstawie min. 30x30cm lub wg szczegółowych wskazań systemowych. Lokalnie w części środkowej budynku wystepują słupy monolityczne przewidziane jako wykonywane na mokro. Ściany części podziemnej z betonu B37 W8 o stopniu ekspozycji XC2, XA1, ściany nadziemia z betonu B30 bez wymagań ekspozycyjnych, zbrojone stalą A – IIIN.

II.3.4. Schemat statyczny budynku.

Niezmienność geometryczną budynku zapewnia układ ścian monolitycznych, zewnętrznych i wewnętrznych usztywniany stropami, całość pracująca tarczowo z dachem w konstrukcji stalowej.

II.3.5. Stropy, schody budynku

Stropy budynku zaprojektowano jako monolityczne, żelbetowe płyty zbrojone krzyżowo o grubości nominalnej 20 cm. Schody płytowe, monolityczne.
Stropy i schody z betonu B30 zbrojonych stalą A-IIIN.

II.3.6. Konstrukcja przeszklowego łącznika

Łącznik przeszklony zaprojektowany jest w systemowej konstrukcji szkieletowej stalowej lub aluminiwej. Szczegółu dotyczace tego zakresu znajdują się w części architektonicznej. Dla oparcia łącznika przewidziano dwie monolityczne tarczownice stanowiące jego ściany boczne.

II.3.7. Konstrukcja dachu

Dach w konstrukcji stalowej. Konstrukcję główną stanowią poprzeczne dźwigary stalowe, pokryte płaszczyznowo blachą trapezową T80 gr. 1mm, ze stali S320. Blachę montować na systemowe łączniki.

II.4. MATERIAŁY

Do kształtowania konstrukcji żelbetowych zastosowano beton towarowy żwirowy:

- beton podkładowy pod fundamenty C8/10
- fundamenty z betonu C30/37 W8
- słupy, ściany monolityczne z betonu C30/37
- stropy monolityczne z betonu C30/37
- stal profilowa S235
- drewno konstrukcyjne klasy C24
- ściany działowe z G-K lub z bloczków silikatowych wapienno-piaskowych o gęstości objętościowej min. 1800 kg/m³ i wytrzymałości na ściskanie min. 15 N/mm³ wykonywane na cienkiej spoinie. Zaprawę do cienkich spoin należy dopasować do klasy bloczków silikatowych.
- ściany fundamentowe, osłonowe murowane z bloczków betonowych wytrzymałości na ściskanie min. 15 N/mm³ gr. 24 cm murowanych na zaprawie cementowo-wapiennej.

Zbrojenie elementów żelbetowych ze stali A-IIIN (RB500W) – wg rysunków.
Klasa ekspozycji konstrukcji żelbetowych podziemnych (stykających się z gruntem) XC2, XA1.

II.5. ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNE

II.5.1. Elementy betonowe i żelbetowe

Elementy żelbetowe i betonowe stykające się z gruntem chronione wg wybranej technologii. Elementy betonowe i żelbetowe znajdujące się powyżej powierzchni terenu nie wymagają zabezpieczeń antykorozyjnych.

II.5.2. Elementy stalowe

Wszystkie elementy stalowe zabezpieczyć antykorozyjnie powłokami malarskimi na min. 15 lat lub przez zabezpieczenie przez ocynk. Sposób przygotowania powierzchni dostosować do przyjętego systemu zabezpieczenia. Następnie konstrukcję pomalować na kolor zatwierdzony przez projektanta architektury.
Standardy wykonania konstrukcji stalowych

Dla konstrukcji stalowych przyjęto następujące standardy wykonania:

- Na podstawie normy PN-EN 1090 główna konstrukcja nośna - dźwigary została sklasyfikowana w kategorii wykonania jako EXC2, elementy drugorzędne (blacha pokrycia, wymiany) sklasyfikowano w kategorii wykonania jako EXC1

- Na podstawie normy PN-B-06200:2002 konstrukcję główną sklasyfikowano jako 2, konstrukcję drugorzędną jako 3. Wszystkie prace muszą być prowadzone z należytą starannością, zgodnie z wiedzą budowlaną, PN-B-06200:2002 - „Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe”; „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych” tom I – Budownictwo ogólne, tom II – Konstrukcje stalowe. Prace należy prowadzić pod nadzorem osób uprawnionych.
- Klasę korozyjności konstrukcji stalowej należy przyjąć zgodnie z EN ISO 12944-2 odpowiednio dla elementów wewnętrznych jako C2, dla konstrukcji zewnętrznych jako C3.
- Stopień zniszczenia powłoki, przed pierwszą większą renowacją powinien zostać uzgodniony pomiędzy Inwestorem, a Wykonawcą. Dla tego obiektu zgodnie z EN ISO 12944-1 zasadne jest przyjęcie okresu trwałości powyżej 15lat. Okres trwałości nie jest „okresem gwarancji”. Trwałość jest kategorią techniczną, która pomaga Inwestorowi ustalić plan renowacji. Okres gwarancji jest kategorią prawną, która jest przedmiotem prawnym klauzul umowy.
- Stopień przygotowania powierzchni należy przyjąć wg EN ISO 8501 jako Sa 2½. Można go uzyskać przy pomocy piaskowania (lokalnie na montażu dopuszcza się druciane szczotki). W miejscach niedostępnych zaleca się śrutowanie lub piaskowanie.
- Wytyczne zabezpieczenia konstrukcji stalowej przez ocynk. Cechy powłoki wg EN ISO 1461:

a) Powierzchnia powłoki powinna być ciągła, równomierna, bez miejsc niepokrytych, bez pozostałości topnika oraz ostrych nadlewów.

b) Suma pojedynczych miejsc nie ocynkowanych nie może przekraczać 0,5% całkowitej powierzchni przedmiotu, pojedyncze miejsce z defektem nie może być większe niż 10 cm².

c) Biała rdza na powłoce nie stanowi podstawy do reklamacji o ile powłoka zachowuje wymaganą grubość.

d) Nadlewy i zgrubienia cynku nie mogą być większe niż 5mm.

- Wytyczne systemu zabezpieczenia konstrukcji przez malowanie - dla konstrukcji stalowych wewnętrznych (kategoria korozyjności „C2” wg PN-EN ISO 12944–1), przyjęto system epoksydowy zabezpieczenia antykorozyjnego w skład, którego wchodzą dwie warstwy farby epoksydowej – łącznie 250µm. Dla konstrukcji zewnętrznych (kategoria korozyjności „C3” wg PN-EN ISO 12944–2), przyjęto system epoksydowy zabezpieczenia antykorozyjnego w skład, którego wchodzą trzy warstwy – łącznie 300µm. (alternatywnie dla elementów zewnętrznych można stosować zabezpieczenie przez ocynk). Podane grubości należy traktować jako minimalne grubości suchej powłoki. Kolor pierwszej warstwy powinien być inny niż warstwy nawierzchniowej, kolor warstwy nawierzchniowej wg indywidualnych ustaleń.
- Wszystkie śruby w połączeniach ocynkowane ogniowo,
- Elementy konstrukcji stalowej spawane przy pomocy drutów rdzeniowych, elektrod EA146 (stal S235), EB150 (stal S355) i ewentualnie na montażu ER146 (stal S235). Elementy muszą być odpowiednio przygotowane (oczyszczone i odtłuszczone) przed spawaniem. Technologię i kolejność spawania należy planować tak, aby nie dopuszczać do nadmiernych termicznych naprężeń i odkształceń elementów.
- O ile na rysunkach nie podano inaczej to poziom jakości złączy spawanych należy przyjąć jako „B” dla styków doczołowych. Dla pozostałych złączy – poziom jakości "C" - wg PN-EN ISO 5817.
- Wszystkie spoiny podlegają badaniom wizualnym (VT). Dodatkowo należy prowadzić badania ultradźwiękowe (UT) dla spoin czołowych i magnetyczno-proszkowe (MT) dla spoin pachwinowych oraz dla tych spoin czołowych, których nie można prawidłowo zbadać metodą (UT) – zakres w/w badań nie mniejszy niż wymagany w PN-B-06200:2002. Wszystkie badania muszą być udokumentowane odpowiednimi protokołami. Należy opracować i stosować odpowiednią technologię i kolejność spawania pozwalającą na prawidłowe wykonanie wszystkich spoin bez wprowadzania nadmiernych naprężeń i odkształceń spawalniczych.
- Tolerancje i odchyłki wykonania nie mogą być większe niż podane w PN-B-06200:2002 oraz muszą umożliwiać prawidłowy montaż elementów konstrukcji, bez konieczności jej „naciągania”
- W połączeniach sprężanych należy wartość siły sprężającej przyjąć wg normy

Połączenia sprężane zakończyć kontrolą sprężenia potwierdzoną protokołem odbioru. Blachy czołowe w sprężanych połączeniach doczołowych należy sprawdzać na rozwarstwienie.

- Połączenia na śruby klas niższych wykonać z kontrnakrętkami,

II.6. OCHRONA PRZECIWPOŻAROWA KONSTRUKCJI

Budynek został zakwalifikowany do klasy odporności pożarowej

– „C” – jedna kondygnacja podziemna ze strefą ZL III,
– „D” - dwie kondygnacje nadziemne ze strefą ZL III.

Piwnica jest oddzielona od kondygnacji nadziemnych ścianami i stropem o klasie odporności ogniowej REI 120 oraz drzwiami EI 60, posiada bezpośrednie wyjście na zewnątrz.

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku					
	Główna konstrukcja nośna	Konstrukcja dachu	Strop	Ściana zewnętrzna	Ściana wewnętrzna	Przekrycie dachu
1	2	3	4	5	6	7
„C”	**R 60**	**R 15**	**REI 60**	**EI 30**	**EI 15**	**RE 15**
„D”	**R 30**	**(-)**	**REI 30**	**EI 30**	**(-)**	**(-)**

(-) – nie stawia się wymagań.

Elementy budynku, w tym przekrycie dachu są nierozprzestrzeniające ognia.

Pasy międzykondygnacyjne wynoszą min. 0,8 m.

II.7. .WYTYCZNE REALIZACYJNE

II.7.1. Uwagi ogólne

Wszystkie roboty budowlane należy prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonywania i odbioru robót budowlano-montażowych”, odpowiednimi normami i obowiązującymi przepisami.
Dla każdej partii betonu powinno być wystawione przez producenta zaświadczenie o jakości betonu. Dokumentacja kontroli powinna w sposób ścisły odzwierciedlać jakość i ilość użytych składników oraz sposób i warunki wykonywania (zagęszczanie i pielęgnacja), twardnienia a także rzeczywiste cechy betonu znajdującego się w konstrukcji.
W przypadku wykonywania konstrukcji żelbetowych w okresie zimowym (średnia temp. przez trzy kolejne doby poniżej +5°C) należy stosować się do instrukcji ITB 282/88 - wytyczne wykonywania robót montażowych w okresie obniżonych temperatur. Dla temperatur poniżej -10°C wykonywanie betonowania jest niedozwolone.
Fundamenty zaprojektowano przy założeniu, że budynek zostanie posadowiony płasko na podbudowie, na wczesniej przygotowanym układzie palowym. Fundamenty wykonywać na warstwie betonu podkładowego gr.10cm. Wykonanie fundamentu przewidziano w wykopie szerokoprzestrzennym poprzedzonym wzmocnieniem podłoża gruntowego.
Wszelkie roboty ziemne i fundamentowe należy realizować pod nadzorem uprawnionego geotechnika. Przed przystąpieniem do fundamentowania należy dokonać odbioru geotechnicznego gruntów na dnie wykopu sprawdzając rodzaj i stan gruntów oraz udokumentować to w dzienniku budowy.
Maksymalna grubość warstwy do jednorazowego zagęszczenia 20cm. Grubość warstwy do jednorazowego zagęszczenia musi być dostosowana do parametrów zagęszczarki. Nie dopuszcza się układania betonu na zamarzniętym gruncie.
Przed wykonaniem fundamentów ułożyć przewody instalacyjne zgodnie z projektami branżowymi.
Elementy instalacji odgromowej podlegające zabetonowaniu w konstrukcji żelbetowej budynku wykonać zgodnie z projektem elektrycznym i zamontować w szalunkach przed zabetonowaniem. Montaż ww. elementów powinien być prowadzony pod nadzorem inspektora branży elektrycznej.
Z fundamentów wypuścić startery (pręty zbrojeniowe) do ścian powyżej. Zbrojenia ścian i słupów kotwić w fundamencie. Zbrojenie fundamentów łączyć na długości oraz w załamaniach i narożach na zakład.

II.7.2. Stropy

Strop wykonać z betonu klasy nie mniejszej niż B30, odpowiadającemu wymaganiom PN88/B 060250.
Bezpośrednio przed betonowaniem ze stropu należy usunąć wszelkie zanieczyszczenia. Betonowanie należy wykonywać posuwając się stopniowo w kierunku prostopadłym do belek. Jeżeli beton podawany jest przy pomocy pompy, to należy go rozprowadzać równomiernie po powierzchni stropu, nie dopuszczając do jego miejscowego gromadzenia. W trakcie betonowania należy pobierać próbki betonu i kontrolować jego jakość zgodnie z PN 88/B 06250. Przęsła stropu o rozpiętości > niż 6 m wymaga wykonania strzałki odwrotnej ugięcia o wartości 15mm.

Małe otwory do D250 dla poszczególnych obiektów mogą się różnić lokalizacją. Umiejscowienie wszystkich otworów do D250 należy każdorazowo sprawdzić i potwierdzić z projektem architektury oraz projektem instalacji sanitarnych. Nadrzędna jest lokalizacja otworów w wyżej określonych projektach.
Otwory o zmienionej lokalizacji nie mogą kolidować z elementami konstrukcji stropu (belki, żebra, podciągi). W przypadku kolizji otwór należy przesunąć.

II.7.3. Układanie zbrojenia

Technologia układania i montowania zbrojenia winna być zgodna z procedurami zalecanymi przez obowiązujące normy oraz niniejszymi specyfikacjami
Zbrojenie należy oczyścić z ziemi, tłuszczów, pyłu oraz innych materiałów, które mogłyby zmniejszyć przyczepność betonu i stali
Zbrojenie należy dokładnie ustawić, podeprzeć i zabezpieczyć przed przemieszczeniami podczas robót szalunkowych i w czasie układania mieszanki betonowej. Właściwe ułożenie i zabezpieczenie przed przemieszczaniem zbrojenia wymagane jest ze względu na utrzymanie potrzebnych otulin w żelbecie.

II.7.4. Otuliny zbrojenia

płyta fundamentowa – 4,0cm zbrojenie dole oraz 2,5cm zbrojenie górne
ściany żelbetowe - 2,0cm
słupy żelbetowe do zbrojenia głównego – 3,0cm
strop, belki, wieńce oraz ściany nadziemne i wewnętrzne do powierzchni strzemienia – 2,0cm

II.7.5. Wylewanie i pielęgnacja betonu

Przed wylaniem betonu należy przeprowadzić kontrolę szalunków oraz wstawionego zbrojenia. Należy sprawdzić otwory w konstrukcji z odpowiednimi rysunkami szalunkowymi oraz z projektami branżowymi i architektury. W przypadku rozbieżności należy niezwłocznie skontaktować się z projektantem. Należy zawiadomić inne branże i współpracować z nimi umożliwiając prowadzenie robót.
Roboty należy prowadzić zgodnie z obowiązującymi normami (procedury pomiaru, mieszania, transportowania i wylewania betonu) oraz instrukcjami zawartymi w niniejszym dokumencie. Beton należy wylewać w sposób ciągły, warstwami o takiej grubości, aby żadna warstwa betonu nie została ułożona na betonie, który zdąży na tyle związać, że mogą powstać pęknięcia lub płaszczyzny o obniżonej wytrzymałości.
Do form i szalunków beton należy wylewać warstwami nie większymi niż 60cm unikając skośnych przerw roboczych. W miejscach gdzie beton wylewa się w kilku warstwach, należy kolejne warstwy wylewać, gdy poprzednia warstwa jest jeszcze plastyczna, aby nie powstały przerwy. Wylewany beton zagęszczać za pomocą urządzeń wibracyjnych.
Przy stosowaniu wibratorów pogrążanych odległość sąsiednich zagłębień wibratora nie powinna być większa niż 1,5-krotny skuteczny promień działania. Wibratory należy wkładać i wyjmować w pozycji pionowej w równych odstępach, przykładając je na czas nie dłuższy niż okres, w którym efekty stosowania wibratora są widoczne. Wibratory należy szybko zagłębiać w wylaną warstwę oraz w warstwę poprzednia na głębokość ~15cm. Nie należy zagłębiać wibratora w warstwy betonu, które zaczęły już wiązać. Czas wibrowania betonu powinien zapewniać właściwe zagęszczenie mieszanki, jednak nie może spowodować rozsegregowania mieszanki betonowej.
Świeży beton należy chronić przed zamarznięciem; zakończone roboty należy w odpowiedni sposób okryć odpowiednią prowizoryczną osłoną. Dopuszcza się również stosowanie podgrzewania po uzyskaniu pisemnej akceptacji przez projektanta konstrukcji. Ochronę betonu należy utrzymywać tak długo jak będzie to potrzebne, jednak nie krócej niż przez 7 dni. Zabezpieczenie świeżego betonu przy wysokich temperaturach otoczenia: świeży beton należy odpowiednio osłonić prowizorycznym przykryciem aby zabezpieczyć elementy ze świeżo wylanego betonu przed bezpośrednim działaniem promieni słonecznych w wysokich temperaturach – powyżej +27° C; osłony należy utrzymać tak długo jak będzie to konieczne, jednak nie krócej niż 7 dni. Przy temperaturach powyżej +15° C, świeży beton należy polewać wodą, co 3 godziny w ciągu dnia oraz przynajmniej raz w ciągu nocy przez pierwsze 3 dni zaczynając polewanie 24godz. od chwili jego ułożenia, a następnie przynajmniej 3 razy dziennie. Przy temperaturach poniżej +5 ° C można zrezygnować z polewania betonu wodą. Powierzchnię świeżego betonu należy zabezpieczyć przed deszczem, wiatrem, szokiem termicznym, zimną wodą, słońcem i uszkodzeniami mechanicznymi.
Przerwy robocze należy wykonywać po uzyskaniu akceptacji przez projektanta konstrukcji, zgodnie z wymaganiami lub, jeżeli takich wymagań nie określono, w taki sposób aby nie osłabić wytrzymałości. Przy wykonywaniu elementów poziomych (np. fundamenty), nie dopuszcza się wykonywania przerw roboczych na wysokości elementów.

Odstępy przerw roboczych w ścianach fundamentowych nie mogą być większe niż 15m, o ile projektant nie zdecyduje inaczej.

Normy związane:
PN-82/B-02000. Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości
PN-82/B-02001. Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
PN-82/B-02003. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
PN-80/B-02010. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem łącznie z poprawką PN-80/B-02010/Az1.
PN-77/B-02011. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN 81/B - 03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

mgr inż. Sławomir Szarleja
uprawnienia nr Wa-224 / 02

mgr inż.Michał Dębkowski
uprawnienia nr MAZ/0274/PWOK/12

III. OBLICZENIA

Na kolejnych strona przedstawiono wybrane elementy obliczeń konstrukcyjnych. Pełne i szczegółowe obliczenia znajdują się w archiwum projektanta.

III.1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

III.1.1. Obciążenia stałe i użytkowe

Dach

stałe	h [m]	ciężar [kN/m^3]	char. [kN/m^2]	γ	obl. [kN/m^2]
blacha płaska	x	x	0,35	1,2	0,42
płyty OSB 20mm	0,02	8	0,16	1,2	0,192
wełna mineralna twarda	0,15	2	0,3	1,2	0,36
ruszt stalowy	x	x	0,2	1,1	0,22
blacha trapezowa	x	x	0,12	1,1	0,132
konstrukcja główna	x	x	0,15	1,1	0,165
sufit podwieszony	x	x	0,25	1,2	0,3
		Razem	**1,53**	**1,17**	**1,79**

zmienne	char. [kN/m^2]	γ	obl. [kN/m^2]
instalacje	0,50	1,4	0,70
wiatr (wg osobnego podpunktu zestawienia)	0,13	1,5	0,20
śnieg wg osobnego podpunktu zestawienia)	1,92	1,5	2,88
Razem zmienne	**2,55**	**1,44**	**3,78**
Razem (śnieg+wiatr/cos$^2\alpha$+stałe/cosα)	**4,43**	**1,36**	**6,01**

Płyta fundamentowa

stałe	h [m]	ciężar [kN/m^3]	char. [kN/m^2]	γ	obl. [kN/m^2]
gres + klej	0,01	28,00	0,28	1,30	0,36
szlichta	0,06	23	1,38	1,30	1,79
izolacja	x	x	0,05	1,30	0,07
Styropian	0,13	0,45	0,06	1,30	0,08
płyta betonowa	0,4	25,00	10	1,10	11
podbudowa piaskowa	0,30	20,00	6,00	1,20	7,20
		Razem	**17,77**	**1,15**	**20,5**

zmienne	char. [kN/m^2]	γ	obl. [kN/m^2]
użytkowe + ścianki działowe (4,0 + 1,25)	**5,25**	1,20	**6,3**

Ściany monolityczne 18cm

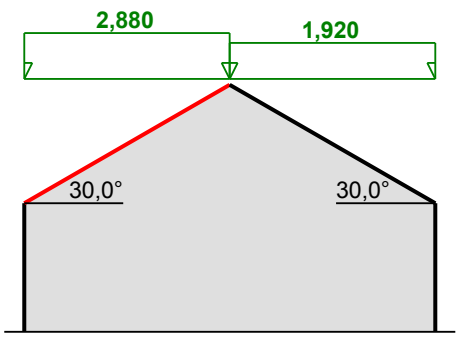
stałe	h [m]	ciężar [kN/m³]	char. [kN/m²]	γ	obl. [kN/m²]
tynk wewnętrzny c-w	0,020	19,00	0,38	1,30	0,49
żelbet gr.18cm	0,18	25	4,5	1,20	5,4
Styropian gr. 20cm	0,2	0,45	0,09	1,20	0,11
okładzina zewnętrzna z kamienia	0,15	28	4,2	1,30	5,46
		Razem	**9,17**	**1,25**	**11,46**

Fundamentowa ściana

stałe	h [m]	ciężar [kN/m³]	char. [kN/m²]	γ	obl. [kN/m²]
izolacja przeciwwilgociowa	x	x	0,08	1,20	0,09
ściana żelbetowa lub betonowa gr.18cm	0,18	25,00	4,5	1,10	4,95
styropian	0,2	0,45	0,09	1,20	0,11
Bloczki betonowe gr. 24cm	0,2	23	4,6	1,2	5,52
izolacja przeciwwilgociowa	x	x	0,08	1,2	0,09
		Razem	**9,35**	**1,15**	**10,76**

Strefa I	char. [kN/m²]	γ	obl. [kN/m²]
wiatr parcie pk=0,3x(0,5+0,05x6,0)x1,8x0,7	**0,30**	1,50	**0,45**
wiatr parcie pk=0,3x(0,5+0,05x6,0)x1,8x0,4	**0,17**	1,50	**0,26**

III.1.2. Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



S [kN/m2]

Założenia:

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
  - strefa obciążenia śniegiem 4 → Q_k = 1,6 kN/m²

Połać bardziej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:

nachylenie połaci α = 30,0°

$C_2 = 1{,}2\cdot(60^\circ-\alpha)/30^0 = 1{,}2\cdot(60^\circ-30{,}0^\circ)/30^\circ = 1{,}200$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$S_k = Q_k \cdot C = 1{,}600 \cdot 1{,}200 =$ **1,920 kN/m²**

Obciążenie obliczeniowe:

$S = S_k \cdot \gamma_f = 1{,}920 \cdot 1{,}5 =$ **2,880 kN/m²**

Połać mniej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:

nachylenie połaci $\alpha = 30{,}0^o$

$C_1 = 0{,}8 \cdot (60^o - \alpha)/30^o = 0{,}8 \cdot (60^o - 30{,}0^o)/30^o = 0{,}800$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

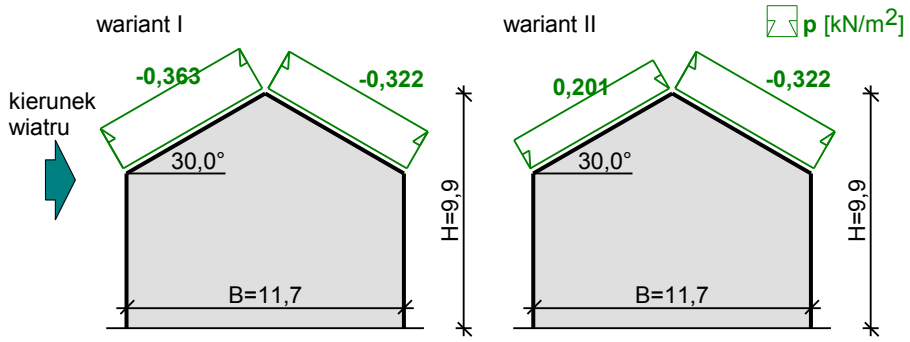
$S_k = Q_k \cdot C = 1{,}600 \cdot 0{,}800 =$ **1,280 kN/m²**

Obciążenie obliczeniowe:

$S = S_k \cdot \gamma_f = 1{,}280 \cdot 1{,}5 =$ **1,920 kN/m²**

III.1.3. Obciążenie wiatrem

Obciążenie wiatrem dachu budynku wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



- Budynek o wymiarach: B = 11,7 m, L = 22,2 m, H = 9,9 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 30{,}0^o$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:

- strefa obciążenia wiatrem I; H = 200 m n.p.m. $\rightarrow q_k = 300$ Pa

$q_k = 0{,}300$ kN/m²

- Współczynnik ekspozycji:

rodzaj terenu: A; z = H = 9,9 m $\rightarrow C_e(z) = 0{,}5 + 0{,}05 \cdot 9{,}9 = 0{,}99$

- Współczynnik działania porywów wiatru:

$\beta = 1{,}80$

- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:

budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

Połać nawietrzna - wariant I:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

$C_z = -0{,}045 \cdot (40^o - \alpha) = -0{,}045 \cdot (40^o - 30{,}0^o) = -0{,}450$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

$C = C_z - C_w = -0,450 - 0 = -0,450$

Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,99 \cdot (-0,450) \cdot 1,80 =$ **-0,242 kN/m²**

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,242) \cdot 1,5 =$ **-0,363 kN/m²**

Połać nawietrzna - wariant II:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

$C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 30,0^o - 0,2 = 0,250$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

$C = C_z - C_w = 0,250 - 0 = 0,250$

Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,99 \cdot 0,250 \cdot 1,80 =$ **0,134 kN/m²**

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,134 \cdot 1,5 =$ **0,201 kN/m²**

Połać zawietrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

$C_z = -0,4$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

$C = C_z - C_w = -0,4 - 0 = -0,4$

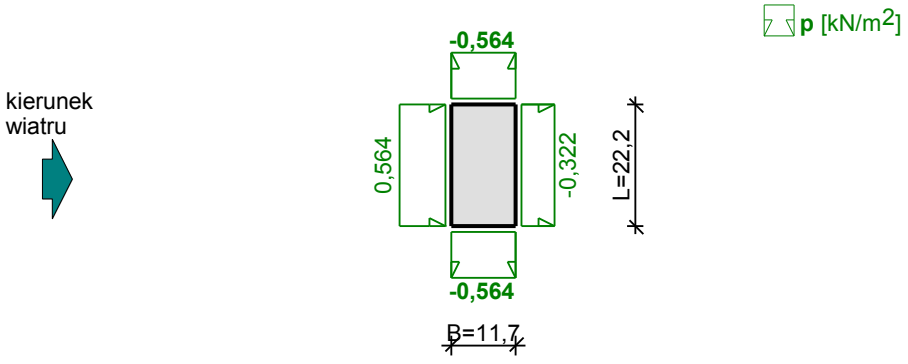
Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,99 \cdot (-0,4) \cdot 1,80 =$ **-0,215 kN/m²**

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,215) \cdot 1,5 =$ **-0,322 kN/m²**

Obciążenie wiatrem ścian budynku wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-1 (wiatr na ściany podłużne)



- Budynek o wymiarach: B = 11,7 m, L = 22,2 m, H = 9,9 m
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:

  - strefa obciążenia wiatrem I; H = 200 m n.p.m. $\rightarrow q_k$ = 300 Pa

  $q_k = 0{,}300$ kN/m^2

- Współczynnik ekspozycji:

  rodzaj terenu: A; z = H = 9,9 m $\rightarrow C_e(z) = 0{,}5+0{,}05\cdot 9{,}9 = 0{,}99$

- Współczynnik działania porywów wiatru:

  $\beta = 1{,}80$

- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:

  budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

Ściana nawietrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

  $C_z = 0{,}7$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

  $C = C_z - C_w = 0{,}7 - 0 = 0{,}7$

Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0{,}300 \cdot 0{,}99 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}80 =$ **0,376 kN/m**^{2}

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = 0{,}376 \cdot 1{,}5 =$ **0,564 kN/m**^{2}

Ściana zawietrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

  $C_z = -0{,}4$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

  $C = C_z - C_w = -0{,}4 - 0 = -0{,}4$

Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0{,}300 \cdot 0{,}99 \cdot (-0{,}4) \cdot 1{,}80 =$ **-0,215 kN/m**^{2}

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0{,}215) \cdot 1{,}5 =$ **-0,322 kN/m**^{2}

Ściany boczne:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

  $C_z = -0{,}7$

- Współczynnik aerodynamiczny C:

  $C = C_z - C_w = -0{,}7 - 0 = -0{,}7$

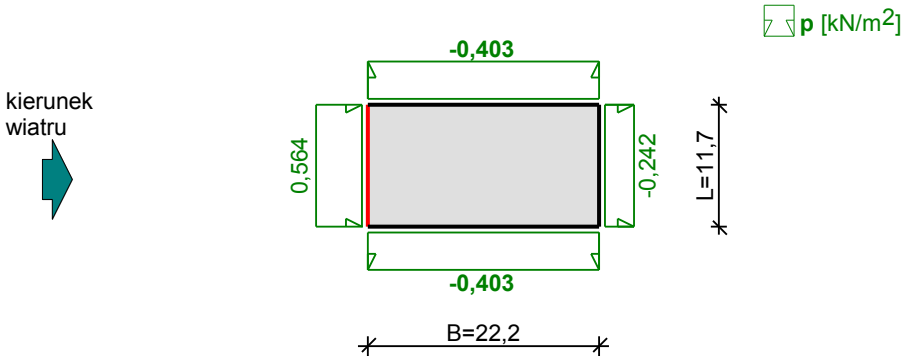
Obciążenie charakterystyczne:

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0{,}300 \cdot 0{,}99 \cdot (-0{,}7) \cdot 1{,}80 =$ **-0,376 kN/m**^{2}

Obciążenie obliczeniowe:

$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0{,}376) \cdot 1{,}5 =$ **-0,564 kN/m²**

Obciążenie wiatrem ścian budynku wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-1 (wiatr na ścianę szczytową)



Ściana nawietrzna:

- Budynek o wymiarach: B = 22,2 m, L = 11,7 m, H = 9,9 m
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:

  - strefa obciążenia wiatrem I; H = 200 m n.p.m. $\rightarrow q_k$ = 300 Pa

  q_k = 0,300 kN/m²

- Współczynnik ekspozycji:

  rodzaj terenu: A; z = H = 9,9 m $\rightarrow C_e(z) = 0{,}5+0{,}05 \cdot 9{,}9 = 0{,}99$

- Współczynnik działania porywów wiatru:

  β = 1,80

- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:

  budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:

  C_z = 0,7

- Współczynnik aerodynamiczny C:

  $C = C_z - C_w = 0{,}7 - 0 = 0{,}7$

<u>Obciążenie charakterystyczne:</u>

$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0{,}300 \cdot 0{,}99 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}80 =$ **0,376 kN/m²**

<u>Obciążenie obliczeniowe:</u>

$p = p_k \cdot \gamma_f = 0{,}376 \cdot 1{,}5 =$ **0,564 kN/m²**

III.2. WYCIĄG Z OBLICZEŃ GŁÓWNYCH ELEMENTÓW

W opracowaniu zamieszczono schematy konstrukcji w części rysunkowej. Pełne i szczegółowe obliczenia dostępne są w archiwum projektanta. Obliczenia statyczne przeprowadzono przy użyciu licencjonowanych programów.

IV. KOPIE ZAŚWIADCZEŃ PROJEKTANTÓW

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-WJB-EPU-4J8 *

Pan SŁAWOMIR SZARLEJA o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/5931/02
adres zamieszkania ul. KAPRYS 3, 01-448 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2017-01-01 do 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-11-21 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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

Podpis jest prawidłowy

MAZOWIECKA OKRĘGOWA I Z B A INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

sygn. akt. MAZ/7131-7132/ 336 / 12 /K

Warszawa, dnia 02 lipca 2012 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1-5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578 późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:
nadaje
Panu Michałowi Dębkowskiemu
magistrowi inżynierowi
urodzonemu dnia 3 września 1981 roku w m. Ostrów Mazowiecka, synowi Marka

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr MAZ/ 0274 /PWOK/12

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

Szczegółowy zakres uprawnień

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 13 ust. 1, 3 i 4 ustawy – Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
2/ kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
3/ kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
4/ wykonywania nadzoru inwestorskiego,
5/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na mocy § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności konstrukcyjno – budowlanej.

za zgodność z oryginałem

III. Na mocy § 17 ust. 1 w zw. z § 16 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:
projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

1/ sporządzania projektu architektoniczno – budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz
2/ kierowania robotami budowlanymi w zakresie, o którym mowa w pkt 1/ oraz w odniesieniu do architektury obiektu.

UZASADNIENIE

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

POUCZENIE

1.Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Skład Orzekający

1/ mgr inż. Leszek Ganowicz .....
2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek .....
3/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński .....

Otrzymują:
1. Pan Michał Dębkowski
   ul. Strażacka 42
   07-140 Sadowne
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a

za zgodność z oryginałem

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-CCT-H56-QJA *

Pan MICHAŁ DĘBKOWSKI o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0448/12
adres zamieszkania ul. GÓRCZEWSKA 116 B / 63, 01-460 WARSZAWA
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2017-08-01 do 2018-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-07-07 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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