INWESTOR	**Gmina Błonie** Ul. RYNEK 6 05-870 BŁONIE	
GENERALNY PROJEKTANT	***RCK* Biuro Inżynierskie Sp. z o.o.** UL. SIKORSKIEGO 39, 61-536 POZNAŃ TEL. (061) 835 45 87, FAX (061) 835 49 69	RCK Biuro Inżynierskie ISO 9001:2008
TEMAT INWESTYCJI	Zagospodarowanie i budowa wielofunkcyjnego obiektu sportowego „Błonianka", jako elementu działań miasta na rzecz wzmocnienia i rozwoju nowoczesnej bazy sportowej na obszarze kampusu miejskiego w Błoniu	
NAZWA I ADRES INWESTYCJI	**BUDYNEK WIELOFUNKCYJNY Z MIEJSCAMI DO PARKOWANIA** **OBIEKT SPORTOWY** **ETAP I** DZIAŁKI NR EW. 11/1, 1/1 obręb 028, JEDN. EW. BŁONIE-MIASTO, UL. LEGIONÓW 3a, 05-870 BŁONIE	
STADIUM	**PROJEKT PRZETARGOWY**	NR PROJEKTU RCK: **R-13-0076**
CZĘŚĆ	**CZĘŚĆ 7**	
BRANŻA	**WZMOCNIENIE SŁABEGO PODŁOŻA GRUNTOWEGO POD KONSTRUKCJE NAWIERZCHNI DROGI ORAZ PARKINGÓW**	
ZESPÓŁ PROJEKTOWY	projektował: dr inż. Marian Łupieżowiec Certyfikat PKG nr 0223	

POZNAŃ, 30 CZERWCA 2014

I n w e s t y c j a:

Budowa budynku klubowego
KS Błonianka
z trybunami i parkingami
Błonie, ul. Legionów 3A

T e m a t:

Wzmocnienie słabego podłoża gruntowego pod konstrukcje nawierzchni drogi oraz parkingów

R o d z a j i s t a d i u m o p r a c o w a n i a:

PROJEKT GEOTECHNICZNY

Z l e c e n i o d a w c a:

RCK Biuro Inżynierskie Sp. z o.o.
ul. Sikorskiego 39
61-536 Poznań

A u t o r:

Dr inż. Marian Łupieżowiec
Certyfikat PKG nr 0223

G l i w i c e, czerwiec 2014

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

[1] Opinia geotechniczna dotycząca projektowanej budowy budynku klubowego KS Błonianka wraz z trybunami i parkingami przy ul. 3A w mieście Błonie, wykonana przez Zakład Usług geologiczno – geotechnicznych Andrzej Kadłubowski, Warszawa, maj 2013, autor: A. Kadłubowski.

[2] Opinia geotechniczna uzupełniająca dla rozpoznania warunków gruntowo – wodnych i geotechnicznych w podłożu projektowanego budynku klubowego KS Błonianka z trybunami i parkingami w miejscowości Błonie, wykonana przez Geoprojekt Poznań, styczeń 2014, autorzy: W. Błaszak, K. Waliński.

[3] Budynek wielofunkcyjny z miejscami do parkowania, Projekt budowlany, część: Droga wewnętrzna i miejsca do parkowania, opracowany przez RCK Biuro Inżynierskie, Poznań, grudzień 2013, autorzy: S. Zwierski, A. Szmyt.

[4] PN-S-02205: 1998: Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.

2. ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest rozwiązanie problemu przygotowania podłoża pod konstrukcje nawierzchni drogi wewnętrznej i parkingów. Zaprojektowane konstrukcje są typowymi stosowanymi w budownictwie drogowym i wymagają oparcia na odpowiednio nośnym i sztywnym podłożu gruntowym. Ze względu na występowanie słabego podłoża w miejscu budowy drogi i parkingów konieczne jest zaprojektowanie i wykonanie wzmocnienia, które umożliwi właściwe i bezpieczne użytkowanie nawierzchni. W opracowaniu zaproponowano wykonanie geomateraca usztywniającego podłoże wykonanego z zagęszczonego kruszywa stabilizowanego georusztem.

3. DANE DO PROJEKTU WZMOCNIENIA PODŁOŻA

3.1. Warunki gruntowe

W miejscu przyszłej budowy budynku oraz parkingów stwierdzono złożone warunki gruntowe. Do głębokości od 1,0 m do nawet 2,3 m ppt w podłożu zalegają grunty spoiste wykształcone w postaci glin pylastych i pyłów w stanie plastycznym, a przede wszystkim warstw z częściami organicznymi, które zaklasyfikowano jako namuły. Poniżej słabych warstw zalegają skonsolidowane gliny piaszczyste w stanie plastycznym, które jednak odznaczają się znacznie lepszymi parametrami wytrzymałościowo – deformacyjnymi. Wśród glin stwierdzono występowanie piasków w stanie średniozagęszczonym. Ponadto sporym problemem na przedmiotowym terenie jest wysoki poziom wody gruntowej. Ponieważ podłoże w większości budowane jest przez grunty wodonieprzepuszczalne (spoiste i organiczne), to woda ta została zaobserwowana w soczewkach i przewarstwieniach piaszczystych. Natomiast poziom ok. 1,0 m ppt. Dlatego też należy unikać wykonywania

zbędnych wymian gruntów dążąc do zbudowania możliwie najbardziej sztywnych warstw konstrukcji nawierzchni.

3.2. Konstrukcja nawierzchni

Projekt budowlany zakłada wykonanie typowych konstrukcji nawierzchni w zależności od oszacowanej kategorii ruchu (tutaj **KR-2**), która będzie zbudowana na odpowiednio przygotowanym podłożu. Projektant przewidział wykonanie następujących nawierzchni:

Konstrukcja nawierzchni jezdni drogi wewnętrznej:

– prefabrykowana kostka brukowa: 8 cm,
– podsypka cementowo – piaskowa: 3 cm,
– podbudowa z chudego betonu B7,5: 20 cm,
– warstwa mrozochronna stabilizowana cementem (R_m=2,5 MPa): 25 cm,

Łączna grubość nawierzchni: **56 cm**,

Konstrukcja nawierzchni miejsc postojowych dla samochodów osobowych:

– prefabrykowana kostka brukowa: 8 cm,
– podsypka cementowo – piaskowa: 3 cm,
– podbudowa z chudego betonu B7,5: 15 cm,
– warstwa mrozochronna stabilizowana cementem (R_m=2,5 MPa): 25 cm,

Łączna grubość nawierzchni: **51 cm**,

Konstrukcja chodnika:

– prefabrykowana kostka brukowa: 6 cm,
– podsypka piaskowa: 4 cm,
– podbudowa z chudego betonu B6: 10 cm,
– podsypka piaskowa: 10 cm,

Łączna grubość nawierzchni: **30 cm**,

Wyżej opisana konstrukcja parkingu dla samochodów osobowych zakłada również przejmowanie obciążeń pochodzących od parkujących autobusów. Projektant założył, że nawierzchnie przenoszące ruch pojazdów wykonane będą na podłożu gruntowym zagęszczonym do wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 1,0$. Wskaźnik ten najprawdopodobniej miał być badany sondą dynamiczną. Jednak rzeczywiste warunki gruntowe (obecność w podłożu słabych gruntów spoistych i organicznych) nie daje żadnej gwarancji uzyskania parametrów wymaganych przez Projektanta. Dlatego też konieczne jest odpowiednie przygotowanie podłoża (wzmocnienie), które gwarantować będzie przede wszystkim możliwość zbudowania zaprojektowanej nawierzchni drogowej, a także odpowiednie jej użytkowanie.

3.3. Wymagania odnośnie podłoża gruntowego pod konstrukcje nawierzchni

Opisane w p. 3.2 konstrukcje będą wykonane w wykopach o głębokości ok. 0,5 – 0,6 m ppt. Ich głębokość wynika z miąższości zaprojektowanych warstw. Norma PN-S-02205, która określa wymagania odnośnie jakości podłoża pod nawierzchnie drogowe wymaga, aby w przypadku gruntów spoistych w wykopach była możliwość uzyskania wtórnego modułu odkształcenia $E_2 \geq 30$ MPa (badanie płytą VSS). Jednocześnie norma ta wymaga uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0{,}97$. Trzeba tutaj zauważyć, że Projektant założył bardziej ostre wymaganie. Ponadto, Norma dopuszcza możliwość określania wskaźnika odkształcenia I_0 z badania VSS zamiast wskaźnika zagęszczenia badanego sondą dynamiczną lub objętościomierzem piaskowym. W tym przypadku, wg [4] wymaganie ustalono na $I_0 \leq 2{,}0$.

Dla podłoża w miejscu budowanych parkingów i drogi wewnętrznej powyższe wymagania nie są możliwe do spełnienia. Dlatego też konieczne jest wzmocnienie podłoża. W przedmiotowym przypadku proponuje się wykonać geomaterac z kruszywa łamanego stabilizowanego sztywnym georusztem. Materac ten będzie mieć łączną grubość **35 cm** i będzie złożony z (patrząc od góry):

– kruszywo łamane stabilizowane mechanicznie: 30 cm,
– georuszt o sztywnych węzłach (np. TRIAX 180),
– podsypka piaskowa: 5 cm,
– geotkanina separacyjna o wytrzymałości na przebicie mierzonej CBR min. 4 kN.

W kolejnym punkcie przedstawione będą obliczenia potwierdzające słuszność przyjętego rozwiązania.

4. OBLICZENIA MES KONSTRUKCJI WZMOCNIENIA PODŁOŻA

4.1. Założenia do analiz

Wykonane analizy mają na celu obliczeniowe uzasadnienie poprawności zastosowania podanej wcześniej konstrukcji wzmacniającej. Wykonane obliczenia z wykorzystaniem MES symulować będą badanie próbnych obciążeń płytą VSS, natomiast na podstawie uzyskanych wyników szacowany będzie wtórny moduł odkształcenia E_2. Analizowane będzie zachowanie się podłoża gruntowego, na którym wykonano warstwę kruszywa łamanego o miąższości 30 cm, która będzie stabilizowana georusztem. Przyłożone obciążenie realizowane będzie poprzez sztywną stalową płytę o średnicy 300 mm. W analizach uwzględniono osiową symetrię rozważanego problemu. Założono standardowe geotechniczne warunki brzegowe (odebrana możliwość przemieszczeń we wszystkich kierunkach w węzłach na dolnej krawędzi modelu oraz w kierunku poziomym na krawędziach bocznych). Ośrodek gruntowy opisywano czworowęzłowymi czworobokami, a przyjęty do analiz model konstytutywny to sprężysto – idealnie plastyczny model z powierzchnią plastyczności Coulomba – Mohra. Program użyty do analiz to Z_Soil ver. 2010. W trakcie obliczeń numerycznych, po generacji

naprężeń pierwotnych, realizowano ścieżkę obciążenia pierwotnego w zakresie 0 – 350 kPa, następnie symulowano odciążenie do 150 kPa oraz wtórne obciążenie do 250 kPa. Wynikiem obliczeń jest osiadanie pod środkiem płyty w przedziale obciążenie wtórnego w zakresie 150 – 250 kPa. Na postawie oszacowanego osiadania obliczany jest wtórny moduł odkształcenia wg wzoru:

$$E_2 = \frac{0{,}75 \cdot D \cdot \Delta q}{\Delta s},$$

gdzie: D = 0,3 m – średnica płyty,

Δp = 350 – 250 = 100 kPa – przyrost obciążeń,

Δs – przyrost osiadań (uzyskany z obliczeń).

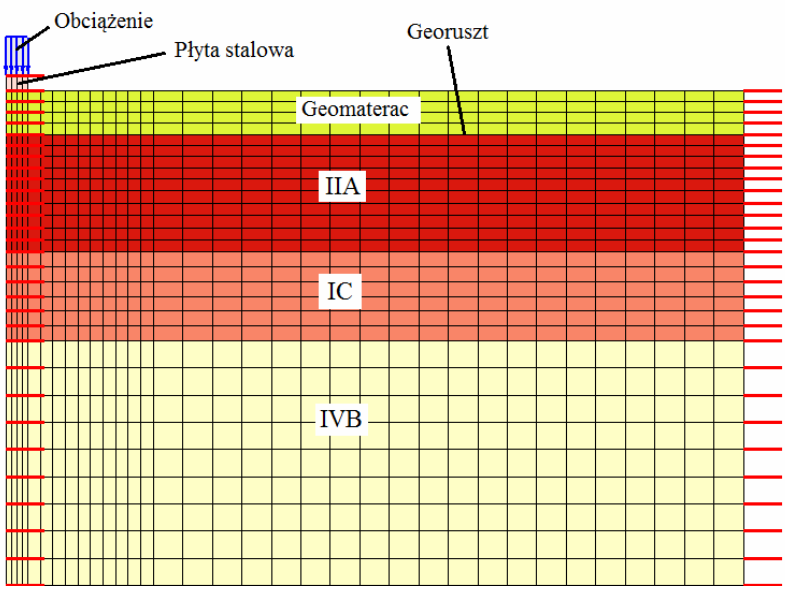
Ponadto na podstawie analiz szacowano również siły występujące w georusztach.

4.2. Przebieg obliczeń

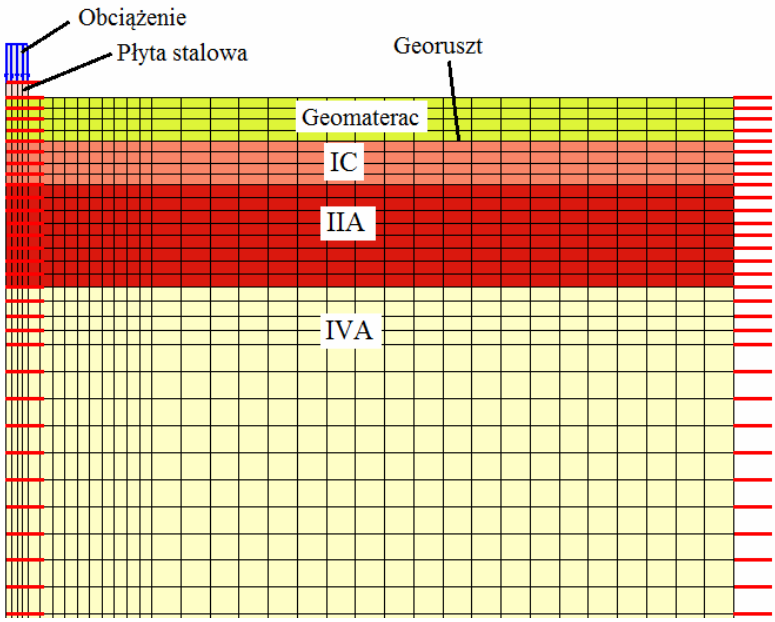
Obliczenia numeryczne przeprowadzono dla dwóch wybranych metryk – punkty 4P i 2P. Znajdują się one w śladzie przyszłej drogi wewnętrznej (punkt 4P od strony zachodniej, 2P od wschodniej). Wybrane punkty odpowiadają najbardziej niekorzystnym warunkom gruntowym. Parametry przyjęte do obliczeń zestawiono w tabeli 1. Niezerowa wartość spójności dla kruszywa wynika z uwzględnienia zjawiska interlockingu (zazębianie się ziaren). Model geometryczny analizowanych zagadnień pokazano na rys. 1 (punkt 4P) oraz rys. 2 (punkt 2P). W dolnej krawędzi warstwy modelującej pracę geomateraca założono sztywny georuszt uwzględniony w programie numerycznym jako elementy membranowe.

Tabela 1. Wartości parametrów modelu Coulomba – Mohra przyjęte do analizy statycznej

Nr, rodzaj warstwy	spójność [kPa]	kąt tarcia wewnętrznego [°]	Moduł odkształcenia [MPa]	Ciężar objętościowy [kN/m^3]
Kruszywo geomateraca	5,0	40,0	100,0	19,0
Namuł gliniasty (IC)	10,0	8,0	5,0	18,0
Glina pylasta z częściami organicznymi, I_L = 0,35 (IIA)	10,0	10,0	8,0	20,0
Glina piaszczysta przewarstwiona piaskiem drobnym, I_L = 0,35 (IVA)	26,0	15,0	20,0	20,0



Rys. 1. Model numeryczny rozważanego zagadnienia (punkt 4P)



Rys. 2. Model numeryczny rozważanego zagadnienia (punkt 2P)

4.3. Analiza uzyskanych wyników i ocena przyjętego rozwiązania

Pierwszymi komentowanymi wynikami są całkowite osiadania pod naciskiem płytą realizowanym wg opisanego wcześniej programu obciążenia. Wyniki te zaprezentowano na rys. 3 (punkt 4P) oraz rys. 4 (punkt 2P). Nietrudno na nich zauważyć, że zasięg wpływu obciążenia wgłąb podłoża wynosi nie więcej niż 0,5 – 1,0 m. Spora w tym jest zasługa sztywnego materaca, który poprzez swoją bardzo dużą sztywność przejmuje znaczne obciążenia i rozkłada je na znaczna powierzchnię. Ponadto powyższy zasięg pokazuje również na jaką głębokość winno maksymalnie sięgać przyjmowane wzmocnienie. Nie ma sensu wzmacniać głębiej (choćby występowały tam słabe grunty), gdyż obciążenie od

poruszających się pojazdów występuje na małej powierzchni, stąd odznacza się niewielkim zasięgiem. Maksymalne przemieszczenia dochodzą do 7,8 mm (punkt 4P) oraz 8,8 mm (punkt 2P). Kolejnymi przedstawionymi wynikami są mapy przemieszczeń dla obciążeń wtórnych w zakresie 150 – 250 kPa (rys. 5 i 6). Tutaj maksymalne osiadania (pod środkiem płyty osiągają 0,41 mm (punkt 4P) oraz 0,67 mm (punkt 2P). Na podstawie powyższych można oszacować wartość modułu E_2, który jest tutaj kluczowym parametrem charakteryzującym skuteczność wzmocnienia.

– dla punktu 4P:

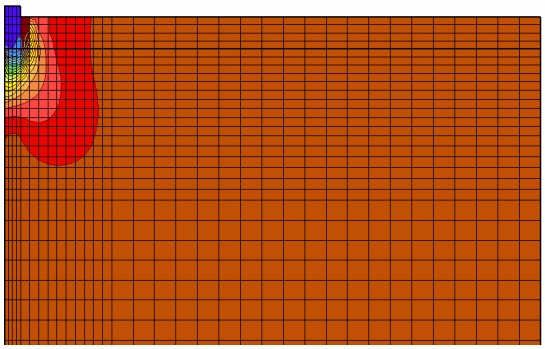
$$E_2 = \frac{0{,}75 \cdot 0{,}3 \cdot 100}{0{,}41 \cdot 10^{-3}} = 54\ 900 \text{ kPa} = \mathbf{55\ MPa},$$

– dla punktu 2P:

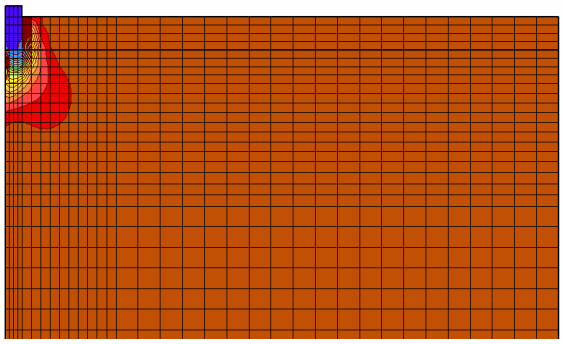
$$E_2 = \frac{0{,}75 \cdot 0{,}3 \cdot 100}{0{,}67 \cdot 10^{-3}} = 33\ 600 \text{ kPa} = \mathbf{34\ MPa},$$

Powyższe wartości są większe niż wymagana wartość modułu E_2 równa 30 MPa.

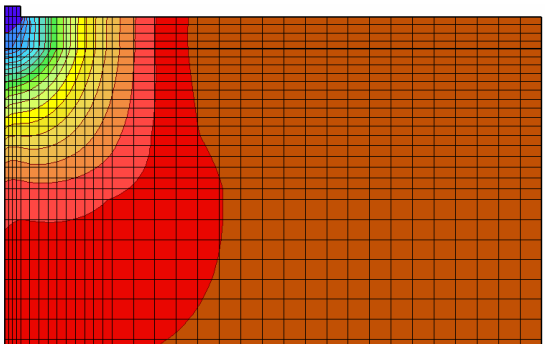
Na podstawie analiz możliwe było również oszacowanie wartości sił rozciągających w geosyntetyku. Wykresy te pokazano na rys. 7 i 8. Maksymalne wartości tych sił (obserwowane pod środkiem obciążanej płyty) to 34 kN/m (punkt 4P) oraz 38 kN/m (punkt 2P). Ponieważ obciążenia pochodzące od ruchu pojazdów mają charakter krótkotrwały, to powyższe wartości wytrzymałości geosyntetyków są wartościami doraźnymi (nie ma tutaj potrzeby uzyskiwania tak wysokich wartości wytrzymałości długoterminowych).



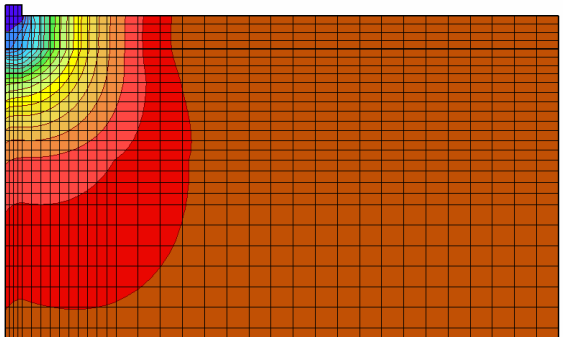
Rys. 3. Całkowite osiadania (punkt 4P)



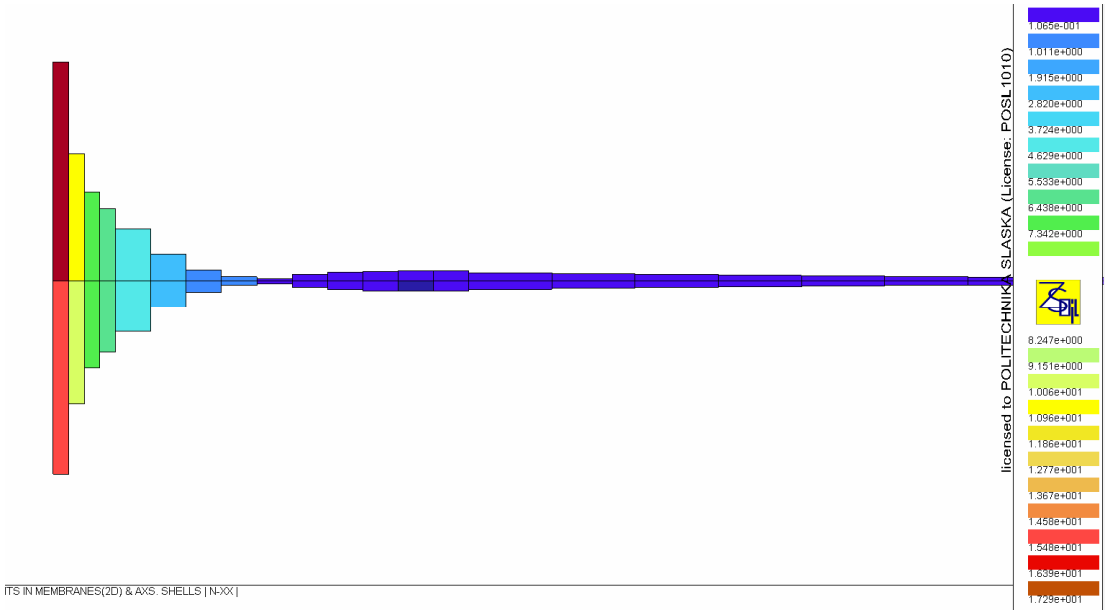
Rys. 4. Całkowite osiadania (punkt 2P)



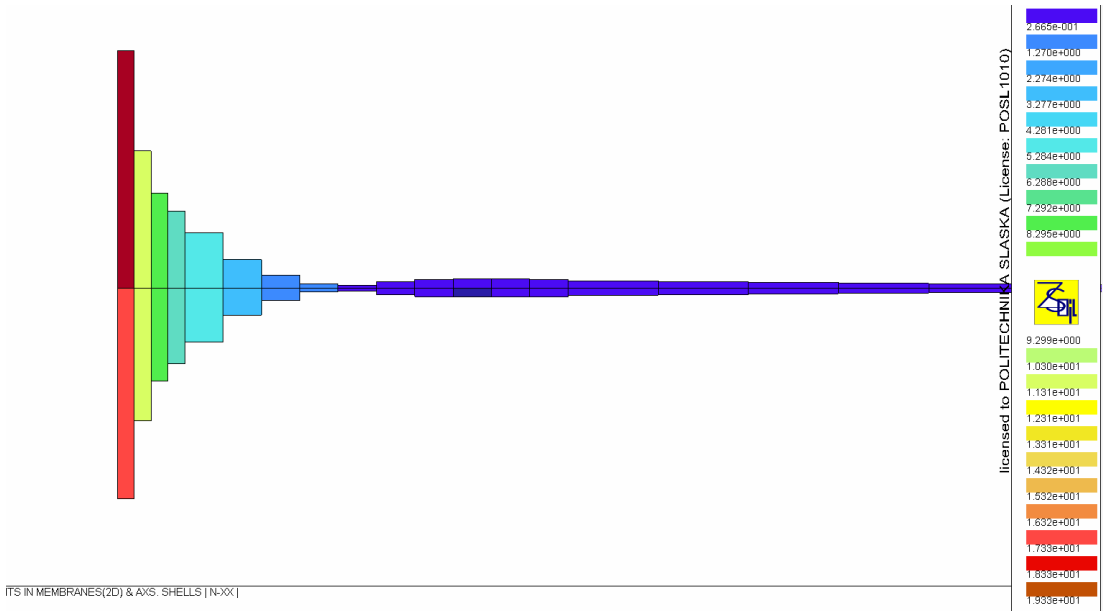
Rys. 5. Mapa osiadań dla obciążenia wtórnego w zakresie 150 – 250 kPa (punkt 4P)



Rys. 6. Mapa osiadań dla obciążenia wtórnego w zakresie 150 – 250 kPa (punkt 2P)



Rys. 7. Wartości sił rozciągających w georuszcie (punkt 4P)



Rys. 8. Wartości sił rozciągających w georuszcie (punkt 2P)

5. Technologia prowadzenia robót

Wykonanie wzmocnienia podłoża w postaci sztywnego geomateraca ma za zadanie wzmocnić i usztywnić podłoże pod konstrukcją nawierzchni. Jednocześnie materac ten będzie stanowił pogrubienie konstrukcji nawierzchni, co umożliwi właściwe jej użytkowanie. Materac winien zapewnić odpowiednią sztywność umożliwiającą wykonanie warstw drogowych wg zatwierdzonego projektu budowlanego. Najważniejszym elementem geomateraca jest zagęszczona warstwa kruszywa łamanego. Niezmiernie ważne jest, aby okruchy kamienne tej warstwy były ostrokrawędziste, co będzie przekładać się na możliwość dobrego zagęszczenia. Zabudowany georuszt w głównej mierze umożliwi właściwe zabudowanie i zagęszczenie materiału kruszywa. Podsypka piaskowa ma na celu ochronę geotkaniny przed przebiciem ostrymi krawędziami kruszywa. Wreszcie sama geotkanina ma w konstrukcji funkcję separacyjną – ma za zadanie zapobiec wnikaniu warstw kruszywa w słabe podłoże gruntowe. Dzięki niej możliwe będzie wykonanie warstwy bardziej zagęszczonej o mniejszej grubości.

Pierwszym etapem budowy geomateraca jest wykonanie wykopu do odpowiedniej rzędnej. Rzędna ta wynika z wysokości niwelety drogi i parkingu, które musi być pomniejszona o grubość konstrukcji nawierzchni wg projektu [3] oraz grubość geomateraca zaproponowanego w niniejszym opracowaniu. Po odkryciu dna i jego wyrównaniu należy bezzwłocznie ułożyć geotkaninę. Geotkanina winna wykazywać wytrzymałość na przebicie w badaniu CBR nie mniejszą niż 4 kN. Ponadto jej doraźna wytrzymałość na rozciąganie nie powinna być mniejsza niż 40 kN/m. W żadnym wypadku nie wolno dopuścić do przewilgocenia gruntów podłoża w dnie wykopu. Geotkanina na brzegach wykopu powinna być wywinięta.

Na rozłożoną geotkaninę należy ułożyć i zagęścić 5 cm warstwę piasku średniego. Do zagęszczania należy użyć lekkich walców, a sam proces zagęszczania musi być realizowany bez wykorzystywania wibracji (w przeciwnym wypadku dojdzie do zjawiska tiksotropii, co spowoduje zniszczenia gruntów w wykopie). Następnie należy rozłożyć sztywny georuszt (np. TRIAX 180). Wymaga się, aby sztywność georusztu przy 0,5% odkształceniu była nie mniejsza niż 540 kN/m, natomiast współczynnik izotropii sztywności (stosunek sztywności maksymalnej – w kierunku żeber, do sztywności minimalnej – w kierunku ukośnym do kierunku ułożenia żeber) był nie mniejszy niż 0,80. Georuszt musi być ułożony z odpowiednimi zakładami – zgodnie z zaleceniami producenta. Musi być on rozłożony w taki sposób, aby nie powstawały żadne fałdy. W dalszej kolejności następować będzie zasypanie georusztu kruszywem. Miąższość tej warstwy, po zabudowaniu, winna wynosić 30 cm. Wymaga się, aby kruszywo charakteryzowało się ostrymi krawędziami. Najlepszy w tym przypadku będzie przekrusz skalny. Wymaga się, aby zawartość części drobniejszych niż 0,063 mm nie przekraczała 10%. Nie dopuszcza się żadnych zanieczyszczeń ani części organicznych w materiale kruszywa. Maksymalny wymiar okruchów kruszywa nie powinien być większy niż 63 mm ze względu na wymiar oczka georusztu. Zagęszczanie kruszywa musi odbywać się w sposób statyczny za pomocą ciężkich walców. Najpierw winno następować kilka przejazdów walca okołkowanego, a na sam koniec kilka przejazdów walca gładkiego. Ilość przejazdów będzie dobrana na podstawie prób na poletku doświadczalnym.

Skuteczność proponowanego wzmocnienia musi być sprawdzona przed rozpoczęciem robót na fragmencie wzmacnianego obszaru – wspomnianym wcześniej poletku doświadczalnym. Oprócz ustalenia liczby koniecznych przejazdów walców, dodatkowo będzie możliwość sprawdzenia możliwości zagęszczania zaproponowanego przez Wykonawcę kruszywa oraz skuteczności samego wzmocnienia. W przypadku uzyskania wyników negatywnych należy podjąć decyzję o zastosowaniu podwójnego geomateraca. W tym ostatnim przypadku jego konstrukcja składałaby się z (licząc góry): 30 cm kruszywa łamanego, warstwy georusztu, kolejne warstwy 30 cm kruszywa łamanego, kolejnej warstwy georusztu, 5 cm podsypki piaskowej oraz geotkaniny separacyjnej. Łączna grubość podwójnego geomaterac wynosić będzie 65 cm. Dopuszcza się możliwość zastosowania na części obszaru geomaterac pojedynczego, a na pozostałym obszarze podwójnego. Należy zwrócić uwagę, że mimo iż obliczeniowo w p. 4 uzyskano satysfakcjonujące charakterystyki podłoża wzmocnionego pod warstwę konstrukcji nawierzchni, to w rzeczywistości, ze względu na możliwą niejednorodność gruntów tworzących podłoże, istnieje ryzyko konieczności zastosowania grubszego materaca.

6. Badania odbiorcze

W ramach badań odbiorczych wykonywane będą badania próbnego obciążenia płytą VSS. Obciążenie pierwotne należy doprowadzić do nacisku płyty na podłoże 350 kPa,

natomiast wartość modułu wtórnego winna być wyznaczana w zakresie nacisków 150 – 250 kPa. Wymaga się, aby każdorazowo uzyskać $\boldsymbol{E_2 \geq 30}$ **MPa** oraz $\boldsymbol{I_0} = \frac{E_2}{E_1} \leq \mathbf{2{,}2}$. Ostatni warunek wynika z faktu, że po wykonaniu geomateraca podłoże pod nawierzchnię stanowić kruszywo, stąd warunek na I_0 wg normy [4] jest nieco inny niż w przypadku podłoża rodzimego złożonego z gruntów spoistych.

Badania należy wykonać przynajmniej jedno na każde 20 m długości drogi, oraz jedno na 300 m^2 powierzchni parkingu. Próby VSS należy wykonywać po całkowitym zbudowaniu geomateraca.