

Wykonywanie robót fundamentowych i liniowych na gruntach słabych i wysadzinowych.

(materiały szkoleniowe)

Opracował: Piotr Jerمولowicz

tel.: 501 293 746

e-mail : p.jermolowicz@wp.pl

Opole, 05.11.2016 r.

Wstęp.

Historia budownictwa łączy się nierozdzielnie z fundamentowaniem na słabonośnych podłożach oraz modyfikacją właściwości tych gruntów. W poszukiwaniu coraz skuteczniejszych i ekonomiczniejszych metod posadawiania obiektów inżynierskich rozwinięto wiele technik polepszających podłoże: od klasycznej wymiany gruntu i wstępnego obciążenia począwszy do rozwiązań nowoczesnych, jak zagęszczanie za pomocą wybuchów, wibroflotacji, konsolidacji dynamicznej czy silikatywacji. Potrzeba coraz większego uprzemysłowienia procesów budowlanych zmusza do stosowania pewnych materiałów w celu zupełnie różnych od znanych z życia codziennego oraz współpracy z nowymi gałęziami przemysłu, które dotychczas nie były związane z budownictwem.

Obiekty infrastrukturalne takie jak nasypy drogowe, kolejowe, wały ppow. itp. są sytuowane z racji uwarunkowań lokalnych coraz częściej na terenach uznawanych jeszcze nie tak dawno za nieprzydatne do zabudowy. Do tego, jeżeli jeszcze dodamy warunki przetargowe oparte na kryterium 100% ceny otrzymujemy konieczność dokonania optymalizacji kosztowo-organizacyjnej całego przedsięwzięcia inwestycyjnego.

Powyższe względy, pomijając racjonalność i zdrowy rozsądek, narzucają wykorzystywanie w nasypach niemal wszystkich gruntów miejscowych, a niejednokrotnie materiałów odpadowych. Musimy pamiętać, że grunt to szeroko wykorzystywany materiał konstrukcyjny o zróżnicowanej wytrzymałości na ściskanie, ale właściwie nie mający żadnej wytrzymałości na rozciąganie. W celu zwiększenia tej wytrzymałości, albo jak kto woli – likwidacji tej „przypadłości”, grunt tak samo jak beton może być zbrojony lub uzdatniany (modyfikowany). Stąd też bierze się postulat o dokładne badania podłoża gruntowego oraz o dogłębną interpretację wyników tych badań przed podjęciem jakichkolwiek decyzji.

Oczywistą rzeczą jest, że badania podłoża budowli mają kardynalne znaczenie w powodzeniu całej inwestycji. Wyniki badań decydują o poprawności obliczeń nośności i stateczności konstrukcji i powinny dać odpowiedź: czy wzmacnianie podłoża jest w ogóle potrzebne?

Na podstawie tych obliczeń podejmuje się też decyzje o zakresie wzmocnień i wyborze technologii.

W odróżnieniu od typowej praktyki, badania powinny objąć swoim zakresem także właściwości warstw określanych zwykle ogólnikowo jako „nienośne” (szczególna praktyka stosowana przez geotechników dla np. nasypów niekontrolowanych lub gruntów organicznych), gdyż to one przecież podlegają wzmocnieniu. A ich właściwości fizyko-mechaniczne przed i po wzmocnieniu są podstawą projektowania, wyboru sposobu wzmocnienia podłoża, zbrojenia podstawy nasypu i ustalenia jego optymalnego kształtu poprzecznego. Te same właściwości są niezbędne przy określaniu nośności granicznej zgodnie z normami posadowień bezpośrednich, gdzie używa się modeli sztywno-plastycznych z powierzchnią C-M $\rightarrow f(c, \emptyset)$ lub sprężysto-plastycznych z powierzchnią D-P $\rightarrow f(E, \nu)$.

Przedstawione w nawiasach właściwości gruntów muszą być znane projektantowi przed przyjęciem jakiegokolwiek koncepcji posadowienia. Z kolei, przy określaniu deformacji podłoża gruntowego, trudno wyobrazić sobie pracę projektanta bez parametrów wytrzymałościowych podłoża (τ_f , M_0 , M , $\emptyset$, c).

Tym samym dokładne określenie parametrów fizyko-mechanicznych gruntów podłoża, szczególnie na próbkach NNS, wykonanych z pełną świadomością celu okazuje się nieodzowne. Dla gruntów organicznych, gdy dochodzi dodatkowo reologia i konsolidacja (przyspieszenie drenażem pionowym), należy wykonać badania:

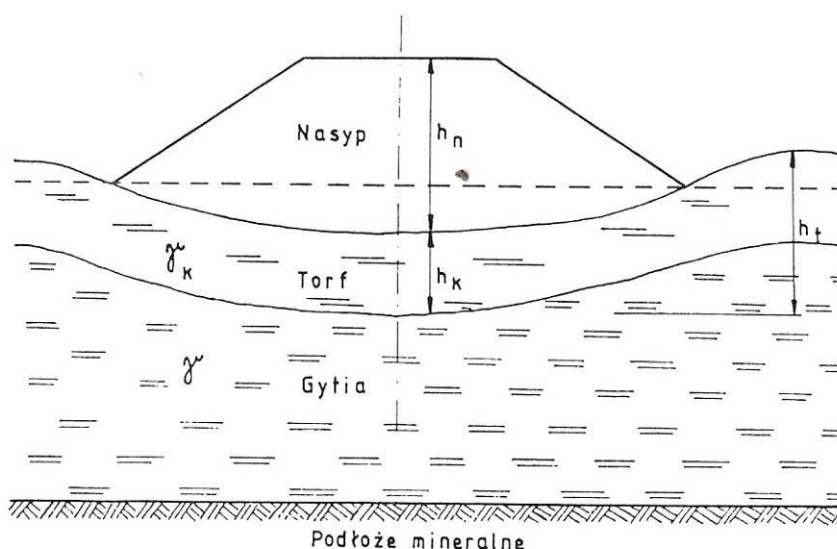
- Kąt tarcia wewnętrznego i kohezji,
- wilgotności naturalnej,
- modułów odkształcenia,
- współczynników konsolidacji C_v , C_h
- parametrów ciśnienia wody porowej i
- współczynników Ψ , v .

Nasyp posadowiony na gruntach słabonośnych (wysadzinowych), np. gruntach spoistych w stanie plastycznym i płynnym lub gruntach organicznych, powoduje znaczne odkształcenia, które w przypadkach krytycznych przybierają postać wyparcia podłoża związanego z osuwiskiem skarp lub jego zatonięciem (pogrążaniem się).

Szczególnym przypadkiem są grunty organiczne.

Budowie nasypu na gruntach organicznych zawsze towarzyszy intensywne osiadanie, niespotykane przy gruntach mineralnych.

Przebieg, charakter i zakres odkształceń zależy od stanu i układu warstw gruntów słabych w podłożu, od wielkości i rozkładu obciążeń przekazywanych przez nasyp, jego kształtu oraz intensywności ich przyrostu.



Rys.1 Schemat odkształcenia słabego podłoża pod nasypem.

Samo określenie słaby grunt lub podłoże jest pojęciem względnym. W opracowanych wielu wytycznych słabe podłoże definiowane jest jako warstwy gruntu nie spełniające wymagań wynikających z warunków nośności lub stateczności albo warunków przydatności do użytkowania w odniesieniu oczywiście do rozpatrywanego obiektu lub elementu konstrukcji.

Nie istnieje tym samym jedno kryterium określające podłoże jako wymagające wzmocnienia. Konieczność wzmocnienia podłoża zależy przede wszystkim od cech podłoża, rodzaju budowli oraz stawianych wymagań.

Wymóg ulepszenia słabego podłoża, jego wzmocnienia lub modyfikacji przekroju poprzecznego nasypów wraz z technologią ich wznoszenia pojawia się, gdy :

- w podłożu nawierzchni drogowych grunty nie spełniają określonych kryteriów odnośnie rodzaju gruntów i uziarnienia, wskaźnika zagęszczenia I_s , modułu odkształcenia E_2 oraz stosunku modułów E_2 / E_1 ,
- w podłożu budowli ziemnych zalegają grunty bardzo ściśliwe, o małej lub nietrwałej wytrzymałości oraz niestabilnej strukturze, grunty o małej wytrzymałości (c_u do 50 kPa) i bardzo ściśliwe (moduł do 5 MPa), przede wszystkim grunty organiczne i nasypowe (antropogeniczne) ; grunty o niestabilnej strukturze (pęczniące, zapadowe – lessowe i ulegające deformacjom filtracyjnym – sufozji, podatne na upłynnienie itp.), tereny osuwiskowe, krasowe i zagrożone deformacjami górnictwem,
- w podłożu fundamentów budowli zalegają grunty o wytrzymałości i ściśliwości nie zapewniających spełnienia wymagań dotyczących stanów granicznych nośności i użytkowania konstrukcji

1. Badania podłoży gruntowych.

Obecnie, w praktyce inżynierskiej, po wprowadzeniu szeregu aktów prawnych i normalizacji, dokonuje się swoista rewolucja. Dotyczy to szczególnie zmiany sposobów badań podłoża gruntowego, projektowania w tym także geotechnicznego, pomiarów parametrów, monitoringu obiektów wznoszonych, a przede wszystkim zmiany mentalności stron procesów inwestycyjnych.

Ogólnie, zakres badań powinien umożliwiać określenie i wydzielenie na ich podstawie warstw geotechnicznych z dokładnością odpowiadającą wymaganiom obliczeń nośności i stateczności budowli. Podłoże powinno być rozpoznane do głębokości strefy aktywnej oddziaływania budowli i zakończyć się w warstwie gruntów nośnych.

Cechy podłoża należy ustalać każdorazowo na podstawie wierceń lub wykopów badawczych, sondowań i innych badań polowych, badań makroskopowych oraz szczegółowych badań laboratoryjnych.

Badania laboratoryjne powinny objąć swoim zakresem przede wszystkim właściwości fizyko-mechaniczne warstw określanych zwykle ogólnikowo w różnego typu opracowaniach jako „nienośne”.

Pozostawianie w tabelach zbiorczych parametrów geotechnicznych warstw słabych bez podania konkretnej wielkości np. kąta tarcia wewnętrznego (ϕ), kohezji (c) lub edometrycznego modułu ściśliwości pierwotnej (M_0) uniemożliwia w sposób oczywisty lub co najmniej zaburza normalny proces projektowy ze wszystkimi tego konsekwencjami.

W ostatnim czasie następuje zasadnicze przegrupowanie w proporcji badań in situ w stosunku do badań laboratoryjnych. O tym fakcie zdecydował znaczny postęp w konstrukcji nowych

urządzeń do badań in situ, poziom interpretacji wyników uzyskiwanych z tych testów oraz badania przeprowadzane w komorach kalibracyjnych. Obecnie badania in situ stanowią zasadniczą część planowanych prac badawczych, umożliwiając ograniczenie kosztownych i czasochłonnych badań laboratoryjnych. Ich zakres i udział w ogólnej liczbie prac jest częstokroć określany na podstawie ekonomicznej analizy ryzyka oraz w zależności od potrzeb wynikających z przeprowadzenia symulacji obciążeń, które będzie przenosiła konstrukcja na podłoże.

Powszechność stosowania testów in situ wymaga jednak zrozumienia sensu parametrów, jakie się na ich podstawie wyznacza. Niezbędna jest także orientacja w ograniczeniach stosowanych testów, wynikająca z analizy czynników, które mogą wpływać na mierzone parametry w trakcie wykonywania badań in situ. Często łatwość wykonania badania utożsamiana bywa z łatwością interpretacji dokonanych pomiarów, co jest podejściem nierzadko błędnym. Specyfika testów in situ powoduje również, że w niektórych przypadkach zastosowanie danego testu może ograniczać interpretację wyników tylko do analizy jednego parametru podłoża. Techniki badań in situ są już wszechobecne. W ostatnich latach szczególnie rozwój dotyczy technik umożliwiających badanie w miejscu występowania tzw. gruntów słabych, czyli gruntów organicznych, pylastych oraz gruntów strukturalnych, w których odtworzenie rzeczywistych warunków in situ w badaniu laboratoryjnym jest niezwykle trudne.

2. Zasady wykonywania badań geotechnicznych i geologicznych – aktualny stan prawny.

Zgodnie z aktualnym prawodawstwem, warunki geotechniczne na potrzeby procesu inwestycyjnego należy dokumentować, opracowując geotechniczne warunki posadowienia obiektów budowlanych (w formie opinii geotechnicznej, dokumentacji badań podłoża gruntowego i projektu geotechnicznego z dokumentacją geologiczno-inżynierską) na bazie uregulowań prawnych.

Wykaz aktów prawnych:

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r.- Prawo budowlane (Dz. U. z 1994 r. Nr 89, poz. 414 z późn. zm.),
2. Ustawa z dnia 9 czerwca 2011 r. – Prawo geologiczne i górnicze (Dz. U. z 2011 r. Nr 163, poz. 981),
3. Obwieszczenie Prezesa Rady Ministrów z dnia 9 października 2000 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy - Kodeks postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071),
4. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. z 2012 r. poz. 463),
5. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz.U. z 2012 r. poz. 462),

6. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 grudnia 2011 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących projektów robót geologicznych, w tym robót, których wykonywanie wymaga uzyskania koncesji (Dz.U. z 2011 r. Nr 288, poz. 1696),
7. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 8 maja 2014 r. w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (Dz.U. z 9.05.2014 r. Nr 596),
8. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 grudnia 2011 r. w sprawie kwalifikacji w zakresie geologii (Dz.U. z 2011 r. Nr 275, poz. 1629),
9. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 15 grudnia 2011 r. w sprawie gromadzenia i udostępniania informacji geologicznej (Dz.U. z 2011 r. Nr 282, poz. 16567),
10. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 grudnia 2011 r. w sprawie korzystania z informacji geologicznej za wynagrodzeniem (Dz.U. z 2011 r. Nr 292, poz. 1724),
11. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne,
12. PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
13. PN-B-02479: 1998. Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
14. PN-B-03007:2013. Konstrukcje budowlane. Dokumentacja techniczna.

3. Planowanie badań podłoża.

- 1) Rozpoznanie geotechniczne należy planować w taki sposób, żeby istotne informacje oraz dane geotechniczne były dostępne na każdym etapie projektowania. Informacje geotechniczne należy dostosować do wymagań obiektu i przewidzianego ryzyka. Na etapie projektu budowlanego i wykonawczego informacje te i dane powinny zapewnić uniknięcie ryzyka wypadków, opóźnień i szkód.
- 2) Celem badań geotechnicznych jest ustalenie warunków geotechnicznych (gruntów, skał i wody gruntowej), aby określić właściwości gruntów i skał i aby zebrać dodatkową istotną wiedzę o danym terenie.
- 3) Należy dokładnie zebrać, zapisać i zinterpretować informację geotechniczną. Informacja ta zależnie od potrzeb, powinna obejmować warunki występujące w podłożu, charakterystykę geologiczną, geomorfologiczną, aktywność sejsmiczną oraz warunki wodne. Należy uwzględnić zmienność warunków podłoża.
- 4) Warunki występujące w podłożu, które mogą mieć wpływ na wybór kategorii geotechnicznej, powinny zostać określone w pierwszym etapie badań podłoża.

W roku 1998 ukazały się dwa dokumenty zmieniające w istotny sposób zasady prowadzenia badań podłoża gruntowego. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 126, poz. 839) wprowadziło pojęcia trzech kategorii geotechnicznych zależnych od warunków gruntowych (proste – złożone – skomplikowane) w

powiązaniu z charakterem projektowanych obiektów. Jest to nawiązanie do europejskiej normy geotechnicznej, tzw. Eurokodu 7. Ważnym zapisem Rozporządzenia było zdefiniowanie „dokumentacji geotechnicznej” jako opracowania różnego od dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. W § 8.2. Rozporządzenia stwierdza się bowiem, że dla trzeciej kategorii geotechnicznej, a w złożonych warunkach gruntowych także dla drugiej „poza dokumentacją geotechniczną należy wykonać dokumentację geologiczno-inżynierską, opracowaną zgodnie z odrębnymi przepisami”.

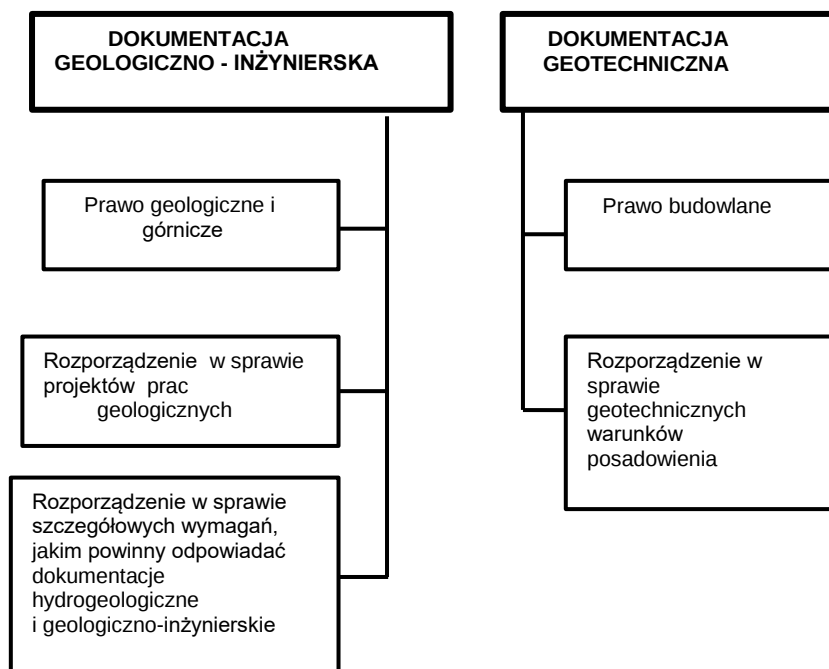
W ten sposób w nowej wersji wróciły techniczne badania podłoża gruntowego zlikwidowane poprzez uchwalenie w 1994 r. nowego Prawa geologicznego (Ustawa z dn. 4 lutego 1994 r. Prawo geologiczne i górnicze; Dz. U. Nr 27, poz. 96).

Zarówno badania geotechniczne, jak i kategorie geotechniczne znalazły się również w wydanej także w roku 1998 obszernej „Instrukcji badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych”.

Na zmiany legislacyjne w tych zakresach nie trzeba było długo czekać.

Szereg nowych wytycznych i charakterystycznych dla budownictwa drogowego definicji przyniosło Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430).

Następowały kolejne nowelizacje Prawa geologicznego, aż do aktualnej ustawy z dnia 9 czerwca 2011 r. (Dz. U. Nr 163, poz. 981). Odpowiednim zmianom ulegały rozporządzenia wykonawcze, w szczególności Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinny odpowiadać dokumentacje hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie (ostatnia wersja z 8 maja 2014 r.; Dz. U. Nr 596).



Rys. 2. Przepisy prawa w zależności od rodzaju dokumentowania

Zmieniono również w 2012 r. rozporządzenie w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 27.04.2012 r., poz. 463).

Działalność gospodarczą w geologii stosowanej regulują zapisy Prawa geologicznego i rozporządzeń wydanych na jego podstawie, zaś ustalenie geotechnicznych warunków posadowiania obiektów budowlanych – ustawa 1994 r. (z późniejszymi zmianami) Prawo budowlane (Dz. U. Nr 89, poz. 414), a w szczególności Rozporządzenie MSWiA.

Warunki gruntowe w zależności od stopnia skomplikowania dzieli się na:

- 1) proste – występujące w przypadku warstw gruntów jednorodnych genetycznie i litologicznie, zalegających poziomo, nieobejmujących mineralnych gruntów słabonośnych, gruntów organicznych i nasypów niekontrolowanych, przy zwierciadle wody poniżej projektowanego poziomu posadowienia oraz braku występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych;
- 2) złożone – występujące w przypadku warstw gruntów niejednorodnych, nieciągłych, zmiennych genetycznie i litologicznie, obejmujących mineralne grunty słabonośne, grunty organiczne i nasypy niekontrolowane, przy zwierciadle wód gruntowych w poziomie projektowanego posadowiania i powyżej tego poziomu oraz przy braku występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych;
- 3) skomplikowane – występujące w przypadku warstw gruntów objętych występowaniem niekorzystnych zjawisk geologicznych, zwłaszcza zjawisk i form krasowych, osuwiskowych, sufozyjnych, kurzawkowych, glaciektonicznych, gruntów ekspansywnych i zapadowych, na obszarach szkód górniczych, przy możliwych nieciągłych deformacjach górotworu, w obszarach dolin i delt rzek oraz na obszarach morskich.

Zgodnie z Rozp. Min. Trans. Gosp. Mor. § 4.1. rozróżnia się 3 kategorie geotechniczne (patrz załącznik – Rozporządzenie Ministra Transportu, budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowiania obiektów budowlanych. Dz. U z dn. 27.04.2012 poz. 463).

Zgodnie z § 7.1 opracowuje się opinie geotechniczne, dokumentację badań podłoża gruntowego i projekty geotechniczne. W przypadku obiektów III kategorii geotechnicznej oraz w złożonych warunkach gruntowych II kategorii wykonuje się dodatkowo dokumentację geologiczno-inżynierską, zgodnie z przepisami ustawy z dnia 9.06.2011 – Prawo geologiczne i górnicze (D. U. Nr 163, poz. 381).

Ze względu na zapis w § 9 Rozporządzenia mówiący, iż badania i dokumentacja mają być zgodne z Eurokodem 7, to badania terenowe i pobieranie próbek gruntów do badań laboratoryjnych powinny odpowiadać odpowiednim klasom jakości, czyli od A1 do C5, w zależności od rozpatrywanego parametru fizyko-mechanicznego.

Problem odpowiedniego pobierania prób o przelocie ciągłym (rdzeniowy) dotyczy większości opracowań. Należy zwrócić szczególną uwagę na jakość robót geologicznych z uwagi na warunki glaciektoniczne panujące na rozpatrywanym terenie.

Chcąc ustrzec się od typowej praktyki geotechnicznej, gdzie nadal (nieprawnie) parametry gruntów są odczytywane z tablic lub są badane na próbkach dostarczanych w woreczkach z naruszoną strukturą i wilgotnością, należy tym bardziej podkreślać ten problem.

Badania geotechniczne powinny obejmować badania podłoża i inne badania danego terenu, takie jak:

- ocena istniejącej zabudowy, tj. budynków, mostów, tuneli, nasypów, zboczy,
- historia zabudowy na danym terenie i wokół tego terenu.

Przed sporządzeniem programu badań należy zebrać i ocenić dostępne informacje i dokumentację archiwalne.

Przykładem informacji i dokumentacji, które mogą być wykorzystane są:

- mapy topograficzne,
- stare plany opisujące dawne wykorzystanie danego terenu,
- mapy i dokumentacje geologiczne,
- mapy geologiczno-inżynierskie,
- mapy i dokumentacje hydrogeologiczne,
- mapy geotechniczne,
- zdjęcia lotnicze i wcześniejsze fotointerpretacje,
- badania agrofizyczne,
- wcześniejsze badania prowadzone na danym terenie i w jego otoczeniu,
- wcześniejsze doświadczenia z tego obszaru,
- lokalne warunki klimatyczne.

Badania podłoża powinny obejmować badania laboratoryjne, dodatkowe prace kameralne oraz kontrolę i monitoring tam, gdzie jest to potrzebne.

Czynnością wstępną rozpoznania podłoża poważnych inwestycji jest opracowanie „Projektu **robót** geologicznych”, który, po zatwierdzeniu przez odpowiedni organ administracji geologicznej, jest podstawą przeprowadzenia badań i opracowania Dokumentacji geologiczno-inżynierskiej.

Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 grudnia 2011 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących projektów robót geologicznych, w tym robót, których wykonywanie wymaga uzyskania koncesji (Dz. U. Nr 288, poz. 1696) dotyczy zmiany treści rozporządzenia z 2001 r. można uznać za kosmetyczne, zwłaszcza w stosunku do powszechnie znanej wersji z 2001 r., choć warto zwrócić uwagę na konieczność określenia wpływu zamierzonych robót geologicznych na obszary chronione (w tym Natura 2000) i przedstawienia składników środowiska podlegających ochronie na mapie geologiczno – gospodarczej. Zniknęło też pojęcie „aneksu do projektu” stosowane dotychczas w przypadku badań wieloetapowych. Obecnie dla każdego etapu badań sporządzać należy kolejny, nowy projekt, jednak o treści takiej samej, jak „dawny” aneks. Prawo geologiczne wprowadza jeszcze inne drobne zmiany, takie jak zwiększenie do 100 m głębokości wierceń, przy realizacji których nie stosuje się

przepisów o ruchu zakładu górniczego, czy przeniesienie obowiązku zgłoszenia zamiaru rozpoczęcia robót z wykonawcy na inwestora. W dalszym ciągu Projekt zawierać ma więc omówienie planowanych prac geodezyjnych, czy badań laboratoryjnych, które przecież nie są „robotami geologicznymi”. Dodano zapomniany w poprzedniej edycji zapis o potrzebie określenia rodzaju dokumentacji mającej powstać w wyniku realizacji projektowanych robót geologicznych.

Rozporządzenie w sprawie projektów robót geologicznych zaleca dołączenia przekroju geologicznego, „o ile został już sporządzony”.

Dzięki takiemu przekrojowi, na który naniesiono by planowaną niweletę (ale już w wersji zaproponowanej przez projektanta, stanowiącej załącznik do wymagań techniczno-budowlanych) można by zaprojektować ograniczony do niezbędnego minimum zakres robót geologicznych. Przy dużych inwestycjach taka możliwość ma niebagatelne znaczenie.

Zakres badań powinien wynikać z:

- aktualnego stopnia rozpoznania geologicznego,
- wymagań techniczno- budowlanych i fazy projektowania (budowy, eksploatacji),
- kategorii geotechnicznej oraz klasy projektowanej drogi lub obiektu mostowego,
- uwarunkowań środowiska przyrodniczego i zagospodarowania terenu,

Po uzyskaniu wyników badań polowych, program badań podłoża powinien być ponownie przeanalizowany, aby sprawdzić wstępne założenia. W szczególności:

- jeśli uważamy, że konieczne jest lepsze określenie złożoności i zmienności podłoża na danym terenie, powinna być zwiększona liczba punktów badawczych,
- otrzymane parametry powinny być sprawdzone, w celu określenia, czy pasują do sprawdzonego modelu zachowania gruntu. Jeżeli okaże się to konieczne, powinny być przewidziane dodatkowe badania,
- powinno być uwzględnione każde ograniczenie w danych, ujawnione zgodnie z EN-1997-1:2004.

Podłoże

Rozpoznanie podłoża powinno dostarczyć informacji potrzebnych do sporządzenia opisu warunków występujących w podłożu, mających znaczenie dla proponowanych prac i stworzyć podstawę do oszacowania parametrów geotechnicznych istotnych dla wszystkich stadiów budowy.

Otrzymane informacje powinny pozwolić na ocenę następujących zagadnień:

- przydatności danej lokalizacji dla proponowanej budowli i ocenę poziomu ryzyka,
- deformacji podłoża spowodowanej przez budowlę lub będącej wynikiem prac budowlanych, rozkładu przestrzennego i zachowania w czasie,
- bezpieczeństwa w odniesieniu do stanów granicznych (np. osiadanie zapadowe, wypór gruntu, wypiętrzenie, poślizg mas gruntowych i skalnych, wyboczenie się pali itd.),
- obciążeń przekazywanych na budowlę ze strony podłoża (np. boczne parcie na pale) i zakresu, w jakim zależą ona od projektu budowli i jej konstrukcję,
- metod posadowienia (np. ulepszenia podłoża, możliwości wykonania wykopów, możliwości wykonania pali, drenażu),

- kolejność prac fundamentowych,
- oddziaływania budowli i jej użytkowania na otoczenie,
- wszelkich dodatkowych wymaganych zabezpieczeń konstrukcyjnych (np. podparcie wykopu, zakotwienie, rurowanie pali wierconych, usuwanie przeszkód),
- oddziaływanie prac budowlanych na otoczenie,
- rodzaj zasięgu i zanieczyszczenia podłoża w miejscu lokalizacji i w jego sąsiedztwie,
- skuteczności przyjętych środków w celu powstrzymania lub zapobiegania zanieczyszczeniu.

Materiały budowlane

Należy ustalić istotne parametry geotechniczne badanych gruntów i skał pod kątem wykorzystania ich jako materiałów budowlanych.

Otrzymane informacje powinny umożliwić ocenę następujących zagadnień:

- przydatności dla zamierzonego wykorzystania,
- zasięgu złoży,
- czy jest możliwe wydobycie i obróbka materiałów oraz czy i w jaki sposób odpad może być odseparowany i usunięty,
- przewidywalnych metod ulepszenia gruntu i skał,
- urabialności gruntów i skał podczas budowy i możliwych zmian ich własności w czasie transportu, rozmieszczania i dalszej obróbki,
- oddziaływania ruchu budowli i ciężkich ładunków na podłoże gruntowe,
- potencjalnych metod odwadniania i/lub wykonywania wykopów, oddziaływania odpadu, odporności na wietrzenie i podatności na kurczenie się, pęcznienie i rozdrabnianie.

Woda gruntowa.

Należy dokonać rozpoznania wód gruntowych wierceniami orurowanymi, by dostarczyć niezbędnych informacji związanych z występującymi warunkami wodnymi na etapie projektowania i wykonawstwa.

Badania wody gruntowej powinny w miarę potrzeby dostarczyć informacji na temat:

- głębokości, miąższości, zasięgu i przepuszczalności warstw wodonośnych w podłożu i systemów nieciągłości w skałach,
- poziomu zwierciadła wód gruntowych nawierconych i ustabilizowanych lub powierzchni piezometrycznej warstwy wodonośnej, ich zmian w czasie oraz stwierdzonych poziomów wód gruntowych, z podaniem możliwych poziomów ekstremalnych i okresów powtarzalności,
- rozkładu ciśnienia wody w porach gruntu,
- składu chemicznego i temperatury wód gruntowych.

Otrzymane informacje powinny być wystarczające do oceny, jeśli to konieczne, następujących zagadnień:

- zakresu i charakteru prac prowadzonych w celu obniżenia poziomu wody gruntowej,
- możliwego ujemnego oddziaływania wody gruntowej na wykopy lub na skarpy (np. ryzyko przebicia hydraulicznego, nadmiernego ciśnienia spływowego lub erozji),
- wszelkich niezbędnych środków w celu ochrony budowli (tj. izolacja wodoszczelna, drenaż i środki zapobiegające agresywnej wodzie),
- skutków obniżenia wód gruntowych, osuszenia, retencjonowania itd. na otoczenie,
- możliwości wykorzystania lokalnej wody gruntowej na potrzeby wykonawstwa z uwzględnieniem jej składu chemicznego.

4. Etapy badań podłoża.

Wybór rodzaju i zakresu metod badawczych oraz lokalizacji punktów badań należy dostosować do przewidywanego rodzaju budowli, metody posadowienia, ulepszenia podłoża i głębokości posadowienia.

Wyniki analizy materiałów archiwalnych i wizji w terenie należy uwzględnić podczas wyboru metod badawczych i lokalizacji punktów badawczych. Projektowane badania powinny zapewnić rozpoznanie zmienności warunków występujących w podłożu w zakresie gruntów i wód gruntowych.

Rozpoznanie podłoża powinno być wykonane etapowo, zależnie od problemów powstających w trakcie planowania, projektowania i wykonawstwa realizowanego projektu. Wydziela się następujące etapy :

- badania wstępne mające na celu wybór lokalizacji i koncepcji budowli,
- badania do celów projektowych,
- kontrola i monitoring.

4.1. Badania wstępne.

Badania wstępne powinny być tak planowane, żeby otrzymać zależnie od potrzeb, dane wystarczające do :

- oceny stateczności i przydatności danego terenu,
- oceny przydatności danego terenu w porównaniu z terenami alternatywnymi,
- oceny dogodnego położenia budowli,
- oszacowania możliwych skutków oddziaływania proponowanych prac na otoczenie, to jest na sąsiadujące budynki, budowle i tereny,
- określenia złóż kruszyw,
- uwzględnienia możliwych metod posadowienia i ulepszenia podłoża,
- planowania badań do celów projektowych i kontrolnych z określeniem głębokości strefy podłoża, która może mieć znaczący wpływ na zachowanie się budowli.

Wstępne badania podłoża gruntowego powinny dać ocenę, w zależności od potrzeb, następujących danych:

- Rodzaju gruntu lub skały i ich stratyfikacji,
- położenie zwierciadła wód gruntowych albo profilu ciśnienia w porach gruntu,

- wstępnych własności wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu lub skały,
- możliwości występowania agresywnej wody gruntowej lub zanieczyszczonego gruntu, co może być niebezpieczne dla trwałości materiałów budowlanych.

Pomimo ograniczonego zakresu badań, jaki przewidziany jest dla etapu badań wstępnych i wynikającej stąd niewielkiej dokładności rozpoznania zaleca się tam, aby poza danymi ogólnymi (inwestor, wykonawca, lokalizacja i wstępna charakterystyka budowli oraz rzeźby i użytkowania terenu) oraz informacjami z dostępnych danych o budowie geologicznej, hydrogeologii i warunkach geotechnicznych badania wstępne zawierały fragment mapy geologicznej lub geologiczno – inżynierskiej, mapę z lokalizacją obiektu (obie w skali 1 : 50000 lub większej) oraz mapę (w skali 1 : 10 000 lub większej) o charakterze problemowym wskazującą np. zasięgi gruntów słabonośnych, czy obszary osuwiskowe. Praktycznie więc tylko ten ostatni załącznik dostarcza wskazówek na temat tych obszarów trasy, na których napotkać można trudności. Badania wstępne powinny zawierać wnioski z niego wynikające oraz propozycje wyboru wariantu lokalizacyjnego.

Rozpoznanie					
Badania studialne na podstawie map topograficznych, geologicznych i hydrogeologicznych. Interpretacja zdjęć lotniczych danego obszaru. Przegląd materiałów archiwalnych.					
Badania wstępne					
Grunty spoiste		Grunty niespoiste		Skały	
CPT, SS, DP lub SPT; pobieranie próbek (PS, TP, CS, OS) PMT, GW		SS, CPT, DP lub SPT, SR; pobieranie próbek (AS, OS, SPT, TP) PMT, DMT, GWO		obserwacje danego obszaru; mapa nieciągłości, SE; w słabych skałach: DP, CPT, SPT, SR lub CS	
Wstępny wybór metody posadowienia					

Badania do projektowania					
Grunty spoiste		Grunty niespoiste		Skały	
Fundamenty na palach	fundamenty bezpośrednie	fundamenty na palach	fundamenty bezpośrednie	fundamenty na palach	fundamenty bezpośrednie
SS, CPT, DP, SPT lub SR; pobieranie próbek (PS, OS CS), FVT, PMT, GWC, PIL	SS lub CPT, DP; pobieranie próbek (PS, OS, CS, TP), FVT, DMT lub PMT, GW	CPT, DP lub SPT; pobieranie próbek (PS, OS, AS), PMT, DMT, GWO, PIL	CPT+DP, SPT pobieranie próbek (PS, OS, AS, TP); możliwość PMT lub DMT (PLT), GWO	SR; mapa szczelin w TP, CS, RDT (PMT w zwietrzałych skałach), GWO	
Projekt geotechniczny					
Projekt budowlany					

Rys.3. Rodzaje badań polowych podczas projektowania geotechnicznego na różnych etapach rozpoznania geotechnicznego [25]

4.2. Badania do celów projektowych.

W przypadku gdy badania wstępne nie dają niezbędnych informacji do oceny zagadnień wymienionych w fazie badań do celów projektowych należy przeprowadzić dodatkowe badania.

Badania terenowe w fazie projektowej, w miarę potrzeb, powinny obejmować:

- wiercenia i/lub wykopy (doły próbne obejmujące szyby i przekopy) w celu pobrania prób
- pomiary wód gruntowych,
- badania polowe.

Tablica 1. Wykaz czynności geotechnicznych

Faza projektu budowlanego	Faza badań	Czynności geotechniczne	Opracowywane dokumenty
Planowanie	Wstępne prace przygotowawcze	Wizje lokalne, wstępne prace badawcze	EC 7 nie wymaga dokumentu na tym etapie. Można opracować raport wykonalności
-	Badania terenowe i laboratoryjne	Plan badań. Realizacja planu w badaniach terenowych i laboratoryjnych	Zebranie i podanie wszystkich informacji z badań terenowych i laboratoryjnych w Dokumentacji badań podłoża (GIR)
Projekt	Dalsze badania wyjaśniające problemy	Projektowanie geotechniczne w oparciu o informacje z GIR	Projekt geotechniczny (GDR)
Wykonanie	Badania kontrolne	Sprawdzanie rzeczywistych warunków panujących w podłożu. Monitorowanie założeń. Próbne obciążenia	Sprawozdania z prac ewentualnie dodatek do GDR z wynikami nadzorów i monitorowania
Eksplatacja	-	Monitorowanie sprawdzające zgodność założeń projektowych ze stanem faktycznym	Wypis z GDR wymagania dotyczące monitorowania i konserwacji dostarczone Inwestorowi i użytkownikowi

Zgodnie z tymi zapisami, w oryginalnym tekście mamy:

- Geotechnical design report – GDR - (Projekt geotechniczny),
- Ground investigation report – GIR - (Dokumentacja badań podłoża).

Projekt geotechniczny, który jako wyrażenie pojawił się w różnego rodzaju zapisach, artykułach, a nawet materiałach aplikacyjnych jest w sumie niefortunnym tłumaczeniem z języka angielskiego GDR.

Słowo „design” w języku angielskim nie dotyczy tylko i wyłącznie projektowania.

Stąd wniosek o zmianę określenia:

Projekt geotechniczny

→ np. na →

Raport geotechniczny

Obecnie, przez to „niefortunne tłumaczenie GDR” można zauważyć mylenie pojęć.

Bardzo często pojawiają się wśród projektantów dylematy : czy „projekt geotechniczny” to projekt fundamentów i jeszcze w dodatku z doбором zbrojenia !!!?

A może, to jest Projekt Wykonawczy?!!!

Jest to konsekwencja niekonsekwencji osób, które nie widziały rozbieżności w trakcie tłumaczenia m.in. tego zwrotu (GDR).

Według autorów tego tłumaczenia, projekt geotechniczny powinien zawierać:

- obliczeniowe parametry geotechniczne,
- częściowe współczynniki bezpieczeństwa,
- obliczeniowy model podłoża gruntowego (przekrój geotechniczny),
- obliczenia nośności podłoża,
- obliczenia osiadań,
- obliczenia ogólnej stateczności podłoża,
- określenie oddziaływań od gruntu i wody gruntowej,
- sposób przeciwdziałania jej skutkom,
- zakres prowadzenia monitoringu obiektu budowlanego.

Czy wyżej wymienione składniki mogą po pierwsze kojarzyć się z projektem geotechnicznym, i po drugie być opatrzone słowem „projekt”.

Na oba pytania sędzę, że trafnie można odpowiedzieć : NIE !

Wszystkie te składniki służą dopiero projektantowi konstrukcji do stosownych obliczeń i do wyboru odpowiedniego fundamentowania.

Przykłady badań polowych to:

- sondowanie statyczne, np. CPT, sondowanie dynamiczne SPT, WST, badania presjometryczne, badania dylatometryczne, badania za pomocą obciążenia płytą sztywną, badania polową sondą krzyżakową i badania przepuszczalności,
- pobieranie prób gruntów i skał w celu ich opisanie oraz do badań laboratoryjnych,
- pomiary wody gruntowej w celu określenia położenia zwierciadła wody gruntowej lub profilu ciśnienia w porach i ich zmian,
- badania geofizyczne (np. profilowanie sejsmiczne, georadar, pomiary oporności, pozyskiwanie danych z wnętrza otworu),
- badania wielkoskalowe, np. w celu wyznaczenia nośności podłoża albo nośności bezpośrednio na elementach takich jak kotwy.

Procedury eurokodowe nie załatwiają istotnego elementu wszystkich badań geotechnicznych - konieczności interpretacji otrzymanych wyników.
--

4.3. Rozmieszczanie i głębokość punktów badawczych.

Rozmieszczenie punktów badawczych i głębokości prac badawczych należy wybrać w oparciu o badania wstępne jako funkcję warunków geologicznych, rozmiarów budowli i występujących problemów inżynierskich.

Przy wyborze lokalizacji punktów badawczych, należy uwzględnić następujące elementy:

- punkty badawcze powinny być rozmieszczone w taki sposób, żeby układ warstw mógł być określony na całym obszarze badanej działki,
- punkty badawcze dla budynku lub budowli powinny być umieszczone w charakterystycznych punktach, związanych z kształtem, konstrukcją i oczekiwanym rozkładem obciążeń (np. na narożnikach obszaru posadowienia),
- dla budowli liniowych punkty badawcze powinny być rozmieszczone z odpowiednim przesunięciem w stosunku do linii środkowej, zależnie od całkowitej szerokości budowli, jak na przykład podstawa nasypu lub wykop.
- dla budowli położonych na/lub w pobliżu skarp i uskoków występujących w danym terenie (włączając wykopy), punkty badawcze powinny być również rozmieszczone na zewnątrz obszaru projektu, powinny być usytuowane tak, aby mogła być oszacowana stateczność skarpy wykopu. Tam gdzie są instalowane kotwy, należy zwrócić uwagę na występujące naprężenia w ich strefie przekazywania obciążeń,
- punkty badawcze powinny być rozmieszczone w ten sposób, aby nie stwarzały zagrożenia dla budowli, prac konstrukcyjnych, albo otoczenia (np. zmiany wywołane w pobliżu albo w wodach gruntowych),
- obszar uwzględniony w badaniach do projektowania powinien obejmować również sąsiadujący teren, na odległość gdzie nie przewiduje się już szkodliwego oddziaływania,
- w punktach pomiaru wód gruntowych powinno się uwzględnić możliwość wykorzystania zainstalowanych piezometrów do dalszego monitorowania podczas i po okresie budowy.

Tam gdzie warunki w podłożu są względnie jednorodne albo wiadomo, że podłoże posiada dostateczne właściwości wytrzymałościowe i odkształceniowe, można zastosować większe odległości albo mniej punktów badawczych. W tych przypadkach wybór ten powinien być uzasadniony lokalnym doświadczeniem.

W przypadkach gdy w określonym miejscu planuje się większą ilość badań (np. badanie CTP i pobieranie prób do cylindra), punkty badawcze powinny być rozmieszczone w odpowiedniej odległości.

W przypadku łącznych badań, na przykład CPT i odwiertów, badania CPT powinny być wykonane wcześniej niż odwierty. Minimalne rozstawienie powinno być wtedy takie, aby odwiert nie miał kontaktu z otworem w trakcie CPT. Jeżeli wiercenie jest przeprowadzone w pierwszej kolejności, badanie CPT powinno być wykonywane w odległości poziomej przynajmniej 2 m.

Głębokość badań powinna obejmować wszystkie warstwy, których dotyczy dokumentacja, albo te, na które budowla oddziałuje, a wszystkie warstwy gruntów określone mianem „słabe” muszą być przewiercone z konsekwencją niejednokrotnie dużego zwiększenia zaplanowanego wstępnie metrażu odwiertów.

W przypadku zapór, jazów i wykopów poniżej poziomu wód gruntowych i tam gdzie prowadzone są prace odwadniające, głębokość badań powinna uwzględniać warunki hydrogeologiczne. Skarpy i uskoki w terenie powinny być przebadane do głębokości poniżej potencjalnej powierzchni poślizgu.

Należy wyraźnie podkreślić, że w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obowiązuje rozporządzenie z 2012 roku. Zarówno badania jak i dokumentacje muszą być zgodne z Eurokodem 7. Tym samym obowiązują nas klasy jakości prób gruntu, poczynwszy od A1 do C5 (tab. 2).

Tablica 2. Zestawienie metod, wyników pomiarów wraz z parametrami wprowadzonymi na ich podstawie [25]

Metoda	Wykonywane pomiary	Wartości wyprowadzane *
Wszystkie inne badania presjometryczne (PBP, SBP, FDP)	krzywa odkształcenia	I_D, I_L, c_u, M, q_c
Badanie połową sondą krzyżakową FVT	wytrzymałość na ścinanie bez odpływu (bez poprawki) c_{fv} , wytrzymałość na ścinanie bez odpływu gruntu przerobionego c_{rv} , krzywa momentu obrotowego	I_L, c_u, c_r, S_t
Badanie sondą wkręcaną WST	ciągły zapis oporu sondowania sondą wkręcaną, opór sondowania sondą wkręcaną to: – wielkość zagłębienia przy obciążeniu normowym, albo – liczba pólóbrotów potrzebnych na każde 0,2 m wępu, przy normowym obciążeniu 1 kN	φ', E, c_u, I_D
Próbné obciążenie płytą PLT	graniczne naprężenie kontaktowe p_u	c_u, E_{PLT}, k_s
* Wybrano najbardziej znaczące parametry, symbole i opisy wg [9] i [19].		

Wyniki badań należy interpretować z uwzględnieniem poziomu wody gruntowej, rodzaju gruntu, metody wierceń, metody pobierania próbek, transportu i warunków składowania oraz przygotowywania próbek do badań. W zależności od rodzaju badanych właściwości gruntu, wyróżniono trzy kategorie metod pobierania próbek: A, B i C. Metodami kategorii A pobierane są próbki zupełnie nienaruszone, w których wilgotność i wskaźnik porowatości są takie jak w warunkach in situ, i nie następują w nich zmiany składników oraz składu chemicznego gruntu. Metodami kategorii B pobrać można próbki o naruszonej strukturze,

zawierające wszystkie składniki gruntu in situ z zachowaniem naturalnej wilgotności. Metodami kategorii C można pobierać próbki o naruszonej strukturze i wilgotności

Tablica 3. Klasy jakości próbek gruntu do badań laboratoryjnych [2]

Właściwość gruntu / Klasa jakości	1	2	3	4	5
Charakterystyki gruntu:					
Uziarnienie	*	*	*	*	
Wilgotność	*	*	*		
Gęstość, wskaźnik lub stopień zagęszczenia, przepuszczalność	*	*			
Ścisłość, wytrzymałość na ścinanie	*				
Właściwości, które mogą być określone:					
Następstwo warstw	*	*	*	*	*
Granice warstw – przybliżone	*	*	*	*	
Granice warstw – dokładne	*	*			
Granice Atterberga, gęstość właściwa, zawartość części organicznych	*	*	*	*	
Wilgotność	*	*	*		
Gęstość, wskaźnik zagęszczenia, porowatość, przepuszczalność	*	*			
Ścisłość, wytrzymałość na ścinanie	*				
Kategorie pobierania próbek gruntu zgodnie z EN ISO 22475-1	A				
	B				
	C				

Objaśnienia do tablicy 3 :

1 – nienaruszone, 2 – naruszone, 3 – zagęszczone, 4 – przerobione, 5 – odtworzone.

Metoda A - próbki pobierane bez naruszania struktury gruntu z zachowaną wilgotnością i porowatością,

Metoda B - próbki z zachowaną wilgotnością i składem ziarnowym,

Metoda C - próbki umożliwiające jedynie określenie składu ziarnowego.

Rozmieszczenie punktów badawczych i głębokości prac badawczych należy wybrać w oparciu o badania wstępne, jako funkcję warunków geologicznych, rozmiarów budowli i występujących problemów inżynierskich.

• **Przykłady zaleceń odnośnie rozstawu i głębokości rozpoznania.**

Zaleca się następujące rozstawy punktów badawczych:

- dla budowli wysokich i przemysłowych, w formie siatki z punktami w odległościach 15 m do 40 m,
- dla budowli o dużej powierzchni, w kształcie siatki z punktami w odległościach nie większych niż 60 m,
- dla budowli liniowych (np. mosty, drogi kolejowe, kanały, rurociągi, wały, tunele, ściany oporowe) rozstaw 20 m do 200 m,

- dla budowli specjalnych (np. mosty, kominy, fundamenty pod maszyny) dwa do sześciu punktów badawczych na fundament,
- dla zapór i jazów, odległości 25m do 75 m wzdłuż odpowiednich przekrojów.

Zaleca się następujące głębokości rozpoznania z_a (poziomem odniesienia dla z_a jest najniższy punkt fundamentu budowli albo elementu konstrukcyjnego lub dno wykopu). Tam gdzie istnieją różne możliwości ustalenia z_a zaleca się przyjmowanie wartości największej.

Tam gdzie spodziewane są niekorzystne warunki geologiczne, zaleca się zawsze przyjmować większe głębokości rozpoznania, na przykład warstwy słabe lub słabe lub ściśliwe poniżej warstwy o większej nośności.

Tam gdzie budowle są posadowione na nośnej warstwie głębokość rozpoznania może być zredukowana do $z_a = 2,0$ m, chyba, że budowa geologiczna jest nieznana; w tym przypadku przynajmniej jeden otwór wiertniczy powinien sięgać minimum do głębokości $z_a = 5$ m. Jeżeli napotka się podłoże skalne na proponowanym poziomie posadowienia budowli, to ten poziom zaleca się przyjąć jako poziom odniesienia z_a . W innym przypadku z_a odnosi się do powierzchni podłoża skalnego.

W przypadku budowli innych konstrukcji inżynierskich o dużych wysokościach zaleca się zastosowanie większej wartości następujących warunków (Rys. 4 a):

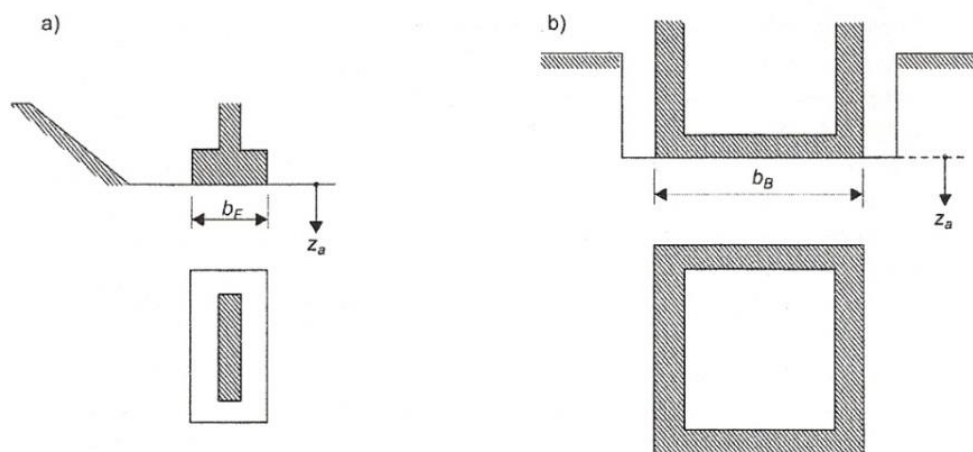
- $z_a \geq 6\text{m}$,
- $z_a \geq 3,0 b_F$

gdzie b_F jest wymiarem krótszego boku fundamentu.

W przypadku fundamentów płytowych oraz konstrukcji z kilkoma elementami fundamentowymi, których obciążenia w głębszych warstwach nakładają się na siebie (Rys.4 b) :

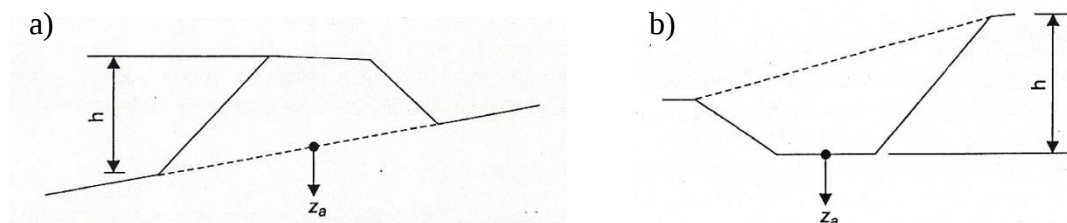
$$z_a \geq 1,5 b_B$$

gdzie b_B jest krótszym bokiem konstrukcji.



Rys.4. Budowle o dużej wysokości, konstrukcje inżynierskie
a - fundament, b – konstrukcja

W przypadku nasypów i wykopów zaleca się przyjmowanie większej wartości wynikającej z następujących warunków:



Rys. 5. Nasypy i wykopy
a-nasyp, b - wykop

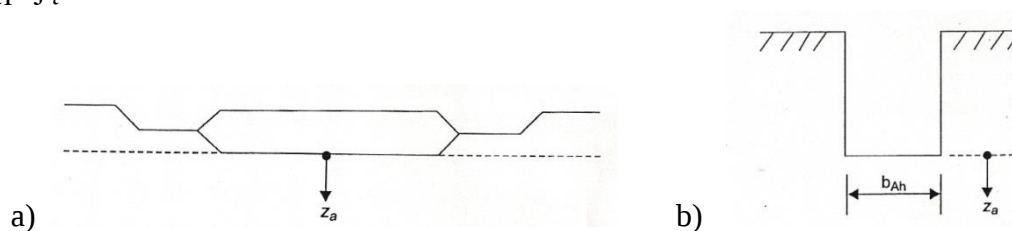
- a) dla nasypów :
- $0,8 h < z_a < 1,2 h$,
- $z_a \geq 6 \text{ m}$,

gdzie h jest wysokością nasypu;

- b) dla wykopów:
- $z_a \geq 2,0 \text{ m}$
- $z_a \geq 0,4 h$

gdzie h jest wysokością nasypu lub głębokością wykopu.

W przypadku budowli liniowych zaleca się przyjmowanie większej wartości spełniającej następujące warunki:



Rys.6. Budowle liniowe
a-droga, b – wykop wąskoprzestrzenny

- a) dla dróg i lotnisk $z_a \geq 2,0 \text{ m}$ poniżej proponowanej niwelety;

- b) dla wykopów wąskoprzestrzennych, większa z wartości:

- $z_a \geq 2,0 \text{ m}$ poniżej poziomu dna wykopu,
- $z_a \geq 1,5 b_{Ah}$

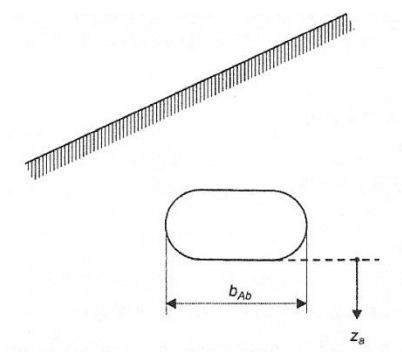
gdzie b_{Ah} jest szerokością wykopu.

W przypadku małych tuneli i komór podziemnych:

$$b_{Ab} < z_a < 2,0 b_{Ab}$$

gdzie b_{Ab} jest szerokością wykopu.

Zaleca się również branie pod uwagę warunków związanych z wodą gruntową.



Rys.7. Tunele i komory podziemne.

Wykopy (Rys.8) :

- $z_a \geq 0,4 h$
- $z_a \geq (t + 2,0) \text{ m}$

gdzie:

t – zagłębienie obudowy poniżej dna wykopu

h – głębokość wykopu

- $z_a \geq (1,0 H + 2,0) \text{ m}$

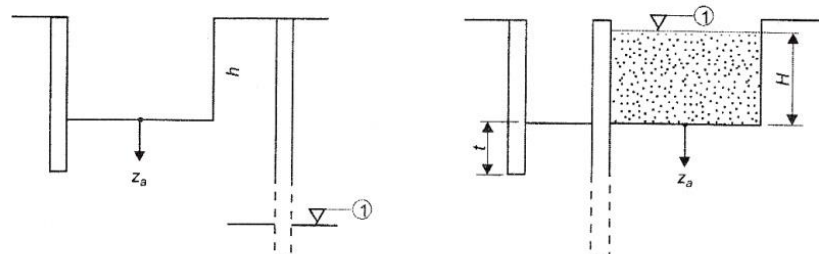
- $z_a \geq (t + 2,0) \text{ m}$

gdzie:

H – wysokość zwierciadła wody gruntowej dna (podstawy) wykopu

t – zagłębienie obudowy poniżej dna wykopu.

Warunek, gdy żadna warstwa mało przepuszczalna dla wody gruntowej, nie występuje w tym zakresie głębokości : $z_a \geq t + 5 \text{ m}$

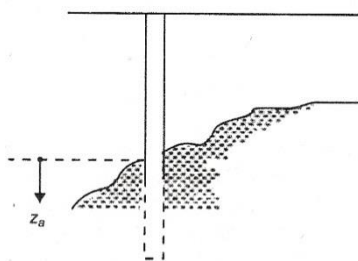


Rys.8. Wykopy
1-poziom wody gruntowej

W przypadku konstrukcji zbiorników wodnych, z_a zaleca się określać w funkcji proponowanego poziomu retencjonowanej wody, warunków hydrogeologicznych oraz sposobu wykonania konstrukcji.

W przypadku przesłon wodoszczelnych:

- $z_a \geq 2,0 \text{ m}$ poniżej stropu warstwy nieprzepuszczalnej dla wód gruntowych



Rys.9. Przesłona wodoszczelna

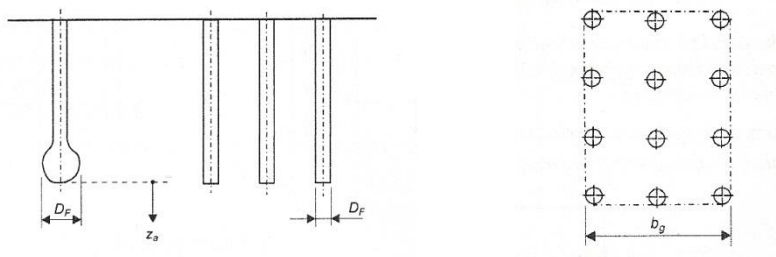
W odniesieniu do pali zaleca się spełnianie następujących trzech warunków:

- $z_a \geq 1,0 b_g$
- $z_a \geq 5,0 \text{ m}$,
- $z_a \geq 3 D_F$

gdzie:

D_F – średnica podstawy pala,

b_g – krótszy bok prostokąta stanowiącego obwód grupy pali tworzących fundament, w poziomie podstawy pali.



Rys.10. Grupa pali

Podane wartości głębokości rozpoznania, jako sprawdzone w praktyce, można stosować przy planowaniu badań. Dotychczas nie mieliśmy tak dokładnych wytycznych ustalania głębokości rozpoznania. Zalecenie eliminuje dyskusje z inwestorami. W przypadkach uzasadnionych (np. gdy występują słabe grunty na większych głębokościach) rozpoznanie powinno być głębsze. Rodzaj i liczbę niezbędnych punktów badawczych oraz ich rozmieszczenie ustala się od stopnia wstępnego rozpoznania geologicznego terenu, warunków gruntowych i wodnych oraz projektowania zabudowy.

Nowe punkty sytuuje się zwykle od 2 m do 3 m poza obrysem budynku, a w przypadku budowli wielonawowych również w osiach słupów wewnętrznych.

Dla jednego budynku o powierzchni mniejszej niż 600 m^2 należy wykonać co najmniej trzy otwory wiertnicze lub wykopy badawcze względnie sondowania.

Dla obiektów o powierzchni większej niż 600 m^2 liczbę otworów lub wykopów należy zwiększyć zgodnie z tablicą 4, przy czym odległość między nimi nie powinna przekraczać od 30 m do 50 m.

Dla obiektów liniowych odległość między punktami badawczymi nie powinna przekraczać 100 m.

Tablica.4. Liczba punktów badawczych przy badaniu podłoża w kategorii I, w zależności od projektowanej zabudowy

Liczba punktów dla powierzchni zabudowy w m ²				
do 600	od 600 do 1 500	od 1 500 do 5 000	od 5 000 do 20 000	więcej niż 20 000
od 3 do 5	od 5 do 8	od 8 do 12	od 12 do 18	od 5 do 7 na każdy następny ha

4.4. Woda gruntowa.

1. Należy wykonać rozpoznanie wód gruntowych, by dostarczyć niezbędnych informacji związanych z występującymi warunkami wodnymi na etapie projektowania i wykonawstwa.
2. Badania poziomu wód gruntowych za pomocą wierceń orurowanych prowadzone powinny być dla określenia:
 - zwierciadła wody gruntowej nawierconej i ustabilizowanej, a to wymaga wykonywania wierceń w systemie orurowanym,
 - głębokości, miąższości i zasięgu i przepuszczalności warstw wodonośnych w podłożu i systemów nieciągłości w skałach,
 - poziomu zwierciadła wód gruntowych nawierconych i ustabilizowanych lub powierzchni piezometrycznej warstwy wodonośnej, ich zmian w czasie oraz stwierdzonych poziomów wód gruntowych, z podaniem możliwych pomiarów ekstremalnych i okresów ich powtarzalności.

4.5. Badania laboratoryjne.

W trakcie pobierania prób gruntów do badań zgodnie z metodą A, B i C należy wykonać badania makroskopowe w celu oznaczenia rodzaju gruntu, konsystencji i własności mechanicznych. Ilość prób do badania laboratoryjnego zależy od jednorodności podłoża, jakości prób i kategorii geotechnicznej.

4.6. Kontrolowanie i monitorowanie.

W celu sprawdzenia poprawności wyników badań do celów projektowych należy sprawdzać je w trakcie wykonawstwa obiektu.

Kontrola dotyczy: sprawdzenia profilu z dokumentacji z ścianą w wykopie, przegląd dna wykopu, wpływu na sąsiednie obiekty, poziomy wód gruntowych oraz zachowanie się wznoszonego obiektu

5. Badania polowe gruntów.

Badania polowe należy zrealizować przy uwzględnieniu :

- warunków geologicznych/stratyfikacji podłoża,
- typu budowli, rodzaju posadowienia i przewidywanych prac podczas budowy,
- wymaganego rodzaju parametru geotechnicznego,
- przyjętej metody projektowania,
- statyczną sondą stożkową CPT,
- presjometrycznych i dylatometrycznych,
- sondą cylindryczną SPT,
- sondowań dynamicznych,
- sondą wkręcaną WST,
- polową sondą krzyżakową FVT,
- dylatometrem płaskim DMT,
- przez obciążenie płytą sztywną PLT

Badania polowe możemy zrealizować po zatwierdzeniu projektu robót geologicznych o ile jest wymagany.

6. Znaczenie badań „in situ” w projektowaniu geotechnicznym i stany graniczne.

Przed przystąpieniem do projektowania posadowienia obiektu budowlanego należy zaplanować i dobrze rozpoznać rodzaj i stan podłoża gruntowego, z analizy, którego wyniknie rodzaj i sposób posadowienia. Przed przystąpieniem do badań należy odbyć wizje lokalne w terenie, zaznajomić się z wynikami wcześniejszych badań na tym terenie, przeanalizować mapy geologiczne, geologiczno-inżynierskie, a także historie rozbudowy na danym terenie. Liczba i głębokość otworów wiertniczych musi być dobrana do oceny przydatności danej lokalizacji dla proponowanej budowli i oceny poziomu dopuszczalnego ryzyka. Badania podłoża powinny obejmować badania polowe, laboratoryjne oraz dodatkowe prace kameralne.

Badania polowe z profilowaniem w trakcie prac należy prowadzić jako:

- odkrywki,
- szybiki,
- wykopy,
- wiercenia,
- doły próbne,
- sondy penetracyjne i
- sondy rdzeniowe.

Dla stanu budowlanego ustala się wytrzymałość podłoża, która jest definiowana poprzez wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody, c_u .

Dla stanu końcowego (stan użytkowania) w obliczeniach stateczności stosuje się parametry efektywne gruntu: c' , ϕ' (spójność i kąt tarcia wewnętrznego).

Sprawdzenie stateczności ogólnej budowli ziemnych zaliczanych do I i II kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych wymaga określenia między innymi charakterystycznych wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie wyróżnionych warstw gruntowych. Ustalenia wartości takich parametrów geotechnicznych dokonuje się na podstawie dostępnych źródeł informacji jakimi mogą być wyniki badań polowych (in situ), wyniki badań laboratoryjnych próbek gruntów, dokumentacje archiwalne, zależności korelacyjne podane w normach i dane literaturowe.

W dotychczasowej praktyce projektowej, dla omawianych przypadków budowli ziemnych i nie tylko, wykorzystywano niemal powszechnie zależności korelacyjne podane w normie PN-81/B-03020, przy czym dotyczyły one całkowitych parametrów wytrzymałości gruntu na ścinanie wg hipotezy Coulomba - Mohra oznaczonych symbolami ϕ_u - kąt tarcia wewn. i c_u – spójność. Parametry te można stosować w analizach stateczności dla warstw występujących powyżej zwierciadła wód gruntowych w których ciśnienie wody w porach gruntu jest pomijalne. Obecnie w zalecanych metodach obliczeniowych, wymaga się wprowadzenia wartości efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' i efektywnej spójności c' odnoszących się do wytrzymałości szkieletu gruntowego.

Tablica 5. Frakcje gruntów nieskalistych (wg PN-86/B-02480)

Nazwa frakcji	Symbol procentowej zawartości frakcji w masie szkieletu gruntowego	Zakres średnic zastępczych d, mm
Kamienista	f_k	$d > 40$
Żwirowa	f_z	$40 \geq d > 2$
Piaskowa	f_p	$2 \geq d > 0,05$
Pyłowa	f_π	$0,05 \geq d > 0,002$
Iłowa	f_i	$0,002 \geq d$

Tablica 6. Klasyfikacja gruntów nieskalistych mineralnych wg PN-86/B-02480

Grunt		Nazwa gruntu	Symbol	Uziarnienie		Dodatkowe kryteria lub nazwa	
Kamienisty $d_{50} > 40 \text{ mm}$	zwietrzelnia	KW	$f_i \leq 2\%$		grunty występujące w miejscu wietrzenia skały w stanie nienaruszonym		
	zwietrzelnia gliniasta	KWg	$f_i > 2\%$				
	rumosz	KR	$f_i \leq 2\%$		grunt występuje poza miejscem wietrzenia skały pierwotnej, lecz nie podlegał procesom transportu i osadzania w wodzie		
	Rum7os7z gliniasty	KRg	$f_i > 2\%$				
	otoczaki	KO				grunt osadzony w wodzie	
Gruboziarnisty $d_{50} \leq 40 \text{ mm}$ $d_{90} > 2 \text{ mm}$	żwir	Ż	$f_i \leq 2\%$	$f_k + f_z > 50\%$			
	żwir gliniasty	Żg	$f_i > 2\%$				
	pospółka	Po	$f_i \leq 2\%$	$50\% \geq f_k + f_z > 10\%$			
	pospółka gliniasta	Pog	$f_i > 2\%$				
Drobnociarnisty $d_{90} \leq 2 \text{ mm}$	Niespolisty (syplki) $I_p \leq 1\%$		zawartość frakcji %				
			$> 2 \text{ mm}$	$> 0,5 \text{ mm}$	$> 0,25 \text{ mm}$		
		piasek gruby	Pr	< 10	> 50	-	$d_{50} > 0,5 \text{ mm}$
		piasek średni	Ps	< 10	< 50	> 50	$0,5 \text{ mm} \geq d_{50} > 0,25 \text{ mm}$
		piasek drobny	Pd	< 10	< 50	< 50	$d_{50} \leq 0,25 \text{ mm}$
		piasek pylasty	Pπ	< 10	< 10	< 10	$f_p = 68-90\%; f_{\pi} = 10-30\%; f_i = 0-20\%$
	Spolisty $I_p > 1\%$			f_p	f_{π}	f_i	
		piasek gliniasty	Pg	60-98	0-30	2-10	mało spoiste $I_p = 1-10 \%$
		pył piaszczysty	πp	30-70	30-70	0-10	
		pył	π	0-30	60-100	0-10	
		glina piaszczysta	Gp	50-90	0-30	10-20	średnio spoiste $I_p = 10-20 \%$
		glina	G	30-60	30-60	10-20	
		glina pylasta	Gπ	0-30	30-90	10-20	
		glina piaszczysta zwięzła	Gpz	50-80	0-30	20-30	zwięzła spoiste $I_p = 20-30 \%$
		glina zwięzła	Gz	20-50	20-50	20-30	
		glina pylasta zwięzła	Gπz	0-30	50-80	20-30	
		ił piaszczysty	Ip	50-70	0-20	30-50	bardzo spoiste $I_p > 30 \%$
		ił	I	0-50	0-50	30-100	
		ił nylasty	Iπ	0-20	50-70	30-50	

Tablica 7. Zawartość frakcji, symbole i proponowane polskie nazwy gruntów wg PN-EN ISO 14688

Lp.	Rodzaj gruntu		Symbol	Zawartość frakcji [%]			
				Cl (f_i)	Si (f_{π})	Sa (f_p)	Gr (f_z)
1	Żwir		Gr	do 3	0 – 15	0 – 20	80 – 100
2	Żwir piaszczysty		saGr	do 3	0 – 15	20 – 50	50 – 80
3	Piasek ze żwirem (pospółka)		grSa	do 3	0 – 15	50 – 80	20 – 50
4	Piasek drobny		F	do 3	0 – 15	85 – 100	0 – 20
	Piasek średni		M Sa				
	Piasek gruby		C				
5	Żwir pylasty		siGr	do 3	15 – 40	0 – 20	40 – 85
	Żwir ilasty (pospółka ilasta)		clGr				
6	Żwir pylasto-piaszczysty		sasiGr	do 3	15 – 40	20 – 45	40 – 65
	Żwir piaszczysto-pylasty (pospółka ilasta)		sisGr				
7	Piasek pylasty ze żwirem		grsiSa grclSa	do 3	15 – 40	40 – 65	20 – 40
8	Piasek zapyłony (zailony)		siSa clSa	do 3	15 – 40	40 – 85	0 – 20
9	Żwir ilasty pył ze żwirem		grSi grclSi siGr	0 – 8	40 – 80	0 – 20	20 – 60
10	Gлина	Gлина pylasta	sacISi	8-17	33-72	20-60	
		Gлина ilasta	sasiCl	8-31	25-65	20-60	
11	pył		Si	0-10	72-100	0-20	
12	pył ilasty		clSi	8-20	65-90	0-20	
13	ił		Cl	25-60	0-60	0-40	
14	ił pylasty		siCl	20-40	48-80	0-20	
14	Grunty różne			10 – 30	20 – 40	30 – 40	20 – 40
15	Symbole dla zwietrzelin				20 – 40	20 – 40	30 – 40
16	Grunty organiczne			10 – 30	40 – 60	30 – 60	
			Or				

7. Wymogi stawiane podłożu i konstrukcji nasypów.

Nadrzędnym celem wzmacniania podłoża jest dostosowanie jego parametrów do wymogów eksploatacyjnych posadowianych obiektów. Wymogi dotyczące podłoża, np. obiektów komunikacyjnych zawarte są między innymi w normach PN-B-03020:1981, PN-S-02205: 1998 i były w zmienionym Rozporządzeniu MTiGM (nowe Rozporządzenie obowiązuje od 10.03.2015 r. niestety już bez tych praktycznych wskazań), a całość projektowania geotechnicznego, robót i badań podłoża reguluje norma europejska EN 1997-1:2004 Eurokod 7.

W celu dokonania oceny podłoża oprócz podstawowych badań geotechnicznych powinny być przeprowadzone badania specjalistyczne, w szczególności:

1. badania potrzebne do oceny przydatności gruntu podłoża budowli ziemnej, zgodnie z Polskimi Normami,
2. badania wysadzinowości gruntu: kapilarności biernej H_{kb} , wskaźnika piaskowego WP, pęcznienia liniowego,
3. wskaźnika nośności CBR,
4. ocena zagęszczenia: maksymalna gęstość objętościowa ρ_{ds} , wskaźnik zagęszczenia I_s' , moduły odkształcenia: pierwotny (E_1) i wtórny (E_2),
5. właściwości gruntów antropogenicznych.

W przypadku dużej zmienności gruntów oraz występowania w podłożu gruntów spoistych miękkoplastycznych, organicznych lub skał, ustalenie nośności podłoża oraz konstrukcji nawierzchni wymaga indywidualnych badań i obliczeń zgodnie z § 143 i 144 nowego rozporządzenia MliR z 17.02.2015 r.

Korzystanie z tablic 8 i 9 może być swoistym przewodnikiem i dodatkowym sprawdzeniem wykonanych obliczeń nośności podłoża. Natomiast przyzwyczajenie wynikające z korzystania z zapisów przedstawionych w p.7.1. nadal może być stosowane jako swoisty przewodnik lecz bez powoływania się na zapis w Rozporządzeniu.

Tab.8. Grupy nośności podłoża nawierzchni G_i w zależności od warunków wodnych
wg nieaktualnego Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych jakim
 powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

Lp.	Rodzaj gruntów podłoża	Grupa nośności podłoża nawierzchni G_i gdy warunki wodne są		
		dobrze	przeciętne	złe
1	<u>Grunty niewysadzinowe:</u> • rumosze (niegliniaste) • żwiry i pospółki • piaski grubo-, średnio- i drobnoziarniste • żużle nierozpadowe	G1	G1	G1
2	<u>Grunty wątpliwe:</u> • piaski pylaste • zwietrzeliny gliniaste, rumosze gliniaste • żwiry gliniaste i pospółki gliniaste	G1 G1	G2 G2	G2 G3
3	<u>Grunty wysadzinowe</u> - grunty mało wysadzinowe ^{x)} • gliny zwięzłe, gliny piaszczyste i pylaste zwięzłe • ropy, ropy piaszczyste i pylaste	G2	G3	G4
	- grunty bardzo wysadzinowe ^{x)} • piaski gliniaste, pyły piaszczyste, pyły • gliny, gliny piaszczyste i pylaste • ropy warwowe	G3	G4	G4
^{x)} w stanie zwartym, półzwartym lub twardoplastycznym ($IL \leq 0,25$); grunty w stanie miękkoplastycznym lub plastycznym wymagają indywidualnej oceny				

Tablica 9. Grupa nośności podłoża nawierzchni Gi na podstawie wskaźnika nośności CBR

Grupa nośności podłoża nawierzchni Gi	Wskaźnik nośności CBR
G1	$\geq 10\%$
G2	$5\% \leq \text{CBR} < 10\%$
G3	$3\% \leq \text{CBR} < 5\%$
G4	$\text{CBR} < 3\%$

Tym samym, szczególnym zabiegom obliczeniowym i badawczym powinny być poddane grunty wątpliwe budujące skarpy wykopów, podłoża pod fundamentami lub konstrukcją wysokich nasypów w przypadku ich drenaży, rowów drogowych itp. mając na uwadze możliwość obniżenia się współczynników bezpieczeństwa w trakcie użytkowania i tym samym wystąpienia awarii lub katastrofy.

7.1. Wzmocnienie słabego podłoża.

Podłoże nawierzchni zakwalifikowane poprzednio do grupy nośności od G2 do G4 mogło być doprowadzone do grupy nośności G1 jednym z wymienionych niżej sposobów.

a. **Wymieniając warstwę gruntu podłoża nawierzchni** na warstwę gruntu lub materiału niewysadzinowego (wg kryteriów w tab.9). Wymianie powinna podlegać warstwa słabego podłoża nawierzchni o grubości podanej w tablicy 10, zależnie od grupy nośności podłoża Gi i przyjętego wskaźnika nośności CBR nowej warstwy.

Duże grubości warstw gruntu podlegających wymianie wg tablicy 10 można zmniejszyć, gdy pod wymienionym gruntem podłoże zostanie wzmocnione geosyntetykiem. W szczególności zaleca się wykonać wzmocnienie geosyntetykiem podłoża nawierzchni, gdy jest ono sklasyfikowane w grupie nośności G3 lub G4 i z tablicy 10 wynika konieczność wymiany warstwy o grubości ≥ 50 cm. Wzmocnienie podłoża nawierzchni geosyntetykiem zaleca się także w przypadku przebudowy podłoża z nadmiernie nawilgoconych rodzimych gruntów spoistych w stanie miękkoplastycznym i plastycznym.

We wszystkich tych wypadkach wykonanie wzmocnienia geosyntetykami powinno być zaprojektowane indywidualnie z uwzględnieniem cech gruntów, właściwości technicznych geosyntetyków, kryteriów doboru oraz możliwości uzyskania wymaganego wzmocnienia podłoża wg p.7.1b.

Tablica 10. Grubość wymienianej warstwy słabego podłoża nawierzchni w zależności od grupy nośności istniejącego podłoża i wskaźnika nośności CBR nowej warstwy (UWAGA : zapis nieaktualny !)

Wskaźnik nośności CBR nowej warstwy [%]	Grubość nowej warstwy podłoża o grupie nośności [cm]		
	G2	G3	G4
20	30	50 ^{a)}	75 ^{a)}
25	25	40 ^{a)}	60 ^{a)}
^{a)} Zalecane wzmocnienie podłoża geosyntetykiem wg już nieaktualnego Rozp.			

b. Wzmacniając podłoże przez wykonanie pod konstrukcją:

- na podłożu o grupie nośności G2:

- 10 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem lub aktywnym popiołem lotnym) o $R_m^{*/} = 1,5 \text{ MPa}$,

- na podłożu o grupie nośności G3:

- 15 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem lub aktywnym popiołem lotnym) o $R_m^{*/} = 2,5 \text{ MPa}$

- na podłożu o grupie nośności G4:

- 25 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem lub aktywnym popiołem lotnym) o $R_m^{*/} = 2,5 \text{ MPa}$
- dwóch warstw po 15 cm warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem lub aktywnym popiołem lotnym):
warstwa górna o $R_m^{*/} = 2,5 \text{ MPa}$
warstwa dolna o $R_m^{*/} = 1,5 \text{ MPa}$.

^{*/} Marka gruntu stabilizowanego spoiwem jest to parametr określający wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach twardnienia, jeśli spoiwem jest cement lub wapno,
po 42 dniach twardnienia, jeśli spoiwem jest aktywny popiół lotny

Wyróżnia się następujące marki gruntu stabilizowanego spoiwem:

$R_m = 1,5 \text{ MPa}$ o wytrzymałości $0,5 \div 1,5 \text{ MPa}$,

$R_m = 2,5 \text{ MPa}$ o wytrzymałości $1,5 \div 2,5 \text{ MPa}$,

$R_m = 5,0 \text{ MPa}$ o wytrzymałości $2,5 \div 5,0 \text{ MPa}$,

c. Ulepszając grunt w górnej warstwie podłoża w sposób inny niż podano w punkcie a lub w punkcie b pod warunkiem uzyskania wymaganego wzmocnienia

- drogi kategorii ruchu KR1 i KR2 $E_2 \geq 100 \text{ MPa}$ i $I_s \geq 1,00$

- drogi kategorii ruchu KR3 do KR6 $E_2 \geq 120 \text{ MPa}$ i $I_s \geq 1,03$.

Warstwy z gruntów stabilizowanych spoiwem (cementem, wapnem lub aktywnym popiołem lotnym) powinny być wykonane z zachowaniem warunków, jak dla ulepszonego podłoża (marka $R_m = 1,5 \text{ MPa}$) lub dolnej warstwy

podbudowy (marka $R_m = 2,5 \text{ MPa}$) określonych w odpowiednich normach przedmiotowych.

Uwaga :

Ostatnio dokonane zmiany i przygotowywane następne w Rozporządzeniu z dn. 2.03.1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie zniosły wymóg wyznaczania grup nośności (G-1 - G-4) i spowodowały konieczność obliczania nośności podłoża, na których będzie realizowana inwestycja.

Usunięcie załącznika Nr 4 z Rozp. było podyktowane koniecznością dopasowania branży drogowej do Eurokodu 7.

Usunięte przepisy definiujące grupy nośności podłoża i sposoby wzmocnienia słabych gruntów poprzez stabilizację lub ich wymianę wraz z warunkiem szczelności warstw, obligują projektantów do dokładnego rozpoznania podłoża w sposób pozwalający na obliczenie tych wartości. Wycofanie z Rozp. zapisów dotyczących sposobów wzmacniania podłoża nie eliminuje ich, lecz nie można na nie powoływać się a priori bez żadnych własnych wcześniejszych analiz i obliczeń.

Nowe brzmienie punktów dotyczących geotechniki jest następujące:

„§143.1 W celu prawidłowego zaprojektowania i wykonania drogowej budowli ziemnej powinny być przeprowadzone badania geotechniczne, a w razie potrzeby geologiczno-inżynierskie gruntów, zgodnie z wymaganiami określonymi w Polskiej Normie i przepisach odrębnych.

2. W celu dokonania oceny podłoża oprócz podstawowych badań geotechnicznych powinny być przeprowadzone badania specjalistyczne wymagane do zaprojektowania budowli ziemnej i konstrukcji nawierzchni oraz innych urządzeń technicznych posadowionych w pasie drogowym”.

Do nich należą przede wszystkim rzetelne badania terenowe, próbne obciążenia i analizy laboratoryjne, po których powinna być przeprowadzana analiza obliczeniowa stanów granicznych, wg poniższych wzorów.

Wszystkie te działania obciążają projektanta !!!

Projektant ma obecnie inne możliwości niż tylko te wynikające z przyzwyczajenia do schematu z Rozporządzenia. Do nich należą przede wszystkim rzetelne badania terenowe, próbne obciążenia i analizy laboratoryjne, po których powinna być przeprowadzana analiza obliczeniowa stanów granicznych (I i II lub STR i GEO).

Za stan graniczny naprężenia w podłożu gruntowym uważa się taki stan, gdy w każdym punkcie obszaru występują naprężenia styczne równe wytrzymałości na ścinanie. Grunt w tym stanie nie może stawiać oporu wzrastającym naprężeniom ścinającym.

Dla stanu budowlanego wytrzymałość podłoża definiowana jest poprzez wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody, c_u .

Dla stanu końcowego (eksploatacji) w obliczeniach stateczności stosuje się parametry efektywne gruntu: c' , ϕ' .

Nośność graniczna słabego podłoża, tym samym stateczność nasypu wg Wiłuna [3] można obliczyć ze wzoru :

$$q_f = 5,7 c_u + \gamma_h \cdot h_t$$

lub wg Janbu :

$$q_f = 5,55 c_u$$

gdzie :

$c_u = \tau_t$ – wytrzymałość przy szybkim ścinaniu (bez odpływu) słabego podłoża,

γ_h – ciężar objętościowy gruntu między rzędną terenu a stropem słabej warstwy, kN/m^3

h_t - zagłębienie stropu słabej warstwy od powierzchni terenu.

Wiłun zaleca przyjmować „globalny” współczynnik bezpieczeństwa $F = 1,2 - 1,5$.

Naprężenia graniczne porównuje się z naprężeniem σ_z działającym w stropie słabej warstwy, wyznaczając współczynnik pewności F :

$$F = \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_z}$$

Przy projektowaniu nasypu w końcowej fazie jego budowy w wartości σ_z oprócz ciężaru własnego nasypu należy również uwzględnić obciążenie użytkowe.

Według Eurokodu 7 dla obciążenia pionowego i nasypu ($B/L \approx 0$) opór graniczny słabego podłoża ($\phi_u \approx 0$) wynosi:

$$q_f = 5,14 c_u + D\gamma_D$$

gdzie :

D - zagłębienie nasypu poniżej poziomu terenu , m,

γ_D – ciężar objętościowy gruntu w strefie D , kN/m^3 .

Opór graniczny pod nasypem dla gruntu normalnie skonsolidowanego wg Eurokodu 7 :

$$q_f = \gamma_D D N_q + 0,5 B \gamma_B N_\gamma$$

gdzie :

N_q , N_γ - współczynniki nośności,

B – szerokość podstawy nasypu, m,

γ_B - ciężar objętościowy słabego gruntu, kN/m^3 .

Opór graniczny gruntu prekonsolidowanego ($c' \neq 0$, $\phi' \neq 0$) według Eurokodu 7 wynosi :

$$q_f = c' N_c + \gamma_D D N_q + 0,5 B \gamma_B N_\gamma$$

W przypadku gdy $\varnothing > 10^0$ należy stosować wzór :

$$q_f = c N_c + \gamma_h h_t N_q + \gamma b' N_\gamma$$

gdzie:

- γ_h – ciężar objętościowy gruntu między pow. terenu, a stropem słabej warstwy,
- h_t – zagłębienie stropu słabej warstwy od powierzchni terenu,
- γ – ciężar objętościowy gruntu słabej warstwy (z uwzględnieniem wyporu wody)
- b' – rzut poziomy skarpy nasypu.

Obliczenia w tym zakresie można wykonać posługując się procedurami eurokodowymi lub na bazie polskiej normy PN-81/B-03020, o ile powyżeto informację o wynikających stąd większych gwarantowanych odpornościach konstrukcji na stany graniczne.

O tym decyduje projektant konstruktor.

7.2. Warunki dodatkowe dla podłoża konstrukcji nawierzchni podłoża konstrukcji nawierzchni dróg kategorii ruchu KR5 lub KR6, bądź w innych uzasadnionych wypadkach.

W projektowaniu nawierzchni dróg kategorii ruchu KR5 lub KR6, lub w innych technologicznie uzasadnionych wypadkach (np. projektowanie podbudowy asfaltowej na podłożu gruntowym) po doprowadzeniu podłoża nawierzchni do odpowiedniej nośności, z uwagi na możliwość występowania w okresie budowy nawierzchni ciężkiego ruchu technologicznego, należy przewidzieć wykonanie górnej części warstwy podłoża, spełniającego warunki jak w p. 7.1, o grubości co najmniej 10 cm z:

- a) gruntu stabilizowanego cementem o $R_m = 2,5$ MPa
- b) kruszywa stabilizowanego mechanicznie o wskaźniku nośności $CBR \geq 40\%$ lub
- c) zaprojektować wzmocnienie geosyntetykiem.

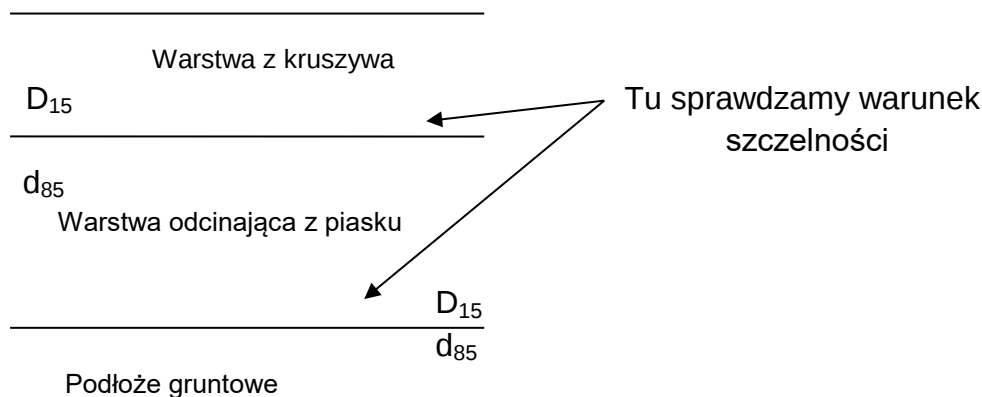
Wysokie parametry CBR lub R_m warstwy ulepszanego podłoża nie upoważniają do zmiany konstrukcji nawierzchni ustalonej, jak dla podłoża G1.

7.3. Odwodnienie podłoża.

W technicznie uzasadnionym wypadku konieczności odwodnienia podłoża nawierzchni, należy zastosować warstwę odsączającą wykonaną z materiałów mrozoodpornych o współczynniku filtracji $k \geq 8$ m/dobę ($\geq 0,0093$ cm/s).

Warstwa odsączająca powinna być wykonana na całej szerokości korpusu drogowego, a jej grubość nie powinna być mniejsza niż 15 cm.

W przypadku występowania pod warstwą odsączającą gruntów nie ulepszonych spoiwem, powinien być spełniony warunek szczelności warstw określony z zależności:



Rys.11. Schemat warstwy odcinającej z piasku.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$$

W której: D_{15} - wymiar sita, przez które przechodzi 15% ziaren warstwy odcinającej lub odsączającej,

d_{85} – wymiar sita, przez które przechodzi 85% ziaren gruntu podłoża.

Jeżeli powyższy warunek szczelności warstw nie może być spełniony, to należy ułożyć między tymi warstwami warstwę odcinającą o grubości co najmniej 10 cm z odpowiednio uziarnionego gruntu lub wykonać warstwę pośrednią z geowłókniny, spełniającej kryteria

- retencji,
- kolmatacji,
- wodoprzepuszczalności

W nawierzchniach dróg kategorii ruchu KR5 lub KR6 warstwa odsączająca powinna występować pod warstwą wzmacniającą wykonaną z zachowaniem warunków według p. 7.3.

UWAGA : Usuniętych przepisów definiujących grupy nośności podłoża, sposoby wzmocnienia słabego podłoża oraz warunki odwodnienia i mrozoochronności należy szukać w Katalogach typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych oraz sztywnych opracowanych przez PG i PWr , oczywiście pilnując ich zbieżności z aktualnymi przepisami.

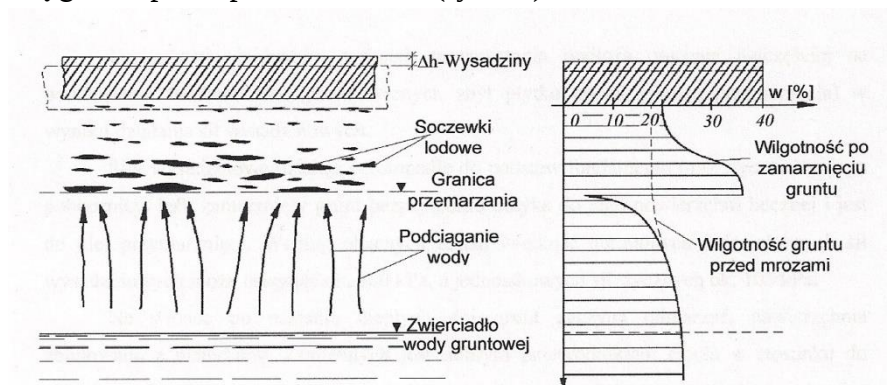
Należy również mieć nadzieję, że Katalogi w obecnej formie doczekają się modyfikacji.

Brak natomiast zał. 4 w Rozp. zmusza nas wszystkich do pilnego przejścia do stosowania Eurokodów !!!

7.4. Przemarzanie gruntu.

W przypadku okresowego występowania temperatury powietrza poniżej 0°C następuje zamarzanie wody w gruncie, zwane **przemarzaniem gruntu**. Głębokość i prędkość przemarzania zależą nie tylko od temperatury powietrza i czasu trwania, ale także od takich czynników jak: osłona terenu, struktura i tekstura gruntu oraz skład granulometryczny gruntu.

Po dłuższym trwaniu ujemnej temperatury powietrza granica przemarzania przesuwa się w dół. Ponad granicą przemarzania gruntu od powierzchni terenu tworzą się soczewki lodowe, które powiększają się wskutek podciągania wody od dołu. Nowe soczewki lodowe w sposób naturalny zwiększają wilgotność zamarzniętego gruntu. Bezpośrednio poniżej granicy przemarzania obserwuje się zmniejszenie wilgotności gruntu w porównaniu z wilgotnością gruntu przed przemarzaniem (rys. 12).



Rys. 12. Zjawisko przemarzania gruntu. [31]

Należy to tłumaczyć tym, że soczewki lodowe przyciągają molekuly wodne od dołu ze swojego najbliższego otoczenia. Przyciąganie molekuł wodnych przez kryształy lodu następuje wskutek istnienia na ich powierzchni sił adsorpcji. Molekuly wody, przyciągnięte do powierzchni soczewki lodowej, uzupełniają siatkę krystaliczną lodu, po czym same przyciągają nowe molekuly wody z porów gruntu, co powoduje wzrost soczewek lodowych, a więc i wzrost objętości gruntu. Ten wzrost objętości uzewnętrznia się powstawaniem tzw. **wysadzin**, tj. podnoszenia powierzchni terenu czy nawierzchni drogowej w miejscach, gdzie występują grunty szczególnie wrażliwe na przemarzanie.

Badania i obserwacje wykazują, że wysadziny mogą występować w następujących przypadkach:

- ujemna temperatura powietrza utrzymuje się dość długo,
- grunt podłoża jest wysadzinowy,
- grunt podłoża jest bardzo wilgotny, a zwierciadło wody gruntowej zalega dość płytko.

Jak wynika z ponad 20-letniego stosowania geosyntetyków w Polsce, umieszczenie odpowiednio zaprojektowanego i wbudowanego geosyntetyku, na granicy przemarzania pozwala wyeliminować efekty wysadzinowości nawierzchni na stałe. Jednak od projektantów i wykonawców robót wymagana jest doskonała wiedza i kultura techniczna.

7.5. Kryteria wysadzinowości.

Kryteria wysadzinowości gruntów zależą od właściwości fizycznych gruntów. Grunty niespoiste, nie zawierające frakcji pyłowej i ilowej, przy przemarzaniu nie tworzą wysadzin nawet w stanie nasyconym wodą. Powstający w nich lód wyciska nadmiar wody ku dołowi tak, że grunty te po zamarznięciu zawierają mniej wody w porach niż przed zamarzaniem. Grunty spoiste natomiast, zawierające cząstki pylasto-ilaste, są tym bardziej wysadzinowe, im drobniejsze jest ich uziarnienie i większa ich wilgotność. Istnieje więc zależność wysadzinowości gruntów od ich uziarnienia.

Im bardziej drobnoziarnisty grunt, tym mniejsze są wymiary porów, tym więcej porów jest prawie całkowicie wypełnionych wodą adsorbowaną, a więc lepsze są warunki do tworzenia się wydzielonych soczewek lodowych i powstawania wysadzin. Stąd o wysadzinowości gruntów zasadniczo decyduje wymiar porów, a nie wymiar ziaren i cząstek gruntowych.

Kryteria wysadzinowości:

1. kryterium Casagrandego zalicza do wysadzinowych grunty bardzo różnoziarniste ($U > 15$), które zawierają więcej niż 3 % cząstek mniejszych od 0,002 mm oraz grunty równoziarniste ($U < 5$) zawierające ponad 10 % ww. cząstek,
2. kryterium Beskova, wg którego uwzględnia się wpływ geologicznego pochodzenia gruntu, wielkość średnicy d_{50} , procentową zawartość o średnicy mniejszej od 0,062 mm i 0,125 mm oraz kapilarność bierną przy wilgotności równej granicy płynności,
3. kryterium Wiłuna, wg którego uwzględnia się uziarnienie gruntu i kapilarność bierną gruntu H_{kb} . Pod względem wysadzinowości, dzieli grunty na 3 grupy:

GRUPA A – grunty niewysadzinowe o $H_{kb} < 1,0$ m, bezpieczne w każdych warunkach wodnogruntowych i klimatycznych; są to grunty zawierające poniżej 20 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i poniżej 3 % cząstek mniejszych od 0,002 mm (należą tu czyste żwiry, pospółki i piaski).

GRUPA B – grunty wątpliwe (mało wysadzinowe) o $H_{kb} < 1,3$ m, zawierające 20 ÷ 30 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i 3 ÷ 10 % cząstek mniejszych od 0,002 mm (należą tu piaski bardzo drobne, pylaste i próchnicze).

GRUPA C – grunty wysadzinowe o $H_{kd} > 1,3$ m; są grunty zawierające powyżej 30 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i powyżej 10 % cząstek mniejszych od 0,002 mm (należą tu wszystkie grunty spoiste i namuły organiczne).

W związku z powyższym każdorazowo we wszystkich projektach wymagane jest sprawdzenie I i II stanu granicznego lub GEO i STR podłoża konstruowanego nasypu, tj.:

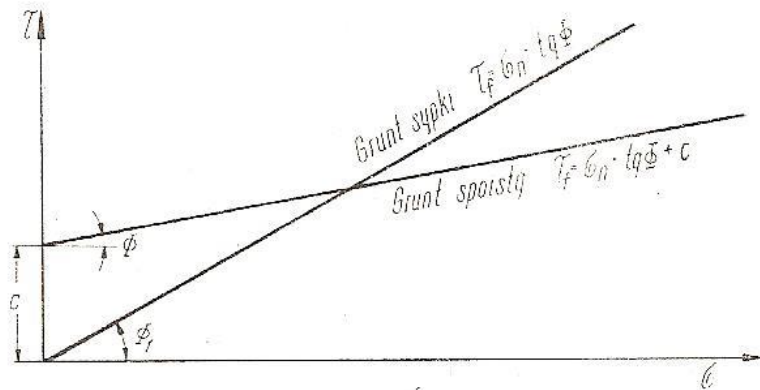
- I stan graniczny nośności i stateczności skarp,
- II stan graniczny użytkowania.

8. Ocena nośności i stateczności podłoża.

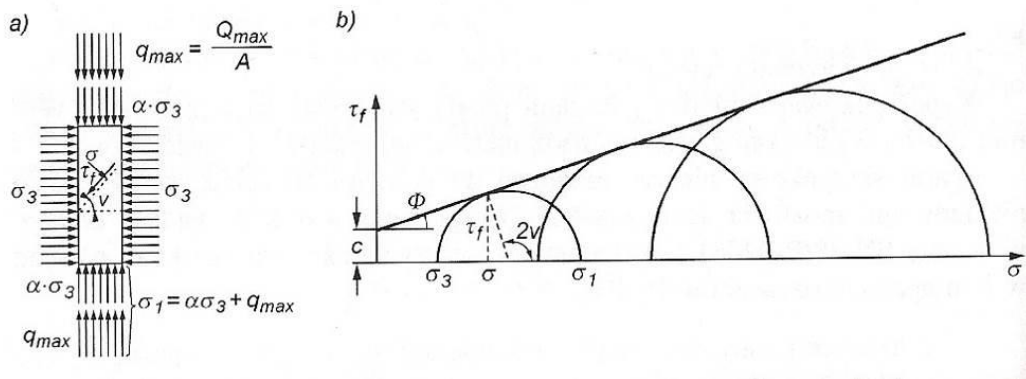
Wytrzymałością gruntu na ścinanie nazywa się opór, jaki stawia grunt naprężeniom stycznym w rozpatrywanym punkcie ośrodka.

Opór gruntu τ_f działa w tej samej powierzchni co i naprężenie styczne τ , lecz w przeciwnym kierunku. Wartość oporu wyznacza się z wzoru Coulomba :

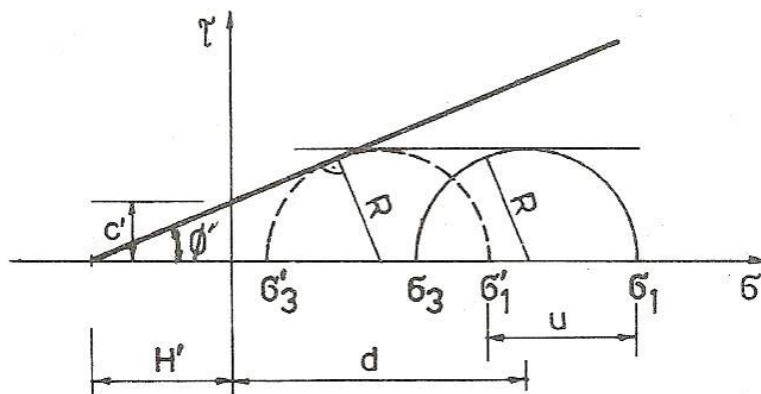
$$\tau_f = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi + c$$



Rys.13. Wytrzymałość gruntu na ścinanie w zależności od wartości naprężeń normalnych σ_n oraz ϕ i c



Rys.14. Rozkład naprężeń przy ścinaniu próbki gruntu w aparacie trójosiowym: schemat naprężeń, b) wyznaczanie ϕ i c za pomocą granicznych kół Mohra.



Rys.15. Składowe naprężenia efektywnego w badaniu w aparacie trójosiowego ściskania.

Jeśli grunt jest całkowicie nasycony wodą i ścinanie odbywa się bez odsączania wody z porów gruntu, to wartość oporu ścinania jest niezależna od całkowitego naprężenia normalnego przyłożonego do gruntu i będzie wynosiła $\tau = c_u$.

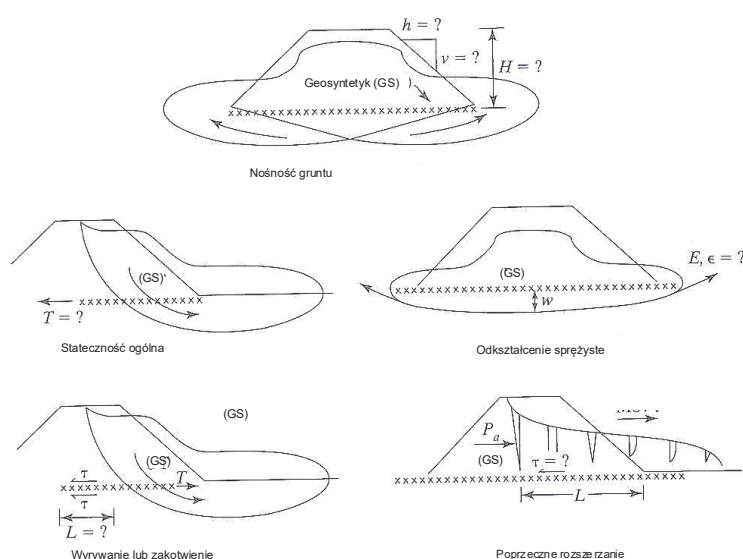
W tym przypadku c_u (tzw. spójność niedrenowana) nie charakteryzuje wewnętrznej właściwości gruntu, a jest oporem tylko ścinania przy stałej jego wilgotności.

Tym samym naprężenia efektywne są równoważne naprężeniom całkowitym pomniejszonym o ciśnienie w porach.

Ich wpływ jest decydujący na właściwości gruntu, a szczególnie na ścisłość i wytrzymałość. Z tego też powodu naprężenie efektywne σ' często nazywane jest naprężeniem międzyziarnowym.

Rodzaje I stanu granicznego to :

- wypieranie podłoża,
- osuwisko lub zsuw,
- przesunięcie w poziomie.

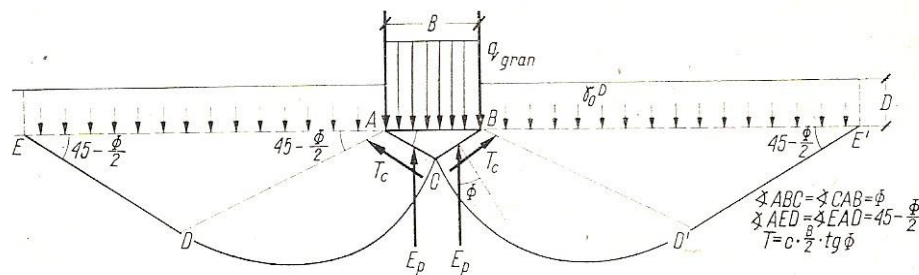


Rys.16. Podstawowe problemy związane z posadawianiem nasypów na gruntach słabonośnych. [17]

Utrata nośności podłoża pod podstawą nasypu powoduje powstanie pod nim strefy uplastycznienia, w której wystąpił stan graniczny.

Za stan graniczny naprężenia w podłożu gruntowym uważa się taki stan, gdy w każdym punkcie obszaru występują naprężenia styczne równe wytrzymałości na ścinanie. Grunt w tym stanie nie może stawiać oporu wzrastającym naprężeniom ścinającym. Wraz ze wzrostem obciążenia zewnętrznego zakres stref uplastycznienia rośnie, co może w końcu doprowadzić do wyparcia gruntu. Stan ten pociąga za sobą przyrost osiadania pod nasypami. Kształt i zakres strefy uplastycznienia nie są dokładnie znane, stąd w zależności od przyjętej teorii lub kryterium mogą być zastosowane różne metody obliczeń obciążeń granicznych. Zanim w podłożu zostaną osiągnięte naprężenia graniczne, co najczęściej kończy się wyparciem gruntu uplastycznionego spod budowli, narasta proces osiadania wskutek ściśliwości i wypierania odkształcalnych warstw.

Przyjmuje się, że w przypadku gruntów silnie odkształcalnych zniszczenie podłoża pod nasypem jest podobne do zniszczenia podłoża pod ciągłym fundamentem sztywnym. Stąd bierze się wykorzystywanie schematów Terzaghiego, Prandtla, Meyerhoffa i in.



Ry.17. Schemat stref sprężysto-plastycznych w warunkach granicznego stanu naprężeń [31]

W praktyce nasypy najczęściej budowane są z gruntów mineralnych niespoistych, które charakteryzują się modułami odkształcenia kilkaset razy większymi od modułów gruntów silnie odkształcalnych (szczególnie organicznych). W związku z tym odkształcenia własne nasypów są tak małe w stosunku do odkształceń bardzo ściśliwego podłoża, że wydaje się uzasadnione w pewnych przypadkach traktować nasypy właśnie jak sztywny fundament.

9. Metody wzmacniania słabych podłoży.

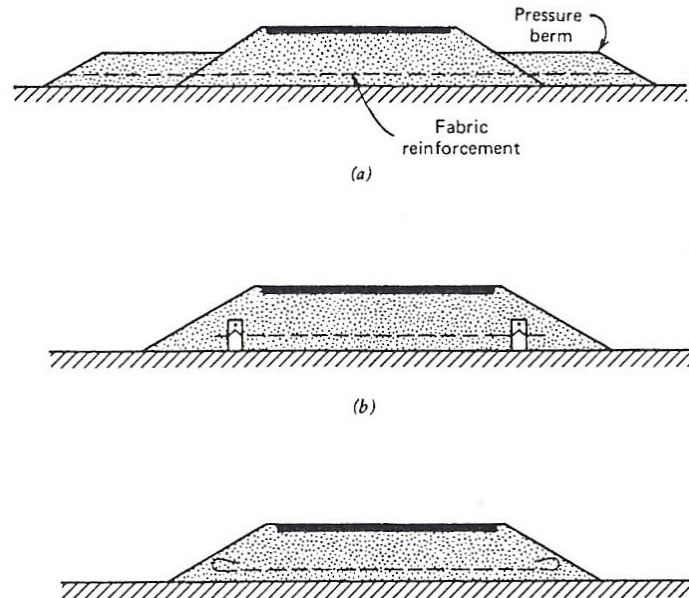
Obecnie na rynku wykonawczym istnieje szereg metod i technologii wzmacniania podłoży gruntowych i nasypów, między innymi :

- osuszanie gruntu,
- wzmacnianie powierzchniowe,
- wymiana gruntu,
- konsolidacja podłoży,
- metody wibracyjne,
- metody dynamiczne i

- zbrojenie węgłne.

Wybór technologii zależy przeważnie od szeregu czynników (technicznych, ekonomicznych i czasu inwestycji).

Nasypy ze zbrojeniem w podstawie są szczególnym przypadkiem nasypów zbrojonych.



Rys.18. Schematy zakotwień geosyntetyków pod nasypami. [16]

Konieczność wzmocnienia podłoża zależy przede wszystkim od cech podłoża, rodzaju budowli oraz stawianych wymagań.

W klasycznym podziale, zawartym w większości podstawowych podręczników mechaniki gruntów i fundamentowania, wyodrębnione zostały:

- posadowienie bezpośrednie oraz
- posadowienie pośrednie, głębokie.

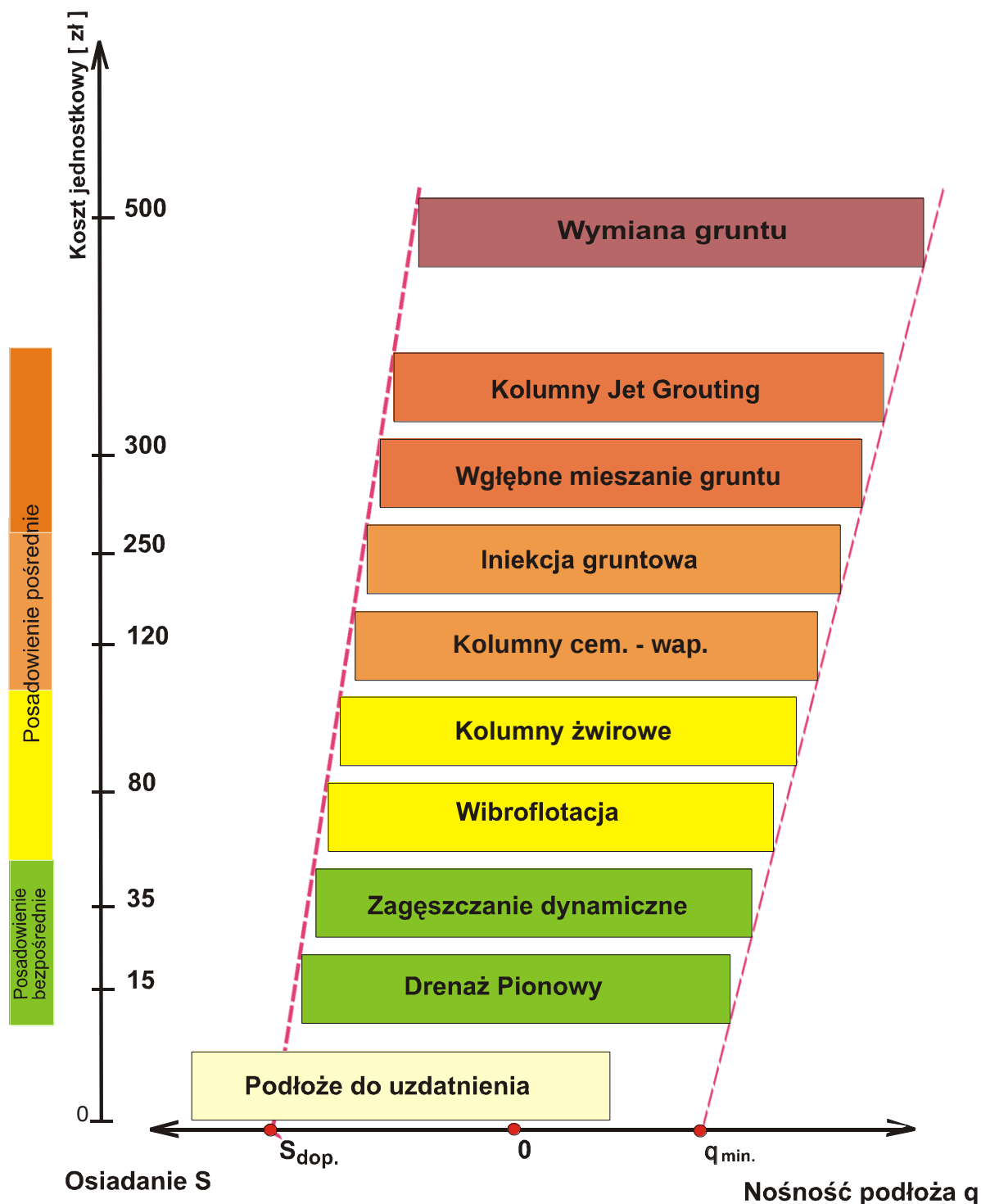
W praktyce inżynierskiej, w przypadku występowania korzystnych warunków gruntowo – wodnych, projektowano fundamenty bezpośrednie: stopy, ławy, a dla większych obiektów – płyty lub ruszty fundamentowe. Występowanie gruntów słabonośnych było najczęściej przyczynkiem do projektowania i realizacji fundamentów głębokich.

Na przestrzeni minionych, ponad dwudziestu pięciu lat, dynamiczny rozwój geotechniki i geoinżynierii, zarówno w zakresie szczegółowych badań „in-situ” podłoża gruntowego jak i technik posadawiania spowodowały, że podział na fundamentowanie bezpośrednie i pośrednie jest już dziś częściowo anachroniczny. Coraz częściej, wykorzystując nowoczesne technologie fundamentowania, budynki i budowle inżynierskie posadawiane są bezpośrednio

na podłożu wzmocnionym, przy czym wzmacnianiu i stabilizacji podlegają zarówno słabonośne grunty rodzime jak i antropogeniczne łącznie z nasypami budowlanymi.

Nadrzędnym celem wzmacniania podłoża jest dostosowanie jego parametrów do wymogów eksploatacyjnych posadowianych obiektów.

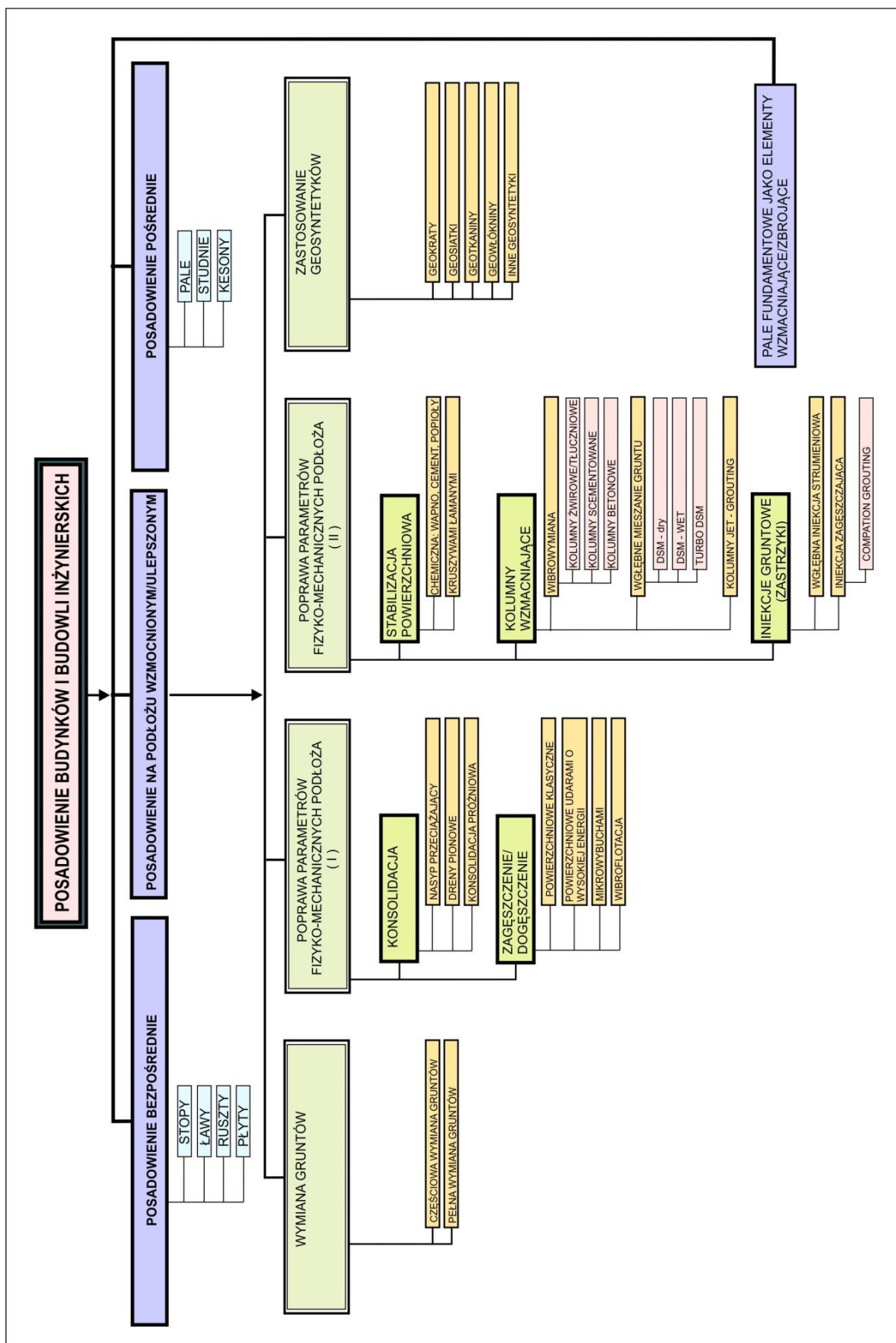
Technologie uzdatniania podłoża gruntowego



Rys. 19. Porównanie efektywności technologii wzmocniania podłoża.

Tablica 11. Metody wzmacniania podłoża organicznych i mineralnych. [26]

Rodzaj podłoża	Zalecane metody wzmacniania	Uwagi
Bagna typu III - z gruntów organicznych płynnych, pokryte kożuchem roślinnym.	Wymiana pełna słabego gruntu. Wypieranie gruntu ciężarem nasypu. Wypieranie nasypem i wykonanie kolumn cementowo-wapiennych	Do 3 - 4 m. Trudna kontrola, możliwe długotrwałe osiadania. Kolumny wzmacniają dolną część nasypu.
Bagna typu II - z gruntów organicznych miękkoplastycznych, bardzo ściśliwych namulów, gytii; wcinki w nich zapływają się.	Wymiana pełna słabego gruntu Wypieranie gruntu ciężarem nasypu (z przeciążeniem, wybuchami itp.). Wypieranie nasypem i wykonanie kolumn cementowo-wapiennych. Nasypy z lekkich materiałów. Nasypy na palach lub kolumnach.	Do 3 - 4 m. Trudna kontrola, niepewne wyparcie, możliwe długotrwałe osiadania Kolumny wzmacniają dolną część nasypu. Nasypy do około 2 m. Podstawa zbrojona geotekstyliami itp.
Bagna typu I - z gruntów organicznych o wytrzymałości zapewniającej utrzymywanie się pionowych ścian wyciętych w nich wykopów.	Wymiana pełna słabego gruntu. Wymiana częściowa słabego gruntu, poduszka gruntowa. Budowa nasypu etapami, z okresami przerw na konsolidację. Przeciążenie podłoża. Ew. dreny pionowe. Prekonsolidacja podciśnieniowa, ew. z drenami, dociążeniem nasypem. Wymiana częściowa słabego gruntu i wykonanie kolumn cementowo-wapiennych. Ew. dociążeniem nasypem. Wibrowymiana, kolumny wibrobetonowe. Wypełnienia z lekkich materiałów. Nasypy na palach lub kolumnach.	Do 3 - 4 m, głębiej bez wody. Do 2 - 3 m, powyżej wody. Możliwe długotrwałe osiadania. Prędkość wznoszenia zależy od wytrzymałości podłoża. Budowa długotrwała. Szybsza konsolidacja, zapewniona stateczność podłoża. Kolumny wzmacniają dolną część budowanego nasypu. Przeciążenie eliminuje późniejsze osiadania. Zbrojenie podłoża kolumnami. Nasypy do około 3 m. Podstawa zbrojona geosyntetykami itp.
Grunty mineralno-organiczne i mineralne nawodnione, spoiste miękkoplastyczne, namuły, gytie, przewarstwienia torfu, głębiej mocne podłoże.	Wymiana pełna słabego gruntu. Wymiana częściowa słabego gruntu, poduszka gruntowa. Budowa nasypu etapami, z okresami konsolidacji. Przeciążenie podłoża. Prekonsolidacja podciśnieniowa, ew. z drenami, dociążeniem nasypem. Wymiana częściowa słabego gruntu i wykonanie kolumn cementowo-wapiennych. Ew. dociążeniem nasypem. Słupy wybijane ciężkimi ubijakami (wymiana dynamiczna). Konsolidacja dynamiczna. Wibrowymiana - kolumny z kamieni. Kolumny wibrobetonowe. Nasypy z lekkich materiałów. Nasypy na palach lub kolumnach. Iniekcja strumieniowa.	Do 3 - 4 m, głębiej jeśli bez wody. Do 2 - 3 m, powyżej wody. Możliwe długotrwałe osiadania. Mała prędkość wznoszenia ograniczona przez warunki stateczności nasypu. Szybsza konsolidacja, zapewniona stateczność podłoża. Kolumny wzmacniają podłoże i dolną część nasypu. Przeciążenie eliminuje późniejsze osiadania. Zbrojenie podłoża słupami o średnicy 1 ÷ 2 m. Ubijanie wielofazowe z przerwami. Zbrojenie i drenaż podłoża kolumnami. Zbrojenie podłoża kolumnami średnicy 0,5÷0,8 m. Nasypy do 3 - 5 m. Podstawa zbrojona geosyntetykami itp. Nie zalecana w torfach i gytiach.



Schemat sposobów posadawiania budynków i budowli inżynierskich

Sam nasyp skonstruowany z bezpiecznym pochyleniem skarp posadowiony jest bezpośrednio na podłożu słabonośnym ze zbrojeniem umieszczonym w warstwie fundamentowej.

Jednym z przypadków nasypu ze zbrojeniem w podstawie jest słaby grunt o parametrach $E_0 < 2 \text{ MPa}$ i $\text{CBR} = 2 \%$ [11].

Posadowienie takie, „Instrukcja Nr 429” [11] sprowadza do roli drugorzędnej i wskazuje na fakt zabezpieczenia stateczności nasypu jedynie w fazie budowy i ochrony nasypu przed rozpełzaniem w początkowym okresie eksploatacji.

Przy sprawdzeniu I stanu granicznego wg normy PN-81/B-03020 wartość obliczeniowa obciążenia Q_r powinna spełniać warunek

$$Q_r \leq mQ_f, [\text{kN}]$$

gdzie : Q_f - obliczeniowy opór graniczny podłoża gruntowego przeciwdziałający obciążeniu Q_r , kN,

m - współczynnik korekcyjny ($m \leq 0,9$).

Obliczeniowy opór graniczny podłoża wyznacza się przy założeniu granicznego stanu naprężeń (na całej powierzchni poślizgu) określanego wg wzoru Coulomba-Mohra

$$|\tau| = \tau_f = c_u + \sigma \operatorname{tg} \varnothing_u [\text{kPa}]$$

gdzie : $|\tau|$ - naprężenie styczne, kPa,

τ_f - wytrzymałość gruntu na ścinanie, kPa,

c_u - spójność pozorna gruntu, kPa,

σ - naprężenie normalne (całkowite), kPa,

$\varnothing_u$ - pozorny kąt tarcia wewnętrznego, stopnie.

Gdy obciążenie zmienne budowli wynosi więcej niż 70 % obciążenia stałego, a przy tym w podłożu zalegają grunty spoiste nieskonsolidowane lub łyły i stan tych gruntów jest gorszy niż :

- plastyczny – dla gruntów mineralnych ($I_L > 0,5$),

- twardoplastyczny – dla gruntów organicznych ($I_L > 0,25$),

wtedy wytrzymałość gruntu na ścinanie τ_f należy wyznaczać wg wzoru

$$|\tau| = \tau_f = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varnothing' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varnothing' [\text{kPa}]$$

gdzie : u – wartość ciśnienia porowego, kPa,

c' – spójność efektywna gruntu, kPa,

$\varnothing'$ – efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu, stopnie,

σ' – naprężenie efektywne, $\sigma' = (\sigma - u)$, kPa.

Efektywne parametry geotechniczne $\varnothing'$ i c' należy ustalić wg normy Eurokod 7 lub PN-81/B-03020 metodą A tzn. za pomocą polowych lub laboratoryjnych badań gruntów.

10. Wymiana gruntu.

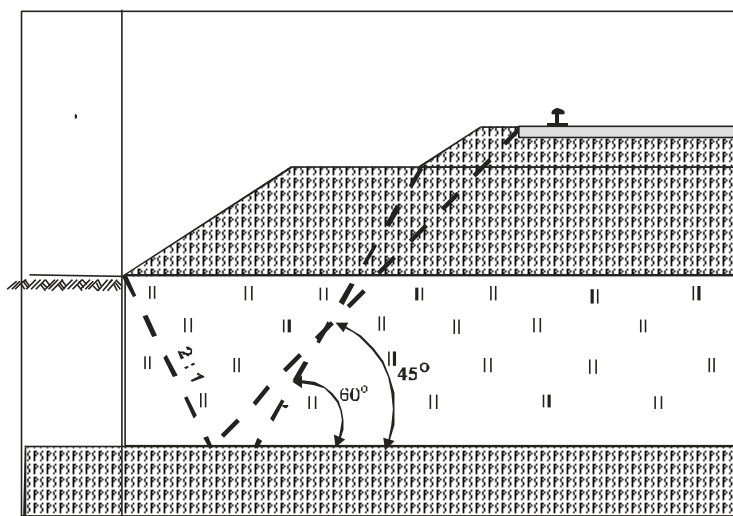
Jest często stosowaną metodą dla posadowienia odcinków dróg autostradowych i linii kolejowych, gdy warstwa słaba gruntów organicznych zalega do 2 m.

Jedną z metod wyznaczania granic wymiany jest metoda holenderska.

Jest to metoda wykreślna, gdzie przy pomocy linii prowadzonych:

- od krawędzi nawierzchni drogowej lub podkładu kolejowego pod kątem 45° oraz
- od podstawy nasypu na kontrbankiecie pod kątem 60°

wyznaczamy dwa punkty w spągu warstwy gruntu słabonośnego lub stropu nośnego gruntu mineralnego.



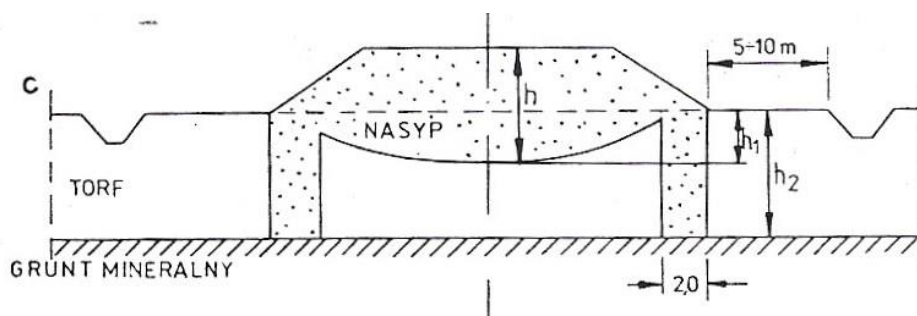
Rys.20. Zasięg wymiany gruntu w podłożu bagiennym. [26]

Punkty wyznaczone przez obie proste, na dnie projektowanego wykopu mogą w stosunku do osi drogi zmieniać swoje położenie w zależności od wysokości nasypu oraz grubości warstwy gruntu przeznaczonego do wymiany. Następnie od punktu zewnętrznego prowadzimy prostą o nachyleniu 2 : 1, która w miejscu przecięcia z powierzchnią terenu wyznacza granicę wymiany. Głębokość wymiany jest w znacznej mierze ograniczona kosztami i konkurencyjnością w stosunku do innych metod wzmocnienia a dopiero w następnej kolejności niekorzystnymi warunkami hydrogeologicznymi podłoża.

Przy wysokim poziomie wód gruntowych, co szczególnie charakteryzuje osady bagienne, maksymalna głębokość wymiany gruntu sięga dwóch metrów.

Wybieranie gruntów organicznych, głównie torfów z większej głębokości w podłożu nawodnionym wyraźnie zmniejsza skuteczność metody lub znacznie ją podraża.

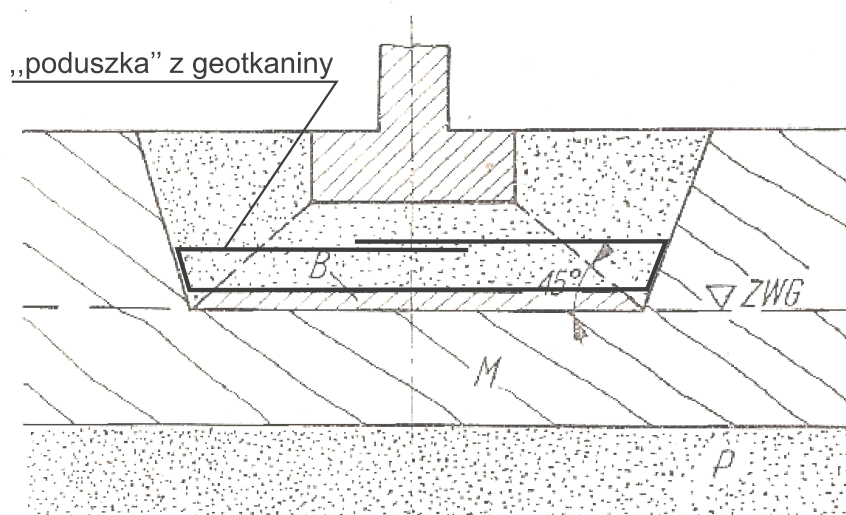
W trakcie remontów dróg przebiegających na nasypach posadowionych na gruntach słabych, w celu uniknięcia bocznego wypierania torfu stosuje się także boczne wcięcia równoległe do osi trasy o szerokości 2 m i na pełną głębokość warstwy torfu. Jest to sprawdzona metoda m. in. stosowana w trakcie dokonywania poszerzeń istniejących odcinków dróg.



Rys.21. Przykład nasypu zawieszzonego z bocznymi wcięciami. [22]

11. Wykonawstwo robót fundamentowych związanych z posadowieniem fundamentów i konstrukcji drogowych z głębiej zalegającą w podłożu warstwą słabą.

W przypadkach występowania bezpośrednio pod fundamentami słabych gruntów spoistych w stanie plastycznym lub namulów organicznych i wykonywania budowli o konstrukcji mało wrażliwej na nierównomierne osiadania, często stosuje się częściową wymianę gruntu na bardziej nośne podłoże z zagęszczonego żwiru lub piasku.



Rys.22. Schemat wymiany gruntu słabonośnego, M-namul, P-piasek, B-warstwa chudego betonu.

Głębokość wymiany gruntu określa się poprzez wyznaczenie obciążenia granicznego na podsypkę, a następnie obciążenia dopuszczalnego. Szerokość wymiany należy wyznaczyć według rysunku 13. W dnie wykopu należy wykonać warstwę ok. 10 cm z chudego betonu, która umożliwi dobre zagęszczenie podsypki. Zamiast chudego betonu można zastosować geosyntetyk ułożony w dnie wykopu i na skarpach (do połowy wysokości wymiany) w formie zamkniętej „poduszki”. Grunt nasypowy należy równomiernie zagęszczać do wymaganego wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 1,0$.

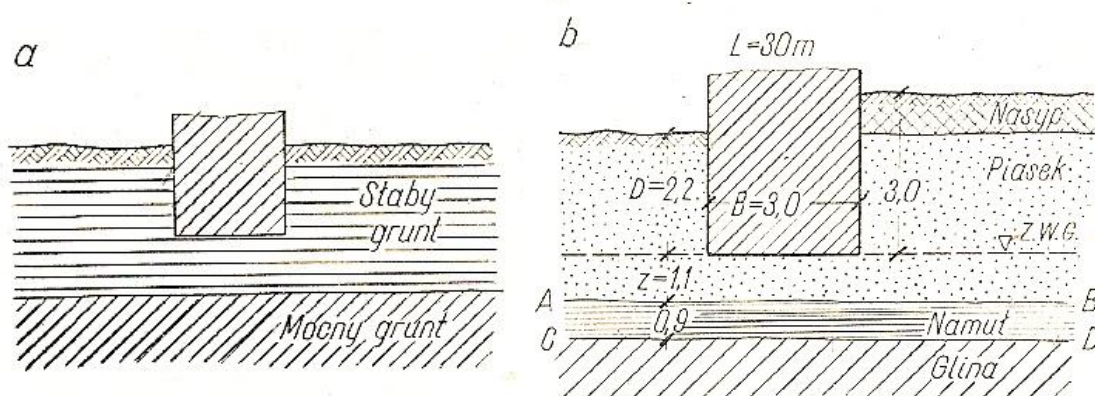
W przypadku fundamentowania na luźnych i nawodnionych piaskach należy zagęścić je, stosując wibroflotację lub za pomocą kolumn żwirowych. Jest to szczególnie ważne pod

fundamentami maszyn wywołujących drgania. Rozstaw kolumn lub wibroflotacji mieści się w granicach $1,5 \div 2,2$ m.

Nawodnione grunty spoiste lub organiczne konsoliduje się za pomocą pali piaskowych lub syntetycznych drenów pionowych. W przypadku bardziej przepuszczalnych gruntów mało spoistych lub spoistych, lecz przewarstwionych piaskiem (co $10 \div 50$ cm), najtańszym sposobem ich wzmocnienia jest prekonsolidacja za pomocą czasowego nadnasypu wywołującego w poziomie posadowienia naprężenia o około 30% większe od projektowanego, co przyspiesza konsolidację podłoża.

W praktyce bardzo często mamy do czynienia z układami gruntów uwarstwionych. Najczęściej są to przypadki występowania słabszej warstwy bezpośrednio pod fundamentem, a bardziej wytrzymałych gruntów w głębszych warstwach. Zdarza się również i odwrotnie.

W przypadku występowania słabszej warstwy bezpośrednio pod fundamentem (rys. 23 a) należy przy obliczaniu obciążeń granicznych przyjąć, że całe podłoże składa się ze słabego gruntu, co pozwala zapewnić korzystniejsze warunki bezpieczeństwa.



Rys. 23. Fundamenty na podłożu uwarstwowym.[31]

W przypadku występowania słabszego gruntu nie bezpośrednio pod fundamentem, lecz głębiej (rys.23 b), należy obciążenie graniczne w poziomie posadowienia wyznaczyć z uwzględnieniem rozkładu naprężeń w warstwie nośnego gruntu pod warstwą słabego gruntu:

$$q_{gr} = \left[\left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) c N_c + \gamma_D (D + z) N_q - \gamma_D \cdot z + \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \gamma_1 B N_\gamma \right] \frac{1}{\eta}$$

gdzie:

c - kohezja gruntu słabszej warstwy,

B i L - wymiary podstawy fundamentu,

γ_D - ciężar objętościowy gruntu obok fundamentu i powyżej słabszej warstwy,

D - głębokość posadowienia fundamentu poniżej powierzchni terenu,

z - odległość od spodu fundamentu do stropu słabszej warstwy,

γ_1 - ciężar objętościowy słabszego gruntu

Przykład obliczeniowy:

Dane: wymiary fundamentu i grubości warstw według rysunku 14 b.

Charakterystyka gruntów:

- ponad linią AB – piasek drobny, średnio zagęszczony $I_D = 0,4$,
- poniżej linii AB – namuł (głina pylasta) plastyczny $I_L = 0,45$,
- poniżej linii CD – glina piaszczysta twardoplastyczna $I_L = 0,05$,
- poziom wody gruntowej – w poziomie posadowienia.

Właściwości fizyko-mechaniczne gruntów budujących podłoże:

piasek – $\gamma_D = 19 \text{ kN/m}^3$, $\gamma'_D = 10 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$

namuł – $\gamma_1 = 8 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 6^\circ$, $c = 20 \text{ kPa}$

głina – $\gamma_2 = 11 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 25^\circ$, $c = 70 \text{ kPa}$

Należy wyznaczyć obciążenie graniczne w poziomie posadowienia fundamentu.

Najsłabszą warstwą w podłożu jest namuł (do obliczeń przyjmujemy wzór na q_{gr}):

- dla kąta $\phi = 6^\circ$ wyznaczono współczynniki nośności: $N_c = 7,5$, $N_q = 1,8$, $N_\gamma = 0,12$,
- ciężar objętościowy piasku ponad zw.w.gr.: $\gamma_D = 19 \text{ kN/m}^3$, i pod- $\gamma'_D = 10 \text{ kN/m}^3$,
- ciężar objętościowy namułu pod wodą $\gamma'_1 = 8 \text{ kN/m}^3$.
- głębokość posadowienia poniżej najniższego poziomu terenu $D = 2,2 \text{ m}$

$$\gamma_D \cdot D = 19 \times 2,2 = 41,8 \text{ kPa.}$$

- głębokość stropu namułu poniżej poziomu posadowienia fundamentu: $z = 1,1 \text{ m}$
stąd:

$$z : B = 1,1 : 3,0 = 0,37;$$

dla $L : B = 10$ i dla $z : B = 0,37$ przyjmujemy $\eta = 0,90$

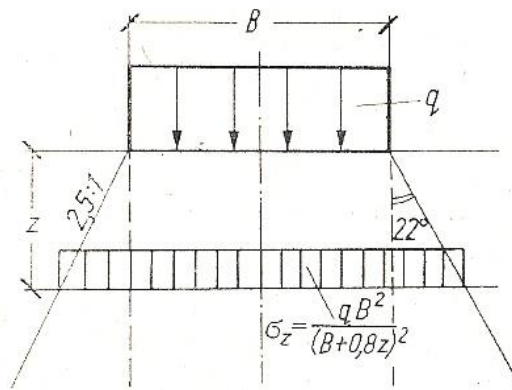
$$q_{gr} = [(1 + 0,3 \cdot 0,1) 20 \cdot 7,5 + 19(2,2 + 1,1)1,8 - 19 \cdot 2,2 + (1 - 0,2 \cdot 0,1) \cdot 8 \cdot 3,0 \cdot 0,12] \frac{1}{0,9} = 253 \text{ kPa}$$

$$q_{dop} \leq \frac{q_{gr}}{F}$$

gdzie: F - współczynnik pewności ($2 \div 3$), zazwyczaj przyjmuje się $F = 2$, ponieważ grunt w miarę wznoszenia budowli podlega stopniowej konsolidacji, co powoduje wzrost wytrzymałości podłoża.

$$q_{dop} \leq \frac{253}{2} = 126 \text{ kPa}$$

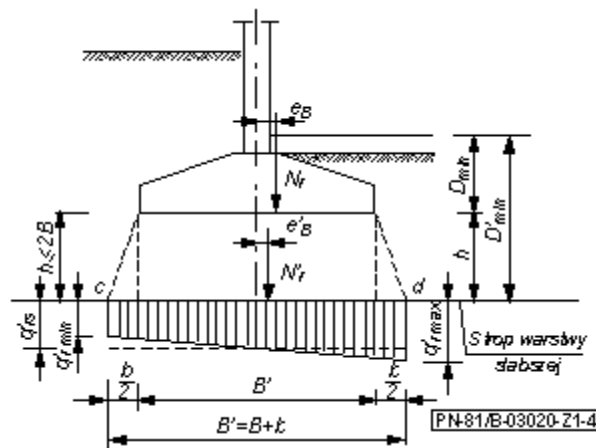
Dla mniej ważnych budowli na ściśliwych gruntach naprężenia pionowe pod fundamentami można obliczyć, przyjmując rozkład naprężeń pod kątem 22° od pionu czyli z nachyleniem $2,5 : 1$ (rys.24). Na piaskach i małościśliwych gruntach rozkład naprężeń można przyjmować pod kątem 30° .



Rys. 24. Przybliżony sposób wyznaczenia naprężeń pionowych. [31]

Podłoże warstwowe

Gdy w podłożu występuje słabsza warstwa geotechniczna na głębokości mniejszej niż $2B$ poniżej poziomu posadowienia fundamentu, wtedy warunek obliczeniowy przy sprawdzaniu I stanu granicznego $Q_r \leq m Q_f$ normy PN-81/B-0320 należy sprawdzić również w podstawie zastępczego fundamentu cd. wg rys. 25.



Rys.25. Konstrukcja fundamentu zastępczego.

We wzorach normowych (Z1-1) i (Z1-2) dotyczących obliczeniowej wartości pionowej składowej obciążenia i pionowej składowej obliczeniowego oporu granicznego podłoża gruntowego, należy uwzględnić:

- obciążenie

$$N'_r = N_r + B' \cdot L' \cdot h \cdot \rho'_k \cdot g$$

- wielkości geometryczne

$$\bar{B} = B' - 2e'_B; \quad \bar{L} = L' - 2e'_L$$

$$D'_{min} = D_{min} + h;$$

$$\operatorname{tg} \delta_B = \frac{T_{rB}}{N'_r}, \quad \operatorname{tg} \delta_L = \frac{T_{rL}}{N'_r}$$

- parametry geotechniczne

$\Phi_u^{(r)}$, $c_u^{(r)}$, $\rho_B^{(r)}$ – dla słabej warstwy,

ρ_D - średnia gęstość objętościowa gruntu ponad podstawą zastępczego fundamentu,

$\rho_h^{(r)}$ - średnia gęstość objętościowa gruntu między podstawami fundamentów rzeczywistego i zastępczego [kN/m³]

$$B' = B + b \quad L' = L + b$$

przy czym:

- dla gruntów spoistych

$$\text{przy } h \leq B \quad b = \frac{h}{4}$$

$$\text{przy } h > B \quad b = \frac{h}{3}$$

- dla gruntów niespoistych

$$\text{przy } h \leq B \quad b = \frac{h}{3}$$

$$\text{przy } h > B \quad b = \frac{2}{3} h$$

gdzie :

h - zagłębienie stropu słabszej warstwy, mierzone od poziomu posadowienia rzeczywistego fundamentu, m.

12. Wzmocnienie konsolidacyjne

O wyborze metody i technologii budowy nasypu na bagnie decyduje wiele czynników, a wśród nich właściwości fizyko – mechaniczne gruntów organicznych, miąższość i głębokość ich zalegania, rodzaj i przeznaczenie nasypu, możliwości wykonawcze, czas i koszt realizacji oraz wymogi eksploatacyjne.

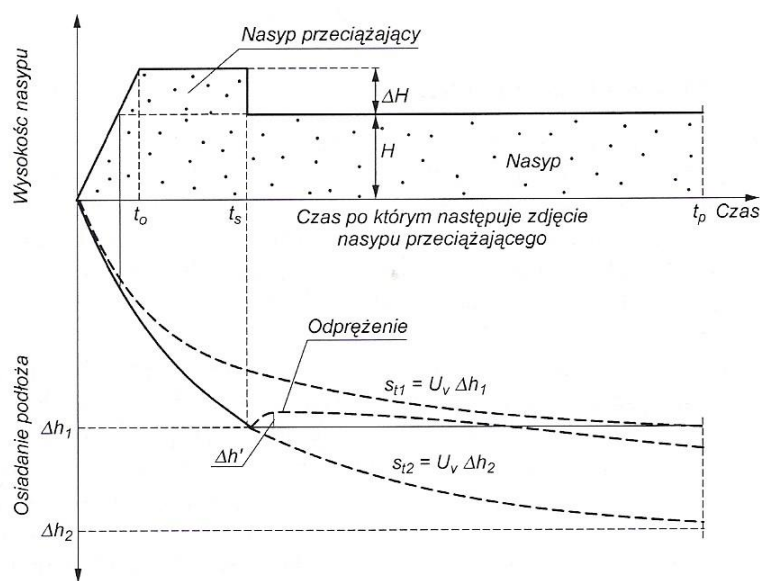
Aby bezpośrednie posadowienie nasypu na gruntach organicznych było możliwe, konieczne jest spełnienie dwóch warunków :

- zachowanie stateczności nasypu oraz
- wielkość osiadań i ich przebieg w czasie muszą być w granicach uznanych za dopuszczalne.

Bardzo często zdarza się, że zbadana wytrzymałość torfów zalegających w podłożu jest niewystarczająca dla zachowania stateczności projektowanego nasypu, przewidzianego do bezpośredniego posadowienia na torfach. Takie stwierdzenie najczęściej oparte jest na porównaniu całkowitych obciążeń od nasypu z wytrzymałością torfu w warunkach naturalnych to jest przed obciążeniem go nasypem. Bezpośrednie posadowienie nasypu na podłożu organicznym wymaga jednak stosowania specjalnych metod kształtowania nasypu przede wszystkim konieczne jest uwzględnienie specyficznych właściwości torfów, gytii i namulów.

Szczególną właściwością torfów jest ich zdolność do znacznego zwiększania wytrzymałości po konsolidacji. Obciążony torf, w wyniku procesu konsolidacji, doznaje zmniejszenia porowatości, a równocześnie zwiększenia gęstości i wzrostu wytrzymałości. Następuje więc wzmocnienie gęstościowe torfu nazwane też wzmocnieniem konsolidacyjnym. Zjawisko wzrostu wytrzymałości gruntów organicznych wywołane przez konsolidację podłoża pod obciążeniem nasypu, jest podstawą omawianej metody budowy nasypów posadowionych na podłożu bagiennym.

Praktyczne wykorzystanie zjawiska wzrostu wytrzymałości torfu po skonsolidowaniu możliwe jest przy budowie nasypów. Nasyp będzie wówczas budowany etapowo, z kontrolowaną prędkością przykładanego obciążenia, tak aby wzrastająca wytrzymałość torfu była zawsze większa od aktualnie działającego obciążenia nasypem.



Rys.26. Schemat przyspieszenia konsolidacji podłoża poprzez przeciążenie. [24]

Proces konsolidacji doprowadza do wzrostu parametrów wytrzymałościowych w każdym obciążonym gruncie. W gruntach mineralnych względny przyrost wytrzymałości nie jest duży i praktycznie rzadko bywa uwzględniany. W gruntach organicznych natomiast przyrost wytrzymałości w procesie konsolidacji pod obciążeniem jest na tyle znaczący, że wart jest uwzględnienia w zastosowaniu praktycznym.

W literaturze można znaleźć wiele prób klasyfikacji słabych gruntów :

- bagna I typu – o takiej spójności, że wycięte w nich pionowe ściany zachowują swój kształt,
- bagna II typu – zbudowane z miękkoplastycznych gruntów organicznych, w których pionowe ściany nie zachowują kształtu i wcinki zapływają bezpośrednio po wykonaniu,
- bagna III typu – wypełnione torfem o płynnej konsystencji lub wodą ; błota tego typu mogą być przykryte kożuchem torfiastym.

Bagna I typu uważane są za nośne i nadające się do bezpośredniego posadowienia nasypów.

Niektóre bagna II typu również można wykorzystać do bezpośredniego posadowienia nasypów, jednak koniecznym jest zachowanie specjalnych technologii budowy, a szczególnie, wykonanie specjalnych wzmocnień na powierzchni bagna,

Bagna III typu uniemożliwiają bezpośrednie posadowienie nasypów. Na takich bagnach nasyp pogrążany jest aż do oparcia się na mineralnym podłożu.

13. Wytrzymałość gruntów.

Dla gruntów słabonośnych nieskonsolidowanych Terzaghi proponuje zmniejszać wartość kąta ϕ_u i spójności c_u o 1/3. Wówczas wzór przybiera postać :

$$q_f = \frac{2}{3} c_u N_c' + \gamma_D D_{\min} N_q' + 0,5 \gamma_B B N_\gamma'$$

gdzie : N_c' , N_q' , N_γ' – współczynniki nośności odczytywane z odpowiednich wykresów,

W przypadku gdy kąt tarcia wewnętrznego jest mały ($\phi_u \approx 0$), można posługiwać się wzorem uproszczonym :

$$q_f = 5,7 c_u + \gamma_D D$$

gdzie : q_f - naprężenie graniczne, kPa,

c_u – spójność gruntu słabego, kPa,

γ_D – ciężar objętościowy gruntu znajdującego się między powierzchnią terenu a stropem słabej warstwy, kN/m³,

D - zagłębienie stropu słabej warstwy w stosunku do powierzchni terenu, m.

14. Wytrzymałość gruntów organicznych – ściśliwych i podmokłych.

Każda zmiana naprężenia w ośrodku gruntowym wywołuje zmianę jego porowatości. W przypadku mało ściśliwych zagęszczonych piasków można nie brać pod uwagę zmian porowatości wskutek zmiany nacisków, gdyż odkształcenia są małe. Jednak w bardzo ściśliwych gruntach, np. miękkich iłach, namulach, torfach itp. zmiany naprężeń wywołują duże odkształcenia podłoża.

W gruntach ściśliwych i podmokłych pory zazwyczaj są całkowicie wypełnione wodą i każda zmiana naprężeń wywołuje zmianę zawartości wody.

Proces równoczesnego zmniejszania się zawartości wody i objętości porów w gruncie po zaistnieniu przyrostu naprężeń nazywa się konsolidacją gruntów. Odwrotny proces – przyrostu zawartości wody przy jednoczesnym przyroście objętości porów – nazywa się pęcznieniem.

Grunty ściśliwe mają bardzo małą wodoprzepuszczalność, w związku z czym procesy konsolidacji, pęcznienia lub odprężenia przebiegają w nich bardzo powoli. Powolnemu odkształceniu się tych gruntów towarzyszy po ich obciążeniu zmiana naprężeń efektywnych w szkielecie gruntu i ciśnień w wodzie w porach gruntu. Bezpośrednio po zwiększeniu obciążenia gruntu cały przyrost nacisku przejmuje woda w porach gruntu jako nadciśnienie, a przyrost naprężeń efektywnych jest znikomy. W miarę upływu czasu nadciśnienie w wodzie maleje wskutek odpływu wody poza strefę obciążoną; równolegle następuje przyrost naprężeń efektywnych w szkielecie gruntu. Po zakończeniu procesu konsolidacji ciśnienie w wodzie równe jest ciśnieniu hydrostatycznemu, jakie istniało przed zwiększeniem obciążenia gruntu, a naprężenia efektywne zwiększają się w stosunku do poprzedniego stanu o cały przyrost nacisku na grunt.

Zastosowany nacisk $\Delta\sigma$ na powierzchnię rozkłada się na przyrost ciśnienia w wodzie Δu i przyrost ciśnienia w szkielecie gruntowym $\Delta\sigma'$ jako naprężenia efektywnego:

$$\Delta\sigma = \Delta u + \Delta\sigma'$$

Zastosowany nacisk $\Delta\sigma$ jest stały, natomiast wartości przyrostu ciśnienia porowego i w szkielecie gruntowym zmieniają się w miarę upływu czasu t w procesie konsolidacji:

- bezpośrednio po przyłożeniu nacisku: $\Delta\sigma' = 0$, a $\Delta u = \Delta\sigma$,
- po zakończeniu konsolidacji: $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$, a $\Delta u = 0$.

Wzmocnienie podłoża poprzez konsolidację związane jest ze wzrostem naprężeń efektywnych (tj. naprężeń przenoszonych przez szkielet gruntowy). Z tego względu wytrzymałość gruntów organicznych często opisuje się równaniem Coulomba – Hvorsleva :

$$\tau_t = (\sigma_n - u_{(t)}) \operatorname{tg}\varnothing' + c' \quad (1)$$

gdzie: σ_n – normalne naprężenie całkowite,

$u_{(t)}$ – ciśnienie porowe (przenoszone przez wodę),

$\varnothing'$ - efektywny kąt tarcia wewnętrznego,

c' – efektywna spójność.

Opis wytrzymałości z użyciem naprężeń efektywnych ($\sigma_n - u_{(t)}$) dla słabych podłoży, zwłaszcza dla gruntów organicznych jest znacznie utrudniony. Występują bowiem trudności przy prognozowaniu rozkładu ciśnień wody w porach gruntu i wartości efektywnych parametrów wytrzymałościowych oraz kontrolowaniu ciśnienia wody w podłożu podczas budowy nasypu. Z tego względu opis wytrzymałości gruntów organicznych przeprowadza się z użyciem naprężeń całkowitych.

Przy szybkim obciążeniu gruntu, gdy $\sigma_n = u_{(t)}$, z równania (1) widać, że :

$$\tau_f = c_u$$

gdzie: c_u – spójność

Przy takim założeniu wartość τ_{fmax} wyznaczona sondą krzyżakową w badaniach terenowych odpowiada spójności c_u określonej w aparacie trójosiowym.

Wartość wytrzymałości na ścinanie torfów, wyznaczona w terenie sondą krzyżakową zależy między innymi od niejednorodności strukturalnej torfów, wobec czego zaleca się przyjmowanie obliczeniowej wartości $\tau_f^{(r)}$

$$\tau_f^{(r)} = \mu \tau_{fmax}$$

gdzie : $\mu = 0,45$ dla torfów słabo rozłożonych
 $\mu = 0,55$ dla torfów średnio rozłożonych
 τ_{tmax} - wytrzymałość uzyskana z badań sondą krzyżkową.

Nośność graniczna słabego podłoża, tym samym stateczność nasypu wg Wiłuna można obliczyć ze wzoru :

$$q_f = 5,7 c_u + \gamma_h \cdot h_t$$

lub wg Janbu :

$$q_f = 5,55 c_u$$

gdzie : $c_u = \tau_t$ – wytrzymałość przy szybkim ścinaniu (bez odpływu) słabego podłoża,
 γ_h – ciężar objętościowy gruntu między rzędną terenu a stropem słabej warstwy, kN/m^3
 h_t - zagłębienie stropu słabej warstwy od powierzchni terenu.

Wiłun zaleca przyjmować „globalny” współczynnik bezpieczeństwa $F = 1,2 - 1,5$.

Naprężenia graniczne porównuje się z naprężeniem σ_z działającym w stropie słabej warstwy, wyznaczając współczynnik pewności F :

$$F = \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_z}$$

Przy projektowaniu nasypu w końcowej fazie jego budowy w wartości σ_z oprócz ciężaru własnego nasypu należy również uwzględnić obciążenie użytkowe.

Według Eurokodu 7 dla obciążenia pionowego i nasypu ($B/L \approx 0$) opór graniczny słabego podłoża ($\sigma_u \approx 0$) wynosi:

$$q_f = 5,14 c_u + D\gamma_D$$

gdzie : D - zagłębienie nasypu poniżej poziomu terenu , m,

γ_D – ciężar objętościowy gruntu w strefie D , kN/m^3 .

Opór graniczny pod nasypem dla gruntu normalnie skonsolidowanego wg Eurokodu 7

$$q_f = \gamma_D D N_q + 0,5 B \gamma_B N_\gamma$$

gdzie : N_q, N_γ - współczynnik nośności

B – szerokość podstawy nasypu, m,

γ_B - ciężar objętościowy słabego gruntu, kN/m^3 .

Opór graniczny gruntu prekonsolidowanego ($c' \neq 0, \phi' \neq 0$) według Eurokodu 7 wynosi

$$q_f = c' N_c + \gamma_D D N_q + 0,5 B \gamma_B N_\gamma$$

W przypadku gdy $\phi > 10^\circ$ należy stosować wzór :

$$q_f = c N_c + \gamma_h h_t N_q + \gamma b' N_\gamma$$

γ_h – ciężar objętościowy gruntu między pow. terenu, a stropem słabej warstwy,

h_t – zagłębienie stropu słabej warstwy od pow. terenu,

γ – ciężar objętościowy gruntu słabej warstwy (z uwzględnieniem wyporu wody)

b' – rzut poziomy skarpy nasypu

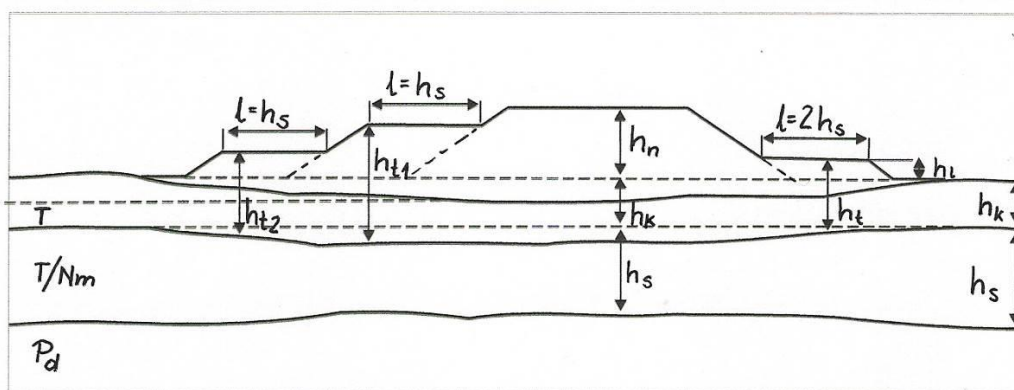
Wielu specjalistów wyodrębnia z grupy gruntów słabych (silnie odkształcalnych), grunty organiczne, w których zjawiska wynikające z ich obciążenia przebiegają w sposób bardziej skomplikowany niż w gruntach mineralnych.

Pod wpływem obciążeń podłoże organiczne ulega znacznie większym odkształceniom niż podłoże mineralne. Znacznie większe są również zmiany właściwości fizyko – mechanicznych gruntu obciążonego. Badania wykazują kilkakrotny wzrost wytrzymałości gruntów organicznych w procesie konsolidacji. Grunty organiczne wykazują jednak duży spadek wytrzymałości po osiągnięciu stanu granicznego w wyniku propagacji strefy uplastycznienia. Dlatego bardzo ważne jest w ocenie nośności granicznej uwzględnienie takich zjawisk jak wzmocnienia konsolidacyjnego i osłabienia po ścięciu.

W przypadku współczynnika $F < 1$ powinno nastąpić wypieranie słabego gruntu spod nasypu. Gdy dno błota jest w poziomie, wypierane będzie obustronne; gdy dno błota nie jest poziome, następuje wypieranie jednostronne w kierunku większej głębokości.

Grunt wypierany spod nasypu powoduje podnoszenie się terenu obok nasypu, co prowadzi do zwiększenia się h_t , a więc oczywiście i do pewnego, chociaż nieznacznego zwiększenia się σ_{gr} ; zaleca się tu uwzględnić, że grunt wyparty ponad zwierciadło wody zwiększa ciężar objętościowy o około 10 kN/m^3 .

Wiłun [31] proponuje w przypadku stwierdzenia, że współczynnik stateczności jest za mały zaprojektować boczne ławy dociskowe u dołu nasypu o szerokości równej miąższości słabej warstwy.



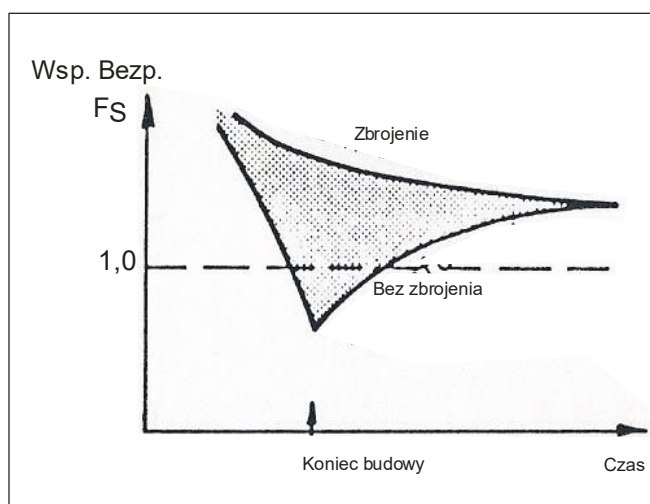
Rys.27. Boczne ławy dociskowe (kontrbankiety) wg Wiłuna.

Na rynku znajdują się inżynierskie programy obliczeniowe, w których projektanci mają wolny wybór w zadawaniu wartości liczbowych wytrzymałości na rozciąganie i wielkości zakotwienia wkładek zbrojących lub wielkości te wyznaczone są w drodze obliczeń numerycznych z

jednoczesnym określeniem warunków I i II stanu granicznego. Programy ReSlope, MSEW, ReSSA, Slope W, SIGMA W, Slide v. 5.0 oraz Plaxis v. 7.0 dodatkowo wyznaczają wytrzymałość długotrwałą geosyntetyków na podstawie założonych współczynników redukcyjnych.

W przypadku nasypów zbrojonych posadowionych na słabych gruntach, zastosowane zbrojenie służy zwiększeniu nośności podłoża gruntowego. Stateczność całej konstrukcji jest najbardziej istotna w końcowym etapie budowy lub tuż po jej zakończeniu, gdy gwałtownie wzrasta obciążenie użytkowe w stosunku do czasu konsolidacji.

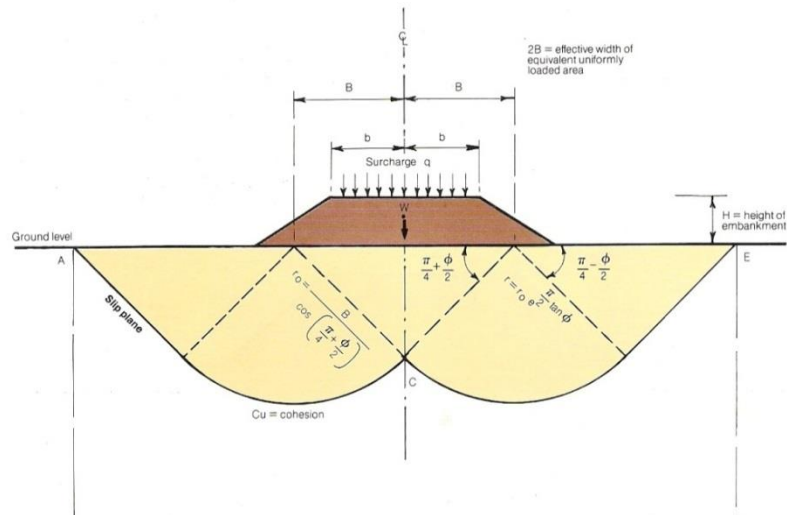
Podłoże słabonośne konsoliduje się i zwiększa swoją wytrzymałość na ścinanie oraz nośność dopiero po pewnym określonym czasie. Aby zwiększyć nośność dodajemy zbrojenie w podstawie nasypu. Gdyby pominąć siły stabilizujące na styku nasyp – grunt podłoża poprzez mobilizowanie sił rozciągających w zbrojeniu, współczynnik bezpieczeństwa związany z wytrzymałością gruntu na ścinanie spadłby w końcowym okresie budowy poniżej jedności, by następnie wzrosnąć i przekroczyć jedność w miarę postępującego procesu konsolidacji podłoża.



Rys. 28. Rola zbrojenia w trakcie budowy i eksploatacji nasypów na słabych gruntach.

Innymi słowy, zbrojenie jest potrzebne po to, by utrzymać współczynnik bezpieczeństwa wzmocnionego nasypu powyżej jedności w całym okresie budowy i użytkowania.

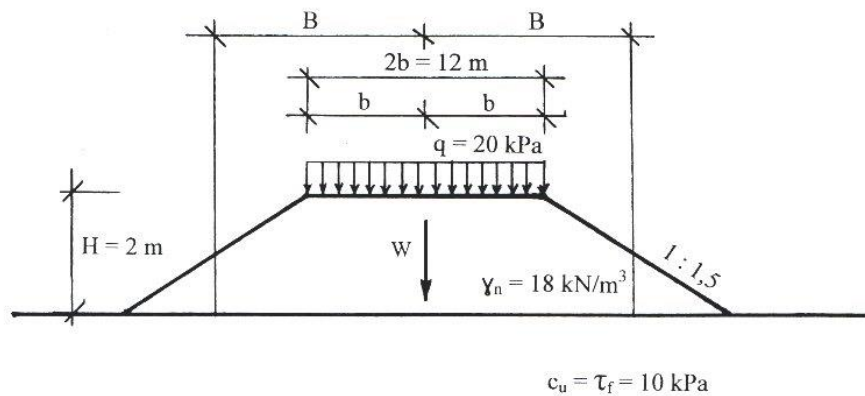
Korzystając z rozwiązań Prandtla można zaproponować następujący schemat sił działających na podłoże i w podłożu w warunkach granicznego stanu naprężenia :



Rys. 29. Wyznaczanie strefy wpływu naprężeń granicznych w podłożu od nasypu.

Tym samym strefa naprężeń w podłożu wynosi ok. $6B$.

Dla określenia efektywnej szerokości obszaru obciążanego założmy następujący przypadek:



I. Sprawdzenie warunku stateczności :

$$\phi \approx 0 \rightarrow q_f = (2 + \pi) c_u = 5,14 c_u$$

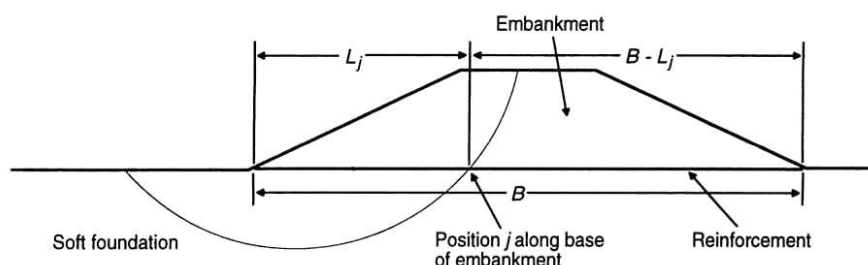
$$F_s = \frac{10,28 \cdot c_u \cdot B}{W + 2qb} = \frac{10,28 \cdot 10 \cdot 7,5}{18(15 \cdot 2) + 2 \cdot 20 \cdot 6} = 0,98 < 1,3$$

II. Określenie efektywnej szerokości obszaru obciążonego :

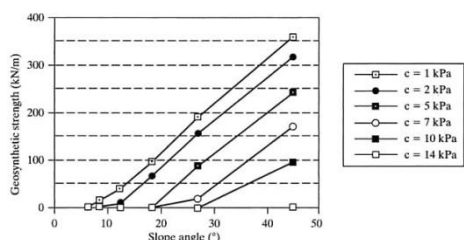
$$2B = F_s \frac{W + 2qb}{5,14 \cdot c_u} = 1,3 \frac{18(15 \cdot 2) + (12 \cdot 20)}{15,14 \cdot 10} = 19,72 \text{ m} \rightarrow \text{przyjęto } 20,0 \text{ m}$$

Są to jednak dość żmudne metody określania stref naprężeń w podłożu. Wykorzystując programy komputerowe oraz bazując na wiarygodnych wynikach z badań właściwości fizyko – mechanicznych gruntów podłoża można optymalizować krok po kroku każdy przypadek obciążenia.

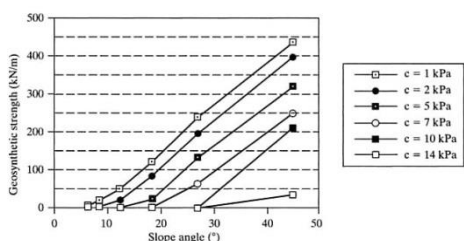
Przykład liczbowy [17]:



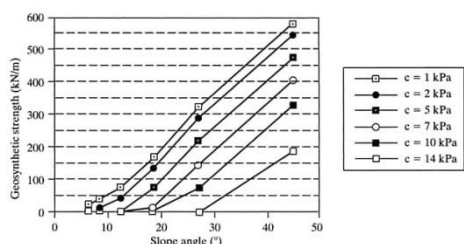
Nasyp o wys. 4m posadowiony na słabym podłożu o wytrzymałości na ścinanie 2 kPa. Skarpy o pochyleniu 1:3. Należy dobrać wzmocnienie podstawy nasypu.
- wymagana wytrzymałość geosyntetyku :



(a) Required geosynthetic strength based on FS = 1.3. Chart reflects soil surcharge height of 4 m.



(b) Required geosynthetic strength based on FS = 1.3. Chart reflects soil surcharge height of 4 m plus 13 kPa dozer on embankment.



(c) Required geosynthetic strength based on FS = 1.3. Chart reflects soil surcharge height of 4 m plus 42 kPa wick drain installation equipment on embankment.

$$F = 66 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{F_K}{F}$$

$$1,3 = \frac{F_K}{66} \Rightarrow F_K = 86 \text{ kN/m}$$

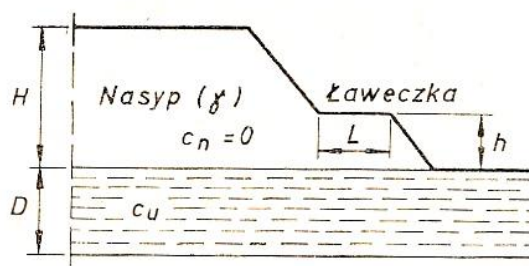
$$F_K = F_0 \cdot \left(\frac{1}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \right)$$

$$86 = F_0 \cdot \left(\frac{1}{1,2 \cdot 2,0 \cdot 1,2} \right)$$

$$F_0 = 86 \cdot (2.88) = 250 \text{ kN/m}$$

Dla konstrukcji nasypów z kontrbankietami (bocznymi ławami dociskowymi) istnieją nomogramy opracowane przez M. Moreau i G. Pilota służące do określania ich współczynników stateczności.

Schemat nasypu posadowionego na gruncie ściśliwym w większości przypadków podmokłym przedstawiono na rys. 30.



Rys. 30. Nasyp z kontrbankietem na gruntach ściśliwych i podmokłych.[9]

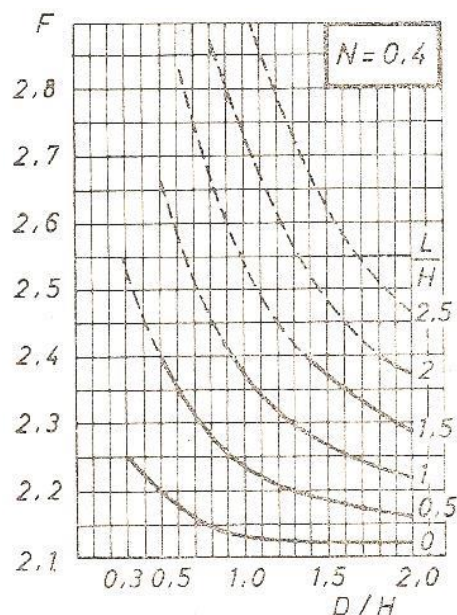
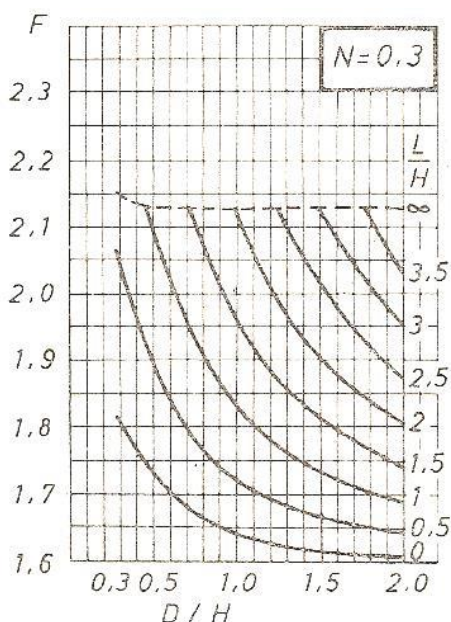
Środek obrotu linii poślizgu położony jest na pionowej osi nasypu. Współczynnik stateczności F_s jest więc funkcją następujących parametrów:

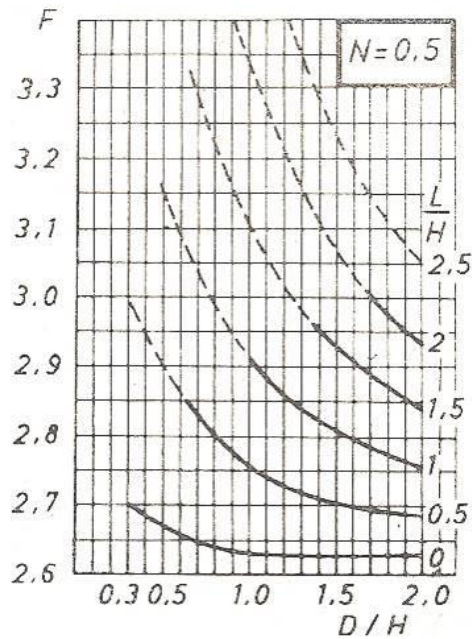
$$N = \frac{c_u}{\gamma H}, \quad \frac{D}{H}, \quad \frac{L}{H}, \quad \text{tg}\beta$$

Na poniższych rysunkach [9] przedstawiono wybrane nomogramy dla nasypu z kontrbankietami wg Pilota.

Dobór szerokości i wysokości kontrbankietu należy tak prowadzić, aby współczynnik stateczności był akceptowalny i odpowiedni do wartości określonych odrębnymi przepisami.

Nomogramy te opracowano wykorzystując metodę Bishopa dla $\phi_{\text{nasytu}} = 30^\circ$, $h/H = 0,2 \div 0,5$, $\text{tg}\beta = 0,5$





Rys. 31. Wybrane nomogramy do określania współczynników stateczności F_s dla $h/H = 0,3$, $\phi = 30^\circ$, $\tan \beta = 0,5$ według Pilota i Moreau. [9]

15. Osiadania nasypów na błotach.

Osiadania nasypów na błotach oblicza się uwzględniając tylko te warstwy, które nie będą wyparte i pozostaną pod spodem nasypu.

$$S = s_n + \sum \frac{\sigma_z \cdot h_i}{M_{oi}}$$

Czas osiadań konsolidacyjnych zależy od drogi filtracji. Przy zastosowaniu drenażu pionowego czas ten znacząco maleje.

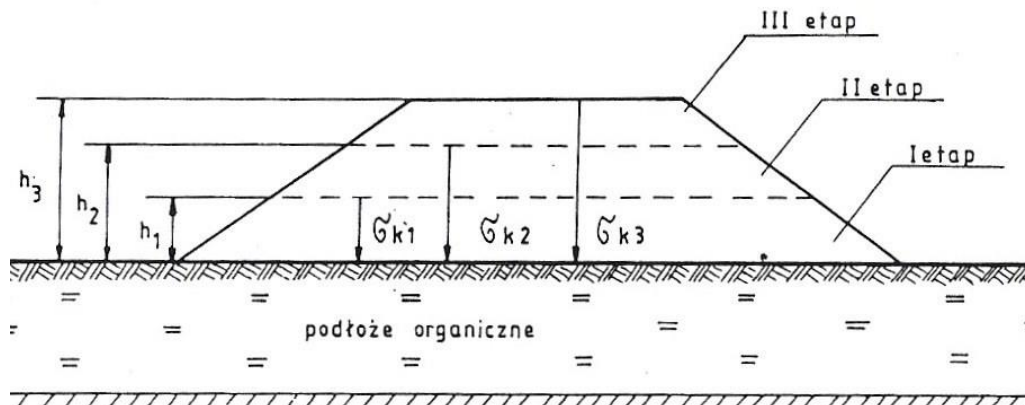
Osiadanie wtórne związane z deformacją samego szkieletu organicznego przyjmuje się wg różnych źródeł do 10 % osiadań pierwotnych (filtracyjnych).

W każdym przypadku wskazane jest zaprojektowanie czasowego przeciążenia podłoża nadkładem wraz z drenażem pionowym (syntetycznym lub mineralnym) wynikającym z obliczeń, co pozwala niemal zupełnie wyeliminować osiadanie w czasie eksploatacji.

***UWAGA :** Dokładność analiz nie jest duża i nie warto stosować zbyt skomplikowanych metod. Największe znaczenie ma określenie wiarygodnych modułów odkształcenia słabych warstw, kątów tarcia wewnętrznego, kohezji, a także współczynników filtracji i szybkości konsolidacji. W takich przypadkach nieoceniona jest metoda obserwacyjna oraz doświadczenie specjalistycznych wykonawców.*

16. Przykład obliczeniowy wzmocnienia konsolidacyjnego podłoża bagiennego (bez zbrojenia w podstawie). [26].

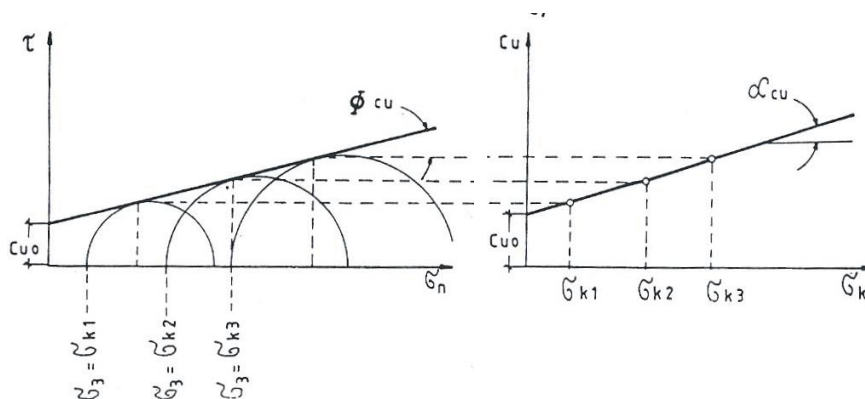
Dane : W podłożu zalega średniorozłożony torf w warstwie o grubości 5,0 m. Woda gruntowa występuje na powierzchni terenu.



Rys.32. Schemat etapów wznoszenia nasypu. [26]

Dla torfu wyznaczono :

- wytrzymałość (oznaczona sondą krzyżkową) $\tau_{\max} = 18 \text{ kPa}$,
- edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej (w zakresie $0 \div 50 \text{ kPa}$) $M_0 = 250 \text{ kPa}$,
- metodą LCPC oznaczono (w badaniach w aparacie trójosiowym) kąt wzrostu konsolidacyjnego $\text{tg} \alpha_{cu} = 0,38$ oraz $c_{uo} = 18 \text{ kPa}$
- torf $\alpha_{cu} = 27^\circ$
- gytia $\alpha_{cu} = 21^\circ$



Rys.33. Sposób wyznaczania kąta wzrostu konsolidacyjnego [26]

Dla powyższych danych należy zaprojektować nasyp drogowy posadowiony bezpośrednio na powierzchni torfu, tak aby po zakończeniu konsolidacji korona nasypu znajdowała się 2,7 m ponad obecną powierzchnię terenu.

Nasyp będzie wykonywany z gruntu niespoistego dla którego ciężar objętościowy $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$, dla gruntu nasypowego pod wodą $\gamma' = 10,5 \text{ kN/m}^3$.

W wykonanych obliczeniach uwzględniony zostanie efekt wzmocnienia konsolidacyjnego torfu po obciążeniu nasypem.

Rozwiązanie :

Obliczeniowa wartość wytrzymałości torfu według wzoru :

$$\tau_f^{(r)} = \mu \cdot \tau_{f\max}$$

dla torfu średniorozłożonego $\mu = 0,55$

$$\tau_f^{(r)} = 0,55 \cdot 18 = 9,9 \text{ kPa}$$

Wzór określający wartość naprężeń granicznych dla powierzchni torfu ($h_t = 0$) przybierze postać :

$$\sigma_{gr} = 5,7 \cdot c_u$$

tutaj $c_u = \tau_f^{(r)} = 9,9 \text{ kPa}$

więc : $\sigma_{gr} = 5,7 \cdot 9,9 = 56,4 \text{ kN/m}^2$

Przyjmując współczynnik bezpieczeństwa $F = 1,3$ mamy bezpieczną wartość naprężenia pionowego w stropie (dla stanu naturalnego) :

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{gr}}{F} = \frac{56,4}{1,3} = 43,4 \text{ kN/m}^2$$

Oznacza to, że wykonując nasyp o $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$, możliwym byłoby wykonanie bezpiecznego nasypu o wysokości :

$$h_n = \frac{43,4}{18,5} = 2,35 \text{ m}$$

Przyjęto, że w ramach I etapu zostanie wykonany nasyp o wysokości $h' = 2,0 \text{ m}$.

Etap I

Obciążenie powierzchni torfu od nasypu o wysokości 2,0 m wyniesie :

$$\sigma'_k = 2,0 \cdot 18,5 = 37 \text{ kN/m}^2$$

Osiadania wywołane tym obciążeniem wyniosą

$$S = \frac{\sigma_z \cdot h}{M_0}$$

przyjęto, że nie wystąpi istotne zanikanie naprężeń i $\sigma_z = \sigma_k'$, wówczas :

$$S_I = \frac{37 \cdot 5,0}{250} = 0,74 \text{ m}$$

Uwzględniając, że osiadająca część nasypu będzie pod wodą, na zakończenie I etapu na powierzchni torfu działać będą obciążenia :

$$\sigma_k' = 0,74 \cdot 10,5 + (2,0 - 0,74) \cdot 18,5 = 31 \text{ kN/m}^2$$

Po zakończeniu osiadań od obciążenia nasypem wykonanym w I etapie, po około 3 miesiącach, wytrzymałość torfu wzrośnie do wartości :

$$c_{uk} = c_{u0} + \sigma_k \cdot \operatorname{tg} \alpha c_u$$

$$c_{uk}' = 18 + 31 \cdot 0,38 = 29,78 \text{ kPa}$$

Wytrzymałość obliczeniowa torfu po zakończeniu konsolidacji nasypem wykonanym w I etapie wyniesie :

$$\tau_f^{(r)} = 0,55 \cdot 29,78 = 16,4 \text{ kN/m}^2$$

Wartość naprężeń granicznych

$$\sigma_{gr} = 5,7 \cdot 16,4 = 93,48 \text{ kN/m}^2$$

bezpieczna wartość naprężenia pionowego :

$$\sigma_z = \frac{93,48}{1,3} = 71,9 \text{ kN/m}^2$$

W tym przypadku możliwe będzie podwyższenie nasypu, bezpieczna wysokość nasypu nad poziomem wody wyniesie :

$$h = \frac{71,9 - 0,74 \cdot 10,5}{18,5} = 3,47$$

co przy dotychczasowym nasypie nad wodą $h = 2,0 - 0,74 = 1,26 \text{ m}$ oznacza, że możliwym jest podwyższenie nasypu o $3,47 - 1,26 = 2,21 \text{ m}$

Etap II

Przyjęto wykonanie podwyższenia nasypu o dalsze 2,0 m. Obciążenie powierzchni torfu wyniesie :

$$\sigma_k'' = 0,74 \cdot 10,5 + (4,0 - 0,74) \cdot 18,5 = 68,08 \text{ kN/m}^2$$

Osiadanie wywołane obciążeniem $\Delta \sigma_z = 2,0 \cdot 18,5 = 37 \text{ kN/m}^3$ od nasypu z II etapu wyniosą :

$$S_{II} = \frac{37 \cdot (5,0 - 0,74)}{250} = 0,45 \text{ m}$$

Całkowite osiadania : $S_I + S_{II} = 0,74 + 0,45 = 1,19 \text{ m}$

Uwzględniając, że osiadająca część nasypu będzie zanurzona w wodzie, na zakończenie II etapu na powierzchnię torfu działać będą obciążenia :

$$\sigma_k^{II} = 1,19 \cdot 10,5 + (4,0 - 1,19) \cdot 18,5 = 64,5 \text{ kN/m}^2$$

Po zakończeniu osiadań od obciążenia nasypem wykonanym w II etapie, po około 3 miesiącach wytrzymałość torfu wzrośnie do :

$$c_{uk}^{II} = 18 + 64,5 \cdot 0,38 = 42,5 \text{ kN/m}^2$$

Nasyp będzie wówczas miał całkowitą grubość 4,0 m z czego 1,19 m zagłębione będzie poniżej pierwotnej powierzchni terenu a ponad pierwotnym poziomem terenu znajdować się będzie $4,0 - 1,19 = 2,81 \text{ m}$ nasypu, co odpowiada przyjętemu na początku założeniu.

Wytrzymałość torfu znacznie wzrosła, naprężenia graniczne wyniosą teraz :

$$\sigma_{gr} = 5,7 \cdot (42,5 \cdot 0,55) = 133,2 \text{ kN/m}^2$$

(przy początkowym $\sigma_{gr} = 56,4 \text{ kN/m}^2$).

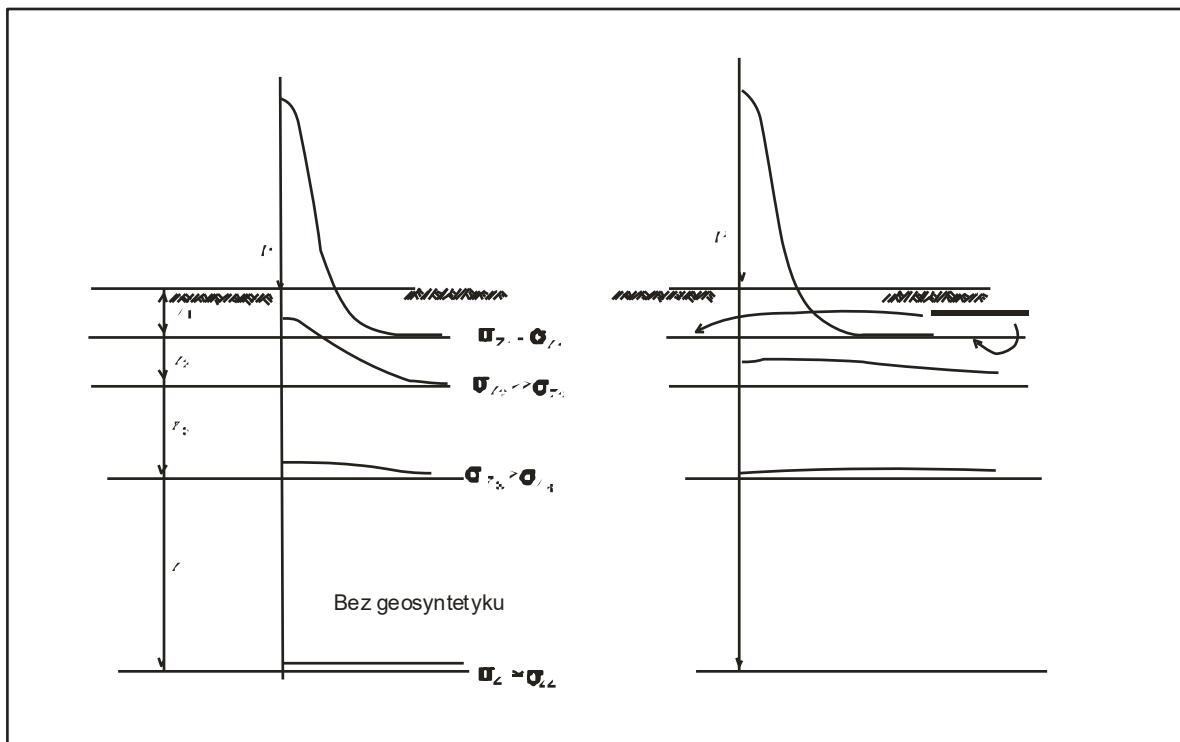
Wzmocnienie torfu powstałe po zakończeniu konsolidacji pod obciążeniem nasypu wykonanego w II etapie, umożliwia wykonanie III etapu budowy nasypu.

Potrzeba dalszej budowy nasypu istnieje tu z dwu powodów:

- koniecznym jest uwzględnienie obciążenia użytkowego występującego na projektowanym nasypie,
- wskazanym jest wykonanie okresowego przeciążenia nasypem dla uzyskania efektu ostatecznego ustabilizowania odkształceń organicznego podłoża pod nasypem.

17. Zasady wymiarowania nasypów ze zbrojeniem w podstawie.

Dla tego typu konstrukcji i rodzajów zbrojenia, w ramach pierwszego stanu granicznego, sprawdza się stateczność zewnętrzną i wewnętrzną konstrukcji dla stanu budowlanego i dla stanu końcowego (tzn. stanu po zakończeniu konsolidacji).

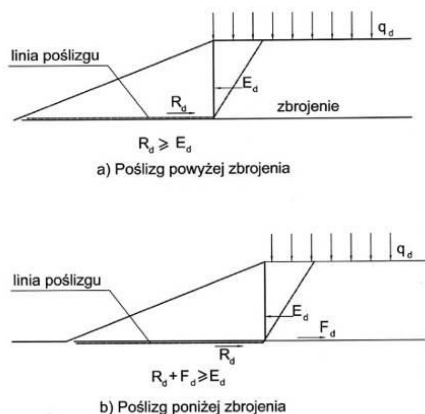


Rys.34. Rozkład naprężeń pionowych wg teorii Boussinesq'a. [16]

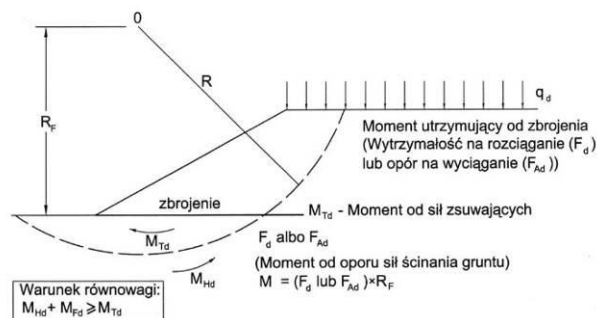
Dla stanu budowlanego wytrzymałość podłoża definiowana jest poprzez wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wody, c_u .

Dla stanu końcowego (eksploatacji) w obliczeniach stateczności stosuje się parametry efektywne gruntu: c' , ϕ' . Celem obliczeń statycznych jest wyznaczenie wymaganej obliczeniowej wytrzymałości zbrojenia (F_K), lub też sprawdzenie stateczności budowli dla założonego schematu zbrojenia. Dla nasypów lub wałów, ze zbrojeniem w podstawie, sprawdza się następujące mechanizmy zniszczenia:

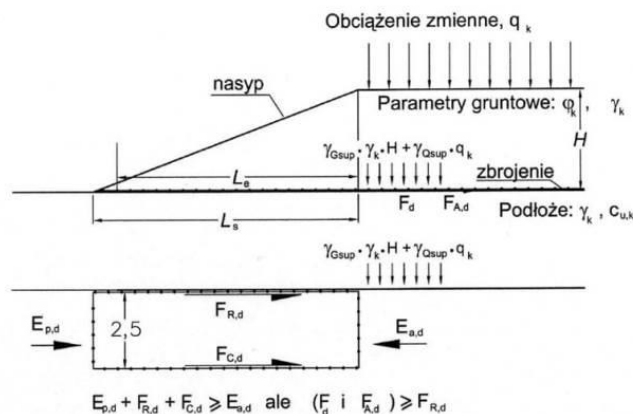
- a) płaski poślizg ponad zbrojeniem, bez przecięcia zbrojenia (rys. 35);
- b) płaski poślizg poniżej zbrojenia, z przecięciem zbrojenia (rys.35);
- c) poślizg po walcowej powierzchni poślizgu (rys. 36);
- d) boczne wyparcie gruntu (rys.37).



Rys. 35. [1]



Rys. 36. [1]



Rys.37. Schemat boczny wyparcia słabego gruntu spod podstawy nasypu [1]

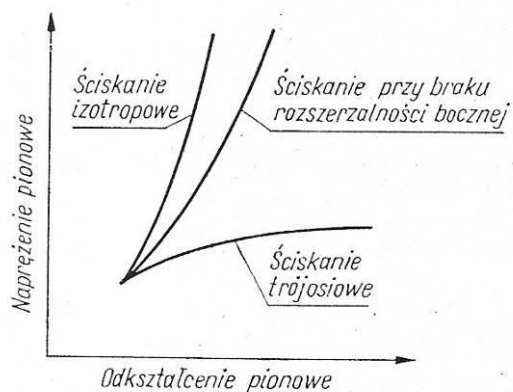
Dla mechanizmów zniszczenia, polegających na przecięciu zbrojenia, należy każdorazowo uwzględniać: albo wytrzymałość obliczeniową zbrojenia, F_K , albo też obliczeniową wartość siły zakotwienia, F_A .

W myśl normy BS 8006 należy przy tym ograniczyć wydłużenie jednostkowe zbrojenia dla przewidywanego czasu obciążenia lub użytkowania „t” i dla siły rozciągającej „ F_K ” do wielkości nie większych niż 5 %. Tutaj należy posłużyć się izochronami, dostarczonymi przez producenta, sprawdzając czy działające obciążenie dla danego czasu użytkowania „t” nie wywoła wydłużenia większego niż 5 %.

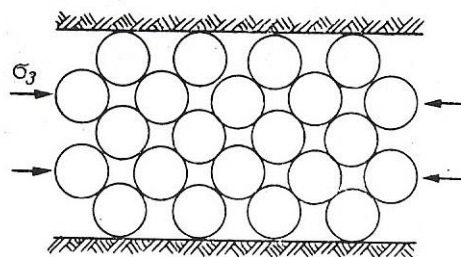
Obliczenia statyczne dla II stanu granicznego wykonuje się tak samo jak dla nasypu bez zbrojenia, ponieważ zakłada się, że obecność zbrojenia w gruncie nie wpływa w sposób zasadniczy na osiadanie samej budowli, jako takiej. Jest to założenie czynione po stronie bezpiecznej, ponieważ w praktyce występuje co najmniej „wygładzenie niecki osiadania”.

Obliczenia w tym zakresie można wykonać na bazie polskiej normy PN-81/B-03020 .

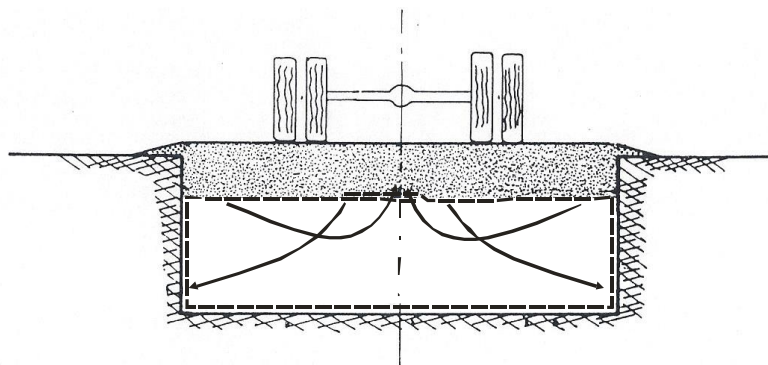
Inaczej sprawa przedstawia się dla schematu z kontrbankietami (bocznymi ławami dociskowymi) i geotkaninami w formie zamkniętych „poduszek”. Ograniczając możliwości wyparcia gruntu na boki, osiąga się znaczące zmniejszenie osiadań.



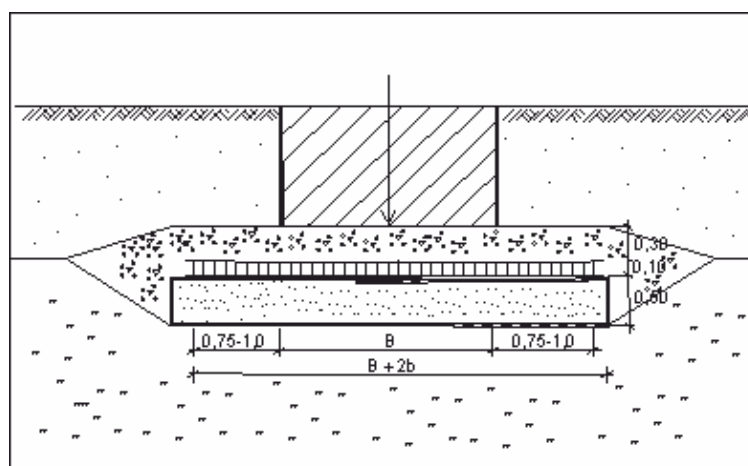
Rys.38. Porównanie krzywych naprężenie - rodzajach ściskania



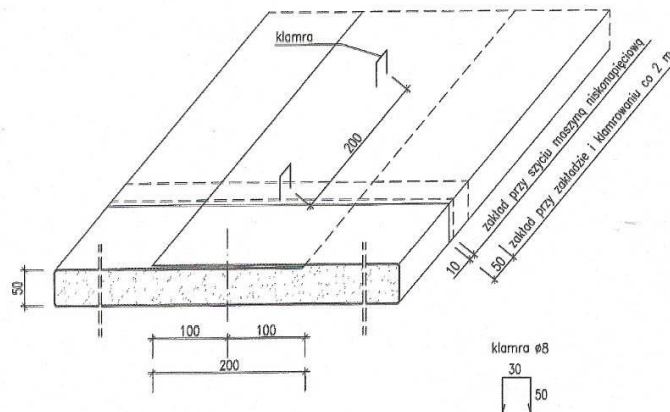
Rys. 39. Zablockowana możliwość odkształcenia przy trzech odkształcenia ośrodka ziarnistego



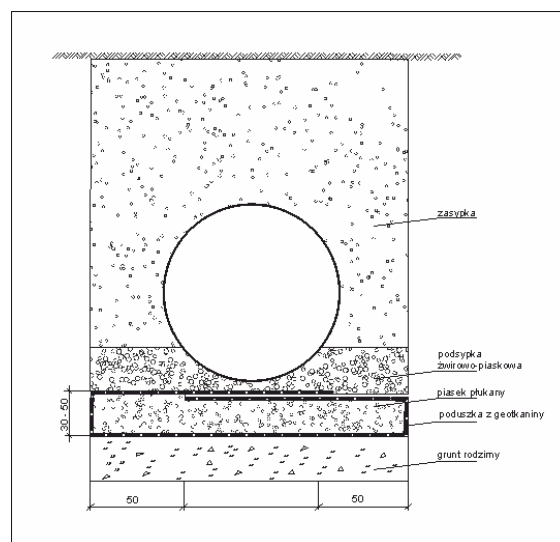
Rys.40. Fenomen „poduszki”. Zahamowanie rozkładu naprężeń wewnątrz zamkniętego materaca z geotkaniny.



Rys.41. Zasady wbudowywania geosyntetyków jako „poduszki” pod fundamentami.

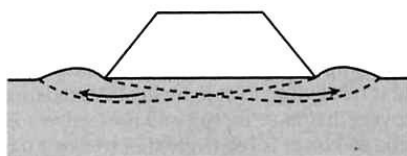


Rys.42. Zasady wbudowywania geosyntetków jako „poduszki” pod nasypami.

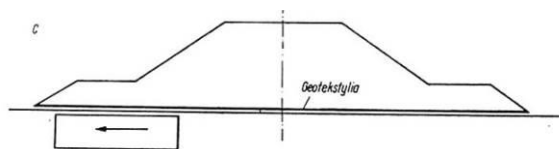


Rys.43. Posadowienie rurociągów na znacznych głębokościach przy zaleganiu w podłożu warstw słabych

W tym jedynym przypadku nie możemy mówić tylko o „wygładzeniu niecki osiadania”. Dotychczasowe, ponad 25-letnie doświadczenia w konstruowaniu tego typu nasypów potwierdzają to zjawisko. Jedynym mankamentem tego rozwiązania jest potrzeba zajęcia większej powierzchni terenu.



Rys.44. Strefy wyporu pod nasypem



Rys.45. Nasyp z kontrbankietami

Maksymalna wysokość nasypu posadowionego na słabych gruntach nie zależy od użytych geosyntetyków. W przypadku przekroczenia naprężeń granicznych w podłożu i wystąpienia

zjawisk awaryjnych, tj. przebicie lub pęknięcie kożucha torfowego, obsuw poza obszarem wzmocnionym itd. geosyntetyki pracujące jako zbrojenie nie zahamują tych zjawisk i zostaną zerwane lub wciągnięte zgodnie z wytworzonymi kształtami poślizgu lub zapadnięcia się konstrukcji. Dlatego w pierwszym podejściu powinna być określona zależność obliczenia nośności podłoża

$$\gamma H = cN_c / f_s$$

γ – ciężar objętościowy gruntu nasypu

H – dopuszczalna wysokość nasypu

c – kohezja podłoża gruntowego

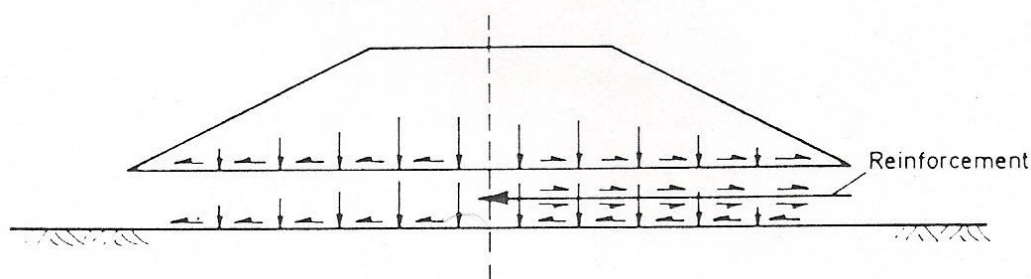
N_c – współczynnik nośności podłoża (od 3,5 do 5,7)

f_s – współczynnik bezpieczeństwa

Obliczenia te są zawsze po najbardziej niekorzystnej stronie, ponieważ wytrzymałość gruntu zawsze zwiększa się wraz z rozpatrywaną głębokością.

W przypadku konieczności odbudowy lub poszerzeń skarp nasypów w trakcie projektowania obowiązuje każdorazowo sprawdzenie współczynnika bezpieczeństwa stateczności tych skarp przy uwzględnieniu warunków zgodnie z [38], [39].

Korzystając z istniejących rozwiązań na podstawie teorii plastyczności można powiedzieć, że każde zbrojenie w podstawie nasypu przenosi naprężenia ścinające wywierane przez nasyp w rejonie skarp, a po drugie wywiera wewnętrzne naprężenia ścinające, zapobiegające przemieszczaniu się podłoża gruntowego.



Rys.46. Mechanika nasypu zbrojonego na słabym gruncie z naprężeniami ścinającymi skierowanymi na zewnątrz i przy podstawie szorstkiej

Zanim zbrojenie zacznie przeciwdziałać odkształceniom bocznym podłoża musi wytrzymać wartość parcia bocznego wywieranego przez nasyp. Ta część wartości parcia bocznego, która nie zostanie przejęta przez zbrojenie, zostanie przeniesiona bezpośrednio na powierzchnię podłoża jako siła niszcząca skierowana na zewnątrz.

W tym przypadku nasyp posadowiony na słabym podłożu będzie oczywiście osiadać i rozpełzać się, należy więc obliczyć wielkość parcia bocznego występującego w nasypie spowodowanego parciem czynnym gruntu. Dla prostej sytuacji bez ciśnienia porowego w nasypie wartość parcia bocznego nasypu zrównoważonego przez zbrojenie wynosi:

$$P_n = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{wg Koenera})$$

gdzie:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

Oceniając ryzyko wystąpienia pęknięć naprężeniowych w nasypie należy uwzględnić możliwość zalania ich wodą. W przypadkach niskich nasypów ryzyko występuje zwykle w końcowym etapie budowy. Po wypełnieniu szczelin wodą, np. podczas ulewnego deszczu wartość parcia zwiększy się do wartości:

$$P_n = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Należy to przewidzieć w trakcie obliczeń.

Analizując powyższe wzory należy zauważyć, że w miarę zwiększania się marginesu bezpieczeństwa dla wytrzymałości gruntu przy tej samej geometrii nasypu, rośnie wartość parcia od nasypu, ale zmniejsza się siła potrzebna do pełnej stabilizacji gruntu. Wpływ tych zmian zależy od geometrii nasypu !!!

Przy założeniu „szorstkiego” kontaktu z podłożem wartość siły utrzymującej tarcie gruntu skarpy wynosi :

$$P_s = 0,5 \cdot \gamma \cdot H \cdot L \cdot \mu$$

lub

$$P_s = 0,5 \cdot \gamma \cdot H \cdot L \cdot \operatorname{tg}\phi'$$

lub

$$P_s = 0,5 K_a [\gamma \cdot H + 2(q_s + q_z)] H \quad (\text{wg Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills})$$

lub

$$T_{pDi} = 2\mu_{pD} (\gamma' h_i + q_s) b_i L_{ei} \quad (\text{wg Geotechnical Engineering Office, Hong Kong})$$

lub

$$T_{ds} = 0,5 K_a H (f_{fs} \gamma H + 2f_q w_s) \quad (\text{wg BS 8006:1995})$$

lub

$$E_{ah} = \gamma_G \cdot (\gamma_{1,k} \cdot h_1 \cdot h_4 + 0,5 \cdot \gamma_{2,k} \cdot h_4^2 - 2 \cdot c_{u2,k} \cdot h_4) \quad (\text{wg EBGE0})$$

Określenie stref rozkładu naprężeń w nasypie obciążanego terenu jest niezbędnym czynnikiem w zrozumieniu wszystkich mechanizmów występujących w trakcie obciążenia.

Obecne narzędzia projektowe umożliwiają projektantowi podjęcie określonych decyzji co do wyboru schematu obciążenia, rodzaju wzmocnienia podłoża oraz tempa przyrostu obciążenia konstrukcji w miarę upływu czasu wraz z ustaleniem tempa konsolidacji.

W przypadku ogólnej stateczności nasypu na słabych gruntach dla wyeliminowania żmudnych obliczeń zastosowano obliczenia numeryczne dla optymalizacji sposobu posadowienia w funkcji jego kształtu.

Przykład obliczeniowy:

Przyjęto następujące warunki brzegowe :

1. Układ warstw w podłożu:
 - kożuch torfowy $h = 1 \text{ m}$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}_3$, $\phi = 14^\circ$, $c = 10 \text{ kPa}$
 - warstwa torfu $h = 9 \text{ m}$, $\gamma = 12 \text{ kN/m}_3$, $\phi = 8^\circ$, $c = 7 \text{ kPa}$
 - warstwa namułu $h = 3 \text{ m}$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}_3$, $\phi = 18^\circ$, $c = 12 \text{ kPa}$
 - nieprzewiercona warstwa piasków humusowych drobnych $\gamma = 19 \text{ kN/m}_3$, $\phi = 22^\circ$, $c = 2 \text{ kPa}$
2. Poziom wody gruntowej układa się w stropie warstwy torfu na głębokości 1,0 m ppt.
3. Rozpatrywany nasyp drogowy zbudowany jest z dobrze zagęszczonych gruntów niespoistych (Ż, Po, P) o parametrach : $\gamma = 20 \text{ kN/m}_3$, $\phi = 28^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$
4. Kształt geometryczny nasypu :
 - szerokość korony $B = 15 \text{ m}$,
 - wysokość $H = 5 \text{ m}$,
 - nachylenie skarp 1 : 1,5,
 - obciążenie naziomu $q = 40 \text{ kPa}$ na szerokość 10 m
5. W trakcie obliczeń rozpatrywanego nasypu bez kontrbankietów i z kontrbankietami o szerokości 3m, 5m i 7 m .

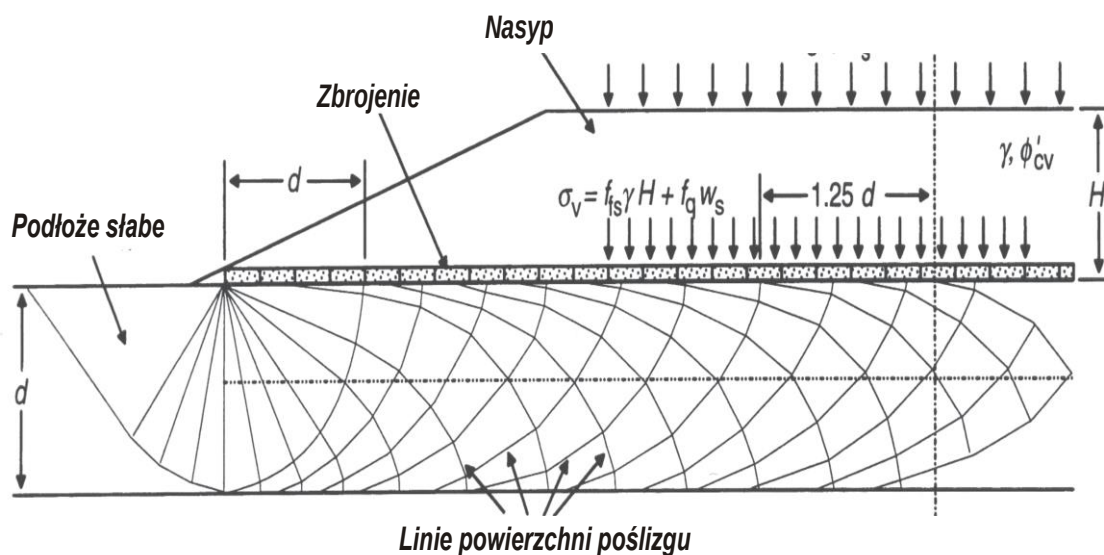
Wyniki obliczeń zestawiono poniżej w tab. 12.

Tablica 12. Współczynniki stateczności ogólnej nasypu

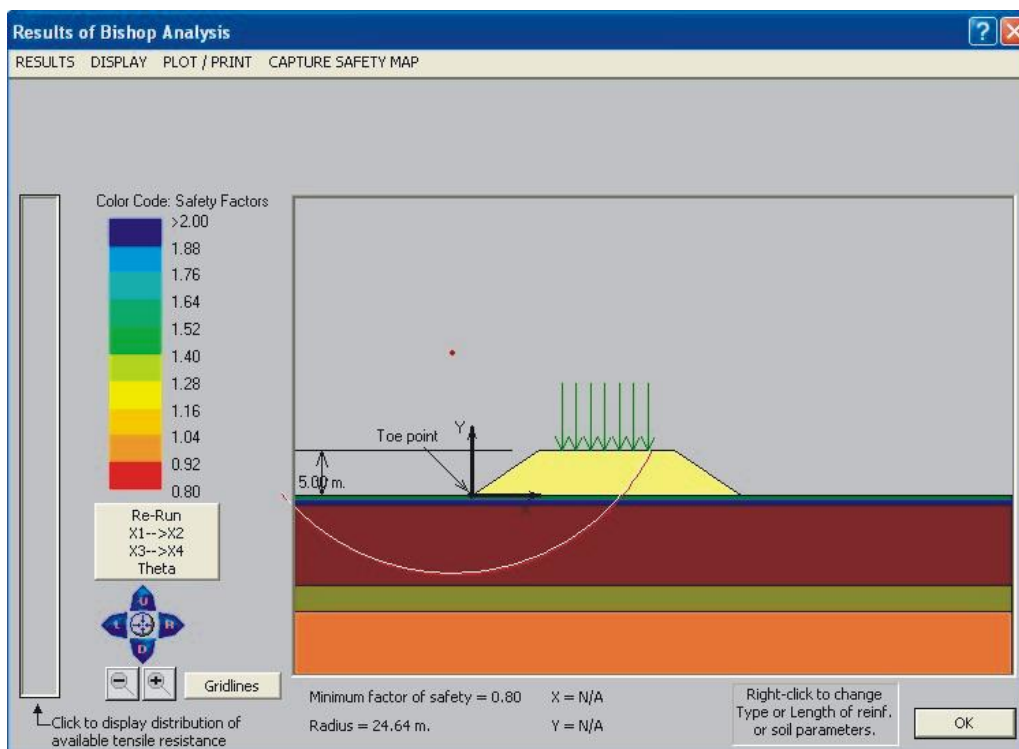
Rodzaj wzmocnienia	Bez wzmocnienia	Ze wzmocnieniem		
		n = 1	n = 2 (0,5m)	n = 2 (1,0m)
Nasyp bez kontrbankietów	0,80	1,03	1,11	1,10
Nasyp z kontrbankietami o szer. 3 m	0,98	1,10	1,22	
Nasyp z kontrbankietami o szer. 5 m	1,24	1,33	1,44	1,67
Nasyp z kontrbankietami o szer. 7 m	1,39	1,97		2,45

n = ilość warstw geosyntetyków(w obliczeniach rozpatrywano geotkaninę o wytrzymałości 120 kN/m)

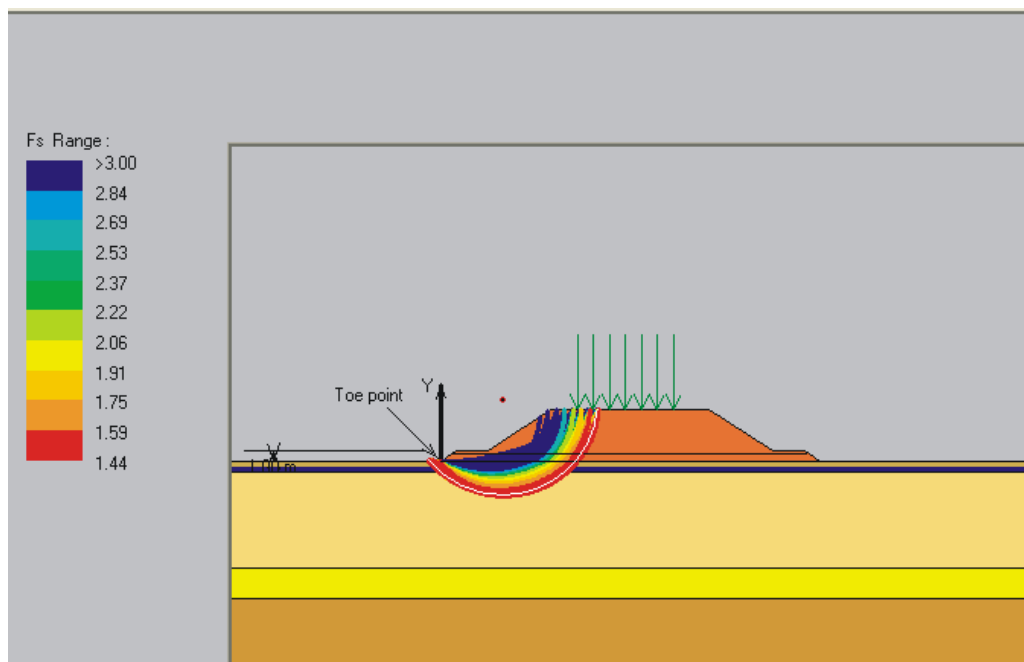
Jak wynika z przeprowadzonych obliczeń (tab. 8) optymalnym rozwiązaniem byłby nasyp z kontrbankietami o szerokości 5 m ze wzmocnieniem w formie „poduszki”.



Rys. 47. Schemat obliczeniowy wg [1]



Rys.48. Wyniki obliczeń stateczności nasypu bez wzmocnienia



Rys.49. Wyniki obliczeń stateczności nasypu z kontrbankietą i wzmocnieniem w formie „poduszki”.

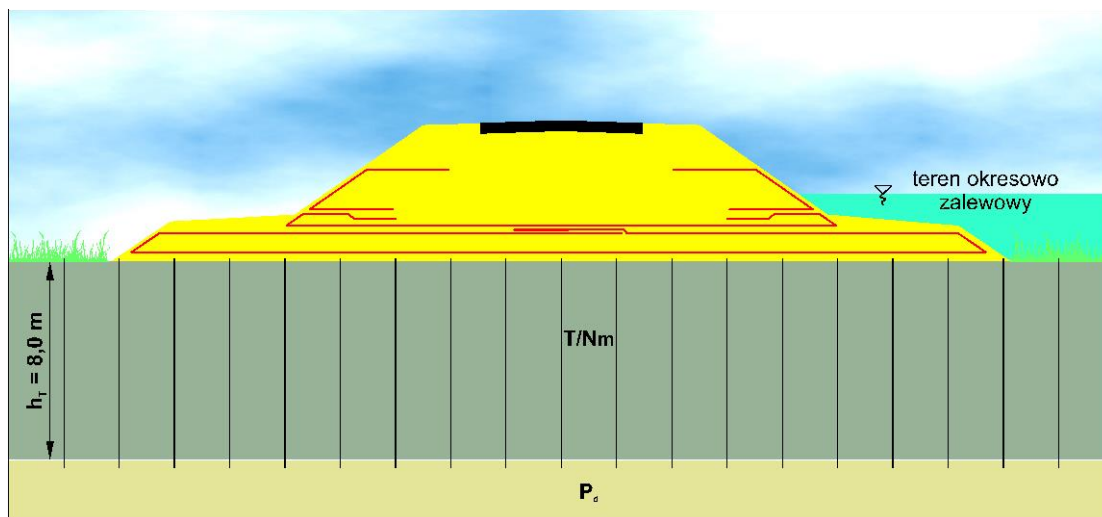
18. Odwodnienie podłoża gruntowych.

Drenaż pionowy.

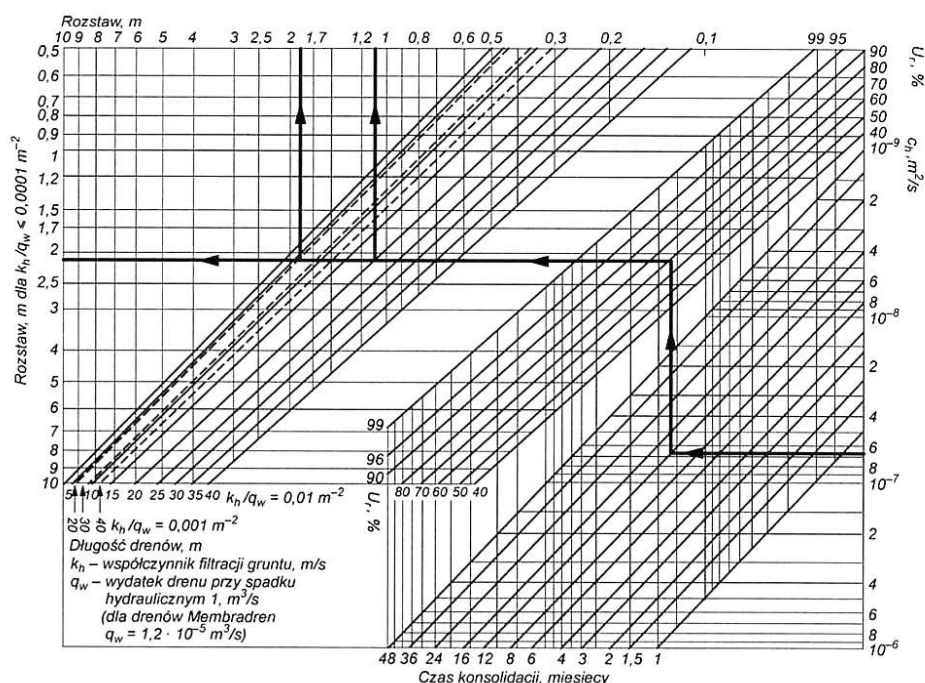
W budownictwie inżynieryjnym na gruntach organicznych przyczyną poważnych trudności jest występowanie długotrwałych osiadań. W gruncie o dużej ściśliwości przyrost obciążenia wywołany posadowieniem konstrukcji nasypu przejmowany jest w początkowej fazie przez wodę porową. Ciśnienie porowe wzrasta do wartości wynikającej z przyłożenia obciążenia, żeby w następnym etapie na skutek odpływu wody ze strefy ściskanej nastąpiła dysypacja. Wraz z dysypacją ciśnienia porowego obciążenie przekazywane jest na szkielet gruntowy.

Czas potrzebny na osiągnięcie, w takim gruncie, stanu równowagi jest bardzo długi. Może wynosić od kilku do kilkudziesięciu lat.

Niejednokrotnie dodatkowo dla skrócenia czasu osiadań pierwotnych dla gruntów bagiennych wykonuje się nasypy z odpowiednim przeciążeniem nadnasypem o wysokości 1 – 2,5 m i geosyntetycznym drenażem pionowym.



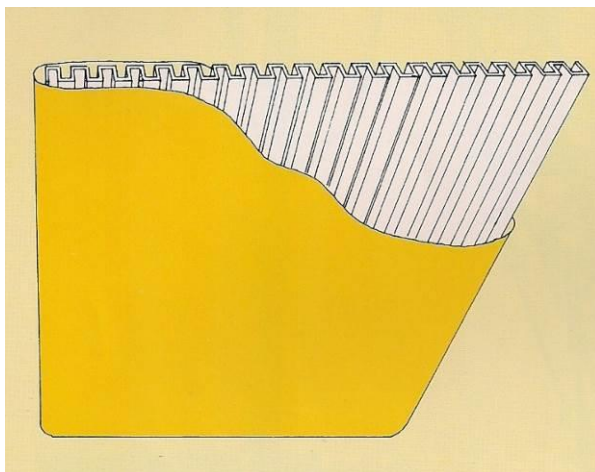
Rys.50. Przykład posadowienia nasypu drogowego z kontrbankietami i drenażem pionowym na obejściu m. Ognicy



Rys.51. Nomogram do przyjmowania rozstawu syntetycznych drenów pionowych [14]

Pozwala to na znaczne przyspieszenie osiadania terenów bagiennych i tym samym daje możliwości szybszego wykorzystania ich pod przyszłe inwestycje. Gwarantuje również równomierną konsolidację na obszarze poddanym uzdatnianiu bez jego niekontrolowanych odkształceń (wypiętrzeń, przerwania ciągłości warstwy uzdatnianej, itd.) Zaletą drenażu pionowego jest szybkie odprowadzenie wody drenami syntetycznymi poprzez zmianę kierunku odpływu z pionowego na poziomy. Tym samym o tempie konsolidacji decyduje, w największym stopniu rozstaw drenów. Zastosowanie takiego drenażu skraca czas uzdatniania gruntu do około 1 roku, przy metodach tradycyjnych czas konsolidacji wynosi około 6 lat. Istotą technologii są płaskie dreny składające się z karbowanych rdzeni o szerokości taśmy 100 mm i grubości 3-5 mm w otuleniu z geowłókniny. Osłona filtracyjna z geowłókniny ma

za zadanie przepuszczać wodę do wnętrza rdzenia zatrzymując jednocześnie cząstki gruntu. W ten sposób zapobiega się zatykaniu rowków odprowadzających wodę.



Rys.52. Przekrój drenu taśmowego typu Mebra

Zasada odprowadzenia wody drenażem pionowym jest prosta, lecz teoretyczny opis procesu jest dość złożony. Do bardziej znanych teorii należą rozwiązania Kjellmana, Barrona i Hansbo. Na podstawie złożonych wzorów opracowano nomogram służący do projektowania rozstawu drenów o określonym wydatku [14].

Przystępując do projektowania zamieniamy często wcześniej przyjętą technologię wymiany gruntu na taśmowy drenaż pionowy w połączeniu z konstrukcją zamkniętej „poduszki” z wysokowytrzymałej geotkaniny pod nasypem wraz z dwustronnymi kontrbankietami (ławami dociskowymi). Jak wcześniej zapisano, poszerzenie nasypu o kontrbankiety eliminuje efekty wypierania podłoża na boki podnosząc jego nośność. Podstawowym warunkiem do spełnienia przez projektantów powinna być zawsze optymalizacja organizacyjno – finansowa przedsięwzięcia inwestycyjnego.

Na rynku znajdują się inżynierskie programy obliczeniowe, w których projektanci mają wolny wybór w zadawaniu wartości liczbowych wytrzymałości na rozciąganie i wielkości zakotwienia wkładek zbrojących lub wielkości te wyznaczane są w drodze obliczeń numerycznych z jednoczesnym określeniem warunków I i II stanu granicznego. Programy ReSlope, MSEW, ReSSA, Slope W, SIGMA W, Slide v. 5.0 oraz Plaxis v. 7.0 [25] dodatkowo wyznaczają wytrzymałość długotrwałą geosyntetyków na podstawie założonych współczynników redukcyjnych.

Przykład obliczeniowy:

Analiza osiadań i procesu konsolidacji dla podłoża bez drenażu pionowego.

Z wyników badań geotechnicznych podłoża wybrano następujące parametry:

- miąższość warstwy 9 m,
 - warstwa namulów 4 m
 - warstwa torfów 4 m
 - kożuch torfowy 0,6 m
- moduł M_0 średni dla obu warstw wynosi 460 kPa,

- kąt tarcia wewnętrznego $\phi_{\text{torfu}} = 6^\circ$, $\phi_{\text{namułu}} = 7^\circ$
- kohezja $c_{\text{torfu}} = 7 \text{ kPa}$, $c_{\text{namułu}} = 8 \text{ kPa}$
- współczynnik filtracji średni $k = 1,536 \cdot 10^{-4} \text{ m/d}$
- nasyp o grubości początkowej 5 m (refulat piaszczysty).

Obliczenie osiadania:

$$S = \frac{q \cdot h}{M_0} \approx 2,20 \text{ m}$$

Stateczność podłoża:

Współczynnik pewności :

$$F = \frac{\sigma_{gr}}{\sigma}$$

Naprężenie graniczne :

$$\sigma_{gr} = 5,7 \cdot c_u + \gamma_h \cdot h_t = 72,2 \text{ kPa}$$

Naprężenia od obciążenia użytkowego:

$$\sigma = q + \gamma_n \cdot h_n + \gamma_k \cdot h_k = 132,8 \text{ kPa}$$

$$F = \frac{72,2}{132,8} = 0,54 \ll 1,3$$

Ze względu na niespełnienie warunku stateczności, nasyp o wysokości 5 m należy zredukować, aby uniknąć „tąpnięcia” i wypierania podłoża spod jego podstawy.

Bezpieczną wysokość nasypu określamy ze wzoru:

$$H = (\pi + 2) \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot F} = 5,14 \cdot \frac{6}{19 \cdot 1,3} \approx 1,30 \text{ m}$$

Czas konsolidacji:

Przebieg konsolidacji warstwy torfu obciążonego nasypem wyznacza się określając bezwymiarowy czynnik czasu T_v .

$$T_v = \frac{k}{\gamma_w} \cdot M_0 \cdot \frac{t}{h^2}$$

$$T_v = \frac{1,53 \cdot 10^{-4} [\text{m/d}]}{10 [\text{kN/m}^3]} \cdot 460 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{t [\text{d}]}{9^2 [\text{m}]} = 8,723 \cdot 10^{-5} \cdot t$$

Czynnik czasu jest powiązany ze stopniem konsolidacji U :

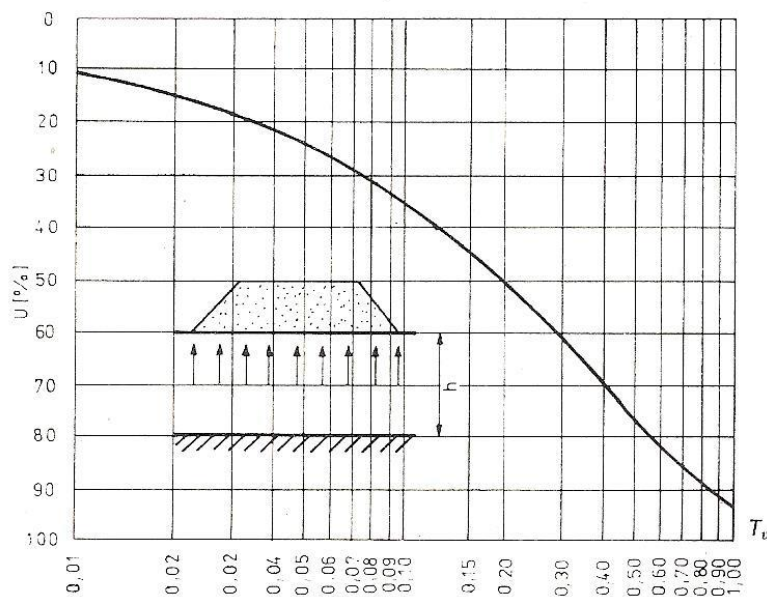
$$U = f(T_v)$$

Przyjmując, że wystarczającym dla celów posadowienia placów składowych, dróg i innych obiektów liniowych jest 90 % skonsolidowanie, to z Rys.37 otrzymujemy :

$$U = 90 \% \rightarrow (T_v) = 0,89$$

i czas konsolidacji bez drenażu wyniesie ostatecznie:

$$t = \frac{T_v}{8,723 \cdot 10^{-5}} = 10.202 \text{ doby} \approx 28 \text{ lat}$$



Rys. 53. Wykres do wyznaczania wskaźnika czasu T_v w zależności od stopnia konsolidacji U (dla prostokątnego rozkładu naprężeń warstwy ściśliwej). [22]

Analiza porównawcza nośności podłoża i procesu konsolidacji z drenażem pionowym.

Wykorzystując dane gruntowe oraz własne wytyczne do projektowania, obliczono rozstaw drenów dla następujących warunków:

- wydajność geodrenu min. $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$
 - współczynnik konsolidacji dla przepływu poziomego (średni)
 $C_h = 2,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
 - współczynnik filtracji podłoża $1,536 \cdot 10^{-4} \text{ m/d}$
 - miąższość warstwy gruntów organicznych (średnia) $h = 9 \text{ m}$
 - max. czas konsolidacji podłoża $t = 12 \text{ m-cy}$
 - założony do osiągnięcia, w okresie 1 roku, stopień konsolidacji $U = 0,95$
- otrzymując rozstaw drenów w siatce kwadratów równy 1,70 m.

Efektem działania drenów pionowych, jest jak widać z przedstawionych obliczeń, przyspieszenie osiadań konsolidacyjnych do 1 roku i zwiększenie nośności podłoża poprzez 2 ÷ 4 krotne zwiększenie parametrów wytrzymałościowych tj. kohezji (c_u) i kąta tarcia wewnętrznego (ϕ_u).

Stateczność podłoża:

$$\sigma_{gr} = c N_c + \gamma_n h N_q + \gamma b' N_\gamma$$

$$\text{Dla } \phi = 10^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} N_c = 10 \\ N_q = 3,2 \\ N_\gamma = 0,4 \end{array} \right.$$

Napężenia graniczne :

$$\sigma_{gr} = 14 \cdot 10 + 19 \cdot 0,6 \cdot 3,2 + 19 \cdot 5 \cdot 0,4 = 215 \text{ kPa}$$

Napężenia od obciążenia użytkowego:

$$\sigma = q + \gamma_n h_n = 70 + 19 \cdot 5 = 165 \text{ kPa}$$

Współczynnik pewności :

$$F = \frac{215}{165} = 1,30$$

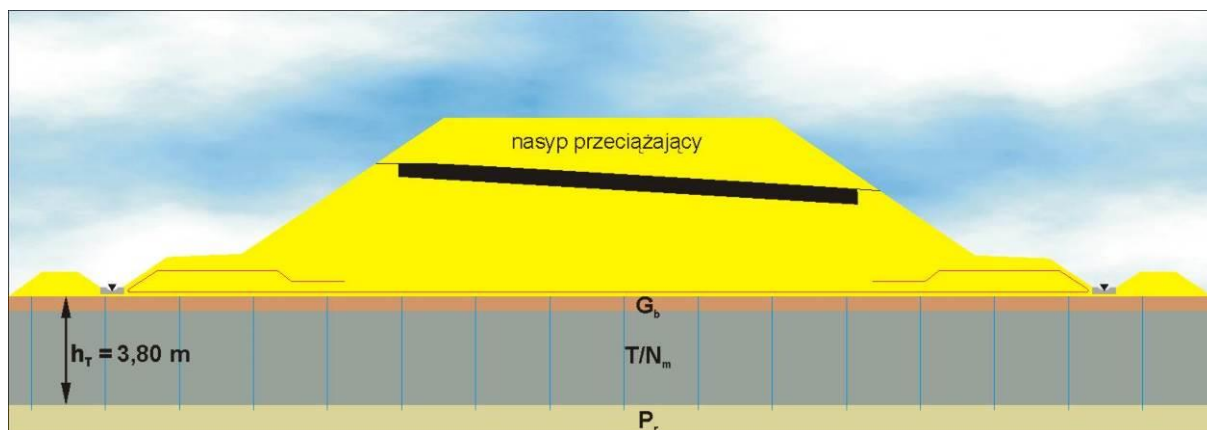
Warunek został spełniony.

Zastosowane, w toku obliczeń, metody i wzory są uproszczoną formą analizy geotechnicznej, ale na etapie wstępnej oceny przydatności – przyjęto jako wystarczające.

Ze względu na to, że drenaż pionowy realizowany w postaci taśm drenujących lub drenów piaskowych, przyspiesza odpływ wody wyciskanej z gruntu, należy odpowiednio zaprojektować odwodnienie obszaru objętego konsolidacją. Systemy odwadniające, umożliwiające bezpieczny i szybki odbiór wyciskanej wody z podłoża powinny być tak zaprojektowane, aby nie obniżyć nośności warstwy przypowierzchniowej. Ma to istotne znaczenie w podłożu torfowym bardzo ściśliwym. Wykonanie obustronnych rowów blisko podstawy nasypu jest praktycznie zniszczeniem idei projektowej.

Przecięcie kożucha torfowego, naturalnego materaca, będzie skutkowało zainicjowaniem powolnego lub gwałtownego osiadania i pograżania się nasypu aż do spągu warstwy słabej. Należy pamiętać, że w tego typu zagadnieniach, niedopuszczalne jest jakiegokolwiek przerwanie ciągłości kożucha torfowego.

Rowy powinny być realizowane poprzez nasypanie wałków z gruntu na kożuchu !



Rys. 54. schemat tworzenia rowów odwadniających bez przerywania kożucha torfowego.

W przypadku podłoży budowanych z gruntów mineralnych takich problemów nie ma. Występują natomiast problemy związane z wzmocnieniem skarp i dna rowów oraz ich zamulaniem.

Przy małym spadku można poprawić warunki odpływu wykonując gładkie umocnienia dna rowu np. elementami betonowymi lub kostka kamienną bądź też betonową.

Na rys. 50-53 przedstawiono typowe przekroje poprzeczne rowów trapezowych z różnym umocnieniem dna i skarp.

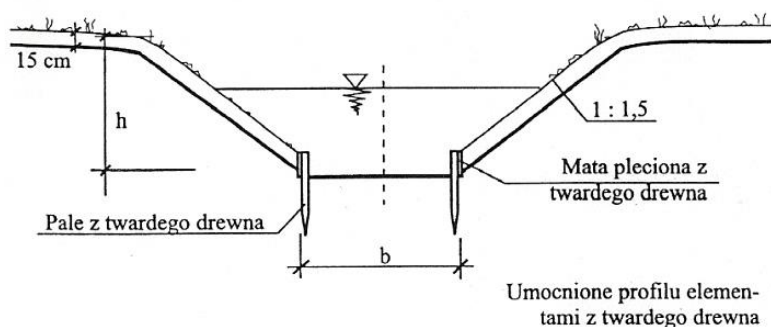
Konieczność specjalnego umocnienia skarp lub dna rowu przed erozją zależy od spadku podłużnego dna rowu, rodzaju podłoża gruntowego i ilości odprowadzanej rowem wody. Nie można jednak podać jednoznacznych kryteriów. Dla przeciętnych warunków przyjmuje się maksymalne pochylenie rowów:

a) bez umocnienia skarp i dna rowu:

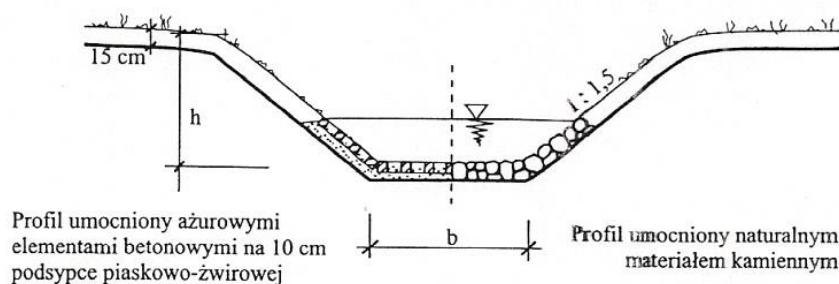
- dla gruntów piaszczystych 1,5%
- dla gruntów piaszczysto-gliniastych i pylastych 2,0%
- dla gruntów ilastych i gliniastych 3,0%
- dla gruntów skalistych 10,0%

b) przy umocnieniu dna i skarp rowu:

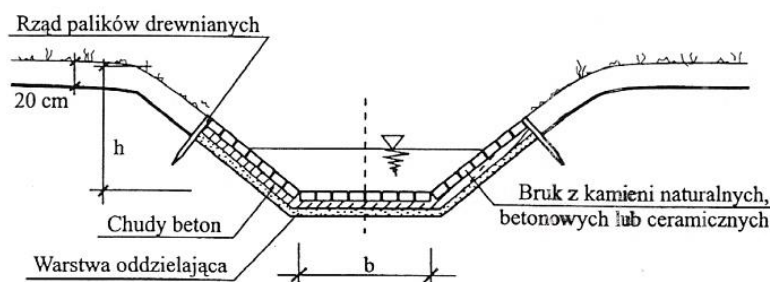
- darnią 3,0%
- faszyną 4,0%
- brukiem układanym na sucho 6,0%
- elementami betonowymi 10,0%
- brukiem układanym na podsypce cementowo-piaskowej ze spoinami wypełnionymi zaprawą 15,0.



Rys.55. Typowy przekrój rowu trapezowego z umocnieniem profilu elementami z twardego drewna



Rys.56. Typowy przekrój rowu trapezowego z umocnieniem profilu elementami kamiennymi

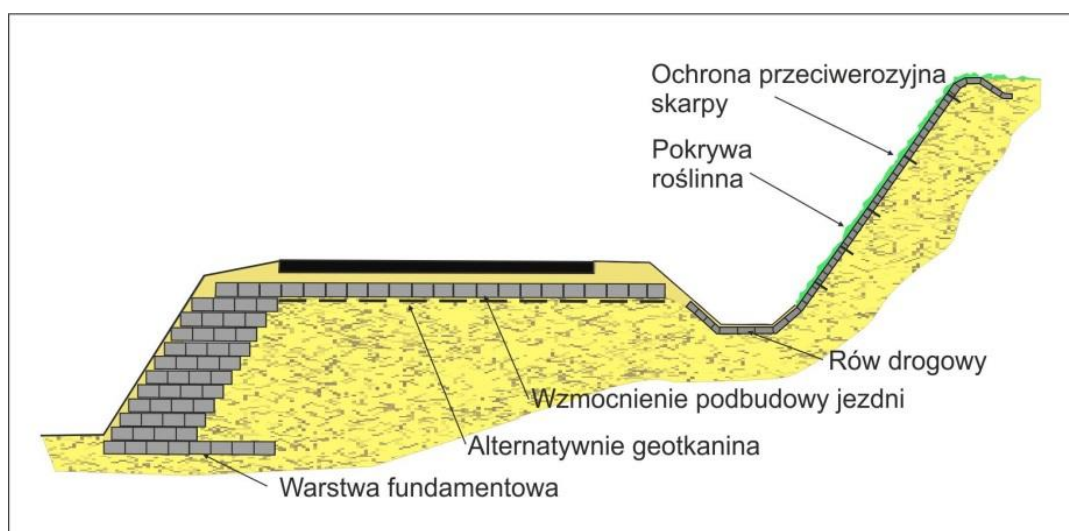


Rys.57. Typowy przekrój rowu trapezowego z umocnieniem profilu elementami z twardego drewna

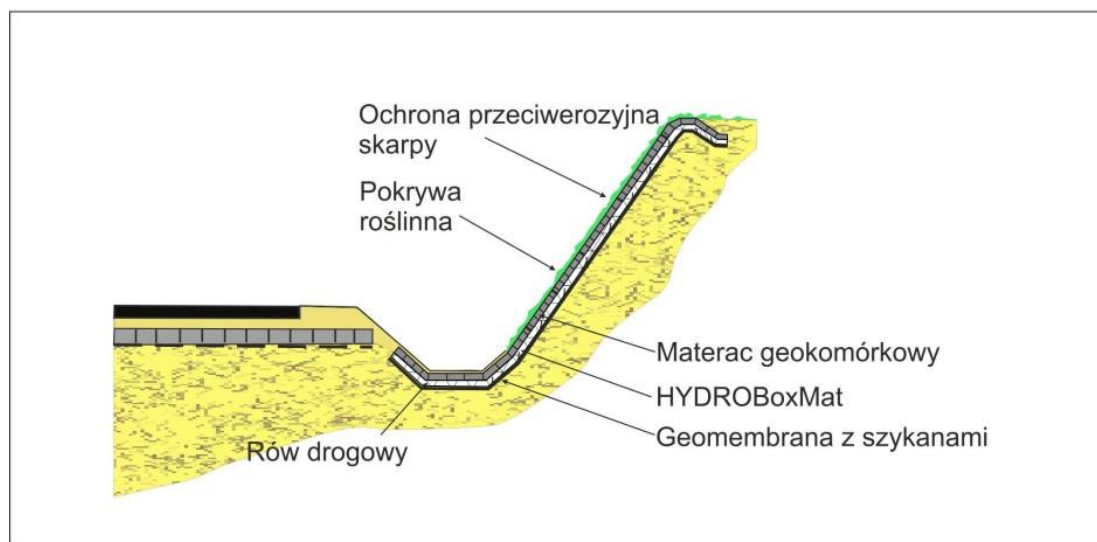
W celu ochrony profilu w dolnej części przekroju rowu przed erozją można stosować kamienie naturalne, kostkę betonową lub prefabrykowane elementy betonowe pełne i ażurowe. Przy podłożu gruntowym z piasków drobnoziarnistych konieczna jest często warstwa podsypki z odpowiedniego materiału filtrującego lub geotekstyliów.

Rowy o przekroju trójkątnym, podobnie jak muldy, odznaczają się łagodniejszymi kształtami. Wpływa to na poprawę estetyki i warunków bezpieczeństwa ruchu drogowego. Dalszą zaletą rowów trójkątnych jest stworzenie korzystniejszych dla korpusu drogowego warunków przepływu wody. Przy tej samej głębokości napełnienia rów trójkątny prowadzi wodę z mniejszą szybkością. Możliwe jest ich wykonanie sposobem mechanicznym. Wadą rowów trójkątnych jest większa szerokość pasa terenu wymagana do ich realizacji. Dla rowów trójkątnych należy przyjmować następujące wymiary:

- głębokość minimalna rowu 0,30 m;
- nachylenie skarp wewnętrznych 1:3;
- nachylenie skarp zewnętrznych od 1:3 do 1:5.



Rys.58. a) Geosyntetyki w konstrukcjach rowów drogowych - przykład



Rys.58. b) Geosyntetyki w konstrukcjach rowów drogowych - przykład

Zastosowanie geosyntetyków w systemach drenażowych powinno być poparte odpowiednimi warunkami kryteriów hydraulicznych i mechanicznych.

Kryterium dotyczące właściwości hydraulicznych gwarantuje, że geotekstyli są zdolne do pełnienia funkcji drenażowych lub filtracyjnych w ciągu projektowanego okresu eksploatacji. Wśród nich można wyróżnić kryteria: zatrzymywania cząstek gruntu, przepuszczalności i odporności na kolmatację.

Kryterium dotyczące właściwości mechanicznych gwarantuje zachowanie trwałości struktury geotekstyliów zarówno podczas wbudowania, jak i w projektowanym okresie eksploatacji. Kryterium to obejmuje długoterminową wytrzymałość mechaniczną na rozciąganie i przebicie.

Tablica 13. Cechy mechaniczne geotekstyliów filtrujących o dużym wydłużeniu (>30 %)

Materiał filtracyjny	Wytrzymałość na rozciąganie [kN/m]	Iloczyn wytrzymałości na rozciąganie i wydłużenia [kN/m × %]	Odporność na przebicie dynamiczne [mm]
Żwir ≤ 150 mm	min. 6,0	min. 180	max. 40
Kruszywo łamane ≤ 150 mm	min. 8,0	min. 240	max. 35

W warunkach dużych obciążeń dynamicznych i użycia zasypki tłuczniowej zalecane są materiały o masie powierzchniowej $\geq 150 \text{ g/m}^2$, odporności na przebicie statyczne $\geq 1500 \text{ N}$, grubości co najmniej 10 O₉₀ oraz spełniających wymagania klasy wytrzymałości GRK 3.

Tablica 14. Kryteria podziału klas wytrzymałości GRK wyrobów geotekstylnych.

Wyroby	Geowłókniny		Geotkaniny z tasemek		Geotkaniny z wiązek wielowłóknowych	
	siła przebijania (badanie CBR) (x^*-s) [kN]	masa powierzchniowa [g/m ²]	wytrzymałość na rozciąganie ^{x)} (x^*-s) [kN/m]	masa powierzchniowa [g/m ²]	wytrzymałość na rozciąganie ^{x)} (x^*-s) [kN/m]	masa powierzchniowa [g/m ²]
GRK 1	≥0,5	≥80	≥20	≥100	≥60	≥230
GRK 2	≥1,0	≥100	≥30	≥160	≥90	≥280
GRK 3	≥1,5	≥150	≥35	≥180	≥150	≥320
GRK 4	≥2,5	≥250	≥45	≥220	≥180	≥400
GRK 5	≥3,5	≥300	≥50	≥250	≥250	≥550

^{x)} mniejsza z wartości wytrzymałości wzdłuż i w poprzek pasma.

W przypadku układania geosyntetyku w nachyleniu należy sprawdzić:

- wartość siły rozciągającej powstającej w geosyntetyku - w stosunku do jego charakterystycznej długotrwałej wytrzymałości na zerwanie
- tarcie między geosyntetykiem a gruntem (pod i nad geosyntetykiem), w razie potrzeby zalecane jest użycie wyrobów o szorstkiej fakturze powierzchni, zwiększającej współczynnik tarcia.

19. Budowa tras drogowych i nasypów na składowiskach odpadów.

Coraz częściej na trasie nowoprojektowanych odcinków dróg pojawiają się w podłożach grunty antropogeniczne lub wręcz nieinwentaryzowane wcześniej składowiska odpadów.

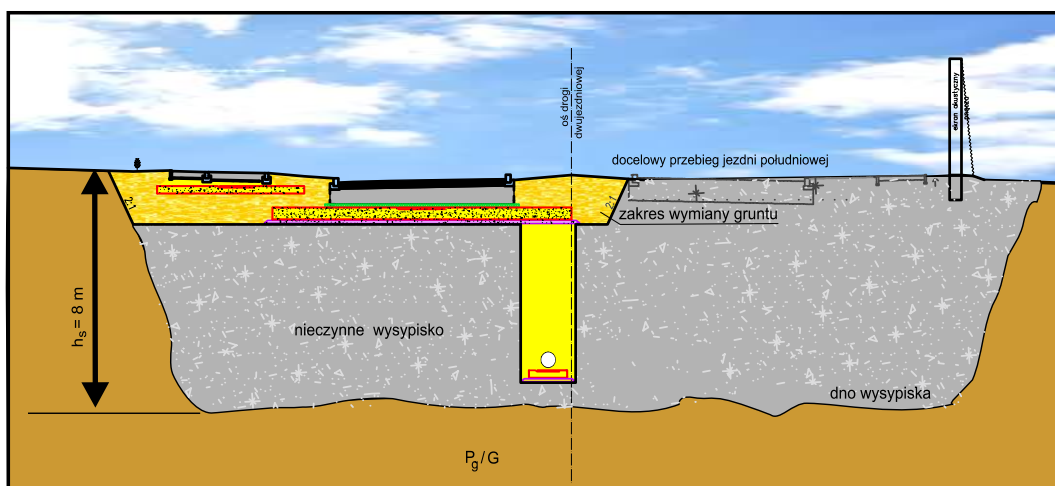
Są to najczęściej zamknięte lub nieczynne składowiska z lat 70- i 80- ubiegłego wieku.

Pierwszy przypadek dotyczy odcinka drogi dojazdowej w ramach tworzonego zewnętrznego pierścienia układu komunikacyjnego.

Pomiary nośności na wierzchołku składowiska wykonano z poziomu dolnych warstw konstrukcyjnych za pomocą płyty Ø 300 mm. Jako kryterium nośności przyjęto moduły E_1 i E_2 , których wartości mieściły się w granicach: $E_1 = 5 \div 8$ MPa, a $E_2 = 16 \div 25$ MPa.

Ze względu na otrzymane wyniki, których wartości były powyżej wymaganego kryterium, przyjęto w drodze obliczeń optymalizacyjnych I i II stanu granicznego, konstrukcje zamkniętych poduszek z wysokowytrzymałych geotkanin oddzielnie dla drogi i ciągu pieszo – rowerowego.

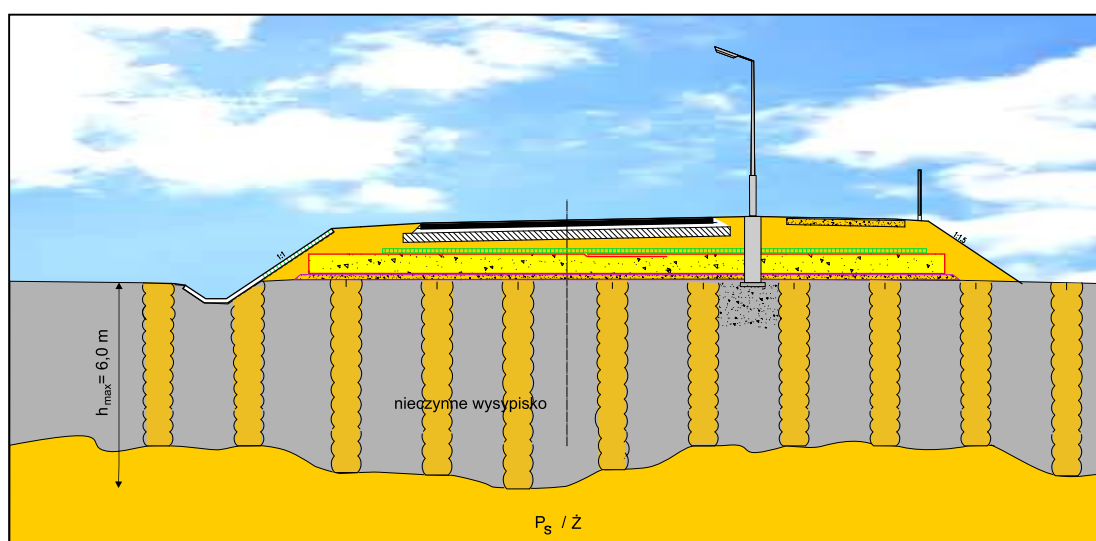
W celu zwiększenia stopnia redukcji osiadań konstrukcji nasypowej zaprojektowano nad „poduszką” geotkaninową materac geokomórkowy o wys. 10 cm. Przyjęte szerokości kontrbankietów w „poduszcze” potwierdziły późniejsze badania w trakcie eksploatacji.



Drugi przypadek dotyczy odcinka nasypu drogowego w ramach rozbudowy infrastruktury komunikacyjnej.

Odcinek drogowego nasypu na długości około 1 km przebiega na wierzcholinie nieczynnego składowiska odpadów komunalnych z lat 70 –tych ubiegłego wieku. Maksymalna miąższość odpadów zarejestrowana w trakcie badań wynosi 6,0 m, a moduły $E_1 = 5 \div 37 \text{ MPa}$ i $E_2 = 9 \div 64 \text{ MPa}$. Ze względu na otrzymane wartości, które były poniżej wymaganego kryterium, przyjęto wykonanie w warstwie odpadów, kolumn żwirowych z oparciem ich na stropie gruntów podścielających stare składowisko ($P_s / \dot{Z}$). W celu uzyskania pełnego efektu wzmocnienia, a jednocześnie przesklepienia nad głowicami kolumn zaprojektowano wykonanie „poduszki” z geotkaniny z kruszywem stabilizowanym mechanicznie.

W tym przypadku również, dla zwiększenia stopnia redukcji osiadań zaprojektowano poszerzoną o kontrbankiety „poduszkę” i materac geokomórkowy. Dla tak nieprzewidywalnego podłoża antropogenicznego, wykonane obliczenia i symulacje przyjętych układów z obciążeniem zostały potwierdzone wynikami z pomiarów w terenie.



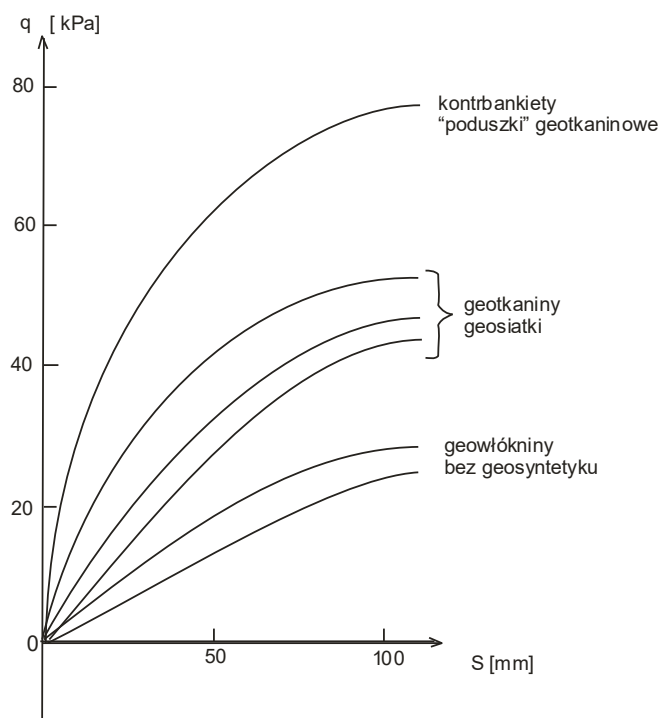
Przedstawione rozwiązania techniczne, wdrożone w trakcie realizacji tych obiektów potwierdzają tezę, że prawidłowo przyjęte w drodze obliczeń parametry geometryczne i wytrzymałościowe układów wzmacniających mogą nie tylko potanić inwestycję, ale przede wszystkim spełnić kryteria I i II stanu granicznego dla posadowień na warstwach odpadowych.

Generalnie:

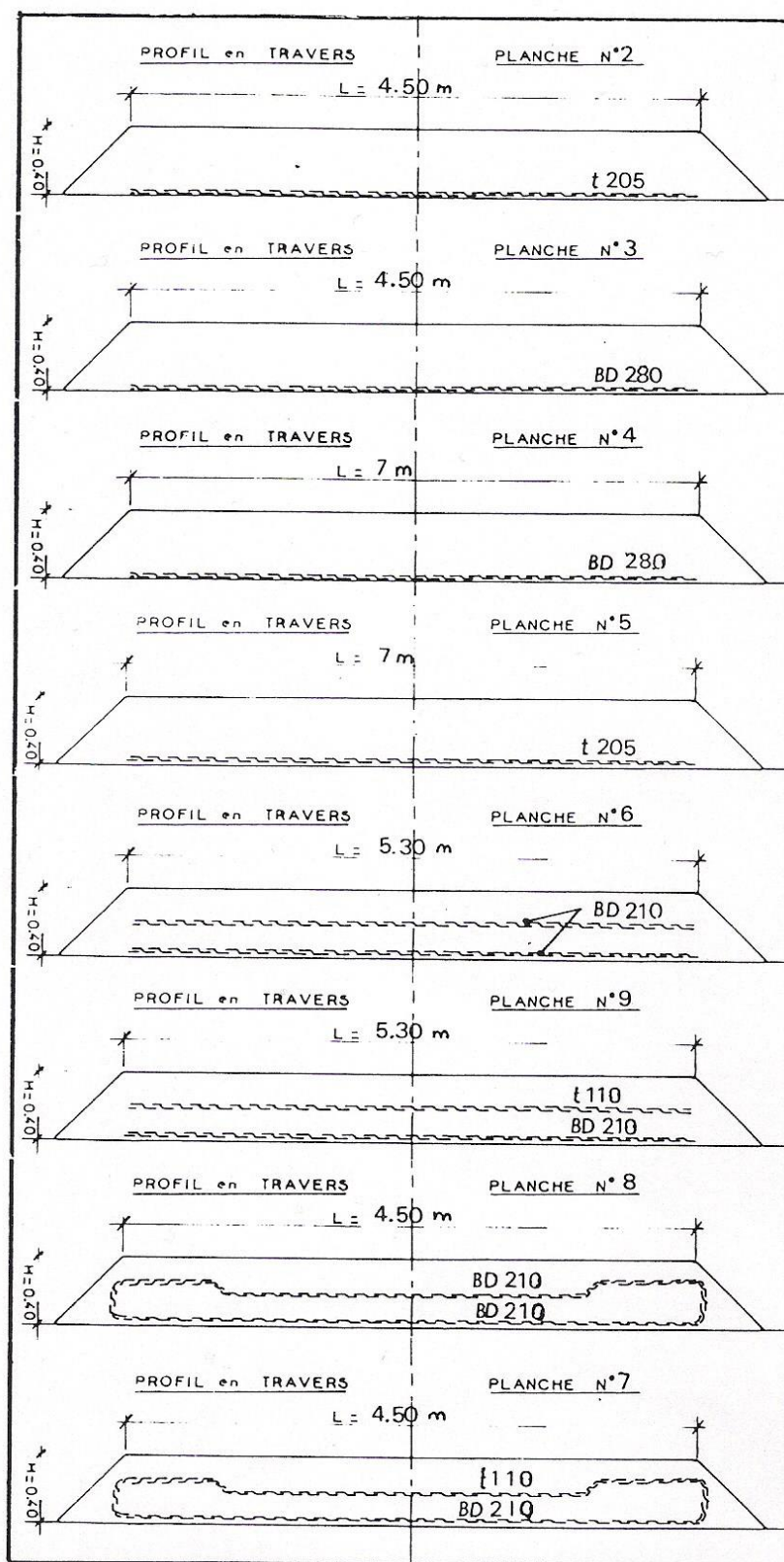
- kontrbankiety są formą odsadzek jak przy ławach fundamentowych, mających za zadanie przenieść obciążenia na większą powierzchnię,
- „poduszki” geotkaninowe jako formy przestrzenne (zamknięte) mogą być rozpatrywane w trakcie obliczeń jako płyty półsztywne.

20. Analiza schematów obliczeniowych najczęściej przyjmowanych do wzmacniania nasypów.

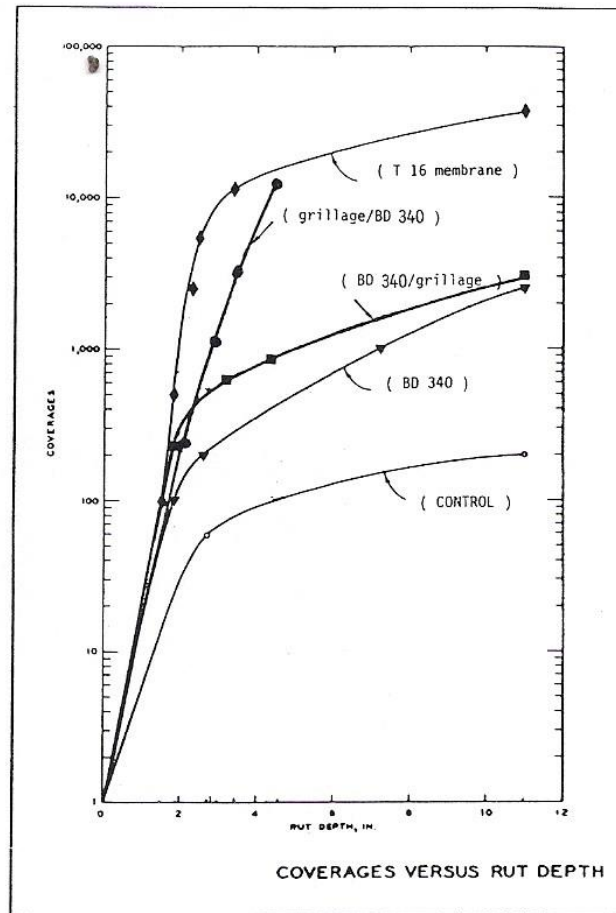
Wiele ośrodków naukowych i badawczych zajmuje się wyborem i analizą poszczególnych przypadków wzmacniania podłoża gruntowych i to tych dotyczących szczególnie nasypów. Poniżej przedstawiono wyniki badań i obserwacji nasypów posadowianych na gruntach słabych z różnymi schematami wzmocnienia i różnymi geosyntetykami.



Rys.59. Wyniki badań nośności podłoża z zastosowaniem różnych geosyntetyków i ich układów w nasypie.

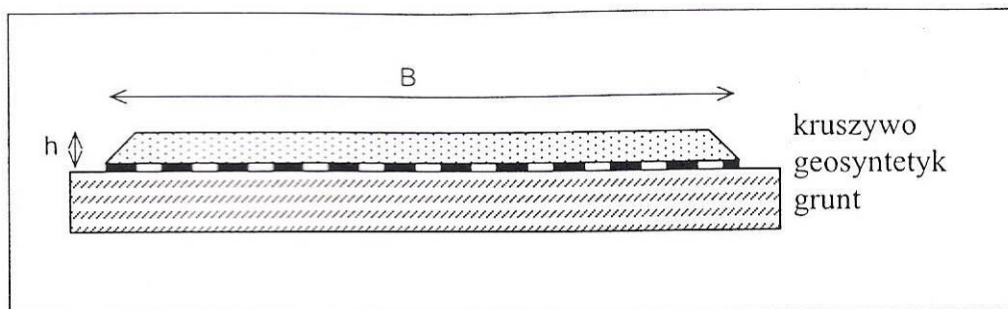


Rys. 60. Przyjęte do badań schematy ułożenia geosyntetyków w nasypie o nawierzchni gruntowej . [23]



Rys. 61. Wyniki badań nasypów z obciążeniem ruchem w funkcji wielkości kolein. [23]

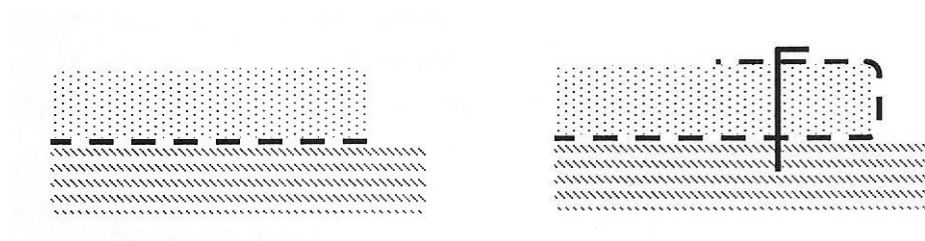
Badania odcinków doświadczalnych i wyniki analiz z zastosowaniem różnych geosyntetyków przedstawione zostały w materiałach konferencyjnych, która odbyła się w 2009 roku.



Rys.62. Schemat przekroju poprzecznego nasypu przyjętego do badań [19]

Tablica 15. Wyniki badań odcinków doświadczalnych z różnymi geosiatkami. [19]

Numer odcinka	Symbol geosyntetyku	Grubość warstwy nośnej [cm]	Ugięcia mierzone belką [mm]	Moduły podłoża [MPa]		
				M1	M2	M2/M1
1	Raugrid 4/4-20 - 5m	16	1,74	15,0	20,5	1,36
2	Raugrid 4/4-20 - 4,5m	19	1,46	15,5	23,1	1,49
3	Raugrid 4/4-20 - 4m	20	1,68	14,1	19,2	1,37
4	Raugrid 4/4-20 - 4m zaw	16	2,24	11,1	15,0	1,35
5	Raugrid 4/4-20 - 3,5m	13	1,94	18,1	21,4	1,18
6	Raugrid 5/5-30 - 5m	17	1,32	19,9	24,7	1,24
7	SS30	15	2,28	8,4	13,0	1,54
8	SS40	14	1,42	12,2	22,7	1,86
9	MT1	15	1,38	11,5	19,4	1,69
10	LA	18	1,22	11,7	25,0	2,13
11	Armatex M30/30	18	1,42	15,6	22,4	1,43
12	Armatex M40/40	19	1,96	7,1	12,7	1,79
13	Armatex M50/50	16	1,86	8,5	14,7	1,74
14	Armatex M65/65	16	1,92	8,9	12,9	1,45
15	Armatex M80/80	15	1,16	18,5	25,4	1,37
16	Armatex RSM50/50	13	1,64	17,9	24,2	1,35
17	Terram 1B1	11	2,42	11,3	17,6	1,56
18	Terram SV335/220/200/03.19	20	1,48	9,8	16,0	1,63
19	Terram SV335/220/200/03.19	22	1,62	6,7	13,0	1,95
20	Terram SV335/220/200/03.19	21	1,14	17,6	23,9	1,36



Rys. 63. Schematy zakotwienia. [19]

Tablica 16. Wpływ sposobu zakotwienia geosyntetyków. [19]

Numer odcinka	Sposób zakotwienia	Moduły warstwy nośnej E_k [MPa]	Odkształcenie pionowe gruntu ϵ	Liczba dopuszczalnych obciążeń N
3	bez zawinięcia	120	3,561E-03	128
4	geosyntetyk zawinięty	125	3,511E-03	136

Analizując wyniki badań i wykonywanych obliczeń należy stwierdzić :

- efekt zamkniętej „poduszki” jak również zastosowanie kontrbankietów jest najbardziej optymalnym wariantem wzmocnienia,
- zawinięcia geosyntetyków na krawędziach bocznych w konstrukcjach nasypów w sposób znaczny wpływa na podniesienie efektu wzmocnienia,
- najslabiej wypada w tym rankingu płasko ułożona warstwa geosyntetyku,
- do wzmacniania podłoży mogą być zastosowane zarówno geotkaniny jak i geosiatki lecz o efekcie końcowym decydują obliczone parametry wytrzymałościowe i optymalizacja kosztowa,
- dużym nieporozumieniem jest stosowanie geowłóknin i wszelkiego rodzaju kompozytów drenarskich do wzmacniania podłoży pod nasypami,
- analizując wyniki badań, autorzy różnych raportów obalają istniejące mity - nie jest prawdą, że każda geosiatka musi być lepsza od geokomórki czy geotkaniny.
- każdorazowy dobór geosyntetyku powinien wynikać z obliczeń i optymalizacji ekonomicznej przedsięwzięcia inwestycyjnego,
- stosowanie geosiatek w gruntach nasypowych drobnoziarnistych nie daje pełnego efektu klinowania w poszczególnych oczkach,
- efekt „przyścienny” przy kontrbankietach „pull-out” wynosi jedynie 20-krotność średnicy zastępczej d_{60} ,
- współczynniki redukcyjne zarówno dla geotkanin jak i dla geosiatek są podobne lub wręcz takie same,
- przekonanie projektantów co do rodzaju zastosowanego geosyntetyku bardziej pochodzi od przekonywującego oddziaływania przedstawicieli handlowych niż rzeczywiście wyznaczonych parametrów.

21. Nośność podłoży z systemami geokomórkowymi.

Problem właściwego zabezpieczenia stoków i skarp nasypów i wykopów przed zjawiskami osuwiskowymi i erozją powierzchniową pojawia się szczególnie po intensywnych opadach atmosferycznych.

Dodając do tego duże natężenie ruchu pojazdów powodujących znaczące oddziaływanie na strefy szczególnie narażone na upłynnienie i generujące się w takich przypadkach ciśnienie wody w strefie kontaktowej prowadzi w konsekwencji do utraty stateczności i poślizgów strefowych na dużych niejednokrotnie powierzchniach.

Innowacyjność rozwiązań nie ominęła również konstrukcji wsporczych, drogowych, nasypów i ochrony przeciwoerozyjnej skarp, wymagając od uczestników procesów inwestycyjnych, jak zwykle nie szablonowego myślenia.

Tezę tę potwierdzają opracowywane i produkowane coraz to nowsze wyroby geosyntetyczne do różnych zastosowań.

Rozpatrując np. geomembrany, geosiatki, geotkaniny czy geowłókniny, praktycznie od razu myślimy o wysypiskach, gruntach zbrojonych lub układach filtracyjnych.

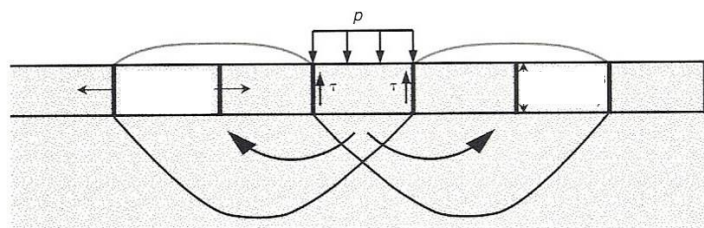
Tak też dzieje się z systemami geokomórkowymi w zastosowaniach do podnoszenia nośności podłoża gruntowych i nasypów, budowy konstrukcji wsporczych, zabezpieczenia skarp wykopów i nasypów przed erozją jak również zabudowy rowów odwadniających, kanałów i cieków z płynącą wodą.

Geokomórki obecnie stosowane wykonywane są z taśm HDPE o wysokościach materacy 5-, 7,5-, 10-, 15-, i 20 cm oraz grubości taśmy ok. 1, 2 mm

We wszystkich zastosowaniach ogromną rolę odgrywają właściwości fizyko – mechaniczne elementu geokomórkowego oraz zasypki jako wypełnienia komórek.

W trakcie projektowania systemy geokomórkowe stwarzają wiele problemów co do trafności przyjętego schematu statycznego. W większości istniejących metod obliczeniowych zaadaptowany jest tradycyjny mechanizm równowagi granicznej w stanie sprężysto – plastycznym stosowany dla obliczenia nośności płytek fundamentów pod obciążeniem statycznym, np. według Prandtla.

W takich przypadkach zastosowany system geokomórkowy przeciwdziała powstaniu w podłożu przewidzianej formy zniszczenia.



Rys.64. Mechanizmy utraty nośności podłoża piaszczystego z systemem geokomórek [17]

Aby wystąpiło takie zniszczenie, zasypka z danej komórki musi przeciwstawić się tarcia bocznemu, następnie zostać wypchnięta z komórki i przemieścić się pod matą. Przy założeniu, że geokomórki są podścielone dodatkowo geosyntetykiem separacyjnym lub np. konstrukcją zamkniętej poduszki, to wyżej opisane zjawisko nie może zaistnieć.

Istniejące schematy obliczeniowe i programy komputerowe z odpowiednimi współczynnikami nośności, współczynnikami kształtu i współoddziaływania geokomórek z gruntem umożliwiają obliczenia dla każdego schematu obciążenia.

Użycie systemu geokomórkowego pozwala na wykonanie nawierzchni placów i dróg przeznaczonych do ruchu ciężkich pojazdów kołowych na słabych gruntach przy redukcji kosztów i czasu prowadzenia prac. Ulepszanie właściwości materiałów zamkniętych w komórkach jest wynikiem zjawiska „pozornej kohezji”. W przypadku, gdy wywierane są obciążenia, trójwymiarowa struktura systemu przyczynia się do korzystnego rozkładu naprężeń ścinających oraz zapobiega bocznym przesunięciom w wypełnieniu. Wynika to z wytrzymałości obwodowej komórek, biernej odporności sąsiednich komórek oraz wytworzonego tarcia między ściankami i materiałem wypełniającym. System tworzy podbudowę o wysokiej wytrzymałości, działa jak półsztywna płyta rozkładająca pionowe obciążenia na boczne naprężenia oraz redukuje ciśnienia kontaktowe w podłożu gruntowym,

uniemożliwia boczne przesunięcia, redukuje ugięcia pionowe, ogranicza osiadanie nawet na ściśliwych gruntach.

Do wypełnienia można stosować różne materiały ziarniste (piaski, pospółki, żwiry) lub inne pochodzenia miejscowego. Zwykle grunt z wykopów może być użyty do wypełnienia systemu z zagęszczeniem wewnątrz komórek tworząc sztywną płytę i zapobiegając osiadaniu.

System komórkowy wymyślony pierwotnie w drodze optymalizacji poszczególnych pomysłów i rozwiązań dotyczył konieczności rozwiązania problemu budowy dróg gruntowych dla działań taktycznych wojska, dojazdów do mostów pontonowych, przepraw przez bagna i przecinki leśne, a obecnie stosowany jest także do poprawy nośności dróg o nawierzchniach ulepszonych i autostrad.

Różne wyroby należące obecnie do kategorii geokomórek znacznie różnią się od standardów przyjętych w 1977 r. i wytwarzane są przez licznych producentów.

Geokomórki generalnie produkowane są z taśm HDPE jak również z geowłóknin zgrzewanych (typu thermo-bonded) .

Rola kohezji pozornej jest więc nie do przecenienia we wszystkich zastosowaniach drogowych i można ją przedstawić za pomocą konwencjonalnej analizy nośności.

Nośność graniczna, Q_{gr} gruntu charakteryzującego się zarówno wytrzymałością wynikającą z sił kohezji, jak i wytrzymałością wynikającą z sił tarcia przy zastosowaniu obciążenia równomiernie rozłożonego wyraża się następująco :

$$Q_{gr} = 1,3 cN_c + 0,6\gamma R \cdot N_\gamma$$

c – kohezja gruntu

γ - ciężar objętościowy

R – promień obciążenia od nacisku opony (lub mniejsza wartość z elipsy dotyku)

N_c, N_γ - współczynniki nośności

W przedstawionym równaniu pierwsza połowa związana jest z kohezją, druga natomiast stanowi o nośności w funkcji sił tarcia w podłożu.

Przykład liczbowy :

Należy określić nośność podłoża z zastosowaniem geokomórek HDPE o grubości ścianek 1,27 mm dla obciążenia ruchem kołowym. Zbadana w laboratorium spójność pozorna dla piasku grubego/pospółki wynosi $c = 140$ kPa.

Dla piasku przyjęto $\varnothing = 30^\circ$, $\gamma = 16$ kN/m³

$$Q_{gr} = 1,3 \cdot 140 \cdot 30 + 0,6 \cdot 16 \cdot 0,6 \cdot 9 \approx 5500 \text{ kPa}$$

Na podstawie otrzymanej wartości można stwierdzić, że geokomórki umożliwiają ponad 100 – krotnie zwiększyć nośność podłoża w porównaniu z warstwą piaszczystą bez wzmocnienia. Musimy jednak zwrócić uwagę, że grubość zbrojonej warstwy zasypki piaszczystej założono większą niż promień przyłożonego obciążenia kołowego. Z drugiej strony, przy braku wyników badań dla konkretnych geokomórek oraz współoddziaływania wypełnień

ziarnistych z płaszczyznami pionowymi komórek należy zachować ostrożność co do przyjmowanych wielkości kohezji pozornej i kąta tarcia międzyfazowego $r = \delta/\varnothing$.

Na sztywność geokomórkowego „plastra miodu” mają wpływ następujące czynniki :

- wytrzymałość spoiny,
- stosunek wysokości do średnicy komórki,
- grubość panelu i
- perforacja arkusza

Czynnikiem zmniejszającym sztywność jest m.in. tworzenie uszorstnienia na powierzchni pasków. Zazwyczaj wyobrażamy sobie , przez analogię do geomembran, że uszorstnienie nakłada się na materiał. Tymczasem produkcja pasków uszorstnionych dla potrzeb geokomórek polega na wytłaczaniu określonego wzoru na arkuszu.

Wskutek tego grubość nominalna paska zmniejsza się z 1,27 mm do ok. 0,8 mm. W tym układzie projektowanie zakładające grubość 1,27 paska komórki jest ponad 1/3 przewymiarowane na niekorzyść układu.

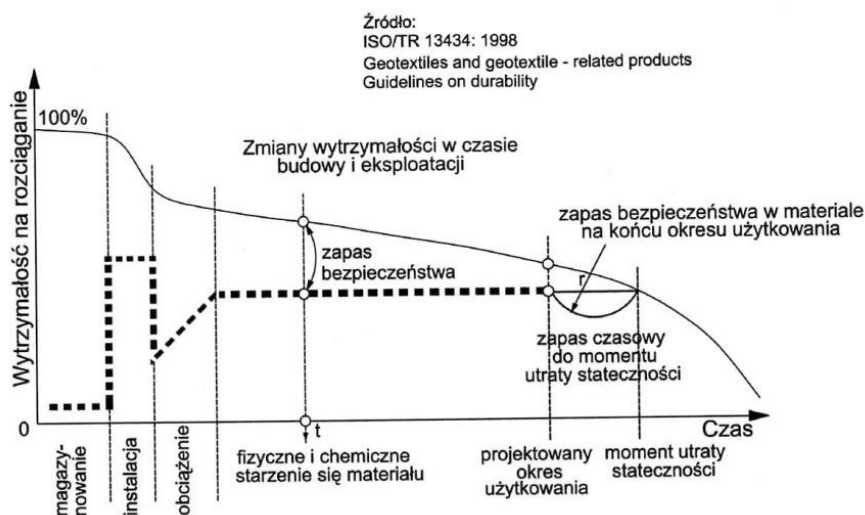
Następnym czynnikiem zmniejszającym sztywność paska jest perforacja.

Perforacja pasków została wdrożona w celu umożliwienia drenażu bocznego i zmniejszenia sił zsuwających przy układaniu geokomórek na skarpach. Prawdopodobnie z braku zrozumienia idei perforowania i ustawienia maszyn w określonym cyklu, tego typu geokomórki stosowane są również we wszelkiego rodzaju wzmocnieniach podłoży w układzie poziomym.

22. Podstawowe właściwości niezbędne do projektowania.

Dodatkowymi właściwościami niezbędnymi do projektowania są:

- wartość charakterystyczna wytrzymałości krótkotrwałej zbrojenia na rozciąganie F_0 deklarowana przez producenta,
- wartość charakterystyczna wytrzymałości długotrwałej zbrojenia na rozciąganie F_K ,
- przyczepność zbrojenia do gruntu,
- wartość maksymalnej siły przy dopuszczalnym odkształceniu w projektowym okresie użytkowania



Rys. 65. Zmiany wytrzymałości geosyntetyku na rozciąganie ze względu na czas użytkowania.

Tablica 17. Zalecane współczynniki redukcyjne wytrzymałości geosyntetyków.

Area	Range of Reduction Factors		
	Installation Damage	Creep ⁽¹⁾	Chemical/Biological Degradation ⁽²⁾
Separation	1.1 to 2.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5
Cushioning	1.1 to 2.0	1.2 to 1.5	1.0 to 2.0
Unpaved roads	1.1 to 2.0	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5
Walls	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5
Embankments	1.1 to 2.0	2.0 to 3.5	1.0 to 1.5
Bearing and foundations	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5
Slope stabilization	1.1 to 1.5	2.0 to 3.0	1.0 to 1.5
Pavement overlays	1.1 to 1.5	1.0 to 2.0	1.0 to 1.5
Railroads (filter/sep.)	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5	1.5 to 2.0
Flexible forms	1.1 to 1.5	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5
Silt fences	1.1 to 1.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5

Wartość charakterystyczną wytrzymałości długotrwałej wyznacza się z zależności :

$$F_K = \frac{F_0}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4}$$

gdzie :

A_1 – współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości na skutek pełzania w projektowym okresie użytkowania konstrukcji,

A_2 - współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości zbrojenia na skutek uszkodzeń w transporcie i przy wbudowaniu,

A_3 - współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości zbrojenia na skutek połączeń,

A_4 - współczynnik uwzględniający spadek wytrzymałości zbrojenia na skutek działania czynników środowiskowych.

Wartość współczynników powinna być deklarowana przez producenta.

Tablica 18. Współczynniki redukcyjne ze względu na pełzanie

Polimer	Współczynnik
PET Poliester	1,6 – 2,5
PP Polipropylen	4 – 5
HDPE	2,6 – 5

Tablica 19. Współczynniki redukcyjne ze względu na montaż:

Geosyntetyk	Typ zasypki I - max. ziarno 100 mm - d ₅₀ ok. 30 mm	Typ zasypki II - max. ziarno 20mm - d ₅₀ ok. 0,7 mm
HDPE geosiatka jednokierunkowa	1,20 – 1,45	1,10 – 1,20
PP geosiatka dwukierunkowa	1,20 – 1,45	1,10 – 1,20
PET geosiatka powleczona PCV	1,30 – 1,85	1,10 – 1,30
PET geosiatka powleczona akrylem	1,30 – 2,05	1,20 – 1,40
PP/PET geotkanina ¹⁾	1,40 – 2,20	1,10 – 1,40
PP/PET geowłóknina ¹⁾	1,40 – 2,50	1,10 – 1,40
PP geotkanina tasiemkowa	1,60 – 3,00	1,10 – 2,00
¹⁾ minimalna masa powierzchniowa 270 g/m ²		

Należy zauważyć, że w przypadku posiadania odpowiednich wyników badań, można znacznie zmniejszyć wartość całkowitego współczynnika redukcyjnego. Dla wyrobów posiadających wyniki badań pełzania, uszkodzeń instalacyjnych i starzenia, całkowite współczynniki redukcyjne nierzadko mieszczą się w zakresie poniżej 3.

Musimy zdawać sobie sprawę również z tego, że badania pełzania są prowadzone w laboratoriach z pominięciem kontaktu geosyntetyków z gruntem, a to w żaden sposób nie oddaje warunków rzeczywistych.

Wobec tego do wszelkich zastosowań w budowlach trwałych lub tymczasowych, jako RF można przyjąć 2,5 -3.

Uwaga:

Wymogi użytkowania dla zbrojeń geosyntetycznych spełnia się stosując niskie poziomy dopuszczalnych naprężeń, wynikające ze współczynników redukcyjnych oraz ograniczeń nieodłącznie związanych z zastosowaniem gruntów ziarnistych. Jeżeli chodzi o granice

odkształceń zbrojenia, są różne metody ich ustalania i nie ma obecnie powszechnej zgody co do właściwej metody analitycznej, która pozwoliłaby odwzorować odkształcenia konstrukcji. Pomiary z oprzyrządowanych budowli konsekwentnie wskazują o wiele niższe wielkości odkształceń zbrojenia (zazwyczaj poniżej 1%) niż wielkości prognozowane za pomocą większości aktualnych metod analitycznych. *Zanim zatem zostanie wybrana właściwa metoda obliczania odkształceń, zaleca się nie wprowadzać granic odkształceń dla zbrojenia !!!*

Prawidłowe projektowanie opierające się na racjonalnych podstawach optymalizujące obiekty pod względem kosztowo – organizacyjnym powinno być poparte jeszcze praktycznym doświadczeniem.

Tab.20. Odporność polimerów na działanie różnych ośrodków gruntowych:

Ośrodki gruntowe	PET	PE	PP
Grunty kwasowo-siarczanowe	○	-	-
Grunty organiczne	○	○	○
Grunty zasolone pH < 9	○	○	○
Grunty wapienne	-	○	○
Grunty modyfikowane wapnem lub cementem	-	○	○
Grunty sodowe pH > 9	-	○	○
Grunty z zawartością pierwiastków przejściowych (Fe, Cu, Mn, Co, Cr)	○	-	-
○ brak efektu - zastosowanie wątpliwe (badania)			

Zasadnicze znaczenie ma tutaj wartość pH. W warunkach normalnych przy $4 < \text{pH} < 9$ grunty i wody gruntowe mogą być uznane za nieszkodliwe wobec geosyntetyków. Poza tymi przedziałami wartości, odczyn pH musi być brany pod uwagę przy ocenie trwałości materiałów.

Przyczyną nadmiernego odczynu zasadowego gruntów ($\text{pH} \geq 9$) mogą być zabiegi stabilizacyjne (cement, wapno) (PE, PP) lub bezpośredni kontakt z mieszanką betonową, a z kolei nadmiernego odczynu kwasowego ($\text{pH} \leq 4$) – stabilizacja podłoża nieodsłanionymi popiołami (PES).

W obecnej chwili istnieją już odpowiednie wzory sprawdzające przydatność określonych materiałów w oparciu o wyniki obliczeń. I tak każdy materiał powinien być dobrany dopiero po obliczeniu potrzebnego parametru, np.: CBR, wytrzymałości długotrwałej, otwartości, współczynnika filtracji, wydłużenia itd.

Przy przyjęciu i wpisaniu do projektu gotowych parametrów z kart technologicznych wyrobu projektant musi przygotować się solidnie na nieprzyjemne rozmowy, które są coraz częstszym zjawiskiem podczas narad, nadzorów lub inspekcji i umieć uzasadnić wpisane parametry materiału odpowiednimi obliczeniami.

23. Podstawowe awarie, uszkodzenia konstrukcji i błędy realizacyjne.

Przyczyną występowania awarii, uszkodzeń i błędów mogą być:

- brak stateczności materiałów na zboczu,
- brak dostatecznego zakotwienia przy dużych powierzchniach,
- przerwanie materiału wskutek pełzania przy dużych powierzchniach,
- porwanie lub przemieszczenie rozwiniętego pasma przez wiatr,
- wypiętrzenie materiału od ciśnienia gazu wysypiskowego (brak systemu odgazowywania),
- brak zgodności przemieszczeń materiału geosyntetycznego z gruntem w konstrukcjach zbrojonych,
- przerwanie ciągłości pokrycia przy zbyt cienkiej warstwie nasypowej lub manewrowaniu sprzętu budowlanego,
- zniszczenie warstwy geosyntetyku przez dopuszczenie ruchu pojazdów bezpośrednio po niej,
- przerwanie warstwy poprzez niewyrównane podłoże, wystające ostre krawędzie. gruzu, korzeni, karpin itp,
- ułożenie zakładów pasm geosyntetyków niezgodnie z kierunkiem robót ziemnych lub kierunkiem spadku skarpy,
- nieuwzględnienie w opracowaniach projektowych abrazji,
- dobieranie materiałów geotekstylnych na podstawie tylko gramatury,
- projektowanie wzmocnienia nasypów z zastosowaniem geowłóknin,
- nieprzestrzeganie zasad i kryteriów doboru z uwzględnieniem chemizmu ośrodków współdziałających,
- bezkrytyczne przyjmowanie sugestii lub gotowych rozwiązań od dystrybutorów geosyntetyków,
- brak systemowej kontroli jakości geosyntetyków.

24. Zakończenie i wnioski

1) Ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia polega na:

- zaliczeniu obiektu budowlanego do odpowiedniej kategorii geotechnicznej,
- zaprojektowaniu odwodnień budowlanych,
- przygotowaniu oceny przydatności gruntów stosowanych w budowlach ziemnych,
- zaprojektowaniu barier lub ekranów uszczelniających,
- określeniu nośności, przemieszczeń i ogólnej stateczności podłoża gruntowego,
- ustaleniu wzajemnego oddziaływania obiektu budowlanego i podłoża gruntowego w różnych fazach,
- budowy i eksploatacji, a także wzajemnego oddziaływania obiektu budowlanego z obiektami sąsiadującymi,
- ocenie stateczności zboczy, skarp wykopów i nasypów,

- wyborze metody wzmacniania podłoża gruntowego i stabilizacji zboczy, skarp wykopów i nasypów,
- ocenie wzajemnego oddziaływania wód gruntowych i obiektu budowlanego,
- ocenie stopnia zanieczyszczenia podłoża gruntowego i doboru metody oczyszczania gruntów.

2) W Polsce od 1981 r. projektanci budowlani stosują normę PN/B-03020. W normie tej parametry geotechniczne dla warstw wydzielonych zgodnie z zasadami geologicznymi ustalać można 3 metodami:

Metoda A – polega na bezpośrednim oznaczaniu wartości parametru za pomocą polowych lub laboratoryjnych badań gruntów;

Metoda B – polega na oznaczaniu wartości parametru na podstawie ustalonych zależności korelacyjnych między parametrami fizycznymi lub wytrzymałościowymi a innymi parametrami, (np. I_L lub I_D) wyznaczonymi metodą A;

Metoda C – polega na przyjęciu wartości parametrów określonych na podstawie praktycznych doświadczeń budownictwa na innych podobnych terenach uzyskanych dla budowli o podobnej konstrukcji i zbliżonych obciążeniach.

Metodę A należało stosować, gdy brak było zależności korelacyjnych (dla gruntów miękkoplastycznych, organicznych, luźnych), przy dużej sile poziomej większej niż 10 % pionowej, dla budowli na zboczach lub, gdy w sąsiedztwie projektuje się wykopy, albo dodatkowe obciążenia.

W praktyce w 95 % przypadków stosowana była metoda B, w której wartości parametrów geotechnicznych ustalane były z wykresów zawartych w treści normy (mogłyby być w załącznikach, wtedy ich ważność byłaby mniejsza). Informacje służące do wyznaczania wartości parametrów (nazwy gruntów i stany) określone były w badaniach terenowych zwykle tylko metodą makroskopową.

Tak więc przyszedł koniec „tradycji” i wszyscy musimy przestawić się na nową jakość zarówno badań terenowych, laboratoryjnych jak i samego projektowania !!!

3. Przejście na nowe normy europejskie nie eliminuje podstawowych problemów, które występują w geotechnice i związane są ze specyfikacją właściwości podłoża gruntowego. Wiarygodność i dokładność dokumentacji geotechnicznej stanowi podstawę projektowania fundamentów zależy od prawidłowości podziału podłoża budowlanego na warstwy i przypisania im odpowiednich parametrów gruntowych.
4. Nowe rodzaje badań polowych (sondowań) pozwalają lepiej, niż to było czynione, dotychczas wydzielać warstwy gruntu różniące się nie nazwą, ale wartością jego wytrzymałości mierzonej oporem końcówki sondy, liczbą uderzeń na 10 czy 30 cm przelotu sondy, czy cechami jednorodności wykazywanymi w badaniach geofizycznych.

5. W nowym „europejskim” systemie dokumentowania geotechnicznego, główna rola przypada rzeczoznawcy – geotechnikowi, który podając parametry wyprowadzone odpowiada za ich wartość przeprowadzonymi badaniami, ale i doświadczeniem. Nie ma obecnie ścisłych procedur, które zezwalałyby wskazywać, jak należy uzyskiwać parametry geotechniczne. Geotechnik dobiera je odpowiednio do zadania uwzględniając kategorie geotechniczne, metody obliczeń, rodzaje fundamentów, oraz zmienność i właściwości gruntów w wydzielonych warstwach.
6. Metoda projektowania wymiarów fundamentów z wykorzystaniem metod podanych w projektach nowych norm europejskich nie różni się od dotychczasowych procedur. Różne są tylko wartości współczynników cząstkowych i zasady superpozycji uwzględnianych w obliczeniach obciążeń.
7. Od wejścia PN-EN obliczenia projektowe powinny być wykonywane dwoma metodami – starą i nową – w celu uzyskania doświadczenia.
8. Wydzielona dla obiektu kategoria geotechniczna powinna być uwzględniona w projektowaniu.
9. Nowe procedury przy wyznaczaniu parametrów opisujących grunty i związana z tym konieczność wymiany sprzętu badawczego wyeliminują „procedury” oparte na metodzie B (PN81 –B-03020).
10. Pomimo, że Eurokody są bardzo cennym źródłem unifikującym rozpoznanie podłoża, to przy okazji są systemem niepotrzebnie skomplikowanym. Istnieje pogląd o nieprzystosowaniu Eurokodów do niewielkich i prostych konstrukcji, jak również dotyczący wręcz zakazu ich stosowania do konstrukcji wysokiego ryzyka.
11. Stosowanie norm nie zwalnia od odpowiedzialności projektanta.
12. W przypadku, gdy normy PN-B i BN-B mają szerszy zakres niż odpowiednia część EC, szczególnie w przypadku określania wartości współczynników bezpieczeństwa niedopuszczalne jest rygorystyczne trzymanie się zasady, że należy posługiwać się wyłącznie EC. Przeciwnie stanowisko jest nie tylko niedopuszczalne, ale może świadczyć o braku elementarnej wiedzy inżynierskiej w sumie prowadząc do katastrofalnych następstw.
13. Wykorzystywanie zaleceń EC7 dotyczących prawidłowości opracowania parametrów geotechnicznych i kontroli jakości wykonania robót na budowie ma znacznie większe znaczenie przy spełnianiu stanów granicznych nośności i użytkowania niż dokładność modeli obliczeniowych i wartości współczynników częściowych.
14. Generalnie, jak już to zostało zapisane wcześniej, wszystkie błędy biorą się z nienależytego i niestarannego rozpoznania podłoża. Konsekwencją tego jest również

niedostateczna wiedza projektantów co do wykorzystywania i interpretacji parametrów fizyko-mechanicznych gruntów. Niejednokrotnie, wystarczy w takich sytuacjach zagłębić się w opisy kart informacyjnych Dokumentacji geotechnicznych lub geologiczno-inżynierskich, aby dojść do wniosku, że prace terenowe prowadzone były bez stałego dozoru geologicznego, a jedynie pod ogólnym nadzorem uprawnionego dokumentatora. W praktyce oznacza to m. in. brak fachowej makroskopowej oceny rodzaju i stanu gruntu. Badania geologiczno-inżynierskie mają przecież charakter punktowy. Model budowy geologicznej i warunków gruntowych jest wynikiem interpretacji przebiegu warstw pomiędzy punktami (profilami), w których wykonano otwory lub sondowania. Niewłaściwie przyjęty stopień złożoności podłoża może spowodować rozmieszczenie punktów badawczych w większych niż należałoby odległościach. Pracownicy firm geologicznych mają niestety możliwość nierzetelnego wykonywania swoich prac, zwłaszcza w terenie, bowiem polskie Prawo geologiczne i Prawo budowlane w zasadzie nie przewidują żadnej formy nadzoru zewnętrznego nad realizacją tych prac. Z reguły niewielkie firmy geologiczne pracują często pod presją czasu, czego zleceniodawcy zdają się nie rozumieć wyznaczając nierealne, krótkie terminy

15. Geotechnicy i konstruktorzy (projektanci) muszą zweryfikować swoją wiedzę i przyzwyczajenia zapominając przy tym o metodzie U.D.A.

25. Podsumowanie.

Przedstawione zagadnienia pokazują szerokie możliwości zastosowania geosyntetyków w budownictwie m.in. przy budowie i zabezpieczaniu wałów ppow., grobli, zapór, tam, nabrzeży, brzegów rzek, wybrzeży morskich, wysokich skarp, nasypów, murów oporowych, przy umacnianiu koryt rzecznych i skarp budowli hydrotechnicznych, przy budowie dróg dojazdowych, ulepszonych i tymczasowych posadawianych niejednokrotnie na gruntach słabych. Pomimo swojej różnorodności materiały i technologie opisane wyżej charakteryzują się kilkoma wspólnymi cechami do których zaliczyć można :

- łatwość i szybkość wykonania,
- trwałość i bezawaryjność eksploatacji konstrukcji,
- brak konieczności tworzenia wielkich placów budów

przy założeniu jednak, że geosyntetyki zostaną prawidłowo zwymiarowane i będą odpowiednio dobrane do istniejących, czy też prognozowanych warunków obciążenia i długotrwałej eksploatacji.

Przedstawione w opracowaniu zagadnienia mogą wspomóc pracę projektantów w budownictwie ziemnym zwłaszcza drogowym i kolejowym, wykorzystujących różnego

rodzaju materiały syntetyczne celem zwiększania wytrzymałości gruntów. Problematyka wzmocnienia obiektów inżynierskich wymaga stosowania bardzo dobrych jakościowo materiałów geotekstylnych jak również przygotowania merytorycznego projektantów i wykonawców robót.

Problematyka wzmocnienia obiektów inżynierskich wymaga dokładnego rozpoznania podłoża i wyznaczenia celu jakiemu ma służyć określona konstrukcja.

Wybór odpowiedniej metody obliczeniowej lub programu komputerowego niesie za sobą dwie ważne implikacje dla projektanta. Po pierwsze prawidłowe obliczenie wytrzymałości na rozciąganie zbrojenia powinno uwzględniać przyjętą wysokość nasypu, obciążenia użytkowe i parcie boczne zasypki, która stanowi istotną część siły zrywającej geosyntetyk.

Po drugie, najistotniejsze z dostępnych obecnie na rynku materiałów geosyntetycznych osiągają deklarowane parametry wytrzymałościowe po wydłużeniu ponad 6 %.

Takie wielkości odkształceń znacznie przekraczają reakcję sprężystą słabej warstwy.

Zatem w przypadku projektowania nasypu o kształcie podstawowym na słabym gruncie należy zawsze liczyć się z koniecznością znalezienia i wykazania się solidnym argumentem przemawiającym za takim wyborem.

Pomijany w wielu opracowaniach zasięg stref naprężeń w podłożu obciążonym nasypem prowadzi do szeregu błędów i niejednokrotnie awarii.

Tym samym bazując na odpowiednich obliczeniach jak również na analizie szeregu już zrealizowanych obiektów, należy stwierdzić, że przekrój poprzeczny nasypów jak również układ i parametry zbrojenia powinny być każdorazowo optymalizowane pod kątem efektywności i poprawności rozwiązań.

Pomijane konstrukcje kontrbankietów w trakcie projektowania nasypów odbijają się awariami w trakcie późniejszej ich eksploatacji. Rola kontrbankietów i konstrukcji zamkniętych „poduszek” w funkcji optymalizacji przekroju poprzecznego jest nie do przecenienia.

Literatura :

1. BS 8006:1995 Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills.
2. PN-EN 13251:2000 Geotekstyli i wyroby pokrewne. Właściwości wymagane przy stosowaniu w robotach ziemnych, fundamentowych i konstrukcjach oporowych
3. PN-S-02205:1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
4. PN-81/B-03020 Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
5. PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
6. Colbond Workshop: Design Concepts of Reinforced Walls, Slopes and Embankments. W-wa 2007
7. Dembicki E., Jermołowicz P., Niemunis A. : Bearing capacity of strip foundation on soil reinforced by geotextile. In 3 rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna 1986
8. Dembicki E., Jermołowicz P.: Model tests of bearing capacity of a weak subsoil reinforced by geotextiles. In 1 rd Indian Geotextiles Conf. on Reinforced Soil and Geotextiles. Bombay 1988
9. Dembicki E.: Zagadnienia geotechniczne budowli morskich. Wyd. Morskie, Gdańsk 1987
10. Griend van de A.A.: Deformation of plastic drains. Weg en Water . No 1, Delft 1984
11. ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki Nr 429/2007
12. Jermołowicz P.: Zastosowanie geowłóknin do wzmacniania słabych podłoży gruntowych. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej nr 26, Szczecin 1987, s. 111 – 128
13. Jermołowicz P.: Geosyntetyki w drogownictwie. BTE 1997, nr 2. s. 20 – 21
14. Jermołowicz P.: Wytyczne do projektowania drenaży pionowych. Instrukcja wewnętrzna. Szczecin 1987
15. Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. GDDP, Warszawa 1997,
16. Koerner R.M., Welsh J.: Construction and geotechnical engineering using synthetic fabrics. J.Wiley and Sons, New York 1980
17. Koerner R.M. Designing with geosynthetics, (Fifth edition) Prentice Hall 2005
18. Leśniewska D., Krieger B., Thamm B.R.: Doświadczalna i teoretyczna analiza mechanizmów zniszczenia eksperymentalnych murów oporowych z gruntu
19. Materiały z konferencji Naukowo-Technicznej: Geosyntetyki i tworzywa sztuczne w geotechnice i budownictwie inżynierskim. Częstochowa 2006
20. Materiały z Seminarium IBDIM i PZWFS ; Wzmacnianie podłoża gruntowego i fundamentów budowli. W-wa 2007
21. Materiały z Seminarium IGS: Geosyntetyki podstawą współczesnej geoinżynierii W-wa 2007
22. Molisz R., Baran L., Werno M.: Nasypy na gruntach organicznych. WKŁ, Warszawa 1986
23. Perrier H.: Sol bicouche renforce par geotextile. LCPC, Paryż 1983
24. Pisarczyk S.: Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego P.W. 2005
25. Podręczniki do projektowania dla programów Sigma W, ReSSa, Plaxis v.7,0, Slope W, MSEW, Slide v.5.0
26. Poradnik wzmocnienia podłoża gruntowego dróg kolejowych. Pod red. Z.Biedrowskiego. Poznań 1986
27. Richardson G. : Geogrids vs. geotextiles in roadway applications. GFR 1997
28. Rolla S.: Geotekstyli w budownictwie drogowym WKŁ 1988
29. Voskamp W.: A history of differences. GFR 1995

30. Wesolowski A. [i in.]: Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich. Wyd. SGGW. W-wa 2000
31. Wiłun Z.: Zarys Geotechniki. WKŁ 1982
32. Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. IBDiM, W-wa 2002
33. Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych. Tom I – Budownictwo ogólne cz. 1. Arkady
34. Wysokiński L.: Projektowanie geotechniczne. Geoinżynieria 02/2009
35. Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T.: Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7. Poradnik ITB, Warszawa 2011.
36. Ustawa z 9.06.2011 Prawo geologiczne i górnicze.
37. Rozp. Min. Środ. z 23.12.2011 w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej.
38. Rozp. MT,B i GM z 25.04.2012 w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych.
39. Rozp. MTiGM z 2.03.1999 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
40. Rozp. MI z 12.04.2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
41. Edel R.: Odwodnienie dróg. WKŁ, Warszawa 2006.
42. Giroud J.P., Han J.: The Giroud-Han design method for geosynthetic-reinforced unpaved roads. Geosynthetics II/III 2012,
43. Kłosiński B.: Współczesne sposoby wzmacniania podłoża i fundamentów budowli. Sem. IBDiM, Warszawa 2007.
44. Rowe R.K., Li A.L.: Geosynthetic –reinforced embankments over soft foundations. 7-th Geosynthetics ICG. 2002.
45. Rowe R.K. Soderman K.L.: Geotextile Reinforcement of Embankments on Peat. G.G no 2, 1985,
46. Rowe R.K.: Reinforced Embankments: analysis and design. Journal of Geo.Eng. v.110, no 2, 1984,
47. Jewell R.A.: The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils. G.G. no 7, 1988.