

POLITECHNIKA GDAŃSKA
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska



Rozprawa doktorska

**WYTRZYMAŁOŚCIOWE I TECHNOLOGICZNE
ASPEKTY WZMACNIANIA GRUNTU METODĄ
WGŁĘBNEGO MIESZANIA NA MOKRO**

Mgr inż. Agata Leśniewska

Promotor:

Prof. dr hab. inż. Michał Topolnicki

Gdańsk, lipiec 2007

SPIS TREŚCI

Rozdział 1. Tematyka, cel i zakres rozprawy.....	1
1.1 Wprowadzenie w tematykę rozprawy.....	1
1.2 Rys historyczny i klasyfikacja metod wglębnego mieszania gruntu na mokro.....	2
1.3 Zastosowanie wglębnego mieszania gruntu na mokro.....	6
1.4 Cel i zakres rozprawy.....	8
Rozdział 2. Praktyka wykonawcza.....	11
2.1 Charakterystyka maszyn do mieszania gruntu na mokro.....	11
2.2 Typowe układy kolumn.....	16
2.3 Parametry produkcyjne i kontrola procesu mieszania.....	18
2.4 Kontrola powykonawcza.....	22
2.5 Przykładowe realizacje.....	25
2.6 Wnioski z praktyki wykonawczej.....	31
Rozdział 3. Właściwości cementogruntu w świetle badań obcych.....	33
3.1 Czynniki wpływające na właściwości cementogruntu.....	33
3.1.1 Właściwości środka stabilizującego i podstawowe mechanizmy wzmacniania gruntu cementem.....	34
3.1.2 Właściwości podłoża gruntowego.....	41
3.1.3 Czas mieszania cementogruntu.....	44
3.1.4 Warunki wiązania cementogruntu.....	44
3.2 Właściwości fizyczne cementogruntu.....	47
3.3 Właściwości mechaniczne cementogruntu.....	49
Rozdział 4. Badania cementogruntu formowanego w warunkach laboratoryjnych.....	54
4.1 Opis stanowiska badawczego oraz sposobu przygotowania próbek.....	54
4.2 Badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe.....	58
4.2.1 Wpływ czynnika wiążącego na wytrzymałość cementogruntu.....	58
4.2.2 Wpływ podłoża gruntowego na wytrzymałość cementogruntu.....	68
4.2.3 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu.....	78
4.2.4 Wpływ kształtu i wymiarów próbek na wytrzymałość cementogruntu.....	83
4.3 Badania cementogruntu w aparacie trójosiowego ściskania.....	86
Rozdział 5. Badania cementogruntu formowanego w warunkach polowych.....	90
5.1 Budowa w Gdańsku.....	90
5.2 Budowa w Kołobrzegu.....	93
5.3 Przegroda przeciwfiltracyjna w wałach rzeki Raduni.....	112
5.4 Wiadukt autostrady A2.....	114
5.5 Budowa w Łodzi.....	118
5.6 Budowa w Poznaniu.....	120

Rozdział 6. Wnioski.....	122
Załącznik nr 1	125
Spis literatury.....	128

ROZDZIAŁ 1

Tematyka, cel i zakres rozprawy

1.1 Wprowadzenie w tematykę rozprawy

Współczesna geotechnika obejmuje szerokie spektrum metod wzmocnienia słabych gruntów, które coraz częściej spotyka się w miejscach lokalizacji nowych inwestycji budowlanych. Duży udział w rozwoju nowych metod ma również stałe poszukiwanie tańszych, ale skutecznych sposobów wzmocnienia gruntów oraz uwzględnianie, w coraz większym stopniu, podwyższonych wymagań ochrony środowiska. Ważnym czynnikiem jest także powszechne dążenie do skracania cyklu budowy nowych obiektów, co powoduje że tańsze ale jednocześnie zbyt czasochłonne rozwiązania geotechniczne często nie są wybierane do realizacji.

W tym kontekście można zauważyć, że wzmocnienie słabych gruntów nowoczesną metodą w głębego mieszania na mokro (ang. wet Deep Soil Mixing lub DSM) w dużym stopniu wychodzi naprzeciw powyższym oczekiwaniom. Potwierdza to zresztą najlepiej szybko rosnąca liczba zastosowań metody DSM na świecie oraz w Polsce, gdzie wdrożenia osiągnęły obecnie najwyższy poziom w skali europejskiej. Rozwój metody DSM, który odbywał się zasadniczo metodą „prób i błędów” jest spektakularnym przykładem praktycznej działalności inżynierskiej, która w pewnych aspektach wyprzedziła odpowiednie badania naukowe. Ten stan rzeczy skłonił autorkę do podjęcia tej tematyki w ramach niniejszej rozprawy.

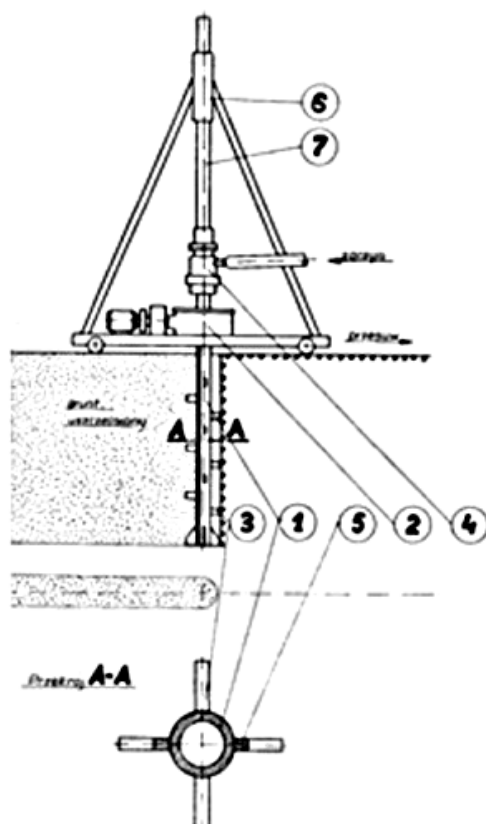
Pomysł wzmocnienia gruntów przez ich wymieszanie ze spoiwami hydraulicznie czynnymi, głównie wapnem i/lub cementem, wiąże się niewątpliwie z pozytywnymi doświadczeniami powierzchniowej stabilizacji gruntów, która jest znanym od dawna sposobem wzmocnienia podłoża, szeroko stosowanym zwłaszcza w drogownictwie. W przypadku metody w głębego mieszania gruntu in situ chodzi o uzyskanie podobnego efektu w stosunku do słabego podłoża, które może występować nie tylko do dużej głębokości poniżej poziomu terenu, ale również może być uwarstwione i nawodnione. Generalnie obserwuje się efekt wzmocnienia we wszystkich gruntach zmieszanych ze spoiwem hydraulicznie czynnym z tym jednak, że efektywność wzmocnienia jest silnie zróżnicowana i maleje zwłaszcza w gruntach organicznych. Zastosowanie metody DSM wymaga więc przede wszystkim ustalenia odpowiedniej ilości i rodzaju spoiwa w danych warunkach gruntowych oraz rozwiązania sposobu mieszania gruntu in situ i podawania spoiwa, co w praktyce sprowadza się do wykonywania pionowych kolumn ze wzmocnionego gruntu. Mieszanie gruntu ze składnikami wiążącymi wykonuje się obecnie za pomocą specjalistycznych maszyn, które wykorzystują pojedyncze i wielokrotne mieszadła lub głowice frezująco-mieszające. W typowych zastosowaniach średnica pojedynczych kolumn wynosi od 0,6 do około 1,2 m a głębokość mieszania od 3 do około 20 m. W specjalnych przypadkach możliwe jest również zwiększenie średnicy pojedynczych kolumn do około 2,5 m. Natomiast przy użyciu głowic frezująco-mieszających, zamocowanych do masztu maszyny podstawowej lub opuszczanych na

linach, uzyskuje się prostokątne panele o szerokości od 0,5 do 1,2 m oraz długości 2,2 do 2,8 m, które mogą sięgać do bardzo dużych głębokości (35 do 70 m).

Możliwości efektywnego wzmocnienia gruntu in situ przez wymieszanie ze składnikiem wiążącym i uzyskania zakładanej wytrzymałości zależą od szeregu czynników, jednak najważniejsze znaczenie ma wybór rodzaju i ustalenie ilości spoiwa dla danego gruntu oraz osiągnięcie odpowiedniego stopnia wymieszania spoiwa z gruntem. Tym samym występuje naturalne sprzężenie wytrzymałościowych i technologicznych aspektów mieszania w głębnego gruntu, co uzasadnia wybór tematyki rozprawy.

1.2 Rys historyczny i klasyfikacja metod w głębnego mieszania gruntu na mokro

Przyjmuje się, że początki koncepcji w głębnego mieszania gruntu na mokro sięgają lat 50 ubiegłego stulecia (Topolnicki, 2003a, 2004). Pierwszą metodę wykorzystującą obrotowe mieszadło do wzmocnienia gruntu zaczynem cementowym opatentowano w USA pod nazwą *Mixed in Place (MIP)* w 1956 roku. Odnotować należy również polskie zgłoszenie patentowe z 22.12.1966 roku (patent Nr 55511), przypuszczalnie pierwsze w Europie, którego przedmiotem był „Sposób uszczelniania i wzmocniania gruntu oraz urządzenie do stosowania tego sposobu” (rys. 1.1). Niestety zarówno metoda MIP, którą wykorzystywano tylko sporadycznie, jak i polskie urządzenie, które w ogóle nie zostało zastosowane w praktyce, zostały w obu krajach na długo zapomniane.



Rys. 1.1 Schemat urządzenia do uszczelniania i wzmocniania gruntu, opracowany przez Zakład Badań i Doświadczeń przy Zjednoczeniu Budownictwa Wodno-Inżynierskiego w Warszawie (Opis patentowy Nr 55511 z dnia 12.06.1968, Urząd Patentowy PRL).

Współczesna technologia mieszania gruntu odzwierciedla jednak przede wszystkim osiągnięcia Japonii w zakresie mieszania na mokro i na sucho (oraz Szwecji i Finlandii w zakresie zupełnie niezależnie opracowanej metody mieszania na sucho).

Badania pilotowe w Japonii zapoczątkowało Laboratorium Stabilizacji Gruntu Instytutu „Port and Harbour Research Institute” (PHRI) Japońskiego Ministerstwa Transportu, a koncepcja stabilizacji wapnem morskich łąw została po raz pierwszy opublikowana w 1968 roku (Yanose, na podstawie CDIT, 2002). Badania skupiały się na uzyskaniu dwóch celów, którymi było poznanie reakcji wiązania wapna z różnymi łąwami morskimi oraz opracowanie urządzenia do mieszania gruntu w podłożu. Pierwsze komercyjne zastosowanie mieszania na sucho z wykorzystaniem mechanicznego systemu podawania spoiwa (*Deep Lime Mixing Method*) miało miejsce w 1974 roku na lądzie, a w 1975 roku na morzu. Dążąc do poprawienia jednorodności wzmocnionego podłoża zaczęto również zastępować wapno palone zaczynem cementowym. Pierwsze wdrożenie metody mieszania na mokro (*CMC* i *DCM*) nastąpiło w 1976 roku, przy czym szczególny postęp technologiczny zanotowano podczas 10-letniej realizacji projektu *Daikoku Pier*, począwszy od roku 1977. Rozwinięto wówczas m.in. metody *DCM*, *DECOM*, *POCOM* i inne. W roku 1976 firma Seiko Kogyo Co. wdrożyła również metodę *SMW* (*Soil Mixed Wall*). Dalszy intensywny rozwój mieszania na mokro doprowadził do powstania w Japonii bardzo wydajnych maszyn, wyposażonych w wielokrotne (tzn. sprzężone) mieszadła zamocowane na jednej maszynie nośnej, w liczbie od 2 do 4 dla zastosowań na lądzie (*CDM-Lodic*, *CDM-Land 4*, *CDM-Mega*, *CDM-Column 21*) i nawet 8 dla robót na morzu. Rozwinięto też kombinowane (tj. hybrydowe) metody mieszania mechaniczno-hydraulicznego (*SWING* w 1984, *JACKSMAN* w 1992). W metodzie hybrydowej połączono doświadczenia mechanicznego mieszania gruntu z doświadczeniami zdobytymi podczas wdrażania metody *jet grouting* (iniekcji strumieniowej). W efekcie podniesiono jeszcze wydajność mieszania w głębnego gruntu oraz umożliwiono wykonywanie tego rodzaju robót w bezpośrednim sąsiedztwie ścian budynków, obudowy wykopów lub przeszkód. W roku 1977 powołano w Japonii *Cement Deep Mixing (CDM) Association*, które skupia firmy wykonawcze i jednostki naukowo-badawcze. Celem tej organizacji jest rozwój i promowanie metody mieszania gruntów na mokro, pod wspólną nazwą *CDM*, oraz opracowywanie standardów wykonawczych i projektowych (por. np. CDIT, 2002). Do roku 2001 całkowita objętość gruntów wzmocnionych metodą *CDM* w Japonii, na lądzie i na morzu, sięgała około 50 milionów m³.

Do USA mieszanie gruntu na mokro powróciło w połowie lat 80-tych ubiegłego stulecia. Firma *SMW Seiko Inc.*, działająca na licencji firmy matki z Japonii, wykonała w latach 1987-89 duże roboty przy budowie przegrody przeciwnieprzepuszczalnej na zaporze Jackson Lake. W tym samym czasie *Geo-Con Inc.*, współpracujący z Seiko przy budowie tej zapory, opracował własne metody mieszania w głębnego i płytkiego, nazwane *DSM* (*Deep Soil Mixing*) oraz *SSM* (*Shallow Soil Mixing*). Nazwa *DSM* okazała się szczególnie trafna i stała się bardzo popularna, będąc synonimem mieszania w głębnego w wielu krajach poza USA, m.in. Polsce. Dalszy rozwój objął wydajne systemy mieszania za pomocą mieszadeł pojedynczych (*Hayward Baker-Keller*) oraz mieszanie hybrydowe (*GEOJET*, *HYDRAMECH*). Od kilku lat wdrażany jest również nowy system mieszania hybrydowego *TURBOJET*.

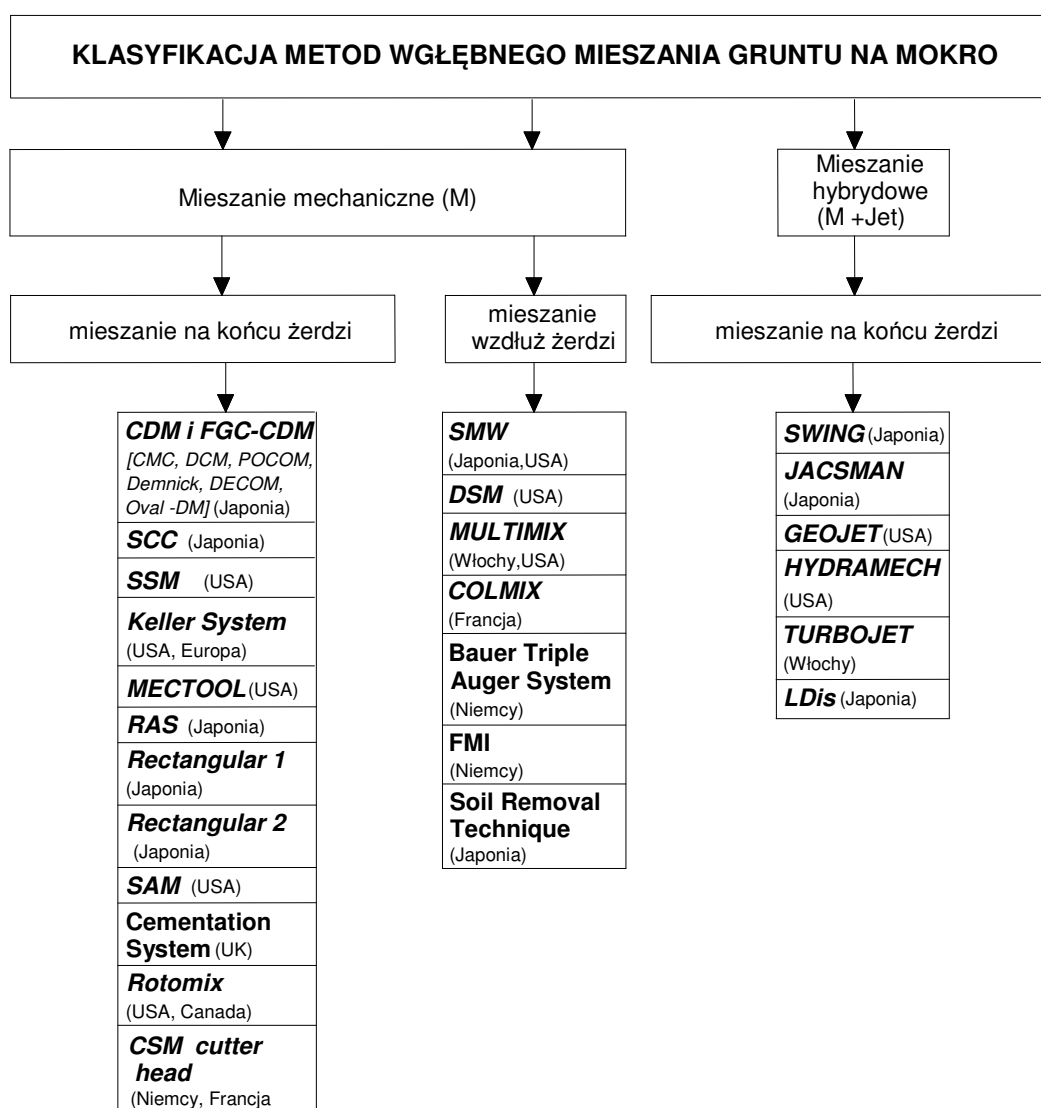
W Europie najwcześniejsze aplikacje mieszania na mokro sięgają 1980 roku, głównie za sprawą poszukiwania tańszej alternatywy dla iniekcji strumieniowej. Liczba wdrożeń w porównaniu do Japonii i USA jest jednak w dalszym ciągu skromna, a sama technologia nie jest zbyt szeroko znana.

We Francji firma Bachy-Soletanche we współpracy z SNCF i LCPC rozwinęła w latach 80-tych metodę *COLMIX*, a wdrożenia obejmowały głównie projekty związane z posadowieniem nasypów drogowych i kolejowych we Francji, Wielkiej Brytanii i Włoszech. W Niemczech pierwsze zastosowanie metody *RASM (Rotary-Auger-Soil-Mixing)*, opracowanej przez firmę Bauer Spezialtiefbau, miało miejsce w Norymberdze w 1987 roku, gdzie wykorzystano scementowane kolumny do wypełnienia ściany „berlińskiej”, stanowiącej tymczasową obudowę wykopu. W latach 90-tych udoskonalono maszyny i wdrożono w 1994 roku metodę *Mixed-in-Place (MIP)*, w której wykorzystuje się trzy sprzężone mieszadła ustawione w linii, co jest szczególnie przydatne przy wykonywaniu ścian i przegród przeciwfiltracyjnych. Z kolei firma Keller Grundbau wdrożyła w 1995 roku swój system mieszania, oparty na zastosowaniu pojedynczego mieszadła. W roku 2005 rozpoczęto również wykonywanie obudowy głębokich wykopów za pomocą nowej głowicy frezująco-mieszającej, którą opracowały wspólnie firmy Bauer i Bachy-Soletanche (metoda CSM). W Wielkiej Brytanii mieszanie gruntu zastosowano po raz pierwszy na początku lat 90-tych do wykonania kilku tymczasowych szybów, zbudowanych z trzech koncentrycznych pierścieni, uformowanych z zachodzących na siebie kolumn. Około 1995 roku rozpoczęto również próby zastosowania mieszania wgłębnego w inżynierii środowiska, z rosnącą liczbą wdrożeń od 1997 roku, zwłaszcza do budowy barier pasywnych i aktywnych wokół zanieczyszczonych terenów i składowisk odpadów. We Włoszech firma Trevi opracowała w latach 80-tych metodę mieszania na sucho *TREVIMIX*, przypominająca japońską metodę DJM, jednak z możliwością dodawania wody w procesie mieszania.

W Polsce zastosowanie metody mieszania na mokro systemem Kellera rozpoczęło się w 1999 roku od wykonania kilku przegród przeciwfiltracyjnych w obwałowaniach Wisły w Krakowie (Topolnicki, 2003). W następnych latach coraz liczniejsze wdrożenia objęły zarówno obiekty drogowe (nasypy i wiadukty) jak i budownictwo ogólne (wzmacnianie gruntu pod stopami, ławami i płytami fundamentowymi oraz posadzkami budynków i hal przemysłowych), a także stabilizację skarp i obudowy wykopów. Przykładem pierwszego w Polsce zastosowania DSM do celów drogowych jest posadowienie Trasy Zielonej w Lublinie, na odcinku o długości 235 m i szerokości 44 m (Topolnicki, 2004a). W podłożu do głębokości od 3 do 8 m poniżej poziomu terenu zalegały torfy i namuły o miąższości od 1 do 4 m. Niski nasyp drogowy, o wysokości od 1,3 do 2,5 m, oparto na kolumnach DSM o średnicy 80 cm i długości od 6 do 6,5 m, wykonanych w regularnej siatce trójkątnej o boku 2 m. Nasyp z kwalifikowanego kruszywa wzmocniono dodatkowo dwoma warstwami georusztu TENSAR w odstępach 30 cm, co pozwoliło na przeniesienie obciążeń stałych i użytkowych poprzez kolumny DSM na grunt nośny. Warto również nadmienić, że do roku 2006 na kolumnach DSM posadowiono m.in. około 100 wiaduktów drogowych, co zaliczyć można do pierwszych tego typu aplikacji na świecie. W rezultacie licznych zastosowań metody wgłębnego mieszania gruntu na mokro można stwierdzić, że wdrożenie tej metody w Polsce osiągnęło od kilku lat wiodącą pozycję w Europie (Massarsch i Topolnicki, 2005).

Duża liczba zróżnicowanych metod mieszania gruntu in situ, wprowadzonych i rozwijanych przez poszczególne firmy specjalistyczne na całym świecie, jest trudna do bezpośredniego porównania bez wprowadzenia umownego systemu klasyfikacji (por. np. FHWA 2001, CDIT 2002, Bruce 2003, Topolnicki 2004, EN 14679, 2005). W niniejszej pracy dokonano wyłącznie podziału wybranych metod mieszania na mokro, przyjmując za podstawę klasyfikacji następujące cechy charakterystyczne rozpatrywanej metody (rys. 1.2):

- (a) sposób mieszania gruntu - mieszanie mechaniczne lub hybrydowe, tzn. mechaniczne ze wspomaganie strumienia zaczynu pompowanego pod dużym ciśnieniem (ang. jet mixing),
- (b) lokalizację procesu mieszania (dolna część lub na całą długość żerdzi wiertniczej).



Rys. 1.2 Ogólna klasyfikacja wybranych metod wglębnego mieszania gruntu na mokro.

1.3 Zastosowanie wglębnego mieszania gruntu na mokro

Możliwości aplikacyjne mieszania gruntu na mokro są bardzo szerokie i obejmują sześć następujących grup zastosowań:

- 1) posadowienie obiektów inżynierskich,
- 2) obudowy wykopów, konstrukcje oporowe i stabilizacja skarp,
- 3) stabilizacja i uszczelnianie gruntu,
- 4) zabezpieczanie gruntu przed upłynnieniem,
- 5) przegrody przeciwiłtracyjne,
- 6) zastosowania specjalne w inżynierii środowiska.

Zasadniczym powodem stosowania mieszania gruntu w przypadku trudnych warunków posadowienia obiektów inżynierskich jest potrzeba ograniczenia osiadania i/lub poprawienia nośności słabego gruntu. Najczęstsze przypadki obejmują wzmocnienie podłoża pod nasypy drogowe, budynki i hale przemysłowe posadowione na płycie fundamentowej lub na wydzielonych fundamentach, zbiorniki, posadzki przemysłowe, dojazdy do przyczółków posadowionych na palach, ściany oporowe i przyczółki, przepusty podziemne, a także umocnienia brzegu i falochrony. W celu redukcji osiadania zazwyczaj stosuje się wzmocnienie za pomocą kolumn pojedynczych lub kolumn zespolonych. Jeżeli natomiast głównym problemem jest niewystarczająca nośność podłoża gruntowego oraz przeniesienie dużych sił pionowych i poziomych to wprowadza się układy kolumn w postaci ścian kombinowanych, kratownic lub nawet fundamenty blokowe. Możliwość wykonywania kolumn w bliskim kontakcie, charakterystyczna dla metody DSM, pozwala również często na ograniczenie gabarytów fundamentów, co dodatkowo wpływa na obniżenie kosztów fundamentowania.

Obudowy wykopów i konstrukcje oporowe obejmują zastosowania wglębnego mieszania gruntu związane z przejściem parcia gruntu mobilizowanego przy wykonywaniu głębokich wykopów i zabezpieczaniu uskoków naziomu. W tych przypadkach wykorzystywane są głównie układy kolumn zespolonych w postaci ścian lub kratownic. Dla uzyskania możliwości przejścia momentów zginających często konieczne jest umieszczenie zbrojenia w wytypowanych kolumnach, zwykle w postaci profili stalowych wciskanych w świeżo wykonane kolumny DSM. Przy stabilizacji skarp i zboczy ściany z kolumn DSM, połączone przewiązkami, są zorientowane w kierunku spadku skarpy w celu uzyskania współpracy kolumn w przenoszeniu sił ścinających. We wszystkich konstrukcjach oporowych wymagana jest wysoka jakość kolumn DSM oraz rygorystyczna analiza statyczna. Bardzo ważne jest również utrzymanie pionowej tolerancji kolumn w celu zapewnienia wymaganej grubości ściany, utworzonej z zachodzących na siebie kolumn.

Stabilizacja i uszczelnianie podłoża obejmuje zazwyczaj znaczne objętości słabego gruntu, przy czym w czasie robót dąży się do wymieszania całej masy gruntu (tzw. stabilizacja masowa). Przykłady zastosowania obejmują stabilizację słabego podłoża pod konstrukcje dróg i tuneli, gruntów narefulowanych lub brzegów rzek oraz wzmocnienia osadów dna morskiego. Celem stabilizacji jest głównie redukcja osiadania i zwiększenie nośności podłoża, a w niektórych przypadkach również zapobieganie utracie stateczności gruntu. Nowoczesne zastosowania obejmują także wykonywanie bloków z kolumn DSM poniżej lub w pobliżu fundamentów obciążonych dynamicznie w celu redukcji negatywnego wpływu drgań (Takemiya, 1996). Podziemne bloki o niskiej wytrzymałości mogą być

stosowane w celu zapobiegania podnoszenia się do góry dna wykopu, pozwalając jednocześnie na wprowadzenie ścianki szczelnej we wzmocniony grunt lub na wykonanie pali przebijających stabilizowaną warstwę gruntu.

Zabezpieczenie gruntów przed upłynnieniem dotyczy obszarów narażonych na oddziaływanie sejsmiczne lub parasejsmiczne. W tych przypadkach znajdują zastosowanie układy ciągłych ścian w postaci kratownic lub bloki z kolumn DSM. Szczególnie korzystne jest wykonywanie kolumn DSM w układzie kratownicowym, ponieważ utworzone „komórki” przeciwdziałają propagacji ciśnienia porowego oraz ograniczają rozprzestrzenianie się strefy upłynnienia podczas drgań sejsmicznych. Ochrona obiektów posadowionych na wrażliwych na upłynnienie gruntach obejmuje również wykonywanie wokół nich ścian obwodowych z kolumn DSM w celu obniżenia poziomu wody gruntowej wewnątrz ogrodzonej strefy, co stwarza warunki zapobiegające upłynnieniu gruntu pod budynkiem.

Przegrody przeciwfiltracyjne wykonywane metodą głębokiego mieszania gruntu na mokro z kolumn DSM ustawionych w jednym rzędzie stosuje się szeroko przy modernizacji starych wałów przeciwpowodziowych lub zapór ziemnych. W tych zastosowaniach szczególnie ważne jest uzyskanie odpowiedniego ząbienia kolumn w celu osiągnięcia zakładanej grubości i szczelności przegrody zwłaszcza, jeżeli używa się pojedynczego mieszańca. Bardzo ważną rolę odgrywa również dobranie składu zaczynu, który powinien zapewnić odpowiednio niską wodoprzepuszczalność i zakładaną wytrzymałość materiału przegrody. Obniżenie przepuszczalności gruntu wymieszanego ze spoiwem hydraulicznie czynnym wymaga z reguły stosowania obok cementu również dodatków, głównie bentonitu a czasami także mączki kamiennej lub popiołów.

Specjalne zastosowania metody DSM w inżynierii środowiska pojawiły się dopiero w ostatnich 20 latach, wraz ze wzrostem zapotrzebowania wywołanego stopniowym podnoszeniem standardów ochrony gruntów i wody gruntowej przed zanieczyszczeniami. Możliwości wykorzystania mieszania głębokiego w inżynierii środowiska są bardzo szerokie i obejmują zarówno stabilizację zanieczyszczeń w podłożu jak i wykonywanie aktywnych lub pasywnych barier, zapobiegających rozprzestrzenianiu się zanieczyszczeń zawartych w wodzie gruntowej. Bariery pasywne przypominają przegrody przeciwfiltracyjne i są wykonywane w celu zapobieżenia przemieszczania się zanieczyszczeń poza wydzielony obszar. Natomiast bariery aktywne mają przepuszczalność porównywalną z naturalnym podłożem. Są one zazwyczaj wykonywane jako przepuszczalne „okna” w barierach pasywnych w celu umożliwienia odpływu czystej wody z zamkniętego obszaru. Dzięki zastosowaniu specjalnych składników bariera aktywna z kolumn DSM działa jak mikrochemiczne sito, usuwające zanieczyszczenia z przepływającej przez nią wody gruntowej. Na poziomie prac badawczych podejmowane są również próby wykorzystania maszyn DSM do wprowadzania w podłoże zaczynów z mikroorganizmami lub związkami chemicznymi dla wywołania procesów biologicznego lub chemicznego oczyszczania gruntów.

Z pośród wymienionych zastosowań metody głębokiego mieszania gruntów na mokro w Polsce rozwinęły się przede wszystkim wdrożenia w zakresie posadowienia obiektów inżynierskich, przegród przeciwfiltracyjnych oraz zabezpieczania skarp i wykopów budowlanych.

1.4 Cel i zakres rozprawy

Podstawowym celem rozprawy jest bliższe poznanie wytrzymałościowych i technologicznych aspektów mieszania wglębnego gruntu na mokro.

Na podstawie obserwacji zastosowań technologii DSM w Polsce i w Europie można wyciągnąć wniosek, że jednym z zasadniczym problemów do rozwiązania jest podniesienie dokładności prognozowania właściwości mechanicznych cementogruntu uformowanego w podłożu, zwłaszcza w zależności od rodzaju i stanu wzmacnianego gruntu, ilości i rodzaju wprowadzonego spoiwa hydraulicznego, czasu wiązania oraz szerokiego spektrum pozostałych czynników (np. wilgotności gruntu, pH środowiska, agresywności wody, warunków wiązania, zanieczyszczenia gruntu, itp.). Zagadnienia te mają bardzo duże znaczenie praktyczne, ponieważ decydują zarówno o bezpieczeństwie podejmowanych robót jak i mają wpływ na konkurencyjność wdrażanej technologii w porównaniu do innych rozwiązań geotechnicznych. Podobnie ważnym problemem technologicznym jest zapewnienie odpowiedniego stopnia wymieszania gruntu ze spoiwem w podłożu w celu osiągnięcia jak najlepszej jednorodności cementogruntu. Rozpracowanie tego zagadnienia wymaga prowadzenia obserwacji przebiegu i skuteczności mieszania w warunkach polowych, ponieważ modelowanie procesu mieszania gruntu w małej skali nie daje, jak się okazuje, reprezentatywnych wyników.

Podjęte zadania badawcze wymagają zrealizowania stosunkowo szerokiego, ale jednocześnie ograniczonego programu wybranych badań eksperymentalnych, obejmującego doświadczenia laboratoryjne i polowe. Szczególny nacisk położono na ustalenie korelacji pomiędzy wynikami badań wykonanych na próbkach cementogruntu wymieszanych w warunkach laboratoryjnych z wynikami badań cementogruntu uformowanego *in situ* i pobranego na budowie. Oczekuje się, że ustalone korelacje pozwolą na optymalizację krajowych zastosowań technologii DSM ze względu na lepsze dostosowanie procesu mieszania oraz rodzaju i ilości spoiwa do typowych gruntów występujących w Polsce.

Tezy rozprawy sformułowano następująco:

- 1) *Prognozowanie wytrzymałości cementogruntu formowanego in situ metodą wglębnego mieszania na mokro na podstawie badania pilotowych próbek gruntu pobranych na budowie i wymieszanych w warunkach laboratoryjnych ze spoiwem hydraulicznie czynnym wspomaga racjonalne projektowanie, ale wymaga uwzględnienia eksperymentalnie wyznaczonych współczynników korekcyjnych.*
- 2) *Optymalizowanie procesu wglębnego mieszania gruntu in situ pod kątem zmniejszenia rozrzutu wytrzymałości cementogruntu wymaga kontroli włożonej pracy mieszania i uzasadnia potrzebę wprowadzenia odpowiedniego kryterium porównawczego.*

Zakres przedłożonej rozprawy obejmuje sześć rozdziałów, w tym niniejsze wprowadzenie, jeden załącznik oraz spis literatury.

W rozdziale drugim przedstawiono aktualną praktykę wykonawczą i wyciągnięto wnioski na temat stosowanej w Europie, ze szczególnym uwzględnieniem Polski, technologii wglębnego mieszania gruntu na mokro. Podano ogólne charakterystyki używanego sprzętu i opisano stosowane układy kolumn oraz procesy mieszania, wyszczególniając najważniejsze parametry produkcyjne. Przedstawiono także możliwości w zakresie

kontroli kolumn DSM w czasie formowania i po ich wykonaniu. Dla ilustracji zamieszczono szczegółowe dane o pięciu wybranych projektach zrealizowanych w Polsce, które obejmują zróżnicowane zastosowania technologii DSM.

W rozdziale trzecim zebrano opublikowane wyniki podstawowych badań właściwości cementogruntu, które stanowią zarówno materiał poznawczy jak i odniesienie do wykonanych badań własnych. Uwzględniono wpływ rodzaju i ilości użytego spoiwa hydraulicznego, rodzaju i stanu gruntów, procesu mieszania i warunków wiązania cementogruntu. Oparto się głównie na badaniach wykonanych w Japonii, gdzie metoda mieszania na mokro ma największą tradycję i gdzie wykonano jak dotąd najwięcej badań o charakterze podstawowym, oraz w USA. Porównywalne doświadczenia polskie z cementogruntem formowanym metodą DSM praktycznie nie istnieją (więcej badań dotyczy cementogruntu formowanego metodą iniekcji strumieniowej). Należy jednocześnie wyjaśnić, że tematyczny zakres przedstawionych badań obcych jest z oczywistych powodów szerszy od zrealizowanego programu badań własnych, który trzeba było dostosować do możliwości badawczych. Biorąc jednak pod uwagę aktualny stan badań i potrzeby w Polsce autorka wyszła z założenia, że zamieszczenie tych informacji będzie przydatne dla szerszego grona czytelników rozprawy.

Rozdział czwarty obejmuje własne badania podstawowe, które wykonano na próbkach cementogruntu wymieszanych i przygotowanych w warunkach laboratoryjnych. Badania zrealizowano w specjalnie do tego celu przystosowanym laboratorium w celu zgromadzenia możliwie szerokiego materiału eksperymentalnego i porównawczego. Uwzględniono zróżnicowane grunty i spoiwa hydrauliczne oraz skupiono się na badaniu wpływu szeregu istotnych czynników, które mają wpływ na wytrzymałość i ściśliwość cementogruntu, takich jak: ilość domieszanego spoiwa, czas wiązania, wilgotność początkowa gruntu, zawartość części organicznych, zakwaszenie (pH) wody, zawartość czynników agresywnych i zanieczyszczeń ropopochodnych oraz wymiar i kształt badanych próbek. Wytrzymałość cementogruntu badano głównie w warunkach jednoosiowego ściskania, podobnie jak dla betonu, oraz w małym zakresie w aparacie trójosiowego ściskania.

W rozdziale piątym zamieszczono wyniki badań polowych, które wykonano na 6 różnych budowach w Polsce, co pozwoliło na uwzględnienie wpływu zróżnicowanych warunków gruntowych oraz zmiennych parametrów technologicznych mieszania gruntu na mokro, w tym m.in. pracy mieszania oraz ilości i gęstości pompowanego zaczynu. Wykorzystano wyniki badań kontrolnych wykonanych w ramach odbioru poszczególnych budow oraz przeprowadzono własne badania uzupełniające. Uwzględniono próbki cementogruntu pobranego ze świeżo wykonanych kolumn, próbki rdzeniowe oraz próbki wycięte z odkopanych fragmentów kolumn. Uzyskane wytrzymałości i ściśliwości cementogruntu, badane pod kątem wpływu różnych czynników, porównano z odpowiednimi badaniami laboratoryjnymi. Wykorzystano również wyniki próbnego obciążenia pojedynczej kolumny DSM do oszacowania modułu ściśliwości całej kolumny za pomocą wstecznej analizy MES.

W rozdziale szóstym zawarto podsumowanie rezultatów pracy doktorskiej, a na końcu rozprawy zamieszczono spis wykorzystanej literatury.

W załączniku zamieszczono propozycję praktycznego kryterium oceny uzyskanej wytrzymałości cementogruntu w warunkach polowych, którego aplikację

zademonstrowano na przykładzie wybranego wiaduktu autostrady A1, posadowionego na kolumnach DSM.

Należy podkreślić, że podjęte zadania badawcze nie były dotąd przedmiotem prac naukowych w Polsce.

ROZDZIAŁ 2

Praktyka wykonawcza

2.1 Charakterystyka maszyn do mieszania gruntu na mokro

Typowy zestaw sprzętu do mieszania w głębego na mokro obejmuje stację przygotowania i podawania zaczynu (rys. 2.1), na którą składają się: silosy, zbiornik na wodę, mieszalnik, zbiornik zaczynu, pompa i agregat prądowórczy, oraz wiertnicę wyposażoną w specjalistyczne mieszadło pojedyncze lub wielokrotne (rys. 2.2). Zaczyn podawany jest ze stanowiska stacji mieszania do urządzenia mieszającego za pomocą węży tłocznych. Mieszalniki mogą być tradycyjne lub strumieniowe, charakteryzujące się bardzo dużą wydajnością. Mieszanie zaczynu jest sterowane ręcznie lub komputerowo. Do typowych wiertnic używa się pomp o wydajności od 0,08 do 0,25 m³/min.



Rys. 2.1 Stacja przygotowania i podawania zaczynu.



Rys. 2.2 Wiertnica z pojedynczym mieszadłem.

Maszyny stosowane w Europie do wglębnego mieszania gruntu na lądzie mają od 1 do 4 żerdzi wiertniczych, które są utrzymywane równoległe za pomocą poprzecznicy rozmieszczonej na ich długości. W niektórych rozwiązaniach poprzecznice mają regulowaną długość, co pozwala wykonywać rozsunięte lub zachodzące na siebie kolumny, korzystne przy realizacji ścian lub bloków z cementogruntu.

Konstrukcja mieszadeł używanych w różnych metodach mieszania wglębnego na lądzie dostosowana jest do celu stabilizacji gruntu, momentu obrotowego maszyny i rodzaju gruntu. Ponieważ nie ma uniwersalnego kształtu mieszadła dla wszystkich rodzajów gruntu konieczne są modyfikacje konstrukcji standardowych, które często przeprowadza się na budowie oceniając bezpośrednio skuteczność procesu mieszania. Ogólnie można jednak wyróżnić dwie podstawowe grupy rozwiązań konstrukcyjnych, a mianowicie mieszadła z belkami poprzecznymi oraz mieszadła w postaci świdra talerzowego. Mieszadła pierwszej grupy wyposażone są w kilka rzędów poprzecznych belek lub płatów, zlokalizowanych w dolnej części żerdzi wiertniczej, które są przesunięte względem siebie i mają różne ustawienia katowe. Elementy rozluźniające grunt mają dodatkowo zęby i pokryte są trudno ścieralnymi osłonami. Na końcu żerdzi znajduje się zwykle krótki element prowadzący oraz otwór wylotowy zaczynu. Przykłady belkowych mieszadeł pojedynczych i sprzężonych pokazano na rysunku 2.3.



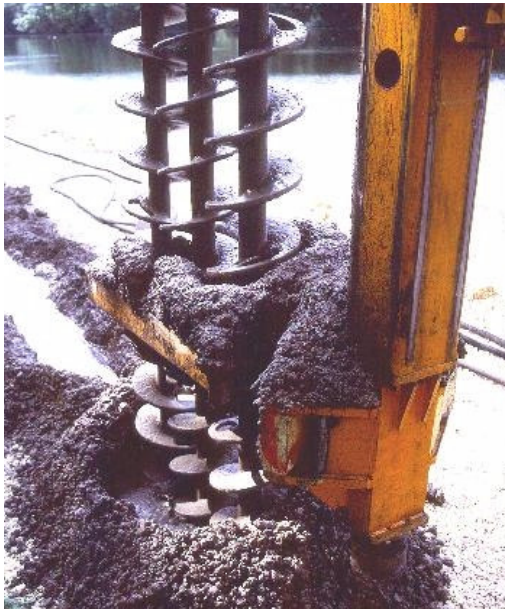
(a)



(b)

Rys. 2.3 Mieszadła belkowe: (a) pojedyncze o średnicy 0,8 m, (b) sprzężone 2x0,7 m (Keller Polska).

Mieszadła drugiej grupy są zawsze sprzężone i przypominają typowe świdry, przy czym talerze mogą być umieszczone na żerdzi wiertniczej z przerwami, co pozwala na wykonywanie kolumn zachodzących na siebie, lub w sposób ciągły. Proces mieszania jest wspomagany przeciwnym kierunkiem obrotów sąsiednich żerdzi, dzięki czemu eliminuje się niekorzystne zjawisko „obracanego korka” z gruntu, jaki często tworzy się w przypadku pojedynczego mieszadła i bardzo spoistych gruntów. Wzrasta też oczywiście wydajność mieszania. Przykładowe mieszadła tej grupy pokazano na rysunku 2.4.



(a)



(b)

Rys. 2.4 Sprzężone mieszadła talerzowe: (a) trzy ciągłe świdry o średnicy 0,55 m (Bauer Spezialtiefbau), (b) cztery krótkie świdry o średnicy 0,5 m (Bachy-Soletanche).

W tabeli 2.1 zestawiono dla porównania najważniejsze parametry techniczne wybranych metod mechanicznego mieszania na mokro, które są najczęściej stosowane w Europie.

Warto także nadmienić, że w Japonii opracowano kilka specjalnych metod mieszania na mokro, m.in. CDM-LODIC (Low Displacement and Control) oraz CDM-Column 21. W metodzie CDM-LODIC ograniczono poziome przemieszczanie gruntu w otoczeniu mieszanej kolumny dzięki niewielkiej spirali umieszczonej wzdłuż całej żerdzi wiertniczej, która służy do pionowego transportu części gruntu na powierzchnię. Dzięki temu systemowi możliwe jest wykonywanie kolumn w bezpośrednim sąsiedztwie ścian oporowych lub konstrukcji podziemnych, bez ich narażania na działanie dodatkowego parcia gruntu. Natomiast maszynę CDM-Column 21 wyposażono w dwie podwójne głowice tnąco-mieszające nowej generacji, której belki wewnętrzne obracają się w przeciwną stronę niż pałkowe ramy zewnętrzne. W efekcie uzyskano bardzo wysoki stopień wymieszania zaczynu z gruntem. W przypadku belkowych mieszadeł pojedynczych wprowadzono również dodatkową i nieco dłuższą belkę, która nie obraca się razem z żerdzią wiertniczą. Dzięki temu znacznie ograniczono oblepianie się gruntów spoistych dookoła mieszadła. Podobne rozwiązanie wdrożono również w Polsce.

Tabela 2.1 Charakterystyka firmowych metod mieszania na mokro, najczęściej stosowanych w Europie.

Specyfikacja techniczna	COLMIX (Bachy-Soletanche)	Bauer	Keller
Liczba mieszadeł	2, 3, 4	3 (możliwe 1)	1, 2
Średnica mieszadła [m]	0,23-0,75 : 2 0,36-0,50 : 3 0,50-0,75 : 4	0,37 × 3 0,55 × 3 0,88 × 3	0,6-1,2 : 1 0,7-0,9 : 2
Realistyczna głębokość mieszania [m]	20	10,5 : 3 × 0,37 15,7 : 3 × 0,55 25,0 : 3 × 0,88	20 : 1 12 : 2
Prędkość liniowa Penetr. / Wyciąganie [m/min]	P: 0,8 W: 1,0	P: 0,2-1 W: 0,7-1 (5)	P: 0,3-1,0 W: 0,7 - 1,0
Prędkość obrotowa Penetr./ Wyciąganie [obr/min]	8-30	20-40 (80)	P: 15-25 W: 40-80
Podawanie zaczynu podczas Penetracji / Wyciągania	P (+W), w ilach ewentualne ponawianie mieszania	P i/lub W, P (30-50%), ew. ponawianie mieszania	P + W, zmienne natężenie, 2-3 krotne ponawianie mieszania
Wskaźnik W/C (Woda/Cement)	0,7 -2,5	0,6-2,5	0,6-1,2
Powierzchnia mieszania (max.) [m ²]	0,08-0,95 :2 0,29-0,57 :3 0,76-1,60 :4	0,44: 3×0,37 0,94: 3×0,55 2,35: 3×0,88	0,50: 1 × 0,80 1,13: 1 × 1,20 0,70: 1 × 0,70
Zużycie suchego spoiwa [kg/m ³]	100-550	80-500	250-450
Wydajność mieszania (na zmianę)	100-300 mb	30-300 m ³	75-120 m ³

W metodzie wgłębnego mieszania gruntu na mokro spoiwo podawane jest w formie zaczynu. Specjalne mieszadło, napędzane odpowiednią głowicą obrotową, wkręca się w grunt przy udziale docisku maszyny. Wiercenie odbywa się bez wstrząsów i jest wspomagane wypływem zaczynu z dyszy wylotowej znajdującej się na końcu żerdzi wiertniczej. Belki lub talerze mieszające, rozmieszczone na końcu lub wzdłuż żerdzi, rozcinają i rozdrabniają grunt, mieszając go z zaczynem (rys. 2.5). Po osiągnięciu projektowanej głębokości mieszadło obraca się w miejscu w celu lepszego wymieszania kolumny. Od tego momentu następuje faza formowania kolumny, polegająca na kontrolowaniu wypływu zaczynu i podnoszeniu obracającego się mieszadła do góry. Po wykonaniu podstawowego cyklu mieszania „w dół i do góry” możliwe jest także dodatkowe wymieszanie kolumny w kierunku pionowym poprzez kolejne pogrążenie i podciągnięcie mieszadła (tzw. faza homogenizacji kolumny). Pompowaniu zaczynu do gruntu towarzyszy wydobywanie się urobku na powierzchnię.



Rys. 2.5 Mieszanie wglębne gruntu za pomocą pojedynczego mieszadła belkowego.

Typowy cykl wykonawczy mieszania wglębnego obejmuje: pozycjonowanie mieszadła ponad wybranym punktem, zerowanie systemu rejestrującego, fazę penetracji mieszadła w grunt, sprawdzenie poziomu warstwy nośnej (łącznie z ewentualnym wzmocnieniem gruntów na styku warstwy słabej i nośnej), fazę formowania kolumny i podciągania mieszadła, ewentualną fazę homogenizacji kolumny oraz przestawienie maszyny na nowy punkt roboczy. Dla zastosowań na lądzie poszczególne punkty mieszania tyczy się zwykle geodezyjnie. W projektach morskich oraz w specjalnych aplikacjach lądowych można wykorzystać do tego celu również system pozycjonowania satelitarnego GPS.

Podczas zagłębiania mieszadła w podłoże pompuje się zaczyn, co zmniejsza opór gruntu i przyspiesza penetrację. Zwykle pompuje się w tej fazie od 50% do 100% całej objętości zaczynu. Dzięki umieszczeniu dyszy wylotowej poniżej belek poprzecznych zaczyn z gruntem miesza się co najmniej dwa razy, tj. w czasie penetracji i podciągania mieszadła. Po osiągnięciu projektowanej głębokości następuje weryfikacji oparcia stopy kolumny w strefie gruntu nośnego (dla kolumn stojących), czemu powinna odpowiadać wyraźna zmiana prędkości penetracji mieszadła i momentu obrotowego żerdzi wiertniczej. Na granicy warstw gruntu słabego i nośnego belki lub talerze mieszające powinny dodatkowo przejść w górę i w dół lub przez chwilę obracać się na tej samej głębokości przy kontynuowaniu podawania zaczynu, co ma zapewnić odpowiednie wzmocnienie strefy oparcia kolumny w warstwie nośnej. Przy przechodzeniu mieszadła przez zwarte grunty stosuje się także częściowe podciąganie żerdzi dla ograniczenia ryzyka zablokowania mieszadła w podłożu. Wyciąganie mieszadła do góry może być schodkowe lub ciągłe, a proces mieszania można powtarzać kilkakrotnie. Podciąganie i pogrążanie mieszadła na pełnej długości kolumny pozwala na osiągnięcie wyższego stopnia wymieszania gruntu z zaczynem oraz poprawia jednorodność kolumny w gruntach uwarstwionych. Typowe prędkości penetracji/podciągania mieszadła wynoszą od 0,3 do 1,0 m/min, a prędkość obrotowa od 20 do 100 obr./min (por. tabela 2.1).

2.2 Typowe układy kolumn

W zależności od przeznaczenia wglębnego mieszania, właściwości podłoża gruntowego, obliczeń statycznych i kosztów wzmocnienia stosowane są w praktyce różne układy kolumn w celu uzyskania pożądaných rezultatów oraz dzięki możliwości wykonania kolumn pojedynczych, połączonych lub nawet częściowo zachodzących na siebie. Najczęściej spotykane układy kolumn obejmują:

- **Układy kolumn pojedynczych**

W tym sposobie wzmocnienia kolumny wykonywane są zwykle w siatce kwadratowej lub trójkątnej, a każda kolumna wraz z otaczającym ją gruntem tworzy „komórkę jednostkową” (rys. 2.6 a,b). Ten rodzaj wzmocnienia jest zazwyczaj stosowany, gdy głównym celem wglębnego mieszania jest redukcja osiadania dużych powierzchni, a w pewnych przypadkach również zwiększenie nośności podłoża. Przykładami obiektów wzmocnianych w ten sposób są nasypy drogowe i kolejowe oraz posadzki hal przemysłowo-handlowych.

Modyfikacją układu kolumn pojedynczych są grupy kolumn w kontakcie (rys. 2.6 k,l). Ten sposób wzmocnienia może być wykorzystany do posadowienia nasypów i fundamentów obiektów inżynierskich w celu redukcji osiadania i/lub zwiększenia nośności podłoża.

- **Układ ścian(y)**

Ściany mogą być zbudowane ze stycznych lub zachodzących na siebie kolumn (rys. 2.6c,d). Zachodzenie kolumn poprawia szczelność ściany i jest ważne przede wszystkim przy wykonywaniu przesłon/przegród przeciwfiltracyjnych. Pojedyncze ściany są zwykle stosowane przy zabezpieczaniu wykopów i wykonywaniu przegród. Kolumny przenoszące zginanie wymagają zbrojenia stalowymi profilami, które wprowadza się w świeżo wykonane kolumny. Układy równoległych ścian, wykonywane prostopadle do oczekiwanej powierzchni poślizgu oraz ściany z przyporami (rys. 2.6 e,g) wykorzystuje się w celu zwiększenia stateczności skarp i zboczy oraz przejęcia sił ścinających i poziomych.

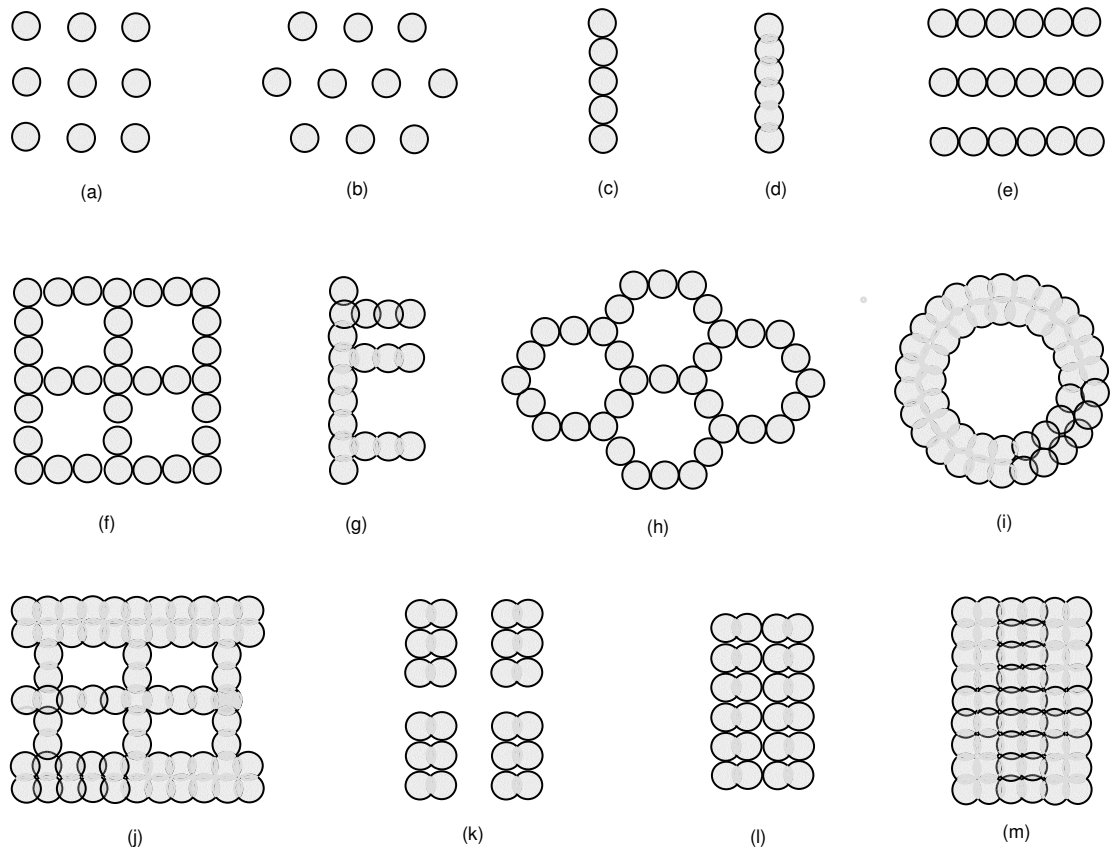
- **Układy kratowe**

Kratowe układy wzmocnienia są rozwiązaniem pośrednim pomiędzy ścianami i pełnym blokiem. Można w ten sposób tworzyć różne ruszty, połączone komórki, pierścienie lub kratownice (rys. 2.6 f,h,i,j). Kolumny mogą być styczne lub mogą zachodzić na siebie, a podstawowy układ „kraty” stymuluje ich współpracę. Cechą wspólną różnych form układu kratowego jest pozostawienie niewzmocnionego gruntu wewnątrz każdej komórki „kratownicy”, co wpływa na ekonomiczność tego sposobu wzmocnienia podłoża. Układy kratowe są często wykorzystywane do ochrony gruntu przed upłynieniem w strefach oddziaływania sejsmicznego oraz w konstrukcjach morskich, a także w fundamentowaniu obiektów inżynierskich (jak np. podpory wiaduktów drogowych).

- **Układ blokowy**

W blokowym sposobie wzmocnienia chodzi o objętościowe wymieszanie gruntu i utworzenie możliwie pełnego bloku ze stycznych lub częściowo zachodzących na siebie kolumn, jak pokazano na rysunku 2.6m. Układ taki pozwala osiągnąć najbardziej stabilne wzmocnienie, ale jego koszt jest z reguły wysoki w porównaniu z innymi typami

wzmocnienia. Układ blokowy jest najczęściej wykorzystywany do formowania masywnych systemów oporowych, zwłaszcza w budownictwie morskim, oraz do posadowienia silnie obciążonych fundamentów pojedynczych.

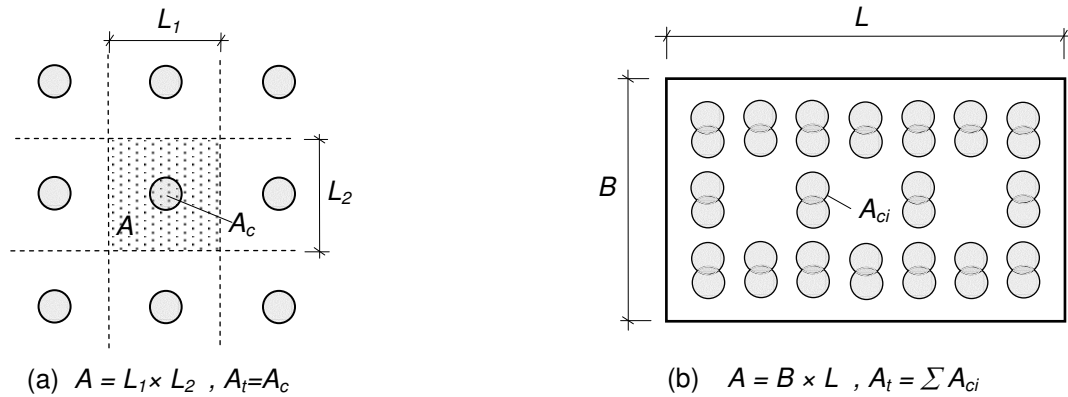


Rys. 2.6 Typowe układy kolumn: (a, b) kolumny pojedyncze w siatce kwadratowej i trójkątnej, (c) ściana z kolumn stycznych, (d) ściana z kolumn zachodzących na siebie, (e) ściany styczne, (f) ruszt z kolumn stycznych, (g) ściana z kolumn zachodzących na siebie wraz z przyporami, (h) komórki styczne, (i) pierścień, (j) kratownica, (k) grupy kolumn, (l) grupy kolumn w kontakcie, (m) typ blokowy (Topolnicki, 2003a).

W celu ilościowego porównania różnych układów kolumn można dla każdego szczególnego rozwiązania projektowego obliczyć procentowy udział efektywnej powierzchni wzmocnienia A_p w stosunku do powierzchni całkowitej miarodajnego obszaru wzmocnianego podłoża A , określonej według zasady pokazanej na rysunku 2.7, tzn.:

$$a_p = \frac{A_p}{A} \cdot 100\% \quad (2.1)$$

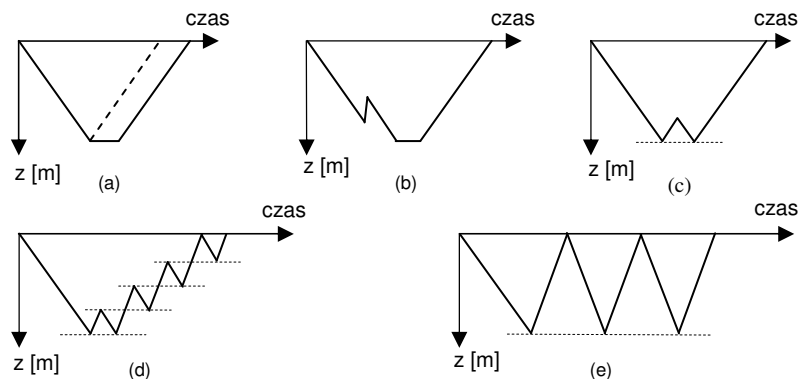
gdzie a_p jest tzw. wskaźnikiem powierzchni wzmocnienia.

Rys. 2.7 Sposób wyznaczania powierzchni wzmocnienia A_t i A do wzoru 2.1.

Dla kolumn stycznych w siatce kwadratowej maksymalna wartość wskaźnika a_p wynosi 78,5%, a dla siatki trójkątnej 90,7%. Przy rozstawie kolumn 2d, gdzie d oznacza średnicę kolumny, wskaźnik powierzchni wzmocnienia wynosi dla siatki kwadratowej 19,6% a dla siatki trójkątnej 22,7%, natomiast dla kolumn w rozstawie osiowym 3d odpowiednio 8,7% i 10,1%. Widać, że rozstaw 3d, tradycyjnie zalecany dla ograniczenia wpływu sąsiednich pali, może być również przyjęty jako praktyczna dolna granica wskaźnika powierzchni wzmocnienia. W Japonii większość zastosowań mieszania wglębnego pod nasypami charakteryzuje się wartościami a_p między 30 a 50% (ze względu na wpływy sejsmiczne), natomiast w Europie a_p wynosi najczęściej około 15 do 40%.

2.3 Parametry produkcyjne i kontrola procesu mieszania

Typowy cykl wykonawczy mieszania wglębnego obejmuje: pozycjonowanie maszyny i mieszadła ponad wybranym punktem, fazę penetracji mieszadła w grunt, sprawdzenie poziomu warstwy nośnej, łącznie z ewentualnym wzmocnieniem gruntów na styku warstwy słabej i nośnej, fazę podciągania mieszadła oraz przestawienie na nową pozycję. Najczęściej stosowane cykle wykonawcze pokazano na rysunku 2.8.



Rys. 2.8 Typowe cykle mieszania wglębnego gruntu: (a) bez lub ze wzmocnieniem stopy kolumny, (b) z podciąganiem w fazie penetracji, (c) z podciąganiem na spodzie kolumny, (d) ze schodkowym podciąganiem i opuszczaniem, (e) z pełnym podciąganiem i pogrążaniem mieszadła (Topolnicki, 2003a).

W praktyce w Polsce najczęściej stosuje się wielokrotne powtarzanie mieszania na całej długości kolumny, przy czym liczba powtórzeń zależy od rodzaju gruntu, zastosowanego systemu mieszania za pomocą mieszadła pojedynczego lub podwójnego, konstrukcji końcówki mieszającej oraz od udziału (lub braku) oddziaływania hydraulicznego w przypadku mieszania hybrydowego.

Podawanie zaczynu podczas mieszania gruntu jest kontrolowane przez operatora. Ogólnie rzecz biorąc można pompować zaczyn w każdej fazie całego cyklu mieszania. Wyróżnia się jednak dwa podstawowe sposoby, a mianowicie podawanie przeważającej objętości zaczynu w czasie penetracji mieszadła w podłoże (tzw. proces góra-dół) oraz podawanie w czasie wyciągania mieszadła (tzw. proces dół-góra). Pierwszy sposób stosowany jest przede wszystkim w aplikacjach lądowych, ponieważ obecność zaczynu zmniejsza opory wkręcania mieszadła w grunt. Korzystne jest również to, że zaczyn z gruntem miesza się co najmniej dwa razy, tj. w czasie penetracji i podciągania mieszadła. Drugi sposób przeważa w aplikacjach morskich.

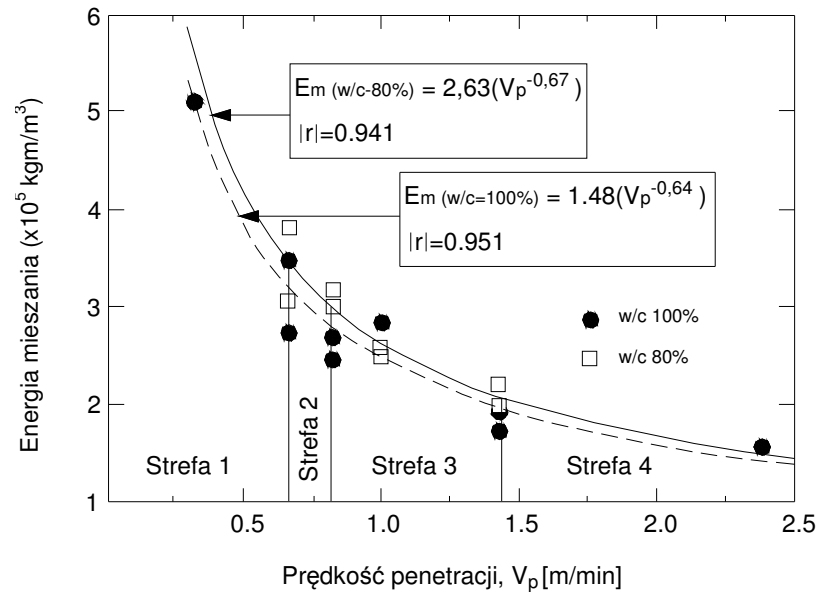
Efektywność procesu mieszania gruntu rodzimego ze spoiwem ma kluczowe znaczenie dla jednorodności i wytrzymałości wewnętrznej kolumn DSM. Stopień wymieszania zaczynu z gruntem jest jednak wypadkową wielu czynników i głównie zależy od czasu mieszania (w powiązaniu z liczbą obrotów oraz prędkością penetracji i wyciągania oraz liczbą przejść mieszadła na długości kolumny), konstrukcji mieszadła, rodzaju i stanu gruntu, gęstości zaczynu oraz, dodatkowo, od energii iniekcji strumieniowej w metodzie hybrydowej. Z tego powodu dokładne skwantyfikowanie procesu mieszania jest bardzo trudne lub nawet niemożliwe.

W Japonii podejmowano próby powiązania energii mieszania, określonej na podstawie przepływu i ciśnienia oleju w układzie hydraulicznym maszyny (Nishida i Miura, 1995, Nihida, 1996, Miura i Nishida, 1998), ze stopniem wymieszania gruntu i osiąganą wytrzymałością in situ, którą porównywano z wytrzymałością uzyskaną dla tego samego gruntu, wymieszanego z zaczynem w warunkach laboratoryjnych. Wyniki tych badań pokazano na rysunku 2.9. Energię mieszania określono z zależności:

$$E_m = \frac{10 \cdot \eta_m \cdot P \cdot Q}{V_p \cdot A_{kol}} + \frac{10 \cdot \eta_m \cdot P \cdot Q}{V_w \cdot A_{kol}} \quad (2.2)$$

gdzie:

- E_m - energia mieszania obliczona na 1 mb wykonywanej kolumny [kgm/m^3],
- η_m – współczynnik sprawności maszyny,
- P – ciśnienie oleju w układzie zasilania maszyny [kg/cm^2],
- Q – wydatek przepływu oleju w układzie zasilania maszyny [l/min],
- V_p - prędkość penetracji mieszadła w podłoże [m/min],
- V_w - prędkość podciągania mieszadła [m/min],
- A_{kol} – przekrój poprzeczny kolumny [m^2].



Rys. 2.9 Zależność energii mieszania i prędkości penetracji mieszadła (Horpibiulsuk, Miura, Nagaraj, Koga, 2002).

Badania polowe wykonano na terenie portu lotniczego Saga. Podłoże zbudowane było ze słabych i bardzo ściśliwych glin pylistych, o wysokiej wilgotności, oraz osadów morskich. Wykonano 50 kolumn o długości 7 m, co dało 26 różnych przypadków mieszania. Do sporządzenia zaczynu zastosowano cement hutniczy w ilości 80, 100 i 120 kg/m³. Prędkość obrotowa podczas mieszania wynosiła 63 obr./min, natomiast prędkość penetracji: 2.38, 1.43, 1.00, 0.83, 0.67 i 0.33 m/min, a prędkość wyciągania mieszadła 1.0 m/min. W wyniku wykonanych badań wyróżniono pod względem poszukiwania optymalnych parametrów mieszania cztery strefy pokazane na rysunku 2.9, które scharakteryzowano następująco:

Strefa 1 – obszar wysokiej energii i długiego czasu mieszania, zalecany tylko dla kolumn DSM o niskiej wytrzymałości projektowej i przy stosowaniu zawartości cementu niższej niż 80 kg/m³.

Strefa 2 – strefa nieefektywna dla kolumn DSM o wysokiej wytrzymałości projektowej, mieszanych z zaczynem o zawartości cementu 100 i 120 kg/m³. Wytrzymałość in situ wynosi od 25% do 50% wytrzymałości laboratoryjnej i ma taką samą wartość jak dla kolumn o niskiej wytrzymałości, z zawartością cementu 80 kg/m³.

Strefa 3 - strefa najbardziej racjonalnych parametrów mieszania. Jest to optymalna strefa dla kolumn o niskiej wytrzymałości projektowej, wykonywanych przy zawartości cementu 80 kg/m³, a uzyskane in situ wytrzymałości cementogruntu mieszczą się w przedziale 50% do 100% wytrzymałości laboratoryjnej. Dla kolumn o wysokiej wytrzymałości projektowej i zawartości cementu 100 i 120 kg/m³ wytrzymałość in situ jest w granicach 30% do 70% wytrzymałości laboratoryjnej.

Strefa 4 - strefa nieefektywnego mieszania; wytrzymałość in situ jest praktycznie taka sama jak dla kolumn w strefie 3, zarówno dla niskiej jak i dla wysokiej zawartości cementu.

Przytoczone dla przykładu wyniki badań polowych mogą być przydatne dla określenia optymalnych pod względem ekonomicznym i technicznym parametrów mieszania w warunkach konkretnej aplikacji. Ich praktyczne znaczenie w innych przypadkach jest jednak niewielkie ze względu na konieczność uwzględnienia specyfiki maszyny oraz aktualnych warunków gruntowych. Z tego powodu do orientacyjnego porównania intensywności różnych procesów mieszania częściej wykorzystuje się umowny wskaźnik wymieszania T , wprowadzony w Japonii dla standardowej metody CDM (CDIT, 2002). Wskaźnik ten określa całkowitą liczbę przejścia (tzn. obrotu) belek mieszających przez grunt w czasie posuwisto-obrotowego ruchu mieszadła na odcinku kolumny o długości 1 m. Wyróżnia się przy tym procesy mieszania gdzie:

- a) podawanie zaczynu następuje w czasie penetracji mieszadła w grunt, a otwór wylotowy znajduje się poniżej belek mieszających:

$$T = \Sigma M \times (R_p / V_p + R_w / V_w) \quad (2.3)$$

- b) podawanie zaczynu następuje tylko w czasie wyciągania mieszadła z gruntu a otwór wylotowy znajduje się powyżej belek mieszających:

$$T = \Sigma M \times (R_w / V_w) \quad (2.4)$$

Poszczególne symbole we wzorach (2.3) i (2.4) oznaczają: T - wskaźnik wymieszania [obr./m], ΣM - liczba belek mieszających (belka o długości równej średnicy kolumny liczy się podwójnie), R_p - prędkość obrotowa mieszadła w fazie penetracji [obr./min], V_p - prędkość liniowa penetracji mieszadła [m/min], R_w - prędkość obrotowa mieszadła w fazie wyciągania [obr./min], V_w - prędkość liniowa wyciągania mieszadła [m/min].

Na podstawie wzorów (2.3) lub (2.4) można łatwo określić wartość wskaźnika T w zależności od budowy standardowej końcówki mieszającej oraz zastosowanych parametrów mieszania R_p i R_w oraz V_p i V_w . Wartość wskaźnika T nie uwzględnia w sposób bezpośredni rodzaju i stanu gruntu. Dla metody CDM i „typowych” japońskich iłów ustalono metodą prób i porównań, że wartość wskaźnika wymieszania nie powinna być mniejsza niż $T=360$. Dla innych rodzajów gruntu oraz mieszadeł sprzężonych (np. podwójnych) lub specjalnych głowic mieszających wyposażonych w belki obracające się w przeciwnych kierunkach brak jest podobnych zaleceń. W praktyce wykonawczej wartość wskaźnika T ma jednak tylko pomocnicze znaczenie i nie może stanowić obiektywnej miary odniesienia dla różnych maszyn, końcówek mieszających i procesów mieszania.

Podstawowym parametrem produkcyjnym jest oczywiście również ilość i skład pompowanego zaczynu, które dobiera się zależnie od wymagań projektowych, biorąc pod uwagę przede wszystkim rodzaj i stan gruntu oraz docelową wytrzymałość cementogruntu (czasami w połączeniu z wodoprzepuszczalnością). Pomimo podejmowanych badań nie udało się jak dotąd opracować zadawalających metod prognozowania właściwości cementogruntu na podstawie znanych zawartości składników bazowych (gruntu, spoiwa hydraulicznie czynnego i wody). Z tego powodu w praktyce wykonawczej i projektowej dużą wagę przywiązuje się do wstępnych badań właściwości cementogruntu, otrzymanego po zmieszaniu w warunkach laboratoryjnych próbek gruntu z wybranymi spoiwami. Jest

przy tym oczywiste, że sposób przygotowania próbek, ich przechowywania i badania będzie miał wpływ na właściwości cementogruntu. Należy się również spodziewać, że cementogrunt wymieszany w warunkach laboratoryjnych będzie się różnił od cementogruntu utworzonego w warunkach *in situ*. Pomimo tych istotnych ograniczeń wstępne wymieszanie gruntu w warunkach laboratoryjnych jest w dalszym ciągu najprostszym sposobem wyboru najlepszego spoiwa oraz sprawdzenia możliwości osiągnięcia zakładanych właściwości cementogruntu. Zadaniem dla badaczy, podjętym również częściowo w ramach niniejszej rozprawy, pozostaje natomiast określenie jak najlepszych procedur badawczych i korelacji między właściwościami cementogruntu wytworzonego w warunkach laboratoryjnych oraz *in situ*.

Kontrola procesu mieszania polega na obserwowaniu przebiegu mieszania zaczynu z gruntem oraz rejestrowaniu co najmniej: czasu mieszania, głębokości penetracji mieszadła w podłoże, liczby obrotów, prędkości pogrążania i podciągania mieszadła, ciśnienia oraz objętości wpompowanego zaczynu (o zadanej gęstości). Dane te są przekazywane do pomieszczenia operatora w celu ewentualnej regulacji procesu mieszania oraz rejestrowane w postaci wydruków i zbiorów danych na nośnikach magnetycznych (por. np. Yano, 1996, Bredenberg, 1999, Burke, 2002, Hioki, 2002). Należy podkreślić, że kontrola stosowana w czasie wykonywania kolumn DSM stanowi, podobnie zresztą jak w innych zaawansowanych metodach wzmacniania podłoża, bardzo istotny składnik tej technologii.

2.4 Kontrola powykonawcza

Powykonawcza ocena jakości wykonanych kolumn DSM określana jest na podstawie wyników odpowiednich laboratoryjnych i/lub polowych badań kontrolnych. Zestawienie sposobów pobierania próbek cementogruntu do badań laboratoryjnych oraz stosowanych metod badań polowych zamieszczono w tabeli 2.3. Wybór metod weryfikacji powinien zależeć od wymagań projektowych stawianych kolumnom DSM, biorąc pod uwagę konieczną dokładność i możliwości przeprowadzenia wybranych badań oraz koszt i czas ich wykonania.

Tabela 2.3 Zestawienie metod kontroli oceny jakości kolumn wykonywanych metodą wglębnego mieszania gruntu na mokro

Badania laboratoryjne	
1. próbki pobierane na mokro	próbki pobierane ze świeżo wykonanych kolumn i z różnych głębokości
2. próbki rdzeniowe	typowo o średnicy 50 do 100 mm, pobrane po stwardnieniu kolumn
3. próbki blokowe, wycięte z odkopanych lub wydobytych kolumn	wymiary od standardowych sześcianów 150x150 mm do pełnej średnicy kolumny, pobierane po wykonaniu

Badania polowe	
1. badania penetracyjne	sondowania typu: CPT, SPT i RPT, badania presjometryczne PMT, sondowania dynamiczne DCP, inne specjalistyczne
2. próbne obciążenia i obserwacje geodezyjne (monitoring)	obciążenia próbne pojedynczych kolumn i grup kolumn, próbne obciążenia płytą, monitoring powykonawczy
3. metody geofizyczne	metody sejsmiczne, opór elektryczny
4. metody nieniszczące	badania ultradźwiękowe
5. przewiertki lub wykopy	dla obserwacji wizualnej i pobierania próbek

Ze wszystkich metod powykonawczej kontroli kolumn DSM, wymienionych w tabeli 2.3, w praktyce wykonawczej wykorzystuje się głównie: pobieranie próbek ze świeżo wykonanych kolumn (pobieranie na mokro), próbki blokowe, próbki rdzeniowe, próbne obciążenia i monitoring oraz inspekcje wizualne.

Próbki pobierane na mokro

Cementogrunt pobiera się z różnych głębokości, krótko po wykonaniu kolumn. Z wydobytego materiału formuje się kostki lub walce do późniejszych badań laboratoryjnych. Typowe narzędzie do pobierania próbek na mokro składa się z żerdzi penetracyjnej i czerpaka do pobierania odpowiedniej ilości cementogruntu. Urządzenie do pobierania próbek powinno pozwalać na pobranie próbek z reprezentatywnej warstwy gruntu i ich wydostanie bez zanieczyszczenia. Pobieranie próbek na mokro jest względnie proste i stosunkowo tanie. Zazwyczaj pobiera się próbki w każdym dniu roboczym, a następnie bada ich wytrzymałość np. po 3, 7, 14, 28 i 56 dniach wiązania, zależnie od zaleceń projektowych. Wczesne oszacowanie wytrzymałości in-situ jest bardzo przydatne do optymalizacji założeń projektowych. Pewnym mankamentem tej metody kontroli cementogruntu jest możliwość wystąpienia niewymieszanych brył gruntu, co może wpływać na reprezentatywność próbek oraz wyniki badania wytrzymałości, zwłaszcza w przypadku słabo wymieszanych kolumn. W przypadku formowania małych próbek do badań kontrolnych wszystkie grudki gruntu większe niż 10% średnicy formy powinny być odrzucone.

Próbki rdzeniowe

Próbki ze związanych kolumn DSM pobiera się za pomocą wierceń rdzeniowych. Metoda ta stosowana jest najczęściej w Japonii do sprawdzenia ciągłości i jednorodności wykonanych kolumn DSM, natomiast rzadziej w USA i w Europie. Liczba odwiertów kontrolnych zależy od objętości wzmocnionego gruntu. W przypadku konstrukcji lądowych w Japonii zwykle wykonuje się jeden odwiert rdzeniowy przez całą wybraną kolumnę dla każdego 3000 m³ wzmocnionego gruntu, po 28 dniach wiązania. Badania rdzeniowe w cementogrunie są jednak trudne do wykonania i z tego powodu kosztowne. Podczas wiercenia bardzo łatwo dochodzi do uszkodzenia próbek w postaci mikropęknięć, na co wpływa wiele czynników. Z tego powodu zaleca się stosowanie tylko wysoko specjalistycznych metod wiercenia, np. z podwójną lub potrójną koronką i specjalnymi rodzajami płuczki. Ogólnie zalecane jest pobieranie próbek rdzeniowych o średnicy większej niż 76 mm (np. 86mm, 100 mm i więcej), gdyż posiadają one zazwyczaj mniej defektów. Ponadto próbki rdzeniowe nie powinny być pobierane wyłącznie ze środka

kolumn, ale również wzdłuż całego promienia, włączając strefy zachodzenia na siebie kolumn oraz najsłabsze warstwy gruntu.

Próbki rdzeniowe umożliwiają wizualnie sprawdzenie ciągłości i jednorodności kolumn DSM. Ciągłość jest oceniana przez ustalony stopień odzyskania próbki, definiowany podobnie jak wartość wskaźnika RQD (Rock Quality Designation) dla skał jako iloraz sumarycznej długości pełno-średnicowych odcinków próbki rdzeniowej uzyskanych na długości wiercenia i wyrażany w procentach. W Japonii próbki rdzeniowe powinny osiągnąć 90% stopień odzyskania dla gruntów spoistych i 95% dla gruntów piaszczystych, podczas gdy dla każdej z osobna wydobytej próbki stopień odzyskania może być o 5% mniejszy niż wyżej wymienione wartości (Futaki i Tamura, 2002). Wymagania te są bardzo wysokie i mogą być trudne do spełnienia nawet mimo zastosowania rozwiniętych technik pobierania próbek, szczególnie w półzwartych i sztywnych glinach.

Istnieją sprzeczne opinie w literaturze na temat rzeczywistej relacji pomiędzy wytrzymałością próbek rdzeniowych w stosunku do próbek pobieranych na mokro (por. np. Bruce, 2002). Niektóre badania wskazują, że wytrzymałość próbek rdzeniowych jest wyższa niż próbek pobieranych na mokro (np. Taki i Young, 1991), jednak tylko wtedy jeżeli ich jakość jest bez zastrzeżeń, co nie jest łatwo osiągnąć w praktyce. Trudno zauważalne uszkodzenia próbek rdzeniowych mogą również wpływać na większy rozrzut wyników niż dla próbek pobieranych na mokro. Z tego powodu coraz częściej wyrażany jest pogląd, że rozwijanie metod pobierania próbek do badań laboratoryjnych powinno jednak pójść w kierunku doskonalenia metody pobierania na mokro (ta tematyka ma być m.in. przedmiotem międzynarodowego sympozjum Deep Soil Mixing w Japonii, Okinawa 2009).

Próbki blokowe z odsłoniętych lub wykopanych kolumn

Odsłonięcie kolumny DSM pozwala na bezpośrednią inspekcję wizualną kolumny, a więc na sprawdzenie jej średnicy, jednorodności i stopnia wymieszania, ocenę stref zachodzenia na siebie sąsiednich kolumn, itp. Umożliwia to także wycięcie większych próbek, np. normowych kostek 15x15x15 cm, biorąc pod uwagę różne fragmenty kolumn i kierunki ustawienia próbki. Ten rodzaj kontroli jest często ograniczony przez koszty, czas i możliwości wykonania, ale może być bardzo przydatny dla rozstrzygnięcia wątpliwości odnośnie do wyników wykonanych badań rdzeniowych lub badań penetracyjnych (np. Burke, 2001).

Badania polowe

Badania polowe kolumn DSM znajdują się jeszcze ciągle w fazie początkowej, pomimo podejmowania wielu prób. Aktualny stan zaawansowania (state-of-the-art) różnych metod badawczych zawierają m.in. publikacje: FHWA (2001), Porbaha (2002), Axelsson i Larsson (2003) oraz Porbaha i Puppala (2003).

Ponieważ niemal wszystkie metody badania kolumn in situ wywodzą się z metod stosowanych do rozpoznania podłoża gruntowego, podstawowym problemem jest szybkie nabieranie wytrzymałości przez materiał kolumny i pokonanie oporów penetracji przez urządzenie badawcze. Z tego powodu badania penetracyjne mogą być zasadniczo prowadzone tylko w kolumnach o niskiej wytrzymałości, stosowanych w specjalnych przypadkach lub krótko po wykonaniu „normalnych” kolumn, tzn. o wytrzymałości powyżej 0,5 MPa.

Badania CPT są możliwe do wykonania, gdy długość kolumny jest mniejsza niż 10 m, a wytrzymałość na ściskanie wynosi poniżej 1 MPa. Nawet wówczas może być jednak konieczne stopniowe podwiercanie w celu utrzymania stożka wewnątrz kolumny. Badania SPT i DCP są również ograniczone przez wytrzymałość powyżej około 1,5 MPa, ponadto brak jest pewnych korelacji pomiędzy wytrzymałością a liczbą uderzeń. Dla kolumn o wytrzymałości mniejszej niż 2 MPa można stosować badania statyczno-dynamiczne SPD, łączące mechaniczne sondowanie statyczne CPT i sondowanie dynamiczne. W Japonii rozwinięto również sondowanie obrotowe RPT w celu umożliwienia badania kolumn o dużej długości w uwarstwionym podłożu. Opór ścinania podczas sondowania rotacyjnego mierzony jest za pomocą czujników zainstalowanych na specjalnym wiertle. Badania presjometryczne PMT wykonywano dotąd tylko sporadycznie, głównie w celach naukowych i dla oceny wytrzymałości in-situ i modułu sprężystości.

Ważnym badaniem kontrolnym są różnego rodzaju próbne obciążenia, wykonywane z powierzchni roboczej lub z poziomego wykopu. Obciążane są najczęściej pojedyncze kolumny DSM. Jakkolwiek metoda obciążania jest podobna jak w przypadku pali wykonywanych w gruncie, to cel samego badania jest inny. Przy badaniu kolumn DSM nie dąży się bowiem do oceny granicznej nośności zewnętrznej a raczej do sprawdzenia zakładanej charakterystyki podatności kolumny, która zwykle jest elementem wzmocnienia podłoża gruntowego.

Zmodyfikowane metody geofizyczne testowane są głównie w Japonii i Szwecji w celu wyznaczenia wytrzymałości i jednorodności kolumn DSM. Metody te obejmują m.in. badania sejsmiczne (rejestracja danych wewnątrz otworu P-S), pomiary oporu elektrycznego wewnątrz wywierconego otworu oraz badania dźwiękowe. Żadna z tych metod nie jest jednak rutynowo stosowana (FHWA, 2001).

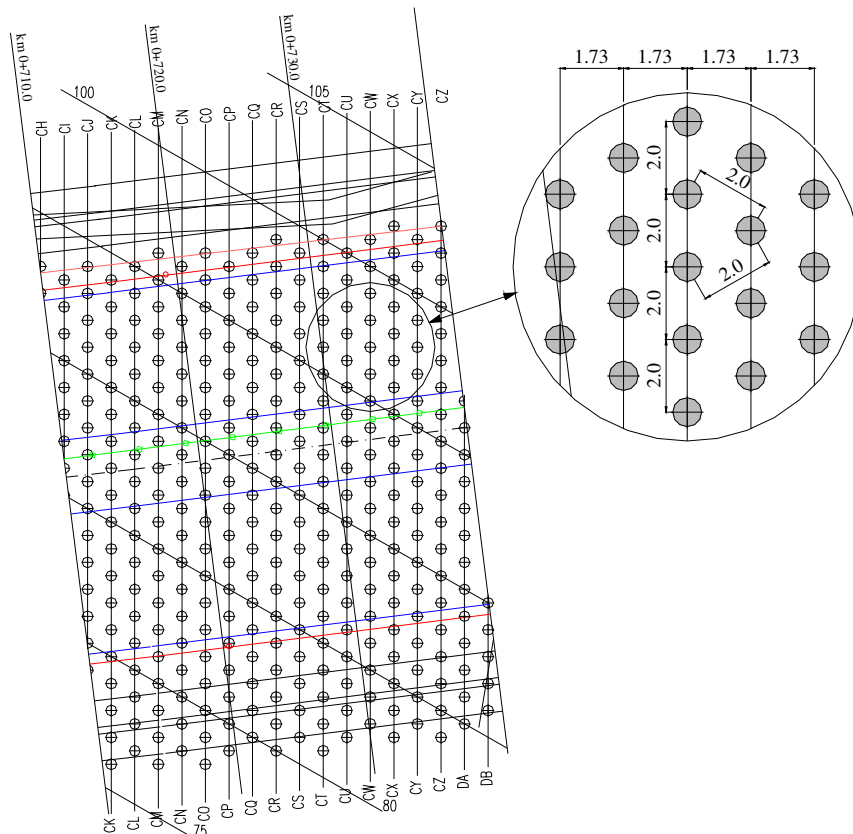
2.5 Przykładowe realizacje

Dla zilustrowania aktualnej praktyki projektowej i wykonawczej przedstawiono w sposób syntetyczny pięć wybranych przykładów zastosowania technologii w głębokiego mieszania gruntu na mokro. Wszystkie budowy zaczerpnięto z praktyki polskiej.

Trzy pierwsze przykłady przedstawiają zastosowanie w głębokiego mieszania gruntu na mokro dla posadowienia różnych obiektów inżynierskich: nasypu drogowego na gruntach organicznych w Lublinie, wielokondygnacyjnego budynku na płycie w Kielcach oraz podpór wiaduktów drogowych wykonywanych w ramach budowy autostrady A2. Czwarty przykład obejmuje zastosowanie palisady z kolumn DSM jako obudowy wykopu wykonanego w czasie budowy Sali Koncertowej Akademii Muzycznej w Poznaniu. Przykład piąty ilustruje wykonanie przesłony przeciwfiltracyjnej z kolumn DSM w wałach rzeki Wisły.

Trasa Zielona w Lublinie

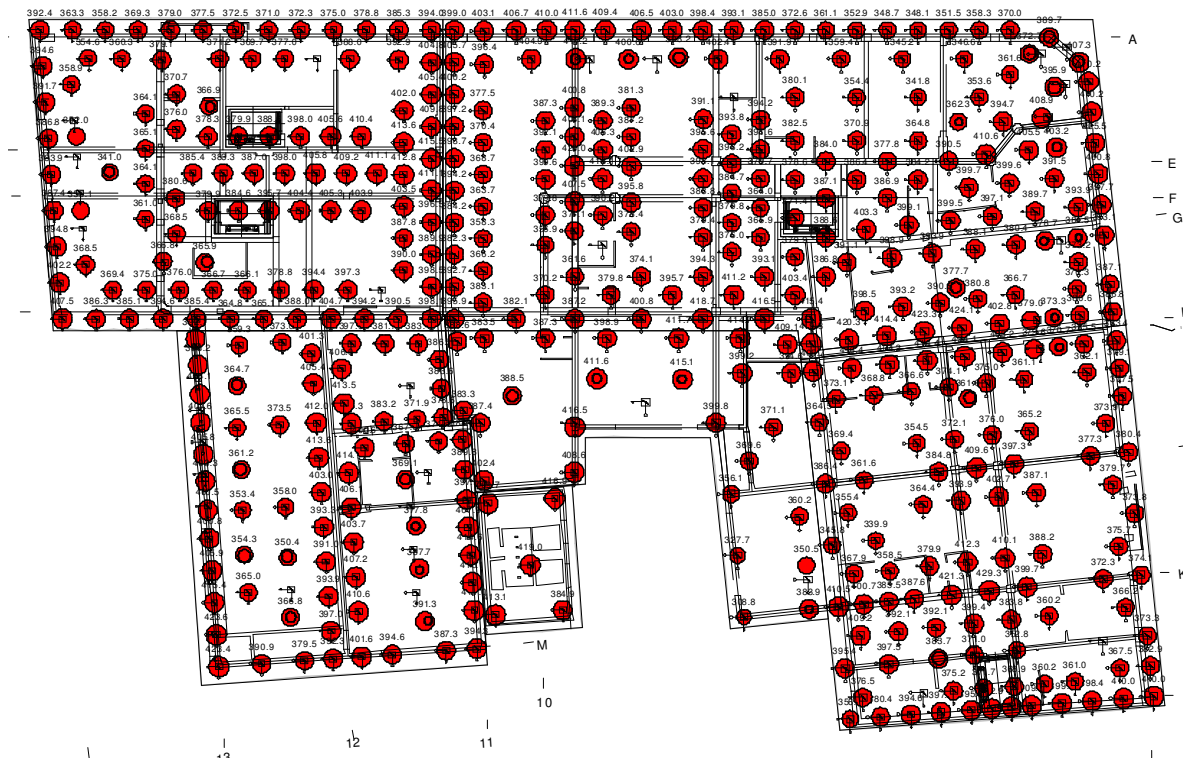
Źródło:	Keller Polska Sp. z o.o.
Lokalizacja:	Lublin
Odcinek robót/dane trasy:	długość 235 m, szerokość 44 m, 2×3 pasy ruchu
Grunty:	słabe grunty od 3 do 8 m, poniżej powierzchni terenu łąźny nasyp antropogeniczny, poniżej torfy (w=400%) i namuły (w=35%), miąższość gruntów organicznych od 1 do 4 m
Wys. nasypu i obciążenia:	1,3 do 2,5 m; użytkowe obciążenie zastępcze 30 kPa
Wymagania projektowe:	max. różnica osiadania 0,2%
Proj. napr. ściskające:	480 do 676 kPa, dla kolumny o średnicy obliczeniowej zredukowanej do 0,7 m
Kolumny DSM:	średnica 0,8 m, długość od 3 do 8,5 m, średnio 6,5 m; łącznie 15 538 mb
Układ kolumn:	siatka trójkątna, rozstaw osiowy 2 m,
Wytrzym. proj. na ściskanie:	1,5 MPa dla ściskania jednoosiowego (z poziomem ufności 90%)
Spoiwo i zużycie:	cement CEM III/A, 350 kg/m ³ ,
Wzmocnienie nasypu:	2 warstwy georusztu Tensor 30 i 20 kN/m, oddzielone 30 cm warstwą kwalifikowanego kruszywa



Rys. 2.10 Rozmieszczenie kolumn DSM pod korpusem drogowym Trasy Zielonej w Lublinie (Keller Polska).

Budynek wielokondygnacyjny w Kielcach

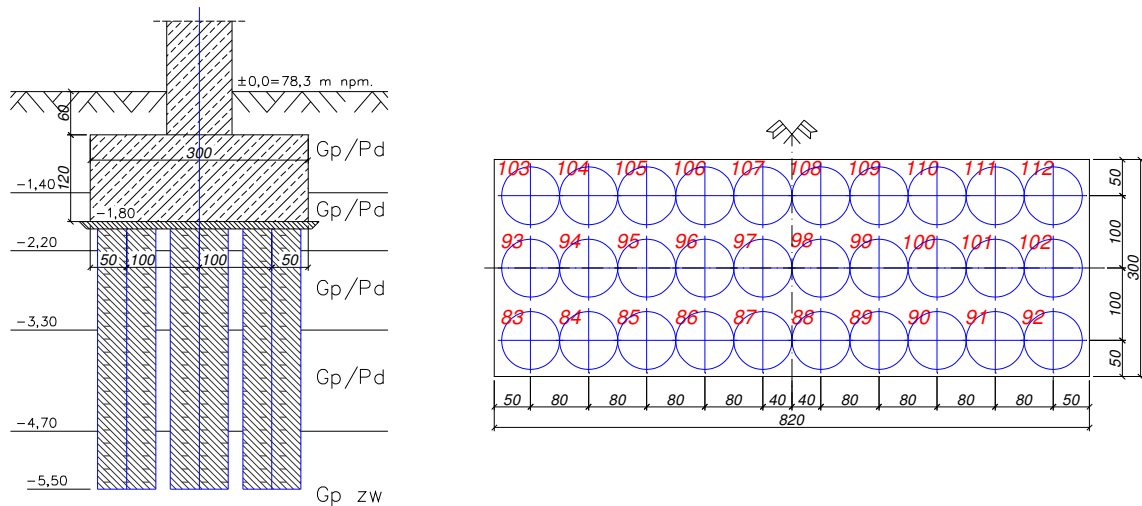
Źródło:	Keller Polska Sp. z o.o.
Lokalizacja:	Kielce
Opis budowy/robót:	wielokondygnacyjny budynek mieszkalny, kolumny pod płytą fundamentową budynku
Cel wzmocnienia gruntu:	ograniczenie i wyrównanie osiadania
Grunty:	przypowierzchniowy nasyp z różnych gruntów mineralnych, lokalnie namuły i torfy sięgające od 3,5 m do 6,7 m poniżej poziomu posadowienia płyty
Wymagania projektowe:	osiadanie dopuszczalne 30 mm
Dopuszczalne obliczeniowe obciążenie na kolumnę:	430 kN
Kolumny DSM:	średnica 0,8 m, długość od 5,5 do 9,0 m od poziomu platformy roboczej, 461 sztuk kolumn o długości łącznej 3280 mb
Układ kolumn:	dostosowany do rozkładu obciążenia na płytę
Wytrzymał. proj. na ściskanie:	1,9 MPa dla ściskania jednoosiowego, wsp. bezpieczeństwa $\eta=2,5$
Spoivo:	cement CEM III/A,



Rys. 2.11 Rozmieszczenie kolumn DSM pod płytą fundamentową budynku wielokondygnacyjnego w Kielcach (Keller Polska).

Wiadukt WD-105 w ciągu autostrady A2

Źródło:	Keller Polska Sp. z o.o.
Lokalizacja:	Poznań, autostrada A2
Opis budowy/robót:	wiadukt w ciągu autostrady, 5 podpór (P1 do P5)
Cel wzmocnienia gruntu:	ograniczenie osiadania
Grunty:	gliny piaszczyste w stanie miękkoplastycznym i plastycznym
Wymagania projektowe:	przeniesienie obciążeń na nośne warstwy gruntu, ograniczenie osiadania
Dopuszczalne charakt.	
obciążenie na kolumnę:	458 kN (dla kolumny o średnicy 80 cm)
Kolumny DSM:	średnica 0,8 m i 0,6 m, długość średnia 5,8 m, P1: 26 kolumn, P2: 30 kolumn, P3: 30 kolumn, P4: 30 kolumn, P5: 52 kolumny; łącznie 116 kolumn \varnothing 80 cm i 62 kolumny \varnothing 60 cm
Układ kolumn:	kratowy lub blokowy
Wytrzym. proj. na ściskanie:	2,3 MPa dla kolumny o śred. \varnothing 80 cm oraz 2,1 MPa dla kolumny o śred. \varnothing 60 cm, wsp. bezpieczeństwa $\eta=2,5$
Spoivo i zużycie:	cement CEM III/A 32,5 NA, 344 kg/m ³ .



Rys. 2.12 Typowe rozmieszczenie kolumn DSM (wiadukt WD-105, podpora P3).

Sala Koncertowa Akademii Muzycznej w Poznaniu

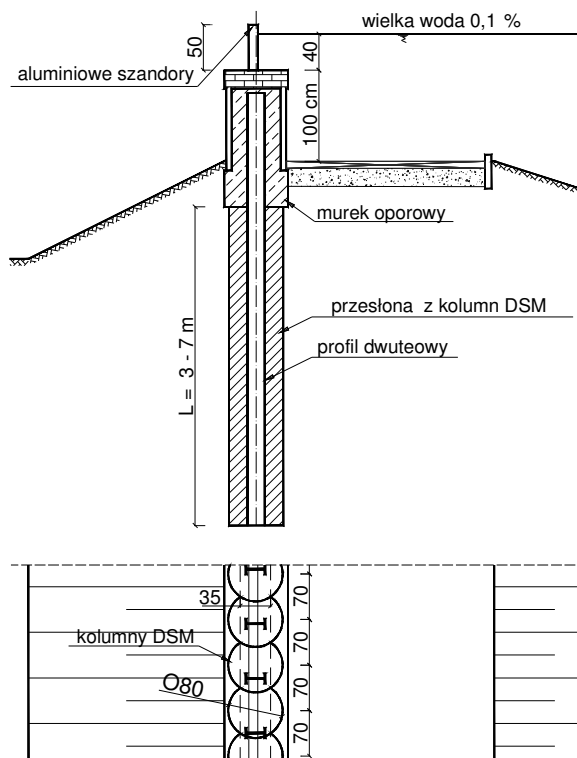
Źródło:	Keller Polska Sp. z o.o.
Lokalizacja:	Poznań
Opis budowy/robót:	wykonanie palisady z kolumn DSM jako tymczasowej obudowy wykopu o głębokości 4,5 m
Grunty:	nasypy niekontrolowane i piaski oparte na twardoplastycznych i półzwardłych glinach zwałowych
Kolumny DSM:	średnica 0,7 m, długość: 7,7m - kolumny niezbrojone oraz 7,3 m kolumny zbrojone, łącznie 248 sztuk kolumn, co druga kolumna zbrojona profilami stalowymi IPE 300
Układ kolumn:	palisada z zachodzący na siebie kolumn, wykonanych w rozstawie liniowym co 0,55 m
Wytrzymał. proj. na ściskanie:	1,75 MPa dla ściskania jednoosiowego
Spoivo:	cement CEM III/A,



Rys. 2.13 Palisada z kolumn DSM; Sala Koncertowa Akademii Muzycznej w Poznaniu.

Wały rzeki Wisły, Kraków

Źródło:	Keller Polska Sp. z o.o.
Lokalizacja:	Kraków
Opis budowy/robót:	wykonanie przesłony przeciwfiltracyjnej w obwałowaniach rzeki Wisły
Cel wzmocnienia gruntu:	ograniczenie nadmiernej filtracji oraz podwyższenie współczynnika stateczności wału
Grunty:	słabo zagęszczony korpus wału, poniżej średnio zagęszczone grunty niespoiste
Wymagania projektowe:	uzyskanie współczynnika wodoprzepuszczalności poniżej 1×10^{-8} m/s oraz wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe powyżej 0,5 MPa
Kolumny:	średnica 0,8 m, długość od 3,0 do 7,0 m, łącznie 3123 mb
Układ kolumn:	kolumny zachodzące na siebie w rozstawie 0,7 m, efektywna szerokość przesłony 0,35 m
Wytrzym. proj. na ściskanie:	0,5 MPa dla ściskania jednoosiowego
Spoiwo:	cement CEM III/A z dodatkiem bentonitu



Rys. 2.14 Przesłona przeciwfiltracyjna z kolumn DSM; obwałowanie Wisły w Krakowie.

2.6 Wnioski z praktyki wykonawczej

Przedstawione podsumowanie praktyki wykonawczej, uzupełnione szczegółowym opisem pięciu przykładowych realizacji, umożliwi wyciągnięcie następujących wniosków, które odnoszą się do stosowanej w Polsce technologii wglębnego mieszania gruntu, realizowanej przez specjalistyczne firmy geotechniczne (pomija się mało profesjonalne próby wykorzystania różnych wiertnic do mieszania wglębnego gruntu):

- Spektrum wdrożonych w kraju zastosowań technologii DSM jest już obecnie bardzo szerokie i obejmuje różnorodne przypadki wzmocnienia gruntu w celu posadowienia obiektów liniowych i kubaturowych, stabilizację skarp, zabezpieczanie wykopów budowlanych i przegrody przeciwfiltacyjne. Pokazuje to, że technologia DSM jest elastyczna w zastosowaniu i konkurencyjna oraz że znajduje rosnącą akceptację w budownictwie. W Polsce nie zanotowano jednak jeszcze żadnego przypadku zastosowania DSM w zakresie bezpośredniego oczyszczania lub ekologicznej stabilizacji zanieczyszczonych gruntów.
- Metodę wglębnego mieszania gruntu na mokro stosuje się przede wszystkim w mineralnych gruntach spoistych i piaszczystych, również z domieszkami organicznymi. (np. piaszczyste namuły). W przypadku gruntów organicznych, jak torfy i gytie, zastosowania były sporadyczne i ograniczone do przypadków, gdzie warstwy organiczne miały niewielką miąższość i występowały jako przewarstwienia gruntów mineralnych, lub gdzie możliwe było zastosowanie doziarniania gruntów organicznych.
- Maszyny używane w Polsce i przystosowane do technologii DSM wyposażone są najczęściej w pojedyncze mieszadło z poprzecznymi belkami, o średnicy od 0,6 m do 1,2 m. Zastosowanie podwójnego mieszadła ograniczone jest tylko do jednej firmy wykonawczej. Maksymalne głębokości penetracji sięgają do około 20 m.
- Typowy proces mieszania obejmuje z reguły 3 pełne cykle mieszania „górze – dół” na całej długości kolumny (w ogólności 2 do 4). Prędkości liniowe pogrążania i podciągania mieszadła zmieniają się w zakresie 0,3 do 5 m/min i zależą od rodzaju mieszanych gruntów i ich stanu. Prędkości obrotowe mieszadła powinny wynosić od 20 do 80 obrotów/min. W gruntach spoistych stosowano również hybrydowy sposób mieszania (mechaniczno-hydrauliczny).
- Najczęściej stosowanym spoiwem są cementy, a zwłaszcza cement hutniczy CEM IIIA ze względu na podwyższoną odporność na agresywne oddziaływanie środowiska gruntowego. Typowe gęstości zaczynu cementowego wynoszą od $\rho=1,45$ do $1,75 \text{ g/cm}^3$. Zużycie suchego spoiwa jest stosunkowo wysokie i wynosi od 250 do 450 kg na jeden m^3 wzmocnianego gruntu, zależnie od rodzaju i stanu gruntów oraz wymaganej wytrzymałości cementogruntu.
- Stosowane najczęściej układy kolumn DSM obejmują kolumny pojedyncze w siatce trójkątnej lub prostokątnej, ściany z kolumn stycznych lub zachodzących na siebie oraz układy kratowe i blokowe pod silnie obciążonymi fundamentami pojedynczymi.
- Kontrola wykonawstwa obejmuje z reguły automatyczną rejestrację parametrów produkcyjnych kolumn DSM oraz powykonawcze badania wytrzymałości cementogruntu. Badania wytrzymałości wykonuje się zwykle na znormalizowanych próbkach o wymiarach 150x150x150 mm, uformowanych z cementogruntu pobranego

ze świeżo wykonanych kolumn (tzw. "na mokro"). Pobierane i badane są również próbki rdzeniowe, szczególnie w przypadku wykonywania przegród przeciwfiltracyjnych oraz w sytuacjach, kiedy występuje konieczność dodatkowej kontroli cementogruntu. W niektórych zastosowaniach przeprowadza się również próbne obciążenie kolumn DSM w celu sprawdzenia zakładanej charakterystyki podatności kolumny.

- Ustalenie poziomu potrzebnej wytrzymałości cementogruntu i zakresu badań kontrolnych zależy od charakteru realizowanego projektu. Jeżeli głównym celem wzmocnienia jest redukcja osiadania nasypu lub płyty fundamentowej oraz kiedy wykonuje się dużą liczbę kolumn to wymogi jakościowe dotyczące pojedynczej kolumny mogą być z reguły łagodniejsze niż w przypadku działania dużych i skoncentrowanych obciążeń. W takich przypadkach wytrzymałość i jednorodność cementogruntu nabierają podstawowego znaczenia.
- Krajowa praktyka wykonawcza wyprzedziła usystematyzowane badania podstawowych właściwości cementogruntu. Brak jest również wytycznych w zakresie projektowania i kontroli zastosowań technologii DSM. Z drugiej strony rosnąca liczba wdrożeń i doświadczeń stwarza przesłanki do podejmowania ukierunkowanych prac badawczych, co powinno stworzyć podstawy do optymalizacji i podniesienia bezpieczeństwa zastosowań technologii DSM w Polsce.

ROZDZIAŁ 3

Właściwości cementogruntu w świetle badań obcych

Badania właściwości fizycznych i mechanicznych gruntów wymieszanych z różnymi spoiwami hydraulicznie czynnymi prowadzone są od dawna i mają bardzo bogatą literaturę. Trzeba jednak zauważyć, że zdecydowaną większość tych badań prowadzono przede wszystkim pod kątem zastosowań w drogownictwie gdzie, jak wiadomo, wdrożono różne metody powierzchniowej stabilizacji gruntów, głównie z udziałem wapna, cementu i żużli wielkopieczowych. Cechą charakterystyczną gruntów stabilizowanych do celów drogowych są stosunkowo niskie zawartości przeliczeniowe spoiwa oraz to, że mieszanie odbywa się zwykle "na sucho". Z tych względów zgromadzone doświadczenia i wyniki tych badań nie są bezpośrednio porównywalne z tematyką niniejszej rozprawy.

Nieco bliższy związek występuje natomiast w porównaniu do cementogruntu formowanego metodą iniekcji strumieniowej, zwłaszcza w systemach jedno- i dwumediowym. W Polsce pierwsze wyniki badań wytrzymałości cementogruntu pobranego z pali iniekcyjnych opublikowali Żmudziński i Motak (1995), a z ostatnich prac badawczych wymienić należy przede wszystkim rozprawy doktorskie Bzówki (2003) i Kościka (2006), także dotyczące pali iniekcyjnych. Oczywiście jeszcze bogatsza jest literatura światowa. Jednak pomimo podobieństw związanych ze stosowaniem zaczynu cementowego występuje również zasadnicza różnica w odniesieniu do sposobu formowania cementogruntu w podłożu. W przypadku iniekcji strumieniowej silnie skoncentrowany wpływ zaczynu powoduje bowiem nie tylko rozluźnienie struktury gruntu i bardzo mocną turbulencję, ale doprowadza również do wypłukania, razem z urobkiem, znacznych objętości wzmacnianego gruntu. W konsekwencji uzyskuje się bardziej jednorodny cementogrunt niż ma to miejsce w przypadku mieszania mechanicznego, które charakteryzuje metodę DSM i gdzie dąży się do ograniczenia objętości kłopotliwego urobku w postaci płynnej mieszaniny gruntu, wody i cementu.

Biorąc powyższe pod uwagę, w niniejszym przeglądzie badań obcych oparto się przede wszystkim na badaniach cementogruntu wykonanych w Japonii, gdzie - jak wspomniano - metoda wgłębnego mieszania na mokro ma najdłuższą tradycję.

3.1 Czynniki wpływające na właściwości cementogruntu

Właściwości gruntu wymieszanego z cementem metodą wgłębnego mieszania na mokro zależą od następujących czynników, które można podzielić na cztery kategorie (Tab. 3.1):

- I. Właściwości środka wiążącego (spoiwa),
- II. Właściwości wzmacnianego gruntu,
- III. Warunki mieszania,
- IV. Warunki wiązania.

Tabela 3.1 Czynniki wywierające wpływ na właściwości cementogruntu (Terashi 1997, Topolnicki, 2004).

I. Właściwości środka wiążącego	<ol style="list-style-type: none"> 1. Rodzaj i jakość spoiwa (+ ew. dodatków) 2. Skład spoiwa 3. Jakość wody technologicznej
II. Właściwości wzmocnianego gruntu	<ol style="list-style-type: none"> 1. Fizyczne, chemiczne i mineralogiczne właściwości gruntu 2. Zawartość części organicznych 3. Skład i pH wody gruntowej 4. Wilgotność początkowa 5. Granice plastyczności
III. Warunki mieszania	<ol style="list-style-type: none"> 1. Konstrukcja mieszadła 2. Sposób mieszania (cykle) 3. Ilość spoiwa, stosunek woda/cement 4. Stopień wymieszania 5. Czas mieszania
IV. Warunki wiązania	<ol style="list-style-type: none"> 1. Temperatura 2. Czas wiązania 3. Wilgotność 4. Ewentualne cykle: nawilżanie/ wysychanie, zamarzanie/ odtajanie 5. Długotrwały przyrost /spadek wytrzymałości

3.1.1. Właściwości środka wiążącego i podstawowe mechanizmy wzmocniania gruntu cementem

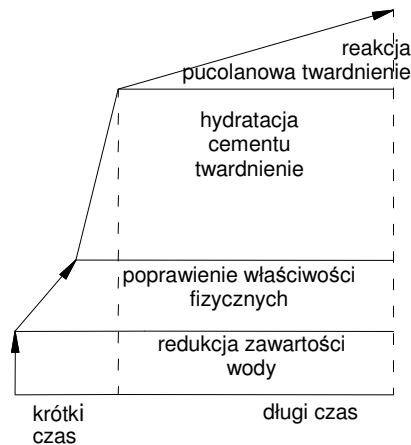
W procesie mieszania gruntu z zaczynem cementowym pierwszy produkt hydratacji, określany wzorem $C_3S_2H_x$ i w skrócie opisywany jako żel CSH, wstępnie "stabilizuje" mieszaninę. Z czasem twardnieje i w efekcie odpowiada za dużą część całkowitej wytrzymałości cementogruntu. Wyższa zawartość cementu zwiększa efekt lepkości żelu CSH i wyraźnie stabilizuje mieszaninę. Zjawisko początkowego wiązania zależy od ilości cementu oraz wody. Żel CSH, podczas twardnienia, kształtuje na powierzchni cząstek cementu uwodnione kryształy, które łączą się ze sobą i z cząsteczkami gruntu tworząc razem sztywną strukturę. Tak przebiega podstawowy proces wiązania cementogruntu.

W przypadku gruntów spoistych odpowiednia reakcja występuje na powierzchni minerałów iłu lub gliny. Gdy pH mieszaniny spada poniżej 12,6 żel CSH ulega hydrolizie i nie może już uwodnić nierozpuszczalnych soli. Pozostały żel jest tracony z naturalnego procesu wiązania cementu i wytwarza wtórne produkty, które jednak w mniejszym stopniu wpływają na końcową wytrzymałość cementogruntu. W gruntach spoistych występuje również dodatkowa reakcja pomiędzy gruntem a cementem, tzw. reakcja pucolanowa. Wodorotlenek wapnia $Ca(OH)_2$, uwalniany w procesie hydratacji cementu, wywołuje znaczny przyrost pH wody porowej. Wpływa to na zwiększenie zasadowości, co powoduje częściowe rozpuszczanie minerałów gruntu spoistego. Reakcja pucolanowa może przebiegać przez dłuższy czas, dopóki dostarczane są składniki wytwarzane przez roztwór zasadowy. Może to trwać kilka miesięcy lub lat. W reakcji pucolanowej pH wody porowej jest obniżane i kiedy spadnie poniżej 12,6 następuje zatrzymanie wiązania żelu

cementowego. Stopień, w jakim reakcja pucolanowa będzie występować, zależy od zawartości roztworu $\text{Ca}(\text{OH})_2$, składu chemicznego wody porowej i rozpuszczalności tlenku krzemu i tlenku glinu na powierzchni cząsteczek gruntu. Jeżeli woda porowa ma odczyn kwaśny, to oddziaływanie cementu będzie w większości zużyte na podniesienie odczynu pH i wyrównanie do stanu neutralnego.

Czas i szybkość zachodzenia opisanych reakcji zależą od ilości cementu wprowadzonego do gruntu. Przy niskiej zawartości cementu żel CSH, pochodzący z hydratacji cząstek cementu, gromadzi się jedynie w niewielkim ich otoczeniu i redukcja pH, spowodowana przez reakcję pucolanową, może wyprzedzić przyrost pierwotnych kryształów cementu, co prowadzi do uzyskania niskich wytrzymałości cementogruntu. Gdy zawartość cementu jest wysoka, to w procesie hydratacji wytworzona zostanie większa ilość żelu CSH a powstające kryształy będą mogły się łączyć. Wewnątrz znajdować się będą produkty cementacji z reakcji pucolanowej, tworząc jednorodną strukturę.

Opisany schemat przebiegu wiązania cementogruntu w gruncie spoistym pokazano na rysunku 3.1.



Rys. 3.1 Schemat reakcji chemicznych zachodzących w cementogrunie (CDIT, 2002).

• Ilość spoiwa

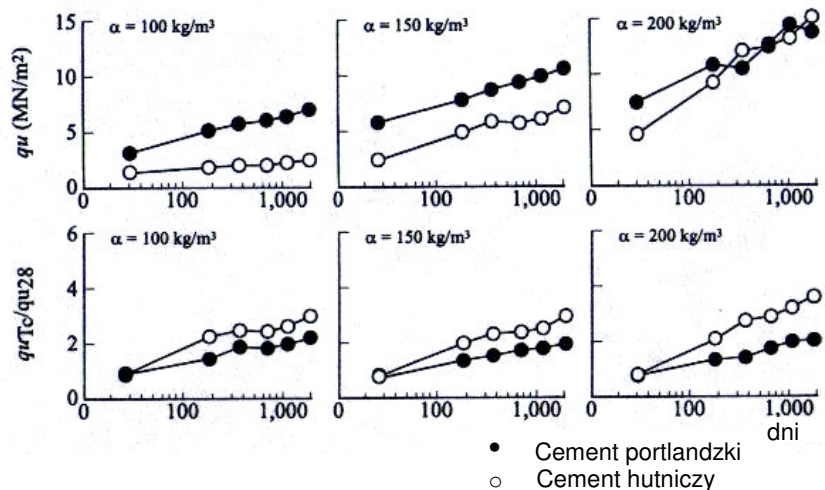
Ogólnie biorąc, wytrzymałość cementogruntu rośnie ze wzrostem zawartości spoiwa. W iłach i glinach występuje prawie liniowy przyrost wytrzymałości ze wzrostem współczynnika α [kg/m^3], definiowanego jako iloraz masy suchego spoiwa do objętości wzmacnianego gruntu. Badania laboratoryjne wykazały jednak również, że w niektórych gruntach ilastych istnieje (racjonalna) górna zawartość cementu, powyżej której poprawa wytrzymałości cementogruntu jest bardzo wolna (nieekonomiczna). W gruntach niespoistych przyrost wytrzymałości ze wzrostem α jest ponad proporcjonalny, szczególnie dla wyższych zawartości cementu. Wysoka zawartość cementu poprawia trwałość i obniża przepuszczalność cementogruntu z tym, że obniżanie przepuszczalności przez podnoszenie α nie jest racjonalne. Typowe przedziały wytrzymałości cementogruntu w zależności od ilości cementu i rodzaju gruntu podano w tabeli 3.2 (Topolnicki, 2004).

Tabela 3.2 Typowe wartości wytrzymałości w zależności od ilości cementu i typu gruntu (Topolnicki, 2004).

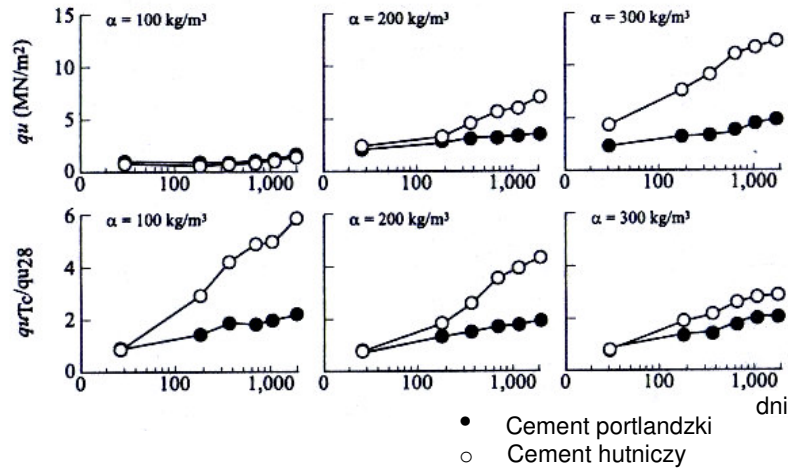
Rodzaj gruntu	Ilość cementu α [kg/m ³]	Wytrzymałość po 28 dniach q_u [MPa]
Nawodnione osady	200-400	0,1-0,4
Torfy, namuły	150-350	0,2-1,2
Miękkoplastyczne iły, gliny	150-300	0,5-1,7
Plastyczne/twpl. iły, gliny	120-300	0,7-2,5
Pyły, piaski pylaste	120-300	1,0-3,0
Piaski drobne i średnie	120-300	1,5-5,0
Piaski grube, żwiry	120-250	3,0-7,0

Saitoh (1988) przeprowadził badania dwóch rodzajów iłów morskich: iłu z Portu w Yokohamie oraz iłu z Portu w Osace, pokazując wpływ rodzaju i zawartości cementu oraz czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu wymieszanego w laboratorium. Na rysunku 3.2 porównano wytrzymałość cementogruntu wykonanego z udziałem cementu portlandzkiego i cementu hutniczego dla czasu wiązania T_c od 28 dni do 5 lat.

W przypadku iłu z Portu w Yokohamie, który miał wysoką reakcję pucolanową, cement portlandzki okazał się znacznie bardziej efektywny niż cement hutniczy. Natomiast ił z Portu w Osace, o mniejszym udziale reakcji pucolanowej, uzyskał wyższe wytrzymałości przy zmieszaniu z cementem hutniczym. Badania wykazały, że przy wyborze rodzaju cementu powinna być brana pod uwagę zdolność gruntu do zmobilizowania reakcji pucolanowej oraz że stosunek q_{uT_c}/q_{u28} jest wyższy dla cementu hutniczego, niezależnie od rodzaju badanego iłu.



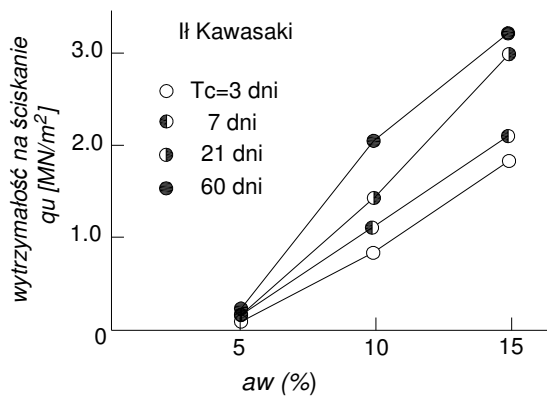
a) wytrzymałość iłu z Portu w Yokohamie zmieszanego z cementem



(b) wytrzymałość iltu z Portu w Osace zmieszanego z cementem.

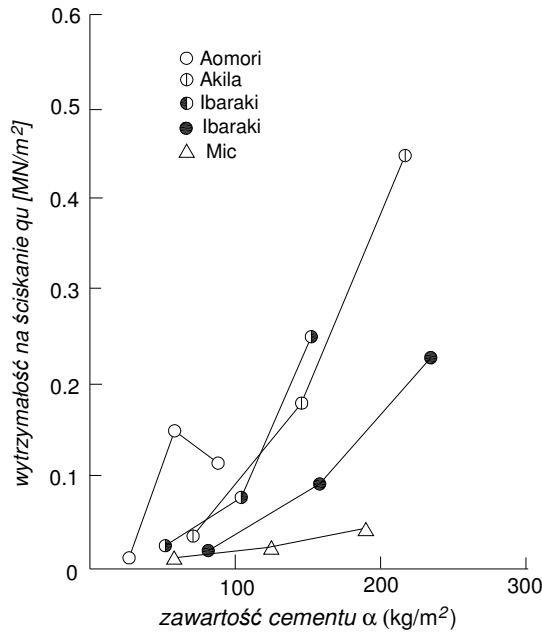
Rys. 3.2 Wpływ rodzaju i zawartości cementu na wytrzymałość cementogruntu w czasie dla dwóch różnych iltów japońskich (Saitoh, 1988).

Terashi (1980) badał wpływ zawartości cementu na wytrzymałość cementogruntu, przy czym zawartość cementu zdefiniowano jako stosunek suchej masy spoiwa do suchej masy gruntu (a_w). Ił z okolic Kawasaki, z początkową zawartością wody 120%, wymieszano w warunkach laboratoryjnych z cementem w różnych proporcjach i zbadano po 3, 7, 21 i 60 dniach wiązania. Rysunek 3.3 pokazuje, że wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe wzrasta prawie liniowo ze wzrostem zawartości cementu. Widać również, że dla uzyskania efektu wzmocnienia gruntu konieczna jest minimalna zawartość cementu (około 5%), niezależnie od czasu wiązania.



Rys. 3.3 Wpływ zawartości cementu na wytrzymałość (Terashi, 1980).

Podobne zjawisko w odniesieniu do gruntów organicznych stwierdził Babasaki (1980) - rysunek 3.4. W tego rodzaju gruntach uzyskana wytrzymałość cementogruntu jest względnie niska, ale również rośnie z podwyższaniem zawartości cementu.



Rys. 3.4 Wpływ zawartości cementu na wytrzymałość cementogruntu z udziałem gruntów organicznych (Babasaki, 1980).

• Rodzaj spoiwa

Najczęściej stosowanym spoiwem w metodzie wglębnego mieszania gruntu na mokro są różnego rodzaju cementy, a przede wszystkim cement hutniczy i cement portlandzki. Udział żużla powoduje wzrost odporności na agresywne oddziaływanie środowiska oraz opóźnia przyrost wytrzymałości. Dodatek bentonitu wykorzystywany jest w celu zwiększenia gęstości zaczynu o wysokim W/C oraz redukcji przepuszczalności cementogruntu, co stosuje się głównie przy wykonywaniu przegród przeciwnieprzepuszczalnych.

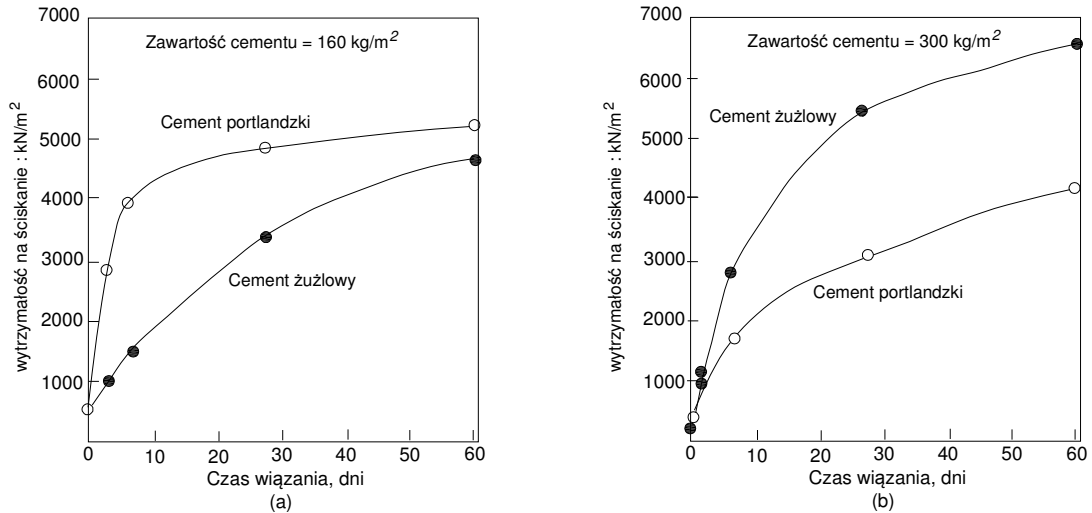
Popioły lotne, dodawane jako substytut cementu w celu redukcji kosztów wzmocnienia (min. udział cementu 25%), mają również wpływ na wyższą trwałość cementogruntu i redukują ciepło hydratacji. Problemem jest często zmienny skład popiołu oraz stabilność zaczynu.

Domieszki wapna lub gipsu stosowane są sporadycznie, zazwyczaj z powodów ekonomicznych i/lub w gruntach o wysokiej zawartości części organicznych.

Pyły wielkopieczowe wykorzystuje się do wzmocniania gruntów zawierających metale ciężkie oraz gruntów kwaśnych i nanosów.

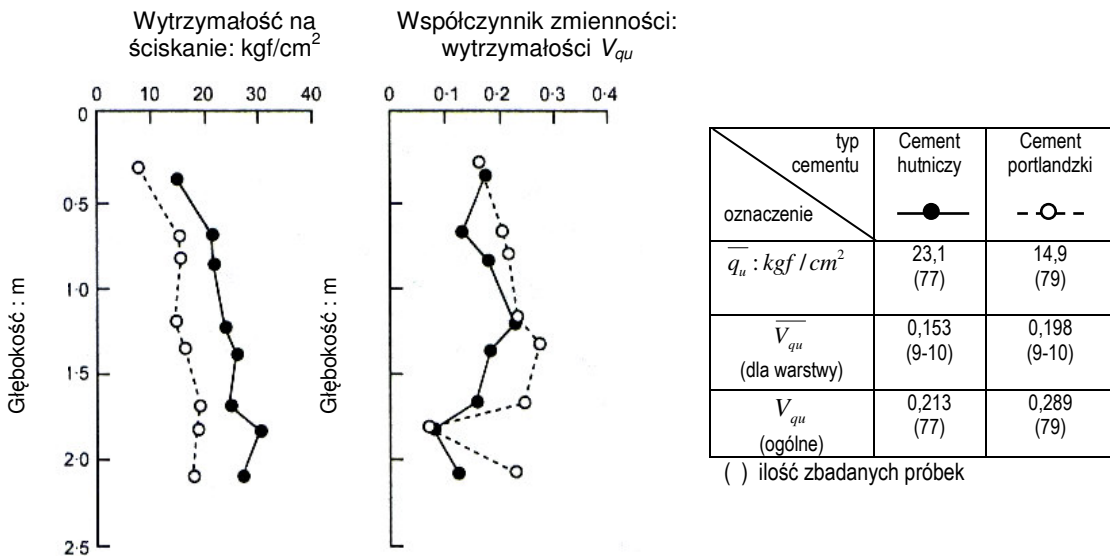
Dla specjalnych celów inżynierii środowiska wykorzystuje się różnego rodzaju opatentowane mieszanki i materiały, np. stosowany może być cement w połączeniu z krzemianami, materiałami termoplastycznymi i polimerami (Porbaha, 1998).

Kawasaki (1981) porównał wpływ wzmocnienia cementem żużlowym oraz cementem portlandzkim dwóch rodzajów japońskich gruntów, wymieszanych w warunkach laboratoryjnych. Wyniki pokazane na rysunku 3.5a dotyczą iltu z Kanagawa z obszaru Zatoki Tokijskiej, natomiast na rysunku 3.5b iltu z Sagi na Wyspie Kyushu. Wykresy pokazują, że efekt wzmocnienia silnie zależy od rodzaju gruntu i rodzaju cementu.



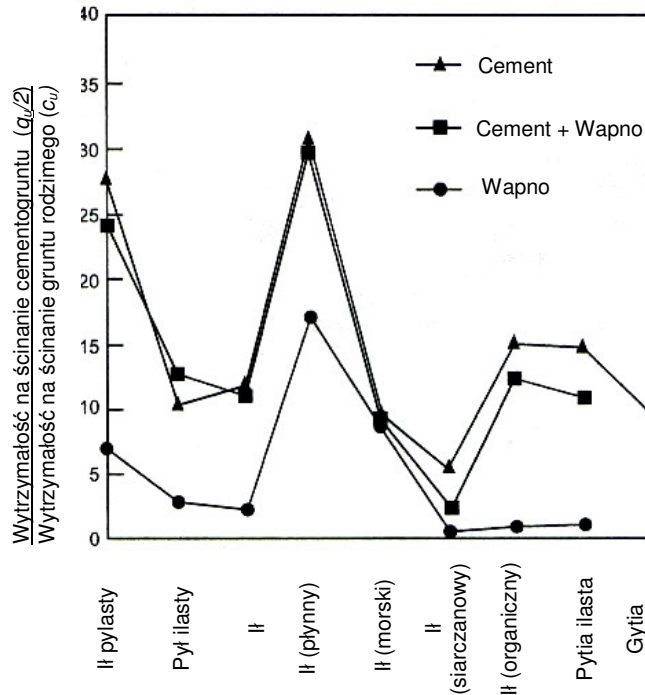
Rys. 3.5 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu dla: (a) iłu z Kanagawa, (b) iłu z Sagi (Kawasaki, 1981).

Saitoh (1990) w badaniach polowych obserwował wpływ cementu portlandzkiego oraz cementu hutniczego na wzmocnienie gruntu piaszczystego. Przeprowadzone badania wykazały, że cement hutniczy był bardziej efektywny oraz że rozrzut wytrzymałości był mniejszy. Przypisano to m.in. różnym procesom wiązania cementu z gruntem przy obecności wody gruntowej.



Rys. 3.6 Efekt stabilizacji cementem portlandzkim oraz cementem hutniczym (Saitoh, 1990). Współczynnik zmienności wytrzymałości jest stosunkiem odchylenia standardowego do wytrzymałości średniej.

Ahnberg (1995) badał w warunkach laboratoryjnych wpływ różnych spoiw na wytrzymałość na ścinanie cementogruntu formowanego z udziałem różnych gruntów. Wyniki tych interesujących badań, cytowane często w literaturze, pokazano na rysunku 3.7 (w uproszczeniu można przyjąć, że wytrzymałość na ściskanie jest dwa razy wyższa).

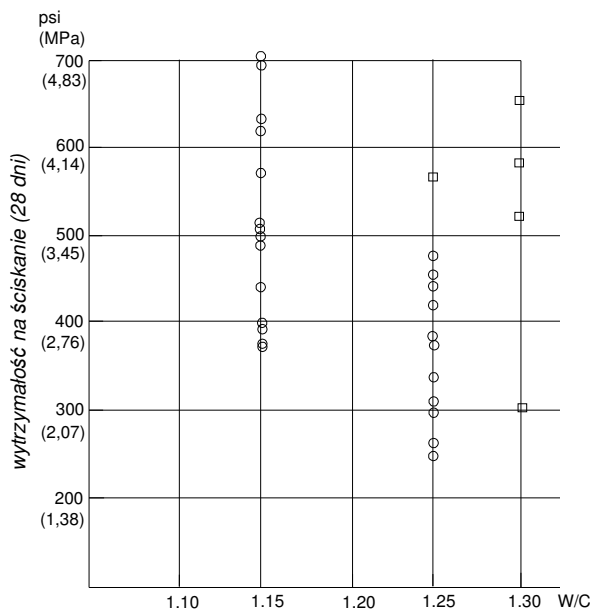


Rys. 3.7 Wpływ różnych spoiw na względną wytrzymałość na ścinanie gruntów z terenu Szwecji (Ahnberg, 1995).

• **Stosunek woda/cement**

W metodzie wgłębnego mieszania gruntu na mokro stosuje się najczęściej zaczyn cementowy o stosunku W/C (woda/cement) w przedziale od 0,8 do 1,2, przy czym rozpatrywany zakres może wynosić od 0,5 do 2,5.

Wysoki stosunek W/C obniża wytrzymałość, spowalnia przyrost wytrzymałości i obniża długookresowy wzrost wytrzymałości. Przy tej samej końcowej zawartości cementu wyższe wartości W/C obniżają wytrzymałość (rys. 3.8).



Rys 3.8 Zależność pomiędzy wytrzymałością, a stosunkiem W/C (Jasperse, 1989).

3.1.2 Właściwości podłoża gruntowego

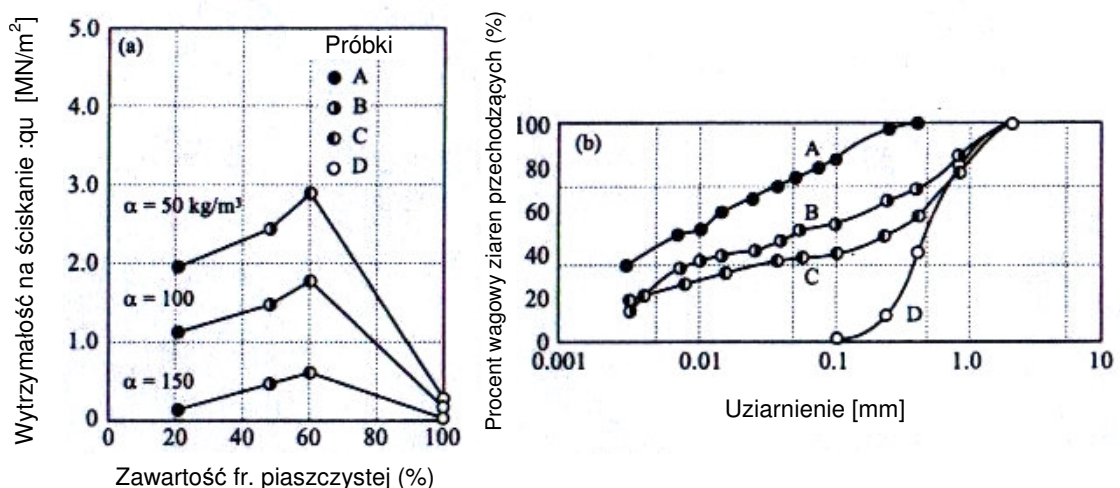
• Fizyczne, chemiczne i mineralogiczne właściwości gruntu

Właściwości gruntu mieszanego ze spoiwem determinują w znaczącym stopniu parametry cementogruntu.

Grunty piaszczyste sprzyjają procesowi mieszania i stabilizacji cementem. Przyrost wytrzymałości jest ponad proporcjonalny i często możliwe jest znaczne zredukowanie ilości cementu dla osiągnięcia zakładanej wytrzymałości. W gruntach o drobnym uziarnieniu, np. w piaskach pylistych, osiąga się niższe wytrzymałości cementogruntu w porównaniu z czystymi piaskami.

Grunty spoiste są znacznie bardziej złożone chemicznie, a zachodzące reakcje silnie wpływają na właściwości cementogruntu. W tego rodzaju gruntach wytrzymałość cementogruntu jest niższa i często konieczne jest podwyższenie zawartości cementu. Również tempo przyrostu wytrzymałości w porównaniu z piaskami jest wolniejsze, natomiast dodatkowa reakcja pucolanowa stymuluje długoterminowy przyrost wytrzymałości. W gruntach spoistych mieszanie jest utrudnione, natomiast łatwiej jest uzyskać niską przepuszczalność cementogruntu.

Badania laboratoryjne wykonane przez (Niina, 1977) pokazują wpływ zawartości frakcji piaszczystej na wytrzymałość cementogruntu (rys. 3.9). Cztery próbki gruntu o różnym udziale frakcji piaszczystej, w tym dwie przygotowane sztucznie, zmieszano z cementem portlandzkim w proporcji $\alpha = 50, 100$ i 150 kg/m^3 wzmacnianego gruntu. Sztuczne grunty (B) i (C) utworzono przez wymieszanie gruntu ilastego (A) z obszaru Shinagawa z piaskiem (D) z obszaru Ooigawa. Badania na ściszenie jednoosiowe, wykonane po 28 dniach wiązania wykazały, że wytrzymałość zależy od zawartości frakcji piaszczystej oraz że najlepszy efekt wzmocnienia uzyskano przy zawartości piasku około 60%, niezależnie od ilości dodanego cementu, co najprawdopodobniej wynika z udziału reakcji pucolanowej.

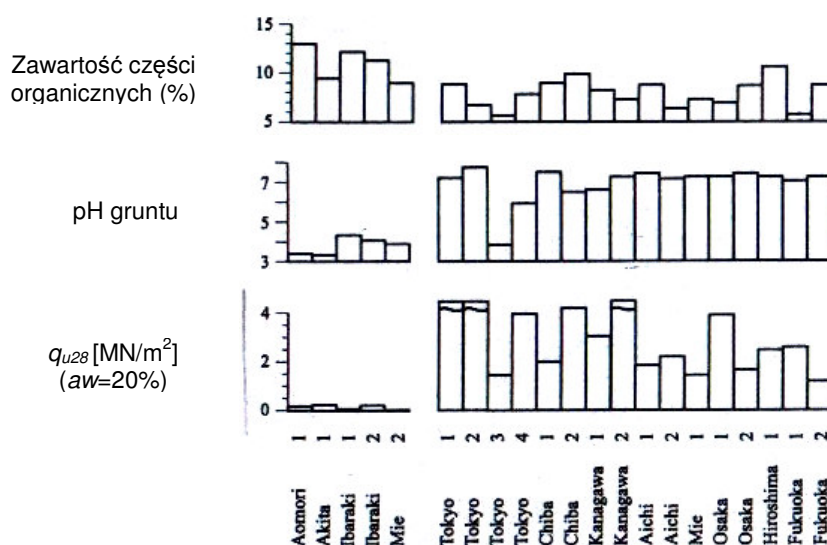


Rys. 3.9 Wpływ zawartości frakcji piaszczystej na wytrzymałość cementogruntu (Niina, 1977).

• Zawartość części organicznych oraz wpływ pH

Podwyższona zawartość w gruncie części organicznych wpływa ujemnie na wytrzymałość cementogruntu. Ocenia się, że grunty organiczne o zawartości części organicznych powyżej 6% są trudne do wzmocnienia.

Niina (1981) badał wpływ zawartości części organicznych i pH gruntu na wytrzymałość cementogruntu. W badaniach zmieszano w warunkach laboratoryjnych 21 różnych gruntów z cementem portlandzkim przy zawartości $a_w=20\%$. Stwierdzono, że zawartość części organicznych i pH naturalnego gruntu są najbardziej dominującymi czynnikami wpływającymi na wytrzymałość (rys. 3.10).



Rys. 3.10 Wpływ zawartości części organicznych i pH gruntu na wytrzymałość cementogruntu (Niina, 1981).

Nakamura (1980) wykonał badania pięciu różnych gruntów mineralnych w celu skorelowania wpływu pH na wytrzymałość cementogruntu (rys. 3.11). Parametr F na poziomej osi wykresu zdefiniowano następująco:

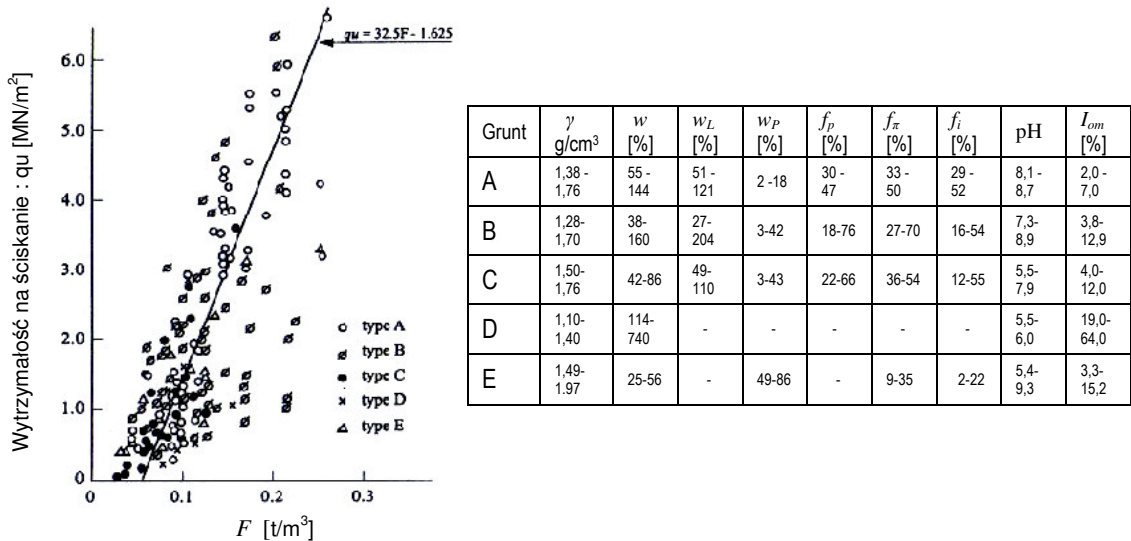
$$\begin{aligned}
 F &= \alpha / (9 - \text{pH}) \quad [\text{t/m}^3] && \text{dla } \text{pH} < 8 \\
 F &= \alpha && \text{dla } \text{pH} > 8
 \end{aligned}
 \quad (3.1)$$

gdzie: α – masa suchego cementu, dodanego do 1m^3 gruntu naturalnego $[\text{t/m}^3]$.

Stwierdzono, że wytrzymałość jest w przybliżeniu proporcjonalna do F i równa:

$$q_u = 32,5 \cdot F - 1,625 \quad [\text{MPa}] \quad (3.2)$$

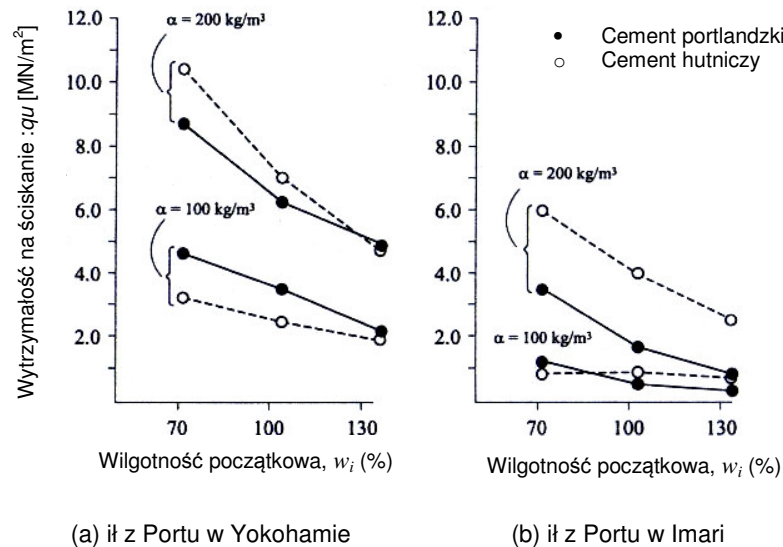
Zastrzeżono jednocześnie, że zależność (3.2) nie powinna być bezpośrednio wykorzystywana do prognozy wytrzymałości cementogruntu ze względu na znaczny rozrzut wyników.



Rys.3.11 Wpływ pH gruntu na wytrzymałość cementogruntu (Nakamura, 1980).

• **Wilgotność gruntu**

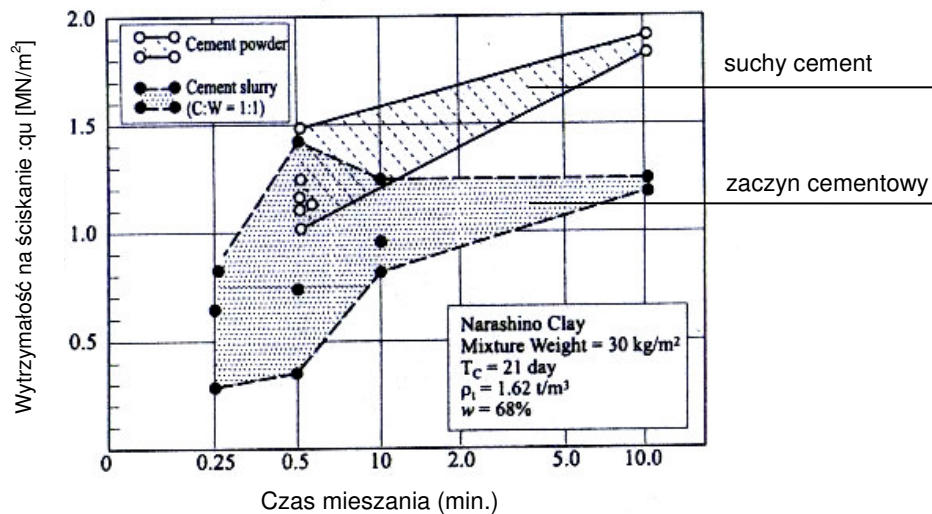
Początkowa wilgotność gruntu ma duży wpływ na wytrzymałość cementogruntu. Badania pokazane na rys. 3.12 wykonano dla dwóch rodzajów łąw morskich, zmieszanych z cementem portlandzkim i cementem hutniczym. Wykazały one, że wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe, badana po czasie wiązania $T_c=90$ dni, spada niemal liniowo ze wzrostem zawartości wody, przy czym efekt ten jest silniejszy dla wyższych zawartości cementu.



Rys.3.12 Wpływ początkowej wilgotności gruntu na wytrzymałość cementogruntu (CDIT, 2002).

3.1.3 Czas mieszania cementogruntu

Nakamura (1982) przeprowadził w warunkach laboratoryjnych badania wpływu czasu mieszania próbek cementogruntu przygotowanych (za wyjątkiem czasu mieszania) zgodnie ze standardową procedurą Japońskiego Towarzystwa Geotechnicznego (2000). Rysunek 3.13 pokazuje zależność pomiędzy czasem mieszania i wytrzymałością na ściskanie. Jak można zauważyć, wytrzymałość na ściskanie silnie spada w miarę skracania czasu mieszania, zwłaszcza poniżej 10 minut. Wskazuje to na konieczność wykonania pewnej minimalnej pracy mieszania w celu uzyskania dobrego cementogruntu.



Rys. 3.13 Wpływ czasu mieszania w warunkach laboratoryjnych na wytrzymałość cementogruntu (Nakamura, 1982).

3.1.4 Warunki wiązania cementogruntu

Warunki wiązania cementogruntu, występujące w laboratorium oraz in situ nie są możliwe do bezpośredniego porównania. Jedynym parametrem, który można kontrolować jest czas wiązania. Wszystkie pozostałe czynniki, jak np. temperatura, wilgotność, ewentualne cykle zamrażania/ odtajania lub nawilżania/wysychania, będą zależne od miejsca i okresu wykonywania mieszania wglębnego.

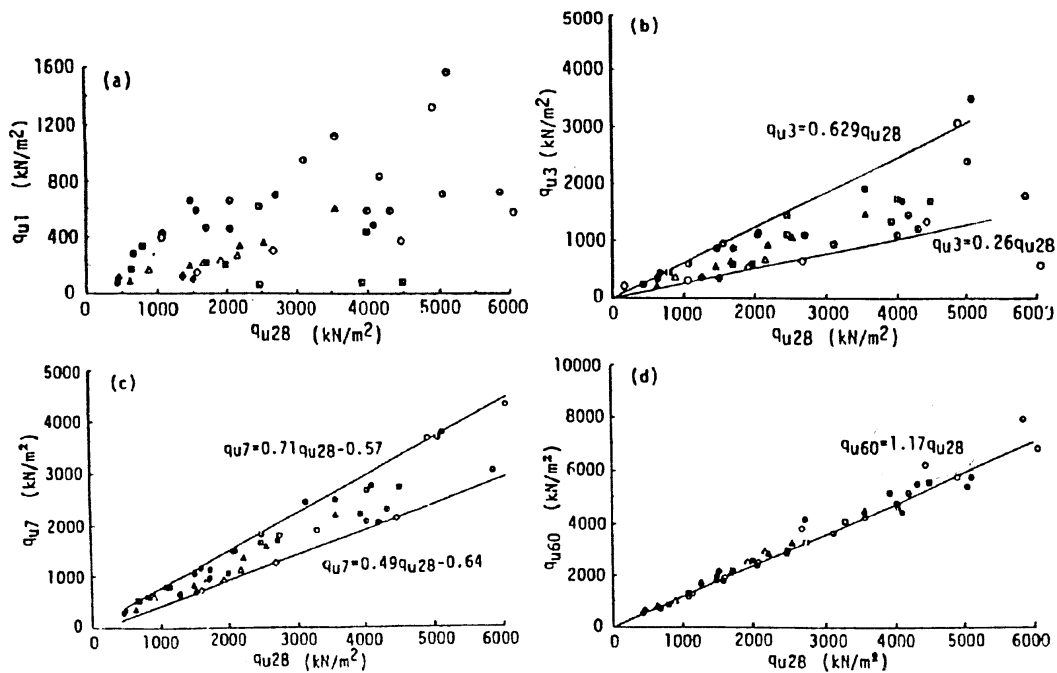
- **Wpływ czasu**

Ogólnie można stwierdzić, że cementogrunut nabiera wytrzymałości wolniej i dłużej niż beton. Oznacza to, że wytrzymałość badana po upływie "standardowych" 28 dni wiązania nie powinna być utożsamiana z "końcową" wytrzymałością, co jednak czasami ma miejsce w praktyce (m.in. przy odbiorach robót). Z tego powodu ważne znaczenie mają badania porównawcze zmiany wytrzymałości w czasie oraz odpowiednie zależności korelacyjne. Zestawienie zamieszczono w tabeli 3.3.

Tabela 3.3 Zestawienie korelacji określających przyrost wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania (FHWA, 2001, Kawasaki, 1981).

Źródło	Korelacje wytrzymałości
Walker (1994)	$q_{u28} = 2.0 \times q_{u4}$
CDM (1994)	$q_{u28} = (1,49 \text{ do } 1,56) \times q_{u7}$ $q_{u60} = (1,4 \text{ do } 1,5) \times q_{u28}$ $q_{u91} = (1,85 \text{ do } 1,97) \times q_{u7}$ $q_{u91} = (1,2 \text{ do } 1,33) \times q_{u28}$
Taki i Bell (1998)	$q_{u28} = 1,4 \text{ do } 1,5 \times q_{u7}$ (iły) $q_{u28} = 2,0 \times q_{u7}$ (piaski) Mieszanie przy wysokim stosunku woda/cement daje brak przyrostu wytrzymałości po 28 dniach
Geo-con (1998)	$q_{u56} = \text{powyżej } 2 \times q_{u28}$ z powolnym spadkiem do 160 dni
Bachy (1994)	$q_{u28} = 1,5 \div 2 \times q_{u4}$ (piaski)
Hosomi (1996)	60 dni = $1,4 \div 1,5 \times q_{u28}$
O'Rurke (1997)	$q_{u28} = q_{u3} + 0,62 \text{ Mpa}$ (gliny)
Kawasaki (1981)	$0,26 q_{u28} < q_{u3} < 0,63 q_{u28}$ $0,49 q_{u28} - 64 < q_{u7} < 0,71 q_{u28} + 57$ $q_{u60} = 1,17 q_{u28}$

Warto również zauważyć, że w początkowym okresie wiązania cementogruntu (1 do 7 dni) obserwuje się dużo większy rozrzut badanych wytrzymałości niż dla czasu wiązania 28 i więcej dni. Ilustrują to dobrze badania Tekanaki (1995), pokazane na rysunku 3.14. Tym samym wytrzymałości oszacowane na podstawie tabeli 3.3 będą bardziej wiarygodne wówczas, jeżeli za punkt odniesienia wybierze się q_{u7} lub q_{u28} .



Rys. 3.14 Zależność pomiędzy wytrzymałościami q_{u1} , q_{u3} , q_{u7} , q_{u60} i q_{u28} (Takenaka, 1995).

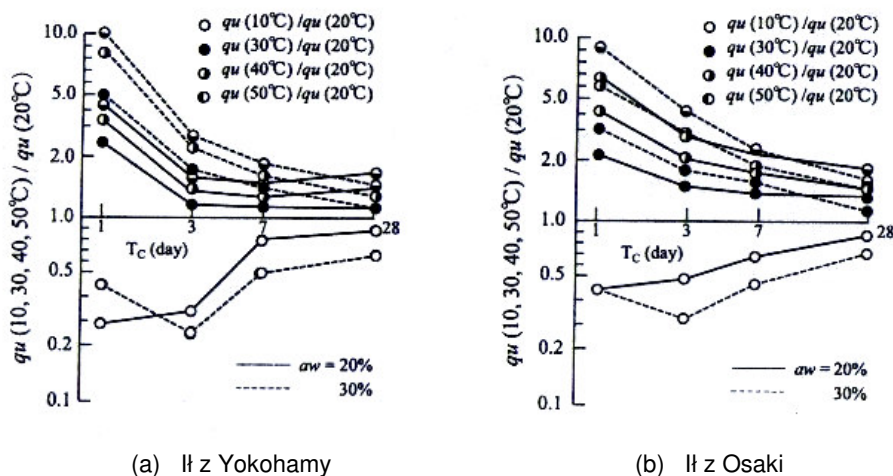
Publikowane badania cementogruntu obejmują zasadniczo okres do 90 dni wiązania. Długoterminowy przyrost wytrzymałości, ponad 90 dni, nie został jeszcze dokładnie zbadany.

Informacje na temat długookresowego zachowania się cementogruntu są bardzo nieliczne. Terashi (2002) opublikował japońskie doświadczenia, obejmujące badania cementogruntu pobranego z kilku kolumn DSM, wykonanych od 11 do 20 lat temu. Badania wykazały, że wytrzymałości były od 1,5 do 6 razy większe niż odpowiednie wartości q_{u28} . Pokazuje to, że w sprzyjających warunkach gruntowych może nastąpić dalsze istotne poprawienie wytrzymałości cementogruntu.

Pokrewnym aspektem jest możliwość wystąpienia osłabienia cementogruntu w długim okresie czasu, co ma związek z oddziaływaniem środowiska gruntowego. Na taką ewentualność zwrócił uwagę po raz pierwszy Terashi (1983), który zaobserwował, że powolny proces deterioracji rozpoczyna się na poboczniczy kolumny DSM i postępuje do wewnątrz. Redukcja wytrzymałości związana jest z wymywaniem wapnia przez pory cementogruntu i przemieszczania go do otaczającego środowiska. W porównywalnym okresie czasu od 10 do 20 lat zasięg strefy osłabionej wynosił jednak tylko od 20 do 50 mm. Saitoh (1988) zaobserwował, że postęp osłabiania zależy głównie od wytrzymałości cementogruntu i częściowo od rodzaju podłoża i spoiwa. Penetracja osłabienia przebiega prawie liniowo z logarytmem czasu, a głębokość osłabienia jest mniejsza dla cementogruntu o wysokiej zawartości cementu.

• Temperatura wiązania

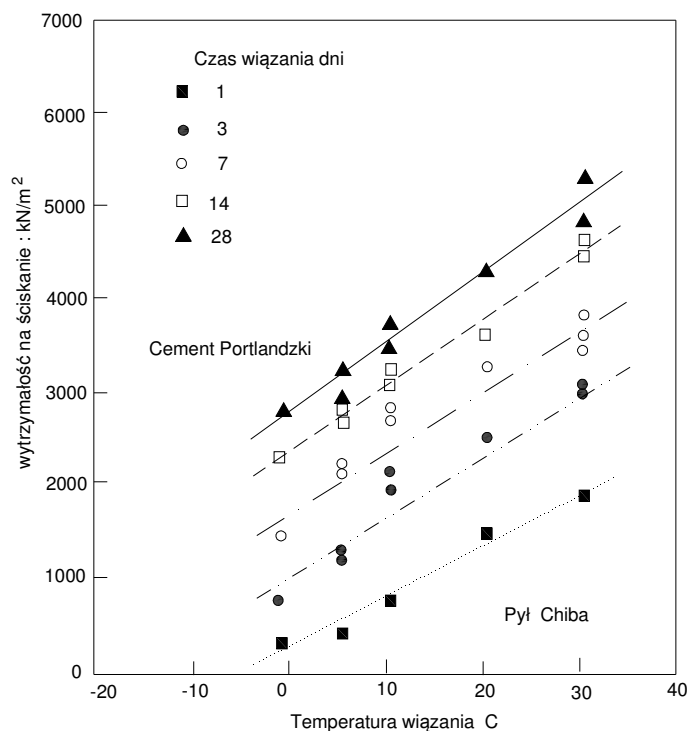
Wpływ temperatury wiązania na wytrzymałość cementogruntu badał m.in. Saitoh (1980). Wzmocnione ilt (Yokohama i Osaka) wiązały w różnej temperaturze otoczenia przez cztery tygodnie. Badania wykazały, że wzrost temperatury otoczenia w czasie wiązania podwyższa wytrzymałość cementogruntu (rys. 3.15). Zależność ta jest silniejsza dla krótkoterminowej wytrzymałości (1-7 dni) i słabnie, gdy czas wiązania wydłuża się.



Rys. 3.15 Wpływ temperatury otoczenia w czasie wiązania cementogruntu na jego wytrzymałość (Saitoh, 1980).

Podobne badania w odniesieniu do pyłów wzmocnionych cementem portlandzkim, w zakresie temperatur od 0 do 30°C, opublikował Enami (1985). Jak można zauważyć na

rysunku 3.16, dla wszystkich czasów wiązania wytrzymałość cementogruntu rośnie prawie liniowo ze wzrostem temperatury, w której przebiega proces.

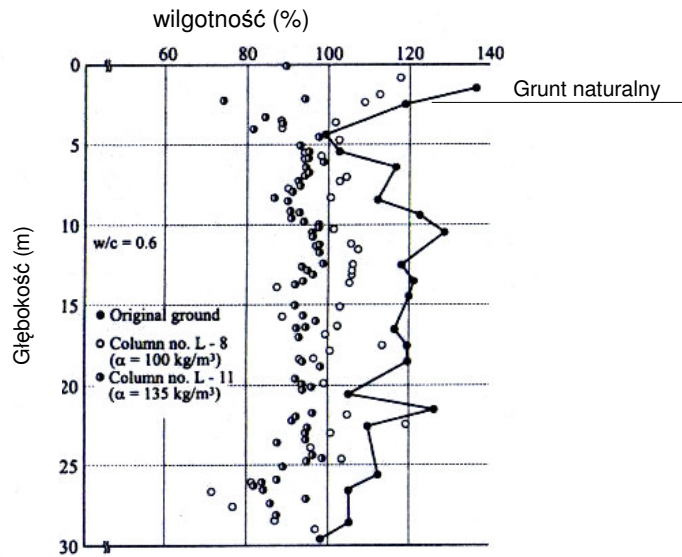


Rys. 3.16 Wpływ temperatury wiązania na wytrzymałość pyłów (Enami, 1985).

3.2 Właściwości fizyczne cementogruntu

• Zmiana wilgotności

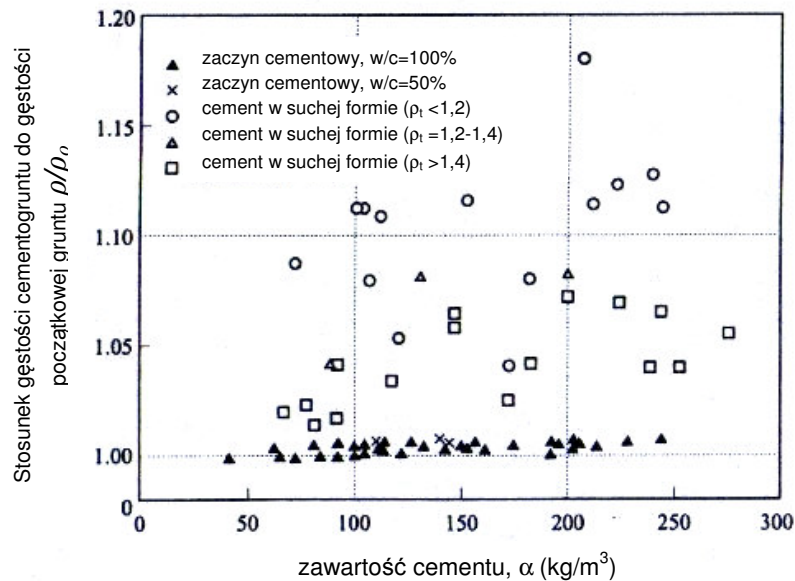
Zawartość wody w cementogrunie zmienia się pod wpływem reakcji chemicznych zachodzących w stabilizowanym gruncie. Kawasaki (1978) opublikował interesujące badania polowe, w których porównano wilgotność naturalną łu z Portu w Tokio z wilgotnością cementogruntu uformowanego in situ metodą mieszania na mokro przy zastosowaniu zaczynu o stosunku $W/C=0,6$ i zawartości cementu portlandzkiego $\alpha=100$ oraz 135 kg/m^3 wzmacnianego gruntu. Badanie wykonano do głębokości 30 m. Stwierdzono, że zawartość wody w cementogrunie była o około 20% mniejsza niż w gruncie naturalnym (rys. 3.17).



Rys. 3.17 Porównanie wilgotności gruntu naturalnego z wilgotnością cementogruntu uformowanego metodą wglębnego mieszania na mokro (Kawasaki, 1978).

• **Zmiana gęstości**

W przypadku mieszania na mokro gęstość cementogruntu praktycznie jest taka sama jak gęstość gruntu przed wzmocnieniem, jakkolwiek czasami obserwowano obniżenie gęstości objętościowej, szczególnie w próbkach pobieranych na mokro (O'Rurke 1997, FHWA 2001). Ponieważ ewentualne zmiany gęstości objętościowej są niewielkie to powszechnie przyjmuje się, że gęstość cementogruntu równa się początkowej gęstości objętościowej gruntu (rys. 3.18). Jedynie wówczas, gdy ciężar gruntu odgrywa zasadniczą rolę w projektowaniu zaleca się uwzględnienie ewentualnych zmian.



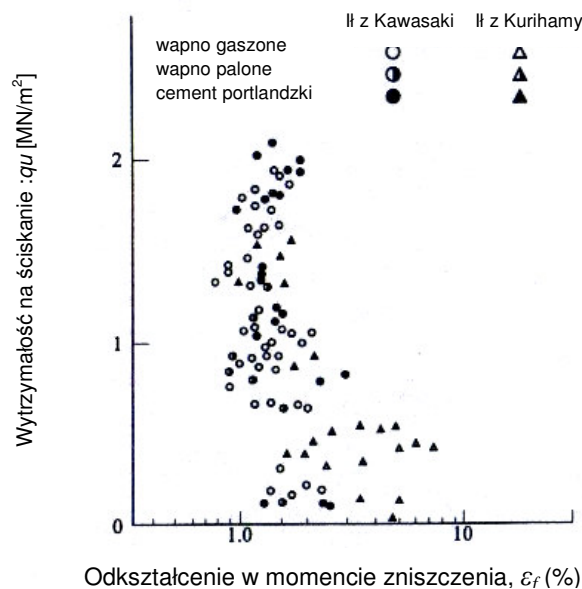
Rys. 3.18 Względna zmiana gęstości gruntu po wzmocnieniu cementem (Japan Cement Association, 1994).

3.3 Właściwości mechaniczne cementogruntu

• Odształcenie w momencie zniszczenia

W porównaniu do charakterystyki naprężenie-odkształcenie naturalnego gruntu utworzony z jego udziałem cementogruntu jest bardziej wytrzymały, ale równocześnie bardziej kruchy. Na rysunku 3.19 pokazano pomiary osiowego odkształcenia ε_f w momencie zniszczenia próbek cementogruntu, uformowanych w warunkach laboratoryjnych przez wymieszanie iłu z wapnem gaszonym, wapnem palonym lub cementem portlandzkim, w funkcji wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe q_u (Terashi, 1980). Badania pokazują, że odkształcenie w momencie zniszczenia znacząco maleje ze wzrostem wytrzymałości cementogruntu.

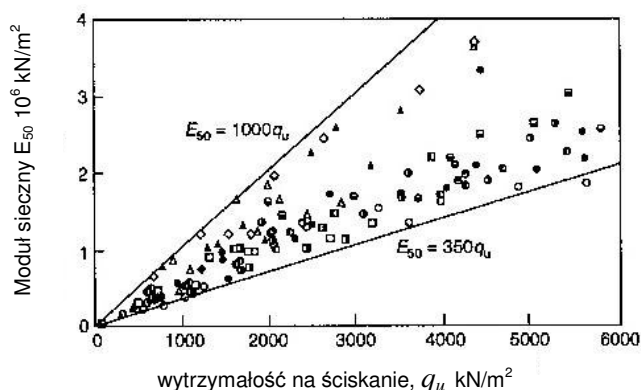
W badaniach ściskania jednoosiowego odkształcenie w momencie zniszczenia wynosi z reguły $0,5 \div 1\%$ dla $q_u > 1$ MPa oraz $1 \div 3\%$ dla $q_u < 1$ MPa. Natomiast w badaniach wykonanych w aparacie ściskania trójosiowego ε_f wynosi zwykle $2 \div 5\%$, co pokazuje że przy efektywnym naprężeniu bocznym kolumna DSM może się odkształcać sprężysto-plastycznie.



Rys. 3.19 Odształcenie osiowe w momencie zniszczenia próbek cementogruntu poddanych ściskaniu jednoosiowemu (Terashi, 1980).

• Moduł ściśliwości

Na rysunku 3.20 pokazano zależność siecznego modułu ściśliwości E_{50} , wyznaczonego na wykresie naprężenie-odkształcenie w połowie granicznej wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe, od wytrzymałości cementogruntu q_u dla japońskich iłów (Saitoh, 1985). Widać, że moduł E_{50} zawiera się pomiędzy dwoma prostymi, odpowiadającymi stosunkowi E_{50}/q_u od 350 do 1000.



Rys. 3.20 Zależność pomiędzy siecznym modułem ścisłości a wytrzymałością cementogruntu dla iłłów japońskich (Saitoh, 1985).

Opracowane na podobnej zasadzie korelacje, podawane przez różne źródła, zamieszczono w tabeli 3.4.

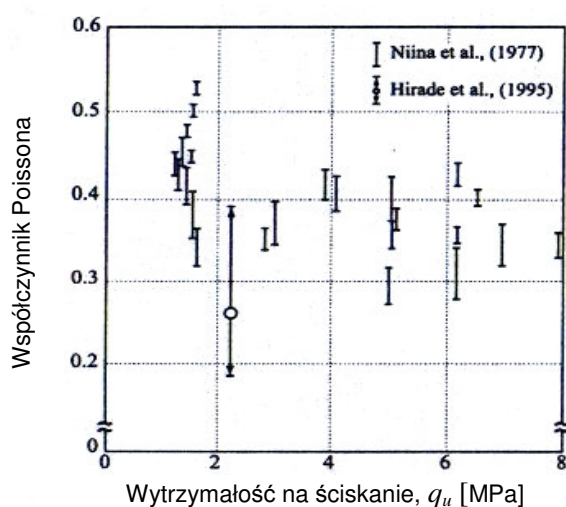
Tabela 3.4 Publikowane zależności korelacyjne pomiędzy E_{50} i q_u (FHWA, 2001).

Źródło	Korelacja (E_{50} / q_u)	Komentarz
Suzuki (1982)	350 do 1000	Próbki rdzeniowe z badań polowych
Taki i Yang (1991)	500 do 1350	Metoda SMW, z bentonitem
Bachy (1992)	50 do 100	Próbki polowe – ility
CDM (1994)	400 do 600	Próbki polowe (Per Yang, 1998)
Takenaka (1995) i CDM (1994)	350 do 1000	Próbki laboratoryjne
Asano (1996)	140 do 500 50 do 300	Metoda CDM Metoda FGC
Futaki (1996)	144 (grunty organiczne) do 209 (piaski)	Próbki rdzeniowe z badań polowych
Okumura (1996)	75 do 680, wyższe wartości powyżej $q_u = 1$ MPa	Próbki polowe
Kawasaki (1996)	150 (wyższe wytrzymałości) 100 (niższe wytrzymałości)	Próbki polowe
Ou i Wu (1996)	100 do 500 (typowo 400)	
Okumura (1996) i Saito (1980)	400 do 600	CDM, dla gruntów o zawartości frakcji piaszczystej < 15%
Tatsuoka (1996)	250 do 1000	Próbki polowe i laboratoryjne
Yoshida (1996)	$-1280 + 263 q_u$	Próbki polowe
O'Rourke (1997)	50 do 150	Próbki laboratoryjne
Geo – con, Inc. (1998)	300 do 1000 100 do 300	Metoda DSM Metoda SSM
Taki i Bell (1998)	180	Dla celów projektowych
Inami i Shima (1996)	50 do 500 (typowo 100 do 200)	CDM, próbki polowe

Na podstawie przytoczonych wyników badań można stwierdzić, że sieczny moduł ściśliwości cementogruntu jest powiązany z wytrzymałością cementogruntu na ściskanie jednoosiowe oraz że ustalenie ujednoczonego współczynnika proporcjonalności bez względu na rodzaj gruntu nie jest możliwe. Ogólnie biorąc stosunek E_{50}/q_u maleje dla cementogruntu o niższej wytrzymałości.

- **Współczynnik Poissona**

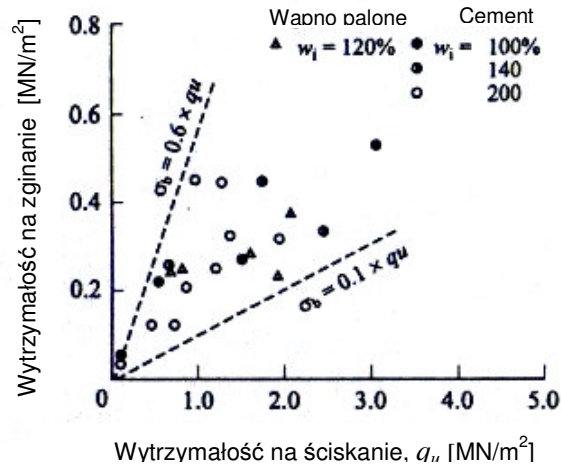
Badania pokazane na rysunku 3.21 przeprowadzono na próbkach cementogruntu o średnicy 5 cm (Niina, 1977) oraz na próbkach o średnicy 100 cm (Hirade, 1995). Pomimo dużego rozproszenia wyników można przyjąć, że współczynnik Poissona dla cementogruntu wynosi $0,25 \div 0,45$, niezależnie od osiągniętej wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe q_u .



Rys. 3.21 Współczynnik Poissona dla cementogruntu (Niina, 1977, Hirade 1995).

- **Wytrzymałość na zginanie**

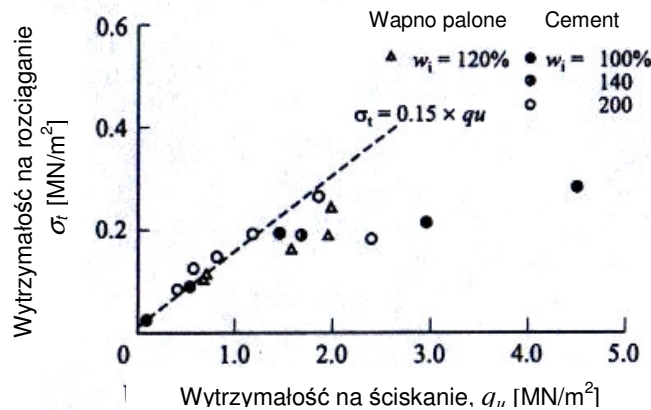
Badania wykonane przez Terashi (1980) metodą testu brazylijskiego w odniesieniu do próbek cementogruntu uformowanych w laboratorium z udziałem ilitu i wapna palonego lub cementu portlandzkiego wykazują, że wytrzymałość na zginanie jest równa od 0,1 do 0,6 wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe q_u , niezależnie od rodzaju spoiwa i początkowej zawartości wody (rys. 3.22).



Rys. 3.22 Wytrzymałość na zginanie cementogruntu (Terashi, 1980).

- **Wytrzymałość na rozciąganie**

Wytrzymałość cementogruntu na rozciąganie badał m.in. Terashi (1980). Wyniki jego badań pokazują, że wytrzymałość na rozciąganie σ_t wzrasta prawie liniowo ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe q_u , ale jednocześnie osiąga maksymalną wartość około 200 kPa niezależnie od rodzaju spoiwa i początkowej zawartości wody (rys. 3.23). Podobne wyniki, 10÷20% wytrzymałości na ściskanie, otrzymał również Takenaka (1995).



Rys.3.23 Wytrzymałość na rozciąganie cementogruntu (Terashi, 1980).

- **Wytrzymałość na ścinanie**

Według badań japońskich wytrzymałość cementogruntu na ścinanie wynosi około 50% wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe, gdy $q_u < 1$ MPa i stopniowo maleje przy wzroście q_u . Yoshida (1996) przeprowadził badania trójosiowego i jednoosiowego ściskania na próbkach rdzeniowych o średnicy 68 mm cementogruntu uformowanego w pyłach i piaskach. Zaobserwował, że w zakresie q_u od 2 do 5 MPa wytrzymałość na ścinanie wyniosła 23,3 do 37%, zależnie od sposobu badania. Taki i Bell (1998) ocenili

wytrzymałość na ścinanie na poziomie 33% wytrzymałości na ściskanie, podobnie jak Harnan i Iagolnitzer (1992).

Z przeprowadzonych badań można wyciągnąć wniosek, że dla cementogruntu o wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe powyżej 1 MPa wytrzymałość na ścinanie wynosi około $(30\div 35\%) \cdot q_u$, natomiast w przypadku słabszych cementogrunatów około $(40\div 50\%) \cdot q_u$.

ROZDZIAŁ 4

Badania cementogruntu formowanego w warunkach laboratoryjnych

4.1 Opis stanowiska badawczego oraz sposobu przygotowania próbek

W wydzielonym pomieszczeniu piwnicznym hali Hydrologii i Hydrauliki Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska zbudowano stanowisko do przygotowania próbek i badania cementogruntu. Wyposażenie obejmowało:

- stabilny stół, do którego przymocowano uchwyt mieszadła i prasę hydrauliczną (rys. 4.1a),
- ręczną prasę hydrauliczną (0082KT, typ P2), o obciążeniu maksymalnym 55 kN i obciążeniu nominalnym 50 kN (rys. 4.1b), wykorzystaną do badania wytrzymałości cementogruntu w warunkach ściskania jednoosiowego,
- cztery wymienne manometry o zakresie pomiarowym: 1, 2,5, 16 oraz 25 MPa, podłączane do prasy hydraulicznej w zależności od prognozowanej wytrzymałości cementogruntu w celu podniesienia dokładności badania,
- precyzyjną wagę laboratoryjną (typ WPT 3 C), o zakresie pomiarowym do 3 kg i dokładności odczytu 0,1 g (rys. 4.1a),
- pomocniczą wagę, o zakresie pomiarowym do 10 kg, wykorzystywaną do ważenia wstępnego,
- wiertarkę o zmiennym zakresie obrotów, z zamontowanym mieszadłem spiralnym do mieszania gruntu ze spoiwem hydraulicznie czynnym (rys. 4.1a),



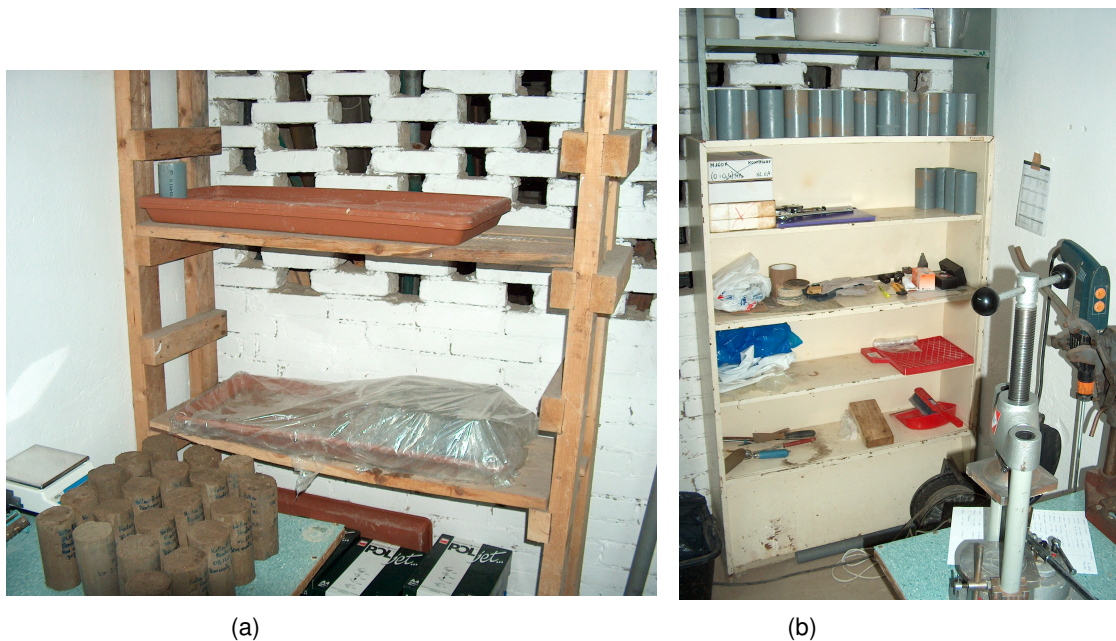
(a)



(b)

Rys. 4.1 Wyposażenie stanowiska: a) stabilny stół z zamontowanym uchwytem do wiertarki i prasą hydrauliczną, b) ręczna prasa hydrauliczna.

- formy do wykonywania próbek cementogruntu (rys. 4.2b),
- podstawę i urządzenie do wyciskania próbek (rys. 4.3),
- sprzęt, naczynia i materiały pomocnicze (rys. 4.2).



Rys. 4.2 Wyposażenie stanowiska: a) półki na kuwety z wiążącymi próbkami, b) półki na narzędzia i sprzęt pomocniczy.



Rys. 4.3 Wyposażenie stanowiska: podstawa i urządzenie do wyciskania próbek cementogruntu.

Uzupełniające badania wytrzymałościowe z pomiarem odkształcenia osiowego oraz badania trójosiowe wykonano na maszynie wytrzymałościowej ZWICK i w aparatach trójosiowych typu Wykeham Ferrance Katedry Geotechniki WILiŚ PG. Duże, sześciennie próbki cementogruntu badano w prasie Regionalnego Laboratorium Budownictwa Katedry Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu WILiŚ PG.

Przygotowanie i przechowywanie próbek cementogruntu obejmowało następujące czynności:

- (a) przygotowanie odpowiedniej ilości wybranego rodzaju gruntu, który podlegał wstępnemu oczyszczeniu z kamieni i innych materiałów; w badaniach wykorzystano grunty naturalne, pobrane z terenu różnych budów oraz grunty przygotowane laboratoryjnie,
- (b) odważenie potrzebnej masy gruntu i zbadanie wilgotności początkowej,
- (c) zmieszanie spoiwa z wodą i przygotowanie odpowiedniej ilości zaczynu o ustalonej gęstości objętościowej,
- (d) wymieszanie gruntu z zaczynem za pomocą wiertarki zamocowanej na statywie; czas mieszania dostosowywano do obserwowanego procesu mieszania gruntu z zaczynem, dążąc w każdym przypadku do osiągnięcia możliwie jednorodnej mieszaniny gruntu, odpowiadającej jak najlepszemu stopniowi wymieszania cementogruntu w warunkach laboratoryjnych,
- (e) przygotowanie foremek na próbki; podstawowe foremki z rury PCV miały średnicę $D=70$ mm i wysokość $H=140$ mm; wewnętrzną powierzchnię foremek, łącznie z denkiem z grubej folii PCV, smarowano wazeliną techniczną, co ułatwiało wyciskanie próbek po związaniu cementogruntu,
- (f) uformowanie próbek cementogruntu; cementogrun, zależnie od jego konsystencji, wkładano porcjami lub wlewano do przygotowanych foremek w taki sposób aby umożliwić swobodne wydostanie się powietrza z wnętrza foremki; nie stosowano dodatkowego zagęszczania lub obciążania cementogruntu w foremkach,
- (g) próbki z cementogruntem wsadzano do kuwet częściowo wypełnionych wodą oraz przykrywano folią w celu zapobieżenia ich wysychaniu (rys. 4.2a); po nabraniu wstępnej wytrzymałości usuwano denka i pozostawiano próbki w kuwetach aż do upływu założonego czasu wiązania,
- (h) próbki związanego cementogruntu przykrywano sztywnym wieczkiem, o średnicy równej wewnętrznej średnicy foremki, i ostrożnie wyciskano z foremki za pomocą ręcznej prasy (rys. 4.3).

Pomieszczenie piwniczne było bez okna, a średnia temperatura wynosiła około 18°C.

Do formowania cementogruntu wykorzystano szeroką gamę gruntów naturalnych, które pobrano z terenu różnych budów, gdzie zastosowano technologię DSM (tab. 4.1).

W celu uzyskania porównywalnych wyników podstawowe serie badań wykonano dla:

- piasku średniego (Gdańsk, ul. Piekarnicza),
- gliny pylastej (Bysewo),
- torfu (Dębogórze k/kanalu Leniwy).

Wyniki własnych badań doświadczalnych przedstawiono głównie w formie graficznej, rezygnując z zamieszczania zbyt obszernych zestawień tabelarycznych. Przyjęta prezentacja pozwala, w połączeniu z oceną średnich trendów, na bardziej obiektywne odczytanie wzajemnych zależności oraz dominujących wpływów.

Tabela 4.1 Zestawienie gruntów wykorzystanych w badaniach laboratoryjnych.

Rodzaj gruntu	Miejsce pobrania	nr otworu	kolor	ρ [g/cm ³]	w_n [%]	stan gruntu		c_u [kPa]	ϕ_b [°]	M_o [MPa]
						I_L/I_b	opis			
Piasek średni	Gdańsk, ul. Piekarnicza	6	brązowy	1,65	14	0,52	śr. zag.	0	33	100
Gлина pylista zw.	Bysewo / k Gdańska	-	brązowo - żółty	2,1	39	0,4	pl	25	15	20
Torf	Dębogórze / k kanału Leniwy	3	brunatny	1,1	600	-	-	-	-	-
Namuł	Żuławy, Niedźwiedziówka	12a	szary	1,39	110	-	-	-	-	-
Namuł + Torf	Żuławy, Niedźwiedziówka	11	-	1,26	67	-	pl	-	-	-
Namuł + Torf	Żuławy, Niedźwiedziówka	7	-	1,6	66	-	pl	-	-	-
Namuł	Żuławy, Niedźwiedziówka	10	szary	1,48	59	-	pl	-	-	-
Namuł	Żuławy, Niedźwiedziówka	12a	szary	1,38	199	-	pl	-	-	-
Namuł + Torf	Żuławy, Niedźwiedziówka	9	szaro - brązowy	1,38	199	-	pl	-	-	-
Torf	Gdańsk, ul. Piekarnicza	V	brunatny	1,27	171	-	-	-	-	-
Torf	Gdańsk, ul. Piekarnicza	VI	brunatny	1,04	327	-	-	-	-	-
Gлина piaszczysta	Poznań, WD-88	-	szary	2,2	12	0,2	tpl	39	21,5	40
Piasek drobny	Lubiatów	-	-	1,7	12,5	0,3	ln	0	27,3	30
Żwir 8-16	-	-	-	1,76	-	-	-	-	-	-
Piasek średni	Rybaki 1	-	-	1,84	8,5	0,3	ln	0	33,9	55
Piasek gruby	Rybaki 2	-	-	1,76	8,25	0,3	ln	0	35,5	55
Namuł	Gdańsk, ul. Łąkowa	9	szary	1,6	51	0,6	pl	15	13	1
Torf	Gdańsk, ul. Łąkowa	9	brunatny	1,1	167	-	-	7	15	0,35
Nasyp (gruz+T+G)	Kołoźrzeg, ul Helsińska	1	żółty	1,73	-	-	-	-	-	-
Torf	Kołoźrzeg, ul Helsińska	1	brunatny	1,3	300	-	śr. roz.	15	0	0,5
Piasek średni	Kołoźrzeg, ul Helsińska	1	szary	1,9	wilg.	0,4	śr. zag.	0	32	80
Gлина pl	Kołoźrzeg, ul Helsińska	1	szary	2,04	17,4	0,35	pl	27	15,5	25
Gлина tpl	Kołoźrzeg, ul Helsińska	1	szary	2,15	15,1	0,2	tpl	32	18	37

4.2 Badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe

Program własnych badań wytrzymałości cementogruntu, opracowany w nawiązaniu do doświadczeń i wyników badań obcych opisanych w rozdziale trzecim, obejmował serie doświadczeń, których celem było zbadanie wpływu następujących czynników na wytrzymałość cementogruntu:

- ilości spoiwa,
- rodzaju spoiwa,
- rodzaju gruntu,
- wilgotności początkowej gruntu (zmiana stosunku W/C),
- zakwaszenia gruntu (pH),
- zawartości części organicznych,
- doziarnienia gruntu organicznego gruntem mineralnym,
- dojrzewania cementogruntu w środowisku agresywnym,
- zanieczyszczenia gruntu substancjami ropopochodnymi,
- czasu wiązania,
- kształtu i wymiarów próbek.

Łącznie przygotowano i zbadano 850 próbek cementogruntu.

4.2.1 Wpływ czynnika wiążącego na wytrzymałość cementogruntu

• Wpływ ilości spoiwa

W celu wyznaczenia wpływu ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu wybrano trzy podstawowe rodzaje gruntu:

- piasek średni (Gdańsk, ul. Piekarnicza),
- glinę pylastą (Bysewo),
- torf (Dębogórze k/kanalu Leniwy).

Każdy z wymienionych gruntów wymieszano z zaczynem cementowym przygotowanym na bazie cementu hutniczego CEM III A, o gęstości $\rho = 1,5 \text{ g/cm}^3$, przy przeliczeniowej zawartości cementu odpowiadającej wskaźnikowi $\alpha = 100, 200, 300$ i 350 kg/m^3 wzmocnianego gruntu. Wytrzymałość badano po czasie wiązania $T_c = 3, 7, 14, 28, 60$ i 90 dni.

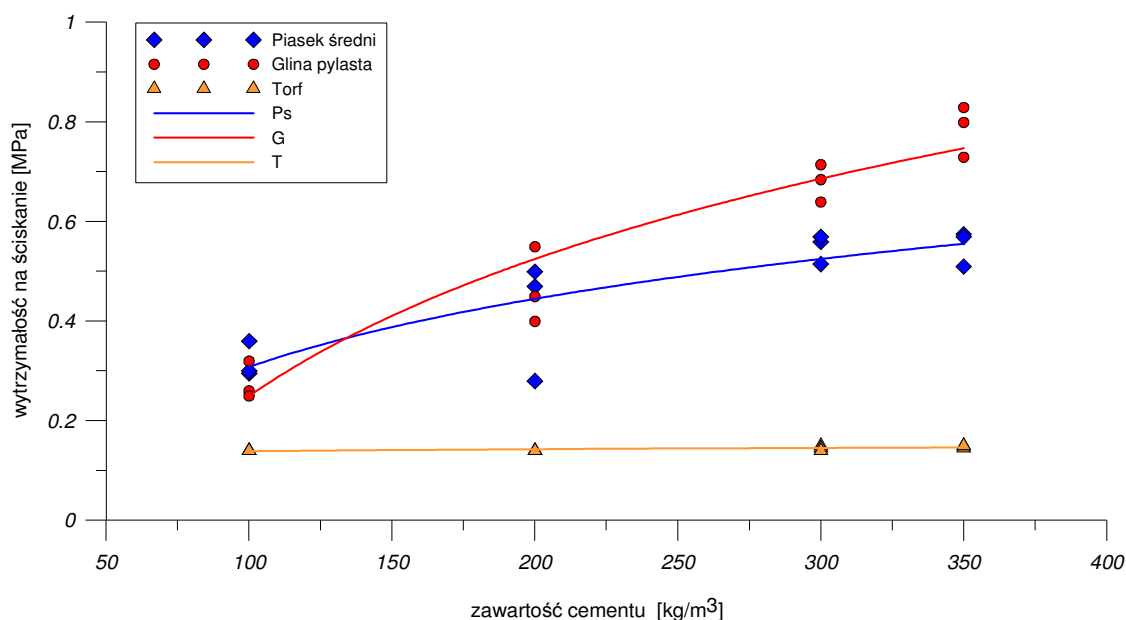
Zaobserwowano, że przy zawartości cementu 100 kg/m^3 wymieszanie piasku średniego z zaczynem było utrudnione, grunt był jedynie nieznacznie nawilżony i nie zmienił swojej konsystencji ani koloru. Przy 200 kg/m^3 mieszanie odbywało się znacznie łatwiej. Piasek zmieszany z zaczynem zmienił konsystencję i zabarwienie. Zawartość cementu 300 i 350 kg/m^3 umożliwiła bardzo dobre wymieszanie gruntu z zaczynem. Powstała jednolita masa cementogruntu, o konsystencji gęstej "śmietany".

Mieszanie gruntu spoistego było utrudnione. Gлина lepiła się do mieszadła i bardzo powoli mieszała się z zaczynem. Zawartość 100 i 200 kg/m^3 cementu była zbyt mała dla uzyskania jednorodnej struktury cementogruntu. Przy 300 i 350 kg/m^3 jakość wymieszania poprawiła się, choć nadal występował efekt przywierania gruntu do

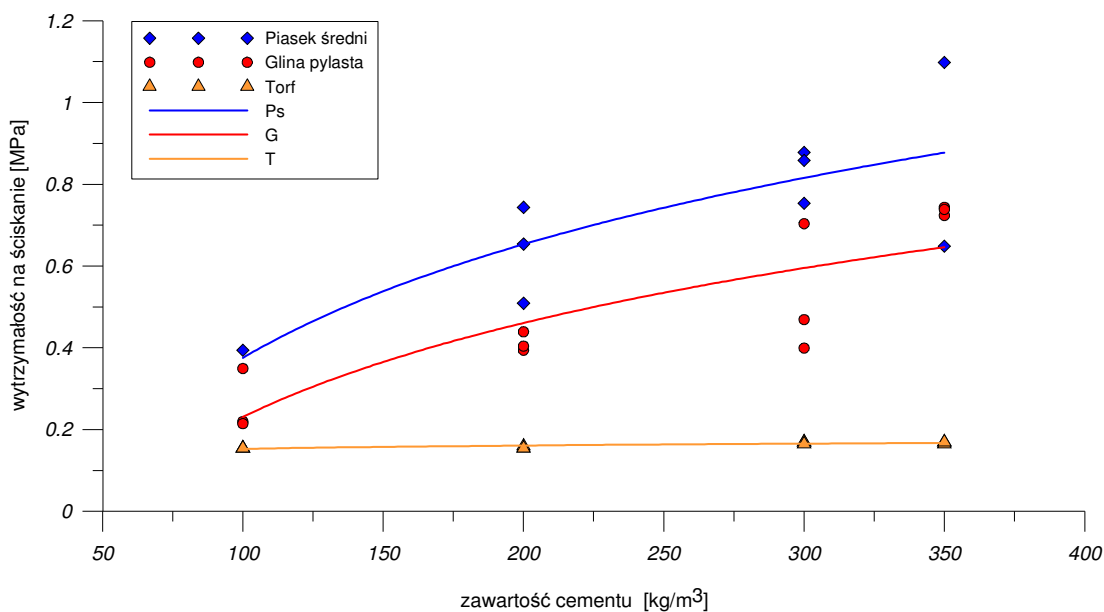
mieszadła. Gлина nawet przy dużej ilości spoiwa jedynie nieznacznie zmieniła swoją konsystencję i zabarwienie.

W przypadku torfu o bardzo wysokiej wilgotności trudności z wymieszaniem praktycznie nie wystąpiły. Wraz ze wzrostem ilości zaczynu mieszany grunt zmieniał swoją konsystencję na płynną oraz kolor z czarnego na ciemno szary.

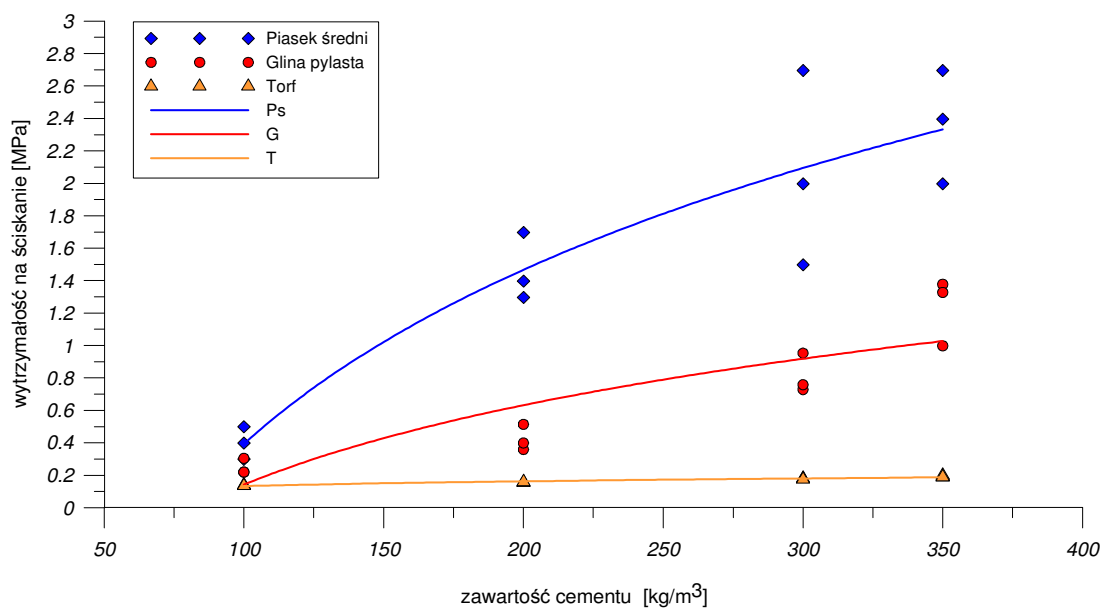
Podczas ściskania próbek cementogruntu obserwowano również zmiany ich zachowania. Próbki wykonane z udziałem piasku ulegały zniszczeniu w sposób kruchy, niezależnie od ilości dodanego cementu. Odształcenia osiowe były bardzo małe, a w momencie osiągnięcia granicznej wytrzymałości próbki ulegały nagłemu zniszczeniu. Efekt ten zaobserwowano również dla gruntu spoistego, ale przy zawartości cementu 300 i 350 kg/m³. Przy niższej zawartości cementu oraz dla wszystkich próbek z udziałem torfu cementogrunty odkształcały się w sposób bardziej plastyczny, a moment zniszczenia był trudny do uchwycenia. Wyniki badań pokazano na rysunkach 4.4÷4.9.



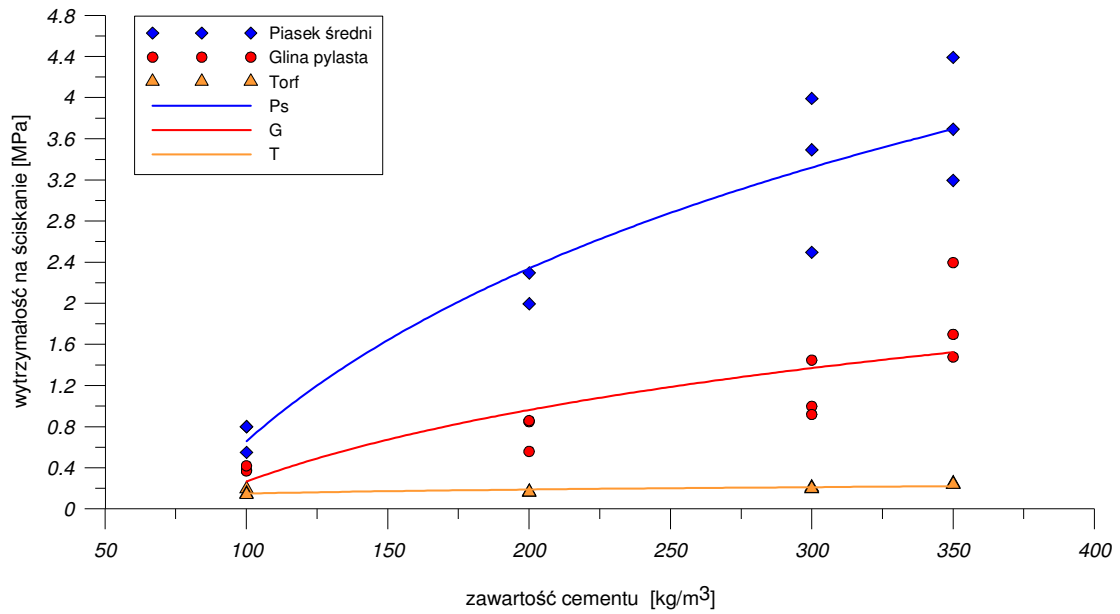
Rys. 4.4 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 3 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



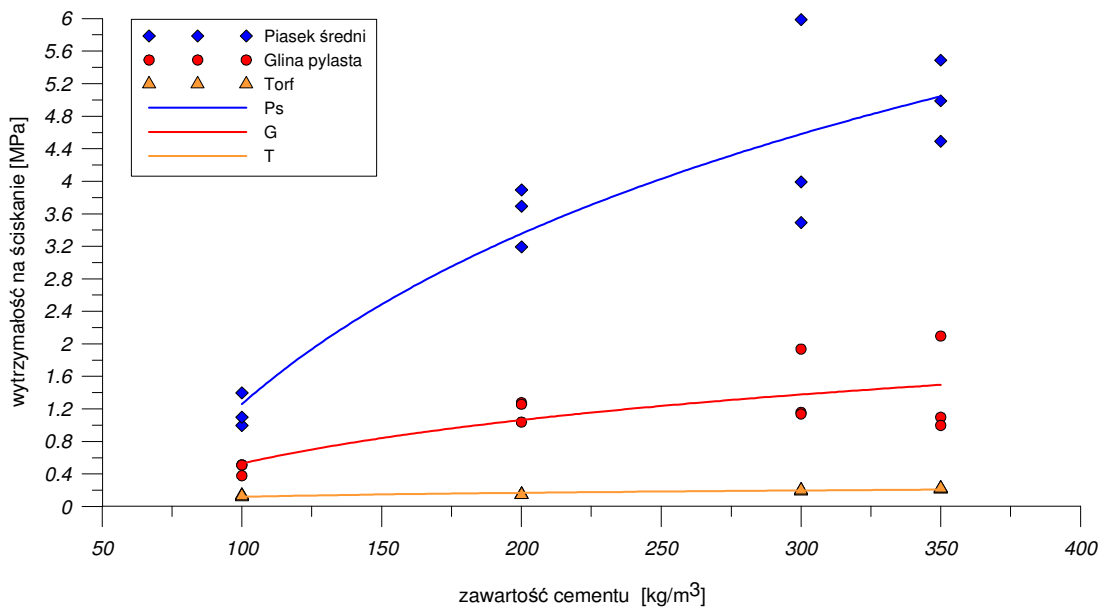
Rys. 4.5 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 7 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



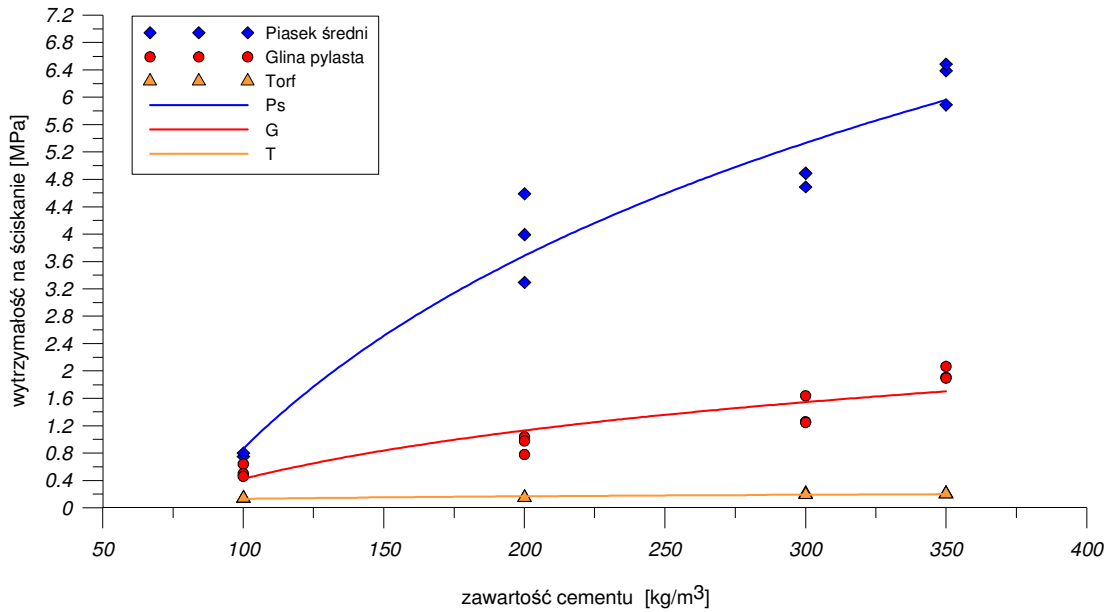
Rys. 4.6 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 14 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



Rys. 4.7 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



Rys. 4.8 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 60 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



Rys. 4.9 Wpływ ilości spoiwa na wytrzymałość cementogruntu po 90 dniach wiązania. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.

Porównując uzyskane wyniki można zauważyć zdecydowanie inne zachowanie cementogruntu z udziałem piasku, gliny i torfu. Bezwzględnie największe wytrzymałości uzyskano dla piasku, mniejsze dla gliny pylastej i najmniejsze dla torfu, co odpowiada zarówno oczekiwaniom jak i wynikom badań obcych. We wszystkich przypadkach wytrzymałość rośnie w miarę zwiększania zawartości cementu, przy czym przyrosty są większe w zakresie $\alpha = 100$ do 250 kg/m^3 niż dla $\alpha = 250$ do 350 kg/m^3 .

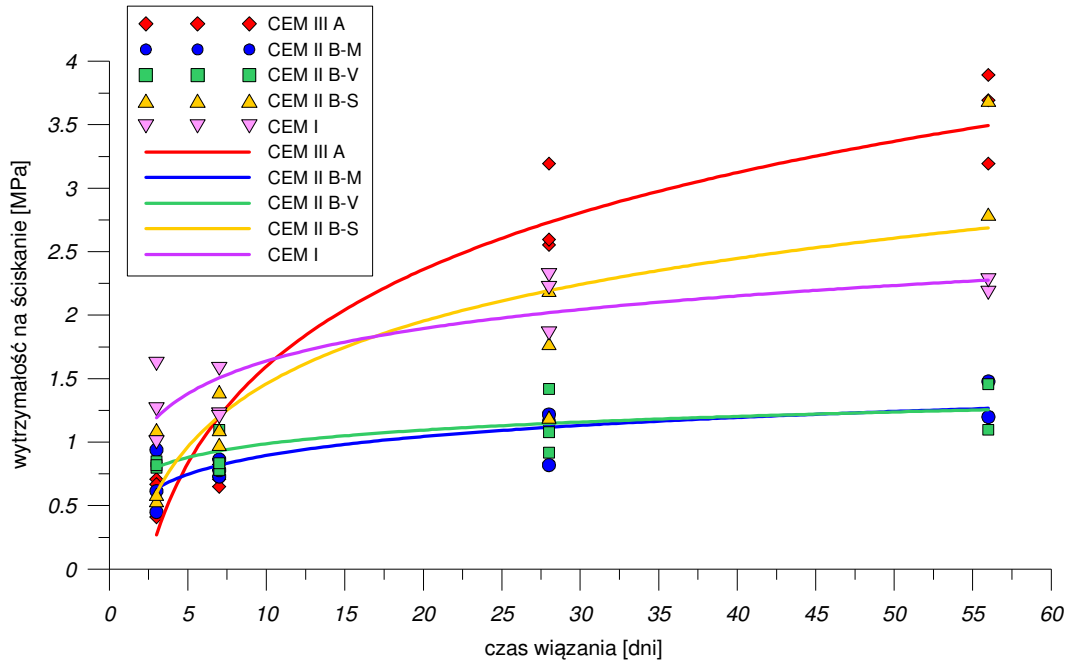
W cementogrunie z udziałem piasku przyrost wytrzymałości jest największy, a po 90 dniowym okresie wiązania różnica między wytrzymałością uzyskaną przy zawartości cementu 100 kg/m^3 i 350 kg/m^3 jest ponad pięciokrotna (rys. 4.9). W cementogrunie z udziałem gliny pylastej przyrost wytrzymałości jest wolniejszy niż w gruntach piaszczystych, co wskazuje na brak znaczącej reakcji pucolanowej. Wytrzymałość cementogruntu z udziałem torfu jest bardzo mała i przy zawartości cementu $\alpha=350 \text{ kg/m}^3$ nie przekroczyła 250 kPa po 90 dniach wiązania (rys. 4.9). Potwierdza to wcześniej przedstawione wnioski, że grunty organiczne o wysokiej wilgotności i zawartości części organicznych są bardzo trudne do wzmocnienia.

- **Wpływ rodzaju spoiwa**

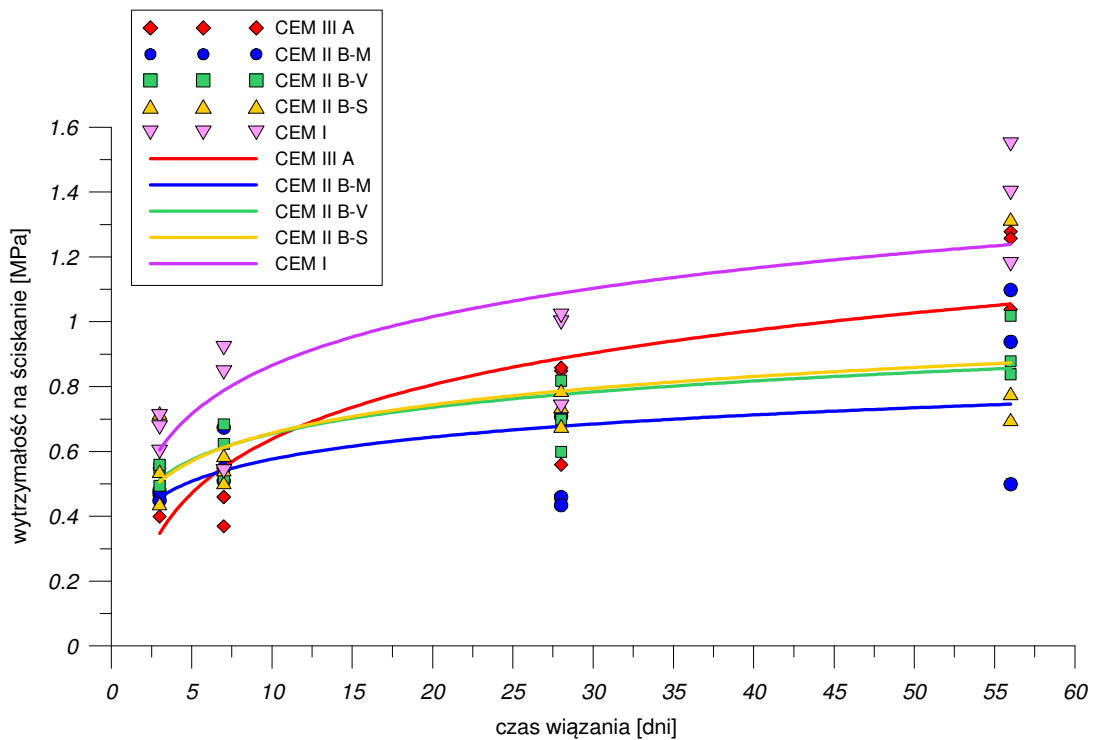
W celu określenia wpływu rodzaju spoiwa (cementu) na wytrzymałość cementogruntu przeprowadzono badania dla tych samych trzech rodzajów gruntu, tj. piasku średniego (Gdańsk, ul. Piekarnicza), gliny pylastej (Bysewo) i torfu (Dębogórze k/kanalu Leniwy). Grunty wymieszano z następującymi pięcioma rodzajami cementu:

- CEM III A 32,5N HSR/LH/NA – cement hutniczy o normalnej wytrzymałości wczesnej (N), zawierający klinkier portlandzki i granulowany żużel wielkopiecowy (S) oraz regulator czasu wiązania, ma wysoką odporność na siarczany (HSR), niskie ciepło hydratacji (LH) oraz niską alkaliczność (NA),
- CEM II B-M 32,5R V-LL – cement portlandzki wieloskładnikowy, o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R), zawierający klinkier portlandzki, popiół lotny krzemionkowy (V) i kamień (LL) oraz regulator czasu wiązania,
- CEM II B-V 32,5R HSR – cement portlandzki popiołowy, o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R), zawierający klinkier portlandzki, popiół lotny krzemionkowy (V) oraz regulator czasu wiązania, ma wysoką odporność na siarczany,
- CEM II B-S 32,5R – cement portlandzki żużlowy, o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R), zawierający klinkier portlandzki, granulowany żużel wielkopiecowy (S) oraz regulator czasu wiązania,
- CEM I 32,5R – cement portlandzki o wysokiej wytrzymałości wczesnej (R), zawierający klinkier portlandzki oraz regulator czasu wiązania.

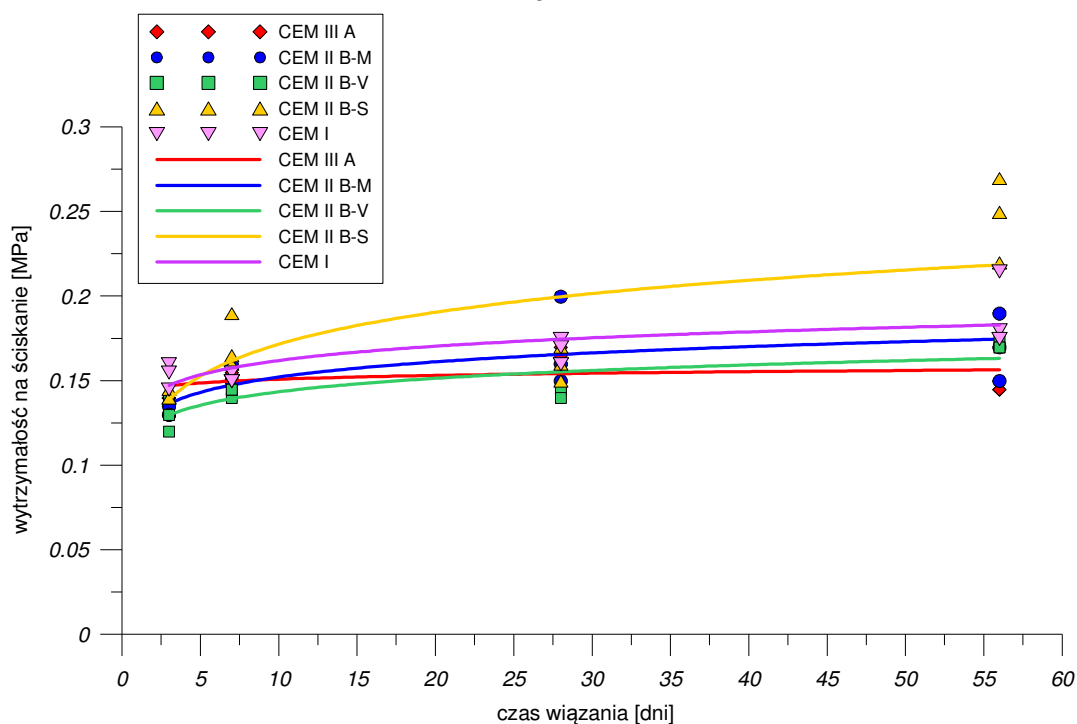
Grunty mieszano z wymienionymi cementami przy zawartości przeliczeniowej $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Gęstość zaczynu cementowego wynosiła we wszystkich przypadkach $\rho =1,5 \text{ g/cm}^3$ (W/C=1). Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe badano po czasie wiązania $T_c= 3, 7, 28$ i 60 dni. Wyniki badań pokazano na rysunkach 4.10 do 4.12 .



Rys. 4.10 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu. Piasek średni. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



Rys. 4.11 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu. Gлина pylasta. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.



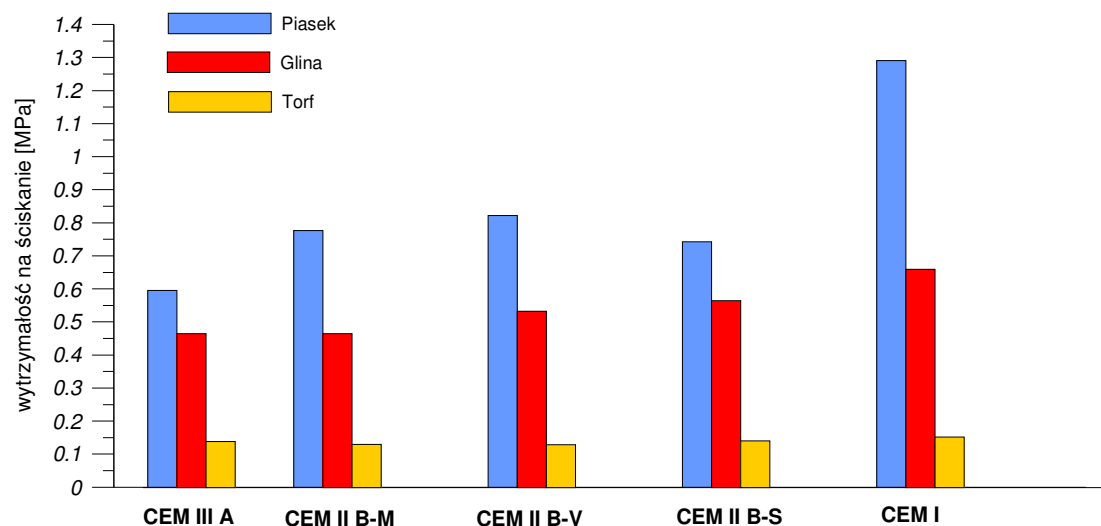
Rys. 4.12 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu. Torf. Linie ciągłe oznaczają średnie linie trendu.

W gruncie piaszczystym najlepszy efekt wzmocnienia po czasie wiązania $T_c=60$ dni uzyskano dla cementu hutniczego CEM III A (rys. 4.10). Można zauważyć, że w tym przypadku występują również największe przyrosty wytrzymałości. Dobre efekty dało także zastosowanie cementu portlandzkiego żuźlowego CEM II B-S, a uzyskana wytrzymałość jest porównywalna do cementogruntu z udziałem cementu portlandzkiego CEM I. Najmniej korzystnymi spoiwami w przypadku mieszania piasków okazał się cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II B-M oraz cement portlandzki popiołowy CEM II B-V, dla których uzyskano niskie przyrosty wytrzymałości.

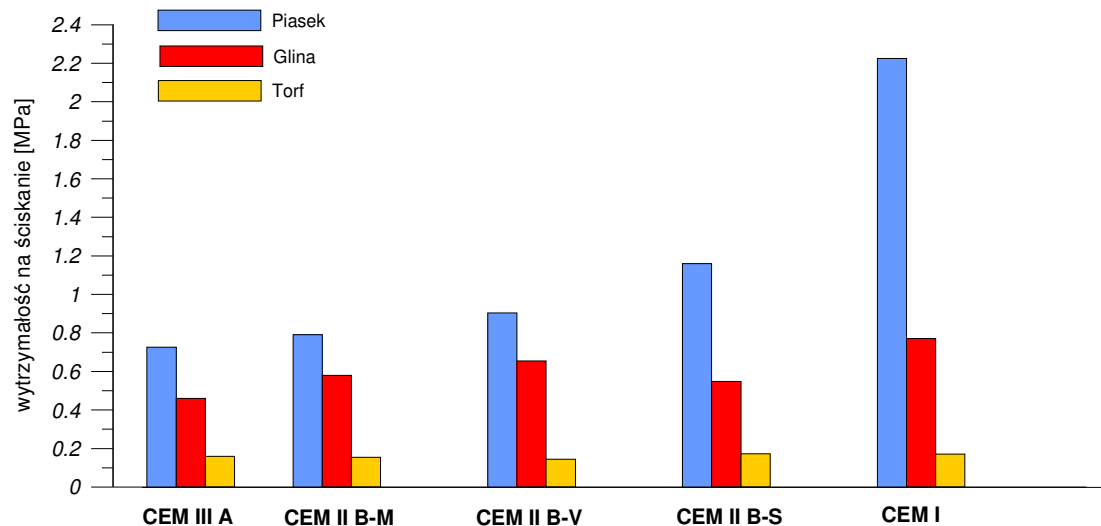
W gruncie spoistym najlepszy efekt wzmocnienia uzyskano przy zastosowaniu cementu portlandzkiego CEM I (rys. 4.11). Niższą wytrzymałość, choć o podobnej charakterystyce przyrostu, zaobserwowano dla gliny wymieszanej z cementem hutniczym CEM IIIA. Najmniej korzystnym spoiwem okazał się cement portlandzki wieloskładnikowy CEM II B-M. Wyniki badania potwierdzają obserwacje Saitoh (1988), że cement portlandzki jest bardziej skutecznym spoiwem dla gruntów spoistych wykazujących reakcję pucolanową. Cement hutniczy daje natomiast wyższe wytrzymałości dla gruntów o niskiej reakcji pucolanowej lub takich, w których ona nie występuje.

W gruncie organicznym uzyskana wytrzymałość jest bardzo niska, a przyrost nieznaczny (rys. 4.12). Najlepszy efekt wzmocnienia torfu uzyskano przy zastosowaniu cementu portlandzkiego żuźlowego CEM II B-S.

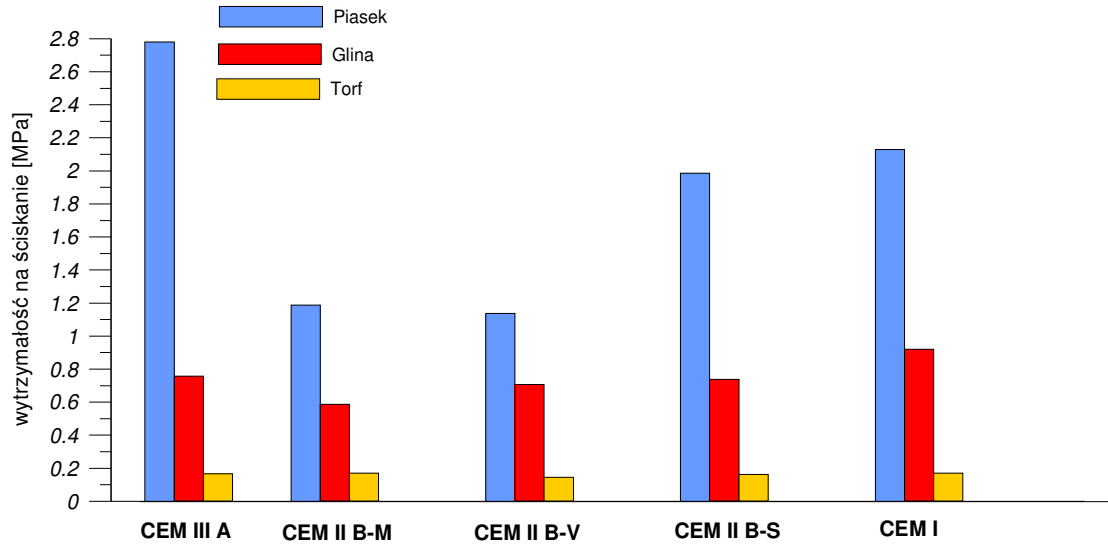
Wpływ rodzaju cementu na średnią wytrzymałość cementogruntu uformowanego z udziałem piasku, gliny pylastej i torfu, pokazano na rysunkach 4.13 do 4.16 dla czterech czasów wiązania, wynoszących 3, 7, 28 i 60 dni.



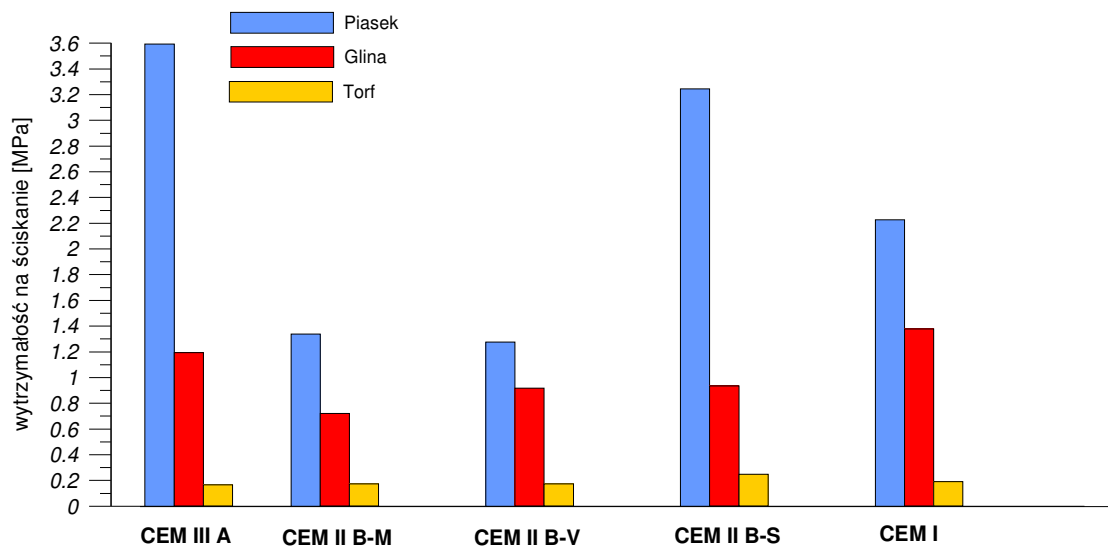
Rys.4.13 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu po 3 dniach wiązania.



Rys.4.14 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu po 7 dniach wiązania.



Rys.4.15 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania.



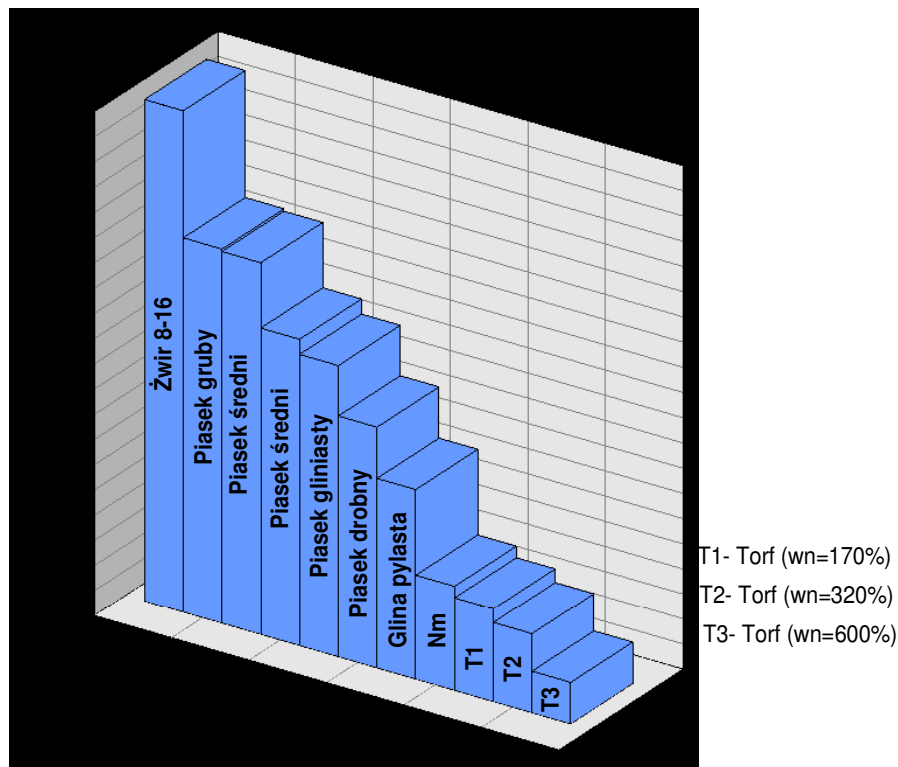
Rys.4.16 Wpływ rodzaju cementu na wytrzymałość cementogruntu po 60 dniach wiązania.

Z badań wynika, że cementogruntu uzyskuje najwyższą wczesną wytrzymałość przy zastosowaniu cementu portlandzkiego CEM I, niezależnie od rodzaju gruntu. Dla cementogruntu z udziałem piasku korzystny wpływ cementu hutniczego pojawia się dopiero po upływie co najmniej 28 dni. W przypadku gliny pylastej najkorzystniejszym spoiwem był cement portlandzki, niezależnie od czasu wiązania. Dla torfu rodzaj cementu miał najmniejszy i mało znaczący wpływ na wytrzymałość średnią dla wszystkich czasów wiązania.

4.2.2 Wpływ podłoża gruntowego na wytrzymałość cementogruntu

- Wpływ rodzaju gruntu

Badania wykonano dla 11 "typowych" gruntów naturalnych, obejmujących: żwir, piasek gruby, średni i drobny, piasek gliniasty, glinę pylastą, namuł oraz torf o różnej wilgotności. Zastosowano zaczyn na bazie cementu hutniczego CEM III A, o gęstości $\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$. Zawartość cementu odpowiadała we wszystkich przypadkach wskaźnikowi $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Wszystkie próbki poddano ścisnaniu jednoosiowemu po czasie wiązania $T_c=28$ dni. Wyniki badań przedstawiono na rysunku 4.17.



Rys. 4.17 Wpływ rodzaju gruntu na wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania.

Wyniki badań pokazane na rysunku 4.17 ilustrują w sposób bezpośredni bardzo silny wpływ rodzaju gruntu na uzyskiwaną wytrzymałość cementogruntu przy tej samej zawartości spoiwa. Pomijając w pierwszym przybliżeniu wpływ zmian początkowego stanu gruntów naturalnych można ogólnie stwierdzić, że "wypełniacz" cementogruntu, jakim jest wzmacniany grunt naturalny, determinuje w przeważający sposób wytrzymałość i właściwości cementogruntu. Taki sam wniosek wypływa również z badań Ahnberga, przytoczonych w rozdziale 3 (por. rys. 3.7).

Najwyższe wytrzymałości cementogruntu można uzyskać w gruntach piaszczystych, szczególnie o grubym uziarnieniu. Nieco niższe wytrzymałości otrzymuje się w piaskach średnich i drobnych. W gruntach spoistych wytrzymałość jest około dwukrotnie niższa niż w gruntach piaszczystych. Najniższe wytrzymałości uzyskano w gruntach organicznych.

- **Wpływ wilgotności gruntu (zmiana stosunku W/C)**

Badaniu poddano trzy rodzaje gruntu: piasek średni (Gdańsk, ul. Piekarnicza), glina pylasta (Bysewo) i torf (Dębogórze k/kanalu Leniwy), zmieniając ich wilgotność naturalną poprzez dodanie wody lub przez suszenie. Zastosowano zaczyn na bazie cementu hutniczego, o gęstości $\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$ (W/C=1). Wszystkie próbki poddano ścisłaniu jednoosiowemu po czasie wiązania $T_c=3, 7$ i 28 dni.

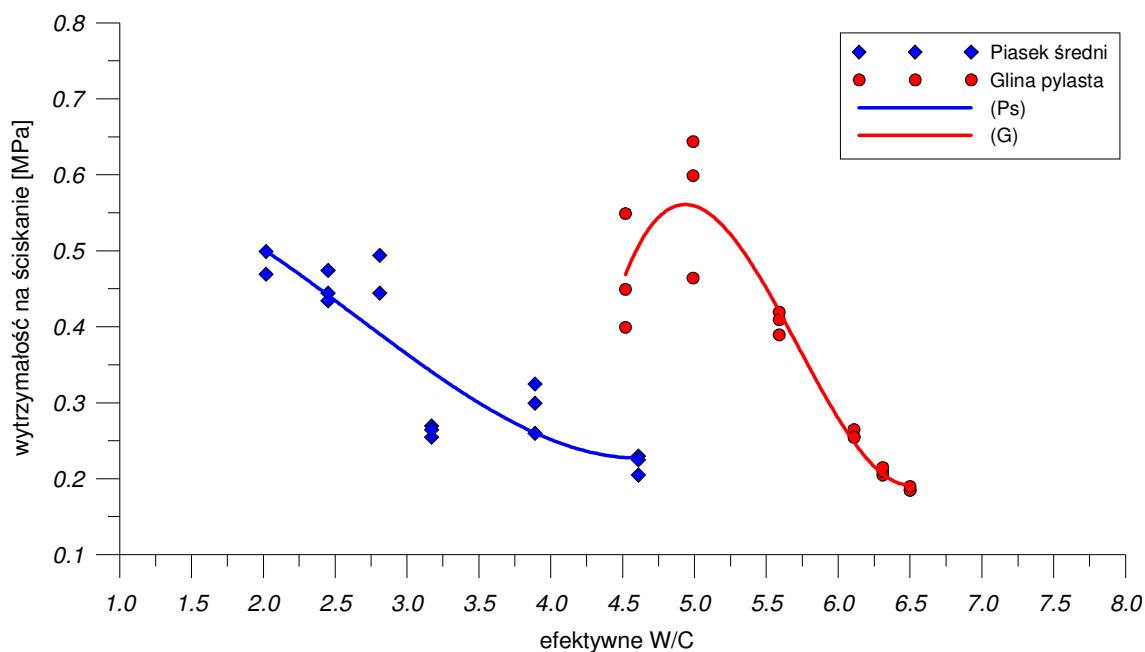
Piasek średni miał wilgotność naturalną 14% (wilgotność przy całkowitym nasyceniu 31,5%). Cementogrunty wykonano dla próbek gruntu o wilgotności naturalnej oraz podwyższonej do 20%, 25%, 30%, 40% i 50% przez dodanie wody, przy czym dla zawartości wody powyżej 50% rozmieszany piasek przestał ją chłonać.

Wilgotność naturalna gliny pylastej wynosiła 39%, a granica płynności 54%. Cementogrunty wykonano dla próbek gliny o wilgotności naturalnej oraz podwyższonej do 50%, 70%, 100%, 120% i 150%, przy czym we wszystkich przypadkach grunt wchłonił dodaną objętość wody. Przy wilgotności poniżej 50% występowały trudności z wymieszaniem próbki z zaczynem. Zwiększenie wilgotności do 70% i 100% znacząco zmieniło konsystencję gliny i ułatwiło mieszanie. Przy 120% i 150% wilgotności konsystencja gliny była półpłynna, z wyczuwalnymi drobnymi grudkami gliny.

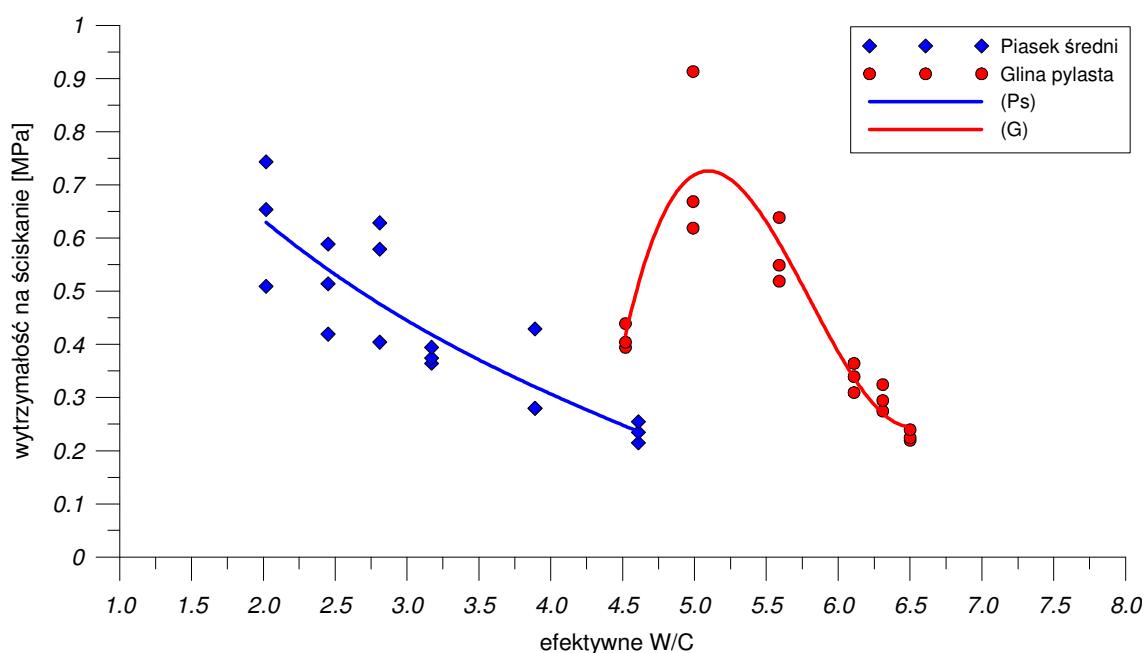
Torf próbowano początkowo wysuszyć do suchej masy w suszarce, a następnie podnieść jego wilgotność poprzez dodanie wody. Okazało się to jednak niemożliwe. Wysuszone grudki torfu nie chłoniły powtórnie wody, pozostając w niej nawet przez kilkanaście dni. Z tego powodu w przypadku torfu o wilgotności naturalnej 600% zastosowano suszenie gruntu. Próbki gruntu rozdrabniano i rozkładano na kuwetach oraz suszono w sposób naturalny lub w suszarce (przy niskiej temperaturze), stopniowo obniżając ich wilgotność. Cementogrunty wykonano dla torfu o wilgotności naturalnej oraz obniżonej do 500%, 400%, 314% i 230%, przy czym dla wilgotności poniżej 230% zawartość wody była już niewystarczająca do rozpoczęcia procesu hydratacji cementu.

Wyniki wszystkich wykonanych badań pokazano na rysunkach 4.18 do 4.21, w postaci zależności wytrzymałości na ścisłanie jednoosiowe od efektywnego wskaźnika W/C. Efektywny wskaźnik W/C obliczono biorąc pod uwagę całkowitą objętość wody w mieszanej próbce gruntu, na którą składa się: (1) woda zawarta w próbce gruntu o naturalnej wilgotności, (2) woda dodana w celu zmiany początkowej wilgotności gruntu, (3) woda zawarta w zaczynie cementowym, o stałym wskaźniku W/C=1. Z uwagi na znaczną różnicę uzyskanych wytrzymałości cementogruntu na rysunkach oddzielnie porównano badania wykonane z udziałem piasku średniego i gliny oraz z udziałem torfu.

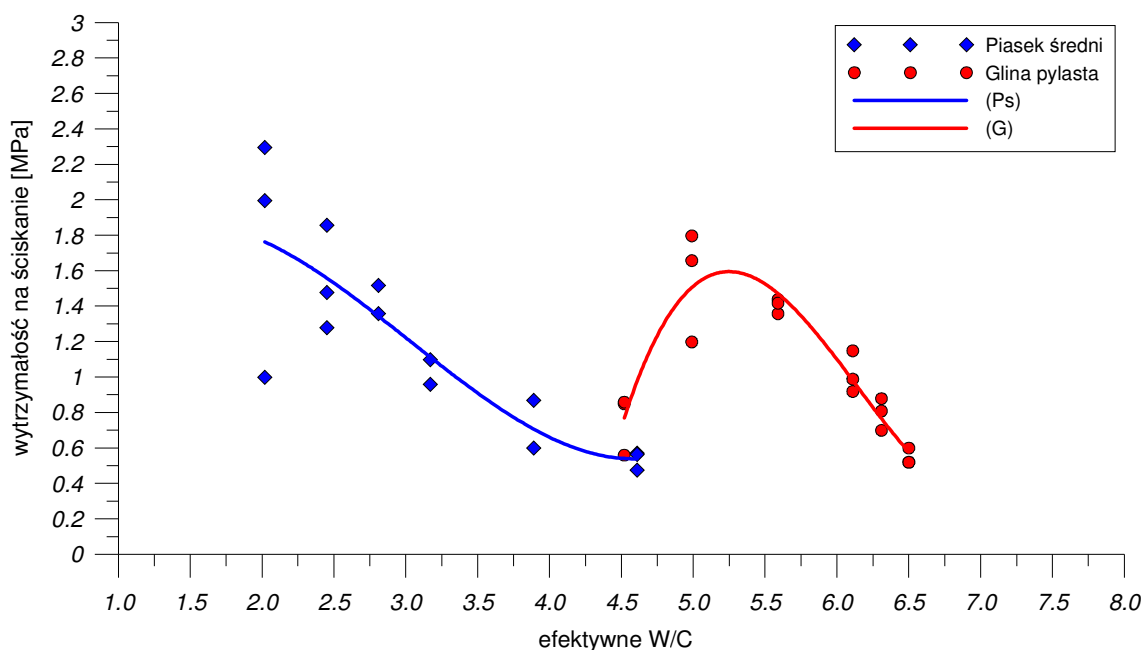
Jak można zaobserwować, wytrzymałość cementogruntu uformowanego z udziałem piasku silnie maleje ze wzrostem zawartości wody w próbce gruntu, zwłaszcza w przedziale między wilgotnością naturalną 14% (efektywne W/C=2,02) a wilgotnością 40% (efektywne W/C=3,89). Spadek wytrzymałości cementogruntu związany jest ze wzrostem wskaźnika W/C, spowodowanym udziałem dodatkowej objętości wody w procesie mieszania gruntu z cementem, zawartej w próbce wzmacnianego gruntu (tj. przed dodaniem zaczynu cementowego).



Rys. 4.18 Wpływ początkowej wilgotności gruntu na wytrzymałość cementogruntu z udziałem piasku średniego oraz gliny pylastej po 3 dniach wiązania. Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=1$).



Rys. 4.19 Wpływ początkowej wilgotności gruntu na wytrzymałość cementogruntu z udziałem piasku średniego oraz gliny pylastej po 7 dniach wiązania. Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=1$).

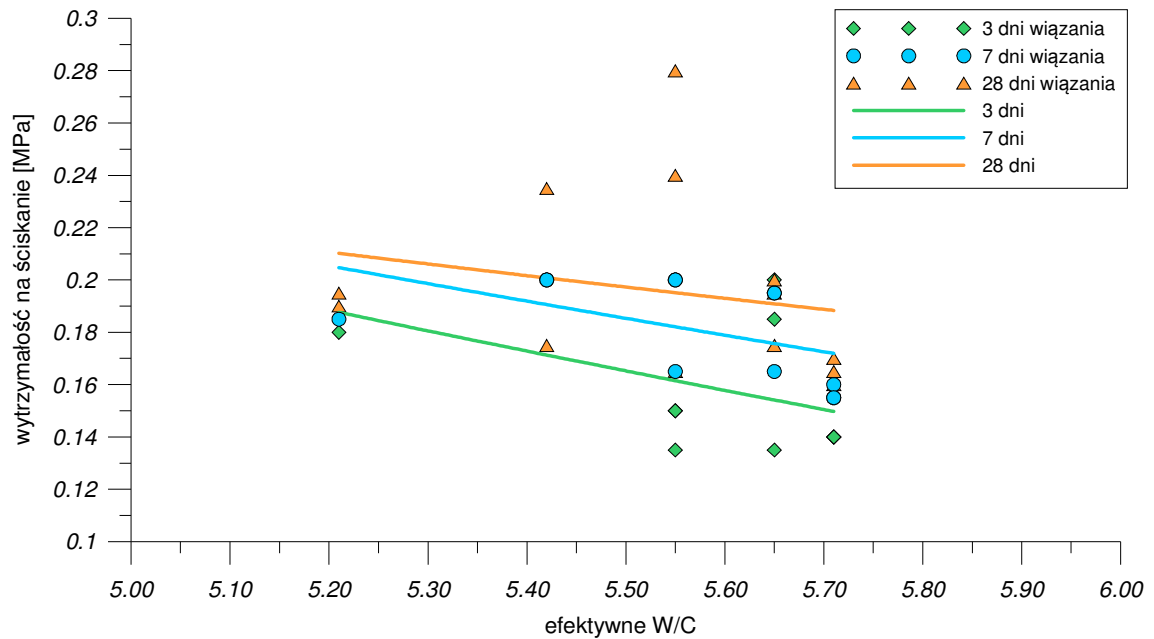


Rys. 4.20 Wpływ początkowej wilgotności gruntu na wytrzymałość cementogruntu z udziałem piasku średniego oraz gliny pylastej po 28 dniach wiązania. Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=1$).

W przypadku cementogruntu uformowanego z udziałem gliny pylastej zauważyć można inny, w porównaniu do mieszania z piaskiem, charakter zależności od początkowej wilgotności próbki gruntu. Dla badanej gliny granica płynności wynosiła $w_L=54\%$. Przy wilgotności początkowej mniejszej od granicy płynności występowały trudności z równomiernym wymieszaniem gliny, co wpłynęło na niską wytrzymałość cementogruntu. Również przy wilgotności początkowej znacznie przekraczającej granicę płynności gliny nadmierna zawartość wody w próbce gruntu w stosunku do masy cementu (duże W/C) wpłynęła na obniżenie wytrzymałości. W efekcie najwyższą wytrzymałość cementogruntu uzyskano dla wilgotności początkowej zbliżonej do granicy płynności ($W/C=\text{ca. } 5-5,25$). Warto również zauważyć, że spadek wytrzymałości cementogruntu wraz ze wzrostem początkowej zawartości wody w próbce wzmocnianego gruntu jest szybszy dla gruntów spoiстых (powyżej granicy płynności) niż dla piasku.

W przypadku cementogruntu formowanego z udziałem torfu uzyskane wytrzymałości są dużo niższe niż dla próbek z udziałem piasku i gliny. Występuje również tendencja do spadku wytrzymałości ze wzrostem wilgotności początkowej, ale jest ona słabsza. Tym samym można przyjąć, że ewentualne obniżenie wilgotności torfu w warunkach in situ, np. przez częściową konsolidację, nie spowoduje istotnego poprawienia wytrzymałości cementogruntu.

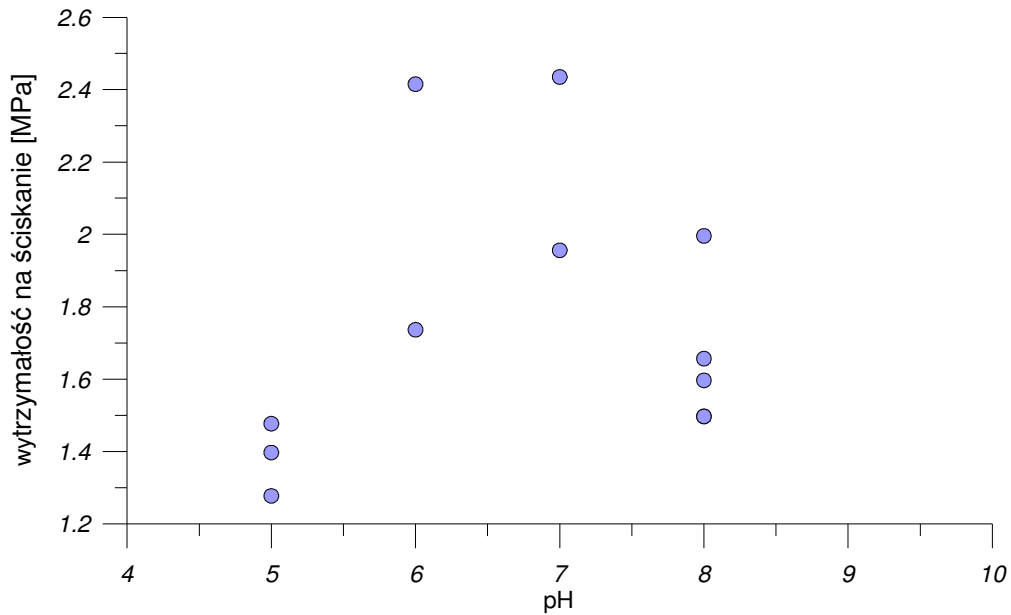
Uzyskane wyniki potwierdzają, że podwyższona wilgotność gruntu prowadzi do obniżenia wytrzymałości cementogruntu i z tego powodu jest czynnikiem ograniczającym zastosowanie technologii głębokiego mieszania gruntu na mokro.



Rys. 4.21 Wpływ początkowej wilgotności torfu na wytrzymałość cementogruntu po 3, 7 i 28 dniach wiązania. Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=1$).

• Wpływ zakwaszenia gruntu (pH)

Wydzielenie bezpośredniego wpływu stopnia pH gruntu na wytrzymałość cementogruntu w przypadku wykonania badań na różnych gruntach naturalnych o innym początkowym wskaźniku pH nie jest możliwe ze względu na nakładanie się wielu czynników, od których zależy wypadkowa wytrzymałość. Z tego powodu badanie wpływu pH gruntu przeprowadzono z udziałem piasku średniego Rybaki. Do piasku wysuszonego do stałej masy dodano laboratoryjnie przygotowaną wodę, o określonym pH, uzyskując wilgotność naturalną $w_n=15\%$. Kwasowość obniżano poprzez dodanie do wody destylowanej kwasu solnego (HCl), a podwyższano dodając zasadę sodową (NaOH). W ten sposób otrzymano cztery próbki piasku, o pH=5, 6, 7 i 8, które wymieszano z zaczynem cementowym o gęstości $\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$, przygotowanym na bazie cementu hutniczego CEM III A. Zawartość cementu w wymieszanej próbce odpowiadała wskaźnikowi $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Wytrzymałość próbek na ściskanie jednoosiowe zbadano po 28 dniach wiązania. Na rysunku 4.22 pokazano uzyskane wytrzymałości cementogruntu w zależności od początkowego pH gruntu.



Rys. 4.22 Wpływ początkowego stopnia pH gruntu na wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania (badania wykonane na cementogrunie z udziałem piasku średniego). Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$.

Wyniki badań przedstawione na rysunku 4.22 potwierdzają, że w stosunku do gruntów mających $\text{pH}<5$ podejmowanie zabiegu wzmacniania za pomocą mieszania z zaczynem cementowym jest mało skuteczne. Natomiast w zakresie obniżonego stopnia pH, między 6,5 a 5,5, należy się liczyć ze stopniowym spadkiem wytrzymałości cementogruntu.

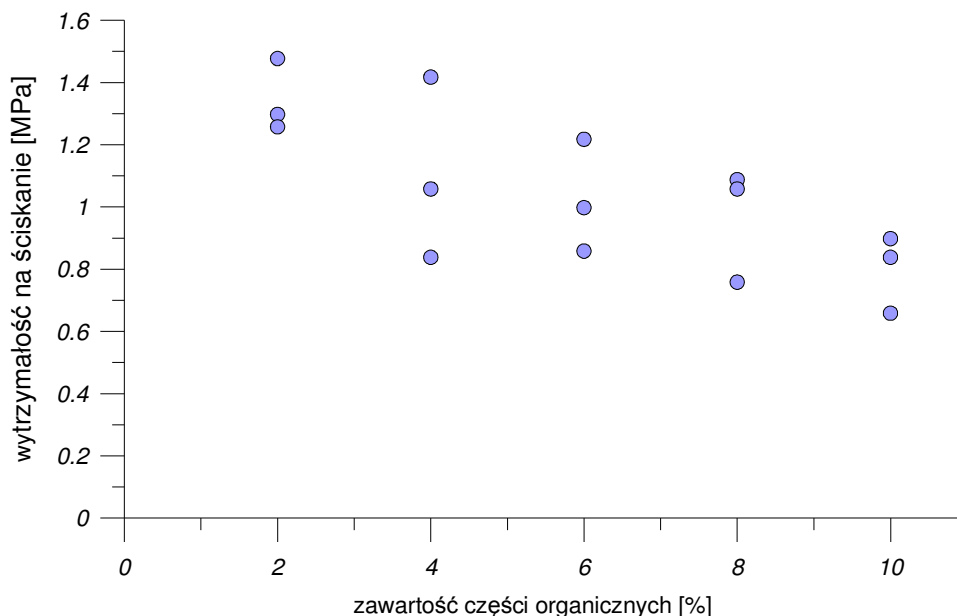
Badania próbek cementogruntu z udziałem gruntu o $\text{pH}=8$ wykonano dwukrotnie, ponieważ uzyskane w pierwszej serii badań wytrzymałości były niższe od wartości otrzymanych dla $\text{pH}=7$, co uznano za anomalię. Badania powtórne dały jednak ten sam wynik. Przypuszcza się, że niekorzystny wpływ na wytrzymałość miała zasada sodowa dodana do wody w celu podniesienia pH. Ze względu na małe znaczenie praktyczne nie przeprowadzono dalszych analiz chemicznych dla tego badania, które można pominąć.

• Wpływ zawartości części organicznych

Aby zbadać wpływ różnej zawartości części organicznych na wytrzymałość cementogruntu, bez udziału czynników ubocznych, postąpiono podobnie jak w przypadku badania wpływu zakwaszenia gruntu. Przygotowano wysuszony piasek średni z miejscowości Rybaki oraz roztartą pulpę torfową (torf z Dębogórza, k/kanalu Leniwy). Zawartość części organicznych w torfie, oznaczona metodą strat prażenia w temperaturze 600°C , wynosiła 69,7%. Następnie na podstawie obliczonych proporcji w stosunku do masy piasku dodawano pulpę torfową w ilości potrzebnej do uzyskania próbek gruntu o założonej zawartości części organicznych oraz uzupełniano objętość wody do wilgotności początkowej $w=15\%$.

W ten sposób otrzymano pięć próbek piasku, o zawartości części organicznych $I_{om}=2\%$, 4%, 6%, 8% i 10%, które wymieszano z zaczynem cementowym o gęstości

$\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$, przygotowanym na bazie cementu hutniczego CEM III A. Zawartość cementu w wymieszanej próbce odpowiadała wskaźnikowi $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Wytrzymałość próbek na ściskanie jednoosiowe zbadano po 28 dniach wiązania. Na rysunku 4.23 pokazano uzyskane wytrzymałości cementogruntu.



Rys. 4.23 Wpływ zawartości części organicznych na wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania (badania wykonane na cementogrunie z udziałem piasku średniego i torfu). Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$. Początkowa wilgotność gruntu 15%.

Wyniki wykonanych badań wykazują systematyczny i negatywny wpływ zawartości części organicznych na wytrzymałość cementogruntu. W przedziale I_{om} od 2% do 10% zanotowano prawie dwukrotny spadek wytrzymałości cementogruntu.

• Wpływ doziarnienia gruntu organicznego gruntem mineralnym

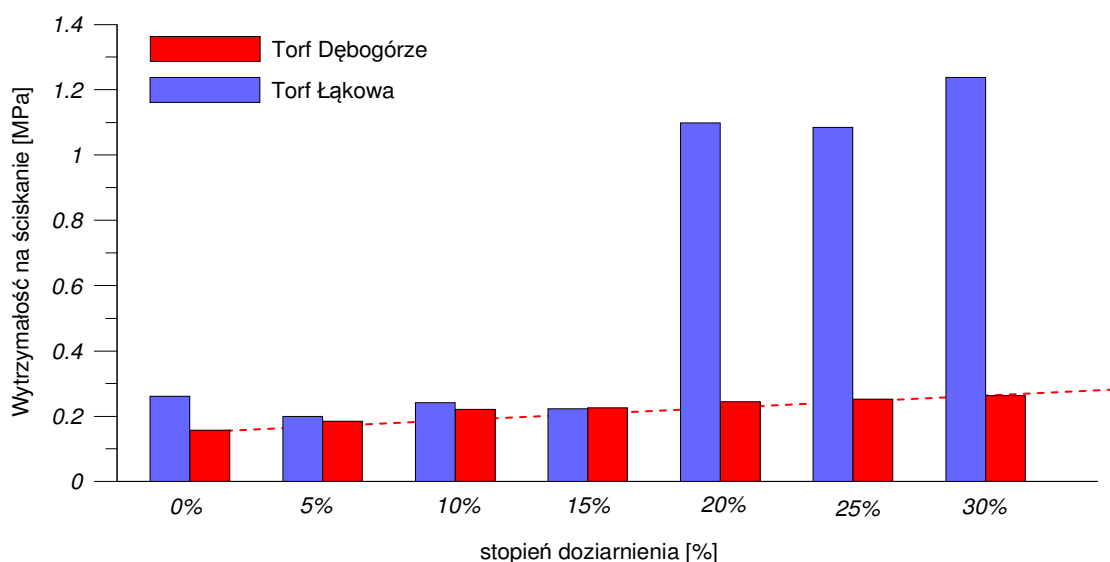
W niektórych zastosowaniach metody DSM w gruntach organicznych stosuje się tzw. "doziarnianie", które polega na dosypywaniu gruntów mineralnych (np. pospółki) w czasie procesu mieszania gruntu organicznego, zalegającego in situ. Celem podjętych badań było sprawdzenie skuteczności takiego zabiegu w odniesieniu do dwóch rodzajów torfu, pobranego z Dębogórza i z ul. Łąkowej w Gdańsku.

Torf z miejscowości Dębogórze miał wilgotność naturalną $w_n=600\%$ oraz zawartość części organicznych 69,7%. Zalegał w podłożu tuż pod powierzchnią terenu, do głębokości około 2m, i poniżej poziomu wody gruntowej. Był to torf niski, wysokopielny. Szczątki roślinne były słabo widoczne, natomiast dobrze rozpoznawalne były kawałki drewna, które po ściśnięciu w dłoni rozpadały się. Torf miał barwę ciemnobrunatną.

Torf pobrany z budowy przy ul. Łąkowej miał wilgotność naturalną $w_n=167\%$ oraz zawartość części organicznych 44,5%. Próbki torfu pobrano z głębokości około 9 m.

Był to grunt o wyższych parametrach wytrzymałościowych, lepiej rozłożony i częściowo skonsolidowany.

Oba grunty organiczne wymieszano w warunkach laboratoryjnych z piaskiem grubym Rybaki 2, dodając 5%, 10%, 15%, 20%, 25% i 30% piasku. Doziarniony torf zmieszano z zaczynem cementowym przygotowanym na bazie cementu hutniczego CEM III A, o gęstości $\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$. Zawartość cementu odpowiadała wskaźnikowi $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Wytrzymałość próbek cementogruntu na ściskanie jednoosiowe zbadano po okresie wiązania $T_c=28$ dni. Uzyskane wyniki pokazano na rysunku 4.24.



Rys. 4.24 Wpływ doziarnienia gruntów organicznych gruntem mineralnym na średnią wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania (badania wykonane na cementogrunie z udziałem dwóch rodzajów torfu i piasku grubego). Zaczyn z cementu hutniczego CEM III A, $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$.

Porównanie średnich wytrzymałości cementogruntu przygotowanego z udziałem dwóch rodzajów torfu doziarnionego piaskiem pokazuje istotne różnice w uzyskanym efekcie wzmocnienia. W przypadku próbek zawierających torf z ulicy Łąkowej nie zaobserwowano zmiany wytrzymałości cementogruntu przy doziarnieniu piaskiem w zakresie od 5 do 15%. Dopiero po przekroczeniu 20% zawartości piasku wytrzymałość cementogruntu skokowo wzrosła około 4,5 razy, a przy 30% udziale piasku około 5 razy. W przypadku próbek zawierających torf z Dębogórze nie stwierdzono skokowego wzrostu wytrzymałości cementogruntu nawet po dodaniu 30% piasku. Podniesienie stopnia doziarnienia spowodowało powolny wzrost wytrzymałości cementogruntu, który dopiero przy 30% zawartości piasku osiągnął wytrzymałość porównywalną z cementogruntem uformowanym z udziałem naturalnego torfu z ulicy Łąkowej.

Otrzymane wyniki badań pozwalają wyciągnąć wniosek, że efekt doziarnienia gruntów organicznych silnie zależy od początkowych właściwości gruntu organicznego, szczególnie wilgotności i zawartości części organicznych. Skuteczność takiego zabiegu jest trudna do prognozy i powinna być każdorazowo zbadana w pilotowych badaniach laboratoryjnych, łącznie z ustaleniem minimalnej zawartości dodawanych gruntów mineralnych.

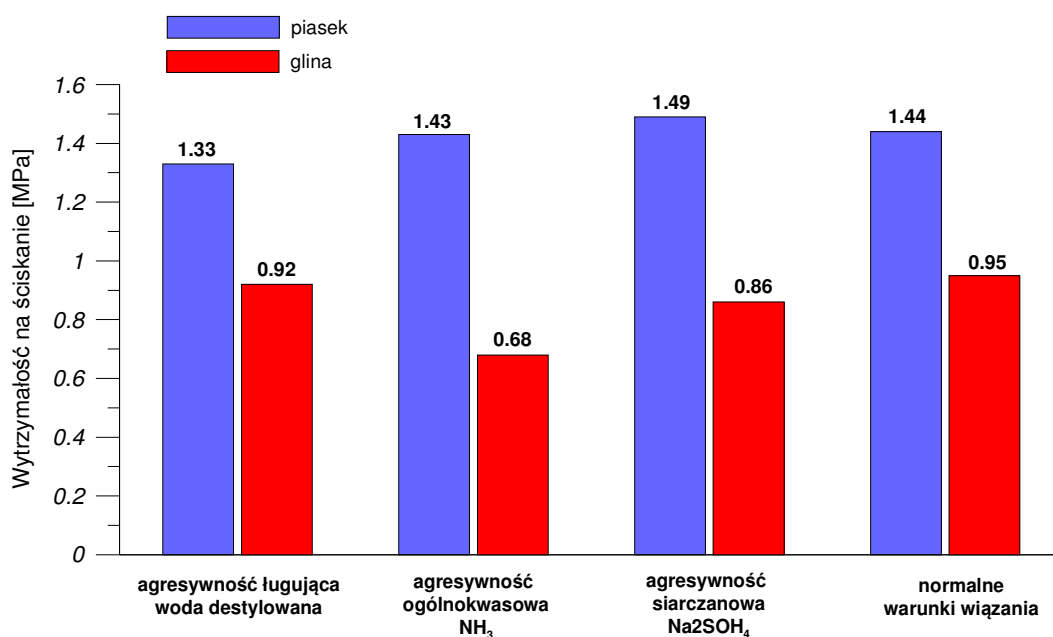
• Wpływ dojrzewania cementogruntu w środowisku agresywnym

W celu zbadania wpływu dojrzewania cementogruntu w środowisku agresywnym przygotowano trzy roztwory wodne o różnej agresywności, w których zanurzone próbki cementogruntu wiązały przez okres 28 dni.

Wybrano agresywność:

- ługującą → woda destylowana,
- ogólnokwasową → 0,5% roztwór kwasu azotowego HNO_3 ,
- siarczanową → 1% roztwór siarczanu sodu Na_2SO_4 .

Próbki cementogruntu wykonano z udziałem gliny pylastej i piasku średniego, po wymieszaniu gruntów z zaczynem cementowym na bazie cementu hutniczego CEM IIIA, o gęstości $\rho=1,5 \text{ g/cm}^3$. Zawartość cementu we wzmacnianym gruncie odpowiadała wskaźnikowi $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$. Z uwagi na ograniczoną objętość przygotowanych roztworów agresywnych wykonano mniejsze próbki o wymiarach $D=46 \text{ mm}$ i $H=100 \text{ mm}$, które w całości zanurzono w płynach na wyznaczony czas dojrzewania. Dla porównania wykonano również po dwie dodatkowe próbki cementogruntu, które wiązały w normalnych warunkach. Badania wytrzymałości wykonano po 28 dniach wiązania. Uzyskane wyniki przedstawiono na rysunku 4.25.



Rys. 4.25 Wpływ dojrzewania cementogruntu w środowisku agresywnym (uwaga: wyniki badań otrzymane dla próbek $D=46 \text{ mm}$, $H=100 \text{ mm}$ przeliczono na typowe próbki $D=70 \text{ mm}$, $H=140 \text{ mm}$ korzystając z korelacji opisanych w punkcie 4.2.3 niniejszego rozdziału).

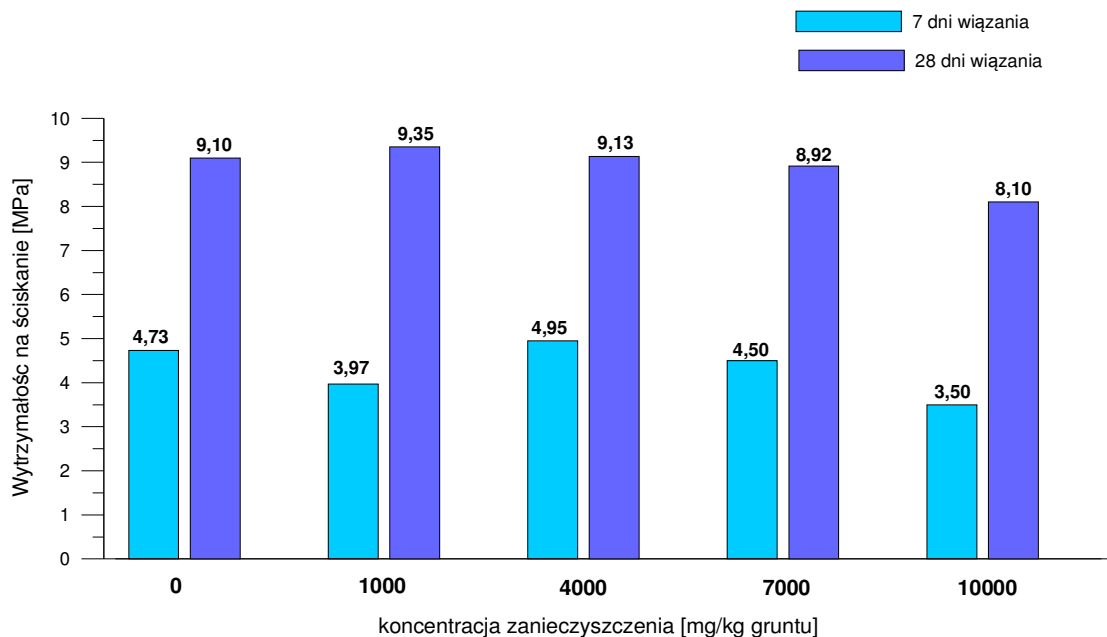
Pierwszych obserwacji wpływu dojrzewania cementogruntu w warunkach agresywnych dokonano bezpośrednio po wydobyciu próbek z roztworów. Próbki wiążące w wodzie destylowanej i roztworze siarczanu sodu nie miały widocznych zmian w wyglądzie w porównaniu z próbkami wiążącymi w warunkach standardowych. Wizualne zmiany zauważono w próbkach wiążących w roztworze kwasu azotowego. Widoczne było rozwarstwienie i rozmiękczenie cementogruntu na zewnętrznej powierzchni próbek, szczególnie w próbkach wykonanych z udziałem gliny.

Wyniki badania wytrzymałości wykazały, że na cementogrunt z udziałem piasku jest mniej wrażliwy na dojrzewanie w warunkach agresywnych niż cementogrunt z udziałem gliny pylastej. Najniższą wytrzymałość uzyskały próbki cementogruntu z udziałem gliny, poddane działaniu roztworu kwasowego. W tym przypadku zaobserwowano też rozmiękczenie i zewnętrzną degradację materiału próbki. Obniżenie wytrzymałości widoczne jest też w przypadku próbek wiążących w roztworze siarczanu sodu.

• Wpływ zanieczyszczenia gruntu substancjami ropopochodnymi

W celu zbadania wpływu zanieczyszczenia gruntu substancjami ropopochodnymi na wytrzymałość cementogruntu pobrano z terenu budowy, gdzie wystąpił ten problem, próbki czystego piasku gliniastego. Dodając olej napędowy przygotowano 5 próbek gruntu o następującej koncentracji zanieczyszczenia: 0 (badanie porównawcze), 1000, 4000, 7000 i 10000 [mg/kg gruntu]. Grunt wymieszano z zaczynem cementowym o gęstości $\rho=1,70 \text{ g/cm}^3$, przygotowanym na bazie cementu hutniczego CEM III A 32,5. Ilość cementu odpowiadała wskaźnikowi $\alpha=360 \text{ kg/m}^3$.

Dla każdej z przyjętych koncentracji zanieczyszczenia wykonano po 6 walcowych próbek cementogruntu o średnicy 70 mm i wysokości 140 mm, których wytrzymałość zbadano po 7 i 28 dniach wiązania. Wyniki przeprowadzonych badań pokazano na rysunku 4.26 (średnie wartości).



Rys 4.26 Wpływ zanieczyszczenia gruntu substancjami ropopochodnymi na wytrzymałość cementogruntu po 7 i 28 dniach wiązania (średnie, każdorazowo z 3 próbek).

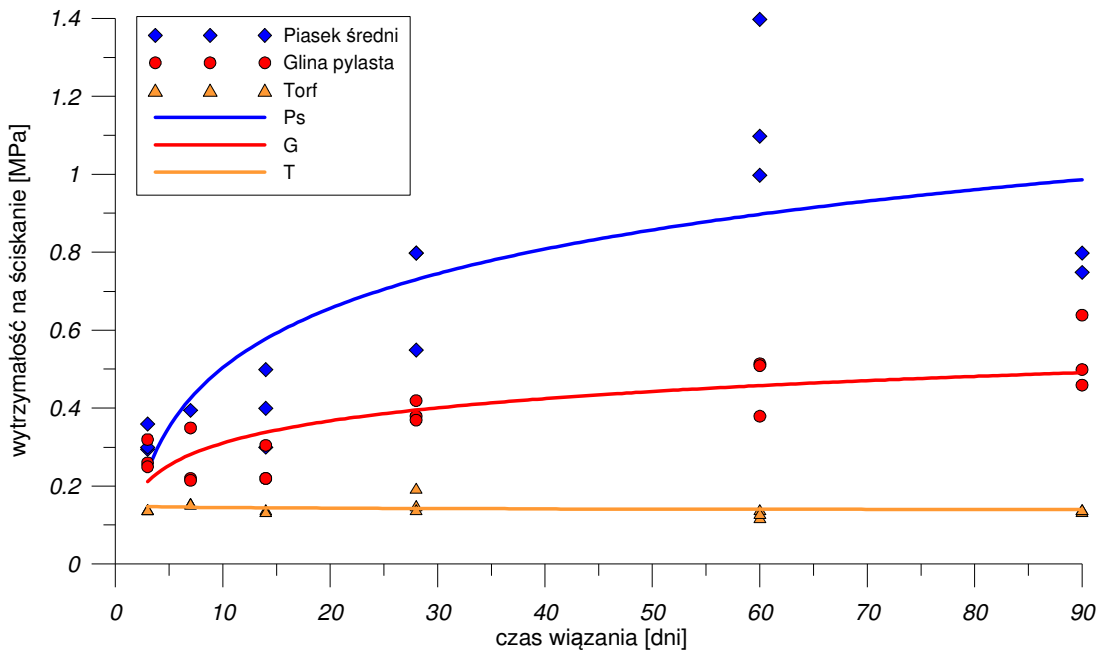
Na podstawie przedstawionych na rysunku 4.26 wyników badań można stwierdzić, że negatywny wpływ zanieczyszczeń ropopochodnych na wytrzymałość cementogruntu w zakresie zbadanych koncentracji jest stosunkowo niewielki. Spadek wytrzymałości przy największej koncentracji zanieczyszczeń nie przekracza 10%.

4.2.3 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu

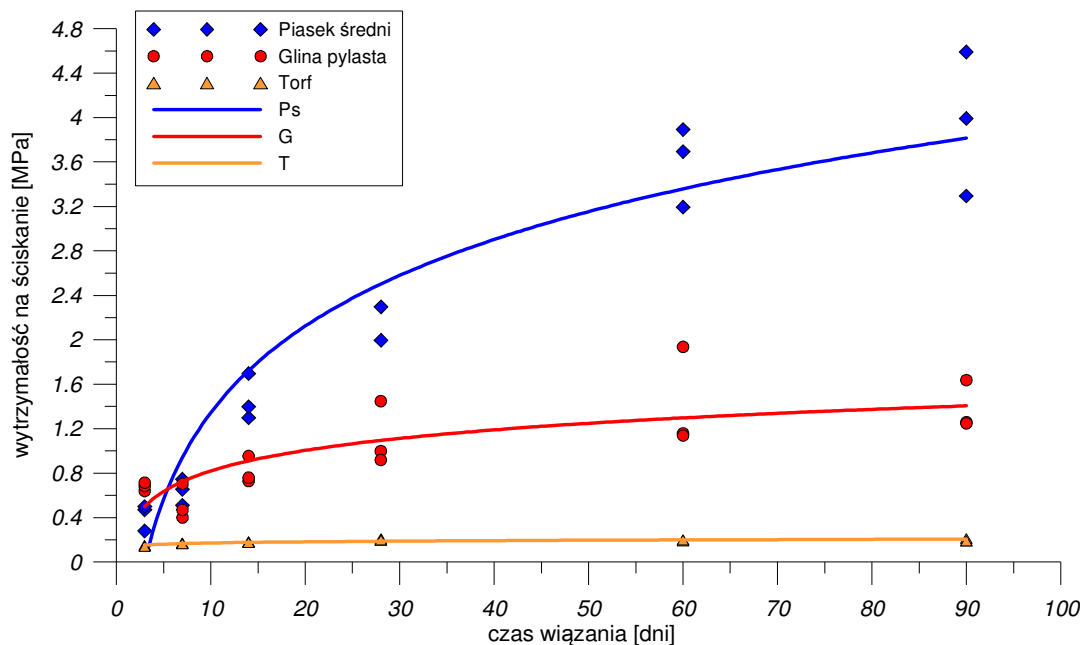
• Wpływ czasu wiązania

Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu można było zaobserwować już w kilku wcześniej opisanych badaniach, zwłaszcza poświęconych ocenie rodzaju spoiwa na wytrzymałość cementogruntu (por. rozdział 4.2.1).

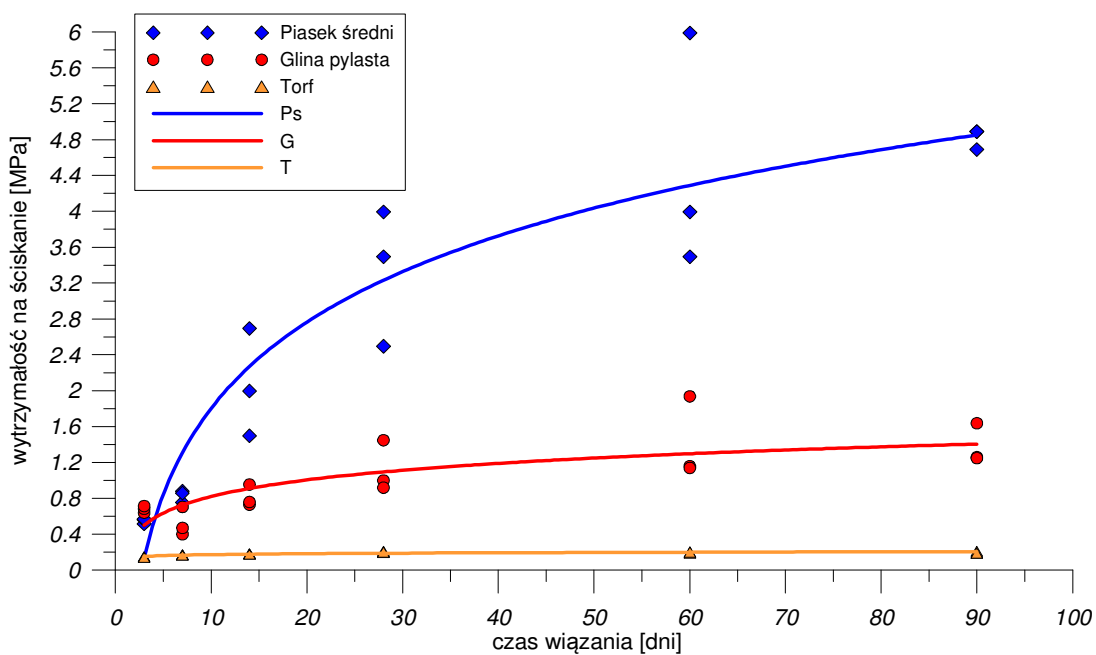
W przypadku niniejszej serii badań laboratoryjnych wykonano usystematyzowane badania wytrzymałości dla trzech rodzajów gruntu oraz czterech wskaźników zawartości cementogruntu, wynoszących: $\alpha = 100, 200, 300$ i 350 kg/m^3 . Zastosowano cement hutniczy CEM III A oraz zaczyn o gęstości $\rho = 1,50 \text{ g/cm}^3$. Próbki badano po upływie $T_c = 3, 7, 14, 28, 60$ i 90 dni od wymieszania gruntu z zaczynem. Otrzymane wyniki badań pokazano na rysunkach 4.27 do 4.30.



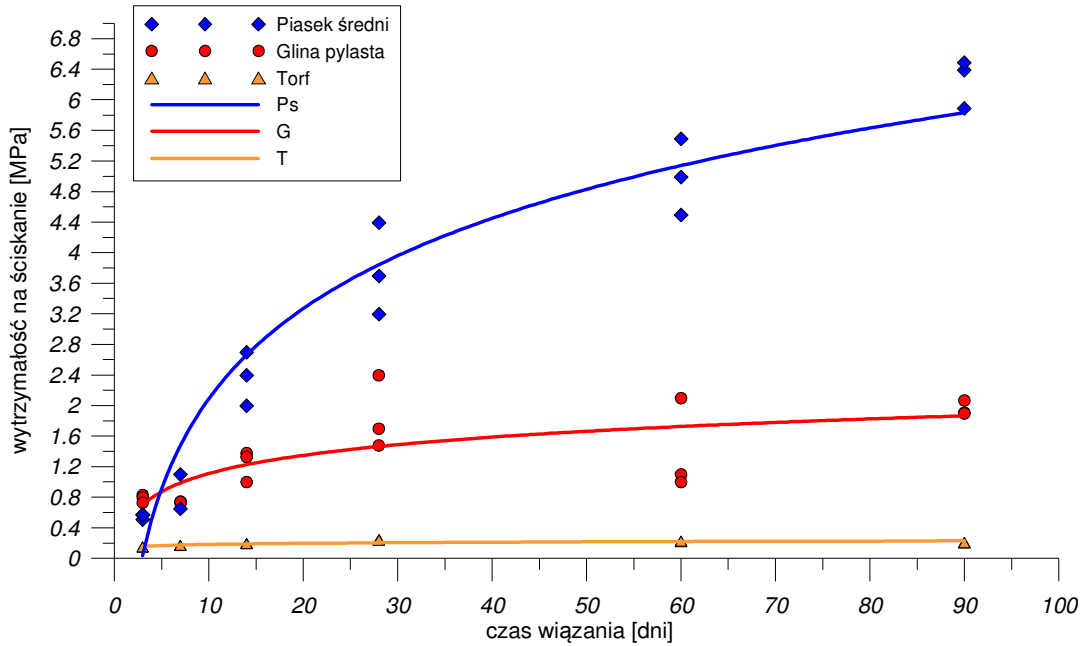
Rys 4.27 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu dla zawartości cementu $\alpha = 100 \text{ kg/m}^3$.



Rys 4.28 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu dla zawartości cementu $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$.



Rys 4.29 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu dla zawartości cementu $\alpha=300 \text{ kg/m}^3$.



Rys 4.30 Wpływ czasu wiązania na wytrzymałość cementogruntu dla zawartości cementu $\alpha=350 \text{ kg/m}^3$.

Na wszystkich czterech rysunkach widoczny jest przyrost wytrzymałości cementogruntu wraz z wydłużaniem się czasu wiązania. Bezwzględny przyrost wytrzymałości jest jednak różny dla badanych gruntów i zależy od ilości dodanego spoiwa. Najniższe wytrzymałości oraz najmniejszą rozpiętość pomiędzy logarytmicznymi liniami trendu widać na rysunku nr 4.27, czyli dla zawartości cementu 100 kg/m^3 . Przy zwiększaniu ilości cementu w próbce gruntu wytrzymałość cementogruntu rośnie, zwłaszcza w odniesieniu do próbek z udziałem piasku i gliny. Odpowiadają temu rosnące różnice między przyrostami wytrzymałości cementogruntu w czasie. Natomiast w gruncie organicznym efekt wzmocnienia jest słaby, a przedłużanie czasu wiązania ma niewielki wpływ na wytrzymałość cementogruntu.

Szczegółowa analiza wyników badań pokazanych na rysunkach 4.27 do 4.30, łącznie z uwzględnieniem serii badań poświęconych ocenie wpływu rodzaju spoiwa (cementu) oraz wilgotności początkowej gruntu na wytrzymałość cementogruntu, pozwoliła na opracowanie istotnych zależności korelacyjnych, które przedstawiono w tabelach 4.2 do 4.4, odpowiednio dla gruntów niespoistych, spoistych i organicznych. Zalecane korelacje umożliwiają prognozowanie zmiany wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania, co ma ważne znaczenie w praktyce wykonawczej DSM. Zakładając, że wczesna wytrzymałość cementogruntu na ściskanie zostanie zbadana po 3 lub 7 dniach od wymieszania gruntu z zaczynem cementowym można na podstawie podanych korelacji określić przypuszczalną wytrzymałość cementogruntu, np. po 28 lub 56 dniach dojrzewania.

Tabela 4.2 Korelacje dla zmian wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania.
Grunt piaszczysty.

Czas wiązania	Rodzaj cementu / ilość cementu	Stosunek wytrzymałości	Uwagi
3 → 7 dni	CEM IIIA	$q_{u7}=1,5 \times q_{u3}$	niezależnie od ilości dodanego cementu
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM I	$q_{u7}=1,1 \times q_{u3}$	przyrost bardzo mały lub jego brak
	CEM II/ B-S	$q_{u7}=1,5 \times q_{u3}$	
7 → 28 dni	CEM IIIA 100 kg/m ³ 200 kg/m ³ 300 kg/m ³ 350 kg/m ³	$q_{u28}=1,8 \times q_{u7}$ $q_{u28}=3,5 \times q_{u7}$ $q_{u28}=4,0 \times q_{u7}$ $q_{u28}=4,3 \times q_{u7}$	większy względny przyrost wytrzymałości przy większej ilości dodanego cementu
	dla średniej zawartości cementu 200 ÷ 300 kg/m ³	$q_{u28}=3,5 \times q_{u7}$ $q_{u28}=5,5 \times q_{u7}$	
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM I	$q_{u28}=1,5 \times q_{u7}$	przyrost zbliżony
	CEM II/ B-S	$q_{u28}=1,7 \times q_{u7}$ $q_{u28}=2,7 \times q_{u3}$	
28 → 60 dni	CEM IIIA 100 kg/m ³ 200 kg/m ³ 300 kg/m ³ 350 kg/m ³	$q_{u60}=2,6 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,7 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,4 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,3 \times q_{u28}$	mniejszy względny przyrost wytrzymałości przy większej ilości dodanego cementu
	dla średniej zawartości cementu 200 ÷ 300 kg/m ³	$q_{u60}=1,5 \times q_{u28}$ $q_{u60}=5,5 \times q_{u7}$	
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM I	$q_{u60}=1,1 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,7 \times q_{u7}$	przyrost bardzo mały lub jego brak
	CEM II/ B-S	$q_{u60}=1,5 \times q_{u28}$ $q_{u60}=2,8 \times q_{u7}$	
60 → 90 dni	CEM IIIA	$q_{u90}=1,1 \times q_{u60}$ $q_{u90}=1,5 \times q_{u28}$ $q_{u90}=6,0 \times q_{u7}$	wartości średnie dla różnych zawartości cementu

Tabela 4.3 Korelacje dla zmian wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania.
Grunt spoisty.

Czas wiązania	Rodzaj cementu / ilość cementu	Stosunek wytrzymałości	Uwagi
3 → 7 dni	CEM IIIA	-	brak przyrostu wytrzymałości
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM I	$q_{u7}=1,2 \times q_{u3}$	przyrost jednakowy
	CEM II/ B-S	-	brak przyrostu wytrzymałości
7 → 28 dni	CEM IIIA 100 kg/m ³ 200 kg/m ³ 300 kg/m ³ 350 kg/m ³	$q_{u28}=1,5 \times q_{u7}$ $q_{u28}=1,8 \times q_{u7}$ $q_{u28}=2,1 \times q_{u7}$ $q_{u28}=2,5 \times q_{u7}$	większy względny przyrost wytrzymałości przy większej ilości dodanego cementu
	dla średniej zawartości cementu 200 ÷ 300 kg/m ³	$q_{u28}=2,0 \times q_{u7}$	
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM I	$q_{u28}=1,1 \times q_{u7}$	przyrost zbliżony dla wszystkich rodzajów cementu
	CEM II/ B-S	$q_{u28}=1,3 \times q_{u7}$	

28 → 60 dni	CEM IIIA 100 kg/m ³ 200 kg/m ³ 300 kg/m ³ 350 kg/m ³	- $q_{u60}=1,6 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,3 \times q_{u28}$ $q_{u60}=1,1 \times q_{u28}$	mniejszy względny przyrost wytrzymałości przy większej ilości dodanego cementu
	dla średniej zawartości cementu 200 ÷ 300 kg/m ³	$q_{u60}=1,5 \times q_{u28}$ $q_{u60}=2,6 \times q_{u7}$	
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM II/B-S	$q_{u60}=1,3 \times q_{u28}$	
	CEM I	$q_{u60}=1,5 \times q_{u28}$	
60 → 90 dni	CEM IIIA		brak przyrostu wytrzymałości powyżej 60 dni wiązania

Tabela 4.4 Korelacje dla zmian wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania.
Grunt organiczny.

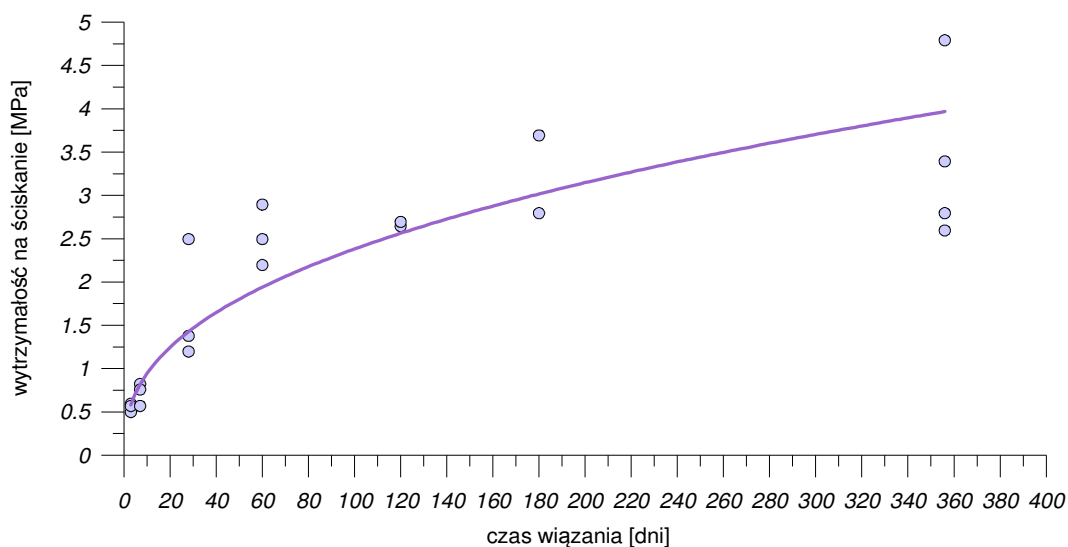
Czas wiązania	Rodzaj cementu / ilość cementu	Stosunek wytrzymałości	Uwagi
3 → 7 dni	CEM IIIA	$q_{u7}=1,1 \times q_{u3}$	niezależnie od ilości dodanego cementu
	CEM II/ B-M, CEM II/ B-V, CEM II/B-S	$q_{u7}=1,2 \times q_{u3}$	
	CEM I	-	brak przyrostu wytrzymałości
7 → 28 dni	CEM IIIA 100 kg/m ³ 200 kg/m ³ 300 kg/m ³ 350 kg/m ³	$q_{u28}=1,0 \times q_{u7}$ $q_{u28}=1,1 \times q_{u7}$ $q_{u28}=1,2 \times q_{u7}$ $q_{u28}=1,4 \times q_{u7}$	większy względny przyrost wytrzymałości przy większej ilości dodanego cementu
	dla średniej zawartości cementu 200 ÷ 300 kg/m ³	$q_{u28}=1,2 \times q_{u7}$ $q_{u28}=1,3 \times q_{u3}$	
	CEM II/ B-M, CEM I	$q_{u28}=1,1 \times q_{u7}$	
	CEM II B-V, CEM II/ B-S	-	brak przyrostu wytrzymałości
28 → 60 dni	CEM IIIA		brak przyrostu wytrzymałości powyżej 28 dni
	CEM II/ B-M CEM II/ B-V CEM I	- $q_{u60}=1,2 \times q_{u7}$ $q_{u60}=1,1 \times q_{u7}$	brak przyrostu wytrzymałości
	CEM II/ B-S	$q_{u60}=1,5 \times q_{u28}$	największy przyrost wytrzymałości ze wszystkich rodzajów cementu
	60 → 90 dni	CEM IIIA	

Na podstawie analizy przytoczonych korelacji, określonych dla próbek cementogruntu wymieszanego w warunkach laboratoryjnych, można wyciągnąć następujące wnioski:

- bezwzględne przyrosty wytrzymałości cementogruntu, odniesione do tych samych przedziałów czasu wiązania, są większe przy rosnącej zawartości spoiwa we wzmacnianym gruncie,
- przyrost wytrzymałości cementogruntu w czasie wiązania jest wolniejszy w gruntach spoiwystych niż w gruntach piaszczystych,
- największy względny przyrost wytrzymałości występuje między 7 a 28 dniem wiązania.

• Wytrzymałość cementogruntu w funkcji przedłużonego czasu wiązania

W celu zbadania zmiany wytrzymałości cementogruntu powyżej 90 dni wiązania wykonano serię badań długoterminowych, dla których maksymalny czas dojrzewania próbek wynosił 365 dni. W badaniu wykorzystano szary namuł, pobrany z budowy przy ul. Łąkowej w Gdańsku o parametrach: $M_o=1000$ kPa, $c=15$ kPa, $\phi=13^\circ$, $\gamma=16$ kN/m³, $w_n=51\%$, zawartość części organicznych 5,6%. Grunt naturalny zmieszano z zaczynem cementowym o gęstości $\rho=1,5$ g/cm³, przy zawartości 200 kg/m³ cementu hutniczego CEM IIIA we wzmocnianym gruncie. Wytrzymałość próbek na ściskanie jednoosiowe zbadano po okresie wiązania T_c wynoszącym: 3, 7, 28, 60, 120, 180 i 365 dni. Wyniki badań pokazano na rysunku 4.31.



Rys. 4.31 Przyrost wytrzymałości cementogruntu uformowanego z udziałem namułu w funkcji przedłużonego czasu dojrzewania.

Na podstawie logarytmicznej linii trendu, pokazanej na rysunku 4.31, można zauważyć, że po przekroczeniu 60 dni wiązania wytrzymałość cementogruntu dalej rosła. W przypadku badanego namułu wytrzymałość cementogruntu po roku dojrzewania była dwukrotnie wyższa od wytrzymałości osiągniętej po 60 dniach wiązania.

4.2.3 Wpływ kształtu i wymiarów próbek na wytrzymałość cementogruntu

Na podstawie bogatych doświadczeń z próbkami betonowymi wiadomo, że kształt i wymiary próbki wpływają na wyniki badania wytrzymałości na ściskanie. Podobnych tendencji można oczekiwać w przypadku cementogruntu.

W Japonii badania laboratoryjnie cementogruntu wykonuje się na próbkach o średnicy 50 mm i wysokości 100 mm, zgodnie ze standardem Japońskiego Towarzystwa Geotechnicznego. Własne badania laboratoryjne wykonano w większości na próbkach o średnicy 70 mm i wysokości 140 mm. Na budowach realizowanych w Polsce najczęściej pobiera się cementogrunt ze świeżo wykonanych kolumn i formuje próbki sześciennie 150x150x150 mm. W pewnych przypadkach wykonywane są również odwierty rdzeniowe, które pozwalają na uzyskanie próbek walcowych o średnicy od 50 do 110 mm.

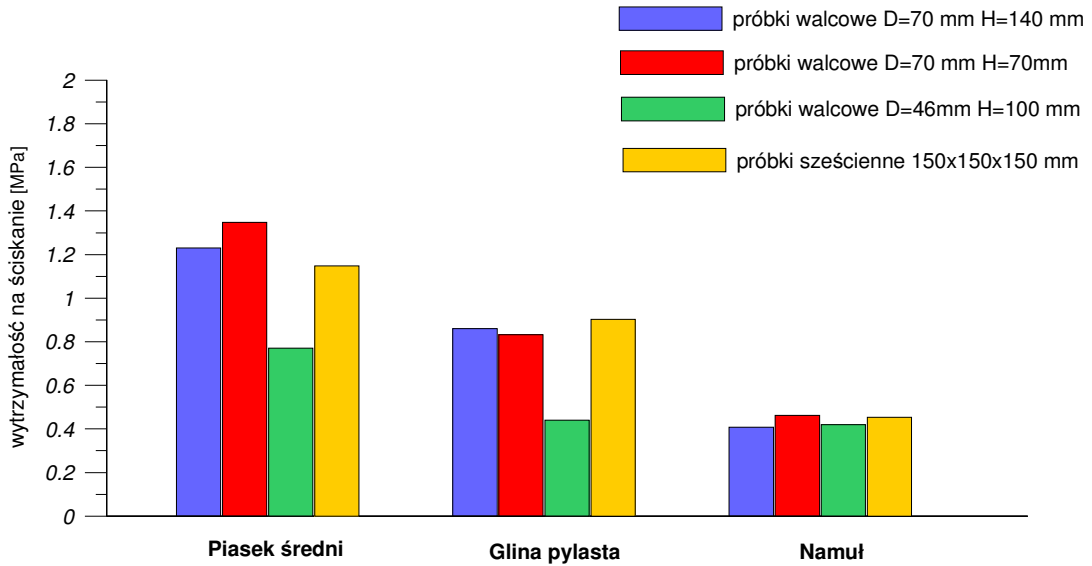
Aby eksperymentalnie sprawdzić wpływ kształtu i wymiarów próbki na wytrzymałość cementogruntu wykonano badania porównawcze z czterema następującymi rodzajami próbek (rys. 4.32):

- próbki walcowe: $D=70$ mm, $H=140$ mm,
- próbki walcowe: $D=70$ mm, $H=70$ mm,
- próbki walcowe: $D=46$ mm, $H=100$ mm,
- próbki sześciennie: $150 \times 150 \times 150$ mm.



Rys. 4.32 Walcove próbki cementogruntu o różnych wymiarach.

Cementogrunt przygotowano z udziałem trzech rodzajów gruntu: piasku średniego (Gdańsk, ul. Łąkowa), gliny pylastej (Bysewo) i namułu (Gdańsk, ul. Łąkowa), które wymieszano z zaczynem cementowym o gęstości $\rho=1,5$ g/cm³, przy zawartości cementu hutniczego CEM III A $\alpha=200$ kg/m³ we wzmacnianym gruncie. Wytrzymałość cementogruntu zbadano po czasie wiązania $T_c=28$ dni. Próbki sześciennie, ze względu na dużą siłę potrzebną do ich ściśnięcia, zbadano w prasie hydraulicznej Regionalnego Laboratorium Budownictwa Katedry Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu. Wyniki wykonanych badań pokazano na rysunku 4.33.



Rys. 4.33 Wpływ kształtu i wymiarów próbek na średnią wytrzymałość cementogruntu po 28 dniach wiązania.

W przypadku cementogruntu z udziałem piasku najwyższą średnią wytrzymałość uzyskały krępe próbki walcowe o wymiarach $D = 70$ mm, $H = 70$ mm. Zbliżone wartości uzyskano również w badaniu próbek walcowych o wymiarach $D = 70$ mm, $H = 140$ mm oraz próbek sześciennych. W cementogrunie z udziałem gliny wytrzymałości zbadane dla tych samych trzech rodzajów próbek są podobne. Najniższe i odbiegające od pozostałych wytrzymałości uzyskano dla małych próbek walcowych o wymiarach $D = 46$ mm, $H = 100$ mm. Dla cementogruntu z udziałem namułu wyniki ściskania wszystkich czterech rodzajów próbek są niemal jednakowe. Można przypuszczać, że niskie wytrzymałości dla małych próbek wynikają z większego wpływu niejednorodności wymieszanego cementogruntu. Współczynniki korelacyjne, wynikające z wykonanych badań, zestawiono w tabelicy 4.5.

Tabela 4.5 Współczynniki korelacyjne dla wytrzymałości cementogruntu określonej na próbkach o różnych kształtach i wymiarach.

KORELACJA	q_{uS}/q_{uA}	q_{uS}/q_{uB}	q_{uS}/q_{uC}	q_{uB}/q_{uA}	q_{uA}/q_{uC}	q_{uB}/q_{uC}
Gлина pylasta (Bysewo)	1,05	1,08	2,05	0,97	1,95	1,89
Namuł (Gdańsk, Łąkowa)	1,11	0,98	1,08	1,13	0,97	1,10
Piasek (Gdańsk, Łąkowa)	0,93	0,85	1,49	1,09	1,60	1,75

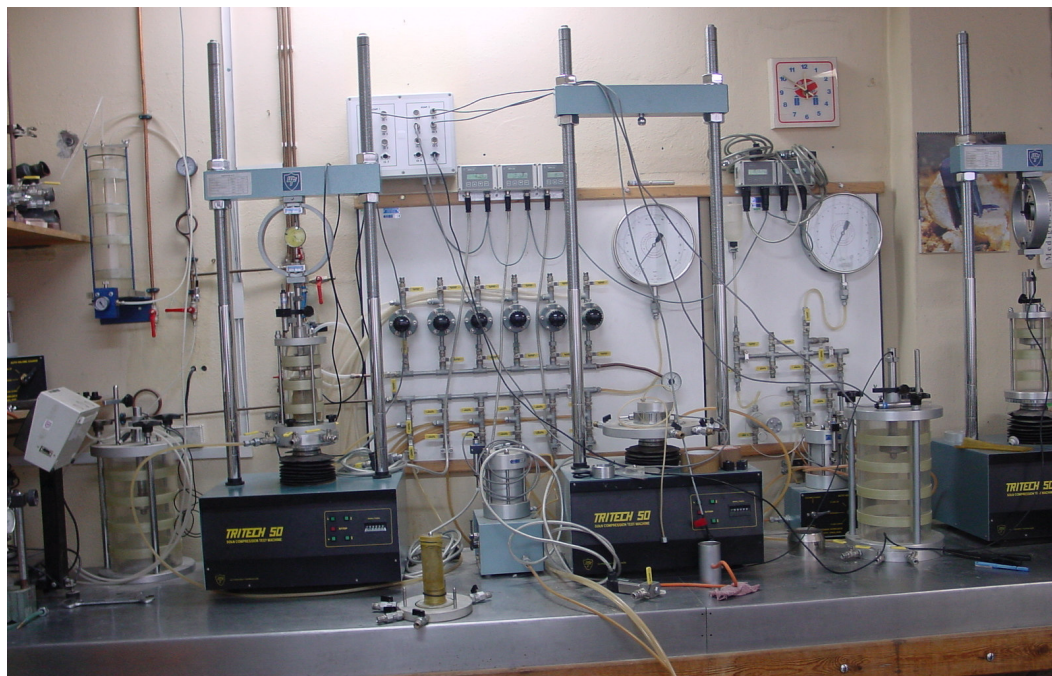
A: próbki walcowe: $D = 70$ mm, $H = 140$ mm, **B:** próbki walcowe: $D = 70$ mm, $H = 70$ mm, **C:** próbki walcowe: $D = 46$ mm, $H = 100$ mm, **S:** próbki sześciennie: 150 x 150 x 150 mm.

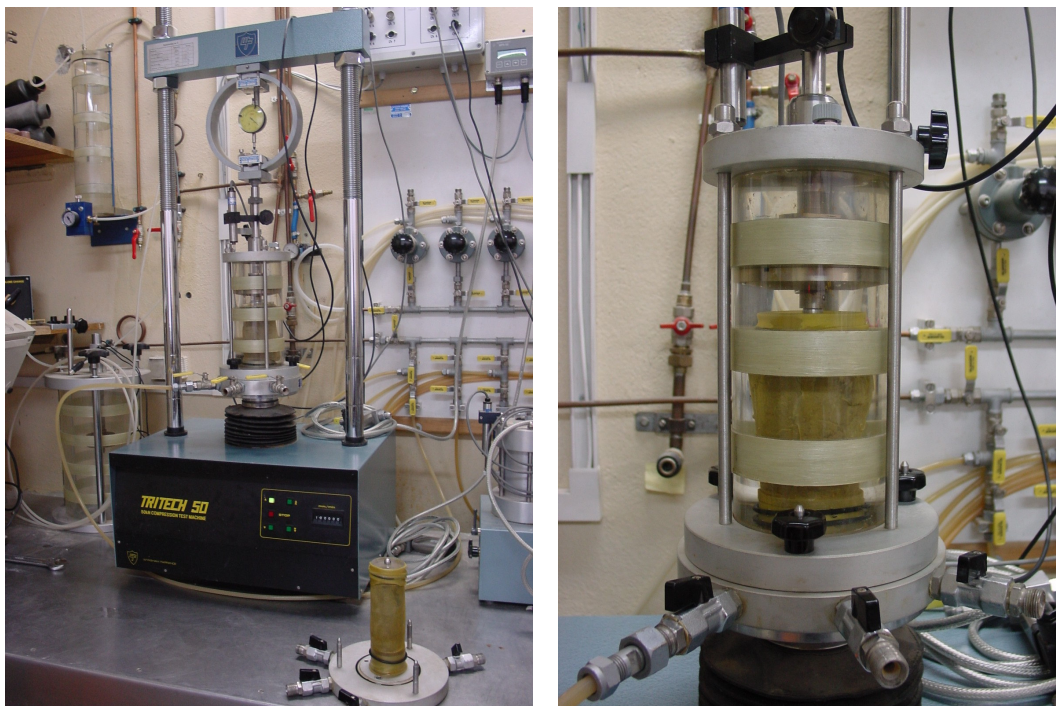
4.3 Badania cementogruntu w aparacie trójosiowego ściskania

Badania w aparacie trójosiowego ściskania (rys. 4.34) wykonano w celu określenia wpływu bocznego (tj. radialnego) naprężenia na charakterystykę wytrzymałościową cementogruntu. Zagadnienie to jest interesujące z tego powodu, że kolumny DSM wykonane w podłożu poddane są działaniu bocznego naprężenia gruntu, które korzystnie wpływa na zachowanie obciążonej kolumny. Należy zwrócić uwagę, że przy wykonywaniu standardowych badań wytrzymałościowych w układzie jednoosiowego ściskania, których wyniki przedstawiono w rozdziale 4.2, efekt oddziaływania bocznego nie występuje i próbki badane są w mniej korzystnych warunkach niż ma to miejsce w rzeczywistości.

Do badania przygotowano cementogrunty wykonane z udziałem piasku średniego (Gdańsk, ul. Piekarnicza), gliny pylastej (Bysewo) i torfu (Dębogórze, k/kanalu Leniwy). Zastosowano zaczyn na bazie cementu hutniczego CEM III A, o gęstości $\rho = 1,5 \text{ g/cm}^3$. Zawartość cementu we wzmacnianym gruncie odpowiadała wskaźnikowi $\alpha = 200 \text{ kg/m}^3$. Z każdego rodzaju cementogruntu uformowano po trzy próbki walcowe o średnicy 46 mm i wysokości 100 mm.

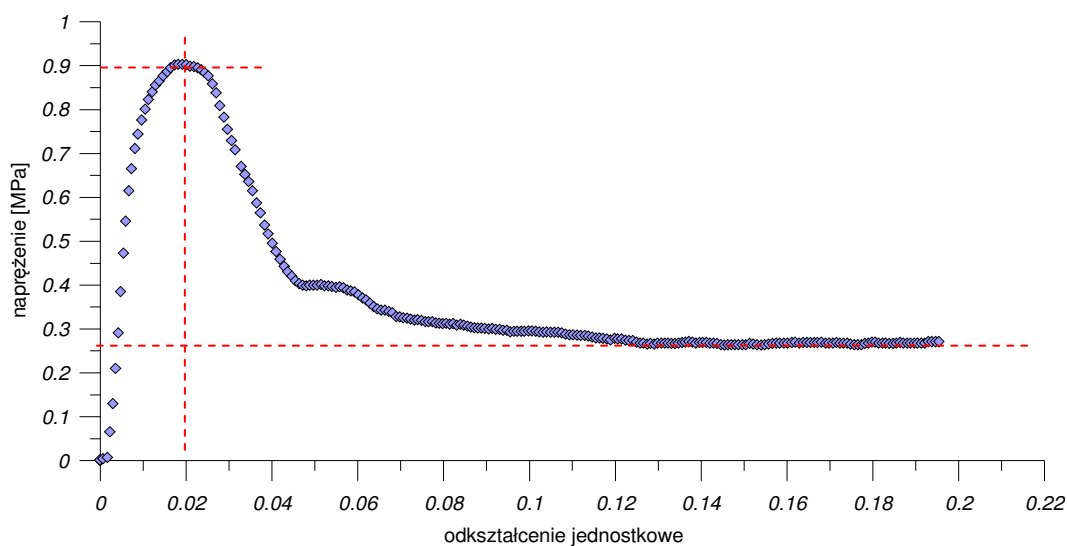
Badania trójosiowe wykonano po czasie wiązania cementogruntu $T_c = 7$ dni. Powodem skrócenia czasu wiązania było ograniczenie aparatury pomiarowej (siły ściskającej), która jest przystosowana do badania typowych próbek gruntu. Naprężenie boczne wynosiło $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, a prędkość odkształcenia osiowego $\dot{\epsilon}_1 = 0,01 / \text{min}$. Każde badanie trwało 20 min. Wszystkie pomiary rejestrowano z częstotliwością 12 razy na minutę.



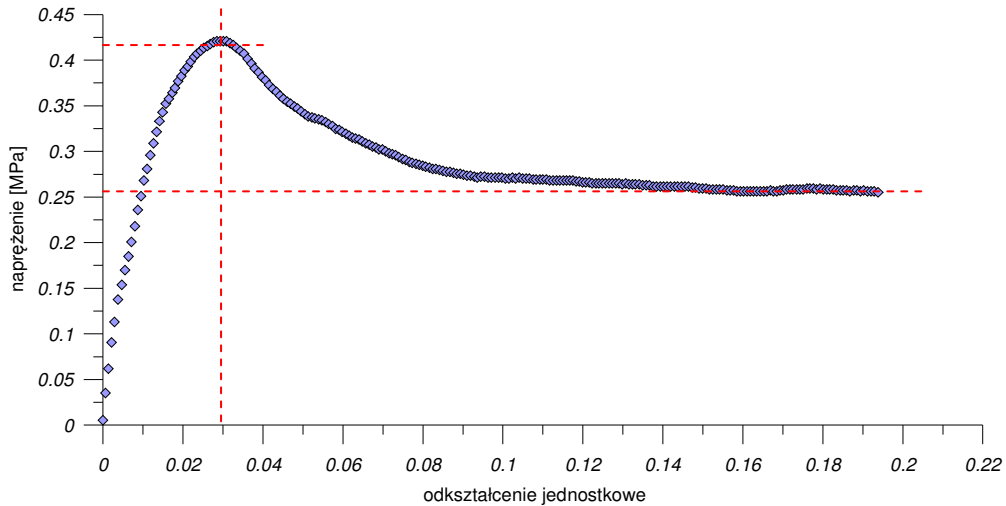


Rys. 4.34 Stanowisko do badania wytrzymałości próbek w aparacie trójosiowego ściskania typu Wykeham Ferrance (Laboratorium Katedry Geotechniki WILiŚ PG).

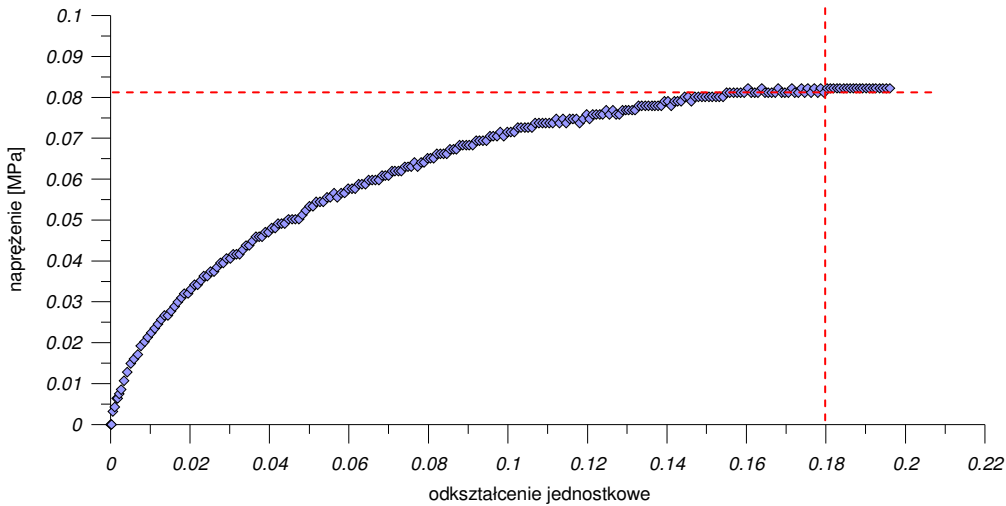
Przykładowe wyniki badań ściskania trójosiowego dla próbek P_1, G_1 i T_1 pokazano na rysunkach 4.35 do 4.37.



Rys. 4.35 Zależność naprężenie-odkształcenie dla cementogruntu z udziałem piasku po 7 dniach wiązania (próbka P_1).



Rys. 4.36 Zależność naprężenie-odkształcenie dla cementogruntu z udziałem gliny pylastej po 7 dniach wiązania (próbka G_1).



Rys. 4.37 Zależność naprężenie-odkształcenie dla cementogruntu z udziałem torfu po 7 dniach wiązania (próbka T_1).

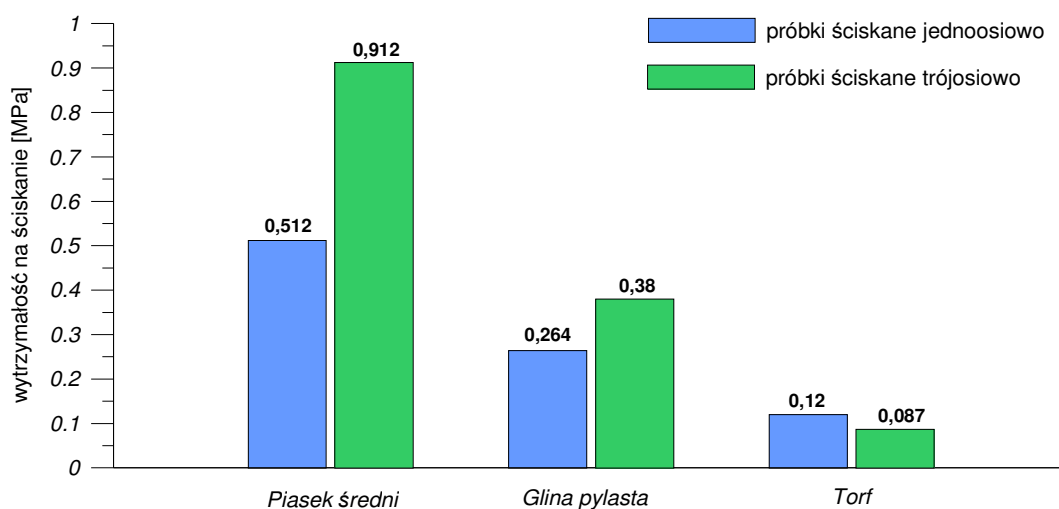
Na przedstawionych przykładowych wykresach bardzo dobrze widoczne są różnice w charakterystyce naprężenie – odkształcenie cementogruntu wykonanego z udziałem różnych gruntów.

Cementogrunty wykonane z udziałem piasku (rys. 4.35) osiągnęły graniczną wytrzymałość na ściskanie przy odkształceniu pionowym około 2%. Po osiągnięciu wartości granicznej nastąpiło wyraźne i szybkie osłabienie próbki, a wytrzymałość rezydualna wyniosła około 30% wytrzymałości granicznej.

W przypadku cementogruntu z udziałem gliny pylastej (rys. 4.36) wytrzymałość graniczna na ściskanie była o połowę mniejsza, a odkształcenie osiowe o połowę większe (około 3%). Osłabienie próbki było również wolniejsze i mniejsze, a wytrzymałość rezydualna wyniosła około 62% wytrzymałości granicznej. Warto również zwrócić uwagę, że w obu analizowanych przypadkach bezwzględna wytrzymałość rezydualna (tj. przy dużym odkształceniu osiowym) była taka sama (około 0,26 MPa).

Zależność naprężenie-odkształcenie osiowe dla cementogruntu z udziałem torfu przypomina natomiast klasyczne zachowanie próbek gruntu, w których nie występuje efekt osłabienia. Graniczną wytrzymałość na ściskanie osiągnięto dopiero przy odkształceniu osiowym około 18%.

W celu określenia wpływu naprężenia bocznego σ_3 na wytrzymałość cementogruntu na ściskanie porównano otrzymane wyniki badań bezpośrednio z rezultatami badań wytrzymałościowych wykonanych w warunkach ściskania jednoosiowego, biorąc pod uwagę te same grunty i ten sam czas wiązania cementogruntu (tj. 7 dni). Wyniki porównania pokazano na rysunku 4.38.



Rys. 4.38 Porównanie wytrzymałości próbek ściskanych jednoosiowo i trójosiowo ($\sigma_3=50$ kPa).

Z analizy rysunków 4.35 do 4.37 oraz 4.38 wynika, że obecność bocznego naprężenia działającego na ściskaną próbkę zmienia charakterystykę wytrzymałościową cementogruntu, który nabiera cech materiału sprężysto-plastycznego. Wzrostowi granicznego odkształcenia osiowego odpowiada również wzrost granicznej wytrzymałości cementogruntu na ściskanie, który w próbkach cementogruntu z udziałem piasku wyniósł $0,912/0,512=1,78$ a w próbkach z udziałem gliny $0,38/0,264=1,44$.

Dla próbek cementogruntu z udziałem torfu otrzymano relację odwrotną, która nie jest prawdziwa. Przypuszcza się, że powodem tej anomalii są niedokładne wyniki badania wczesnej wytrzymałości w prasie jednoosiowej ze względu na bardzo małe wartości pomiarowe lub imperfekcje próbek.

ROZDZIAŁ 5

Badania cementogruntu formowanego w warunkach polowych

Badania polowe przeprowadzono na wybranych budowach w Polsce zrealizowanych przez specjalistyczną firmę Keller Polska Sp. z o.o., gdzie jako metodę wzmocnienia podłoża zastosowano technologię DSM. Łącznie badania wykonano na sześciu różnych budowach, co pozwoliło na uwzględnienie zróżnicowanych warunków gruntowych oraz zmiennych parametrów technologicznych mieszania gruntu na mokro.

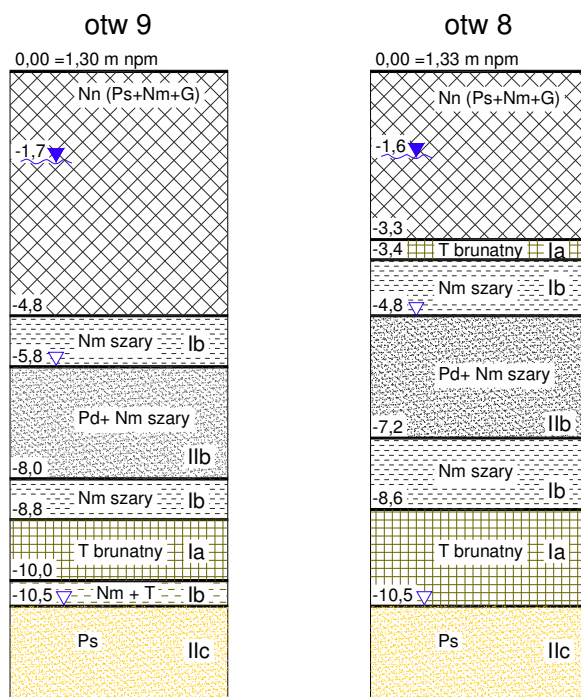
W opisie poszczególnych budów ograniczono się do zamieszczenia tylko tych informacji, które są potrzebne dla udokumentowania warunków lokalnych i specyfiki realizowanych robót. Pominięto natomiast pozostałe informacje na temat projektu i realizacji budowy jako niemające merytorycznego znaczenia z punktu widzenia przedmiotowej rozprawy. W każdym przypadku zdefiniowano cel(e) podjętych badań, które przedstawiono na początku opisu każdej budowy.

5.1 Budowa w Gdańsku

- Cele badania:** (1) porównanie wytrzymałości cementogruntu formowanego in situ (próbki pobierane na mokro) i w warunkach laboratoryjnych,
(2) porównanie zmiany wytrzymałości cementogruntu w czasie.

Pod względem morfologicznym obszar robót leży w obrębie Deltę Wisły. Na powierzchni terenu występowały nasypy mineralno-organiczne, o miąższości dochodzącej do około 3,8 m. Poniżej nasypów stwierdzono obecność namułów oraz piasków drobnych z domieszką części organicznych. Grunty te wzajemnie się przewarstwiają. Woda gruntowa o zwierciadle napiętym występuje w piaskach podścielających grunty organiczne i stabilizuje się na poziomie około -1,6 do -1,7 m p.p.t. Dodatkowo zaobserwowano mocne sączenia w nasypach na rzędnej około -0,6 m p.p.t.

Z terenu robót pobrano w czasie wykonywania dwóch odwiertów geologicznych (nr 8 i 9) próbki namułu o naruszonej strukturze w celu wykonania laboratoryjnych badań wytrzymałości gruntu wymieszanego z cementem. Odpowiednie przekroje geologiczne pokazano na rysunku 5.1.

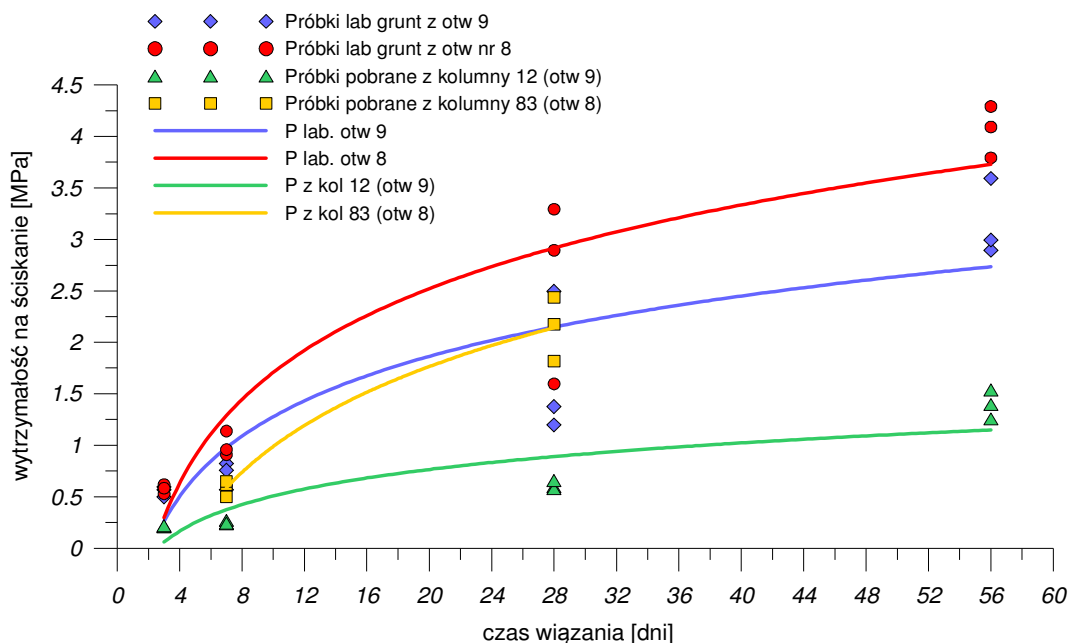


Rys. 5.1 Profile geologiczne w miejscu pobrania próbek gruntu.

Kolumny DSM o średnicy $\varnothing 800$ mm wykonano przy zastosowaniu cementu hutniczego CEM IIIA 32,5. Średnia ilość zaczynu cementowego, o gęstości $1,70 \text{ g/cm}^3$, wynosiła 170 litrów na jeden metr bieżący kolumny, co jest równoważne przeliczeniowej zawartości $\alpha=355$ kg cementu na jeden m^3 wzmacnianego gruntu. W trakcie robót pobrano do walcowych form o średnicy $D=70$ mm i wysokości $H=140$ mm próbki cementogruntu z dwóch świeżo wykonanych kolumn w obrębie namułów, tj. z kolumny nr 12 usytuowanej w pobliżu otworu nr 9 oraz z kolumny nr 83 wykonanej obok otworu nr 8.

Z namułu pobranego z otworów wiertniczych wykonano w laboratorium próbki cementogruntu przy zastosowaniu zaczynu o takiej samej gęstości oraz przy przeliczeniowej zawartości cementu jak dla kolumn wykonywanych in situ. Z przygotowanego cementogruntu uformowano próbki walcowe o tych samych wymiarach. Próbki laboratoryjne oraz próbki cementogruntu pobrane z kolumn wiązały w takich samych warunkach przez założony czas wiązania. Wytrzymałość cementogruntu w warunkach jednoosiowego ściskania zbadano po 3,7,28 i 56 dniach wiązania.

Wyniki porównania wytrzymałości cementogruntu dla wszystkich próbek laboratoryjnych oraz pobranych in situ, łącznie z odpowiednimi liniami średniokwadratowego trendu, pokazano na rysunku 5.2.



Rys. 5.2 Porównanie wytrzymałości cementogruntu pobranego ze świeżo wykonanych kolumn z cementogruntem wymieszanym w laboratorium w funkcji czasu wiązania (budowa w Gdańsku). Linie ciągłe reprezentują logarytmiczne linie trendu. Wszystkie próbki walcowe: $H=140$ mm, $D=70$ mm.

Biorąc pod uwagę logarytmiczne linie trendu pokazane na rysunku 5.2 można stwierdzić, że wytrzymałość gruntu wymieszanego w warunkach laboratoryjnych jest w obu przypadkach wyższa niż dla próbek cementogruntu pobranego bezpośrednio ze świeżo wykonanych kolumn DSM. Po 28 dniach wiązania średnia względna wytrzymałość cementogruntu dla kolumny nr 12 wynosiła około 0,4 a dla kolumny nr 83 około 0,8 wytrzymałości odpowiednich próbek laboratoryjnych, przygotowanych z gruntu pobranego w otworach nr 9 i 8. Otrzymane wartości wskaźnika porównawczego λ mieszczą się w obserwowanym również przez innych badaczy przedziale zmienności od 0,5 do 1,6 (por. m.in. CDIT, 2002), którego rozpiętość zależy od rodzaju gruntu i zastosowanego urządzenia mieszającego. Starsze badania japońskie (a także ostrożne zalecenia projektowe) wskazywały z reguły jako właściwy przedział λ od 0,5 do 1, tzn. że wytrzymałość uzyskana dla gruntu wymieszanego w warunkach laboratoryjnych jest wyższa niż dla cementogruntu formowanego in situ. W odniesieniu do nowszych wyników publikowanych badań można jednak zauważyć, że wraz z postępem technologii wglębnego mieszania gruntu na mokro wskaźnik λ zbliża się do wartości 1, przy czym ze względu na znaczne rozrzuty wytrzymałości otrzymuje się również wartości $\lambda > 1$.

Należy również zwrócić uwagę, że rozrzut wytrzymałości jest większy dla cementogruntu uformowanego in situ niż dla gruntu wymieszanego w laboratorium, co jest prawidłowością obserwowaną w podobnych badaniach opisanych w literaturze. Statystyczne opracowanie wyników badań wymaga jednak większej liczby danych niż było to dostępne dla przedmiotowej budowy.

W odniesieniu do przyrostu wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania po upływie 28 i 56 dni otrzymano przy zastosowaniu cementu hutniczego następujące wartości:

- dla gruntu z otworu nr 8, wymieszanego w laboratorium: $q_{u56}/q_{u28} = 3,73/2,85 = 1,31$,
- dla gruntu z otworu nr 9, wymieszanego w laboratorium: $q_{u56}/q_{u28} = 2,73/2,18 = 1,25$,
- dla próbki pobranej z kolumny nr 12 (rejon otworu nr 9): $q_{u56}/q_{u28} = 1,16/0,87 = 1,33$.

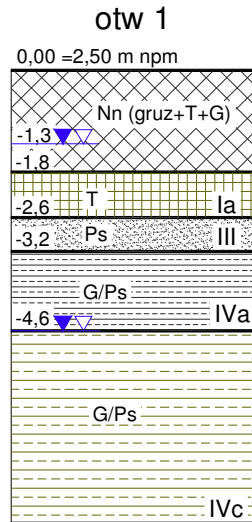
Badania wykazały, że proces wiązania gruntu mineralno-organicznego wymieszanego z cementem hutniczym jest rozciągnięty w czasie i nie kończy się po upływie około 28 dni, jak standardowo przyjmuje się dla betonu. Otrzymane przyrosty wytrzymałości po wydłużeniu czasu wiązania do 56 dni wyniosły 25 do 33% i były podobne dla obu próbek laboratoryjnych oraz próbki pobranej bezpośrednio ze świeżo wykonanej kolumny nr 12.

5.2 Budowa w Kołobrzegu

- Cele badania:** (1) porównanie wytrzymałości cementogruntu formowanego in situ (próbki pobierane na mokro) i w warunkach laboratoryjnych, przy uwzględnieniu efektu mieszania się poszczególnych warstw gruntu w profilu pionowym kolumny DSM,
- (2) porównanie zmiany wytrzymałości cementogruntu w czasie.

Na powierzchni terenu występował nasyp niekontrolowany a poniżej utwory aluwialno-bagiennie, wykształcone w postaci torfów, namulów i glin z domieszką części organicznych. Łączna miąższość tych warstw wynosiła od 1,0 do 2,7 m. Stwierdzono również występowanie piasków średnich, piasków gliniastych i glin. Wodę gruntową o zwierciadle swobodnym nawiercono na głębokości -1,3 m p.p.t. Z rejonu otworu geologicznego nr 1, którego profil pokazano na rysunku 5.3, pobrano grunt do wykonania próbek cementogruntu w warunkach laboratoryjnych.

Walcowe próbki cementogruntu ($H=140$ mm, $D=70$ mm) pobrano również ze świeżo wykonanych kolumn DSM nr 55 i 200. Kolumnę nr 55 wykonano w pobliżu otworów wiertniczych 2 i 3, natomiast kolumnę nr 200 obok otworu nr 4. Średnia ilość zużytego zaczynu cementowego o gęstości $\rho=1,65$ g/cm³ wynosiła 165 litrów/mb kolumny o średnicy $\varnothing 800$ mm, co odpowiada przeliczeniowej zawartości cementu $\alpha=320$ kg/m³ wzmocnianego gruntu. Zastosowano cement hutniczy CEM III A 32,5.



Rys. 5.3 Profil geologiczny w rejonie otworu wiertniczego nr 1.

Biorąc pod uwagę zastosowany na budowie cykl mieszania wglębnego, który obejmował trzykrotne pełne podciąganie i opuszczanie mieszadła (porównaj rys. 2.8e), w badaniach laboratoryjnych starano się uwzględnić wpływ wzajemnego mieszania się poszczególnych warstw gruntu w profilu pionowym w czasie wykonywania kolumny DSM. Wspomniany efekt ma istotne znaczenie dla badania „wypadkowej” wytrzymałości cementogruntu, zwłaszcza w przypadku stosunkowo krótkich kolumn oraz podłoża zawierającego przemiennie zalegające warstwy organiczne i mineralne. Założono, że „reprezentatywny” grunt zastępczy, który stanowi podstawowy składnik cementogruntu formowanego w warunkach laboratoryjnych, będzie zawierać poszczególne rodzaje gruntu w proporcji jaka wynika z objętości poszczególnych odcinków kolumny wykonanej w tych warstwach, o okładzie i miąższości zgodnej z profilem geologicznym odpowiadającym miejscu wykonania kolumny. Przygotowane w oparciu o to założenie próbki zastępczego gruntu miały następujący skład (udział procentowy):

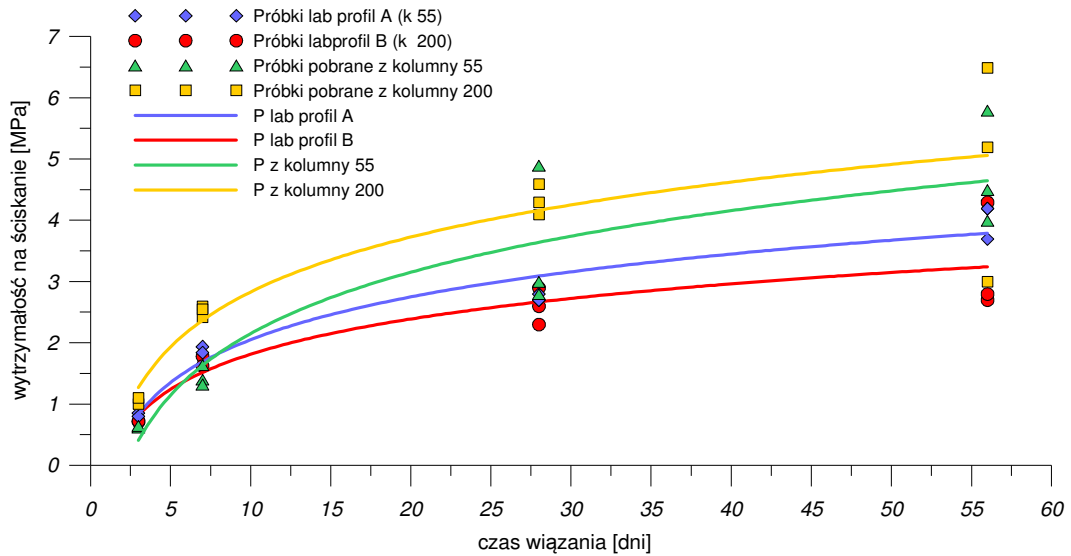
- dla kolumny nr 55 o średnicy 80 cm i długości 5,5 m (otwory 2 i 3):

- Nasyp (NN) - $0,502\text{m}^2 \times 0,5 \text{ m} = 0,251 \text{ m}^3 \rightarrow 9\%$
- Torf (Ia) - $0,502\text{m}^2 \times 0,5 \text{ m} = 0,251 \text{ m}^3 \rightarrow 9\%$
- Gлина (IVa) - $0,502\text{m}^2 \times 4 \text{ m} = 2,008 \text{ m}^3 \rightarrow 73\%$
- Gлина (IVb) - $0,502\text{m}^2 \times 0,5 \text{ m} = 0,251 \text{ m}^3 \rightarrow 9\%$

- dla kolumny nr 200 o średnicy 80 cm i długości 4 m (otwór 4):

- Torf (Ia) - $0,502\text{m}^2 \times 0,7 \text{ m} = 0,351 \text{ m}^3 \rightarrow 17,5\%$
- Gлина (IVa) - $0,502\text{m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 1,355 \text{ m}^3 \rightarrow 67,5\%$
- Gлина (IVc) - $0,502\text{m}^2 \times 0,6 \text{ m} = 0,301 \text{ m}^3 \rightarrow 15\%$

Z przygotowanych partii zastępczego gruntu wykonano walcowe próbki cementogruntu, o wymiarach $H=140 \text{ mm}$ i $D=70 \text{ mm}$, stosując zaczyn o takiej samej gęstości i przeliczeniową zawartość cementu jak dla kolumn wykonanych in situ. Próbki laboratoryjne oraz próbki cementogruntu pobrane z kolumn wiązały w takich samych warunkach przez założony czas dojrzewania. Wytrzymałość cementogruntu w warunkach jednoosiowego ściskania zbadano po 3, 7, 28 i 56 dniach wiązania. Otrzymane wytrzymałości próbek laboratoryjnych i pobranych in situ pokazano na rysunku 5.4.

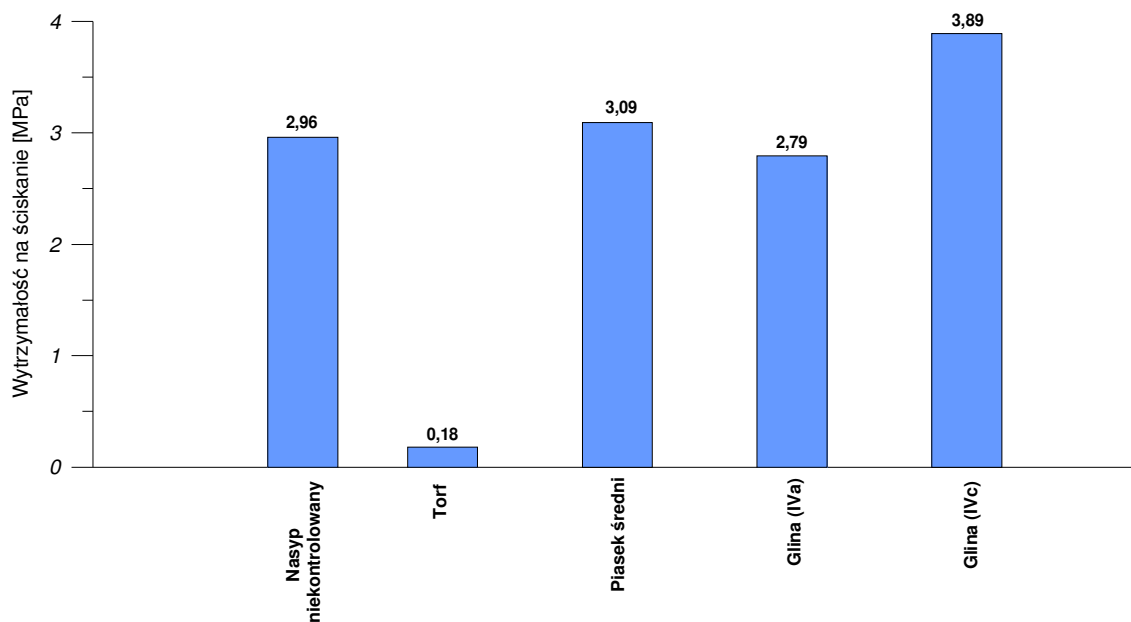


Rys. 5.4 Porównanie wytrzymałości cementogruntu pobranego ze świeżo wykonanych kolumn z cementogruntem wymieszanym w laboratorium w funkcji czasu wiązania (budowa w Kołobrzegu). Linie ciągłe reprezentują logarytmiczne linie trendu. Wszystkie próbki walcowe $H=140$ mm, $D=70$ mm.

Jak widać na rys. 5.4, wzajemne położenie linii trendu jest inne niż w poprzednio przedstawionych badaniach ponieważ wytrzymałość cementogruntu pobranego ze świeżo wykonanych kolumn jest wyższa niż dla próbek zastępczego gruntu wymieszanego z cementem w warunkach laboratoryjnych. Dla czasu wiązania 28 dni współczynnik λ wynosi 1,17 dla kolumny nr 55 oraz 1,55 dla kolumny nr 200. Dla 56 dni wiązania wartości są podobne i wynoszą, odpowiednio, $\lambda=1,24$ i 1,54.

Interpretacja otrzymanych wyników jest dosyć złożona, ponieważ pod uwagę należy wziąć również dodatkowe czynniki, które są trudne do obiektywnego skwantyfikowania. Po pierwsze trudno jest w praktyce zweryfikować przyjęte założenie, że w czasie wykonywania kolumny DSM grunty zalegające w podłożu zostaną rzeczywiście wymieszane zgodnie z przyjętą proporcją. Po drugie trzeba zaznaczyć, że przed wykonaniem kolumn wykonano na placu budowy makroniwelację terenu oraz przygotowano powierzchnię roboczą, co wymagało również usunięcia części gruntów organicznych zalegających bliżej powierzchni terenu. Zakres i zasięg tych robót nie został jednak dokładnie udokumentowany. W konsekwencji trzeba więc przyjąć, że rzeczywisty udział poszczególnych rodzajów gruntu w próbkach pobranych ze świeżo wykonanych kolumn jest przypadkowy.

W ramach uzupełniających badań wytrzymałości cementogruntu formowanego w warunkach laboratoryjnych wymieszano z cementem również jednorodne próbki gruntu pobranego z poszczególnych warstw. Otrzymane średnie wytrzymałości cementogruntu po 28 dniach wiązania, każdorazowo z co najmniej 2-ch próbek, pokazano na rys. 5.5. Jak można zauważyć, wytrzymałości uzyskane dla piasku i glin są porównywalne natomiast dla „czystego” torfu, zgodnie z oczekiwaniem, bardzo niskie.



Rys. 5.5 Średnie wytrzymałości cementogruntu wymieszanego w laboratorium z udziałem jednorodnych gruntów składowych, jakie występowały na długości kolumny DSM. Budowa w Kołobrzegu, próbki walcowe $H=140$ mm, $D=70$ mm, czas wiązania 28 dni.

Biorąc pod uwagę wyniki badań pokazanych na rysunkach 5.4 i 5.5 można ogólnie stwierdzić, że uzyskane wytrzymałości próbek pobranych ze świeżo wykonanych kolumn wskazują na przeważający udział gruntów mineralnych w badanym i pobranym in situ cementogrunie. Tym samym w przypadku podłoża uwarstwowionego oraz gruntów organicznych o niewielkiej miąższości, przedzielonych gruntami mineralnymi, może wystąpić korzystny efekt wymieszania gruntów rodzimych w czasie formowania kolumny DSM metodą wielokrotnego mieszania na całej długości kolumny. Z drugiej strony należy liczyć się również z tym, że przy zbyt małej liczbie próbek pobranych z kolumny wykonanej w uwarstwowionym podłożu można nie trafić na najslabsze miejsca i uzyskać zawyżone wytrzymałości w stosunku do najslabszych fragmentów kolumny.

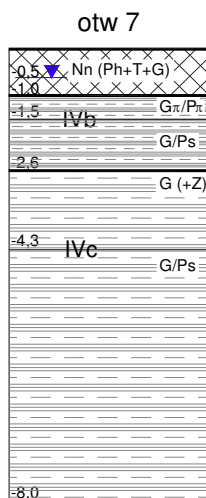
W odniesieniu do przyrostu wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania po upływie 28 i 56 dni otrzymano przy zastosowaniu cementu hutniczego następujące wartości:

- dla gruntu zastępczego wg otw. 2 i 3, wymieszanego w laboratorium: $q_{u56}/q_{u28}=1,21$,
- dla gruntu zastępczego wg otworu 4, wymieszanego w laboratorium: $q_{u56}/q_{u28}= 1,22$,
- dla próbki pobranej z kolumny nr 55 (rejon otworów 2 i 3): $q_{u56}/q_{u28}= 1,27$,
- dla próbki pobranej z kolumny nr 200 (rejon otworu 4): $q_{u56}/q_{u28}= 1,21$.

Otrzymane przyrosty wytrzymałości po wydłużeniu czasu wiązania do 56 dni wyniosły 21 do 27% i były podobne dla próbek wymieszanych w laboratorium oraz pobranych bezpośrednio ze świeżo wykonanych kolumn.

- Cele badania:**
- (3) wizualne obserwacje jednorodności cementogruntu w przekroju podłużnym i przekrojach poprzecznych wykopanych kolumn,
 - (4) porównanie wytrzymałości cementogruntu formowanego in situ przy zmiennych parametrach technologicznych procesu mieszania,
 - (5) ustalenie wpływu włożonej pracy mieszania na rozrzut wytrzymałości cementogruntu,
 - (6) badanie siecznego modułu ściśliwości cementogruntu.

Na budowie w Kołobrzegu wykonano również 4 dodatkowe kolumny badawcze, oznaczone D1 do D4, które po około 6,5 miesiącach odkopano i częściowo wydobyto na powierzchnię w celu wykonania uzupełniających badań. Kolumny DSM wykonano w rejonie otworu geologicznego nr 7, poza działką budowlaną. Profil otworu przedstawiono na rysunku 5.6. Woda gruntowa występowała około 0,5 m poniżej poziomu roboczego. Nominalna długość kolumn wynosiła 4 m, a średnica 80 cm. Wykonanie kolumn badawczych zróżnicowano pod względem włożonej pracy mieszania, wyrażonej za pomocą uproszczonego wskaźnika wymieszania T [obr./m] zgodnie ze wzorem (2.3), oraz gęstości i ilości podanego zaczynu cementowego (albo równoważnej zawartości przeliczeniowej cementu we wzmacnianym gruncie – parametr α).



Warstwa IV b glina, glina pylasta; stan plastyczny $I_L=0,35$

$w_n = 21\%$, $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 15,5^\circ$, $c = 27 \text{ kPa}$, $M = 25 \text{ MPa}$

Warstwa IV c glina, stan twardoplastyczny $I_L=0,20$

$w_n = 16\%$, $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18,5^\circ$, $c = 32 \text{ kPa}$, $M = 37 \text{ MPa}$

Rys. 5.6 Profil otworu geologicznego nr 7 (budowa w Kołobrzegu).

Do wykonania kolumn DSM wykorzystano specjalistyczną wiertnicę typu KB 80, przystosowaną do mieszania w głębnego gruntu i wyposażoną w pojedyncze mieszadło (rys. 5.7). Mieszadło o średnicy 80 cm składało się z dolnej tarczy skrawająco-mieszającej oraz z trzech belek poprzecznych, rozmieszczonych co 0,5 m.



(a)



(b)

Rys. 5.7 Wykonywanie kolumn DSM na budowie w Kołobrzegu, (a) wiertnica KB80, (b) końcówka pojedynczego mieszadła o średnicy 80 cm.

Parametry produkcyjne charakteryzujące wykonanie wszystkich czterech kolumn badawczych, zapisane przez urządzenie rejestrujące maszyny, zestawiono w tabeli 5.1. Kolumny D1 i D3 wykonano przy 2 pełnych cyklach mieszania, a kolumny D2 i D4 przy 3 pełnych cyklach mieszania. Gęstość zaczynu pompowanego w czasie wykonywania kolumny D1 wynosiła $1,50 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=1,0$), a w pozostałych przypadkach $\rho=1,65 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=0,69$). Średnia zawartość cementu we wzmacnianym gruncie wynosiła $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$ dla kolumny D2 oraz $\alpha=320 \text{ kg/m}^3$ dla kolumn D1, D3 i D4. Wskaźnik wymieszania T obliczono dla poszczególnych stref głębokości kolumny biorąc pod uwagę aktywną liczbę belek mieszających w każdej wydzielonej strefie, prędkości liniowe pogrążania i podciągania mieszadła oraz liczbę obrotów mieszadła.

Tabela 5.1 Parametry technologiczne wykonania kolumn badawczych D1 do D4.

Parametry procesu mieszania:	Kolumna badawcza numer			
	D1	D2	D3	D4
Liczba pełnych cykli mieszania (góra-dół) [-]	2	3	2	3
Długość kolumny od poziomu roboczego [m]	4,06	4,03	4,04	4,04
Liczba obrotów przy pierwszym zejściu [obr./min]	34	34	34	34
Liczba obrotów przy kolejnym zejściu [obr./min]	67	67	67	67
Liczba obrotów przy wyjściu [obr./min]	67	67	67	67
Prędkość liniowa 1-go zejścia mieszadła [m/min]	3,5	4,5	4	4
Prędkość liniowa 1-go wyjścia mieszadła [m/min]	5	4,5	5	4,5
Prędkość liniowa 2-go zejścia mieszadła [m/min]	5	5	5	4,5
Prędkość liniowa 2-go wyjścia mieszadła [m/min]	3	5	4,5	4,5
Prędkość liniowa 3-go zejścia mieszadła [m/min]	--	5	--	4,5
Prędkość liniowa 3-go wyjścia mieszadła [m/min]	--	4,5	--	4,5
Wskaźnik wymieszania T dla strefy zagłębienia mieszadła w podłoże [obr./min]:				
Strefa 0 do 2,5 m	471	620	402	664
Strefa 2,5 do 3,0 m	353	465	301	498
Strefa 3,0 do 3,5 m	235	310	201	332
Strefa 3,5 do 4,0 m	118	155	100	166
Spoivo hydrauliczne:	cement hutniczy CEM III A 32,5			
Całkowita objętość wpompowanego zaczynu [m ³ /kolumnę]	0,87	0,41	0,67	0,67
Ilość pompowanego zaczynu na mb kolumny [litry/mb]	214	103	165	165
Gęstość zaczynu [g/cm³]	1,50	1,65	1,65	1,65
Wskaźnik W/C [-]	1,00	0,69	0,69	0,69
Średnia zawartość cementu we wzmocnianym gruncie α [kg/ m³]	320	200	320	320

W czasie odkopywania starano się wydobyć na powierzchnię jak największe fragmenty wszystkich kolumn. Niestety trudne warunki wykonywania prac (grząski teren i wysoki stan wody) oraz duży ciężar i wymiary kolumn uniemożliwiły ich całkowite wydobycie bez uszkodzenia. Tylko jednym przypadku udało się wydobyć w całości górny odcinek kolumny o długości około 3 m, pozostałe kolumny popękały na krótsze odcinki. Rysunek 5.8 przedstawia kolumny badawcze po ich odkopaniu i wyciągnięciu na powierzchnię.



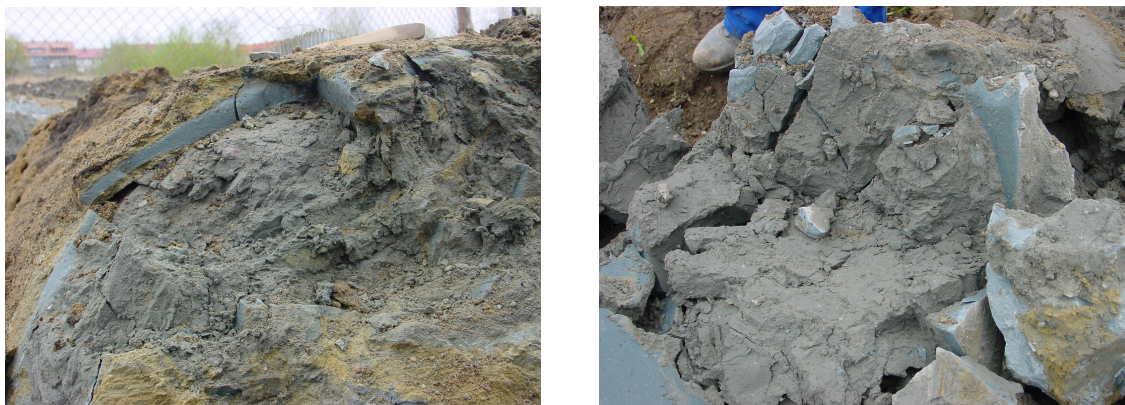
Rys. 5.8 Odkopane i wyciągnięte na powierzchnię kolumny badawcze. Pomiar średnicy i długości wydobytych odcinków kolumn.

W przypadku kolumny D1 udało się wydobyć w całości jej górny odcinek o długości około 3 m (rys. 5.9a). Reszta pozostała w podłożu. Kolumna D2 pękła podczas wyciągania na dwie części. Do dalszych badań można było wykorzystać tylko górny odcinek o długości około 2,5 m (rys. 5.9b).



Rys.5.9 Wykopane odcinki kolumn badawczych: (a) kolumna D1, (b) kolumna D2.

Kolumna D3 w największym stopniu pokruszyła się podczas wyciągania. Pierwsze oględziny wykazały najgorszy stopień wymieszania i najłagodniejszy materiał cementogruntu, zwłaszcza na spodzie kolumny. W tej strefie kolumna D3 miała również najniższy ze wszystkich wskaźnik wymieszania ($T=100-201$). Cementogrunut można było ręcznie odłamywać i kruszyć. Do dalszych badań wykorzystano górny odcinek kolumny o długości około 2 m, gdzie wskaźnik wymieszania wynosił około 402 (rys. 5.10).



Rys. 5.10 Popękany i rozwarstwiony dolny odcinek kolumny badawczej D3.

Kolumna D4 również pękła podczas wyciągania, jednak w tym przypadku nie zaobserwowano rozwarstwień cementogruntu. Głowica kolumny była bardzo dobrze wymieszana. Do badań wykorzystano górny odcinek kolumny o długości około 2 m oraz dalszy odłamany odcinek o długości około 1,5 m (rys. 5.11).



Rys. 5.11 Wydobyte fragmenty kolumny badawczej D4.

Kolumny po wyciągnięciu na powierzchnię oraz po wizualnych oględzinach i wstępnych pomiarach załadowano na samochód ciężarowy (rys. 5.12) i przewieziono do zakładu kamieniarskiego w Łebnie koło Gdyni.



Rys. 5.12 Transport wydobytych kolumn badawczych z placu budowy do zakładu kamieniarskiego koło Gdyni.

Zakład kamieniarski w Łebnie wyposażony jest w piłę tarczową o dużej średnicy, przeznaczoną do cięcia bloków skalnych. Wykorzystanie dużej piły pozwoliło na przecięcie podłużne i poprzeczne wykopanych odcinków kolumn badawczych (rys. 5.13). Cięcia poprzeczne wykonano na trzech poziomach, tzn. w dolnej, środkowej i górnej części każdego odcinka, uzyskując każdorazowo „plastry” kolumn o grubości 20 cm. Z każdego plastra wycięto następnie kostki 20x20x20 cm do badań wytrzymałościowych.

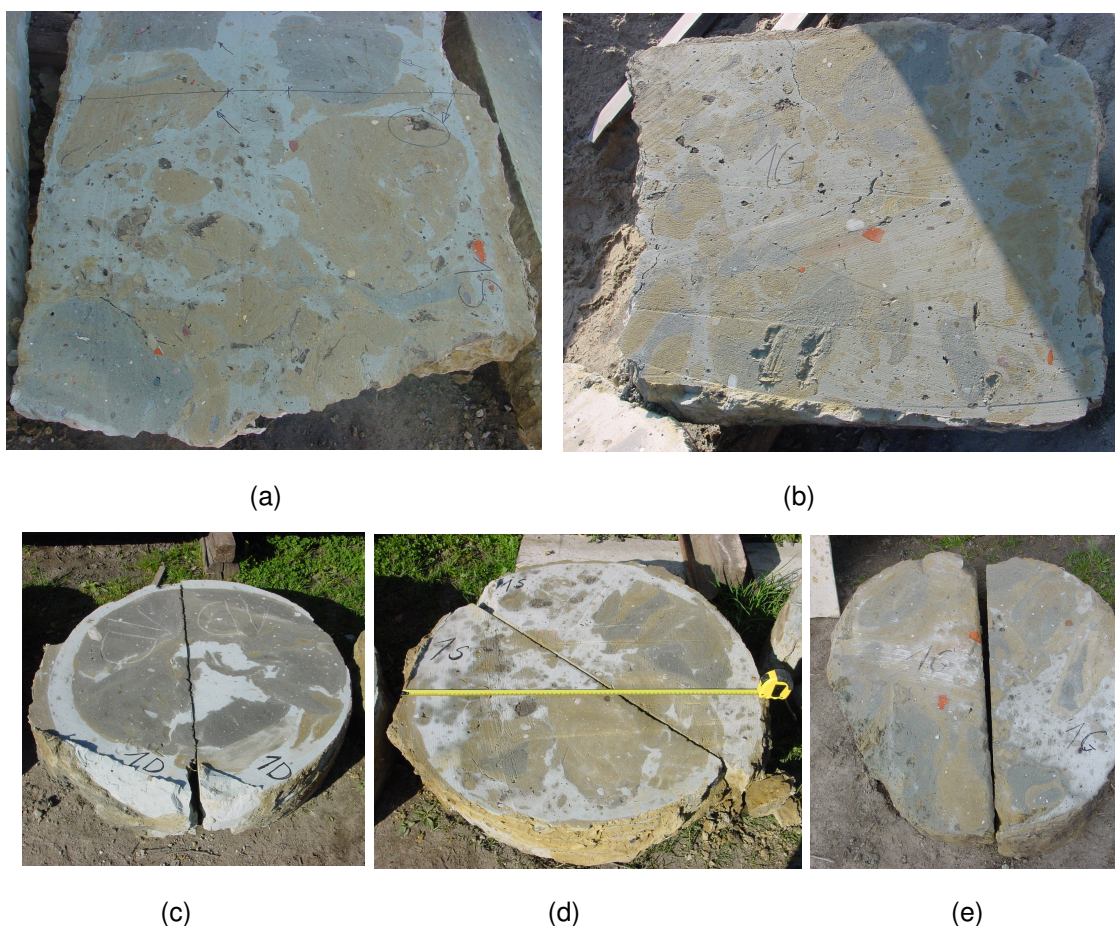


Rys. 5.13 Piła tarczowa i kolumna przygotowana do przecięcia.

Kolumna badawcza D1

Kolumnę D1 wykonano przy obniżonej gęstości zaczynu cementowego ($\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$, $W/C=1$) oraz 2 pełnych cyklach mieszania na długości kolumny. Pompowano 214 litrów/mb zaczynu, co odpowiada zawartości cementu $\alpha = 320 \text{ kg/m}^3$

Podczas transportu trzymetrowy odcinek kolumny D1 pękł na dwie części, w odległości około 1 m od głowicy. W dolnej części wydobytego odcinka kolumny, w strefie wskaźnika $T=353$, widoczne były inkluzje słabo wymieszanego gruntu spoistego o zabarwieniu brązowym (glina) oraz czystego zaczynu cementowego w kolorze jasno szarym (rys. 5.14a). W górnym odcinku stopień wymieszania cementogruntu był wyraźnie lepszy, chociaż w przekroju również można rozpoznać słabiej wymieszane fragmenty cementogruntu (rys. 5.14b). W dolnym przekroju poprzecznym widać również niski stopień wymieszania. Czysty zaczyn występuje także na obwodzie kolumny, tworząc pierścien o maksymalnej grubości 6 cm (rys. 5.14c). Stopień wymieszania w środkowym i górnym przekroju poprzecznym (rys. 5.14d,e), w strefie $T=471$, jest wyraźnie lepszy niż w przekroju dolnym.

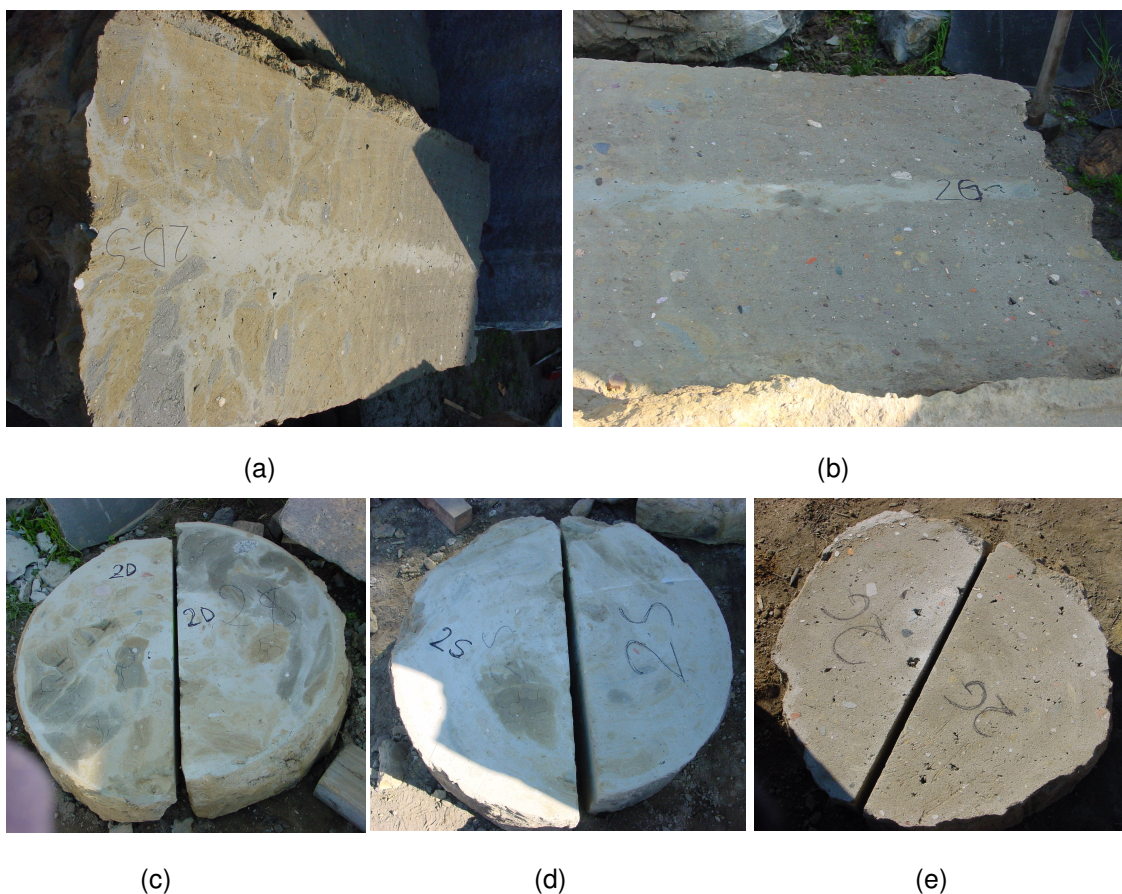


Rys. 5.14 Przekroje wydobytego odcinka kolumny D1, (a) podłużny w części dolnej ($T=353$), (b) podłużny w strefie górnej ($T=471$), (c) poprzeczny na dole ($T=353$), (d) poprzeczny w środku ($T=471$), (e) poprzeczny na górze ($T=471$).

Kolumna badawcza D2

Kolumnę D2 wykonano przy gęstości zaczynu cementowego $\rho=1,65 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=0,69$) oraz 3 pełnych cyklach mieszania na długości kolumny. Pompowano 103 litry/mb zaczynu, co odpowiada zawartości cementu $\alpha=200 \text{ kg/m}^3$.

Z placu budowy przywieziono ponad 2,5 m odcinek górnej części kolumny D2, dla którego wskaźnik wymieszania wynosił $T=620$. Po przecięciu kolumny zaobserwowano we wszystkich przekrojach dużo lepsze wymieszanie cementogruntu niż w przypadku kolumny D1 (rys. 5.15a-e). Różnice w stopniu wymieszania, widoczne zwłaszcza w przekrojach poprzecznych na dole (rys. 5.15c) i u góry (rys. 5.15d) wydobytego odcinka kolumny, należy przypisać różnym warunkom gruntowym, ponieważ w rejonie głowicy kolumny występował nasyp niekontrolowany, a od głębokości 1,0 m glina pylasta (por. rys. 5.6). Potwierdza to obserwacje z badań laboratoryjnych, że wymieszanie gruntów spoistych jest dużo trudniejsze niż gruntów piaszczystych. W obu przekrojach podłużnych można też zauważyć „rdzeń” z czystego zaczynu cementowego, co wynika z konstrukcji mieszadła i umiejscowienia dyszy wylotowej zaczynu.

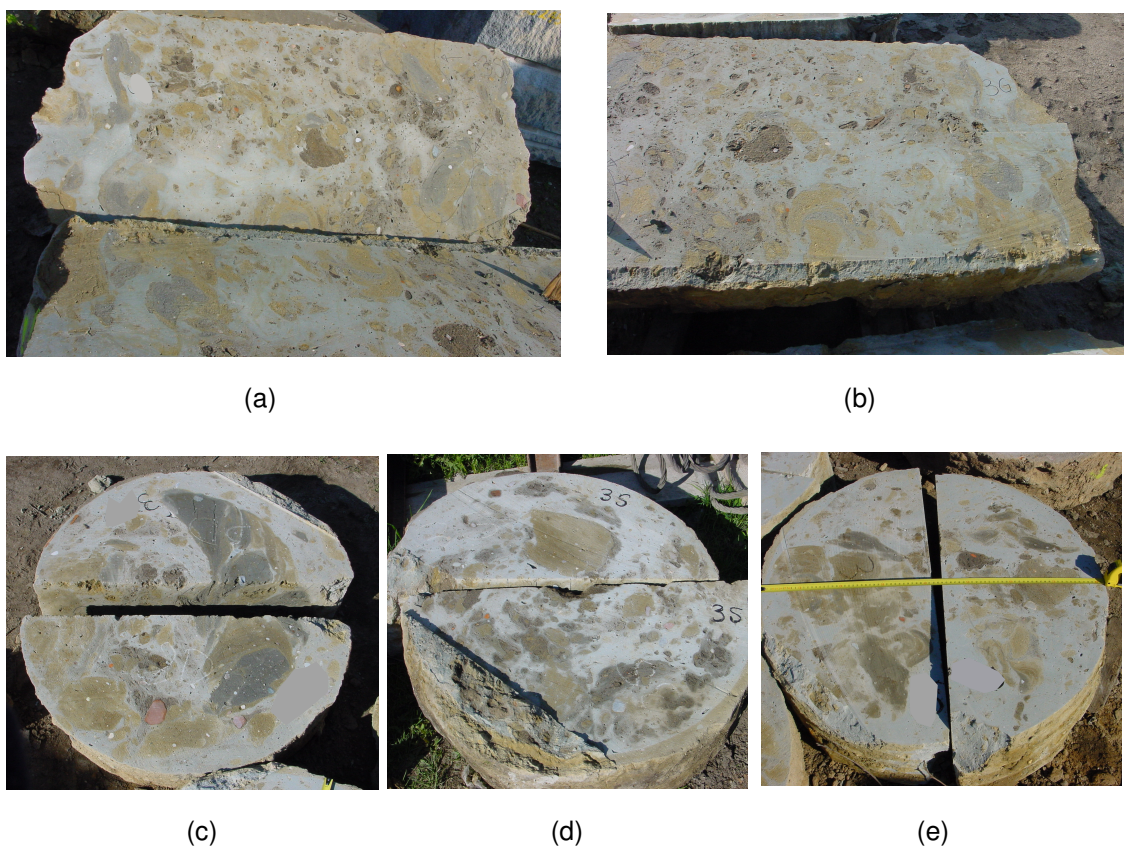


Rys. 5.15 Przekroje wydobytego odcinka kolumny D2, (a) podłużny w części środkowej ($T=620$), (b) podłużny w strefie górnej ($T=620$), (c) poprzeczny na dole ($T=620$), (d) poprzeczny w środku ($T=620$), (e) poprzeczny na górze ($T=620$).

Kolumna badawcza D3

Kolumnę D3 wykonano przy gęstości zaczynu cementowego $\rho=1,65 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=0,69$) oraz 2 pełnych cyklach mieszania na długości kolumny. Pompowano 165 litrów/mb zaczynu, co odpowiada zawartości cementu $\alpha=320 \text{ kg/m}^3$.

Z placu budowy przywieziono górny odcinek kolumny o długości 2 m, dla którego wskaźnik wymieszania wynosił $T=402$. Po przecięciu kolumny zaobserwowano we wszystkich przekrojach podobny stopień wymieszania, który nieco się poprawiał w kierunku głowicy kolumny (rys. 5.16a-e). Przy podobnym stopniu wymieszania jak w przypadku środkowego i górnego przekroju kolumny D1 cementogrunt kolumny D3 był jednak wyraźnie silniejszy, co wskazuje na istotne znaczenie wskaźnika W/C pompowanego zaczynu dla wytrzymałości gruntu wymieszanego in situ w warunkach występowania wody gruntowej.

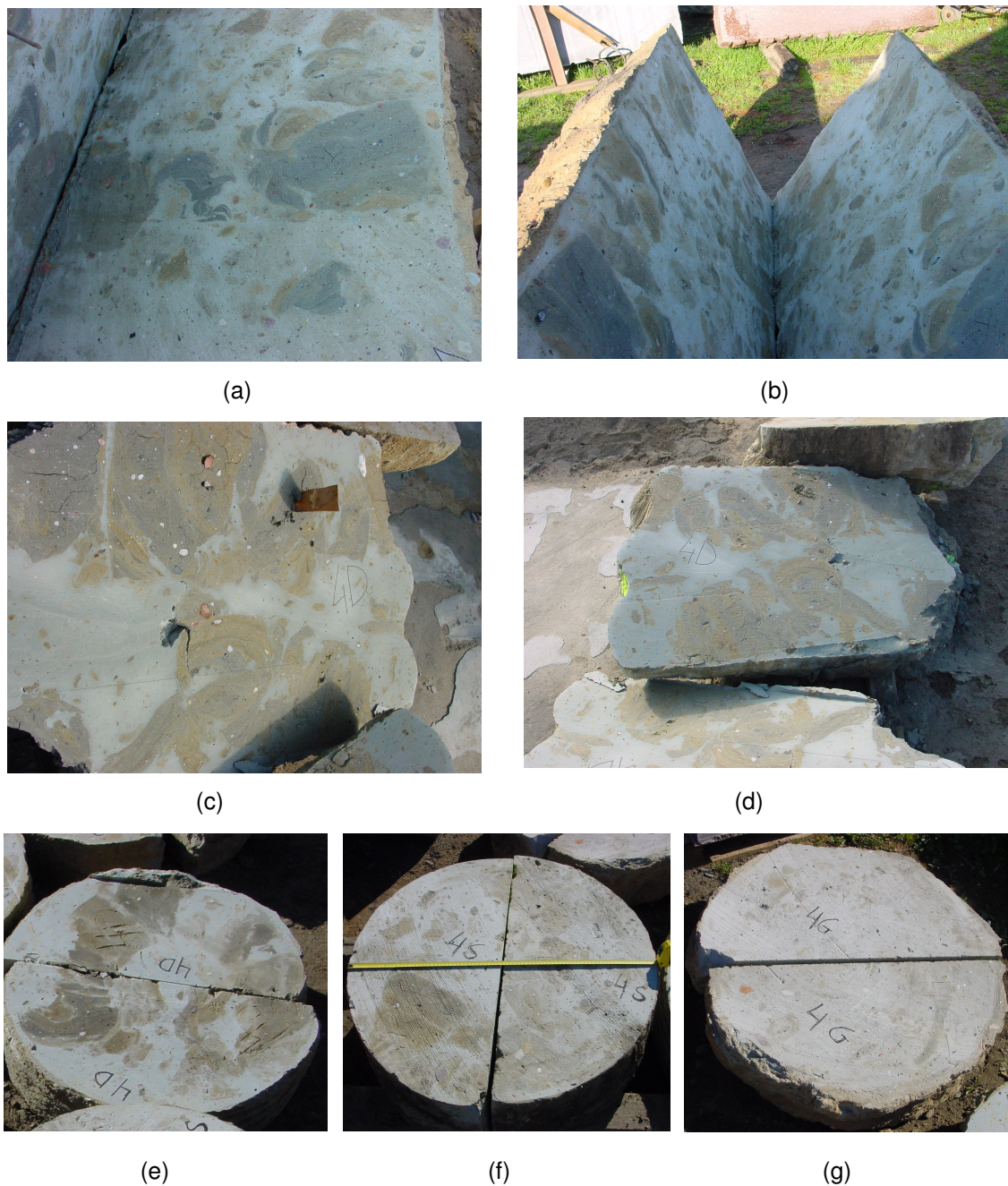


Rys. 5.16 Przekroje wydobytego odcinka kolumny D3, (a) podłużny w części dolnej ($T=402$), (b) podłużny w strefie górnej ($T=402$), (c) poprzeczny na dole ($T=402$), (d) poprzeczny w środku ($T=402$), (e) poprzeczny na górze ($T=402$).

Kolumna badawcza D4

Kolumnę D4 wykonano przy gęstości zaczynu cementowego $\rho=1,65 \text{ g/cm}^3$ ($W/C=0,69$) oraz 3 pełnych cyklach mieszania na długości kolumny. Pompowano 165 litrów/mb zaczynu, co odpowiada zawartości cementu $\alpha=320 \text{ kg/m}^3$.

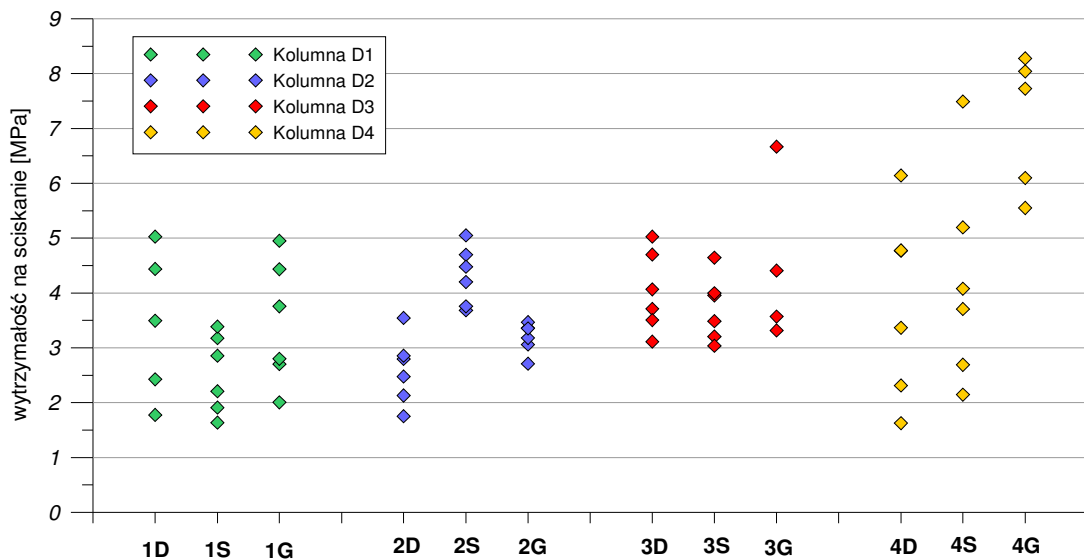
Podczas wyciągania wydobyto w dwóch częściach sąsiadujące ze sobą odcinki kolumny o długości 2 m i 1,5 m, licząc od głowicy. Zdjęcia przekrojów podłużnych oraz poprzecznych pokazano na rysunku 5.17 a-g.



Rys. 5.17 Przekroje wydobytych odcinków kolumny D4, (a) podłużny w części środkowej ($T=498$), (b) podłużny w strefie górnej ($T=664$), (c) i (d) podłużny w strefie dolnej ($T=332$), (e) poprzeczny na dole ($T=332$), (f) poprzeczny w środku ($T=498$), (g) poprzeczny na górze ($T=664$).

Dół kolumny, w strefie $T=332$, wykazuje słaby stopień wymieszania, a czysty zaczyn cementowy koncentruje się w środku i na obwodzie kolumny. Pozostałe fragmenty są częściowo wymieszane z zaczynem (rys. 5.17c-e). W przekroju środkowym ($T=498$) stopień wymieszania jest wysoki (rys. 5.17f) a w przekroju górnym, w rejonie nasypu niekontrolowanego i $T=664$, kolumna jest jednorodna a struktura cementogruntu przypomina wyglądem beton (rys. 5.17g).

Należy podkreślić, że wizualna ocena stopnia wymieszania gruntu w przekroju kolumny nie jest obiektywna i daje tylko wstępny pogląd na wpływ włożonej pracy mieszania na jednorodność cementogruntu wymieszanego in situ. Z tego powodu z każdego z plastrów poprzecznych wycięto kostki cementogruntu o wymiarach 20x20x20 cm (rys. 5.19). Większe niż normowe wymiary próbek zastosowano w celu uwzględnienia w badaniach widocznej niejednorodności cementogruntu. Próbki poddano badaniu wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe z jednoczesnym pomiarem odkształcenia wzdłuż ściskanej osi, co wykorzystano do określenia modułu sprężystości cementogruntu. Badania wykonano w laboratorium Katedry Podstaw Budownictwa i Inżynierii Materiałowej WILiŚ PG. Wyniki wszystkich badań wytrzymałości przedstawiono na rysunku 5.18.



Rys. 5.18 Wytrzymałość na ściskanie jednoosiowe wszystkich próbek cementogruntu o wymiarach 20x20x20 cm, wyciętych z wykopanych kolumn D1 do D4 (budowa w Kołobrzegu).

Analizując dane pokazane na rysunku 5.18 należy zwrócić uwagę, że wynikowa wytrzymałość badanego cementogruntu zależy od sumarycznego wpływu co najmniej następujących czynników:

- rodzaju gruntu (w miejscu mieszania i na długości kolumny),
- gęstości i całkowitej objętości wpompowanego zaczynu (co sprowadza się do przeliczeniowej zawartości cementu w jednym m^3 wymieszanego gruntu),
- włożonej pracy mieszania, którą dla celów porównawczych można zastąpić współczynnikiem wymieszania T .



Rys. 5.19 Przykładowe próbki sześciennie 20x20x20 cm, wycięte z wydobytych odcinków kolumn badawczych D1 do D4.

Z wymienionych powodów miarodajne wnioski porównawcze można wyciągnąć tylko w następujących przypadkach:

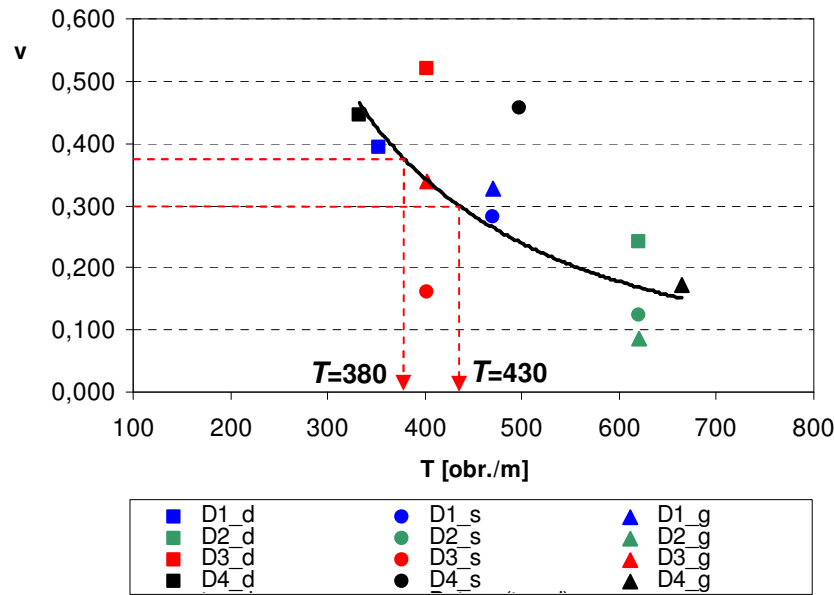
- (1) Kolumny D1 i D3 wykonano przy 2 cyklach mieszania, zachowując wypadkową masę cementu we wzmocnianym gruncie na tym samym poziomie ($\alpha=320 \text{ kg/m}^3$). W przypadku kolumny D1 stosowano zaczyn o gęstości $\rho=1,50 \text{ g/cm}^3$, co wymagało pompowania 214 litrów/mb kolumny. W odniesieniu do kolumny D3 gęstości zaczynu wynosiła natomiast $\rho=1,65 \text{ g/cm}^3$, co wymagało pompowania 165 litrów/mb kolumny. Wskaźnik wymieszania T w analizowanych odcinkach kolumn był zbliżony (353 do 471). Na wykresie 5.18 widać wyraźnie, że średnia wytrzymałość wszystkich próbek jest wyższa dla kolumny D3 (4,41 MPa) niż dla kolumny D1 (3,11 MPa), co wynika z podwyższonej wartości wskaźnika W/C w tej kolumnie (w warunkach in situ dochodzi jeszcze do dalszego obniżenia ilorazu W/C ze względu na obecność wody w gruncie).
- (2) Wykonanie kolumn D3 i D4 różniło się tylko włożoną pracą (odpowiednio 2 i 3 cykle pełnego mieszania). Biorąc pod uwagę tylko próbki pobrane ze środkowego i górnego przekroju obu kolumn (ze względu na porównywalny grunt) widać, że średnia wytrzymałość cementogruntu rośnie ze wzrostem jednorodności cementogruntu i wynosi:
 - dla kolumny D3 i poziomu środkowego: 3,72 MPa przy $T=402$,
 - dla kolumny D4 i poziomu środkowego: 4,22 MPa przy $T=664$,
 - dla kolumny D3 i poziomu górnego: 4,49 MPa przy $T=402$,
 - dla kolumny D4 i poziomu górnego: 7,14 MPa przy $T=664$.
- (3) Wykonanie kolumn D2 i D4 różniło się tylko ilością pompowanego zaczynu i w efekcie zawartością cementu we wzmocnianym gruncie (D2: $\alpha = 200 \text{ kg/m}^3$, D4: $\alpha = 320 \text{ kg/m}^3$). Wskaźnik wymieszania w porównywanych odcinkach kolumn był zbliżony i wynosił odpowiednio 620 i 664. Na wykresie widać, że średnia wytrzymałość na ściskanie dla kolumny D2 wynosi 3,36 MPa, a dla kolumny D4 5,68 MPa (biorąc pod uwagę tylko 2 górne poziomy ze względu na T). Wynika stąd, że wytrzymałość cementogruntu wzrosła niemal w takiej samej proporcji jak zawartość cementu (odpowiednio 69% i 60%).

Szczególnie interesujące jest zbadanie wpływu włożonej pracy mieszania na rozrzut wytrzymałości cementogruntu, co ma bardzo ważne znaczenie dla praktyki wykonawczej pod kątem racjonalizacji czasu i kosztów mieszania w głębokiego. Na przykład w Japonii zaleca się, opierając się na badaniach wykonanych przez Mizuno et al. w luźnych piaskach i iłach (CDIT, 2002), aby wartość wskaźnika wymieszania T wynosiła co najmniej 360. W Europie i Polsce brak jest jak dotąd podobnych wytycznych dla stosowanej coraz szerzej technologii DSM.

W celu oszacowania racjonalnej wartości wskaźnika wymieszania przeanalizowano pod względem statystycznym wyniki badania wytrzymałości dla wszystkich próbek sześciennych wyciętych z 12 plastrów o grubości 20 cm. W ośmiu przekrojach liczba próbek wynosiła 6, w dwóch 5 oraz w dwóch pozostałych 4 i 7 sztuk. Razem zbadano 69 próbek. W odniesieniu do każdego rozpatrywanego przekroju poprzecznego kolumny obliczono średnią wytrzymałość $\bar{q}_{uf,i}$, odchylenie standardowe σ_i oraz współczynnik zmienności v_i (dla v używa się również określenia "względne odchylenie standardowe") zdefiniowany jako:

$$v_i = \sigma_i / \bar{q}_{uf,i} \quad (5.1)$$

gdzie i oznacza liczbę przekrojów poprzecznych ($i=1$ do 12). Otrzymane w ten sposób współczynniki zmienności v_i , które charakteryzują względny rozrzut wytrzymałości cementogruntu, skorelowano z wartościami parametru T odpowiadającymi poszczególnym przekrojom kolumn. Wynik analizy pokazano na rysunku 5.20, łącznie z wykładniczą linią trendu (linia ciągła). Pomimo dosyć dużego rozrzutu wartości można stwierdzić, że wartość współczynnika zmienności maleje wraz ze wzrostem wartości T , co jest zgodne z oczekiwaniem.



Rys. 5.20 Zależność współczynnika zmienności v od wskaźnika wymieszania T .

Opierając się na badaniach terenowych wykonanych w Japonii i USA oraz stosowanych w tych krajach zaleceniach można założyć, że konserwatywnie przyjęta wytrzymałość charakterystyczna cementogruntu f_c (bez cząstkowych współczynników bezpieczeństwa) nie powinna przekraczać połowy średniej wytrzymałości cementogruntu osiąganey w warunkach polowych \bar{q}_{uf} . Tym samym dla przypadku granicznego:

$$f_c = 0,5 \cdot \bar{q}_{uf} \quad (5.2)$$

Przyjmując z wystarczającą dla praktyki dokładnością, że rozkład wytrzymałości cementogruntu jako zmiennej losowej odpowiada rozkładowi normalnemu (hipotezę tę przyjęto za Topolnicki, 2004) możemy również napisać:

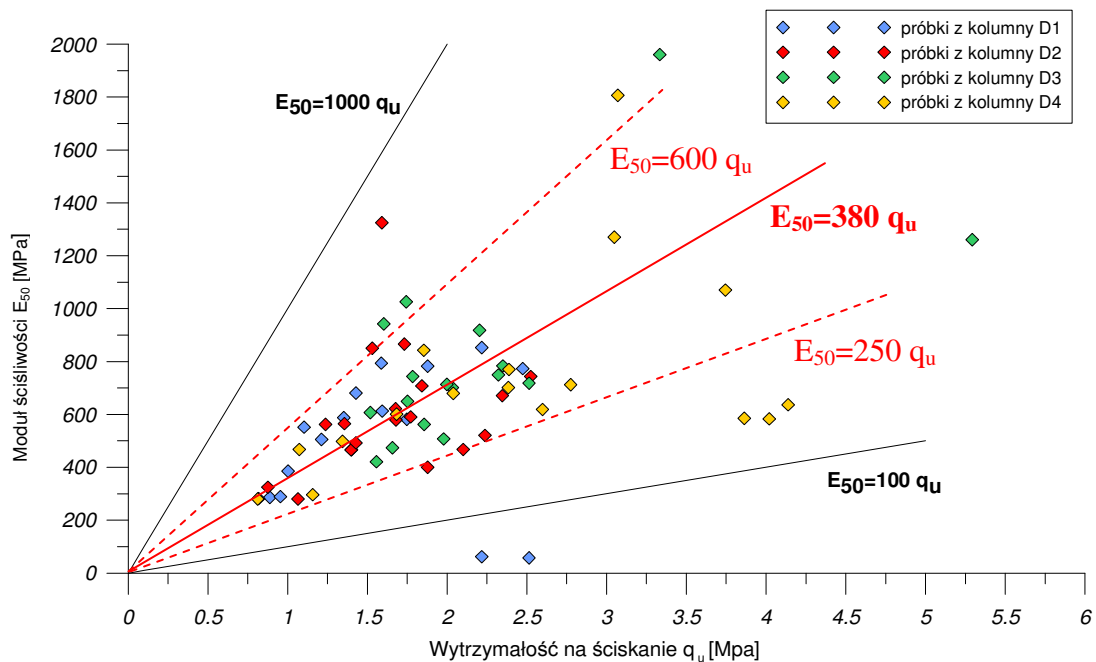
$$f_c = \bar{q}_{uf} - m \cdot \sigma = (1 - m \cdot v) \cdot \bar{q}_{uf} \quad (5.3)$$

gdzie: σ jest odchyleniem standardowym, parametr m określa poziom ufności dla którego każda wartość $q_{uf} \geq f_c$ a współczynnik zmienności jest równy $v = \sigma / \bar{q}_{uf}$. Przyjmując za miarodajny 90% poziom ufności (por. Topolnicki, 2004), czemu odpowiada $m=1,30$, można z porównania (5.2) i (5.3) obliczyć odpowiadającą temu założeniu górną wartość v , która wynosi:

$$\nu = \frac{1 - 0,5}{1,3} = 0,38 \quad (5.4)$$

Na tej podstawie można odczytać z rysunku 5.20, że osiągnięcie współczynnika zmienności poniżej $\nu = 0,38$ w odniesieniu do wytrzymałości cementogruntu wymaga wykonania pracy mieszania odpowiadającej wartości wskaźnika mieszania co najmniej $T=380$. Natomiast dla osiągnięcia zalecanego w Japonii poziomu $\nu < 0,3$ (CDIT, 2002) wskaźnik mieszania powinien przewyższać $T = 430$. Otrzymana wartość wskaźnika T jest o około 20% wyższa niż przyjęta w Japonii dla metody CDM ($T = 360$), co wynika przede wszystkim z technicznych różnic sprzętu używanego do mieszania gruntu.

Podczas badania wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe próbek wyciętych z kolumn badawczych mierzono również odkształcenie osiowe w kierunku działania obciążenia. Na podstawie tych pomiarów wyznaczono sieczny moduł ściśliwości E_{50} , który określa się na wykresie naprężenie – odkształcenie dla punktu odpowiadającego połowie osiągniętej wytrzymałości granicznej na ściskanie. Otrzymane wyniki pokazano na rysunku 5.21.



Rys.5.21 Moduł ściśliwości cementogruntu E_{50} w funkcji wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe.

Jak można zaobserwować, większość punktów układa się w przedziale mnożnika korelacyjnego od 250 do 600 względem wytrzymałości cementogruntu q_u . Dla celów projektowych można zalecić konserwatywne przyjęcie:

$$E_{50} = 380 \cdot f_c \quad (5.5)$$

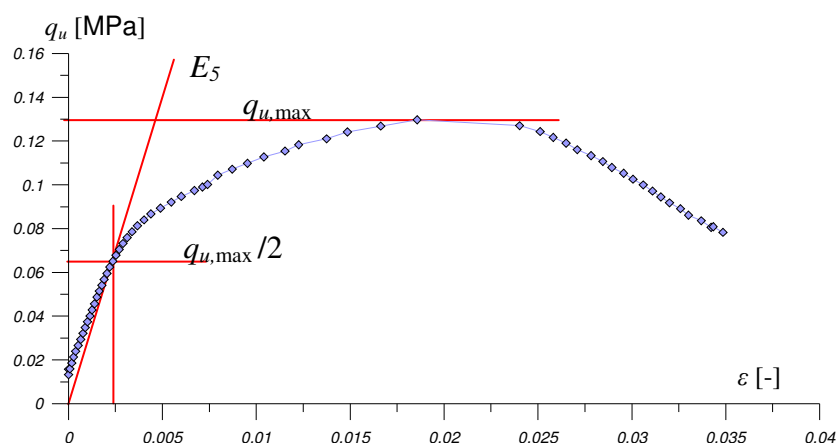
gdzie f_c jest charakterystyczną wytrzymałością cementogruntu, osiągniętą w warunkach polowych. Zależność korelacyjną (5.5) zaleca się stosować dla $f_c > 1$ MPa.

5.3 Przegroda przeciwnfiltracyjna w wałach rzeki Raduni

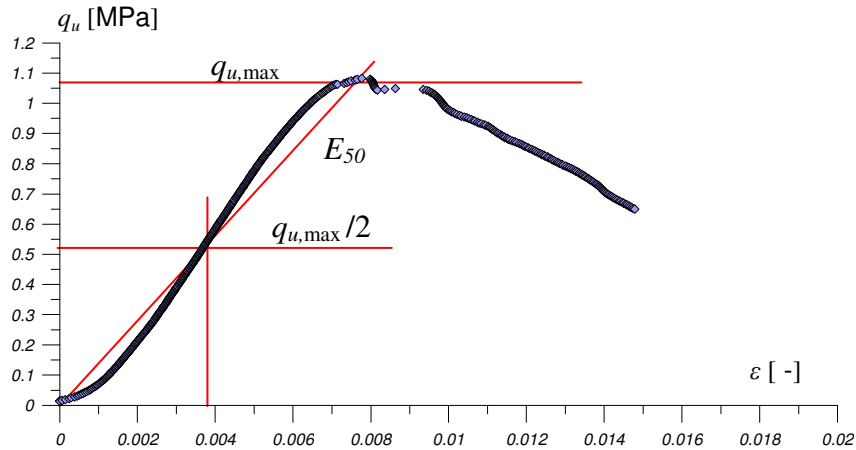
Cel badania: (1) badanie siecznego modułu ściśliwości cementogruntu w zakresie niskich wytrzymałości.

Wał ziemny zbudowany był w przewadze z przemieszanych gruntów piaszczystych i gliniastych. Do wykonania badań pobrano cementogrunt bezpośrednio ze świeżej przegrody przeciwnfiltracyjnej, którą wykonano z przenikających się kolumn DSM o średnicy 60 cm i długości około 5,5 m. Wykorzystano okoliczność, że w przypadku przegród przeciwnfiltracyjnych dąży się do uzyskania niższych wytrzymałości cementogruntu w celu zapewnienia większej elastyczności przegrody. Na budowie stosowano zaczyn cementowy o gęstości około $\rho=1,45$ do $1,5 \text{ g/cm}^3$, przygotowany z cementu CEM III C.

Z pobranego materiału uformowano walcowe próbki o wymiarach $H=140 \text{ mm}$ i $D=70 \text{ mm}$, które po 28 dniach wiązania poddano jednoosiowemu ścisnaniu w prasie wyposażonej w urządzenie rejestrujące przyłożoną siłę w funkcji przemieszczenia stempla obciążającego. Przykładowe wyniki ścisnienia dla dwóch próbek o ponad ośmiokrotnej różnicy wytrzymałości pokazano na rysunkach 5.22 i 5.23.



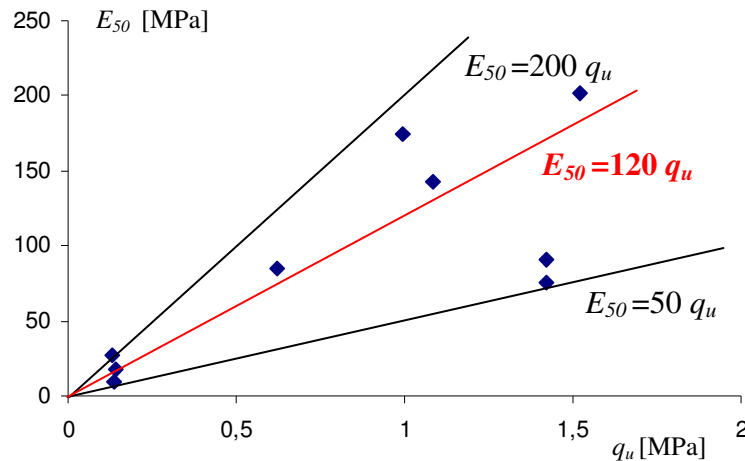
Rys. 5.22 Wynik ścisnienia jednoosiowego próbki P1_4 o bardzo małej wytrzymałości oraz wyznaczenie modułu ściśliwości E_{50} .



Rys. 5.23 Wynik ściskania jednoosiowego próbki P2_5 o małej wytrzymałości oraz wyznaczenie modułu ścisłości E_{50} .

Jak można zauważyć, słabsza próbka, o wytrzymałości 0,13 MPa, uległa zniszczeniu przy odkształceniu osiowym $\varepsilon=1,85\%$ a próbka mocniejsza, o wytrzymałości 1,08 MPa, przy odkształceniu $\varepsilon=0,75\%$. Przytoczone wyniki potwierdzają, że w miarę wzrostu wytrzymałości cementogruntu staje się on coraz bardziej kruchy.

Na podstawie przeprowadzonych badań dokonano analizy siecznego modułu ścisłości cementogruntu E_{50} dla 9 próbek o wytrzymałości mniejszej od 1,5 MPa. Wyniki analizy pokazano na rysunku 5.24.



Rys. 5.24 Moduł ścisłości cementogruntu E_{50} dla próbek o niskiej wytrzymałości.

Jak można zaobserwować, punkty pomiarowe układają się w przedziale mnożnika korelacyjnego od 50 do 200 względem wytrzymałości cementogruntu q_u . Dla celów projektowych można zalecić konserwatywne przyjęcie:

$$E_{50} = 120 \cdot f_c \quad (5.6)$$

gdzie f_c jest charakterystyczną wytrzymałością cementogruntu, osiągniętą w warunkach polowych. Zależność korelacyjną (5.6) zaleca się stosować dla $f_c \leq 1$ MPa.

5.4 Wiadukt autostrady A2

Cel badania: (1) ocena modułu ścisłości cementogruntu w kolumnie DSM na podstawie próbnego obciążenia oraz wstecznej analizy MES.

Próbne obciążenie przeprowadzono na pojedynczej kolumnie DSM, którą wykonano dodatkowo poza obrysem podpory wiaduktu autostradowego. Kolumna miała 5,45 m długości oraz średnicę nominalną 80 cm. Badanie wykonano w systemie belki odwróconej, kotwionej do dwóch zbrojonych kolumn DSM. Belkę główną stanowiły dwa połączone ze sobą dwuteowniki o wysokości środnika 500 mm (rys. 5.25). Głowicę kolumny wzmocniono za pomocą kołnierza z rury stalowej o średnicy 80 cm i siatki zbrojeniowej oraz nadlano betonem B20 z dodatkiem preparatu skracającego czas wiązania. Pomiary osiadania wykonano za pomocą czterech czujników zegarowych o zakresie pomiarowym 0-30 mm i dokładności 0,01mm, które przymocowano do prętów przyspawanych do głowicy kolumny. Czujniki oparto na niezależnej bazie pomiarowej wykonanej z profili stalowych i opartej na stalowych prętach o średnicy $\varnothing 32\text{mm}$, wbitych w podłoże w odległości 2 m od krawędzi obciążanej kolumny. Obciążenie przyłożono za pomocą siłownika hydraulicznego, ustawionego na podkładce z blachy stalowej o grubości 25 mm i średnicy 80 cm. Siłownik hydrauliczny zasilano za pomocą pompy elektrycznej z dodatkową ręczną regulacją ciśnienia a wartość przyłożonej siły określono na podstawie pomiaru ciśnienia, które mierzono manometrem o zakresie do 60 MPa.

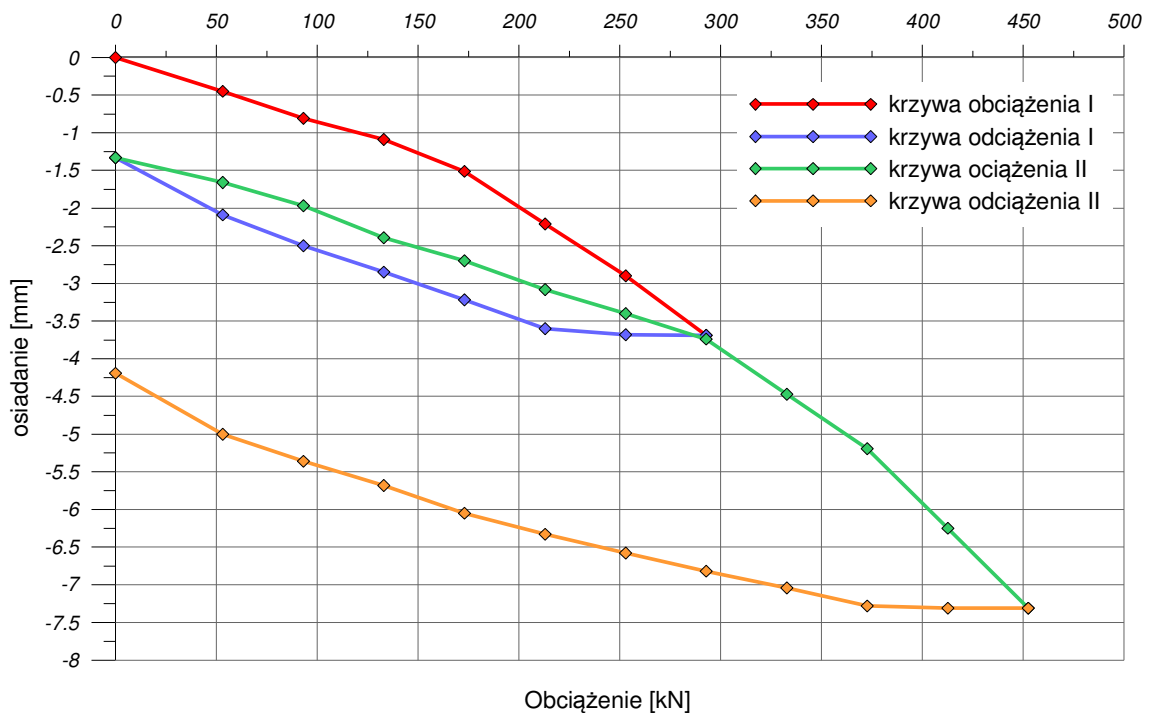


Rys. 5.25 Próbne obciążenie kolumny badawczej DSM.

Na każdym stopniu obciążenia wykonywano odczyty osiadania w następujących odstępach czasowych: 1, 3, 5, 10, 20, 30 min. Ponadto uwzględniano kryterium zakończenia osiadania przyjmując, że średni przyrost osiadania w dwu kolejnych okresach 10-minutowych nie powinien być większy niż 0,05mm. Po osiągnięciu 100% i 150% wartości projektowego obciążenia wykonano stopniowe odciążanie do zera z pomiarem odprężenia kolumny. Wyniki próbnego obciążenia zamieszczono w tabeli 5.2 i na rysunku 5.26.

Tabela 5.2 Zestawienie wyników próbnego obciążenia kolumny DSM

Opis	Wartość
Długość kolumny [m]	5,45
Obciążenie projektowane Q_p [kN] (100 %)	292,80
Osiadanie całkowite przy Q_p [mm]	3,69
Osiadanie trwałe przy Q_p [mm]	1,33
Obciążenie maksymalne Q_{max} [kN] (150 %)	452,54
Osiadanie całkowite przy Q_{max} [mm]	7,31
Osiadanie trwałe przy Q_{max} [mm]	4,19



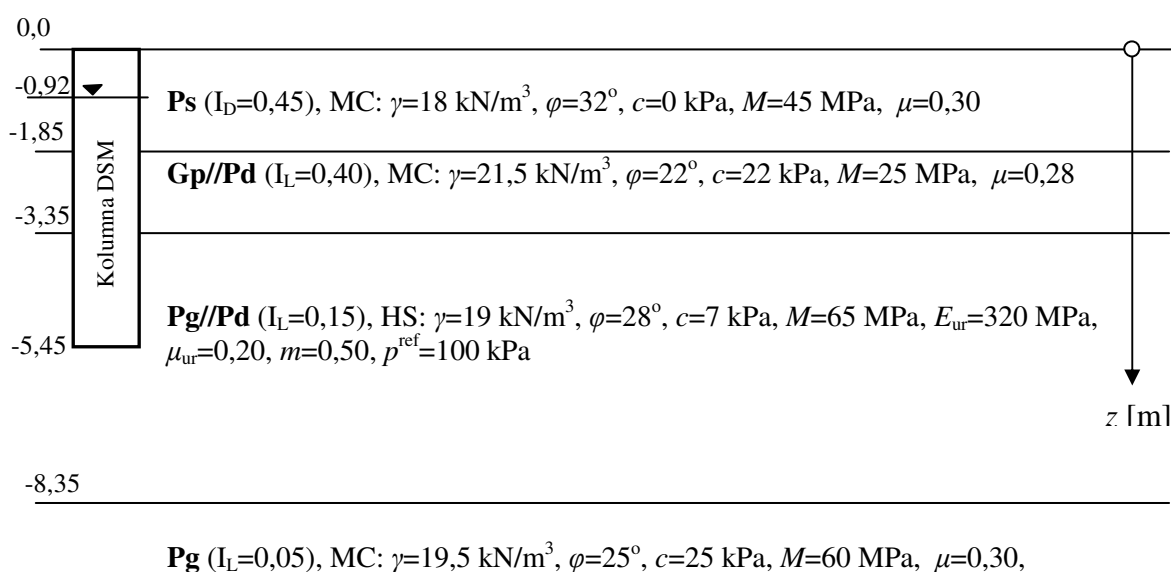
Rys. 5.26 Wykresy próbnego obciążenia badanej kolumny DSM.

Analizując przedstawioną na rysunku 5.26 zależność obciążenie-osiadanie dla badanej kolumny można zauważyć, że zarówno w pierwszym jak i w drugim cyklu obciążenia nie osiągnięto stanu granicznego oraz że krzywe odciążenia są w przybliżeniu równoległe do siebie oraz do początkowych faz obciążenia. Wskazuje to, że sprężyste odkształcenia kolumny mają znaczący udział w obserwowanych przemieszczeniach głowicy, co w połączeniu ze wsteczną analizą MES spróbowano wykorzystać do przybliżonej oceny modułu ścisłości cementogruntu na długości kolumny.

Należy w tym miejscu podkreślić, że podjęte zadanie jest dosyć złożone, zarówno pod względem modelowania układu kolumna-grunt jak i liczby występujących parametrów, których wartości nie są dokładnie znane zwłaszcza w odniesieniu do podłoża gruntowego. Określenie modułu ścisłości wymaga bowiem ustalenia rozkładu naprężenia normalnego i odkształcenia osiowego na długości kolumny biorąc pod uwagę sprężysto-plastyczne oddziaływanie gruntu, mobilizowane na poboczniczy i pod podstawą kolumny. Podobne

zadania dla pali analizowali m.in. Gwizdała (1996), Dyka (2001) i Kościak (2006), zakładając podział pala na odcinki i wykorzystując funkcje transformacyjne opracowane z uwzględnieniem zmiany modułu odkształcenia pala z poziomem naprężenia, przy czym celem tych obliczeń było jak najlepsze odwzorowanie wyników próbnego obciążenia. W naszym przypadku zadanie jest postawione "odwrotnie", a jak najlepsze dopasowanie wyników obliczeń do wybranej fazy próbnego obciążenia wykorzystano tylko do wyznaczenia wartości modułu ścisłości cementogruntu na długości kolumny w celu porównania z przedstawionymi wcześniej badaniami doświadczalnymi. Obliczenia numeryczne MES wykonano w układzie osiowo-symetrycznym, korzystając wyłącznie z wbudowanych możliwości komercyjnego programu PLAXIS v.8. Sprowadza to przedmiotową analizę do poziomu inżynierskiego oszacowania współpracy kolumny DSM z otaczającym gruntem, co jest jednak wystarczające dla osiągnięcia zamierzonego celu.

Budowę podłoża w miejscu próbnego obciążenia i wiodące parametry gruntu przyjęto na podstawie dokumentacji geologicznej, opracowanej dla potrzeb projektowania wiaduktu (rys. 5.27). Pozostałe parametry gruntu, konieczne do obliczeń MES przy uwzględnieniu klasycznego modelu Mohra-Coulomba (MC) i modelu gruntu ze wzmocnieniem, typu "Hardening Soil" (HS) przyjęto na podstawie własnego oszacowania (rys. 5.27).

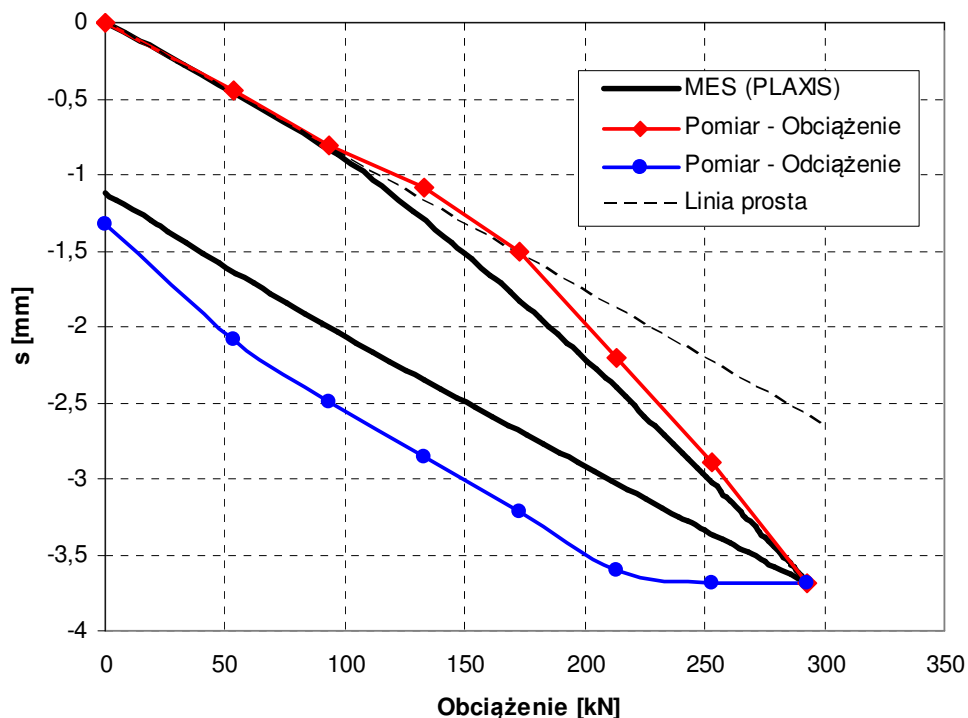


Rys. 5.27 Warunki gruntowe w miejscu próbnego obciążenia i parametry fizyczno-mechaniczne gruntu.

Do analizy MES wybrano pierwszy cykl obciążenia, gdzie wpływ sprężysto-plastycznego oddziaływania między kolumną i gruntem jest proporcjonalnie najmniejszy. Pozwoliło to również na zminimalizowanie wpływu koniecznego szacowania niektórych wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu, które nie były znane z bezpośrednich badań. Kolumnę DSM potraktowano jako element jednorodny, zbudowany z materiału liniowo-sprężystego (moduł sprężystości E , współczynnik Poissona $\mu=0,25$). Analizę wsteczną wykonano metodą prób i błędów, zmieniając wartość E oraz parametry odkształceniowe trzeciej warstwy gruntu (wartości podane na rys. 5.27 odpowiadają ostatniej iteracji obliczeniowej). Starano się jak najlepiej odwzorować przede wszystkim: (1) przebieg pierwszej fazy obciążenia, (2) osiadanie całkowite dla obciążenia

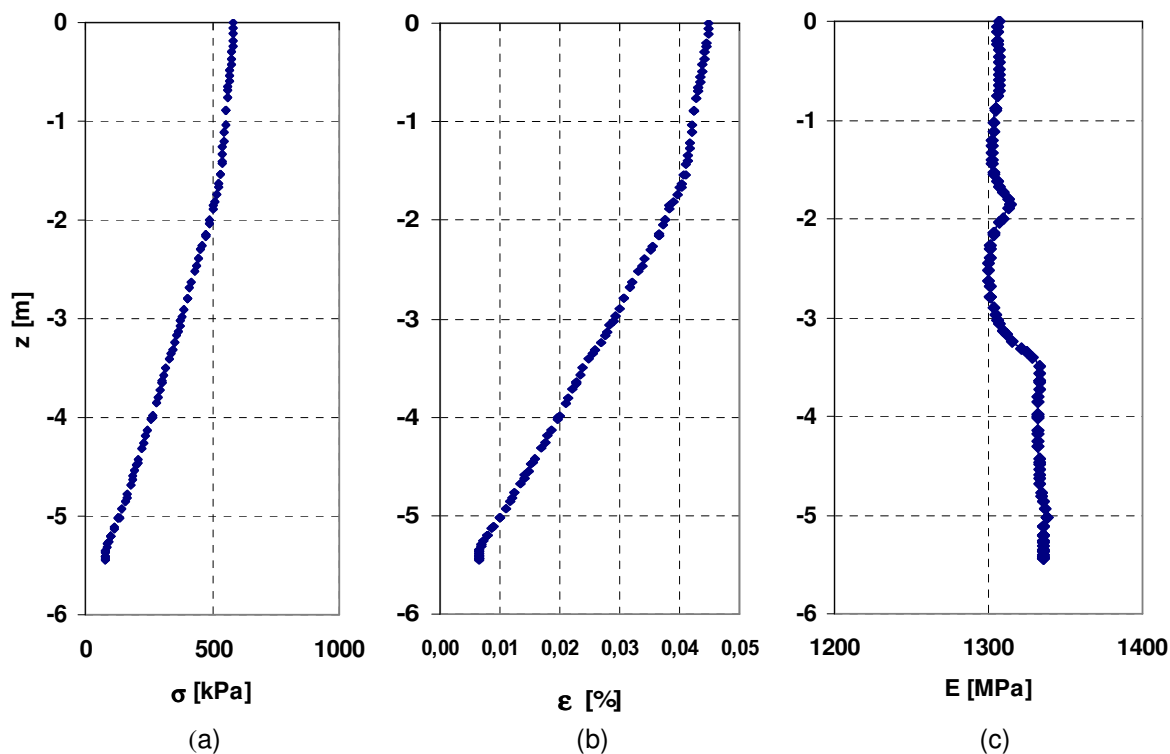
projektowego (100%) oraz (3) osiadanie trwałe po pierwszym odciążeniu. Porównanie pomiarów z dopasowanym wynikiem obliczeń numerycznych pokazano na rysunku 5.28.

W kolejnym kroku podzielono kolumnę na obliczeniowe plastry o grubości Δz i wyznaczono efektywne naprężenie normalne działające w każdym przekroju oraz odpowiednie odkształcenie osiowe na podstawie zmiany wysokości plastra. Otrzymane rozkłady naprężenia i odkształcenia osiowego na długości kolumny w fazie pierwszego obciążenia pokazano na rysunkach 5.29a i 5.29b, a wynikowy moduł ścisłości cementogruntu na rysunku 5.29c.



Rys. 5.28 Porównanie pomiaru i wstecznych obliczeń MES dla pierwszego cyklu próbnego obciążenia badanej kolumny DSM.

W czasie wykonywania kolumn DSM na sąsiedniej podporze przedmiotowego wiaduktu pobrano próbki cementogruntu z kilkunastu świeżo wykonanych kolumn i uformowano 16 normowych kostek $15 \times 15 \times 15$ cm do badań wytrzymałości. Średnia wytrzymałość cementogruntu z wszystkich badań wynosiła 3,60 MPa (odchylenie standardowe 0,883 MPa, wskaźnik zmienności 0,25). Przyjmując na podstawie wykresu 5.30 uśredniony moduł ścisłości kolumny $E = E_{50} = 1320$ MPa można obliczyć, że współczynnik korelacyjny pomiędzy siecznym modułem ścisłości i średnią wytrzymałością cementogruntu wynosi około $1320/3,60 = 367$, co stosunkowo dobrze odpowiada wynikom badań pokazanych na rysunku 5.21.



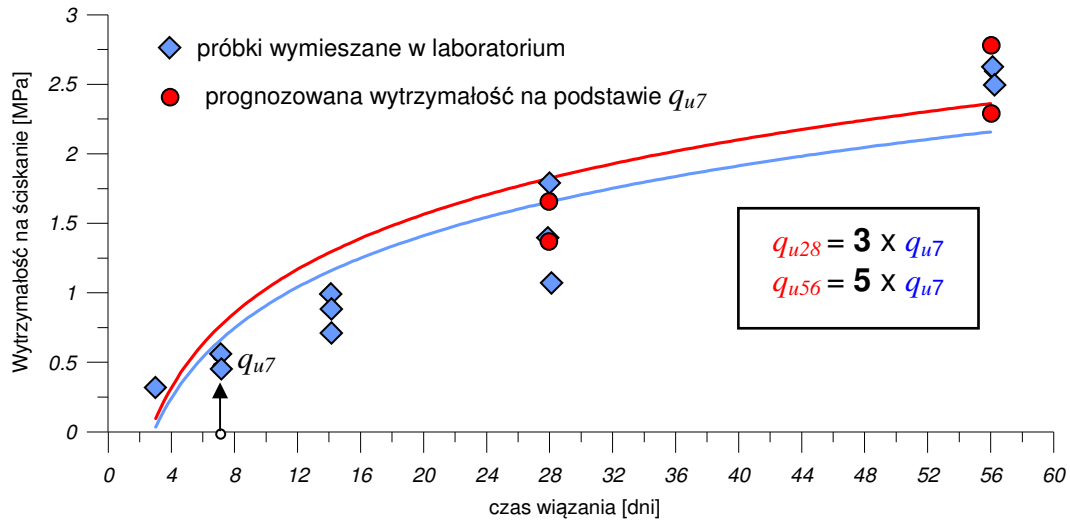
Rys. 5.29 Wyniki obliczeń numerycznych dla fazy pierwszego obciążenia.

- (a) Zmiana efektywnego naprężenia normalnego na długości kolumny (ściskanie dodatnie),
 (b) Odkształcenie osiowe na długości kolumny (dodatnie wartości oznaczają skrócenie),
 (c) Moduł ściśliwości cementogruntu na długości kolumny.

5.5 Budowa w Łodzi

Cel badania: (1) weryfikacja prognozy wytrzymałości cementogruntu po 28 i 56 dniach wiązania na podstawie wytrzymałości 7 dniowej.

Na terenie budowy zalegała powierzchniowa warstwa nasypów niekontrolowanych o zróżnicowanym składzie i zmiennej miąższości, dochodzącej do 4,5 m. Z piaszczystego nasypu, zawierającego w niewielkim procencie grunty organiczne (torf), pobrano próbki gruntu i wymieszano z cementem w polowym laboratorium. Skład i gęstości zaczynu były identyczne jak w czasie wykonywania kolumn DSM. Przeliczeniowa zawartość cementu hutniczego CEM III A wynosiła $\alpha=320 \text{ kg/m}^3$ wzmocnianego gruntu. Z przygotowanego cementogruntu uformowano próbki walcowe o średnicy $D=70 \text{ mm}$ i wysokości $H=140 \text{ mm}$ oraz poddano ścisnaniu jednoosiowemu po upływie 3, 7, 14, 28 i 56 dni. Wyniki wszystkich badań oraz linię uśrednionego trendu pokazano na rysunku 5.30 (punkty i linia oznaczona kolorem niebieskim).



Rys 5.30 Przyrost wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania. Kolorem niebieskim oznaczono wyniki badań (punkty i uśredniona linia trendu). Kolorem czerwonym oznaczono prognozowaną wytrzymałość, obliczoną na podstawie zbadanej wytrzymałości cementogruntu q_{u7} po 7 dniach wiązania oraz zależności korelacyjnych (5.7).

Dla praktyki wykonawczej ważne znaczenie ma prognozowanie wytrzymałości cementogruntu po 28 i 56 dniach wiązania na podstawie wczesnej wytrzymałości, zbadanej po 7 dniach od uformowania próbki (w przypadku zastosowania cementu hutniczego nie zaleca się krótszych czasów wiązania). Nawiązując do badań opisanych w rozdziale 4.2.3, na rysunku 5.30 naniesiono kolorem czerwonym punkty odpowiadające prognozowanej wytrzymałości cementogruntu po 28 i 56 dniach, które odpowiadają następującym zależnościom korelacyjnym:

$$\begin{aligned} q_{u28} &= 3 \times q_{u7} \\ q_{u56} &= 5 \times q_{u7} \end{aligned} \quad (5.7)$$

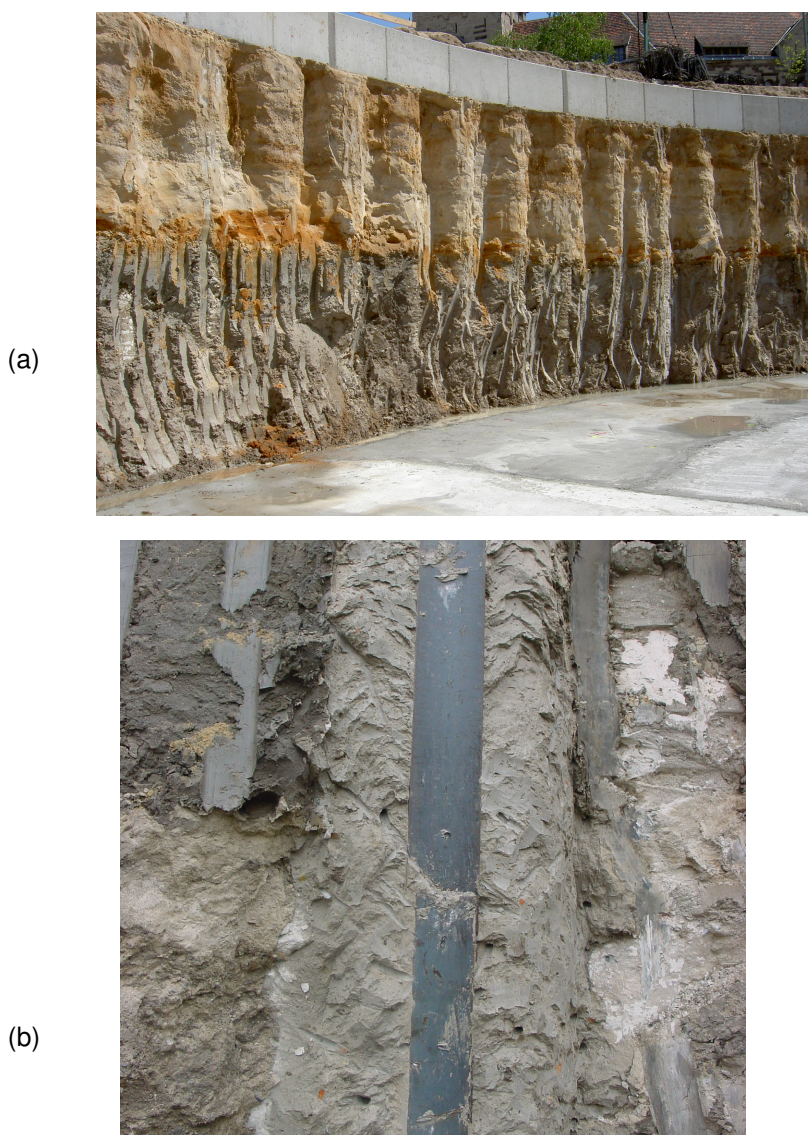
oraz odpowiednią linię uśrednionego trendu (ciągła czerwona linia).

Porównując obie linie trendu na rysunku 5.30 można zauważyć, że prognozowana wytrzymałość dobrze zgadza się z uśrednionymi wynikami bezpośrednich badań oraz że otrzymane „zaokrąglone” współczynniki korelacji, wynoszące 3 dla wytrzymałości po 28 dniach i 5 dla wytrzymałości po 56 dniach, są tylko nieco niższe od wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych dla gruntu piaszczystego i zawartości 300 kg/m^3 cementu (otrzymano odpowiednio 3,5-4 oraz 5,5), co można wytłumaczyć zawartością gruntów organicznych w badanym nasypie.

5.6 Budowa w Poznaniu

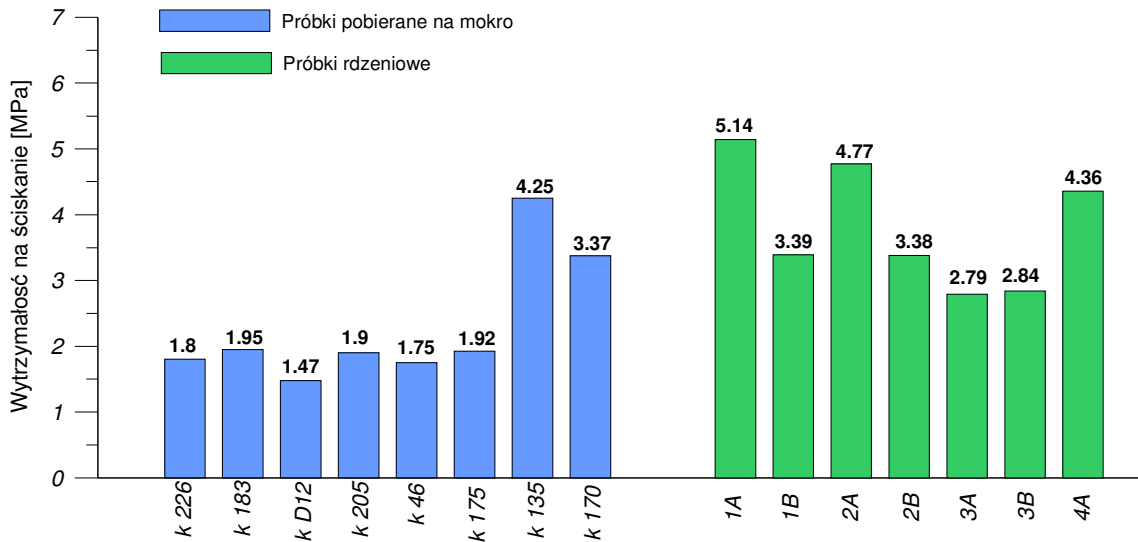
Cel badania: (1) porównanie wytrzymałości cementogruntu uzyskanej z próbek pobieranych na mokro i z próbek rdzeniowych.

Na placu budowy do głębokości około 2.2 m występowały nasypy niekontrolowane, pod którymi zalegały piaski odłożone na twar doplastycznych i półzwartych glinach zwałowych. Wodę gruntową stwierdzono na poziomie stropu glin, na rzędnych od 73,9 do 72,55 m n.p.m. Woda występowała również lokalnie w zamkniętych soczewkach piasku znajdujących się w warstwie gliny. Przyjęcie poziomego posadowienia na rzędnej 72.4 m n.p.m. wymagało wykonania wykopu fundamentowego do głębokości około 4.5 m. Ze względu na znacznie ograniczoną powierzchnię działki zaszła konieczność wykonania pionowych ścian wykopu. Jako tymczasową obudowę wykopu wykonano palisadę z kolumn DSM, którą tworzyło łącznie 248 kolumn, przy czym co druga kolumna była zbrojona profilem stalowym IPE 300 (rys 5.31a, b).



Rys. 5.31 (a) Palisada z kolumn DSM jako tymczasowe zabezpieczenie wykopu budowlanego, (b) odsłonięty profil IPE300 w ściętej kolumnie (zwraca uwagę dobry stopień wymieszania kolumny).

Ze świeżo wykonanych kolumn DSM pobrano próbki cementogruntu i uformowano 32 kostki 15x15x15 cm (8 serii po 4 sztuki każda), które po 28 dniach wiązania poddano badaniu wytrzymałości na ściskanie jednoosiowe. Ponadto z wytypowanych kolumn wykonanej palisady pobrano próbki rdzeniowe o średnicy około 100 mm. Z czterech rdzeni wycięto łącznie 7 próbek, w tym 6 walcowych o smukłości $H/D=1$. Jedna próbka była sześcianiem o boku 50 mm. Próby na ściskanie przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej DP-1600. Otrzymane wyniki przedstawiono na rysunku 5.32.



Rys 5.32 Porównanie średnich wytrzymałości cementogruntu uzyskanych dla 8 serii próbek pobranych na mokro (próbki sześciennie 150x150x150 mm) z wytrzymałością na ściskanie siedmiu próbek rdzeniowych (próbki walcowe $H=D=102$ do 105 mm, próbka 3B sześcienna o boku 50 mm) pobranych z wykonanej palisady.

Z porównania pokazanego na rysunku 5.32 wynika, że wytrzymałości próbek rdzeniowych są we wszystkich przypadkach wyższe od średnich wytrzymałości próbek pobranych na mokro w ośmiu seriach po 4 próbki każda. Potwierdza to prezentowane w literaturze opinie (np. Bruce, 2002), że wytrzymałość próbek rdzeniowych jest z reguły wyższa niż próbek pobieranych na mokro jednak tylko wówczas, kiedy próbki są dobrej jakości bez mikropęknięć i uszkodzeń. Przykładowo, Taki i Young (1991) uzyskali w badaniach wykonanych dla różnych gruntów blisko dwukrotnie wyższą wytrzymałość dla próbek rdzeniowych. W naszym przypadku średnia wytrzymałość dla 32 próbek pobranych na mokro wyniosła 2,33 MPa (odchylenie standardowe 1,31 MPa) a dla próbek rdzeniowych 3,81 MPa (odchylenie standardowe 0,94 MPa), co daje wzrost o około 60%.

ROZDZIAŁ 6

Wnioski

Celem niniejszej rozprawy było przede wszystkim podniesienie trafności prognozowania wytrzymałości cementogruntu uformowanego w podłożu, zwłaszcza w zależności od rodzaju gruntu, ilości i rodzaju wprowadzonego spoiwa hydraulicznego oraz włożonej pracy mieszania. Ponieważ na obecnym etapie wdrażania metody wglębnego mieszania gruntu na mokro pragmatyczne podejście projektowe polega na wykonywaniu pilotowych badań laboratoryjnych, wyprzedzających właściwe roboty geotechniczne, równie ważnym zadaniem było znalezienie korelacji pomiędzy wynikami badań laboratoryjnych i polowych. W tym zakresie i w odniesieniu do typowych gruntów mineralnych i organicznych występujących w Polsce zrealizowano obszerny program badań laboratoryjnych i polowych, które pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków:

1. Ilość i rodzaj spoiwa należy dostosować do rodzaju gruntu, w którym wykonuje się mieszanie wglębne. Przykładowo, dla badanych gruntów piaszczystych najlepszy efekt wzmocnienia uzyskano przy zastosowaniu cementu hutniczego CEM III A, natomiast dla badanych gruntów spoistych najkorzystniejszym spoiwem okazał się cement portlandzki CEM I, a w drugiej kolejności cement hutniczy CEM III A.
2. Przy takiej samej zawartości spoiwa hydraulicznego najwyższe wytrzymałości cementogruntu na ściskanie uzyskuje się w gruntach piaszczystych. Wyraźnie niższe wytrzymałości osiąga się w gruntach spoistych, które są również trudniejsze do równomiernego wymieszania. W gruntach organicznych wytrzymałość cementogruntu jest najmniejsza i może być trudna do osiągnięcia, nawet przy zastosowaniu bardzo dużych ilości spoiwa.
3. Wraz ze wzrostem wilgotności gruntu wytrzymałość cementogruntu znacząco maleje, co wynika z radykalnego obniżenia efektywnego wskaźnika W/C w stosunku do początkowej wartości W/C zaczynu. W piaskach, przy wilgotności początkowej mniejszej od wilgotności całkowitej, spadek wytrzymałości jest proporcjonalny do wzrostu efektywnego wskaźnika W/C. W gruntach spoistych cementogruntu osiąga największą wytrzymałość wówczas, kiedy mieszanie gruntu z zaczynem odbywa się przy wilgotności efektywnej (na którą składa się woda zawarta w gruncie razem z wodą zawartą w zaczynie) zbliżonej do granicy płynności w_L . W gruntach organicznych, w których wilgotność przekracza 200%, nie zaleca się wykonywania mieszania na mokro. Ogólnie można stwierdzić, że podwyższona wilgotność gruntu prowadzi do obniżenia wytrzymałości cementogruntu i z tego powodu jest czynnikiem ograniczającym zastosowanie technologii wglębnego mieszania gruntu na mokro.
4. Wraz ze wzrostem pH w gruncie powyżej $pH=7$ wytrzymałość rośnie. Przy zakwaszeniu gruntów i $pH<7$ występuje wyraźna tendencja do obniżenia wytrzymałości cementogruntu. Grunty o $pH<5$ są bardzo trudne do wzmocnienia. Nie zaleca się stosowania technologii DSM w takich przypadkach.
5. Zawartość części organicznych w gruncie obniża wytrzymałość cementogruntu. W przedziale I_{om} od 2% do 10% zanotowano prawie dwukrotny spadek wytrzymałości

- cementogruntu. Doziarnienie gruntów organicznych podnosi wytrzymałość cementogruntu i ułatwia mieszanie gruntu. Skuteczność doziarnienia zależy jednak silnie od początkowych właściwości gruntu organicznego, szczególnie wilgotności i zawartości części organicznych. Z tego powodu skuteczność doziarnienia powinna być każdorazowo zbadana w pilotowych badaniach laboratoryjnych, łącznie z ustaleniem minimalnej zawartości dodawanych gruntów mineralnych.
6. Zanieczyszczenie gruntu piaszczystego substancjami ropopochodnymi, przy stężeniu mniejszym od 10000 mg/kg, tylko w nieznacznym stopniu (poniżej 10%) obniża wytrzymałość cementogruntu.
 7. Cementogrunty nabiera wytrzymałości wolniej niż beton, w stopniu zależnym od rodzaju wzmacnianego gruntu oraz ilości i rodzaju dodanego spoiwa. Na podstawie wykonanych badań opracowano zależności korelacyjne, przedstawione w tabelach 4.2 do 4.4 odpowiednio dla gruntów niespoistych, spoistych i organicznych, które umożliwiają prognozowanie zmiany wytrzymałości cementogruntu w funkcji czasu wiązania, co ma ważne znaczenie w praktyce wykonawczej DSM.
 8. Kształt i wymiary próbek wpływają na uzyskiwane wyniki wytrzymałości cementogruntu. Najwyższe wytrzymałości uzyskuje się dla małych próbek walcowych o smukłości $H/D=1$ (np. $\varnothing 70/70$ mm) a najniższe dla małych próbek o smukłości $H/D=2$ (np. $\varnothing 50/100$ mm). Stwierdzono, że badanie wytrzymałości cementogruntu na próbkach sześciennych o wymiarach 150x150x150 mm, które są stosowane najczęściej w praktyce, stwarza podstawy do uzyskania wiarygodnej oceny wytrzymałości cementogruntu.
 9. Cementogrunty z udziałem gruntu piaszczystego są kruche i mają najwyższy moduł ścisłości. Nieco niższe wartości osiąga moduł ścisłości cementogruntu z udziałem gruntu spoistego. Dla cementogruntu formowanego *in situ*, o wytrzymałości charakterystycznej $f_c > 1$ MPa, współczynnik korelacji pomiędzy modułem ścisłości a wytrzymałością mieści się w przedziale od 250 do 600. Dla celów projektowych można przyjąć wartość 380. W zakresie niższych wytrzymałości (do 1,5 MPa) współczynnik korelacji wynosi od 50 do 300.
 10. Naprężenie boczne wpływa korzystnie na mobilizowaną wytrzymałość cementogruntu, w stopniu zależnym od stosunku naprężenia bocznego do wytrzymałości cementogruntu na ścislenie. Obecność naprężenia bocznego zwiększa wartość granicznego odkształcenia osiowego, potrzebnego do zmobilizowania wytrzymałości granicznej cementogruntu.
 11. Wytrzymałość gruntu wymieszanego w warunkach laboratoryjnych jest z reguły wyższa niż dla próbek cementogruntu pobranego bezpośrednio ze świeżo wykonanych kolumn DSM. Rozrzut wytrzymałości jest większy dla cementogruntu uformowanego *in situ* niż dla gruntu wymieszanego w laboratorium. Średnia wytrzymałość cementogruntu rośnie ze wzrostem stopnia wymieszania cementogruntu, który dla celów praktycznych można ocenić za pomocą wskaźnika wymieszania T [obr./m] - wzór (2.3).
 12. Zmniejszenie wartości współczynnika zmienności v_i (wzór 5.1) poniżej 0,38 w odniesieniu do wytrzymałości cementogruntu wymaga zastosowania wskaźnika wymieszania co najmniej $T=380$, a poniżej wartości 0,30 co najmniej $T=430$. W

warunkach polskich i przy stosowaniu przeważnie mieszadeł pojedynczych należy przyjąć, że konstrukcja mieszadła oraz zastosowany w danych warunkach proces mieszania, scharakteryzowany prędkością obrotową oraz prędkościami penetracji i wyciągania mieszadła, powinny zapewnić osiągnięcie wskaźnika mieszania co najmniej $T=430$.

13. Wytrzymałość na ściskanie rdzeniowych próbek cementogruntu, pobranych z wykonanych kolumn DSM, może być nawet o około 60% wyższa niż próbek pobieranych na mokro, jednak tylko pod warunkiem dobrej jakości odwiertów oraz pobrania próbek bez pęknięć i uszkodzeń.
14. Dla gruntów wzmocnionych in situ za pomocą mieszania wglębnego na mokro zaleca się przyjęcie odrębnych kryteriów oceny przeprowadzonych wyników badań wytrzymałości cementogruntu na ściskanie, które nie powinny być tożsame z wymaganiami, jakie powszechnie przyjmuje się dla betonu. Odpowiednią propozycję w tym zakresie zamieszczono w Załączniku 1, wraz z przykładem zastosowania w odniesieniu do zrealizowanej budowy wiaduktu autostradowego, na której zastosowano technologię DSM do wzmocnienia gruntu pod podporami obiektu.

ZAŁĄCZNIK NR 1

Propozycja oceny statystycznej wyników badania wytrzymałości cementogruntu na ściskanie

W praktyce wykonawczej częstym problemem jest dokonanie właściwej oceny wyników badania wytrzymałości cementogruntu zwłaszcza, jeżeli w projekcie wykonawczym brak jest na ten temat szczegółowych wytycznych. Problem bierze się stąd, że sześciennie kostki cementogruntu przypominają kostki betonowe oraz że badania wytrzymałościowe prowadzone są z reguły w laboratoriach betonowych, które - nie zwracając uwagi na różnice między betonem a cementogruntem - stosują do interpretacji wyników badań normę PN-EN 206-1:2003 (Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność). W konsekwencji prowadzić to może do nieuzasadnionego kwestionowania osiągniętej wytrzymałości cementogruntu.

Biorąc pod uwagę inherentną cechę cementogruntu, jaką jest większy niż w przypadku betonu rozrzut wytrzymałości oraz wyniki wykonanych badań laboratoryjnych i polowych proponuje się przyjęcie następujących kryteriów odbiorowych dla badanej wytrzymałości cementogruntu:

1. Średnia wytrzymałość cementogruntu \bar{q}_{uf} , określona dla populacji wszystkich zbadanych wytrzymałości $q_{uf,i}$ ($i=1,\dots,N$), nie może być mniejsza od wartości maksymalnego naprężenia charakterystycznego σ_k działającego na pojedynczą kolumnę DSM, pomnożonego przez założony współczynnik bezpieczeństwa F , tj.:

$$\bar{q}_{uf} \geq F \cdot \sigma_k = q_d \quad (Z.1)$$

Przy obliczaniu wartości średniej należy ograniczyć zbadane wytrzymałości do równowartości dwóch wytrzymałości projektowych q_d , tj.:

$$q_{uf,i} \leq 2 \cdot q_d = 2 \cdot (F \cdot \sigma_k)$$

Zalecany współczynnik bezpieczeństwa powinien wynosić $F=3$.

2. W przypadku fundamentów opartych bezpośrednio na kolumnach DSM minimalna zbadana wytrzymałość $q_{uf,i}$ nie może być mniejsza od wartości maksymalnego naprężenia charakterystycznego działającego na pojedynczą kolumnę σ_k , tj.:

$$\min q_{uf,i} \geq \sigma_k \quad (Z.2)$$

3. W przypadku wzmocnienia gruntu o charakterze objętościowym i liczbie zbadanych próbek przekraczającej 20 sztuk dopuszcza się niespełnienie drugiego kryterium przez max 5% zbadanych próbek.

Praktyczne zastosowanie proponowanych kryteriów odbiorowych dla wytrzymałości cementogruntu pokazano w tabeli Z1 na przykładzie jednej ze zrealizowanych budów (wiadukt autostradowy).

Tabela Z.1 Przykład zastosowania proponowanych kryteriów odbiorowych.

Obiekt:		A1, wiadukt autostradowy na 6 podporach			
Podpora	Data pobrania / Data sciskania próbek	Zbadana wytrzymałość próbki na ściskanie [MPa]	Wytrzymałość średnia na podporze [MPa]	Wytrzymałość na ściskanie, przy ograniczeniu do max $2q_d$ [MPa]	Uwagi
B2, seria 2	18.07.2006 / 15.08.2006	1,8 1,6 2,1 1,4	2,89	1,8 1,6 2,1 1,4	max $2q_d$
B2, seria 1	18.07.2006 / 15.08.2006	4,1 2,3 4 5,8		4,0 2,3 4,0 4,0	
B1, seria 2	18.07.2006 / 15.08.2006	1 1,5 2,4 1,3	2,30	1,0 1,5 2,4 1,3	max $2q_d$ min q
B1, seria 1	17.07.2006 / 14.08.2006	3,8 2,3 2,7 3,4		3,8 2,3 2,7 3,4	
B, seria 2	18.07.2006 / 15.08.2006	2,1 1,6 2,4 2	2,65	2,1 1,6 2,4 2,0	
B, seria 1	15.07.2006 / 12.08.2006	3,6 3,7 2,9 2,9		3,6 3,7 2,9 2,9	
A, seria 1	19.07.2006 / 16.08.2006	2,2 2,4 2,2 4,1	3,10	2,2 2,4 2,2 4,0	max $2q_d$
A, seria 2	25.07.2006 / 22.08.2006	2,7 4,5 2,7 4		2,7 4,0 2,7 4,0	
A2, seria 1	19.07.2006 / 16.08.2006	2,8 2,1 3,3 2,2	2,75	2,8 2,1 3,3 2,2	
A2, seria 2	21.07.2006 / 18.08.2006	2,8 3,2 2,7 2,9		2,8 3,2 2,7 2,9	
A1, seria 1	24.07.2006 / 22.08.2006	2,8 2,9 5,4 2,7	3,28	2,8 2,9 4,0 2,7	max $2q_d$
A1, seria 2	25.07.2006 / 21.08.2006	3,5 3,6 2,2 3,1		3,5 3,6 2,2 3,1	
Max. napr. charakt. w kolumnie: σ_k		0,66			
Współczynnik bezpieczeństwa: F		3,00			
Wytrz. projektowa: $q_d = F \cdot \sigma_k$		1,98			
KRYTERIA PROJEKTOWE DSM:					
1. Wytrz. średnia \bar{q}_{uf} (dla $q_{uf,i} \leq 2 \cdot q_d$)					
\bar{q}_{uf} :				2,75	
Sprawdzenie warunku 1 $\bar{q}_{uf} \geq q_d$:				2,75 > 1,98	war. spełniony
2. Wytrz. minimalna $\min \bar{q}_{uf}$					
$q_{uf} \min$				1,00	
Sprawdzenie warunku 2 $\min q_{uf,i} \geq \sigma_k$:				1,0 > 0,66	war. spełniony

Z tabeli Z.1 wynika, że osiągnięte wytrzymałości cementogruntu są wystarczające z punktu widzenia bezpiecznego przejścia projektowanych obciążeń.

Dla porównania można przedstawić interpretację według wspomnianej normy betonowej, która prowadzi do następującego wyniku:

- wartość średnia z populacji $N=46$ próbek: 2,83 MPa
- odchylenie standardowe σ : 1,0 MPa
- wytrzymałość gwarantowana (przy poziomie ufności 95%): $2,83-1,64*\sigma = 1,19$ MPa
- wytrzymałość charakterystyczna f_c : 0,95 MPa
- naprężenie dopuszczalne w kolumnie DSM: **0,53 MPa**.

Otrzymany wynik oznacza, że projektowane naprężenie charakterystyczne działające w przekroju najbardziej wyężonej kolumny (0,66 MPa) przekracza naprężenie dopuszczalne, określone na podstawie zbadanych wytrzymałości na 0,53 MPa.

Przykład ten ilustruje, że stosowanie kryteriów oceny wytrzymałości według normy betonowej może niepotrzebnie zaostrzyć odbiór robót DSM, wykonanych w celu wzmocnienia podłoża.

SPIS LITERATURY

- Ahnberg H., Johansson S.-E. (2005): Increase in strength with time in soil stabilised with different types of binder in relation products, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.
- Butcher A.P. (2005): Durability of deep wet mixed columns in an organic soil, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.
- Bzówka J. (2003): Identyfikacja parametryczna pala wykonywanego techniką wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 3-4.
- CEN TC 288 (2002): Execution of special geotechnical works – Deep mixing, Provisional Version from March 2002, presented during Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo (prEN 14679).
- Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan (2002): *The Deep Mixing Method*, A.A. Balkema Publishers.
- EUROPEAN STANDARD prEN 14679 (2003): Execution of special geotechnical works – Deep mixing.
- EuroSoilStab (2002): Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design Guide Soft Soil Stabilisation, CT97-0351, European Commission Project BE 96-3177.
- FHWA-RD-99-138 (2000): *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*, 143 p., Prepared by Geosystems (D.A. Bruce) for US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- FHWA-RD-99-167 (2001): *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications: Verification and Properties of Treated Soil*, 434 p., Prepared by Geosystems (D.A. Bruce) for US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Gwizdała K. (1996): Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej nr 532, Budownictwo Wodne nr 41*, Gdańsk.
- Hayashi H., Nishimoto S. (2005): Strength characteristic of stabilized peat using different types of binders, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.
- Hernandez – Martinez F.G., Al-Tabbaa A. (2005): Strength properties of stabilized peat, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.

- Horpibiulsuk S., Miura N., Nagaraj T.S. and Koga H. (2002): Improvement of Soft Marine Clays by Deep Mixing Technique, Proc. 12th Int. Offshore and Polar eng. Conf., Kitakyushu, Japa, May 26-31, 2002, 584-591.
- Kościk P. (2006): Analiza nośności i osiadań pali wykonywanych technologią iniekcji strumieniowej, Praca doktorska (Politechnika Gdańska).
- Larsson S. (2001): Binder distribution In lime-cement columns, Ground Improvement 5, No. 3, 111-122.
- Massarsch R., Topolnicki M. (2005): Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.
- Motak E., Rawicki Z. (1996): Badania tworzywa gruntowo-cementowego wysokociśnieniowych pali iniekcyjnych, XLII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTb, Kraków – Krynica.
- Pausette K., Macsik J. and Jacobsson A. (1999): Peat soil samples stabilised in laboratory – Experiences from manufacturing and testing, Proc. Int. Conf. On Dry Deep Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Balkema.
- Porbaha A. (1998): State of the art in deep mixing technology: Part I. Basic concepts and overview, Ground Improvement, 2, No. 2, 81-92.
- Porbaha A., Tanaka, H. And Kobayashi M. (1998a): State of the art in deep mixing technology: Part II. Applications, Ground Improvement, 2, No. 2, 125-139.
- Porbaha A., Shibuya S., Kishida T. (2000): State of the art in deep mixing technology: Part III: geometrial characterization, Ground Improvement, 3, 91-110.
- Porbaha A., (2000a): State of the art in deep mixing technology: Part IV: design consideration, Ground Improvement, 3, 111-125.
- Porbaha A., Raybaut J.-L and Nicholson P. (2001): State of the art in construction aspects of deep mixing technology, Ground Improvement, 5, No. 3, 123-140.
- Porbaha A., (2002): State of the art in quality assessment of deep mixing technology, Ground Improvement 6, No. 3, 95-120.
- Siegmund Brand (1976): Metody statystyczne i obliczeniowe analizy danych, Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.
- Siegmund Brand (2002): Analiza danych. Metody statystyczne i obliczeniowe, Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa.
- Terashi M. (2002): Long-term strength gain vs. deterioration of soils treated by lime and cement, Proc. Tokyo Workshop 2002 on Deep Mixing, Port and Airport Research Institute, Coastal Development Institute of Technology.

- Tokunaga S., Miura H., Otake T., (2005): Laboratory tests on effect of cement content on permeability of cement treated soil, Int. Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 23-25.05.2005.
- Topolnicki M. (2002): Quality Control of Wet Deep Soil Mixing with Reference to Polish Practice and Application, Deep Mixing Workshop, Tokyo 15-18.10.2002.
- Topolnicki M. (2003): Sanierung von Deichen in Polen mit dem Verfahren der Tiefen-Bodenvermörtelung (DMM), Ernst und Sohn Special 1/03 „Hochwasserschutz“, Berlin, s. 45-53.
- Topolnicki M. (2003a): Wzmacnianie i uszczelnianie gruntu metodą mieszania in-situ (Soil Mixing), Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 6/2003, s. 385-398.
- Topolnicki M. (2004): In situ Soil Mixing, s. 331-428, Rozdział 9 w książce „Ground Improvement”, Red. M. Moseley i K. Kirsch, Wyd. Spon Press, Londyn i Nowy York, 2004, ISBN 0-415-27455-9.
- Topolnicki M. (2004a): Nowoczesne metody wzmacniania słabych gruntów dla bezpiecznego posadowienia dróg, X Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce, 11-12.05.2004, s. 477-485.
- William Volk (1965): Statystyka stosowana dla inżynierów, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne Warszawa.
- Żmudziński Z., Motak E. (1995): Badania nośności i tworzywa pali iniekcyjnych jet grouting, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej.