

# „KONSTRUKCJE BUDOWLANE”

mgr inż. Krzysztof Goliński

ul. Dywizji Wołyńskiej 4A/10, 80-041 Gdańsk, tel. 58 306 84 91, tel. kom. 606 271 396, e-mail: krzych\_g@poczta.onet.pl

## PROJEKT

**TEMAT:** Remont nawierzchni placu manewrowego przy magazynie nr 27 w Gdyni.

**FAZA:** projekt wykonawczy

**INWESTOR:** Zarząd Morskiego Portu Gdynia S.A.  
ul. Rotterdamska 9, 81-337 Gdynia

**BRANŻA:** konstrukcje budowlane i drogowe

**OŚWIADCZENIE:** Niżej podpisani Projektanci oświadczają, że niniejszy projekt został sporządzony zgodnie z przepisami Prawa Budowlanego i zasadami wiedzy technicznej (art.20 ust. 4 PB)

**PROJEKTANT:** mgr inż. Krzysztof Goliński  
Uprawnienia budowlane nr 7342/146/TO/94 do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

**PROJEKTANT:** inż. Piotr Gregorowicz  
Uprawnienia budowlane nr POM/0244/POOD/08 do projektowania bez ograniczeń w specjalności drogowej

**SPRAWDZAJĄCY:** mgr inż. Krzysztof Wiecki  
Uprawnienia budowlane nr POM/0055/POOD/07 do projektowania bez ograniczeń w specjalności drogowej

**Gdańsk, sierpień 2018 r**

# SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

## 1. Opis techniczny.

## 2. Obliczenia konstrukcji nawierzchni.

## 3. Załączniki:

1. Zdjęcia z wizji lokalnej.
2. Uzgodnienie z MTMG S. A. dot. etapowania.
3. Kserokopia uprawnień i przynależności do Izby.

## 4. Rysunki:

- |   |       |
|---|-------|
| 1. Plan sytuacyjny – etapowanie betonowania nawierzchni.          | D-1   |
| 2. Plan sytuacyjny – etapowanie betonowania nawierzchni – etap 1. | D-1.1 |
| 3. Plan sytuacyjny – etapowanie betonowania nawierzchni – etap 2. | D-1.2 |
| 4. Plan sytuacyjny – etapowanie betonowania nawierzchni – etap 3. | D-1.3 |
| 5. Plan sytuacyjny – etapowanie betonowania nawierzchni – etap 4. | D-1.4 |
| 6. Plan sytuacyjny stanu istniejącego.                            | D-2   |
| 7. Plan sytuacyjny dylatacji placu manewrowego.                   | D-3   |
| 8. Plan sytuacyjny dylatacji drogi technologicznej.               | D-4   |
| 9. Przekroje.   | D-5   |
| 10. Szczegół dylatacji pełnej.                                    | D-6   |
| 11. Szczegół dylatacji nacinanej.                                 | D-7   |

- |  |     |
|--|-----|
| 12. Zbrojenie górą nad studnią elektr. | D-8 |
| 13. Mocowanie bariery „USZY”.          | D-9 |

# OPIS TECHNICZNY

*do projektu wykonawczego remontu nawierzchni placu manewrowego przy magazynie nr 27 w Gdyni.*

## 1. Podstawa formalna opracowania.

Podstawę niniejszego opracowania stanowi umowa nr 51/KJ/R/2018 zawarta pomiędzy Zarządem Morskiego Portu Gdynia S.A. z siedzibą przy ul. Rotterdamskiej 9 w Gdyni a firmą KONSTRUKCJE BUDOWLANE – mgr inż. Krzysztof Goliński w Gdańsku.

## 2. Podstawa merytoryczna opracowania.

2.1. Dokumentacja projektowa archiwalna: „Budowa magazynu-baterii silosów do składowania śruty i zbóż na nabrzeżu Śląskim wraz z mechanizacją załadunku/wyładunku Magazynu Nr 26 w Porcie Gdynia.” Wykonana przez P. B. L i M. „SPECBUD”, Pracownia Projektowa Budownictwa w Gdyni (umowa nr 165/MTMG/2010).

2.2. Dokumentacja projektowa zamienna archiwalna: „Budowa magazynu-baterii silosów do składowania śruty i zbóż na nabrzeżu Śląskim wraz z mechanizacją załadunku/wyładunku Magazynu Nr 26 w Porcie Gdynia.” Wykonana przez P. B. L i M. „SPECBUD”, Pracownia Projektowa Budownictwa w Gdyni (umowa nr 12/KJ/I/2014).

2.3. Dokumentacja geotechniczna z badań gruntów dla ustalenia warunków gruntowo-wodnych w rejonie projektowanej hali magazynowej wraz z taśmociągami transportowym przy ul. Węglowej w rejonie Nabrzeża Śląskiego w Porcie Gdynia woj. pomorskie wykonana we wrześniu 2010 roku przez INGEO Sp. z o.o. w Gdyni.

2.4. Dokumentacja powykonawcza.

2.5. Wizja lokalna z wykonaną dokumentacją fotograficzną.

2.6. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43 z dnia 14 maja 1999r. z późn. zm.).

2.7. J. Knapton - "Heavy duty pavements - The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries", Edition 4, 2007, Uniclass L534, Interpave, The precast concrete paving and kerb association, Leicester, UK.

2.8. Załącznik do zarządzenia Nr 31 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r.: Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych.

2.9. Załącznik do zarządzenia Nr 30 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 16.06.2014 r.: Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych.

2.10. Raport techniczny nr 34 Stowarzyszenia Betonu (GB). Trzecia edycja.

2.11. Polskie Normy:

PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.

PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.

PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.

### **3. Cel i zakres opracowania.**

Celem opracowania jest uszczegółowienie rozwiązań technicznych w zakresie nawierzchni placu manipulacyjnego dla samochodów typu ciągnik siodłowy z wjazdem ( wyjazdem ) z ul. Węglowej, obsługującego magazyn z stanowiskami wagowymi oraz ustalenie przyczyn wystąpienia uszkodzeń.

Projekt obejmuje ocenę stanu technicznego, konstrukcję nawierzchni oraz zmiany w organizacji ruchu w czasie remontu.

#### **4. Uzbrojenie podziemne.**

Na przedmiotowym terenie występują następujące sieci uzbrojenia podziemnego:

- kable energetyczne WN i NN oraz w kanale kablowym;
- kanalizacja deszczowa  $\Phi$  200,  $\Phi$  250,  $\Phi$  300;
- kanalizacja wodociągowa  $\Phi$  80,  $\Phi$  100,  $\Phi$  150;
- kable teletechniczne.

#### **5. Opis stanu istniejącego.**

Magazyn na zapleczu nabrzeża Śląskiego przeznaczony jest do składowania śruty sojowej. Przyjęcie i wydawania śruty sojowej jest w pełni zmechanizowane.

Cztery stanowiska załadunku samochodów z wagami zlokalizowane są poza magazynem. Obiekty techniczne pomocnicze: stacja transformatorowa, rozdzielnia technologiczna, sprężarkownia i pomieszczenia socjalno-sanitarne usytuowane są przy zewnętrznej stronie ścian magazynu.

Od krawężnika jezdni ul. Węglowej do magazynu znajduje się plac manipulacyjny dla czterech stanowisk załadunku samochodów z wjazdem i wyjazdem do ul. Węglowej. Odcinek pomiędzy strefami włączenia do ulicy został zabezpieczony barierą dla uporządkowania ruchu na placu. Wokół magazynu wykonano nawierzchnię drogi technologicznej umożliwiającą dojazd do bram w ścianach szczytowych i od strony nabrzeża Śląskiego.

Nawierzchnia placu manipulacyjnego oraz drogi wokół magazynu wykonane z kostki betonowej wibroprasowanej TT szarej gr. 10 cm na podsypce cementowo – piaskowej gr. 3 cm, poniżej podbudowa zasadnicza z chudego betonu cementowego 6-9 MPa, gr. 22 cm, poniżej podbudowa pomocnicza z kruszywa naturalnego stabilizowanego cementem 2,5 MPa, gr. 20 cm na podłożu gruntowym które miało być doprowadzone do G1 zgodnie z projektem. Łączna grubość warstw konstrukcyjnych nawierzchni wynosi 55 cm.

#### **6. Warunki gruntowo-wodne.**

Obszar badań położony jest w rejonie ul. Węglowej przy nabrzeżu Śląskim w Porcie Gdynia. Pod względem morfologicznym jest to fragment Pradoliny Rzeki Redy.

W badanym podłożu zalegają warstwy refulatu, w skład którego wchodzi grunty mineralne głównie piaski drobne i średnie z domieszkami części organicznych i wkładkami gruntów organicznych tj. torfów i lokalnie namulów. Refulat zalega do średniej głębokości ok. 7,0÷8,0 m ppt. Poniżej nawiercono utwory holocenijskie akumulacji morskiej oraz plejstocenijskie wodnolodowcowe reprezentowane przez piaski drobne i średnie. Ze względu na podobieństwo litologiczne granica pomiędzy holocenem a plejstocenem jest trudna do określenia.

Woda gruntowa w badanym podłożu występuje w postaci zwierciadła swobodnego w gruntach niespoistych na średniej głębokości ok. 2,5 m ppt tj na

średniej rzędnej ok. 0.20 m n.p.m. Stan wody gruntowej jest ściśle powiązany z poziomem w kanale portowym i odnosi się do okresu prowadzenia prac polowych.

W podłożu omawianego terenu wyszczególniono warstwy geotechniczne różniące się litologią oraz właściwościami fizyko-mechanicznymi. Do każdej z nich zaliczono grunty o tych samych lub podobnych parametrach geotechnicznych. W podziale pominięto glebę i nasypy.

Wyszczególniono warstwy:

Warstwa Ia (Refulat)

- wilgotny torf i torf z domieszką piasku drobnego – grunt organiczny o dużej ściśliwości oraz małej wytrzymałości na ścinanie  $\sigma_{fmax}=0,018\text{MPa}$  (wartość skorygowana wsp. wg. Gołębiewskiej)

Warstwa Ib (Refulat)

- wilgotny namuł – grunt organiczny o dużej ściśliwości oraz małej wytrzymałości na ścinanie  $\sigma_{fmax}=0,023\text{ MPa}$  w stanie plastycznym i miękkoplastycznym o charakterystycznym stopniu plastyczności  $I_L^{/n/} = 0,50$

Warstwa Ic (Refulat)

- wilgotny piasek gliniasty i glina piaszczysta z domieszką części organicznych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym o charakterystycznym stopniu plastyczności  $I_L^{/n/} = 0,40$

Warstwa IIa (Refulat)

- nawodnione piaski drobne i średnie lokalnie z domieszką części organicznych w stanie średniozagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą typu DPH w wysokości  $I_D^{/n/}=0,40\div0,50$

Warstwa IIb (Refulat)

- wilgotne i nawodnione piaski drobne i średnie lokalnie z domieszką części organicznych w stanie średniozagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą typu DPH w wysokości  $I_D^{/n/}=0,50\div0,60$

Warstwa IIIa

- nawodnione piaski drobne i średnie w stanie średniozagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą udarową typu DPH w wysokości  $I_D^{/n/} = 0,50\text{-}0,60$

Warstwa IIIb

- nawodnione piaski drobne w stanie średniozagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą udarową typu DPH w wysokości  $I_D^{/n/} = 0,70\text{-}0,80$

W podłożu badanego terenu od powierzchni nawiercono grunty antropogeniczne tj. refulat, w skład którego wchodzi głównie grunty piaszczyste z domieszkami gruntów organicznych i wkładkami gruntów organicznych. Są to warstwy Ia, Ib, Ic, IIa i IIb. Poniżej spągu tych warstw tj. od średniej głębokości ok. 7,5 m ppt nawiercono rodzime grunty niespoiste warstw IIIa, IIIb reprezentowane

przez piaski drobne i średnie. Grunty warstwy Ia i Ib są słabonośne. Refulat tj. grunty warstw IIa i IIb są nośne. Rodzime grunty piaszczyste warstw IIIa-IIIb są nośne.

Poziom zwierciadła wód gruntowych odnosi się do okresu prowadzonych badań tj. do okresu wrzesień 2010 r. Może on ulec wahaniom wskutek:

- zmianom pory roku,
- nasilenia opadów atmosferycznych,
- wahaniom poziomu wody w kanale portowym.

Zgodnie z dokumentacją z p. 2.2 wybrane zostały grunty do średniej głębokości 0,35 m, powierzchnia została splantowana, doziarniono podłoże gruntowe pokruszonym betonem o frakcji 0÷63mm pod nawierzchniami drogowymi na grubość ~ 30cm ( bez nawierzchni chodników ) i zagęszczono je do  $I_s \geq 1,03$  i  $E_2 \geq 120\text{MPa}$ .

## 7. Wizja lokalna.

Wizję lokalną przeprowadzono latem 2018 roku. W jej trakcie wykonano dokumentację fotograficzną i pomiary inwentaryzacyjne na potrzeby niniejszego opracowania.

W trakcie wizji lokalnej stwierdzono liczne uszkodzenia nawierzchni w postaci „klawiszowania”, występowania wyraźnie widocznych kolein i zapadisk przy studniach instalacji podziemnych. Uszkodzeń nawierzchni więcej i większe od strony składowiska węgla, tam gdzie poruszają się samochody z pełnym obciążeniem. Występowania wypiętrzeń nawierzchni nie stwierdzono.

Stan studni, włączów i wpustów kanalizacji deszczowej wizualnie w większości dobry, w części wyjazdowej placu widoczne obniżenie wjazdu studni kanalizacji deszczowej z zniszczoną nawierzchnią wokół wjazdu oraz widoczne osiadanie pobliskich wpustów. Jedna z kratek wpustu kanalizacji deszczowej uszkodzona, do wymiany.

W trakcie wizji lokalnej wykonano dokumentację fotograficzną. Na fotografii nr 1 widoczne jest „klawiszowanie” nawierzchni, wzajemne przemieszczenia pionowe elementów (kostek) nawierzchni. Występowanie tych wzajemnych przemieszczeń przyczynia się do dalszej destrukcji nawierzchni. Na fotografii nr 2 widoczne są różnorodne uszkodzenia nawierzchni. Na fotografii nr 3 widoczna jest koleina przy wjeździe na stanowisko W-8. Fotografia nr 4 uwidacznia koleiny przy wjeździe na stanowisko W-7. Fotografii nr 5 i 6 przedstawiają koleiny przy wyjeździe ze stanowiska W-9. Fotografia nr 7 przedstawia widok wyjazdów ze stanowisk W-9 i W-10 z widocznymi uszkodzeniami nawierzchni. Na fotografii nr 8 widoczne są doraźne naprawy nawierzchni wokół pokrywy studzienki. Na fotografii nr 9 widoczna jest zniszczona nawierzchnia wokół wylazu osiadającej studzienki instalacyjnej. Na fotografii nr 10 widoczne są uszkodzenia nawierzchni z ubytkami wypełnionymi wodą. Brak możliwości odpływu wody przyczynia się do dalszej destrukcji nawierzchni, zwłaszcza zimą. Fotografia nr 11 uwidacznia zniszczenia (koleiny) przejazdu pomiędzy magazynem i stanowiskiem W-9. Na fotografii nr 12 widoczny jest pojazd służący do czyszczenia nawierzchni szczotkami z drutu stalowego. Taki sposób czyszczenia nawierzchni może powodować usuwanie wypełnienia cementowo-piaskowego pomiędzy kostkami nawierzchni.



## 8. Wyniki obliczeń konstrukcji nawierzchni.

Zgodnie z informacjami Użytkownika dziennie obsługiwanych jest ~150 samochodów typu ciągnik siodłowy z naczepą.

Konstrukcja istniejącej nawierzchni projektowana była jak dla stanowisk postojowych dla samochodów ciężarowych typu ciągnik siodłowy z naczepą , obciążenie na oś – 10T dla podłoża gruntowego doprowadzonego do G1.

W punkcie 1 obliczeń sprawdzono stan istniejący dla nawierzchni z kostki betonowej wibroprasowanej TT szarej gr. 10 cm na podsypce cementowo – piaskowej gr. 3 cm, poniżej podbudowa zasadnicza z chudego betonu cementowego 6-9 MPa, gr. 22 cm, poniżej podbudowa pomocnicza z kruszywa naturalnego stabilizowanego cementem 2,5 MPa, gr. 20 cm na podłożu gruntowym dogęszczonym.

W punkcie 1.1 obliczono ruch projektowy, czyli sumaryczną liczbę równoważnych osi standardowych 100 kN dla okresu projektowego konstrukcji nawierzchni 20 lat. Ostatecznie jako miarodajną przyjęto kategorię ruchu KR4 ( $2,50 < N_{100} \leq 7,30$  milionów przejazdów) jak dla parkingów i dróg manewrowych pojazdów ciężkich.

W punkcie 1.2 obliczeń na podstawie warunków gruntowo-wodnych określono grupę nośności podłoża jako G2.

W punkcie 1.3 obliczeń wyznaczono całkowitą grubość konstrukcji nawierzchni.

W punkcie 1.3.1 wyznaczono całkowitą grubość konstrukcji nawierzchni dla grupy nośności podłoża G1 (zgodnie z założeniami pierwotnego projektu) i obciążenia charakterystycznego 57,5 kN/koło (115/2 kN). Wymagana minimalna grubość (beton  $C_{8/10}$ ) wynosi 300 mm i jest mniejsza od istniejącej (przeliczonej na beton  $C_{8/10}$ ).

W punkcie 1.3.2 wyznaczono całkowitą grubość konstrukcji nawierzchni dla grupy nośności podłoża G2 (zgodnie z punktem 1.2), kategorii ruchu KR4 i obciążenia charakterystycznego 57,5 kN/koło (115/2 kN). Wymagana grubość (beton  $C_{8/10}$ ) wynosi od 340 mm do 480 mm i jest porównywalna do istniejącej (przeliczonej na beton  $C_{8/10}$ ).

W punkcie 1.3.3 wyznaczono całkowitą grubość konstrukcji nawierzchni z uwzględnieniem współczynników korygujących uwzględniających obecny stan nawierzchni dla grupy nośności podłoża G2 (zgodnie z punktem 1.2), kategorii ruchu KR4 i obciążenia charakterystycznego 57,5 kN/koło (115/2 kN) zwielokrotnionego współczynnikami uwzględniającymi także wpływ obciążeń od kół sąsiedniego samochodu. Wymagana grubość (beton  $C_{8/10}$ ) wynosi od 450 mm do 550 mm i jest zdecydowanie większa od istniejącej (skorygowanej i przeliczonej na beton  $C_{8/10}$ ).

W punkcie 1.3 sprawdzono odporność nawierzchni na wysadziny. Konstrukcja nawierzchni ma wymaganą grubość ze względu na ewentualną wysadzinowość.

W punkcie 2 zaprojektowano nową nawierzchnię wykonaną „na mokro” zastępującą nawierzchnię z kostki betonowej z odpowiednią korektą grubości podbudowy. Konstrukcja remontowanej nawierzchni projektowana jest jak dla stanowisk postojowych dla samochodów ciężarowych typu ciągnik siodłowy z naczepą , obciążenie na oś – 11,5 T dla podłoża gruntowego doprowadzonego do G2. Średnia dzienna ilość obsługiwanych samochodów – 150.

W punkcie 2.1 obliczono ruch projektowy, czyli sumaryczną liczbę równoważnych osi standardowych 115 kN dla okresu projektowego konstrukcji nawierzchni 30 lat. Ostatecznie jako miarodajną przyjęto kategorię ruchu KR3 ( $0,28 < N_{115} \leq 2,40$  milionów przejazdów).

W punkcie 2.2 obliczeń na podstawie warunków gruntowo-wodnych określono grupę nośności podłoża jako G2.

W punkcie 2.3 przedstawiono wyniki obliczeń nawierzchni grubości 23 cm z betonu żwirowego C<sub>30/37</sub> zbrojonego zbrojeniem stalowym rozproszonym.

Obliczenia MES przeprowadzono za pośrednictwem oprogramowania Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Obciążenia:

- samochód – ciągnik siodłowy z naczepą, obciążenie na oś 115 kN, wsp. dynamiczny przyjęto 1,5;
- ładowarka (przejazd bez obciążenia);
- obciążenie gradientem temperatury 8 °C.

## **9. Opinia techniczna.**

Wymagane zrealizowanym projektem doprowadzenie do G1 podłoża gruntowego o parametrach odpowiadających grupie nośności podłoża gruntowego G4 w terenie z obiektami budowlanymi i gęstą siecią istniejących i projektowanych instalacji podziemnych ze studzienkami było bardzo trudne do osiągnięcia (przejście z G4 do G1) i, w praktyce niemożliwe bez wykorzystania ciężkich walców wibracyjnych.

Podczas sprawdzania parametrów zagęszczenia podłoża w przypadkach wątpliwych (np. duża rozbieżność wyników badań płytą dynamiczną) decyduje badanie (VSS) płytą pod naciskiem statycznym i jedynie takie badania mogą potwierdzić faktyczny stan zagęszczenia gruntu.

W ramach remontu wykorzystując dolne warstwy konstrukcji należy zastąpić nawierzchnię z kostki betonowej nawierzchnią betonową wykonywaną „na mokro”.

### **9.1. Przyczyny występowania uszkodzeń nawierzchni.**

Przyspieszona degradacja nawierzchni z kostki betonowej związana jest z:

- zbyt małą nośnością podłoża gruntowego, co potwierdza analiza obliczeniowa, z przeprowadzonej analizy obliczeniowej wynika, że w wypadku podłoża gruntowego doprowadzonego do G2 grubość przyjętych warstw konstrukcyjnych nawierzchni jest zbyt mała, a w wypadku doprowadzania podłoża gruntowego do G1 degradacja nawierzchni nie miała by miejsca,
- brak prawidłowego zagęszczenia zasypu części wykonanych instalacji,
- zastosowanie kostki betonowej przy tak intensywnym ruchu ciężkich pojazdów i związanymi z tym dużymi obciążeniami dynamicznymi,
- czyszczenie nawierzchni szczotkami stalowymi powoduje częściowe usuwanie wypełnienia pomiędzy kostkami co także przyczynia się do degradacji nawierzchni,
- zastosowanie do wykonania warstw konstrukcyjnych nawierzchni materiałów nie przepuszczających wody przyczynia się do przyspieszonej degradacji nawierzchni, zwłaszcza w okresie zimowym.

## **10. Remont nawierzchni.**

### **10.1. Opis stanu projektowanego.**

W ramach remontu nawierzchnia z kostki betonowej placu manewrowego zostanie rozebrana i zastąpiona nawierzchnią betonową gr. 23 cm. Pod względem wysokościowym podstawowe rzędne nawierzchni pozostaną bez zmian z zachowaniem spadków do istniejących wpustów kanalizacji deszczowej. Aby to było możliwe istniejąca podbudowa z chudego betonu zostanie sfrezowana średnio o 10 cm z grubości 22 cm na 12 cm. Zniszczoną podbudowę z chudego betonu należy wybrać i zastąpić nową z chudego betonu 6-9 MPa. Na styku drogi technologicznej z placem manewrowym zaprojektowano krawężnik kamienny 15 x 30cm ( wystającym 2cm ) wtopiony.

### **10.2. Projektowana konstrukcja nawierzchni.**

- nawierzchnia betonowa zbrojona zbrojeniem rozproszonym stalowym z dodatkiem włókien polipropylenowych utwardzona powierzchniowo posypką mineralną, zatarta na ostro – 23 cm;
- warstwa poślizgowa – 2 x folia PE gr. 0,2;
- istniejące podłoże z chudego betonu sfrezowanego z grubości 22 cm do 12 cm (10 cm) lub nowe podłoże z chudego betonu cementowego 6-9 MPa;
- istniejąca stabilizacja 20 cm;
- istniejące podłoże gruntowe.

### **10.3. Projektowany krawężnik kamienny wtopiony.**

- krawężnik kamienny 15 X 30 cm bez skosów;
- podsypka cementowo – piaskowa, 1 : 4, gr. 5 cm;
- ława betonowa prostokątna z betonu C 12/15 gr. 15 cm.

### **10.4. Etapowanie wykonania remontu i tymczasowa organizacja ruchu.**

Przyjęto wykonanie remontu w podziale na 4 etapy główne (+ 5 etap dla drogi technologicznej wokół magazynu) i związaną z tymczasową organizacją ruchu. (rys. D-1). W każdym etapie z eksploatacji wyłączone jest 1 stanowisko załadunku samochodów.

Etap 1 – wykonanie nowej nawierzchni wzdłuż ul. Węglowej z wyłączeniem z eksploatacji stanowiska W-10. Tymczasowa organizacja ruchu: wyjazd kawałek dalej na części zajmowanej przez składowisko węgla lub drogą technologiczną wokół magazynu z wyjazdem równolegle do wjazdu (tymczasowo zasłonięte znaki B2 przy wjeździe i C4 przy obecnym wyjeździe oraz C3 wzdłuż drogi technologicznej). Ruch

na nowej nawierzchni możliwy po osiągnięciu przez beton pełnej wytrzymałości (28 dni). Etap 1 może być podzielony na podetapy w uzgodnieniu z Działem Eksploatacji Użytkownika (MTMG).

Etap 2 – wykonanie nowej nawierzchni na styku z nawierzchnią wykonaną w etapie 1 z wyłączeniem z eksploatacji stanowiska W-8. Tymczasowa organizacja ruchu: wyjazd, w wypadku przejazdu po nawierzchni z kostki jak w etapie 1, w wypadku przejazdu po betonowej nawierzchni przez stanowisko W-10 jak obecnie lub z „nawrotką” na końcu ulicy ze względu na małą ilość miejsca. Etap 2 może być podzielony na podetapy w uzgodnieniu z Działem Eksploatacji Użytkownika (MTMG).

Etap 3 – wykonanie nowej nawierzchni na styku z nawierzchnią wykonaną w etapie 1 z wyłączeniem z eksploatacji stanowiska W-9. Tymczasowa organizacja ruchu: wyjazd, w wypadku przejazdu po nawierzchni z kostki jak w etapie 1, w wypadku przejazdu po betonowej nawierzchni jak obecnie lub z „nawrotką” na końcu ulicy ze względu na małą ilość miejsca. Etap 3 może być podzielony na podetapy w uzgodnieniu z Działem Eksploatacji Użytkownika (MTMG).

Etap 4 – wykonanie nowej nawierzchni na styku z nawierzchnią wykonaną w poprzednich etapach i z dojazdami do bram magazynu z wyłączeniem z eksploatacji stanowiska W-7 i przejazdu wzdłuż magazynu. Tymczasowa organizacja ruchu: wjazd i wyjazd dla samochodów po nowej nawierzchni z przejazdami przez stanowiska załadunku (tymczasowe zastąpienie znaku C-11 znakiem C-10 przy stanowisku W-9).

Etap 4 może być podzielony na podetapy w uzgodnieniu z Działem Eksploatacji Użytkownika (MTMG). Przejazdy sprzętu eksploatacyjnego bardzo wolne bez ładunku przez bramy możliwe:

- po nowej nawierzchni, gdy osiągnie ona wytrzymałość min. 90% docelowej, czyli nie wcześniej niż po tygodniu od betonowania;
- po chudym betonie z zabezpieczeniem krawędzi nowej nawierzchni i pokonania różnicy poziomów poprzez zastosowanie drewnianych krawędziaków o zróżnicowanej wysokości przekroju ułożonych równolegle do krawędzi nawierzchni betonowej i prostopadle do kierunku jazdy, krawędź najwyższego przekroju powyżej krawędzi nawierzchni betonowej.

Terminy wykonywania prac na dojazdach do bram ustalać w ścisłym kontakcie z Użytkownikiem.

Etap 5 – wykonanie nowej nawierzchni drogi technologicznej wokół magazynu. Etap 5 może być podzielony na podetapy w uzgodnieniu z Działem Eksploatacji Użytkownika (MTMG).

## **10.5. Zagospodarowanie materiałów z rozbiórek.**

Do rozebrania jest nawierzchnia (plac manewrowy + droga technologiczna) o powierzchni całkowitej  $\sim 5800 \text{ m}^2$  ( $3400 + 2400$ ) z kostki betonowej grubości 10 cm z czego  $2/3$  ( $\sim 386,7 \text{ m}^3$ ) nadaje się do ponownego zastosowania.

Wykonawca ustali z zamawiającym (ZMPG S. A.) miejsce składowania kostki betonowej.

Zniszczona kostka betonowa ( $\sim 193,3 \text{ m}^3$ ) nadaje się do wykorzystania jako doziarnienie podłożu gruntowych po rozkruszeniu.

Wykonawca ustali z zamawiającym (ZMPG S. A.) miejsce składowania zniszczonej kostki betonowej.

Odpady chudego betonu ( $\sim 1300 \text{ m}^3$  ( $750 + 550$ )) zniszczonego i po frezowaniu nie nadają się do dalszego wykorzystania łącznie z podsypką piaskowo-cementową ( $\sim 175 \text{ m}^3$ ). Odpady te należy wywieźć na wysypisko do utylizacji – kod: 17.01.01.

#### **10.6. Wymagane badania przed wykonaniem nawierzchni betonowej.**

W miejscach zniszczonej podbudowy z chudego betonu po jej usunięciu wykonać odkrywki warstwy stabilizacji i sprawdzić stan zagęszczenia gruntu płytą statyczną VSS. Badanie wykonać co każde  $500 \text{ m}^2$ . Stan zagęszczenia powinien odpowiadać min. grupie nośności gruntu G2.

Przed wykonaniem nawierzchni betonowej wymagane jest sprawdzenie szczelności instalacji wod-kan.

#### **10.7. Nawierzchnia betonowa.**

Zaprojektowano nawierzchnię gr. 23 cm z betonu C30/37 (klasa ekspozycji betonu związana z oddziaływaniem środowiska – XC4(PI), XD3(PI), XA1(PI), XS1(PI), XF1(PI), maksymalna zawartość chlorków w betonie - Cl 0,20) z dodatkiem środków napowietrzających (wymagana zawartość powietrza 4,5%) i plastyfikatorów zbrojoną zbrojeniem rozproszonym stalowym w min. ilości  $20 \text{ kg/m}^3$  betonu (minimalna wytrzymałość stali -  $R_m=1200 \text{ MPa}$ , długość włókien - 60 mm, średnica 0,75 mm, smukłość -  $L/d=80$ ) z dodatkiem włókien polipropylenowych w ilości  $0,9 \text{ kg/m}^3$  betonu. Całość na warstwie chudego betonu 6-9 MPa. Powierzchnia z utwardzeniem powierzchniowym kwarcowo-korundowym zatarta na ostro.

Zastosowane zbrojenie rozproszone powinno posiadać europejski certyfikat z załącznikiem określającym minimalną ilość zbrojenia rozproszonego zapewniającą resztkową wytrzymałość na zginanie zbrojonego betonu zgodnie z normą: PN-EN 14889-1 Włókna do betonu. Część 1: Włókna stalowe – Definicje, wymagania i zgodność.

W czasie wiązania beton wymaga pielęgnacji poprzez polewanie wodą lub pokrycie powierzchni odpowiednim preparatem parafinowym.

W uzasadnionych przypadkach dopuszcza się stosowanie pielęgnacji polegającej na przykryciu nawierzchni matami lub włókninami i spryskiwaniu wodą przez okres 7 do 10 dni. W przypadku gdy temperatura powietrza jest powyżej  $25,0 \text{ }^\circ\text{C}$  pielęgnację należy przedłużyć do 14 dni.

Nawierzchnia betonowa nie powinna być wykonywana gdy temperatura powietrza jest niższa niż 5°C i nie wyższa niż 25°C. Przestrzeganie tych przedziałów temperatur zapewnia prawidłowy przebieg hydratacji cementu i twardnienia betonu, co gwarantuje uzyskanie wymaganej wytrzymałości i trwałości nawierzchni.

Dopuszcza się wykonywanie nawierzchni betonowej w temperaturze powietrza powyżej 25,0 °C pod warunkiem, że temperatura mieszanki betonowej nie przekroczy 30,0 °C. W przypadkach koniecznych dopuszcza się wykonywanie nawierzchni betonowej w temperaturze powietrza poniżej 5 °C pod warunkiem stosowania zabiegów specjalnych, pozwalających na utrzymanie temperatury mieszanki betonowej powyżej 5 °C przez okres co najmniej 3 dni.

Betonowania nie można wykonywać podczas opadów deszczu.

Nawierzchnia dylatowana dylatacjami pełnymi i nacinanymi w polach ~5,0x~5,0 m. Dylatacje wypełnione materiałem trwale plastycznym.

Jako wypełnienie dylatacji stosować materiały trwale plastyczne o zdolności przenoszenia ruchów szczeliny do 20%, dużej odporności na odrywanie (8 N/mm), odporne chemicznie na działanie produktów ropopochodnych i chlorków, atestowane.

Krawędzie przerw dylatacyjnych sfazować pod kątem 45° na głębokość 3-5 mm.

Wypełnienie dylatacji (szer. 20 mm) materiałem trwale plastycznym z zastosowaniem podtrzymującego kordu Ø25 mm (na głębokości > 30 mm).

Wypełnienie istniejącej szczeliny obejmuje następujące czynności:

- oczyszczenie szczeliny szczotkami mechanicznymi, z zanieczyszczeń obcych, pozostałości szlamu po cięciu betonu itp.,
- osuszenie zawilgoconej szczeliny strumieniem sprężonego, gorącego powietrza za pomocą tzw. lancy gorącego powietrza,
- wypełnienie dolnej części szczeliny za pomocą sznura uszczelniającego (kordu) sr. 25 mm,
- zagruntowanie, bocznych ścianek szczelin, środkiem gruntującym, zwiększającym przyczepność masy do szczeliny, w przypadku gdy zaleca to producent masy,
- wprowadzenie masy zalewowej (uszczelniającej) do szczelin, ręcznie grawitacyjnie lub mechanicznie pod ciśnieniem; ewentualne usunięcie nadmiaru masy i jej wyrównanie oraz usunięcie powstałych zabrudzeń.

Dylatacje nacinane naciąć na szerokość 10 mm i głębokość 80 mm. Wypełnienie dylatacji nacinanych wg procedury jak dla dylatacji pełnych z zastosowaniem kordu śr. 12 mm.

Całość dylatacji dyblowana prętami Ø25 (stal S235JR) co 400 mm.

Na styku etapów betonowania dyble osadzać w wywierconych gniazdach w nawierzchni wykonanej we wcześniejszym etapie.

## 10.8. Wykaz podstawowych materiałów.

Nawierzchnia placu:

- folia PE	7032,00 m <sup>2</sup>
- beton C30/37	795,00 m <sup>3</sup>

- chudy beton 6-9 MPa	410,00 m <sup>3</sup>
- krawężnik kamienny 15x30 cm	13,00 mb
- beton C12/15	0,80 m <sup>3</sup>
- stalowe zbrojenie rozproszone	15850,00 kg
- dyble Ø25 (stal S235JR)	8150,00 kg
- stal Ø8 do podparcia dybli	675,00 kg
- włókna polipropylenowe krótkie	715,00 kg
- kord śr. 25 mm	750,00 mb
- kord śr. 12 mm	750,00 mb
- wypełnienie dylatacji	0,90 m <sup>3</sup>
- styropian	3,00 m <sup>3</sup>
- stal dla barier „uszy” (rys. D-9)	251,00 kg
- kotwy wklejane (rys. D-9)	296 szt.
- stal (dozbr. rys. D-8)	159,09 kg
- farba antykorozyjna do barier	pow. 1800 m <sup>2</sup>
- farba nawierzchniowa do barier	pow. 900 m <sup>2</sup>

Nawierzchnia drogi technologicznej:

- folia PE	5000,00 m <sup>2</sup>
- beton C30/37	560,00 m <sup>3</sup>
- chudy beton 6-9 MPa	300,00 m <sup>3</sup>
- stalowe zbrojenie rozproszone	12000,00 kg
- dyble Ø25 (stal S235JR)	5750,00 kg
- stal Ø8 do podparcia dybli	480,00 kg
- włókna polipropylenowe krótkie	505,00 kg
- kord śr. 25 mm	500,00 mb
- kord śr. 12 mm	500,00 mb
- wypełnienie dylatacji	0,65 m <sup>3</sup>
- styropian	2,10 m <sup>3</sup>

## 10.9. Kolejność wykonywanych prac.

Nawierzchnia placu:

- nacięcie nawierzchni piłą w zakresie dla danego etapu;
- rozebranie nawierzchni z kostki betonowej;
- usunięcie podsypki piaskowo-cementowej;
- obcięcie barier typu „uszy” dla etapu 1;
- sprawdzenie stanu podbudowy z chudego betonu;
- sfrezowanie 10 cm podbudowy lub usunięcie pozostałości po podbudowie i wykonanie nowej podbudowy gr. 12 cm z chudego betonu 6-9 MPa;
- rozłożyć warstwę poślizgową 2 x folia PE 0,2 mm;
- dla etapów betonowania 2 - 4 w istniejącej nawierzchni betonowej (powierzchni bocznej pionowej) wywiercić gniazda co 40 cm i osadzić w nich dyble Ø25;
- ułożyć i ustabilizować w deskowaniu dyble Ø25 wzdłuż dylatacji pełnych;

- ułożyć i ustabilizować dyble  $\varnothing 25$  na podporach z prętów  $\varnothing 8$  wzdłuż dylatacji pozornych;
- skorygować wysokościowo wpusty kanalizacji deszczowej i pokrywy studzienek instalacyjnych;
- wykonać betonowanie nawierzchni pomiędzy dylatacjami pełnymi zachowując podane spadki;
- zamontowanie siatek zbrojeniowych nad studzienkami elektrycznymi;
- posadzkę należy wykończyć z utwardzeniem powierzchniowym kwarcowo-korundowym zgodnie z recepturą dostawcy posypki z zatarciem powierzchni na ostro;
- naciąć dylatacje pozorne;
- sfazować krawędzie dylatacji;
- zagruntować powierzchnie dylatacji;
- osadzić w szczelinach dylatacyjnych kord podporowy;
- wypełnić szczeliny dylatacyjne materiałem trwale plastycznym;
- zamontować bariery typu „uszy” wzdłuż ulicy Węglowej;
- odtworzyć oznaczenia poziome zgodnie z dokumentacją z poz. 2.2.

Wykonanie nawierzchni drogi technologicznej (etap 5) niezależne od innych etapów.

## **11. Zmiany w dokumentacji.**

Dopuszcza się wprowadzanie zmian w rozwiązaniach przyjętych projektem w drodze projektowania aktywnego, po ich zatwierdzeniu przez Projektanta, Inspektora Nadzoru i przedstawiciela Zamawiającego. Wprowadzone zmiany należy uwzględnić w Dokumentacji Powykonawczej.

Opracował:

mgr inż. Krzysztof Goliński  
 Upr. Nr 7342/146/TO/94  
 W specjalności konstr.-budowlanej  
 bez ograniczeń



# OBLICZENIA KONSTRUKCJI NAWIERZCHNI

*do projektu wykonawczego remontu nawierzchni placu manewrowego przy  
magazynie nr 27 w Gdyni.*

## 1. Istniejąca konstrukcja nawierzchni.

Konstrukcja istniejącej nawierzchni projektowana była jak dla stanowisk postojowych dla samochodów ciężarowych typu ciągnik siodłowy z naczepą , obciążenie na oś – 10T dla podłoża gruntowego doprowadzonego do G1.

Średnia dzienna ilość obsługiwanych samochodów – 150.

### 1.1. Ruch projektowy.

Dane projektowe:

- plac manewrowy;
- przekrój dwujezdniowy, dwa pasy ruchu w jednym kierunku szer. > 3,5 m;
- średnie pochylenie niwelety poniżej 6%;
- okres projektowy konstrukcji nawierzchni zgodnie z punktem 6.15 (poz. 2.8.) podpunkt b) wynosi 20 lat;
- średni dobowy ruch pojazdów ciężkich – 150.

Ruch projektowy, czyli sumaryczną liczbę równoważnych osi standardowych 100 kN przypadającą na pas obliczeniowy w całym okresie projektowym:

$$N_{100} = f_1 \times f_2 \times f_3 \times N_{c+p} \times r_{c+p}$$

$$N_{c+p} = 150 \times 365 \times 20 = 1\,095\,000$$

$$r_{c+p} = 1,60 \quad (\text{tab. 6.3, poz. 2.8.})$$

$$f_1 = 0,90 \quad (\text{tab. 6.4, poz. 2.8.})$$

$$f_2 = 1,00 \quad (\text{tab. 6.5, poz. 2.8.})$$

$$f_3 = 1,00 \quad (\text{tab. 6.6, poz. 2.8.})$$

ostatecznie

$$\begin{aligned} N_{100} &= 0,90 \times 1,00 \times 1,00 \times 1\,095\,000 \times 1,60 = \\ &= 1\,576\,800 \end{aligned}$$

→ Kategoria ruchu projektowego KR3 (tab. 6.1, poz. 2.8.)

Parkingi i drogi manewrowe przeznaczone do ruchu pojazdów ciężarowych KR4 (tab. 6.2, poz. 2.8.)

Ostatecznie jako miarodajną przyjęto kategorię ruchu KR4 ( $2,50 < N_{100} \leq 7,30$  milionów przejazdów).

## 1.2. Warunki gruntowo-wodne.

Woda gruntowa występuje średnio na głębokości 1,5 m poniżej spodu wykonanej konstrukcji nawierzchni. Warunki wodne przeciętne.

Na głębokości 1 m od wykonanego spodu konstrukcji nawierzchni występują piaski drobne i średnie lokalnie z domieszką części organicznych w stanie średnio zagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą DHP w wysokości  $I_D = 0,50 \div 0,60$  co odp.  $I_s = 0,93 \div 0,95$ . Dla  $I_s \geq 0,95$  odp.  $E_2 \geq 30$  MPa co odp. parametrom G4.

Do wyznaczenia modułu sprężystości warstwy na podłożu gruntowym G3 i G4 stosuje się następujący wzór:

$$E_w = k \times E_0 \quad (\text{wzór B1, poz. 2. 8.})$$

gdzie:

$E_w$  – moduł sprężystości warstwy ulepszanego podłoża [MPa],

$E_0$  – moduł sprężystości warstwy podłoża [MPa],

$k = 0,2 \times h^{0,45}$ ,  $k$  przyjmuje wartość w zakresie od 2 do 4,

$h$  – grubość warstwy przyjęta do obliczeń [mm].

Przejście z  $E_0 = 30$  MPa na  $E_w = 120$  MPa ( $k = 120/30 = 4$ ) wymaga grubości warstwy przejścia  $h = 778$  mm.

Dla podanej w projekcie głębokości zagęszczania podłoża dodatkem pokruszonego betonu 30 cm moduł sprężystości wzmocnionego podłoża wyniesie  $E_w = 2,6 \times 30 = 78$  MPa  $\approx 80$  MPa co odp. grupie nośności podłoża G2.

## 1.3. Wyznaczenie całkowitej grubości konstrukcji nawierzchni.

Ponieważ projektowania nawierzchni z kostki betonowej nie obejmuje katalog (punkt 2.3., poz. 2. 8.) w dalszych obliczeniach posłużono się znaną w świecie publikacją dotyczącą projektowania konstrukcji nawierzchni dla ciężkich obciążeń w portach uwzględniającą także nawierzchnie z kostki betonowej (poz. 2.7.).

### 1.3.1. Podłoże G1 (zgodnie z założeniami pierwotnego projektu).

$$\text{Efektywny zasięg: } E_d = 300 \times (35000 / (CBR \times 10))^{1/3}$$

CBR = California Bearing Ratio

Zależność między CBR a  $E_2$  :

$$E = 17,6 \times CBR^{0,64}$$

$$E_2 = 120 \text{ MPa} \rightarrow CBR = 20 \%$$

$$E_d = 300 \times (35000 / 20 / 10)^{(1/3)} = 1678 \text{ mm}$$

Dla ciągnika siodłowego z naczepą przyjęto, że dla 3 tylnych osi odległość osiowa wynosi 1300 mm, rozstaw kół (zespołów 2 kół) przyjęto 1800 mm.

$$s = 1300 \text{ mm} < Ed = 1678 \text{ mm}$$

Wheel Spacing (mm)	Proximity factor for effective depth to base of:		
	1000mm	2000mm	3000mm
300	1.82	1.95	1.98
600	1.47	1.82	1.91
900	1.19	1.65	1.82
1200	1.02	1.47	1.71
1800	1.00	1.19	1.47
2400	1.00	1.02	1.27
3600	1.00	1.00	1.02
4800	1.00	1.00	1.00

Table 19: Wheel proximity factors.

z tab. 19 przyj. prop. 1,29

$$s = 1800 \text{ mm} > 1678 \text{ mm}$$

Współczynniki dynamiczne (tab. 17):

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck	±30%
	Straddle Carrier	±50%
	Side Lift Truck	±20%
	Tractor and Trailer	±10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck	40%
	Straddle Carrier	60%
	Side Lift Truck	30%
	Tractor and Trailer	30%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck	10%
	Straddle Carrier	10%
	Side Lift Truck	10%
	Tractor and Trailer	10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck	20%
	Straddle Carrier	20%
	Side Lift Truck	20%
	Tractor and Trailer	20%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%

Table 17: Table of dynamic load factors (fd). Static loads are increased by the percentage figures in the Table.

\*Note: that multi-wheel RTGs, i.e. RTGs with say 16 wheels arranged in four undercarriages of four wheels each as shown in Figure 18 perform well over a pavement but for other wheel arrangements, wheel loads may be so great as to require piled runway beams.

- od hamowania (przyj. jak dla wywrotki) 20 %

- od skręcania 30 %

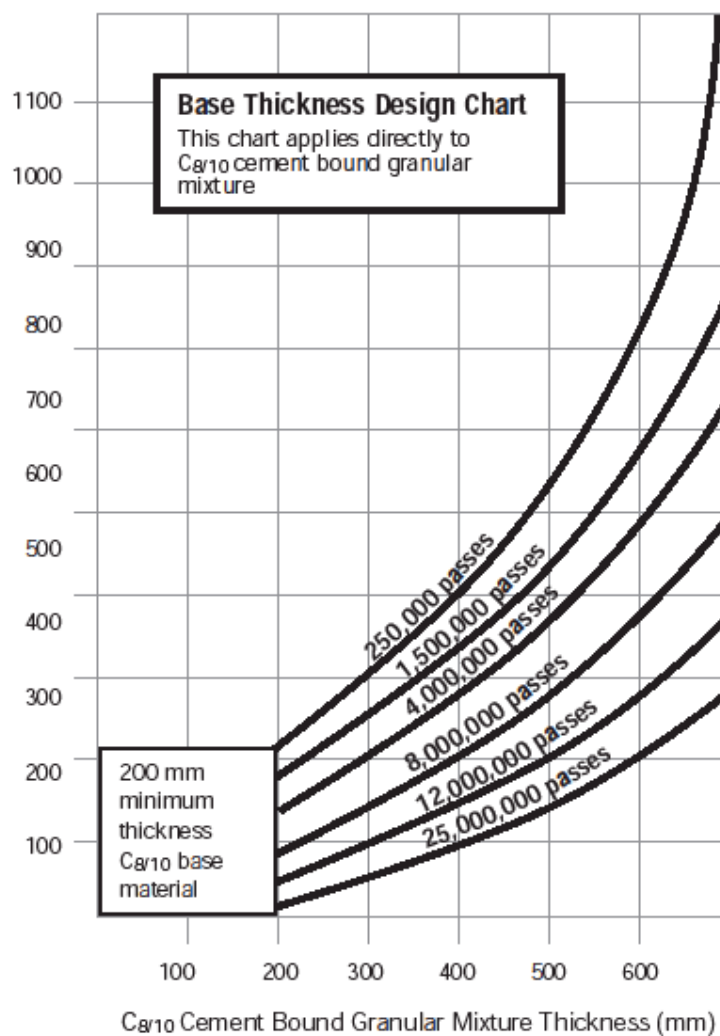
-----  
50 %

przyjęto wsp. dynamiczny 1,50, przyjęto  $\gamma_f = 1,50$

Max. obciążenie nawierzchni od 1 koła (zesp. 2 kół):

$$W^0 = (115,00/2) \cdot (1+2 \cdot 0,29) \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 204,41 \text{ kN} \approx 200 \text{ kN}$$

Single Equivalent Wheel Load (kN)



Z diagramu dla  $W = 200 \text{ kN}$  i KR4 (przyj. krzywa dla 4 milionów przejazdów)

Grubość konstrukcji nawierzchni z betonu C<sub>8/10</sub> wynosi 300 mm.

Grubość istn. Konstrukcji nawierzchni:

- kostka betonowa 100 mm
- podsypka 30 mm
- chudy beton C<sub>6/9</sub> 220 mm
- grunt st. cem. 2,5 MPa 200 mm

-----

550 mm

W przeliczeniu na beton C<sub>8/10</sub> (tab. 13)  $h = 100 + 30 + 220/1,04 + 200/1,65 = 462 \text{ mm}$   
 $> 300 \text{ mm}$

Table 13. Material Equivalence Factors relating  $C_{d/10}$  CBGM to other materials.

Note that the thicknesses derived from the Design Charts need to be multiplied by the factors in this table to obtain thicknesses for materials other than  $C_{d/10}$ .

Note that those materials in *italic* would not normally be specified as a pavement base but may be used as part of the pavement foundation (see Foundation Design).

Material Grouping	Preferred Pavement Base Construction Material		Material Equivalence Factor (MEF)
Hydraulically Bound Mixtures	Material strength	Relevant Standard	
	<i>C<sub>15/20</sub></i>	to BS EN 14227-1	1.74
	<i>C<sub>34</sub></i>	to BS EN 14227-1	1.38
	<i>C<sub>56</sub></i>	to BS EN 14227-1	1.16
	<i>C<sub>80</sub></i>	to BS EN 14227-1	1.00
	<i>C<sub>12/15</sub></i>	to BS EN 14227-1	0.87
	<i>C<sub>16/20</sub></i>	to BS EN 14227-1	0.79
	<i>C<sub>20/25</sub></i>	to BS EN 14227-1	0.74
	<i>C<sub>15/20</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	1.74
	<i>C<sub>34</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	1.38
	<i>C<sub>56</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	1.10
	<i>C<sub>80</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.95
	<i>C<sub>12/16</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.85
	<i>C<sub>16/20</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.79
	<i>C<sub>18/24</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.76
	<i>C<sub>21/28</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.72
	<i>C<sub>24/32</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.68
	<i>C<sub>27/36</sub></i>	to BS EN 14227-2&3	0.63
Concrete	<i>C<sub>8/10</sub></i>	to BS 8500-1	1.00
	<i>C<sub>12/15</sub></i>	to BS 8500-1	0.87
	<i>C<sub>16/20</sub></i>	to BS 8500-1	0.79
	<i>C<sub>20/25</sub></i>	to BS 8500-1	0.74
	<i>C<sub>25/30</sub></i>	to BS 8500-1	0.65
	<i>C<sub>25/30</sub></i>	to BS 8500-1 including 20kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.60
	<i>C<sub>25/30</sub></i>	to BS 8500-1 including 30kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.55
	<i>C<sub>25/30</sub></i>	to BS 8500-1 including 40kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.50
	<i>C<sub>28/35</sub></i>	to BS 8500-1	0.62
	<i>C<sub>32/40</sub></i>	to BS 8500-1	0.60
	<i>C<sub>32/40</sub></i>	to BS 8500-1 including 20kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.55
	<i>C<sub>32/40</sub></i>	to BS 8500-1 including 30kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.50
	<i>C<sub>32/40</sub></i>	to BS 8500-1 including 40kg/m <sup>3</sup> steel fibre	0.45
	<i>C<sub>35/45</sub></i>	to BS 8500-1	0.58

Table 13 continued.

Material Grouping	Preferred Pavement Base Construction Material	Material Equivalence Factor (MEF)
Traditional Cement Bound Materials	<i>CBM1</i> (4.5N/mm <sup>2</sup> minimum 7-days compressive cube strength)	1.60
	<i>CBM2</i> (7.0N/mm <sup>2</sup> minimum 7-days compressive cube strength)	1.20
	<i>CBM3</i> (10.0N/mm <sup>2</sup> minimum 7-days compressive cube strength)	1.00
	<i>CBM4</i> (15.0N/mm <sup>2</sup> minimum 7-days compressive cube strength)	0.80
	<i>CBM5</i> (20.0N/mm <sup>2</sup> minimum 7-days compressive cube strength)	0.70
	No-fines Lean Concrete for Permeable Paving	1.00
Bitumen Bound Materials	HDM as defined by SHW	0.82
	DBM as defined by SHW	1.00
	HRA as defined by SHW	1.25
Unbound Materials	Crushed rock sub-base material of CBR $\geq$ 80%	3.00
Concrete Block Paving	Concrete Block Paving as a surfacing (80mm blocks and 30mm laying course)	1.00

Note: that the thicknesses derived from the Design Charts need to be multiplied by the factors in this table to obtain thicknesses for materials other than  $C_{d/10}$ .

Note: that those materials in *italic* would not normally be specified as a pavement base but may be used as part of the pavement foundation (see Foundation Design).

### 1.3.2. Podłoże G2.

Efektywny zasięg:  $E_d = 300 \cdot (35000 / (CBR \cdot 10))^{1/3}$

CBR = California Bearing Ratio

Zależność między CBR a  $E_2$  :

$$E = 17,6 \cdot CBR^{0,64}$$

$$E_2 = 78 \text{ MPa} \rightarrow CBR = 10 \%$$

$$E_d = 300 \cdot (35000 / 10 / 10)^{(1/3)} = 2114 \text{ mm}$$

Dla ciągnika siodłowego z naczepą przyjęto, że dla 3 tylnych osi odległość osiowa wynosi 1300 mm, rozstaw kół (zespołów 2 kół) przyjęto 1800 mm.

$$s = 1300 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

$$\text{z tab. 19 przyj. prop. } 1,45$$

$$s = 1800 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

$$\text{z tab. 19 przyj. prop. } 1,22$$

$$s = (1300^2 + 1800^2)^{0,5} = 2220 \text{ mm} > E_d = 2114 \text{ mm}$$

Max. obciążenie nawierzchni od 1 koła (zesp. 2 kół):

$$W^0 = (115,00/2) \cdot (1 + 2 \cdot 0,45 + 0,22) \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 274,275 \text{ kN} \approx 275 \text{ kN}$$

Z diagramu dla  $W = 275 \text{ kN}$  i KR4 ( $2,50 < N_{100} \leq 7,30$  milionów przejazdów) grubość konstrukcji nawierzchni z betonu  $C_{8/10}$  powinna wynosić od ~340 mm do ~480 mm.

Grubość istn. konstrukcji nawierzchni:

- kostka betonowa	100 mm
- podsypka	30 mm
- chudy beton $C_{6/9}$	220 mm
- grunt st. cem. 2,5 MPa	200 mm

-----

550 mm

W przeliczeniu na beton  $C_{8/10}$  (tab. 13)  $h = 100 + 30 + 220/1,04 + 200/1,65 = 462 \text{ mm}$

$$340 \text{ mm} < 462 \text{ mm} < 480 \text{ mm}$$

1.3.3. Podłoże G2, 2 samochody obok siebie.

Efektywny zasięg:  $E_d = 300 \cdot (35000 / (CRB \cdot 10))^{1/3}$

CBR = California Bearing Ratio

Zależność między CBR a  $E_2$  :

$$E = 17,6 \cdot CBR^{0,64}$$

$$E_2 = 78 \text{ MPa} \rightarrow CBR = 10 \%$$

$$E_d = 300 \cdot (35000 / 10 / 10)^{(1/3)} = 2114 \text{ mm}$$

Dla ciągnika siodłowego z naczepą przyjęto, że dla 3 tylnych osi odległość osiowa wynosi 1300 mm, rozstaw kół (zespołów 2 kół) przyjęto 1800 mm, odległość kół (zespołów 2 kół) 2 jadących równolegle samochodów przyjęto 1650 mm.

$$s = 1300 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

z tab. 19 przyj. prop. 1,45

$$s = 1650 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

z tab. 19 przyj. prop. 1,29

$$s = 1800 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

z tab. 19 przyj. prop. 1,22

$$s = (1300^2 + 1650^2)^{0,5} = 2100 \text{ mm} < E_d = 2114 \text{ mm}$$

z tab. 19 przyj. prop. 1,14

Max. obciążenie nawierzchni od 1 koła (zesp. 2 kół):

$$W^0 = (115,00/2) \cdot (1 + 2 \cdot 0,45 + 0,29 + 0,22 + 2 \cdot 0,14) \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 348,02 \text{ kN} \approx 350 \text{ kN}$$

Z diagramu dla  $W = 350 \text{ kN}$  i KR4 ( $2,50 < N_{100} \leq 7,30$  milionów przejazdów) grubość konstrukcji nawierzchni z betonu  $C_{8/10}$  powinna wynosić od ~450 mm do ~550 mm.

Grubość istn. konstrukcji nawierzchni:

- kostka betonowa 100 mm
- podsypka 30 mm
- chudy beton  $C_{6/9}$  220 mm
- grunt st. cem. 2,5 MPa 200 mm

-----

550 mm

W przeliczeniu na beton  $C_{8/10}$  (tab. 13)  $h = 100 + 30 + 220/1,04 + 200/1,65 = 462 \text{ mm}$

$450 \text{ mm} < 462 \text{ mm} < 550 \text{ mm}$

W związku z widocznymi uszkodzeniami nawierzchni (koleiny) grubość konstrukcji nawierzchni skorygowano uwzględniając prawdopodobne zarysowania podbudowy:

Table 23: Condition factors for cracking and spalling.

Condition of material	CF1
As new	1.0
Slight cracking	0.8
Substantial cracking	0.5
Fully cracked or crazed and spalled	0.2

Table 24: Condition factors for maximum degree of localised rutting and localised settlement.

(mm)	(in)	CF2
0 to 10	0 to ½	1.0
11 to 20	½ to 1	0.9
21 to 40	1 to 3¼	0.6
40 +	3¼+	0.3

W przeliczeniu na beton  $C_{8/10}$  (tab. 13)  $h = 100 + 30 + 220 \cdot 0,80 \cdot 0,90 / 1,04 + 200 \cdot 0,80 \cdot 0,90 / 1,65 = 369 \text{ mm} < 450 \text{ mm} < 550 \text{ mm}$

#### 1.4. Sprawdzenie odporności nawierzchni na wysadziny.

Głębokość przemarzania  $h_z = 1,0 \text{ m}$

Dla KR4 i grupy nośności podłoża G2 wymagana grubość konstrukcji wynosi

$h = 0,55 h_z = 0,55 \cdot 1,0 = 0,55 \text{ m}$  (tab. 10.1, poz. 2.8.)

Grubość istn. konstrukcji nawierzchni:

- kostka betonowa 100 mm
- podsypka 30 mm
- chudy beton  $C_{6/9}$  220 mm
- grunt st. cem. 2,5 MPa 200 mm

-----

550 mm

Konstrukcja nawierzchni ma wymaganą grubość ze względu na ewentualną wysadzinowość.



## 2. Projektowana w ramach remontu konstrukcja nawierzchni.

Konstrukcja remontowanej nawierzchni projektowana jest jak dla stanowisk postojowych dla samochodów ciężarowych typu ciągnik siodłowy z naczepą , obciążenie na oś – 11,5 T dla podłoża gruntowego doprowadzonego do G2.

Średnia dzienna ilość obsługiwanych samochodów – 150.

### 2.1. Ruch projektowy.

Dane projektowe:

- plac manewrowy;
- przekrój dwujezdniowy, dwa pasy ruchu w jednym kierunku szer. > 3,5 m;
- średnie pochylenie niwelety poniżej 6%;
- okres projektowy konstrukcji nawierzchni zgodnie z punktem 6.6 (poz. 2.9.) wynosi 30 lat;
- średni dobowy ruch pojazdów ciężkich – 150.

Ruch projektowy, czyli sumaryczną liczbę równoważnych osi standardowych 115 kN (100 kN) przypadającą na pas obliczeniowy w całym okresie projektowym 30 lat:

$$N_{100} = f_1 \times f_2 \times f_3 \times N_{c+p} \times r_{c+p}^{100}$$

$$N_{115} = f_1 \times f_2 \times f_3 \times N_{c+p} \times r_{c+p}^{115}$$

$$N_{c+p} = 150 \times 365 \times 30 = 1\,642\,500$$

$$r_{c+p}^{100} = 3,946 \quad (\text{tab. 6.1, poz. 2.9.})$$

$$r_{c+p}^{115} = 1,483 \quad (\text{tab. 6.1, poz. 2.9.})$$

$$f_1 = 0,90 \quad (\text{tab. 6.2, poz. 2.9.})$$

$$f_2 = 1,00 \quad (\text{tab. 6.3, poz. 2.9.})$$

$$f_3 = 1,00 \quad (\text{tab. 6.4, poz. 2.9.})$$

ostatecznie

$$N_{100} = 0,90 \times 1,00 \times 1,00 \times 1\,642\,500 \times 3,946 = 5\,833\,174,50$$

$$N_{115} = 0,90 \times 1,00 \times 1,00 \times 1\,642\,500 \times 1,483 = 2\,192\,244,75$$

→ Kategoria ruchu projektowego KR3 (tab. 6.5, poz. 2.9.)

Zgodnie z (tab. 9.5, poz. 2.9.) grubość warstwy górnej z betonu cementowego nie mniej niż 22 cm.

## 2.2. Warunki gruntowo-wodne.

Woda gruntowa występuje średnio na głębokości 1,5 m poniżej spodu wykonanej konstrukcji nawierzchni. Warunki wodne przeciętne.

Na głębokości 1 m od wykonanego spodu konstrukcji nawierzchni występują piaski drobne i średnie lokalnie z domieszką części organicznych w stanie średnio zagęszczonym o charakterystycznym stopniu zagęszczenia zbadanym sondą DHP w wysokości  $I_D = 0,50 \div 0,60$  co odp.  $I_s = 0,93 \div 0,95$ . Dla  $I_s \geq 0,95$  odp.  $E_2 \geq 30$  MPa co odp. parametrom grupy nośności podłoża G4.

Do wyznaczenia modułu sprężystości warstwy na podłożu gruntowym G3 i G4 stosuje się następujący wzór:

$$E_w = k \times E_0 \quad (\text{wzór B1, poz. 2. 9.})$$

gdzie:

$E_w$  – moduł sprężystości warstwy ulepszonego podłoża [MPa],

$E_0$  – moduł sprężystości warstwy podłoża [MPa],

$k = 0,2 \times h^{0,45}$ ,  $k$  przyjmuje wartość w zakresie od 2 do 4,

$h$  – grubość warstwy przyjęta do obliczeń [mm].

Przejście z  $E_0 = 30$  MPa na  $E_w = 120$  MPa ( $k = 120/30 = 4$ ) wymaga grubości warstwy przejścia  $h = 778$  mm.

Dla podanej w projekcie podstawowym głębokości zagęszczania podłoża dodatkiem pokruszonego betonu 30 cm moduł sprężystości wzmocnionego podłoża wyniesie  $E_w = 2,6 \times 30 = 78$  MPa  $\approx 80$  MPa co odp. grupie nośności podłoża G2.

Przyjęto parametry grupy nośności podłoża G2.

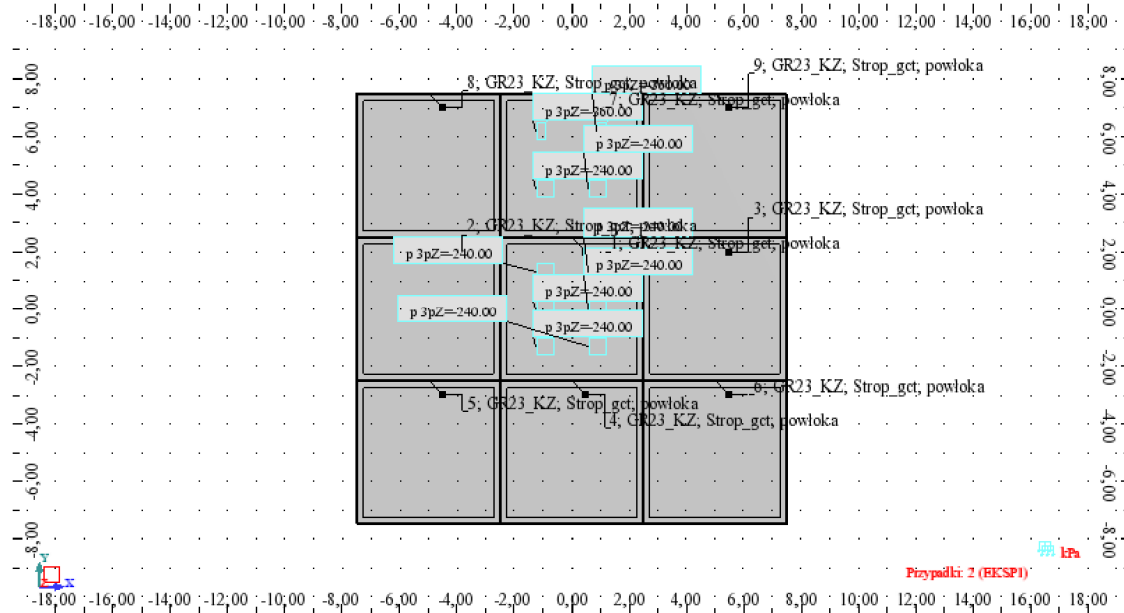
## 2.3. Płyta nawierzchni.

Obliczenia MES przeprowadzono za pośrednictwem oprogramowania Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

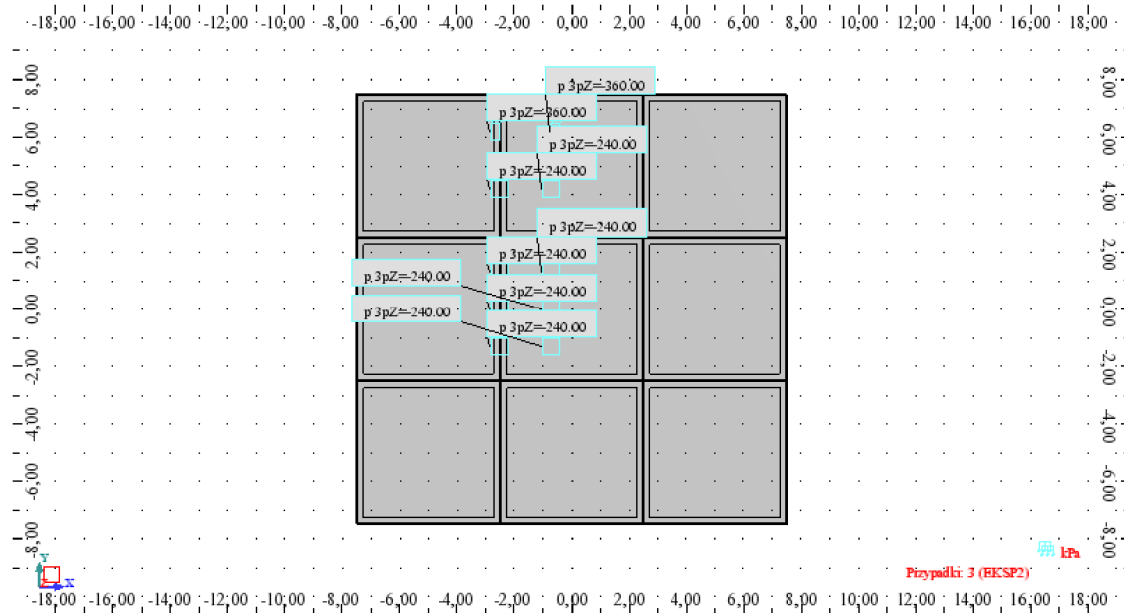
Obciążenia:

- samochód – ciągnik siodłowy z naczepą, obciążenie na oś 115 kN, wsp. dynamiczny przyjęto 1,5;
- ładowarka (przejazd bez obciążenia);
- obciążenie gradientem temperatury 8°C.

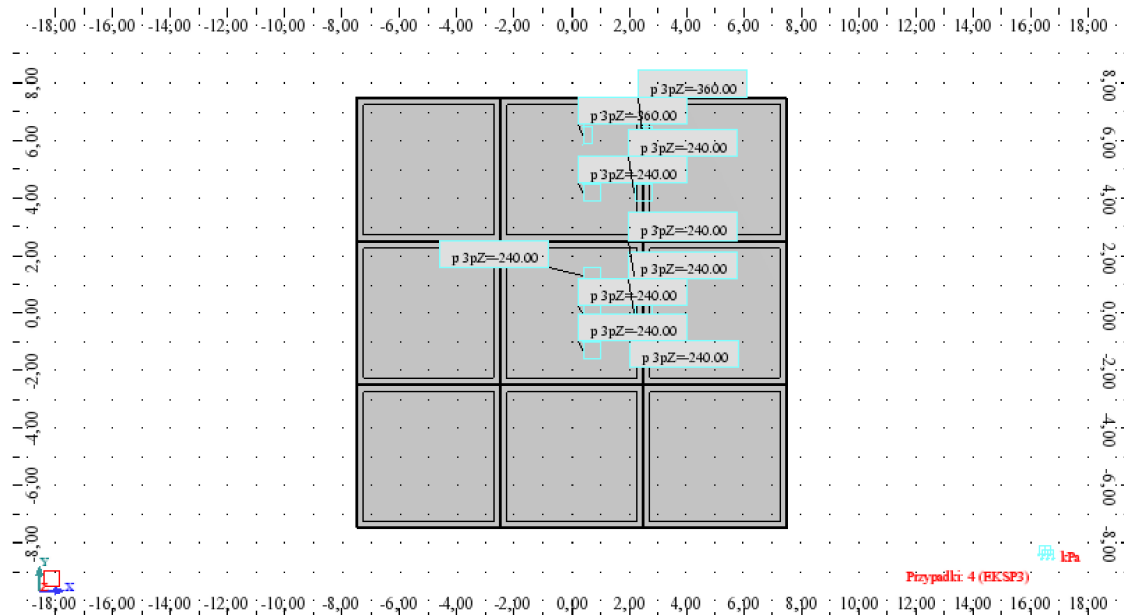
### Widok - Przypadki: 2 (EKSP1)



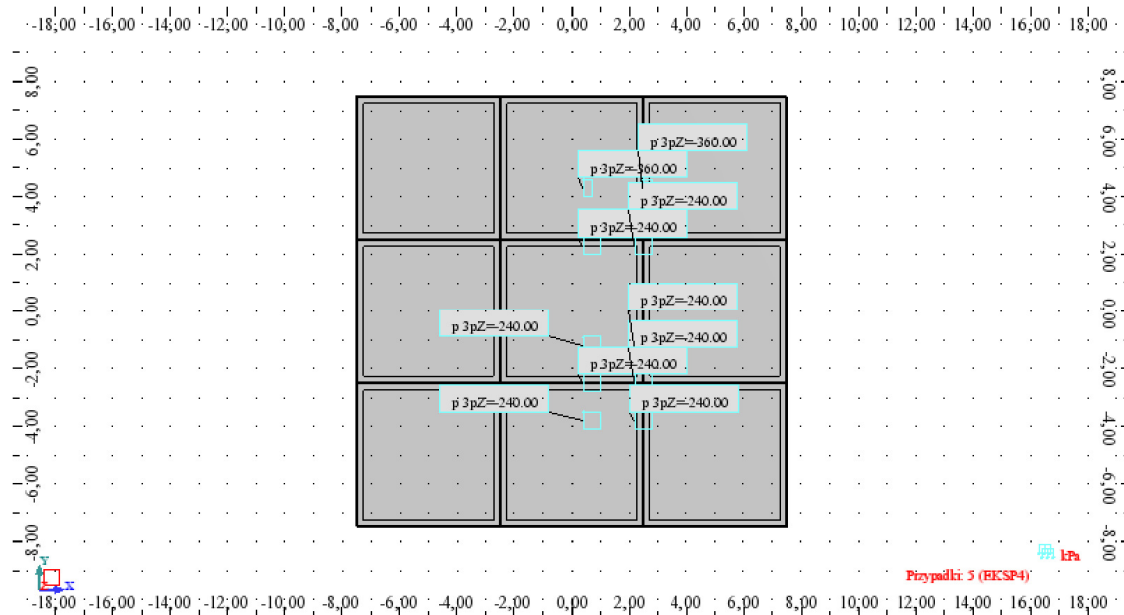
### Widok - Przypadki: 3 (EKSP2)



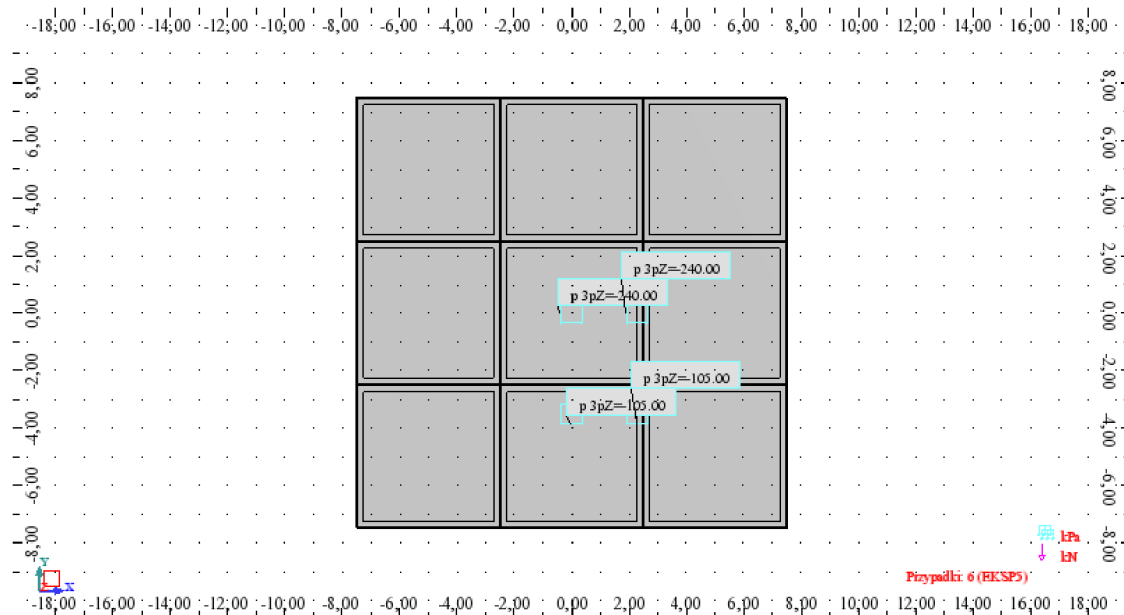
### Widok - Przypadki: 4 (EKSP3)



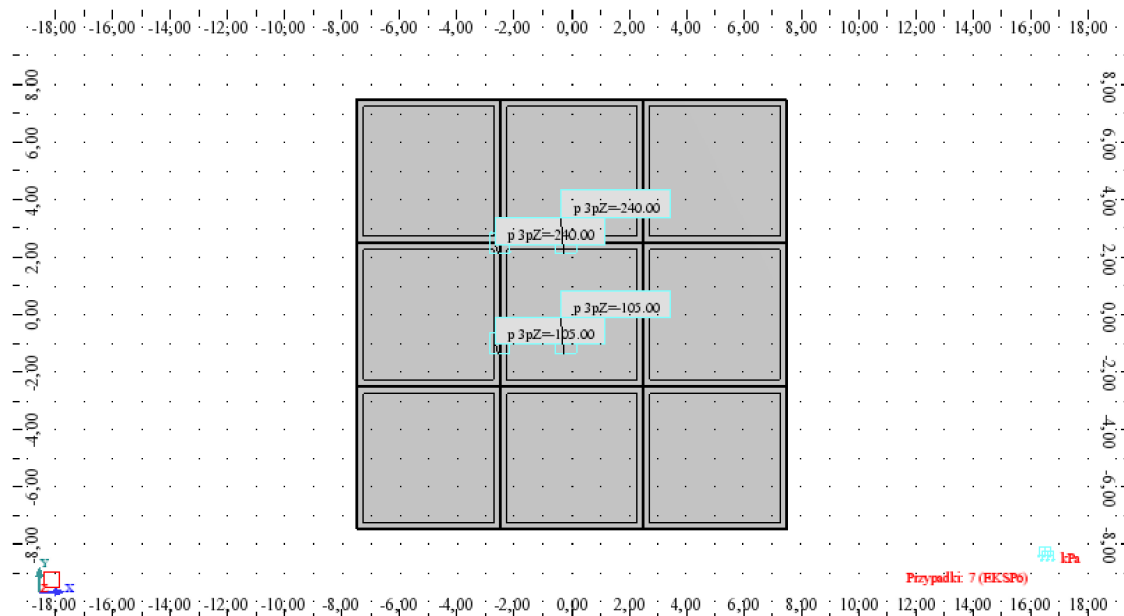
### Widok - Przypadki: 5 (EKSP4)



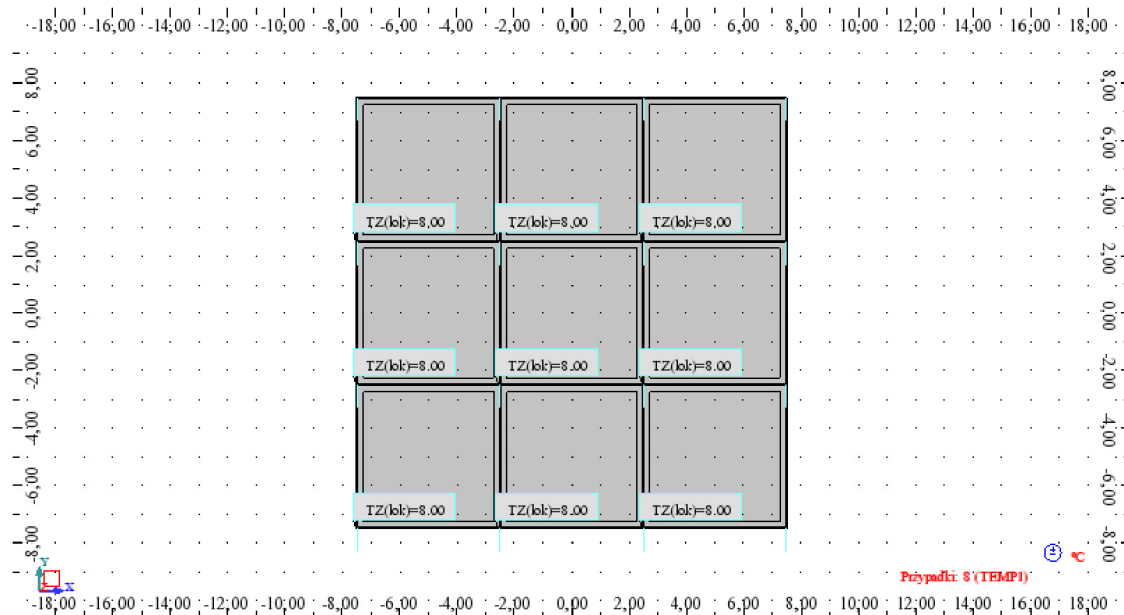
### Widok - Przypadki: 6 (EKSP5)



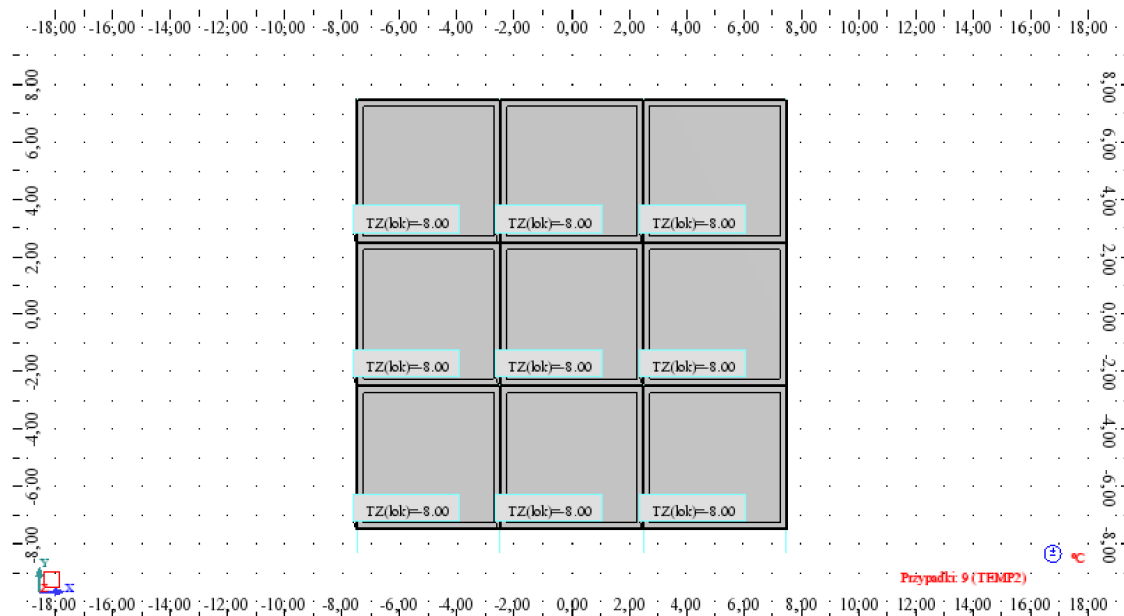
### Widok - Przypadki: 7 (EKSP6)



### Widok - Przypadki: 8 (TEMP1)



### Widok - Przypadki: 9 (TEMP2)



*Kombinacje przypadków - Przypadki: 10do33 : Wartości: 1- Przypadki: 10do33*

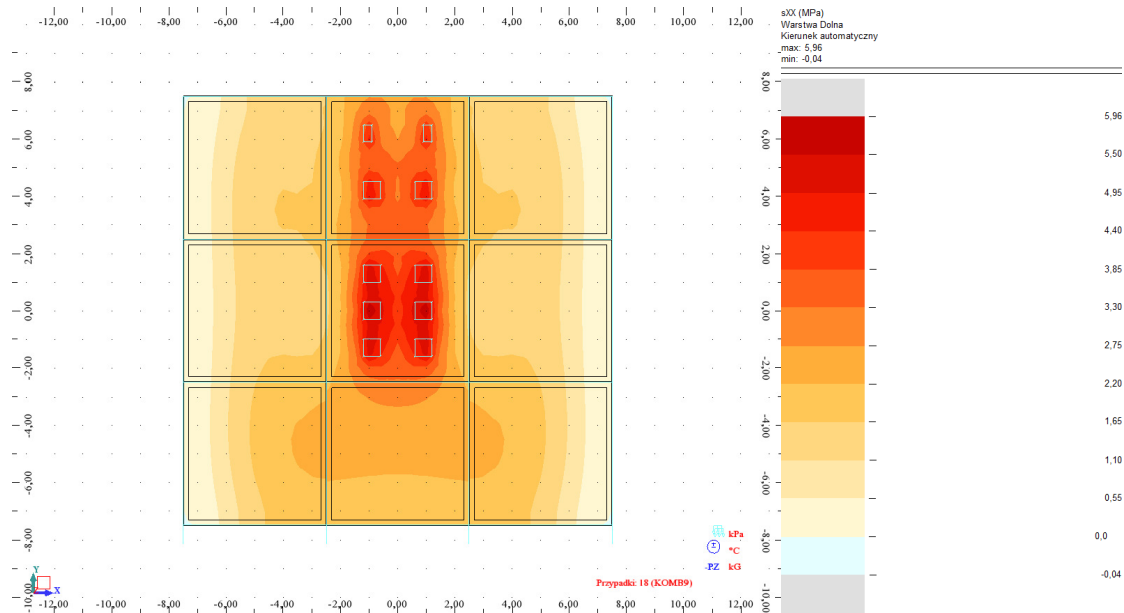
<b>Kombinacja</b>	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Natura przypadku	Definicja
<b>10 (K)</b>	KOMB1	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+2*1.50$
<b>11 (K)</b>	KOMB2	Kombinacja liniowa	SGN		$3*1.50+1*1.35$
<b>12 (K)</b>	KOMB3	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+4*1.50$
<b>13 (K)</b>	KOMB4	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+(3+4)*1.50$
<b>14 (K)</b>	KOMB5	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+6*1.50$
<b>15 (K)</b>	KOMB6	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+7*1.50$
<b>16 (K)</b>	KOMB7	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+8*1.50$
<b>17 (K)</b>	KOMB8	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+9*1.50$
<b>18 (K)</b>	KOMB9	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+(2+8)*1.50$
<b>19 (K)</b>	KOMB10	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+(6+8)*1.50$
<b>20 (K)</b>	KOMB11	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+(2+9)*1.50$
<b>21 (K)</b>	KOMB12	Kombinacja liniowa	SGN		$1*1.35+(6+9)*1.50$
<b>22 (K)</b>	KOMB13	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+2)*1.00$
<b>23 (K)</b>	KOMB14	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+3)*1.00$
<b>24 (K)</b>	KOMB15	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+5)*1.00$
<b>25 (K)</b>	KOMB16	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+3+4)*1.00$
<b>26 (K)</b>	KOMB17	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+6)*1.00$
<b>27 (K)</b>	KOMB18	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+7)*1.00$
<b>28 (K)</b>	KOMB19	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+2+8)*1.00$
<b>29 (K)</b>	KOMB20	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+3+8)*1.00$

<b>30 (K)</b>	KOMB21	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+4+8)*1.00$
<b>31 (K)</b>	KOMB22	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+6+8)*1.00$
<b>32 (K)</b>	KOMB23	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+2+9)*1.00$
<b>33 (K)</b>	KOMB24	Kombinacja liniowa	SGU		$(1+6+9)*1.00$

*Przemieszczenia - Przypadki: 1do33 : Ekstrema globalne: 1- Przypadki: 1do33*

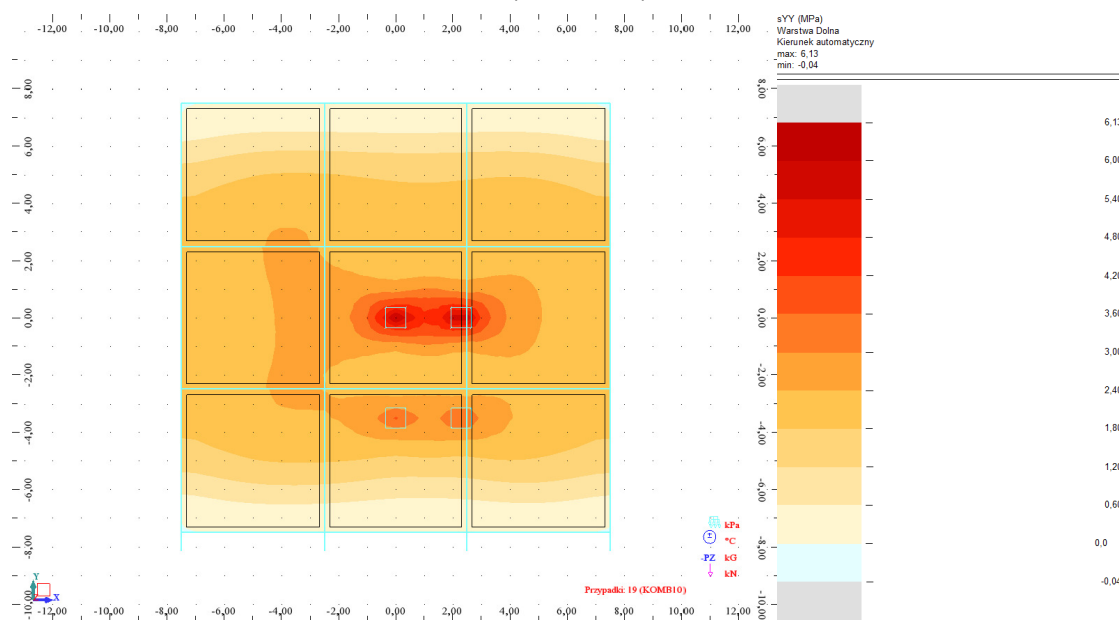
	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
<b>MAX</b>	0,0	0,0	0,111	0,001	0,001	0,0
<b>Węzeł</b>	365	1	852	753	273	1
<b>Przypadek</b>	14 (K)	1	20 (K)	20 (K)	18 (K)	1
<b>MIN</b>	0,0	0,0	-0,356	-0,001	-0,001	0,0
<b>Węzeł</b>	1	123	82	384	269	2
<b>Przypadek</b>	1	14 (K)	13 (K)	21 (K)	21 (K)	14 (K)

*Mapy dla paneli - sXX (MPa) Warstwa Dolna Kierunek automatyczny Przypadki: 18 (KOMB9)*

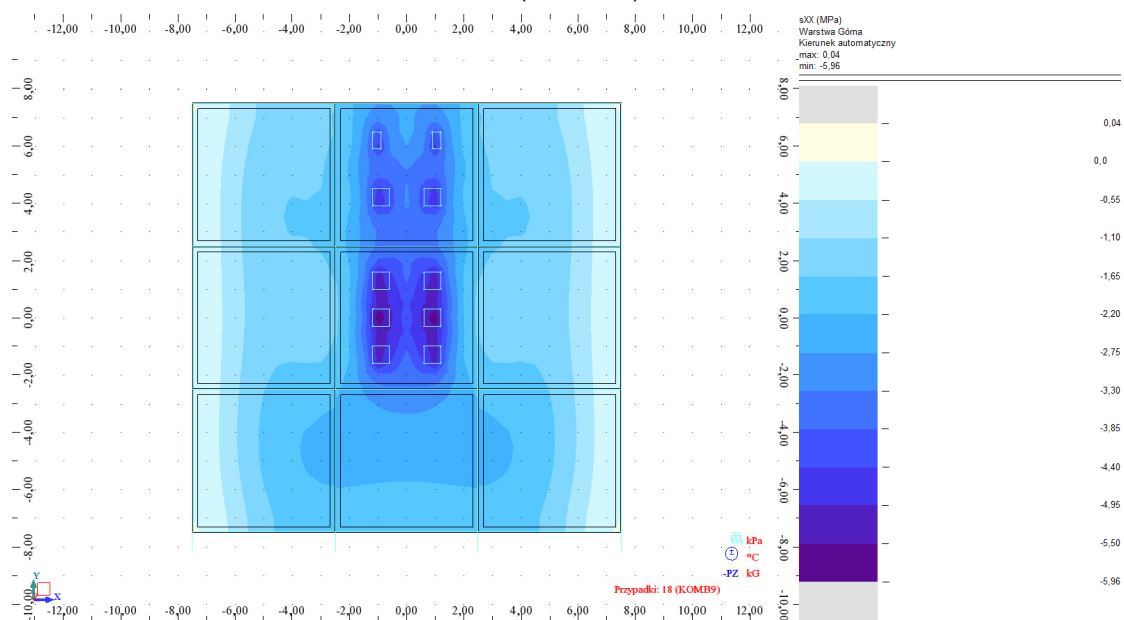




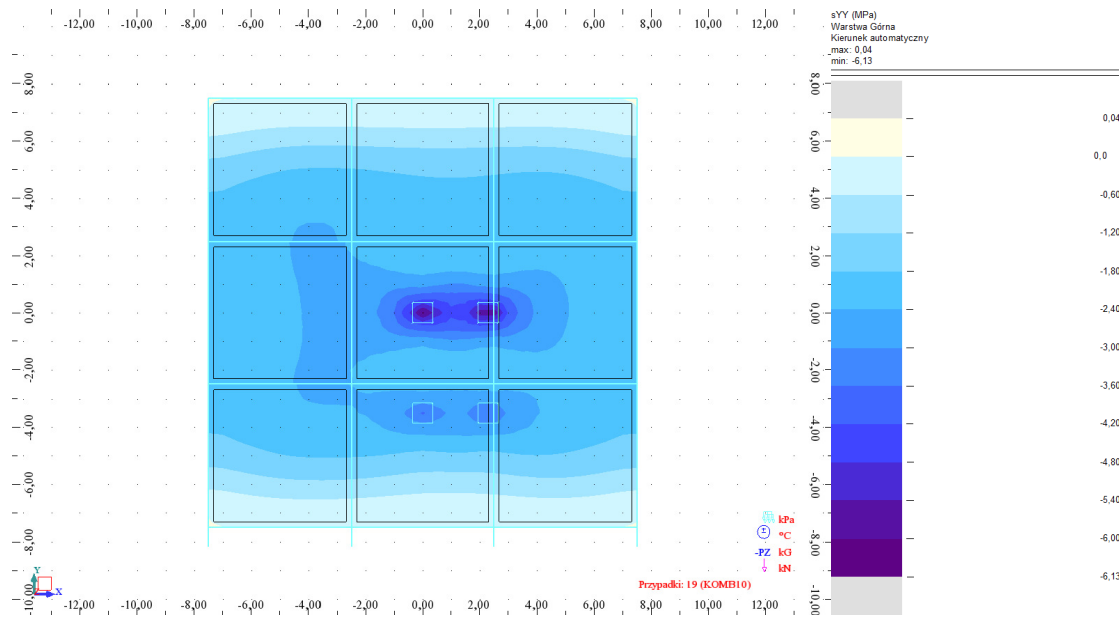
### Mapy dla paneli - $s_{YY}$ (MPa) Warstwa Dolna Kierunek automatyczny Przypadki: 19 (KOMB10)



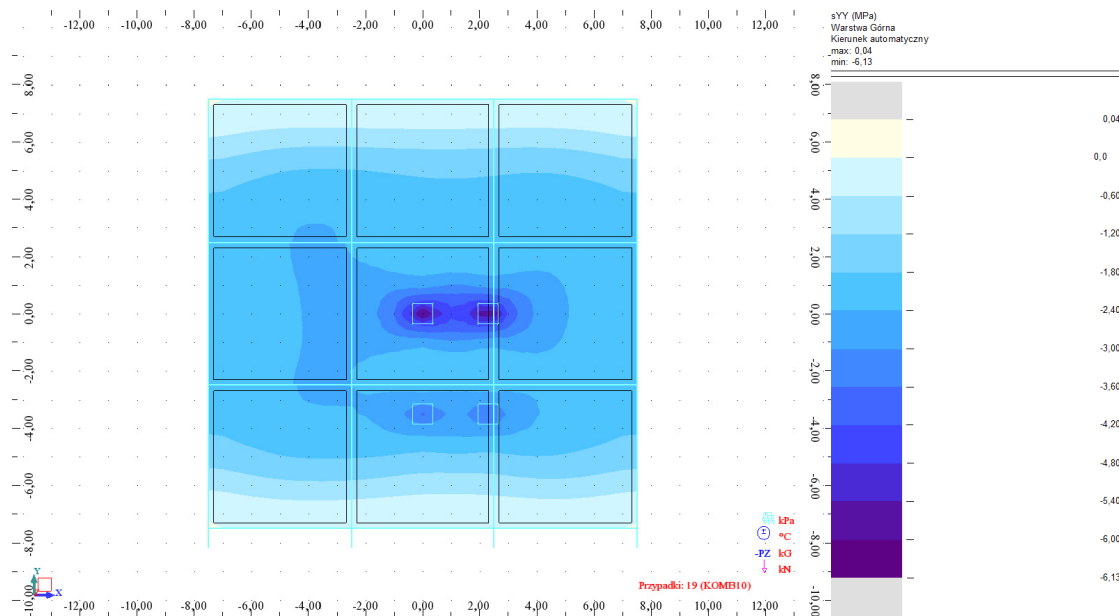
### Mapy dla paneli - $s_{XX}$ (MPa) Warstwa Górna Kierunek automatyczny Przypadki: 18 (KOMB9)



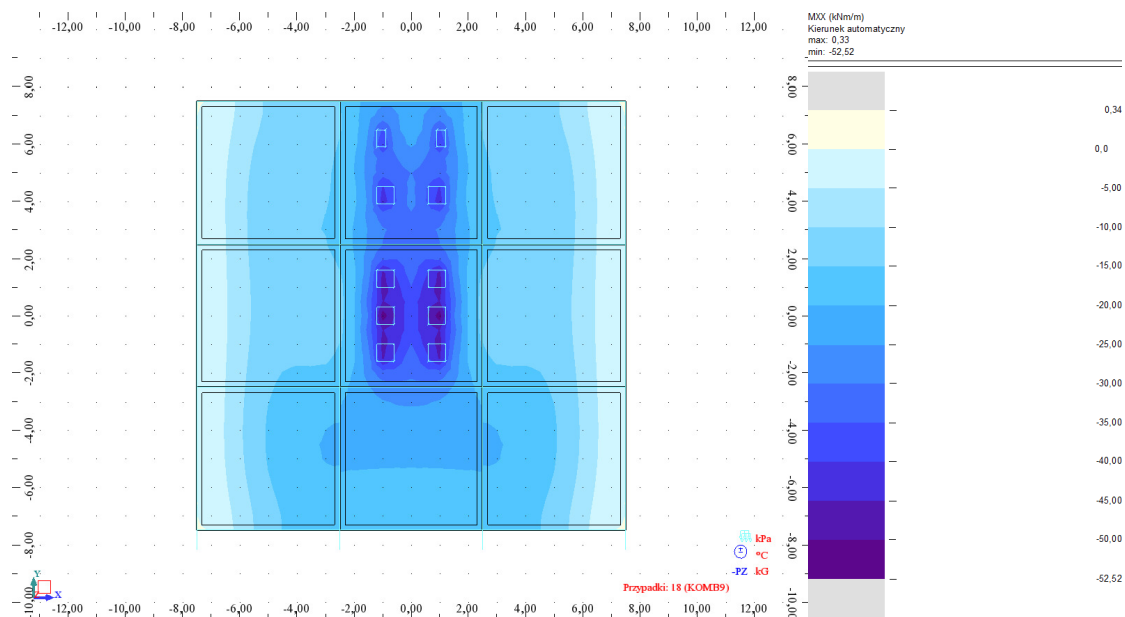
## Mapy dla paneli - sYY (MPa) Warstwa Górna Kierunek automatyczny Przypadki: 19 (KOMB10)



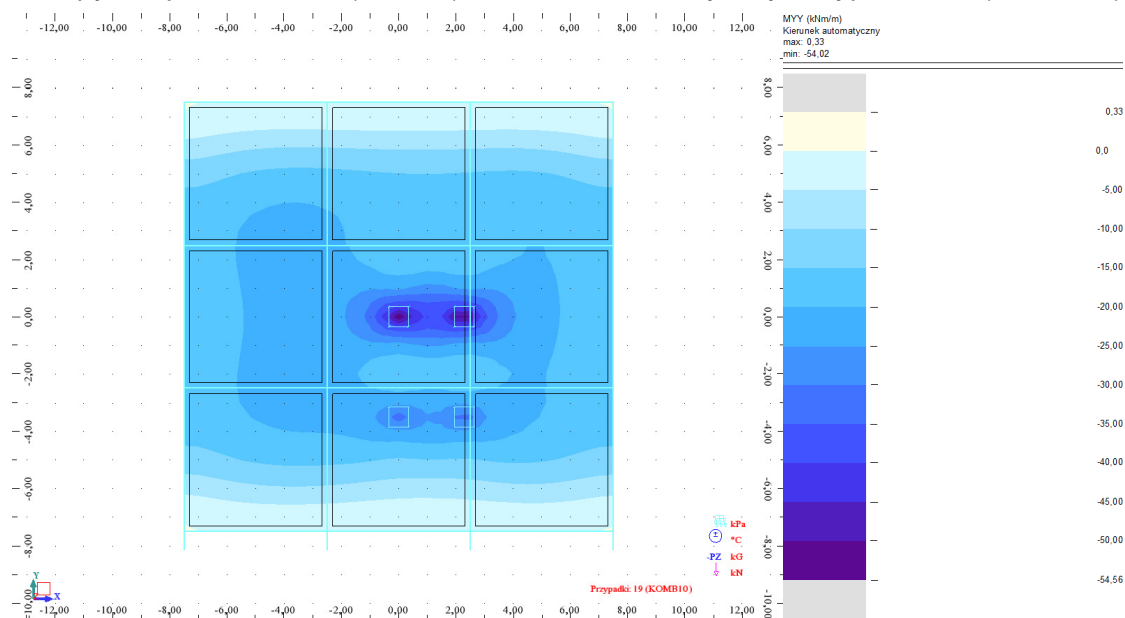
## Mapy dla paneli - sYY (MPa) Warstwa Górna Kierunek automatyczny Przypadki: 19 (KOMB10) 1



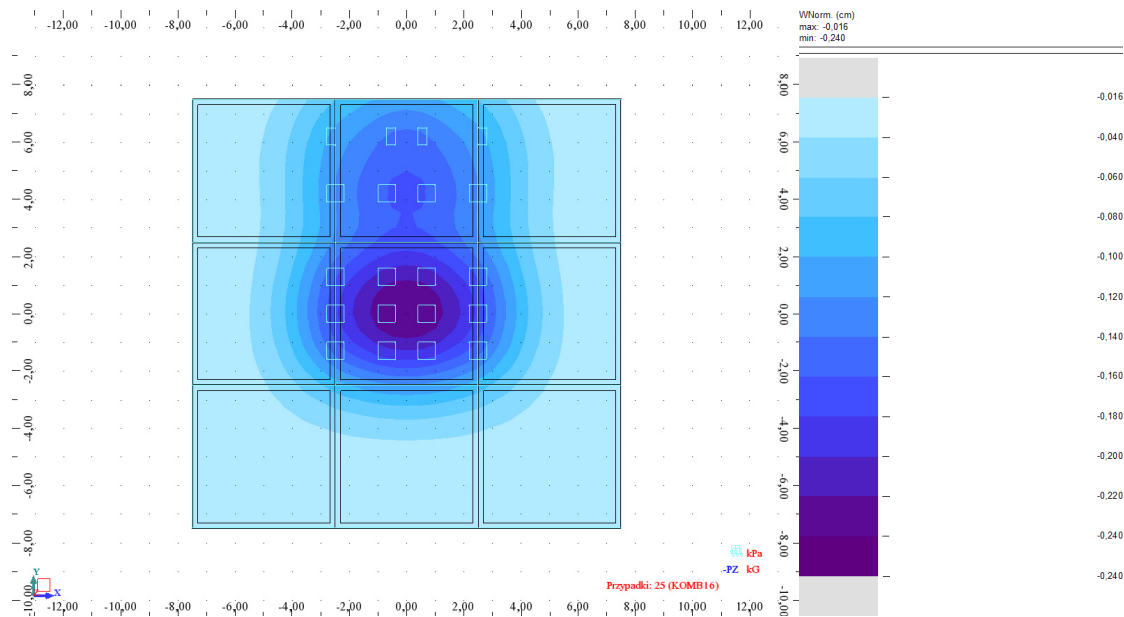
## Mapy dla paneli - MXX (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 18 (KOMB9)



## Mapy dla paneli - MYY (kNm/m) Kierunek automatyczny Przypadki: 19 (KOMB10)



## Mapy dla paneli - WNorm. (cm) Przypadki: 25 (KOMB16)



## Współczynnik sprężystości gruntów

### Uwarstwienie gruntu

Warstwa	Nazwa	Poziom (m)	Mięgkość (m)	IL/ID	Symbol konsolidacji	Typ wilgotności
1	Piasek drobny	0,00	0,15	0,80	---	mało wilgotne
2	Piasek średni	-0,15	2,10	0,50	---	wilgotne
3	Piasek średni	-2,25	4,00	0,40	---	mokre
4	Piasek średni	-6,25	2,75	0,50	---	mokre
5	Piasek drobny	-9,00	1,20	0,50	---	mokre
6	Namul półzwały	-10,20	0,40	0,50	---	---
7	Piasek drobny	-10,60	0,80	0,55	---	mokre
8	Namul półzwały	-11,40	3,60	0,50	---	---
9	Piasek średni	-15,00	1,00	0,75	---	wilgotne
10	Piasek średni	-16,00	---	0,75	---	wilgotne

Pozostałe parametry gruntu:

Warstwa	Nazwa	Spójność (MPa)	Kąt tarcia (Deg)	Ciężar obj. (kG/m3)	Mo (MPa)	M (MPa)
1	Piasek drobny	0,00	31,890	1733,52	104,33	130,41
2	Piasek średni	0,00	32,997	1886,47	95,88	106,54
3	Piasek średni	0,00	32,376	2039,43	80,31	89,23
4	Piasek średni	0,00	32,997	2039,43	95,88	106,54
5	Piasek drobny	0,00	30,411	1937,46	62,20	77,74
6	Namul półzwały	0,01	5,000	2039,43	2,50	4,17
7	Piasek drobny	0,00	30,658	1937,46	68,17	85,21
8	Namul półzwały	0,01	5,000	2039,43	2,50	4,17
9	Piasek średni	0,00	34,550	1937,46	143,91	159,90
10	Piasek średni	0,00	34,550	1937,46	143,91	159,90

### Średni współczynnik sprężystości dla gruntu uwarstwowionego

$$K = 17882,00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

### Zastępczy współczynnik sprężystości

Dla płyty fundamentowej o wymiarach 20,0 \* 20,0 (m)

przy szacowanym obciążeniu fundamentu: 50,0 (kPa)  
KZ = 17882,00 (kN/m<sup>3</sup>)

- dla nawierzchni gr. 23 cm.

Maksymalny moment od kombinacji obciążeń wynosi  $\max |M| = 54,56$  kNm/m.

Moment graniczny płyty:

$$M_0 = (f_{fl} + f_{eq}) \cdot bh^2/6 = ((4800 + f_{eq}) \cdot 1,0 \cdot 0,23^2)/6 \leq \max |M| = 54,56 \text{ kNm/m.}$$

Potrzebna ilość zbrojenia rozproszonego:

$$(f_{fl} + f_{eq}) \cdot bh^2/6 \leq \max |M| \Rightarrow f_{eq} \geq 6 \max |M_0| / bh^2 - f_{fl} = \\ = 6 \cdot 54,56 / (1,0 \cdot 0,23^2) - 4800 = 1388,28 \text{ kPa}$$

Dla zbrojenia rozproszonego w ilości 20 kg/m<sup>3</sup> i o parametrach: wytrzymałość stali - min  $R_m = 1200$  MPa, długość włókien - 60 mm, średnica 0,75 mm, smukłość -  $L/d = 80$  i dla betonu C30/37 wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu ( $f_{fl}$ ) wynosi 4,8 MPa i równoważna wytrzymałość na zginanie fibrobetonu ( $f_{eq}$ ) wynosi 2,6 MPa.

Opracował:

mgr inż. Krzysztof Goliński

Upr. Nr 7342/146/TO/94

W specjalności konstr.-budowlanej

bez ograniczeń

## **ZAŁĄCZNIKI**

## DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA



Fot. 1. „Klawiszowanie” nawierzchni.



Fot. 2. Widoczne uszkodzenia nawierzchni.





Fot. 3. Koleina przy wyjeździe z W-8.



Fot. 4. Koleiny przy wyjeździe z W-7.



Fot. 5. Koleiny przy wyjeździe z W-9.



Fot. 6. Koleiny przy wyjeździe z W-9.





Fot. 7. Widok na wyjazdy z stanowisk W-9 i W-10.



Fot. 8. Naprawiane uszkodzenia nawierzchni wokół pokrywy studzienki.



Fot. 9. Zniszczenia nawierzchni wokół wylazu osiadającej studzienki.



Fot. 10. Zniszczony fragment nawierzchni z wypełnieniem wodą bez możliwości odpływu.













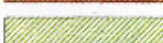
Fot. 11. Koleiny przejazdu pomiędzy budynkiem magazynu a stanowiskiem W-9.



Fot. 12. Samojezdny pojazd do czyszczenia nawierzchni szczotkami z drutu stalowego.

## UZGODNIENIA

# OZNACZENIA

	Istn. chodniki z kostki betonowej gr. 6cm
	Istn. krawężnik bet. - wystający
	Istn. krawężnik kam. - wtopiony
	Istn. bariera stalowa typu "UCHO"
	Etap 1 betonowania nawierzchni, wjazd tak jak obecnie, wyjazd po objechaniu magazynu równoległe do wjazdu.
	Etap 2 betonowania, wyjazd jak w etapie 1 lub docelowym wyjazdem, ale z "nawrotką" na końcu ulicy.
	Etap 3 betonowania, wjazd jak w etapie 1 lub obok na nową nawierzchnię, wyjazd jak w etapie 1 lub z nowej nawierzchni na ulicę z "nawrotką" na końcu ulicy.
	Etap 4 betonowania, wjazd po nowej nawierzchni, wyjazd nową nawierzchnią na ulicę z "nawrotką" na końcu ulicy.
	Etap 5 betonowania - droga technologiczna.

*Uzgodniono*  
*19.10.2018*  
 MIMO-Morąg  
 Kierownik  
 Piotr Kolono

## "KONSTRUKCJE BUDOWLANE" mgr inż. Krzysztof Golinski

EKST: Zarząd Morskiego Portu Gdynia S.A., ul. Rolendzka 9 Gdynia Remont placu manewrowego przy magazynie nr 27 w Gdyni				RYSUNEK: Plan sytuacyjny, opracowania betonowania nawierzchni		
OBTOWAR: PRACOWNIK	mgr. inż. Krzysztof Golinski upr.bud. - nr. S.P.I. 7342/146/TO/94 w specj. konstr.-budowlanej bez ograniczeń	08.2018		NR RYS. <b>D-1</b>	DATA: 08.2018	SKALA: 1:500
OZWAL: PRACOWNIK				FAZA: PROJ. WYKONAWCZY.	BRANŻA: KONSTRUKCJA I DROGI	
WZDZIAŁ: PRACOWNIK	inż. Piotr Gregorowicz upr.bud. - nr. POM/0244/P000/08 w specj. drogowej bez ograniczeń	08.2018				

594x297

KSERKOPIE UPRAWNIEŃ I PRZYNALEŻNOŚCI  
DO IZBY



URZĄD WOJEWODZKI  
w TORUNIU

(pieczęć)

Toruń, dnia 16 listopada 1994 r.

Nr GP.I.7342/146/TO/94

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO  
DO PEŁNIENIA SAMODZIELNYCH FUNKCJI TECHNICZNYCH W BUDOWNICTWIE

Na podstawie § 5 ust.1, § 6 ust.2, § 7 i § 13 ust.1 pkt.2 rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U.Nr 8,poz.46 z późn. zmianami) stwierdza się, że:

Pan(i) KRZYSZTOF GOLIŃSKI

tytuł naukowy-zawodowy: mgr inż. budownictwa

urodzony(a) dnia 19 grudnia 1957 r. w Toruniu

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnej funkcji projektanta i kierownika budowy i robót w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

w zakresie ogólnobudowlanym

Pan(i) KRZYSZTOF GOLIŃSKI jest upoważniony(a) do:

1. Sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych.
2. Sporządzania projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków.
3. Kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy i robót, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków oraz innych budowli z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych.

Otrzymują:

1. Pan Krzysztof Goliński

ul. Słowackiego 104 m 1 - Toruń

2. a/a

Opisany w wyroku  
30.000  
I składowa na kasek



z up. WOJEWODY

(podpis i pieczęć)  
Wiktor KRAWIEC  
DYREKTOR WYDZIAŁU  
GOSPODARKI PRZESTRZENNEJ



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

POM-1IH-R6C-L4H \*

Pan Krzysztof Goliński o numerze ewidencyjnym POM/BO/1277/01  
adres zamieszkania ul.Dywizji Wołyńskiej 4A/10, 80-041 Gdańsk  
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-01-01 do 2018-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-12-18 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej 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. 1430) 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.piiib.org.pl](http://www.piiib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Podpisane elektronicznie

POMORSKA OKRĘGOWA  
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
80-840 Gdańsk, ul. Świętopełka 40/44  
(2) Tel. (0-58) 804-80 77  
Fax (0-58) 301-41-80

Gdańsk, dnia 4 grudnia 2008 r.

syg. akt 282/POM/OKK/08

## DECYZJA

Na podstawie 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, ze zm./, w związku z art. 5 ustawy z dnia 28 lipca 2005 r. o zmianie ustawy-Prawo budowlane oraz o zmianie niektórych innych ustaw /Dz. U. z 2005 r. Nr 163 poz. 1364/, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2a ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /t.j. Dz. U. z 2003 r. Nr 207, poz. 2016 ze zm./, § 28 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578, ze zm./, § 12 pkt 1, § 3 ust. 1, § 18 ust. 1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2005 r. Nr 96 poz. 817/ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna**  
stwierdza, że:

**Pan PIOTR MICHAŁ GREGOROWICZ**  
inżynier  
urodzony dnia 15.09.1977 r. w Rypinie

uzyskał  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
numer ewidencyjny: POM/0244/POOD/08

**do projektowania bez ograniczeń w specjalności drogowej**

## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

### Pouczenie

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

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:



**PRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Ryszard Kolasa

**WICEPRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Leszek Niedostatkiwicz

**CZŁONEK**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

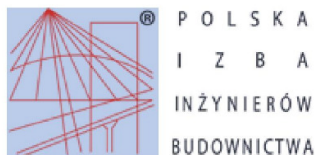
Ziemowit Suligowski

### Otrzymują:

1. Pan Piotr Michał Gregorowicz  
80-180 Gdańsk, ul. Wielkopolska 63/27
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

**Pan Piotr Michał Gregorowicz upoważniony jest do:**

- I.** Na podstawie art. 12 ust.1 pkt 1, art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w specjalności drogowej, bez ograniczeń do:
- a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
  - b) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.
- II.** Na podstawie § 18 ust. 1 pkt 1 i 2 powołanego na wstępie rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2005 r. Nr 96 poz. 817/, uprawnienia niniejsze uprawniają do:
- projektowania obiektu budowlanego związanego z obiektem budowlanym, takim jak:
    - 1) droga, w rozumieniu przepisów dróg publicznych, z wyłączeniem drogowych obiektów inżynierskich oprócz przepustów;
    - 2) droga dla ruchu i postoju statków powietrznych oraz przepust.
- III.** Na podstawie § 3 ust. 1 w/w rozporządzenia, niniejsze uprawnienia do projektowania w specjalności drogowej uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, z zakresie tej specjalności.



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

POM-8W6-4WN-FHJ \*

Pan Piotr Michał Gregorowicz o numerze ewidencyjnym POM/BD/0109/09  
adres zamieszkania ul. Wielkopolska 63/27, 80-180 Gdańsk  
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-03-01 do 2019-02-28.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-02-08 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej 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](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.





Gdańsk, dnia 2 lipca 2007 r.

syg. akt 53/POM/OKK/07

## DECYZJA

Na podstawie 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, ze zm./, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2a ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118/, § 6 pkt 1 i 2, § 11 ust. 1 pkt 1, § 15, § 18 ust. 1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578/ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego A.j. Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna**  
stwierdza, że:

**Pan KRZYSZTOF WIECKI**  
magister inżynier  
urodzony dnia 14.07.1977 r. w Wejherowie

uzyskał  
**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
numer ewidencyjny: POM/0055/POOD/07

**do projektowania bez ograniczeń w specjalności drogowej**

## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

## Pouczenie

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

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej:



**PRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Ryszard Kolasa

**WICEPRZEWODNICZĄCY**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Leszek Niedosłatkiewicz

**CZŁONEK**  
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Ziemowit Suligowski

## Otrzymują:

1. Pan Krzysztof Wiecki  
83-304 Przodkowo, ul. Kartuska 37 d
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

**Pan Krzysztof Wiecki upoważniony jest do:**

- I. Na podstawie art. 12 ust.1 pkt 1 i 2, art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w specjalności drogowej, bcz ograniczeń do:
  - a) projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
  - b) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.
  
- II. Na podstawie § 18 ust. 1 pkt 1 i 2 powołanego na wstępie rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2005 r. Nr 83 poz. 578/, uprawnienia niniejsze uprawnniają do projektowania obiektu budowlanego związanego z obiektem budowlanym, takim jak:
  - a) droga, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych, z wyłączeniem drogowych obiektów inżynierskich oprócz przepustów;
  - b) droga dla ruchu i postoju statków powietrznych oraz przepust.
  
- III. Na podstawie § 15 w/w rozporządzenia, niniejsze uprawnienia do projektowania w specjalności drogowej uprawnniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, z zakresie tej specjalności.



### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

**POM-VNQ-MW5-CLA \***

Pan Krzysztof Wiecki o numerze ewidencyjnym POM/BD/0302/07  
adres zamieszkania ul. Brzozowa 3, 83-304 Przodkowo  
jest członkiem Pomorskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-08-01 do 2019-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-07-03 roku przez:

Franciszek Rogowicz, Przewodniczący Rady Pomorskiej 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. 1430) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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

Podpis jest prawdziwy