Awarie i uszkodzenia konstrukcji nasypów drogowych, skarp i wykopów oraz zboczy naturalnych z wbudowanymi geosyntetykami w aspekcie błędów projektowych i wykonawczych.

Opracował: Piotr Jermołowicz
tel/fax 091 4607140
tel. kom. 501 293 746
e-mail : p.jermolowicz@wp.pl

Grudziądz, 17 września 2012 r.
Bydgoszcz, 18 września 2012 r.
Toruń, 19 września 2012 r.
Włocławek, 20 września 2012 r.

Wstęp

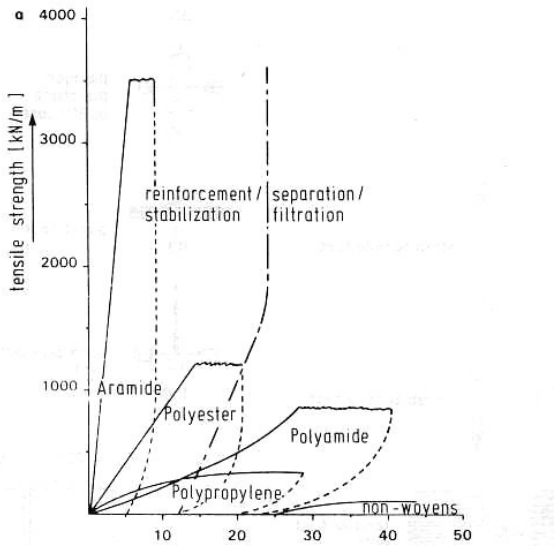
Szacunkowo można przyjąć, że produkcja krajowa geosyntetyków wraz z importem z Niemiec, Holandii, Wielkiej Brytanii itd. to około 5 mln m^2 rocznie.
Do tego, co roku przemysł wytwarza kilka nowych wyrobów niejednokrotnie o bardzo specyficznych zastosowaniach i właściwościach.
Wszystko to wymaga opracowania niekonwencjonalnych metod badań, projektowania i wykonawstwa robót. Większość technologii z zastosowaniem geosyntetyków stale się rozwija. Powoduje to, że normalizacja i inne przepisy „nie nadążają" za praktyką. Przedstawione w ramach poprzednich szkoleń dotyczących zasad projektowania konstrukcji budowlanych oraz kryteriów doboru geosyntetyków, zastosowania norm krajowych i zagranicznych, metod i sposobów obliczania oraz wytycznych i instrukcji stosowania tych materiałów pokazuje jak ważnym elementem jest odpowiednio zaprojektowany lub dobrany materiał zbrojący, separujący lub filtrujący.
Wzorem innych krajów posiadających szeroko skodyfikowane konstruowanie i obliczanie obiektów z geosyntetykami, pojawił się projekt normy europejskiej pr EN 14475 „Grunt zbrojony". Norma ta uwzględnia zbrojenie stalowe, geosyntetykami, włóknem szklanym i inne. Przedstawione w niej zasady wykonania budowli ze zbrojeniem rozmieszczonym poziomo, pomiędzy warstwami układanego gruntu, dotyczą :

- konstrukcji oporowych (pionowych lub pochylonych, stożków przyczółków mostowych itd.) z systemem osłon utrzymujących grunt pomiędzy warstwami wprowadzonego zbrojenia,
- stromych skarp (do 70^0) z osłoną z zawiniętych geosyntetyków lub płaszczyznowych osłon przeciwerozyjnych,
- odbudowy osuwisk skarp,
- nasypów zbrojonych płaszczyznowo w podstawie lub w górnej części.

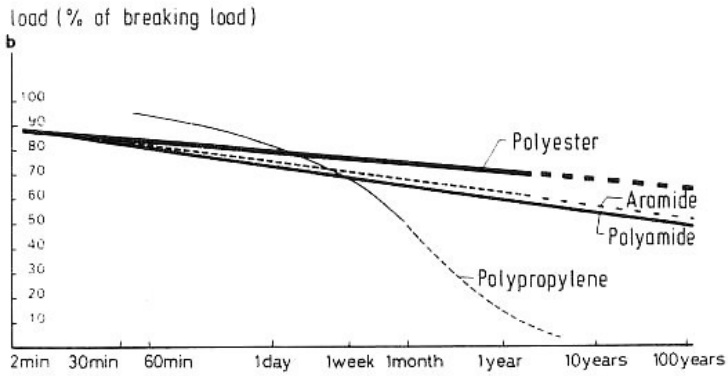
Nawiasem mówiąc obszerny Eurokod 7-1 poświęca tym zagadnieniom p. 5.5 liczący 18 wierszy, a „Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym " z 2002 r. na 124 strony jedynie 16 i to w sposób ogólny.

1. Trwałość geosyntetyków

Główną wątpliwością przy stosowaniu geosyntetyków jest ich trwałość. Dotychczasowe doświadczenia z praktyki dotyczą okresu 30 – 40 lat, a czas pracy tych materiałów szczególnie w konstrukcjach związanych z ochroną środowiska (wysypiska, składowiska i mogielniki) – to setki lat.



Rys.1. Wykres wytrzymałości geosyntetyków w układzie z podziałem funkcji [10]



Rys. 2. Krzywe pełzania polimerów [10]

Na tych rysunkach widać, że materiały aramidowe są z nich najlepsze , nie podlegają pełzaniu w takim zakresie jak inne. Ale jak to zwykle bywa w naturze, nie ma nic za darmo. Wadą tkanin z włókien aramidowych jest mała sprężystość oraz mała odporność na wysoką temperaturę i promienie UV.

Zasadnicze znaczenie ma trwałość w przypadku zastosowań długoterminowych w odniesieniu do :

- wytrzymałości i odkształcalności – zbrojenia masywów gruntowych (konstrukcji oporowych, stromych skarp), których bezpieczeństwo musi zostać zapewnione przez wytrzymałość geosyntetyków, a także wzmacniania podłoża nawierzchni,
- wodoprzepuszczalności filtrów w systemach odwadniających.

W takich zastosowaniach wymagane są specjalne badania i przyjmowanie odpowiednio zredukowanych parametrów, uwzględniając zmiany właściwości wyrobów w czasie eksploatacji.

Sposób oceny trwałości został ujęty w normie PN-EN 13249:2002. Poniżej przedstawiono dwa uproszczone kryteria oceny trwałości.

1. Geotekstylia zastosowane w gruntach naturalnych o pH między 4 i 9, temperaturze < 25°C i nie pełniące funkcji zbrojenia oraz wykonane z poliestru, polietylenu,

polipropylenu, poliamidu 6 lub poliamidu 6.6 i nie zawierające surowców wtórnych mogą być uważane za zachowujące dostateczną trwałość co najmniej przez pięć lat.

2. Geosyntetyki zastosowane w gruntach naturalnych o pH między 4 i 9, temperaturze $<25^0C$ i wykonane z poliestru, polietylenu, polipropylenu, poliamidu 6 lub poliamidu 6.6, i nie zawierające surowców wtórnych mogą być uważane za zachowujące dostateczną trwałość co najmniej przez dwadzieścia pięć lat, pod warunkiem że pomyślnie przeszły badania: odporności na hydrolizę (poliester, poliamid 6, poliamid 6.6.) i odporności na utlenianie (polipropylen, polietylen, poliamid 6, poliamid 6.6.).

Analizując właściwości fizyko – mechaniczne polimerów można wskazać na następujące zagadnienia ich użytkowania :

- rozszerzalność termiczna i skurcz (współczynnik rozszerzalności termicznej geosyntetyków jest o 2-3 rzędy wielkości większy niż betonu),
- ogień – temperatura topnienia
  - dla : HDPE – 130^0
    PP - 165^0
    PET - 260^0
    PA - 250^0
- zagrożenie przy łączeniu – przepalanie spoin, rozdzieranie, nadmierne dziurawienie itp.,
- promieniowanie słoneczne (UV).

Wyboru rodzaju i gatunku materiału należy dokonywać w zależności od jego przeznaczenia (rodzaju zastosowania) oraz wymaganych właściwości mechanicznych, parametrów hydraulicznych, odporności na uszkodzenia podczas wbudowania, odporności na czynniki klimatyczne (atmosferyczne), chemiczne itp. Właściwy wybór jest sprawą skomplikowaną. W wielu krajach dąży się do uproszczenia zasad doboru wyrobów do zastosowań w budowlach drogowych, przynajmniej w prostych typowych sytuacjach.

Klasyfikacja taka jest uproszczona i nie oddaje w pełni różnych zalet wyrobów, zwłaszcza wyższych klas, lecz jest użyteczna do wstępnego wyboru typowych, prostych przypadkach zastosowań. W specjalnych przypadkach konieczne jest wymiarowanie materiału na podstawie szczegółowych obliczeń i wzorów z określeniem stanów granicznych nośności i użytkowania.

Interesującą nowością w przepisach jest kryterium **energii zniszczenia** wyrobu przy zerwaniu. Energia zniszczenia jest równa połowie iloczynu siły zrywającej (wytrzymałości) i wydłużenia przy zerwaniu (w procentach) . Miarodajna jest mniejsza z wartości w kierunku podłużnym i poprzecznym. Kryterium to uwzględnia łącznie dwie cechy materiału i uważa się, że lepiej pozwala porównać różne rodzaje wyrobów np. włókniny i tkaniny. Wymagania dotyczące energii zniszczenia wprowadzono już do różnych dokumentów, m.in. do normy szwajcarskiej SN 640 552a:1997, normy norweskiej lub projektu normy francuskiej.

O ile wpływ czynników chemicznych i fizycznych w dużym stopniu zależy od sposobu wytwarzania polimerów, o tyle wpływ czynników mechanicznych zależy od producentów włókien, fabryk włókienniczych produkujących materiały geosyntetyczne oraz

projektantów i wykonawców konstrukcji geotechnicznych. Sposób wytwarzania materiału geosyntetycznego ma duży wpływ na procesy pełzania i relaksacji w tych materiałach.
Główne czynniki wpływające na trwałość geosyntetyków poniżej poziomu terenu to :

- uziarnienie i ostrokrawędzistość gruntów.
- pH środowiska,
- występujące jony metali,
- obecność tlenu,
- wilgotność
- zawartość związków organicznych i kwasów humusowych,
- temperatura .

2. Trwałość konstrukcji

Trwałość konstrukcji wykonywanych przy udziale materiałów geosyntetycznych zależy w dużym stopniu od jakości wykonania. Również źle wykonany projekt konstrukcji bez rysunków szczegółowych, może przyczynić się do pogorszenia jakości wykonawstwa. Niestety w chwili obecnej w zasadzie wszystkie strony procesu inwestycyjnego (projektanci, wykonawcy i nadzór inwestycyjny) nie są odpowiednio przygotowani do zapewnienia jakości.
Najczęstsze uszkodzenia występują z powodu niedbałego przemieszczania materiału, przy użyciu nieodpowiedniego sprzętu, wadliwego łączenia poszczególnych pasm i nieodpowiedniego przygotowania podłoża, które na skutek osiadań powoduje w materiale geosyntetycznym naprężenia znacznie przekraczające naprężenia przyjęte w projekcie jako dopuszczalne. Jeżeli przyjąć poziom naszego wykonawstwa, należałoby w obliczeniach wytrzymałościowych przyjmować całkowite współczynniki bezpieczeństwa od 3 do 5.
Bardzo istotne do zapewnienia trwałości konstrukcji jest stworzenie na wszystkich większych obiektach systemu obserwacji, który pozwalałby ocenić zachowanie się konstrukcji w miarę upływu czasu. Badania te powinny być realizowane przez odpowiednio przygotowane do tego laboratoria.

3. Wzmacnianie gruntów.

Konieczność wzmacniania gruntów w przeważającej mierze zależy od rodzaju zadania inwestycyjnego i zalegających warstw gruntowych oraz ich nośności i może to być :

- zwiększenie nośności,
- zmniejszenie osiadania,
- zapobieganie utracie stateczności,
- zabezpieczanie skarp wykopów i nasypów oraz zboczy naturalnych,
- zabezpieczanie uplastycznieniu się podłoża,
- stabilizacja podłoża.

Rozpatrywane konstrukcje z gruntu zbrojonego to ogólnie rzecz biorąc nasypy, gdzie oprócz materiału nasypowego układa się dodatkowo w nasypie warstwami zbrojenia, które ma je wzmacniać.
Idea wzmocnienia gruntu zbrojeniem jest podobna do idei konstrukcji żelbetowych. W obu przypadkach zastosowanie „zbrojenia" ma na celu usunięcie podobnej wady materiałów, tj. małej (w przypadku gruntów praktycznie zerowej) wytrzymałości na rozciąganie.
W przypadku budowli ziemnych zastosowanie zbrojenia pozwala na powstanie w nasypie sił przeciwstawiających się zsuwaniu gruntu wzdłuż linii poślizg. w efekcie następuje zwiększenie wytrzymałości nasypu na ścinanie, decydującej o nośności konstrukcji ziemnych.
Powstanie w zbrojeniu sił rozciągających jest wynikiem jego współpracy z gruntem.
W odróżnieniu od konstrukcji żelbetowych, współpraca gruntu ze zbrojeniem to efekt m. in. sił tarcia między materiałami oraz adhezji. W konsekwencji przyczepność zbrojenia do gruntu, jak i wymagana długość zakotwienia zbrojenia w gruncie, nie jest stała, lecz zależy od naprężeń ściskających występujących w płaszczyźnie kontaktu, czyli od usytuowania zbrojenia w nasypie.
Pomimo upływu ponad 20 lat od pierwszych zastosowań geosyntetyków w Polsce narzędzia, których używamy do projektowania nie zostały jeszcze dobrze wykalibrowane.
Dzieje się to m.in. dlatego, że w przypadku geotechniki sytuacja jest trudniejsza niż w innych specjalnościach takich jak konstrukcje stalowe, czy żelbetowe.
Powstające zalecenia, wytyczne i normy oparte były i są na metodzie kolejnych prób i błędów.
Wiele z tych opracowań miało swoje źródła w wynikach chaotycznych badań, niezrozumienia i błędnych tłumaczeń literatury światowej, co do dzisiaj skutkuje błędami w „poprawnym" formułowaniu rozpatrywanego przypadku lub schematu statycznego.
Analizując treści i postulaty zawarte w niezliczonej ilości artykułów i referatów przy okazji sympozjów lub konferencji dotyczących geosyntetyków można odnieść wrażenie, że nie wszyscy pragną aby okres pionierski w stosowaniu geosyntetyków zakończył się w Polsce.
A przecież w przypadku wystąpienia awarii i uszkodzeń konstrukcji dochodzi do wymiernych strat materialnych ponoszonych przez inwestorów i wykonawców robót gwarantujących odpowiednią jakość oraz projektantów uczestniczących w procesie inwestycyjnym.
Są to sprawy z reguły bardzo „delikatne" dla wszystkich uczestników procesu inwestycyjnego, a niejednokrotnie bardzo przeciągające się w czasie. Wiele awarii i błędnych rozwiązań nastąpiło wskutek nieprzestrzegania podstawowej zasady, że materiały geotekstylne nigdy nie są samodzielną konstrukcją, a dobrze pracują tylko wtedy, gdy są prawidłowo zaprojektowane i wbudowane w gruncie.
Ukazujące się publikacje w formie artykułów w czasopismach fachowych, książkach i instrukcjach z prezentowanymi „gotowymi" rozwiązaniami konstrukcyjnymi oraz upowszechnianie się komputerowego wspomagania projektowania przyniosło szereg korzyści, jednak sprowadziło również pewne realne zagrożenia. Częste dążenie do przyspieszania pracy wymusza bezkrytyczne przyjmowanie wyników, schematów lub procedur bez ich weryfikacji i kontroli.

W obecnej sytuacji rynkowej wszyscy uczestnicy budowy zmuszeni są do szukania oszczędności. W związku z tym już na etapie wstępnej oceny właściwości fizyko – mechanicznych gruntów podłoża wymaga się od projektanta przyjęcia schematu wzmocnienia konstrukcji. Niekiedy można też zaobserwować, że projektanci „dopasowują" zapamiętany schemat lub rozwiązanie z jakiejś publikacji do aktualnie realizowanego projektu bez analizy różnic konstrukcyjnych lub kryteriów zastosowań. Odrębnym tematem są nagminne praktyki zamiany materiałów na etapie wykonawstwa gdzie duży wpływ na decyzje mają kolejno zgłaszający się dostawcy geosyntetyków.

4. Stateczność nasypów, skarp i zboczy – metody obliczeń.

Samoczynne ruchy mas gruntu na zboczach i skarpach zwane osuwiskami uważa się za jeden z istotnych procesów w inżynierii geotechnicznej. Utrata stateczności skarp i zboczy, będąca przyczyną osuwania się mas ziemnych, następuje w wyniku przekroczenia wytrzymałości gruntu na ścinanie wzdłuż dowolnej powierzchni poślizgu. Zasadnicze siły powodujące osuwanie się zboczy i skarp lezą po stronie :

- sił grawitacyjnych pochodzących od ciężaru gruntu i ewentualnej zabudowy,
- sił hydrodynamicznych wywołanych przepływem wody przez grunt, podniesieniem się zwierciadła wody gruntowej i nadmiernym zawilgoceniem zbocza .

Przyczyny powstawania osuwisk :

- układ warstw gruntów równoległy do nachylenia zbocza,
- rozmycie lub podkopanie zbocza,
- niekontrolowane dociążenie naziomu,
- nawodnienie naziomu przy braku drenaży opaskowych,
- wypór wody i ciśnienie spływowe w zboczu,
- napór wody od dołu na górne warstwy gruntu z reguły mało przepuszczalne powodujące zmniejszenie sił oporu na ścinanie,
- nasiąknięcie gruntu na skutek opadów atmosferycznych co powoduje pęcznienie gruntu a tym samym zmniejszenie wytrzymałości na ścinanie,
- zniszczenie struktury gruntu poprzez rozluźnienie,
- istnienie naturalnych potencjalnych powierzchni poślizgu np. w iłach,
- drgania wywołane np. ruchem drogowym,
- sufozja tj. wymywanie z masy gruntu drobniejszych ziaren lub cząstek przez infiltrującą wodę powodujące powstawanie kawern i w następstwie ruch gruntów,
- przebicie hydrauliczne z reguły występujące u podstawy skarp lub zboczy spowodowane wypływem wody gruntowej powyżej podstawy zboczy,
- cykliczność przemarzania i odmarzania gruntu w rejonie istnienia krzywych depresji wody gruntowej co powoduje spadek wytrzymałości na ścinanie,
- wypieranie gruntu po nadmiernym obciążeniu terenu,
- niewłaściwe zaprojektowanie nachylenia skarp wykopu lub nasypu.

Należy pamiętać, że równocześnie może wystąpić więcej niż jedna z wyżej wymienionych przyczyn.

Na zboczach i skarpach mogą występować następujące rodzaje przemieszczeń mas gruntowych :

- spełzywanie,
- spływy,
- obrywanie,
- zsuwy i osuwiska

Ze względu na aktywność osuwiska dzieli się na :

- aktywne – wiele przemieszczeń gruntu zarejestrowane w ciągu jednego roku,
- mało aktywne – występują co kilka lat,
- nie aktywne – formy ustabilizowane sztucznie.

Ze względu na wielkość osuwiska dzieli się na :

- duże – powierzchnie powyżej 3.000 m^2,
- średnie – powierzchnia 1.000 do 3.000 m^2,
- małe – powierzchnia mniejsza niż 1.000 m^2.

Poza osuwiskami naturalnymi występują również osuwiska wywołane zmianami lokalnych warunków gruntowo – wodnych, a także błędami technicznymi :

- zbyt strome pochylenie skarp,
- zbyt duże podcięcie zboczy,
- zastosowanie niewłaściwych gruntów do budowy nasypów,
- niewłaściwe zagęszczenie nasypów,
- nieodpowiednia technologia wykonywania robót,
- niewłaściwe odwodnienie.

Do najczęstszych przyczyn osuwiskowych w wykopach można zaliczyć :

- zwiększenie kąta nachylenia skarpy w stosunku do kąta nachylenia zbocza naturalnego i kąta stoku naturalnego jakim charakteryzuje się dany grunt w podłożu,
- zmniejszenie spójności gruntu na skutek odciążenia, zdjęcia części nadkładu lub dopuszczenia do nadmiernego zawilgocenia,
- zwiększenie erozji gruntów przez ich odsłonięcie i nie zabezpieczenie przed spływającą wodą,
- zmianę warunków wodno – gruntowych.

Tendencje osuwiskowe w nasypach występują przede wszystkim na skutek nie właściwego ich wykonania tj. :

- minimalizacja robót ziemnych i zajętości terenu – zbyt duże pochylenia skarp,
- zbyt grube warstwy przeznaczone do zagęszczania uniemożliwiają osiągnięcie właściwego stopnia lub wskaźnika zagęszczenia,
- użycia niewłaściwego gruntu z którego nasyp jest wykonany ($U < 5$),
- niezabezpieczenie skarp przed erozją powierzchniową,
- nadmierne obciążenie naziomu taborem samochodowym lub kolejowym.

W zależności od wartości współczynnika F wystąpienie osuwiska można uznać za :

- bardzo mało prawdopodobne - $F > 1,5$,
- mało prawdopodobne - $1,3 F \leq 1,5$,

- prawdopodobne - $1{,}0 \; F \leq 1{,}3$,
- bardzo prawdopodobne - $F < 1{,}0$.

Należy w tym miejscu zaznaczyć, że obliczenia wartości współczynnika F są obarczone licznymi błędami począwszy od złego rozpoznania gruntów podłoża, ich właściwości fizyko – mechanicznych, zastosowanych współczynników redukcyjnych i materiałowych i przyjętej metody obliczeń kończąc.

Wartości współczynników stateczności zboczy i skarp powinny być większe od 1,5. Dla takiej wartości F określa się na etapie projektowania zasięg potencjalnej powierzchni poślizgu na koronie drogi. W zależności od posiadanego oprogramowania i od rodzaju uwzględnianych sił oraz sprawdzanych warunków równowagi stosuje się następujące metody :

- Feleniusa – nie uwzględnia sił między paskami.
  Wykorzystuje tylko warunek równowagi momentów, przyjmuje powierzchnię poślizgu kołowo – cylindryczną,
- Bishopa – uwzględnia pionowe i poziome oddziaływanie sąsiednich pasków.
  Również wykorzystuje tylko warunek równowagi momentów, powierzchnia poślizgu kołowo – cylindryczna,
- Nonveillera - uwzględnia oddziaływania międzypaskowe.
  Korzysta z warunków równowagi momentów, umożliwia obliczenia przy dowolnej powierzchni poślizgu,
- Janbu – uwzględnia oddziaływania międzypaskowe .
  Warunek równowagi opiera się na sumie rzutów sił na oś poziomą, umożliwia obliczenia dla dowolnego kształtu powierzchni poślizgu,
- Morgensterna-Price'a – w równowadze pojedynczych pasków uwzględnia siły poziome i pionowe.
  Korzysta z warunków na sumę momentów i sil poziomych, umożliwia obliczenie dla dowolnej powierzchni poślizgu.
- Barera-Garbera, Spencera – korzysta z trzech warunków równowagi.
  Jest więc pierwszą do końca poprawną pod względem statyki metodą analizy stateczności zboczy, umożliwia obliczenia dowolnej powierzchni poślizgu.

Pomijając metodę Felleniusa stosowanie pozostałych metod powinno być co najmniej dublowane dla wyeliminowania nałożenia się różnych błędów i stwierdzenia zbieżności wyników obliczeń.

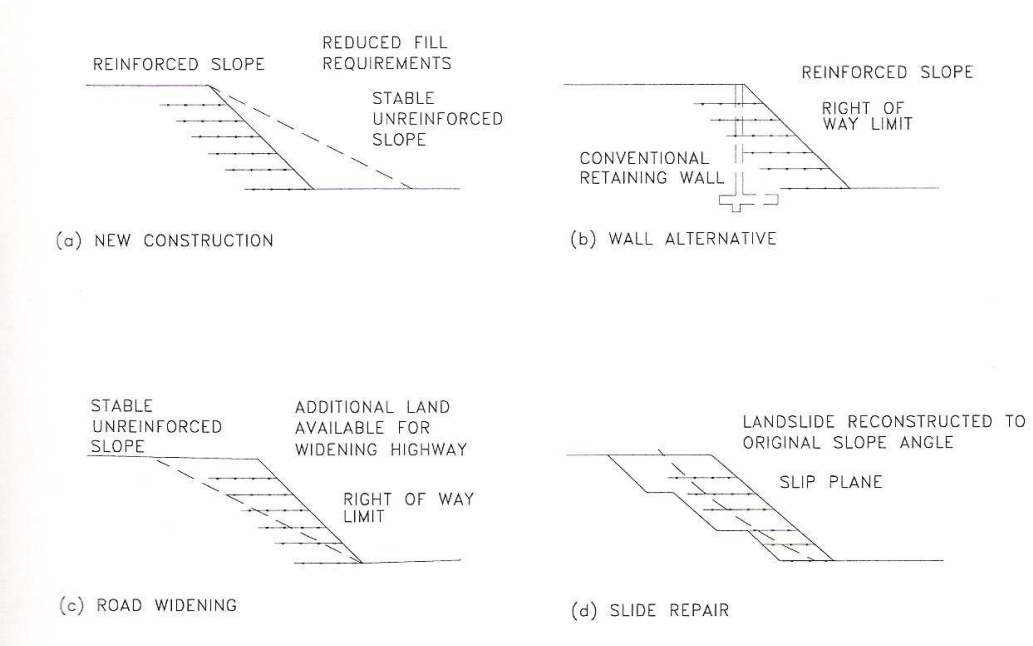
5. Zastosowanie zbrojenia w nasypach, skarpach i ścianach oporowych.

Istniejący podział konstrukcji z gruntu zbrojonego opiera się na kryterium nachylenia powierzchni całkowitej do poziomu :

- zbocza naturalne (strome skarpy nasypów i wykopów) z nachyleniem $\beta \leq 70^0$,
- ściany oporowe, przyczółki oraz stożki mostów i wiaduktów z nachyleniem $\beta \geq 70^0$.

Poniżej przedstawiono typowe schematy zastosowania zbrojenia skarp :

- dla nowych konstrukcji z możliwością ograniczenia powierzchni potrzebnej do budowy nasypu,
- jako konstrukcje alternatywne do tradycyjnych żelbetowych ścian pionowych,
- w trakcie poszerzania nasypów , dróg kołowych i kolei,
- przy odtwarzaniu oryginalnego kształtu skarpy uszkodzonej w wyniku zsuwu lub poślizgu.

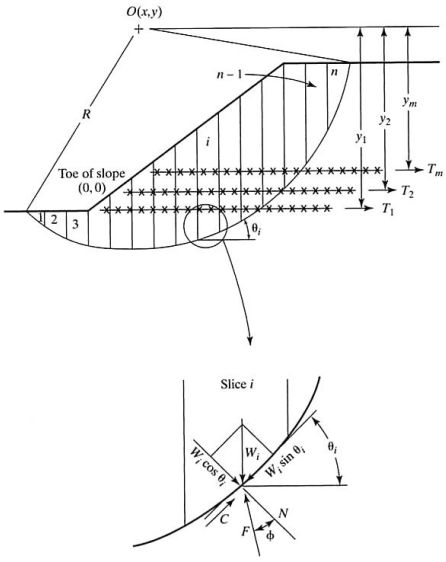


Rys. 3. Podstawowe schematy zbrojenia skarp. [8]

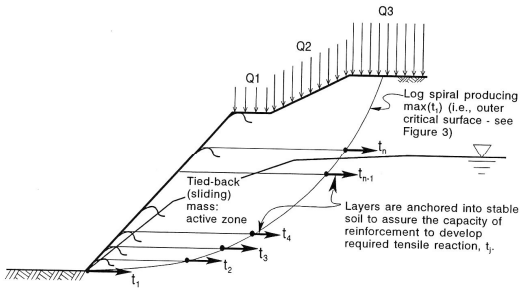
Zarówno do budowy ścian oporowych jak i stabilizacji stromych skarp stosuje się geotkaniny i geokraty jedno i dwukierunkowe.

Każdorazowy wybór materiału geosyntetycznego na etapie projektu powinien być poparty :

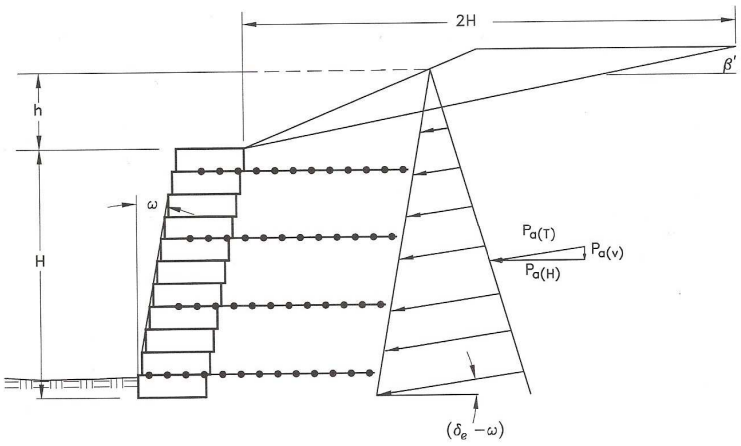
- określeniem współczynnika bezpieczeństwa stateczności konstrukcji,
- obliczeniem potrzebnej długości pasm geosyntetyków poza potencjalną powierzchnią poślizgu lub klinami odłamu,
- obliczeniem maksymalnej wytrzymałości pasma ze względu na zerwanie,
- optymalizacją kosztową inwestycji.



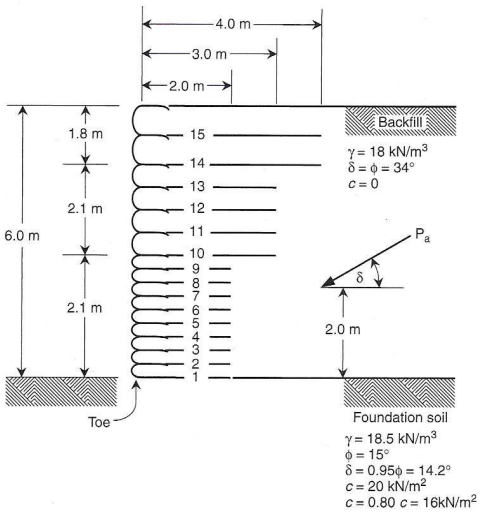
Rys.4. Analiza stateczności skarp ze zbrojeniem [14]



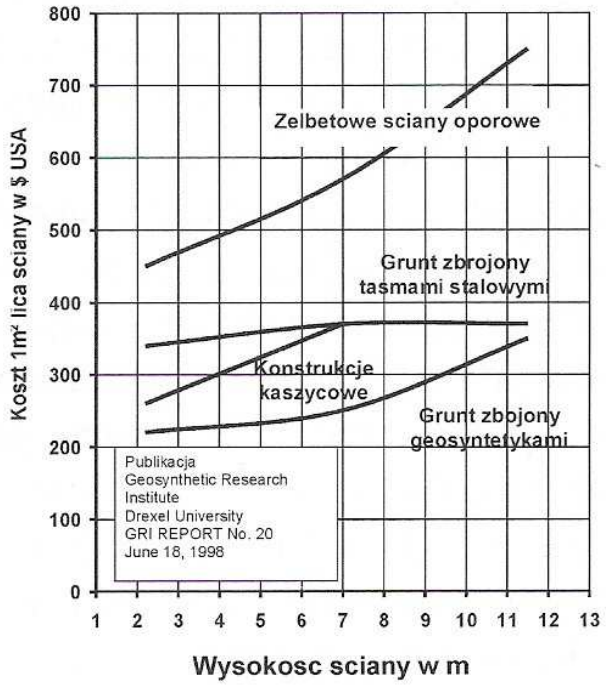
Rys.5. Schemat analizy stateczności skarpy ze zbrojeniem i zwierciadłem wody gruntowej [24]



Rys.5. Wykres parcia gruntu. [24]



Rys.6. Układ warstw geosyntetyków w konstrukcji muru zbrojonego. [14]



Rys.7. Wskaźniki kosztów budowy ścian oporowych. [30]

6. Awarie i uszkodzenia konstrukcji: składowisk, nasypów i obwałowań, murów oporowych, stromych skarp i budowli hydrotechnicznych.

Katastrofa budowlana w przepisach prawa budowlanego zdefiniowana jest w art. 73. Jest to sytuacja skrajna, w której osoby winne podlegają odpowiedzialności zawodowej i karnej.

W przypadku wystąpienia awarii i uszkodzeń konstrukcji dochodzi do wymiernych strat materialnych ponoszonych przez inwestorów i wykonawców robót gwarantujących odpowiednią jakość oraz projektantów.

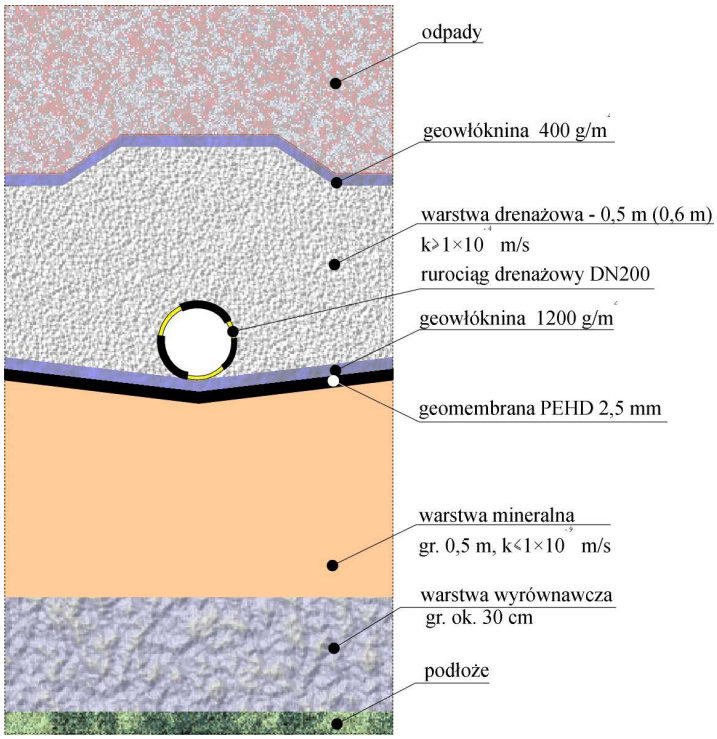
Są to sprawy z reguły bardzo „delikatne" dla wszystkich uczestników procesu inwestycyjnego, a niejednokrotnie bardzo przeciągające się w czasie. Wiele awarii i błędnych rozwiązań nastąpiło wskutek nieprzestrzegania podstawowej zasady, że materiały geotekstylne nigdy nie są samodzielną konstrukcją, a dobrze pracują tylko wtedy, gdy są prawidłowo zaprojektowane i wbudowane w gruncie.

Ukazujące się publikacje w formie artykułów w czasopismach fachowych, książkach i instrukcjach z prezentowanymi „gotowymi" rozwiązaniami konstrukcyjnymi oraz upowszechnianie się komputerowego wspomagania projektowania przyniosło szereg korzyści, jednak sprowadziło również pewne realne zagrożenia. Częste dążenie do przyspieszenia pracy wymusza bezkrytyczne przyjmowanie wyników, schematów lub procedur bez ich weryfikacji i kontroli.

W obecnej sytuacji rynkowej wszyscy uczestnicy budowy zmuszeni są do szukania oszczędności. W związku z tym już na etapie wstępnej oceny właściwości fizyko – mechanicznych gruntów podłoża wymaga się od projektanta przyjęcia schematu wzmocnienia konstrukcji. Niekiedy można też zaobserwować, że projektanci „dopasowują” zapamiętany schemat lub rozwiązanie z jakiejś publikacji do aktualnie realizowanego projektu bez analizy różnic konstrukcyjnych lub kryteriów zastosowań. Odrębnym tematem są nagminne praktyki zamiany materiałów na etapie wykonawstwa gdzie duży wpływ na decyzje mają kolejno zgłaszający się dostawcy geosyntetyków.
Na podstawie własnych ponad 25 – letnich doświadczeń w projektowaniu i wykonawstwie robót z zastosowaniem geosyntetyków oraz bazując na literaturze tematu, zwłaszcza II Europejskiej Konferencji Geosyntetyków, która odbyła się w 2000 roku w Bolonii, przedstawię i opiszę skuteczność stosowania geosyntetyków oraz awarie i uszkodzenia konstrukcji z ich udziałem.

6.1. Składowiska odpadów.

Jest to szczególna grupa obiektów, w których zastosowane geosyntetyki powinny podlegać szczególnym reżimom technologicznym. W każdym składowisku tworzona jest szczelna kapsuła z kilku warstw geosyntetycznych pełniących różne funkcje.



Rys.8. Typowy przekrój warstw uszczelnienia składowiska

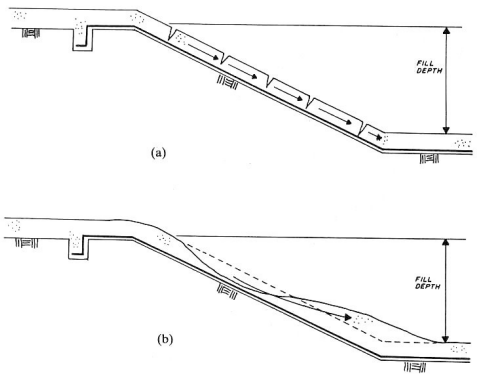
Rozmieszczenie poszczególnych warstw uszczelniająco – separacyjnych, szczególnie na skarpach składowiska powinno być poparte odpowiednimi obliczeniami w fazie projektowej.
Obliczeniom powinno być poddane :

- grubość geomembrany ze względu na warunki geometryczne składowiska oraz wysokość składowania odpadów wraz z możliwością osiadania podłoża. (Dopuszczalne odkształcenie geomembrany powinno być ok. 50 razy mniejsze niż mierzone podczas rozciągania jednoosiowego w laboratorium.)
- sposób zakotwienia na koronie skarpy,
- stateczność warstw geosyntetycznych na skarpach i
- stateczność obsypki filtracyjnej.

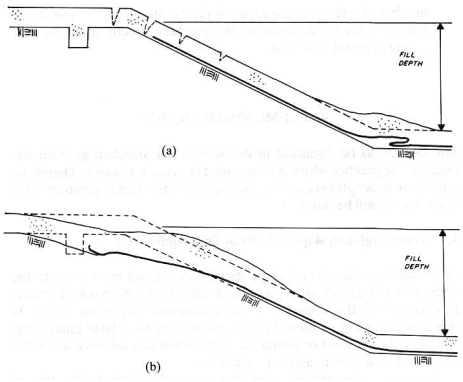
Należy podkreślić, że dotychczasowa praktyka projektowa opiera się na quasi metodzie obserwacyjnej, czyli projektant przyjmuje rozwiązanie na podstawie dostępnej literatury lub własnych doświadczeń bez jakichkolwiek obliczeń.
Stąd też bierze się najwięcej przypadków wykrytych awarii różnego rodzaju przesłon izolacyjnych związanych z geomembranami.

Statystyka w tym temacie jest bezwzględna :

- błędy projektowe – 25 %
- mechaniczne uszkodzenie w trakcie rozkładania – 70 %
- błędy w trakcie eksploatacji – 5 %



Rys.9. Typowe rodzaje poślizgu warstw przykrycia na geomembranach [16]



Rys.10. Typowe rodzaje zniszczenia zakotwienia geomembrany [16]

Od ponad 8 lat w obiektach objętych szczególnym dozorem i monitoringiem montowane są różne systemy do wykrywania nieszczelności w geomembranach.
Dzięki tym systemom stwierdzono, że praktycznie na każdym składowisku występują nieszczelności i uszkodzenia, przez które może przechodzić do 100 % odcieku.
W takich przypadkach należy mówić o katastrofie, a nie o awarii, tym bardziej, że nie ma możliwości zatrzymania tego procesu.

Odpowiedzialność za taki stan rzeczy spada na wszystkich uczestników inwestycji, łącznie z inwestorem i śmiało można mówić o bezsensownym wydaniu pieniędzy. Przyczyną uszkodzenia geomembran mogą być :

- koncentracja naprężeń (geomembrana napięta),
- nadmierne lub nierównomierne osiadanie gruntu,
- miejscowy brak kontaktu między płaszczyzną geomembrany a podłożem (kawerny),
- dopuszczanie do składowania odpadów bezpośrednio na geomembranie,
- najechanie lub wbicie lemiesza spycharki lub kompaktora w skarpę,
- samozapłony odpadów lub nieświadome skutków podpalanie szczególnie przy skarpach składowiska,
- dewastacja uszczelnienia poprzez wycięcie określonej płaszczyzny do dalszego wykorzystania gospodarczego przez osoby trzecie,
- nadmierne ilościowo rozwijanie i układanie pasm geomembrany na zakład przy wysokich temperaturach powietrza, pełnym nasłonecznieniu i bez sukcesywnego zgrzewania,
- zgrzewanie geomembran w niskich temperaturach otoczenia (poniżej 5^0C) bez utrzymywania temperatury zgrzewania na stałym poziomie w maszynach samojezdnych,
- dopuszczanie do okresowych schłodzeń elementów grzewczych poprzez, np gwałtowne podmuchy zimnego wiatru,
- zgrzewanie pasm geomembrany nieoczyszczonych z błota, piasku oraz podczas deszczu lub mżawki.

Rys. 11. Zsuw warstw okrywających geomembranę na skarpie

Rys. 12. Wypór zbiorników z wadliwie uszczelnionego wykopu poprzez przedostanie się wody gruntowej

Rys.13. Zbyt wysoko osadzona rura do odprowadzania odcieków z dna składowiska

Rys.14. Kradzież pasma geomembrany niezabezpieczonej obsypką

Rys. 15. Niedopuszczalne składowanie odpadów bezpośrednio na geomembranie

Pomimo przedstawionych mankamentów uszczelnień geomembranowych trudno nie docenić ich zalet. Dla uzyskania zamierzonego efektu końcowego jakim jest ochrona gruntów i wód gruntowych przed przedostaniem się substancji toksycznych powinien być zapewniony właściwy system projektowania oraz bezwzględna kontrola wykonawstwa z utrzymaniem pełnego reżimu technologicznego.
Odrębną sprawą jest stosowanie geomembran jako uszczelnienie wałów przeciwpowodziowych.
Obecnie obowiązujące przepisy pozwalają na wbudowywanie różnych systemów, od pionowych przesłon po płaszczyznowe ułożenie na skarpach odwodnych.
Mniejszym niebezpieczeństwem jest zastosowanie geomembran teksturowanych obustronnie z grubszymi warstwami obsypki.
Z doświadczeń wynika, że przy warstwach okrywowych mniejszych od 0,80 m, szczególnie przy dłuższych okresach suchych, obumiera cała szata roślinna porastająca skarpy co przy dużej powodzi może doprowadzić do kilku różnych mechanizmów zniszczenia.
Przy okazji okazało się, że geomembrany przeciwdziałają tworzeniu korytarzy i nor przez piżmaki i inne gryzonie. Można sądzić, że materiał, jego zapach lub właściwości wiskoleptyczne nie odpowiadają gryzoniom.

6.2. Nasypy i obwałowania

Geowłókniny, geotkaniny i geosiatki są materiałami o dużej funkcjonalności. Geowłókniny o różnej grubości i otwartości charakteryzują się stosunkowo niską wytrzymałością na rozciąganie i dużą wydłużalnością. Ich zakres zastosowań powinien obejmować separację, filtrację i drenaż.
Szczególnego znaczenia nabierają w tych przypadkach kryteria retencyjności, filtracji i zakolmatowania.

Zalecane są następujące wartości kryteriów [34]:

- zatrzymywania cząstek filtrowanego gruntu
  - grunty drobnoziarniste $O_{90} \leq 10\ d_{50}$,
  - grunty trudne $O_{90} \leq d_{90}$.
  - grunty grubo-i różnoziarniste $O_{90} \leq 5\ d_{10}\sqrt{U}$ oraz $O_{90} \leq d_{90}$;
  - kolmatacji - dla wybranego wyrobu $O_{90} = (0{,}2 \div 1)\ O_{90}$,
- działania hydraulicznego - materiał geotekstylny drenu powinien zapewnić wystarczający przepływ wody w danym podłożu.

W zależnościach tych oznaczono:

O_{90} - charakterystyczna wielkość porów geowłóknin,

d_{10}, d_5o, d_{90} - wielkości ziaren gruntu, które wraz z mniejszymi stanowią odpowiednio 10, 50, 90% masy gruntu.

Kryteria dotyczące filtrowania gruntów niespoistych i mało spoistych:

- dla geotkanin tasiemkowych (o równomiernym wymiarze otworów):

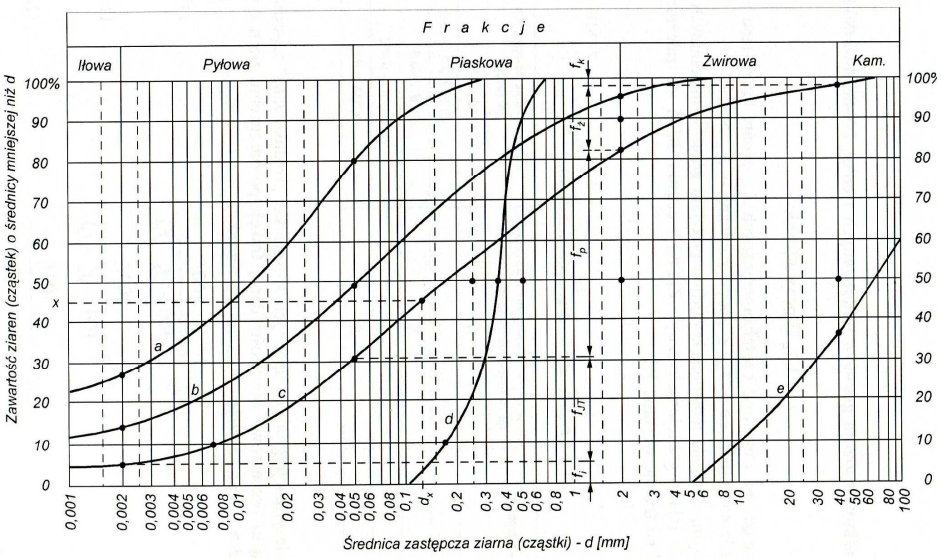
$$O_{90} / d_{90} \leq 2{,}5$$

- dla geowłóknin igłowanych i przeszywanych (o zróżnicowanych wymiarach porów, zamykających się pod obciążeniem):

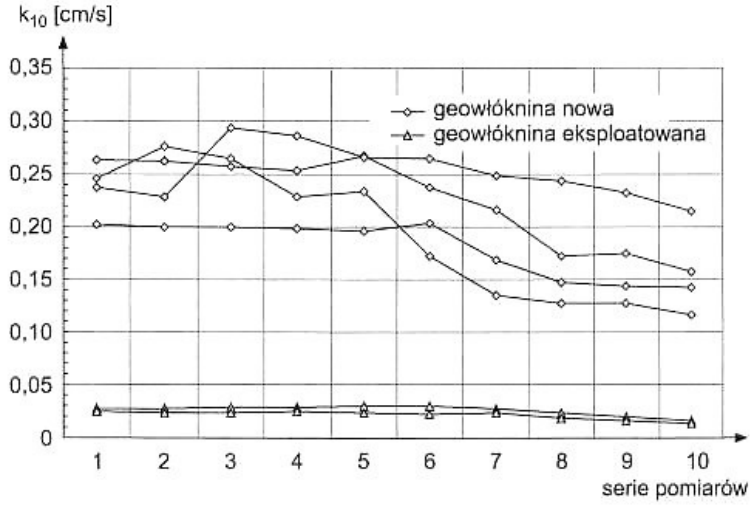
$$O_{90} / d_{90} \leq 5.$$

Jest istotne, by stosunki wymiarów porów były jak najbliższe podanym wartościom granicznym 2,5 i 5, aby zapewnić jak największą przepuszczalność geosyntetyków, zachowując zarazem ich zdolność do zatrzymywania cząstek gruntu.

Zjawiska mogące wpływać ujemnie na długotrwałą pracę geowłóknin powinny być wykazywane w trakcie projektowania na podstawie rzetelnie wykonanych badań gruntów podłoża i nasypów z krzywymi z analiz granulometrycznych (sitowych i areometrycznych).



Rys.16. Krzywe uziarnienia z analizy sitowej.



Rys. 17. Zmiany współczynnika wodoprzepuszczalności poprzez kolmatację błędnie dobranej geowłókniny .

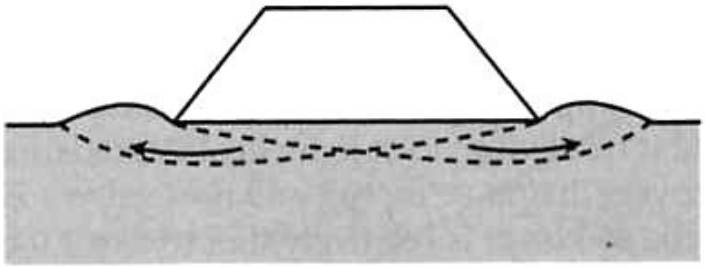
Nie można zapominać, że oprócz kolmatacji mechanicznej istnieje również niebezpieczeństwo kolmatacji biologicznej i chemicznej. Rozmnażające się bakterie, glony i grzyby zatykają pory w równym stopniu co krystalizacja związków i substancji chemicznych zawartych w odciekach i wodach gruntowych.

Posadawianie nasypów drogowych, kolejowych i wszelkiego rodzaju obwałowań na gruntach ściśliwych lub terenach objętych szkodami górniczymi wiąże się z długotrwałymi osiadaniami lub gwałtownymi tąpnięciami terenu.

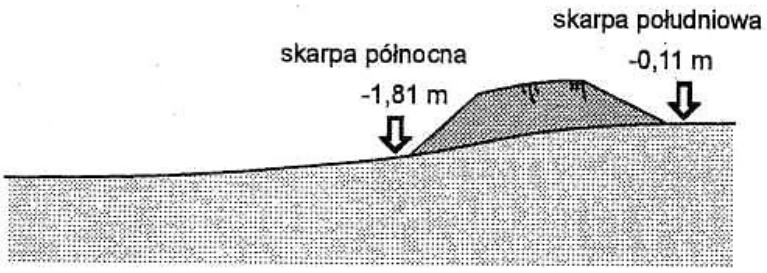
Każdorazowe projektowanie tego typu posadowień powinno być poparte rzetelnymi badaniami podłoża, obliczeniem I i II stanu granicznego, obliczeniem wytrzymałości długotrwałej geosyntetyków jak również odpowiednim ich rozmieszczeniem w przekroju poprzecznym.

Brak tego typu podejścia do tematu był przyczyną awarii i uszkodzenia nasypów na drodze Nr 6 w rejonie Lęborka, wysokiego nasypu autostrady A-4 pomiędzy węzłami „Wirek ”- „Batorego”, „wypłukania” 100 metrowego odcinka nasypu kolejowego na trasie Krzyż – Poznań.

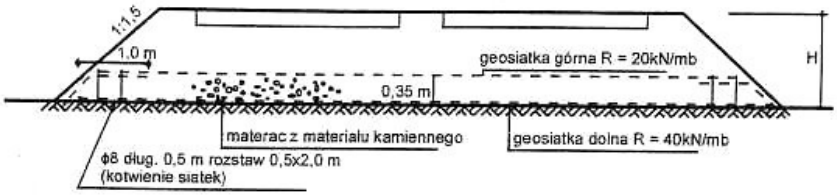
Zastosowane konstrukcje z udziałem geotkanin i geosiatek nie obejmowały obliczeń a jedynie zastosowano metodę „przyjęto”.



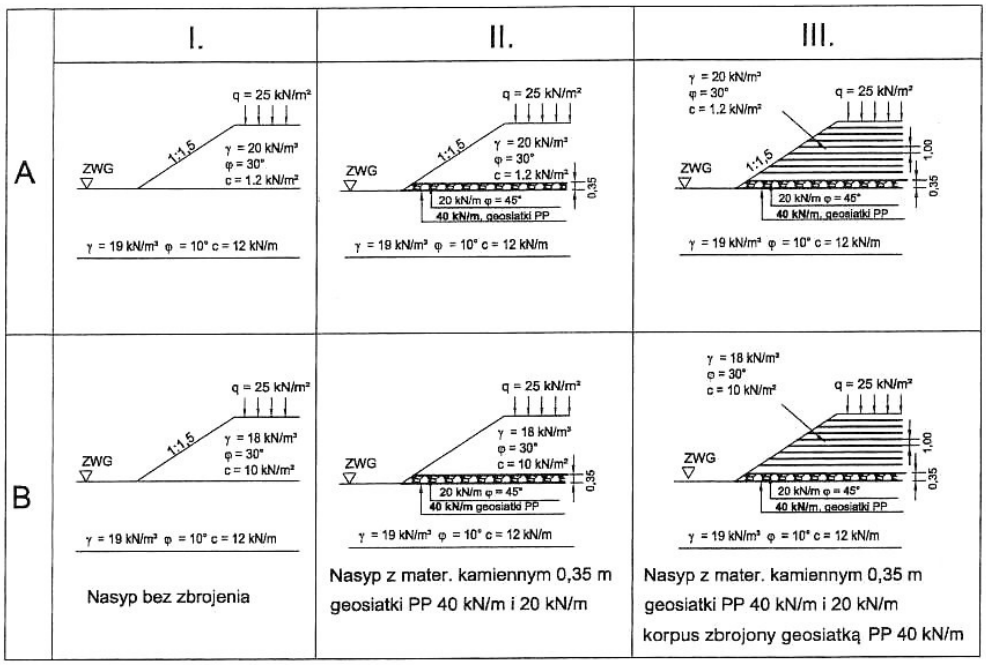
Rys. 18. Niekontrolowane osiadanie nasypu poprzez obustronne wypieranie gruntu podłoża (droga Nr 6, okolice Lęborka)



Rys. 19. Schemat deformacji terenu i nasypu w czasie awarii odcinka autostrady A-4 [18]



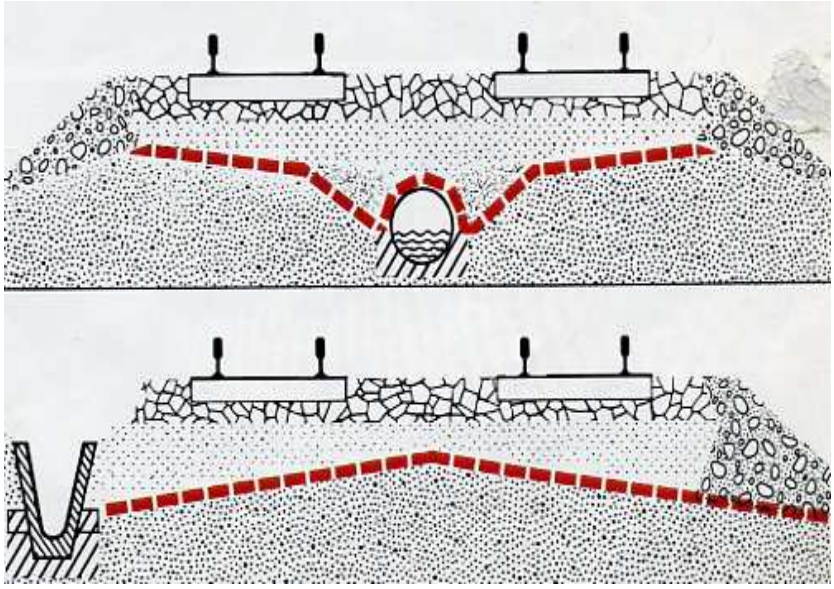
Rys. 20 Przykładowa konstrukcja zbrojenia uszkodzonego nasypu na terenach objętych szkodami górniczymi (autostrada A-4) [18]



Rys. 21. Schematy obliczeniowe nasypów A-4 Sośnica – Wirek w rejonie awarii [30]

Rodzaj gruntu nasypowego	Metoda obliczeń	I			II					III				
		GGU-Stability® (7), [*]	GT-Nasyp	Projekt (8)	GGU-Stability® (7)		GT-Nasyp		Projekt (8)	GGU-Stability® (7)		GT-Nasyp		Projekt (8)
					1 min	120 lat	1 min	120 lat		1 min	120 lat	1 min	120 lat	
A	Felleniusa	–	0,691	0,690	–	–	0,717	0,700	1,008	–	–	0,717	0,700	1,202
	Kreya	0,917*	0,926	–	0,944*	0,922*	0,959	0,937	–	0,943*	0,922*	0,959	0,937	–
	Bishopa	0,91	0,911	–	0,94	0,91	0,947	0,924	–	0,94	0,91	0,947	0,924	–
	Janbu	0,80	–	–	0,83	0,80	–	–	–	0,83	0,80	–	–	–
	bloków	0,92	–	–	1,00	0,92	–	–	–	1,00	0,92	–	–	–
	klinów	0,79	–	–	0,86	0,80	–	–	–	0,86	0,80	–	–	–
	Kézdiego	–	0,745	–	–	–	0,793	0,756	–	–	–	0,793	0,756	–
B	Felleniusa	–	0,791	1,120	–	–	0,813	0,796	1,329	–	–	0,813	0,796	1,431
	Kreya	0,986*	0,993	–	1,012*	0,988*	1,026	1,002	–	1,012*	0,988*	1,026	1,002	–
	Bishopa	0,98	0,992	–	1,01	0,99	1,026	1,002	–	1,01	0,99	1,026	1,002	–
	Janbu	0,89	–	–	0,93	0,90	–	–	–	0,93	0,90	–	–	–
	bloków	1,02	–	–	1,10	1,03	–	–	–	1,10	1,03	–	–	–
	klinów	0,88	–	–	0,96	0,90	–	–	–	0,96	0,90	–	–	–
	Kézdiego	–	0,863	–	–	–	0,904	0,867	–	–	–	0,904	0,867	–

Rys. 22. Zestawienie porównawcze faktycznych wyników analizy stateczności nasypu o wysokości 10 m autostrady A4 Sośnica – Wirek [7]

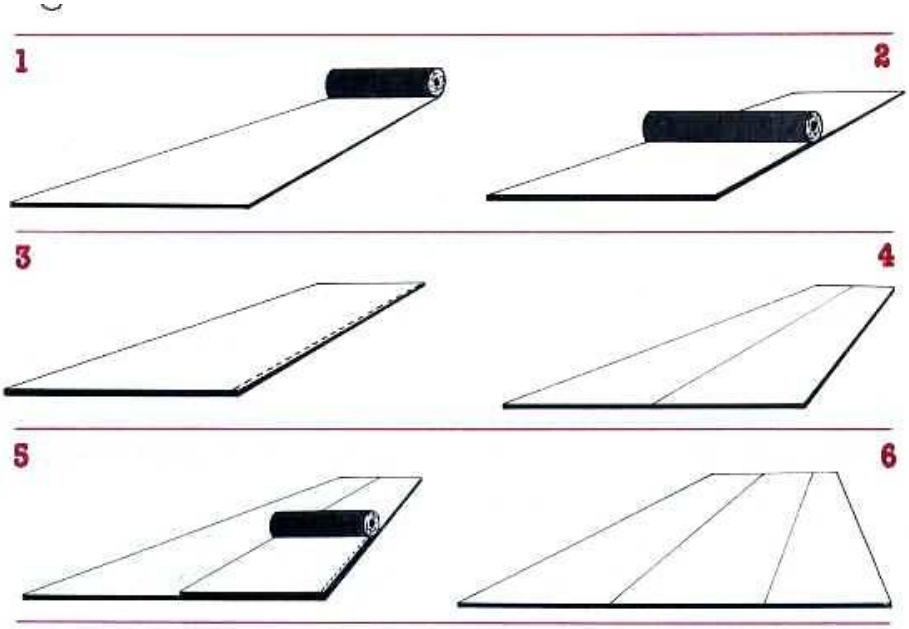


Rys.23. Przykłady zastosowania geosyntetyków w podtorzu kolejowym
schemat górny – nieprawidłowy
schemat dolny - prawidłowy

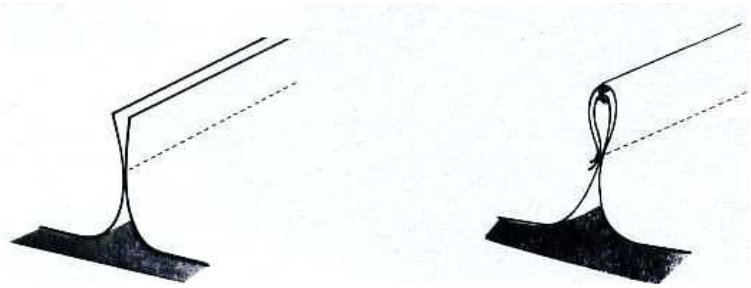
6.3. Mury oporowe i strome skarpy

Są to konstrukcje szczególnie wrażliwe na błędy popełnione na etapie projektu czy wykonawstwa.

Konstruowanie wzmocnienia tego typu obiektów powinno odbywać się etapami z zastosowaniem sztuki inżynierskiej. Prawidłowo wykonane szycie oraz konstruowanie ścian czołowych pokazano na poniższych rysunkach



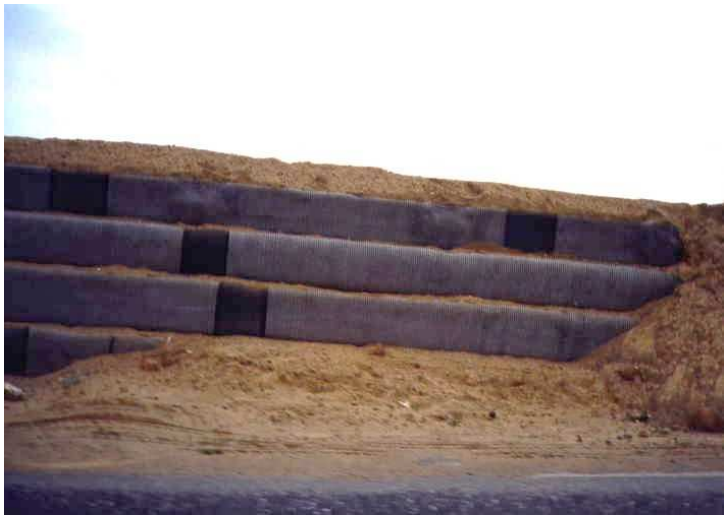
Rys. 24. Kolejne etapy układania i szycia pasm geosyntetyków



Rys. 25. Najczęściej stosowane schematy zszywania geosyntetyków

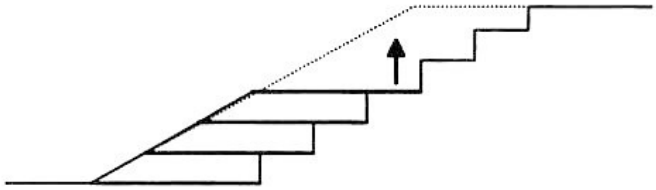
Rys. 26. Prawidłowe tworzenie lica muru zbrojonego – ustawianie przestrzennych szalunków

Rys.27. Wykonanie pierwszej warstwy muru zbrojonego z zawinięciem pasm geosyntetyku

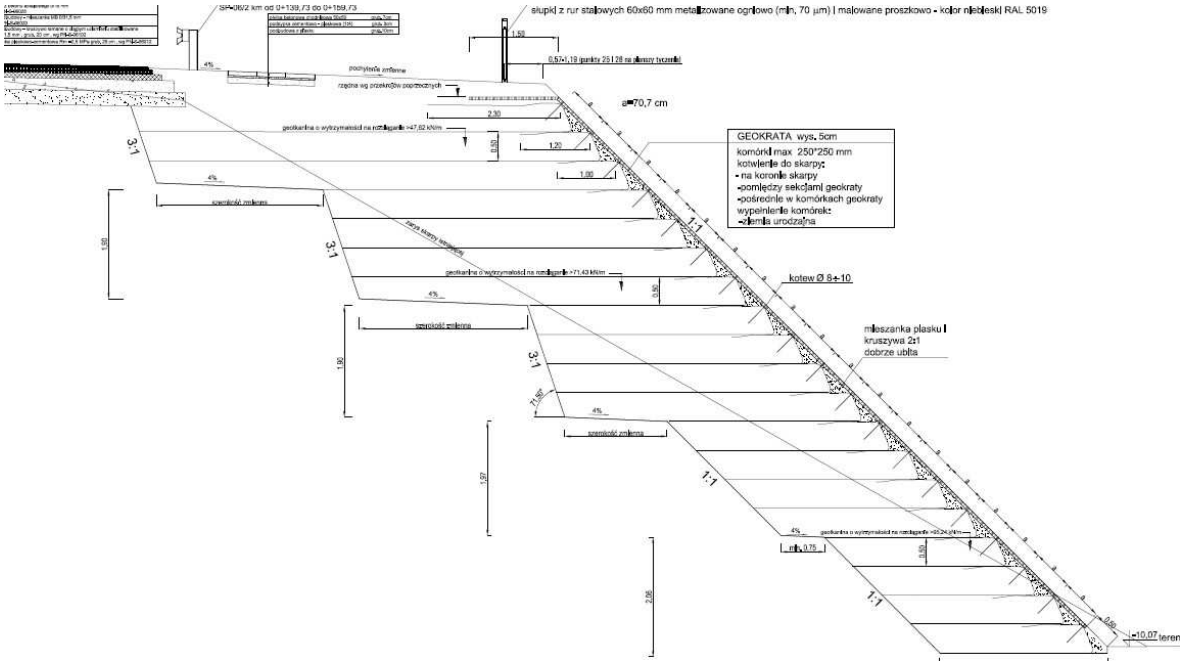


Rys. 28. Widok fragmentu dobrze uformowanego lica muru zbrojonego

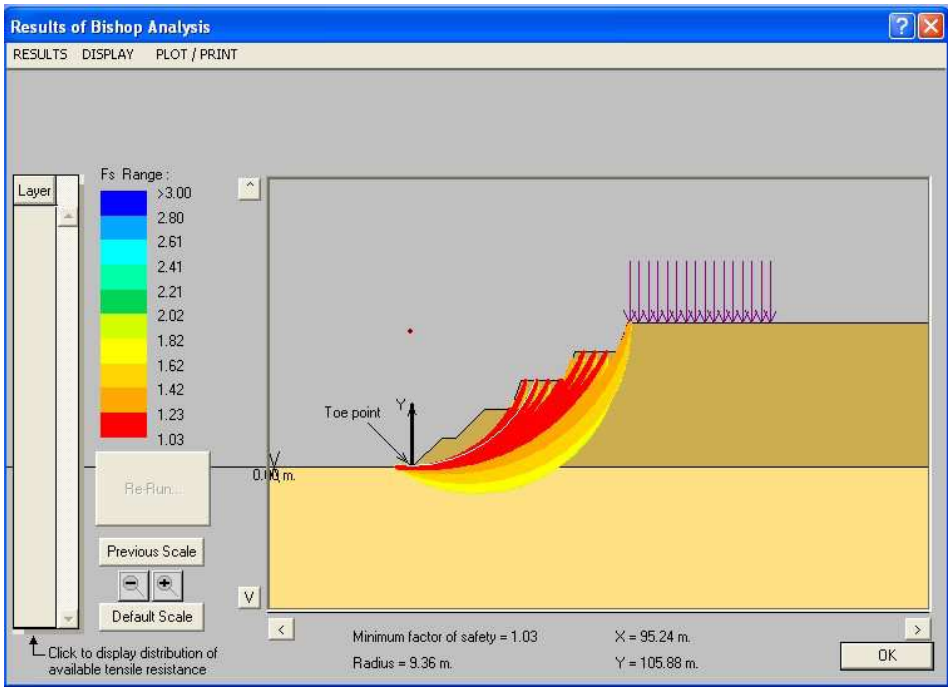
Rys. 29. Przykład źle wykonanej konstrukcji muru zbrojonego bez szalowania i formowania części czołowej przeznaczony do poprawy



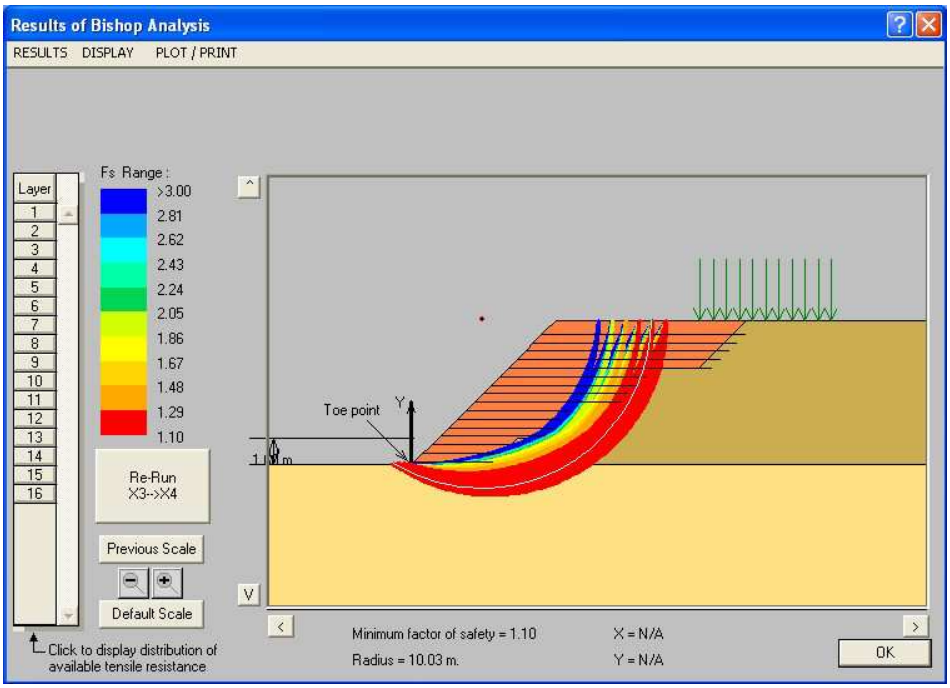
Rys. 30. Poszerzenie nasypu ze schodkowaniem skarpy i zbrojeniem geosyntetykiem



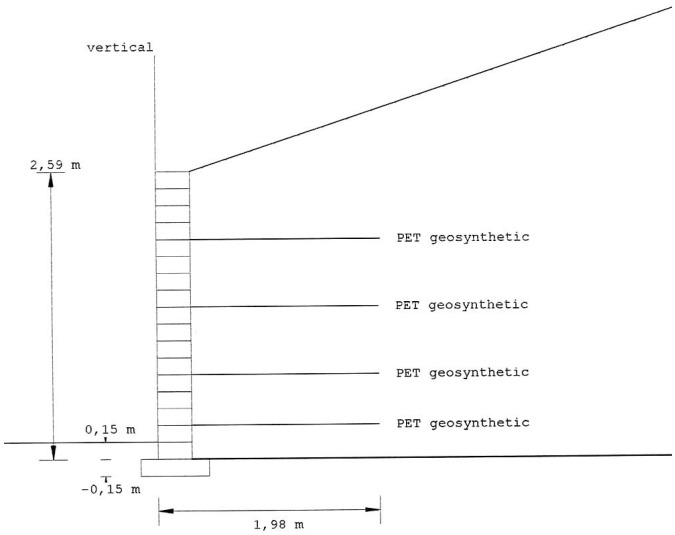
Rys. 31. Przykład błędnie zaprojektowanego poszerzenia nasypu



Rys.32. Stateczność zeschodkowanej skarpy obliczona metodą Bishopa



Rys.33. Stateczność projektowanego poszerzenia nasypu wraz ze zbrojeniem geosyntetykami wg pierwotnego projektu (wg Bishopa).



Rys.34. Schemat segmentowego muru oporowego ze zbrojeniem

Rys. 35. Awaria części dolnej konstrukcji segmentowego muru oporowego poprzez wypłukanie materiału ziarnistego

Jak łatwo o pomyłkę na etapie projektu można przekonać się w trakcie lektury kilku pozycji książkowych.

W „Poradniku projektowania firmy Lotrak”z 1996 r. zamieszczono szereg przykładów obliczeniowych, których nie powinno być w tej formie w tego typu opracowaniach. Pierwszy przykład obliczeniowy dotyczy nasypu na ile. Z obliczeń autorów „Poradnika..” otrzymano potrzebną wytrzymałość zbrojenia na poziomie 43 kN/m ?!

Drugi przykład dotyczy ściany pionowej o wysokości 5,0 m ze zbrojeniem pasmami geotkaniny o wytrzymałości 20,5 kN/m ?!

Trzeci natomiast dotyczy stromej skarpy, gdzie prezentuje się wytrzymałość pasm geosyntetyków na poziomie - 9 kN/m !?

W tych trzech przypadkach rozbieżności obliczeniowe są co najmniej zastanawiające. Relacje wynikowe otrzymane po analizie z zastosowaniem odpowiednich programów komputerowych i z wykorzystaniem danych wyjściowych jak w „Poradniku..”, są odwrotnie proporcjonalne i tak dla nasypu o wysokości 5,0 m potrzebnym zbrojeniem jest geosyntetyk o wytrzymałości 120 kN/m, dla ściany pionowej wytrzymałość pasma zbrojonego wynosi 120 kN/m, a dla stromej skarpy – 80 kN/m.

Łatwo wyobrazić sobie skutki bezkrytycznego przyjęcia przez projektanta „ zbrojenia” podanego według „Poradnika...” szczególnie w przypadku ściany pionowej o wysokości 5,0 m.

W książce „ Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich ” autorzy również dopuścili się błędu.

Dla stromej skarpy ($\beta = 45^0$, H = 12 m, q = 12 kPa) obliczono całkowitą reakcję georusztu T = 165,9 kN/m a następnie podzielono ją przez ilość założonych pasm w przekroju poprzecznym (co 0,60 m → 21 warstw) i otrzymano wymaganą projektowaną wytrzymałość georusztu na rozciąganie dla pojedynczej warstwy T_r = 7,90 kN/m.!!!

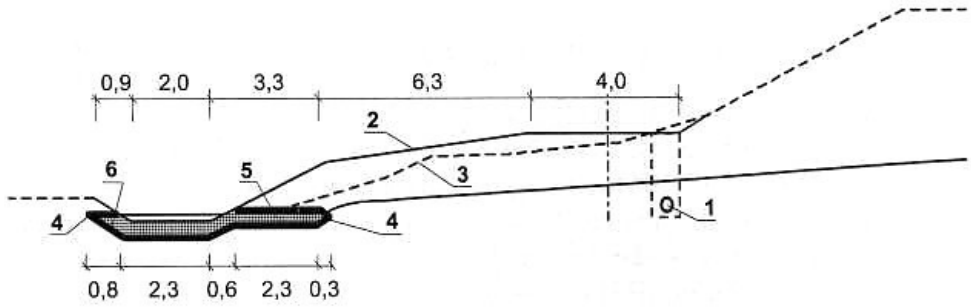
Z kolei z obliczeń porównawczych według BS 8006 otrzymano wymaganą wytrzymałość pasma pojedynczego T_r = 80 kN/m !!!

Nie są to odosobnione przykłady. Mając do dyspozycji tego typu poradniki i książki, projektanci posługują się nimi w większości przypadków, bez głębszej analizy.

Jest to podejście niebezpieczne, lecz z drugiej strony zrozumiałe z uwagi na małą ilość powstających tego typu obiektów w Polsce oraz znikomą bibliografię tematu.
Do tego należy jeszcze dodać „programy komputerowe” powstałe z inicjatywy producentów i dystrybutorów geosyntetyków często opracowywane przez osoby nie mające na ten temat odpowiedniej wiedzy i doświadczenia. Dlatego stosując dostępne programy należy przeanalizować założenia i metodę, którą przyjęto przy ich opracowywaniu.

6.4. Drenaże i filtracja

Błędnie zaprojektowana geowłóknina mająca pełnić funkcję drenażu opaskowego u podstawy skarpy była odpowiedzialna za awarię i uszkodzenie skarp obwałowania wylewiska popiołów przy elektrowni Połaniec.
Przyjęty na podstawie tylko gramatury rodzaj geowłókniny służącej do owinięcia drenaży objętościowych i rur perforowanych nie spełniał żadnego kryterium filtracji i kolmatacji. Geowłóknina po ponad jednorocznej eksploatacji wykazywała szczątkową filtrację na poziomie 15 % deklarowanej przez producenta. Oprócz kolmatacji mechanicznej nastąpiła również krystalizacja siarczanów wypłukiwanych z popiołów.

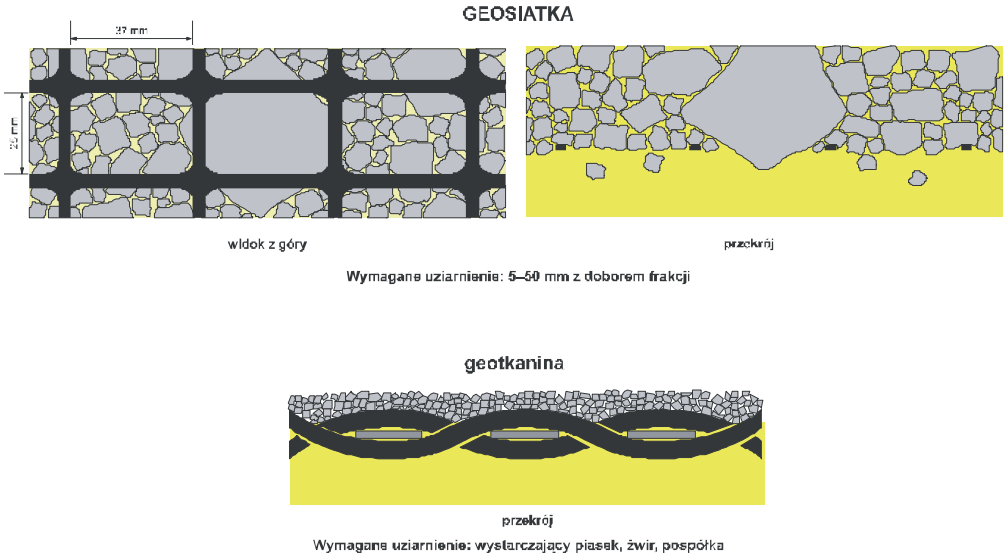


Rys. 36. Konstrukcja drenażu w podstawie skarpy. Drenaż objętościowy 1) uległ kolmatacji

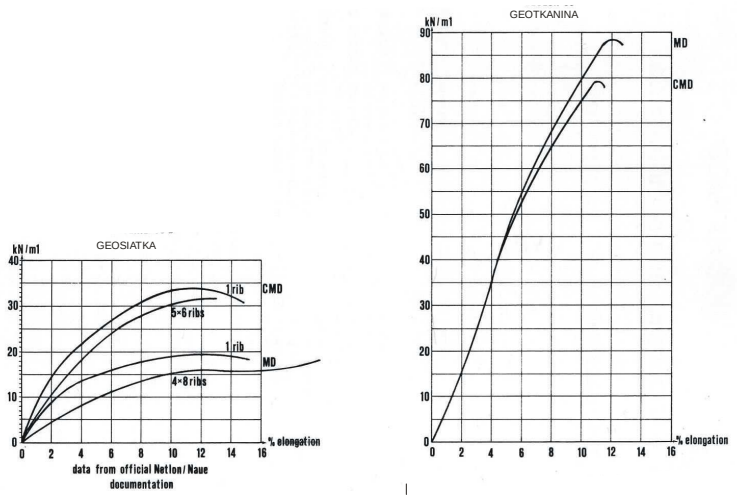
6.5. Geotkaniny czy geosiatki

Wśród projektantów zdania są podzielone : stosować geotkaniny czy geosiatki.
Zasadniczy wpływ na to wydaje się mieć pierwszy kontakt z dystrybutorem, odpowiednio sporządzony prospekt pokazujący w sposób czytelny rozwiązanie techniczne problemu, uczestnictwo w sympozjach lub seminariach organizowanych przez producentów lub dystrybutorów oraz dostępność materiału i jego asortyment na rynku.

Zalet geosiatek nie sposób przecenić w zastosowaniach przy wzmacnianiu podtorzy tramwajowych i kolejowych, gdy kolejnymi warstwami gruntu jest kruszywo grube (tłuczeń, kliniec).
Natomiast we wszystkich innych zastosowaniach przewagę posiadają geotkaniny. W odróżnieniu od siatek, które samodzielnie nie pełnią funkcji separacyjno – filtracyjnej, geotkaniny spełniają wszystkie funkcje.
Poza tym geotkaniny charakteryzują się znacznie wyższymi parametrami wytrzymałościowymi i niższą ceną.



Rys. 37. Podstawowe różnice funkcjonalne pomiędzy geosiatkami i geotkaninami



Rys. 38. Porównanie krzywych wytrzymałości w funkcji wydłużenia geosiatek i geotkanin

	Geogrids	Geotextiles
$F_{s\text{-}id}$	*1.1 to 1.4*	*1.1 to 1.5*
$F_{s\text{-}cr}$	*2.0 to 3.0*	*2.0 to 3.0*
$F_{s\text{-}bd}$	*1.0 to 1.3*	*1.0 to 1.3*
$F_{s\text{-}cd}$	*1.0 to 1.4*	*1.0 to 1.5*

Rys. 39. Porównanie współczynników redukcyjnych stosowanych przy obliczaniu wytrzymałości długotrwałej [6]

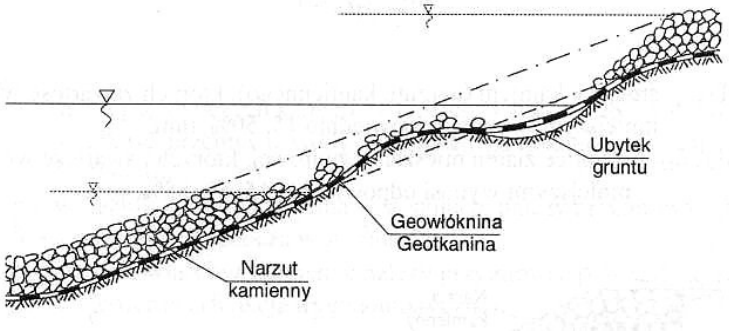
6.6.Budowle hydrotechniczne

Zastosowania geosyntetykow w budownictwie hydrotechnicznym m. in. przy budowie i zabezpieczaniu wałów przeciwpowodziowych, grobli zapór, tam, nabrzeży, brzegów rzek, wybrzeży morskich, wysokich skarp, nasypów, przy umacnianiu koryt rzecznych i skarp budowli hydrotechnicznych, przy budowie dróg dojazdowych i tymczasowych biegnących po koronie wału lub posadawianych na gruntach organicznych musi być poparte rzetelną analizą i wiedzą projektanta.

Wybierając odpowiednie materiały i technologie w fazie projektowania obiektów hydrotechnicznych należy obliczyć i zapewnić :

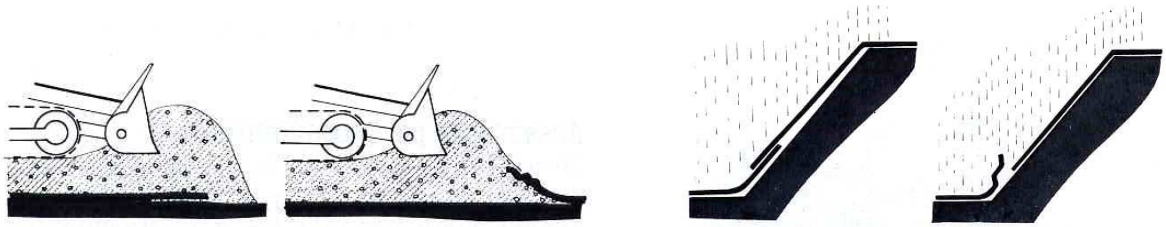
- stateczność ogólną i lokalną korpusu wału,
- stabilność niwelety ze względu na osiadanie,
- bezpieczeństwo ze względu na przebicie hydrauliczne poprzez ustalenie krzywej filtracji dla warunków przepływu w czasie wezbrania (filtrację odwrotną,
- separację podłoża od warstwy nasypowej,
- minimalne dopuszczalne wymiary korpusu dla wody obliczeniowej (miarodajnej i kontrolnej),
- przejazdy pojazdów i przejścia ludzi i zwierząt,
- spełnienie wymagań ochrony środowiska i ekologów.

Niespełnienie któregokolwiek warunku czy kryterium skutkuje niepowetowanymi stratami nie tylko materialnymi.



Rys. 40. Deformacje skarpy pod wpływem zmiennego poziomu zwierciadła wody i źle zaprojektowanego narzutu kamiennego [31]

Rys. 41. Pofałdowane płaszczyzny geotkaniny nie gwarantują dobrej współpracy z gruntem



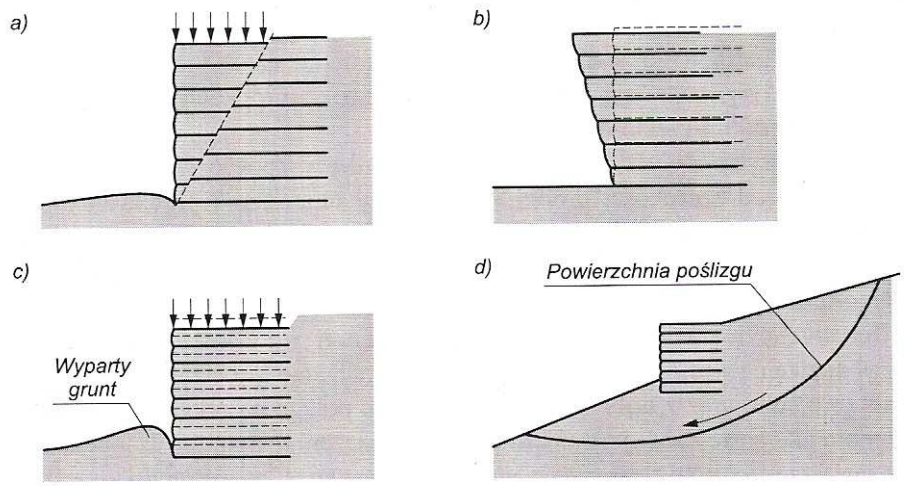
Rys. 42. Prawidłowe i złe ułożenie pasm geosyntetyków pod nasypami i na skarpach

Rys. 43. Układanie koszy gabionowych bez zastosowania geosyntetyków

Rys. 44. Zabezpieczenie skarpy przed erozją poprzez ułożenie geotkaniny

7. Mechanizmy zniszczenia konstrukcji z gruntu zbrojonego.

Typowe mechanizmy zniszczenia konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego geosyntetykami przedstawiono na poniższych schematach :



Rys.45. Podstawowe mechanizmy zniszczenia zbrojonych konstrukcji oporowych
a) poślizg bryły odłamu, b) poślizg zbrojenia, c) wyparcie gruntu,
d) utrata stateczności zbocza.

Każdorazowe projektowanie tego typu posadowień powinno być poparte rzetelnymi badaniami podłoża.

W każdym przypadku należy zwrócić uwagę na :

- budowę geologiczną i właściwości geotechniczne podłoża, a szczególnie miąższość i rodzaj warstw słabych oraz poziom stropu podłoża nośnego,

- niejednorodności budowy podłoża i występowanie lokalnych gniazd lub soczewek słabych gruntów,
- rodzaj i uziarnienie gruntów, parametry geotechniczne, szczególnie słabych warstw wymagających wzmocnienia lub ulepszenia,
- prognozowane zmiany właściwości gruntów w wyniku ich wzmocnienia,
- warunki hydrologiczne: poziomy wód gruntowych, nawierconych i ustabilizowanych, kierunek ich przepływu, prognoza zmian stanów wód,
- właściwości chemiczne, zanieczyszczenia gruntu i wód gruntowych oraz ich agresywność,
- przeszkody w podłożu mogące utrudnić roboty.

Badania powinny wyjaśnić, czy wzmocnienie rzeczywiście jest potrzebne ? Jeśli tak, to należy możliwie dokładnie ustalić zakres występowania słabych gruntów, by uniknąć zbędnych robót wzmacniających. Należy pamiętać, że wiercenia i sondowania są zawsze tańsze od samego wzmacniania. Dokładnego rozpoznania wymagają szczególnie warstwy określane zwykle jako nienośne, gdyż ich właściwości fizyko – mechaniczne decydują o wyborze zabiegów oraz o ich efektach.

			WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNE (n) PARAMETROW GEOTECHNICZNYCH						S3_Odcinek 1_km_026+410 torfowisko		
Nr warstwy geotechnicznej	Rodzaj gruntu	Kategoria gruntu	Stan gruntu		Wilgotność naturalna	Ciężar objętościowy	Spójność	Kąt tarcia wewnętrznego	Moduły ściśliwości		Współczynnik filtracji
			Stopień zagęszczenia	Stopień plastyczności					pierwotny	wtórny	
			I_D	I_L	W_n [%]	γ [kN/m^3]	C_u [kPa]	Φ_u [°]	M_0 [MPa]	M [MPa]	k [m/dobę]
IA	Nm/T	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IB	PdH, PgH	-	~ 0,30	-	-	-	-	-	-	-	-
IC	Pd^{+H}	-	0,35	-	17,5	17,5	-	29,7	46,6	58,3	1÷10 ■
ID	Pd	-	0,45	-	16,0	17,5	-	30,2	56,4	70,4	1÷10 ■
IE	Gp	C	-	0,45 ●	19,3	21,0	9,5	10,8	17,3	28,9	0,001÷0,01 ■
IF	Gp, Pg, π	C	-	0,35 ●	16,9	21,0	11,9	12,4	21,3	35,5	0,001÷0,01 ■
IIA	Gp, Pg	B	-	0,35 ●	16,9	21,0	26,4	15,5	26,2	35,0	0,001÷0,01 ■
IIB	Gp, Pg	B	-	0,25 ●	14,5	21,0	29,7	17,3	32,8	43,7	0,001÷0,01 ■
IIC	Gp	B	-	0,15 ●	12,3	22,0	33,5	19,2	41,9	55,9	0,001÷0,01 ■

Parametry geotechniczne wyznaczone według:
- Polskiej Normy PN-81/B-03020
● - badań terenowych
▼ - badań CPTU
○ - badań laboratoryjnych
☼ - dokumentacji archiwalnych
■ - literatury fachowej

Rys.46. Przykład niekompletnego zestawienia właściwości fizyko-mechanicznych gruntów

8. Podstawowe awarie, uszkodzenia konstrukcji i błędy realizacyjne

Czynniki wpływające na powstawanie awarii i uszkodzeń:
- 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 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.

9. Metody obliczeń murów oporowych i skarp.

Grunt zbrojony geosyntetykami charakteryzuje się specyficznym układem konstrukcji gruntowej, w której naprężenia rozciągające przejmowane są przez odpowiednio zaprojektowane i rozmieszczone wkładki polimerowe.
Oblicowanie przeważnie pełni funkcję estetyczną.
W związku z brakiem jakichkolwiek polskich wytycznych i norm pozwalających na swobodne i proste projektowanie tego typu konstrukcji przedstawiam parę przykładów obliczeniowych opartych na normie BS8006 [1] i literaturze tematu, szczególnie [14] i [24].
Najbardziej rozpowszechniona norma PN-83/B-03010 „Ściany oporowe...” nie uwzględnia możliwości zastosowań geosyntetyków.
Wprowadzone w zał. 5 tej normy pojęcie ściany z gruntu zbrojonego w praktyce odnosi się do zastosowania zbrojenia wkładkami stalowymi (H. Vidal 1947).
Podobnie jak w przypadku nośności podłoży wzmocnionych pod nasypami tak i w tym przypadku projektanci nie znajdują kompletu wartości ani wzorów będących podstawą ich obliczeń.
Taka sytuacja trwa od 20 lat, to jest od pierwszych zastosowań geosyntetyków w Polsce, cały czas tłumaczona jest gwałtownym rozwojem rynku geosyntetycznego. Brak krajowych wytycznych projektowania lub norm zmusza projektantów do wykorzystywania już istniejących metod:

- metodę brytyjską według BS 8006 [1],
- metodę niemiecką według DIN 1054 i DIN 4017
- US Forest Service.

Dla ustalenia rozstawu geosyntetyków, przyjmuje się, że parcie gruntu rozchodzi się liniowo i mają zastosowanie warunki parcia czynnego według Rankina.

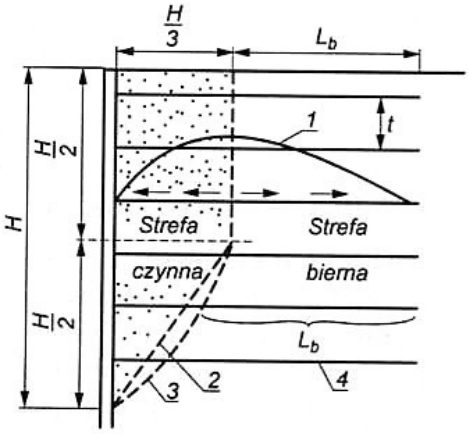
W trakcie wielu konferencji tematycznych wykazano, że tego typu podejście do problemu jest dość zachowawcze. Dlatego też zaproponowano i przyjęto stosować warunki parcia czynnego K_a.

Wiele programów komputerowych opiera się na zastosowaniu analizy Coulomba do wartości parcia czynnego.

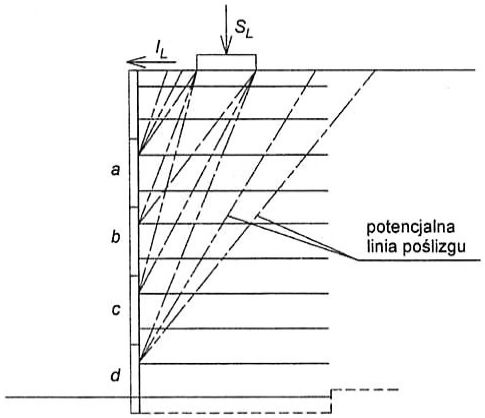
W przygotowanym przykładzie obliczeniowym wykorzystana została teoria sprężystości Boussinesqa dla obciążeń ruchomych na naziomie.

W przypadku ścian oporowych pionowych lub zbliżonych do pionowych zbrojonych poziomymi warstwami geosyntetyków projekt powinien obejmować następujące etapy :

- obliczenia stateczności wewnętrznej dla ustalenia rozmieszczenia geosyntetyków ich długości i szczelności zakładek,
- obliczenia stateczności zewnętrznej,
- sprawdzenie równowagi klinów odłamu,
- licowanie ściany i drenaż zewnętrzny,

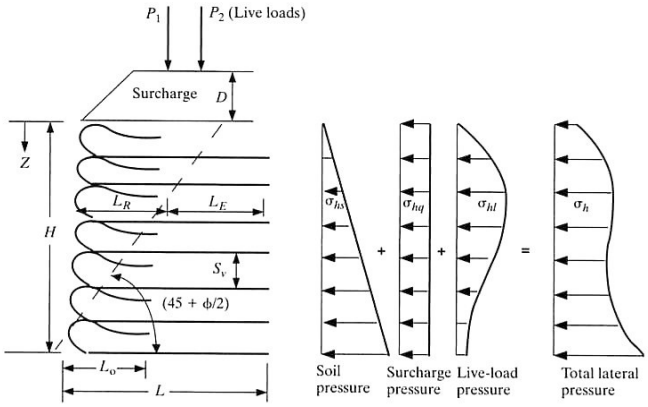


Rys.47. Schemat do obliczania długości zbrojenia [23]



Rys.48.Metoda równowagi klina odłamu [11]

<u>Przykład obliczeniowy [14] :</u>



$K_a = tg^2(45- Ø/2)$ = współczynnik parcia czynnego

$\sigma_{hs} = K_a \cdot \gamma \cdot z$

$\sigma_{hq} = K_a \cdot q$

$L = L_E + L_R$

$$L_E = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot F_s}{2(c_a + \gamma \cdot z \cdot tg\, \delta)}$$

$$L_R = (H-z)\, tg(45- ø/2)$$

$$L_o = ½\ L_E$$

$F_K = \sigma_h \cdot S_v \cdot F_S$

$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z + K_a \cdot q$ - całkowite parcie gruntu na ścianę

Współczynniki redukcyjne = 4,0

$$F_o = F_K \cdot 4$$

Obliczanie σ_{hs} i σ_{hq} jest stosunkowo proste, natomiast σ_{hL} stwarza problemy, szczególnie w przypadku wielokołowych pojazdów mechanicznych, dla których należy zastosować metodę superpozycji każdego koła. Dla ułatwienia obliczeń wiele publikacji przedstawia nomogramy dla doboru odpowiedniej wartości.
W trakcie określania stateczności konstrukcji pionowych zbrojonych geosyntetykami zaleca się aby dla wywrócenia i utraty nośności podłoża przyjmować współczynnik bezpieczeństwa $f_s = \geq 2,0$, a dla warunku poślizgu $f_s \geq 1,5$.

<u>Przykład obliczeniowy wg [1], [14] :</u>

Zaprojektować pionową ścianę muru oporowego o H = 6 m zbrojoną geosyntetykami, która podtrzymuje plac składowy o obciążeniu równomiernie rozłożonym q = 10 kPa.
Zasypkę ściany należy zrealizować z gruntów gruboziarnistych (Ż/Po) o parametrach :
γ= 18 kN/m^3 , Ø= 36^0 i c = 0 .
W konstrukcji powinna być zastosowana geotkanina z włókien taśmowych o wytrzymałości F = 50 kN/m.
Kąt tarcia pomiędzy geotkaniną i gruntem wynosi δ = 24^0.
Układ pasm geotkaniny prostopadły do lica. Dopuszcza się luźne zakłady lub zszycie.
Współczynnik bezpieczeństwa f_s = 1,4 oraz odpowiednie do warunków współczynniki redukcyjne.

Rozwiązanie :

1. Ustalenie wartości składowej poziomej parcia w funkcji zagłębienia Z dla obliczenia odstępów S_v pomiędzy poszczególnymi warstwami zbrojenia geosyntetycznego

$$K_a = tg^2 (45- Ø/2) = 0,26$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} = K_a \cdot \gamma \cdot z + K_a \cdot q = 0,26 \text{ x } 18 \text{ x } Z + 0,26 \text{ x } 10 = 4,68 \text{ x } Z + 2,60$$

2. Określenie dopuszczalnej wytrzymałości geosyntetyku

$$F_k = \frac{F_0}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} = \frac{50}{1{,}2 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}26} = 13{,}2\,kN\ /\ m$$

3. Obliczanie rozstawu pionowego warstw geosyntetyków na głębokości Z = 6 m

$$S_v = \frac{F_k}{\delta_h \cdot f_s} = \frac{13{,}20}{(4{,}68 \cdot z + 2{,}60)\cdot 1{,}4} = 0{,}30\,m$$

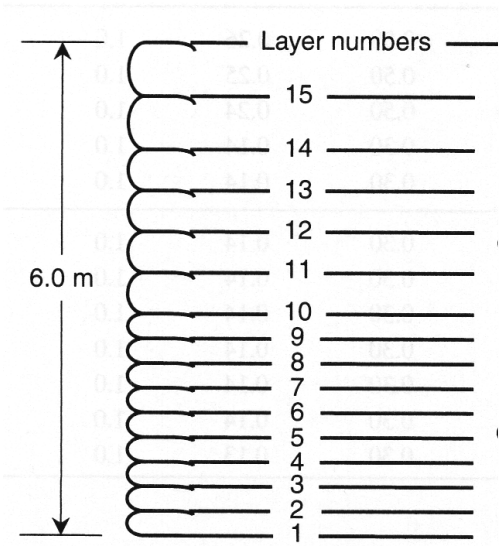
4. Metodą prób i błędów zwiększamy rozstaw do 0,5 m i sprawdzamy, np. Z = 3,3 m

$$S_v = \frac{13{,}20}{(4{,}68 \cdot 3{,}3 + 2{,}60)\cdot 1{,}40} = 0{,}50\ m$$

5. Metodą prób i błędów zwiększamy rozstaw do 0,65 m i sprawdzamy, np. Z = 1,3 m

$$S_v = \frac{13{,}20}{(4{,}68 \cdot 1{,}3 + 2{,}60)\cdot 1{,}40} \Rightarrow 0{,}65\ m$$

Warstwy i ich rozstaw przedstawiono poniżej :

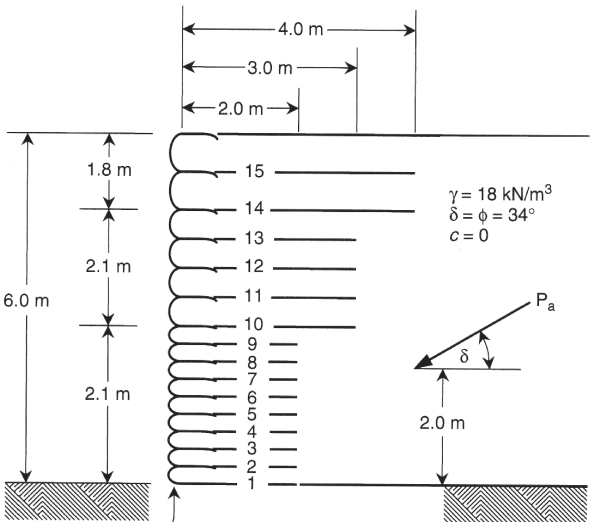


6. Obliczenie długości pasm geosyntetyków w zależności od głębokości Z :

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot f_s}{2(c + \gamma \cdot z \cdot tg\,\delta)} = \frac{S_v\,(6{,}55 \cdot z + 3{,}64)}{16 \cdot z}$$

$$L_R = (H - z)\cdot tg\left(45^0 - \frac{36^0}{2}\right) = (6 - z)\cdot 0{,}509$$

W praktyce L_e jest wartością małą i zaokrągla się do 1 m.
Po zsumowaniu $L_e + L_R$ wynik końcowy również zaokrąglamy do pełnych metrów.
Warstwy i ich długości przedstawiono na poniższym rysunku :



7. Poprzez wykonanie powyższych obliczeń otrzymujemy potwierdzenie zapewnienia stateczności wewnętrznej.
8. Stateczność zewnętrzna. Wykorzystując standardowe procedury obliczeniowe określamy stateczność ze względu na :

- wywrócenie,
- poślizg i
- nośność

8.1. Sprawdzenie warunku na wywrócenie

$$K_a = tg^2 (45 - Ø/2) = 0,28$$

$P_a = 0,5\ \gamma\ H^2\ K_a = 90,7$ kN/m

$P_a \cos 34 = 75,2$ kN/m

$P_a \sin 34 = 50,7$ kN/m

$$f_{so} = \frac{w_1 \cdot x_1 + w_2 \cdot x_2 + w_3 \cdot x_3 + Pa \cdot \sin\delta \cdot 4}{Pa \cdot \cos\delta \cdot 2} = 4,7 \succ 2,0$$

warunek spełniony

Wysoka wartość obliczonego współczynnika bezpieczeństwa wynika z faktu, że w rzeczywistości jest to bardzo elastyczna konstrukcja ustabilizowana mechanicznie. Trudno tu o naprężenia zginające.

8.2. Sprawdzenie warunku na poślizg

$$f_{sp} = \frac{\left(c_a + \left(\frac{w_1 + w_2 + w_3 + P_a \cdot \sin\delta}{2} \right) tg\delta \right) 2}{P_a \cdot \cos\delta} = 1{,}7 \succ 1{,}5$$

warunek spełniony

8.3. Sprawdzenie warunku nośności podłoża

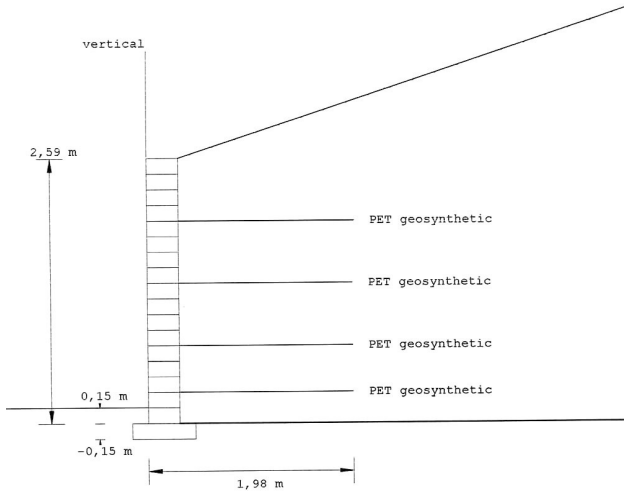
$q_f = c\ N_c + q\ N_q + 0{,}5\ \gamma\ B\ N_\gamma = 269\ kN/m^2$

$q_o = H\ \gamma + q = 118\ kN/m^2$

$$f_{sq} = \frac{q_f}{q_0} = 2{,}3 \succ 2{,}0$$

warunek spełniony.

W przypadku oblicowania ściany czołowej bloczkami betonowymi obliczeniu podlegają wkładki geosyntetyczne jako cięgna utrzymujące pionową konstrukcję ściany.
Rozmieszczenie pionowe wkładek zbrojących powinno uwzględnić moduł wysokości bloczka oraz możliwości zagęszczenia grubości warstw gruntu. Ilość wkładek w przekroju poprzecznym wynika z przyjętej wytrzymałości na zerwanie poszczególnych geosyntetyków.



Rys. 49. Konstrukcja segmentowego muru oporowego [24]

W ramach I stanu granicznego należy sprawdzić stateczność dla wielu potencjalnych mechanizmów zniszczenia :

- stateczność zewnętrzna
- stateczność wewnętrzna
- oraz utratę stateczności

W ramach II stanu granicznego obliczeniu powinny podlegać następujące przypadki :

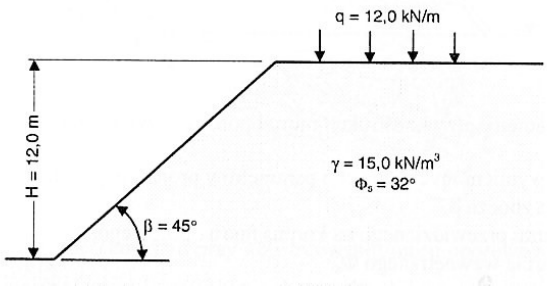
- osiadanie podstawy,
- przemieszczenia z tytułu pełzania zbrojenia,
- przemieszczenia z tytułu nawodnionych drobnoziarnistych zasypek.

10. Konstruowanie stromych skarp – przykłady obliczeń.

Stabilizacja stromych skarp ($\beta \leq 70^0$) odbywa się bardzo często z udziałem zarówno geotkanin i geokrat dwukierunkowych lub jednokierunkowych. Wybór materiału geosyntetycznego na etapie projektu powinien uwzględniać optymalizację kosztową inwestycji.
Zadaniem projektanta jest określenie :

- współczynnika bezpieczeństwa stateczności,
- określenie potrzebnej długości pasma geosyntetyku poza potencjalną powierzchnią poślizgu,
- maksymalnej wytrzymałości pasma ze względu na zerwanie.

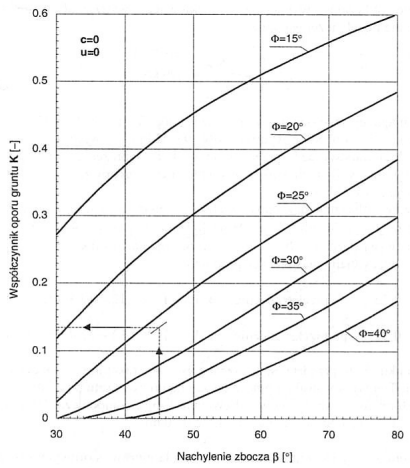
<u>Przykład liczbowy :</u>



c = 0 - grunt niespoisty
u = 0 - ciśnienie wody porowej

H' = H + q/γ = 12 + 12/15 = 12,80 m

tg Ø = tgØ$_s$/F$_s$ = 0,62/1,5 = 0,41 => Ø = 23^0 - wartość zredukowana



Rys.50. Wartość współczynnika oporu gruntu K [31]

Współczynnik oporu gruntu K → f (Ø = 23^0 i β = 45^0)

K = 0,17

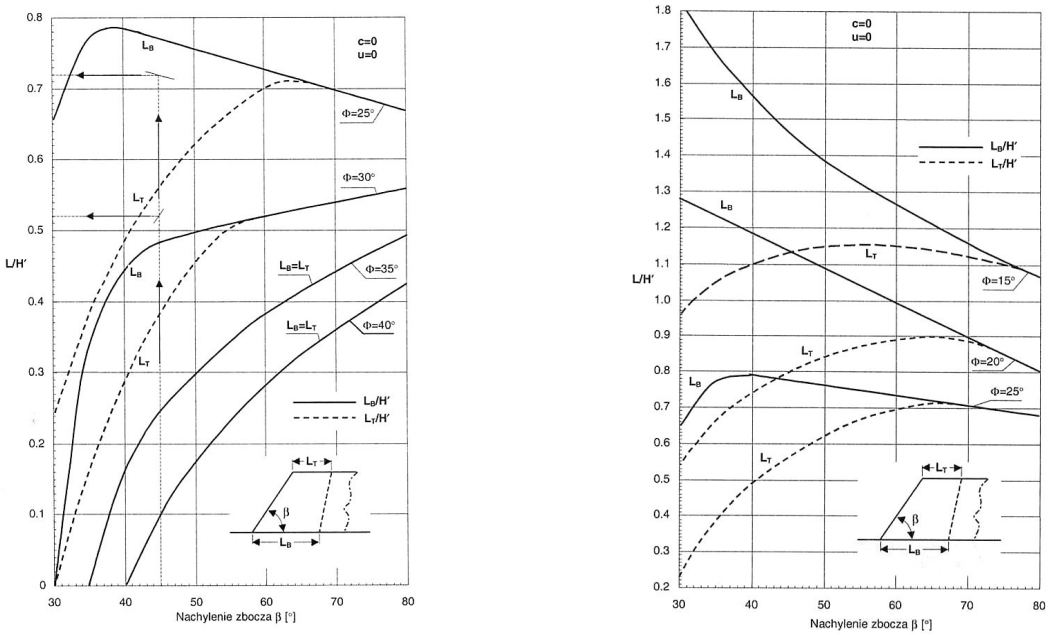
Całkowita siła reakcji T_0 w geosyntetyku :

$$T_0 = 0{,}5 \cdot K \cdot \gamma \cdot (H')^2 = 208 \text{ kN/m}$$

Rozstaw zbrojenia w pionie można przyjmować min. 0,5 ÷ 1,0 m

Długość pasm geosyntetyków można obliczyć lub określić korzystając z nomogramów

L_B/H' lub L_T/H'



Rys.51. Nomogramy do wyznaczania długości pasm zbrojenia geosyntetycznego w stromych skarpach [31]

11.Podsumowanie.

Przedstawione opisy awarii i uszkodzeń konstrukcji nie wyczerpują tematu z oczywistych względów.

Wprowadzone normy oraz opracowywane i aktualizowane szczegółowe specyfikacje techniczne dotyczące geosyntetyków pozwolą na kolejne eliminowanie błędów projektowych i wykonawczych.

Mam nadzieję, że w niezbyt odległej przyszłości będzie można wyeliminować z codziennej praktyki najpopularniejszą metodę projektową, tj. „ U.D.A.” (uda się albo się nie uda).

Tak więc cieszy fakt, że zapotrzebowanie na specjalistyczne programy komputerowe, normy oraz wszelkiego rodzaju instrukcje i poradniki stale rośnie.

Stosowanie materiałów geosyntetycznych wymaga przecież bardzo dobrego przygotowania merytorycznego projektantów i wykonawców robót.

Literatura :

1. BS 8006:1995 Code of practise for strengthned/reinforced soil and oter fills
2. PN-EN 13251:2000 Geotekstylia i wyroby pokrewne. Właściwości wymagane przy stosowaniu w robotach ziemnych, fundamentowych i konstrukcjach oporowych
3. PN-ES-02205:1998Drogi 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. Czmiel K.: Uwagi dotyczące projektowania nasypów.Mag.Autostrady 3/09
8. Elias V. [i in.] : Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. FHWA-NHI-00-043. 2001
9. Fischer G.R., Christopher B.R., Holtz R.D.: Filter criteria based on pore size distribution.. Proc. of 4 th Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. Hauge 1990
10. Floss R.: geotextiles in Soil Mechanics and Foundation Engineering. Geotextiles and Geomembranes vol.2, 1985
11. ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki Nr 429/2007
12. Jermołowicz P.: Geosyntetyki w drogownictwie. BTE 1997, nr 2. s. 20 – 21
13. Koerner R.M.,Welsh J.:Construction and geotechnical engineering using synthetic fabrics. J.Wiley and Sons, New York 1980
14. Koerner R.M. Designing with geosynthetics, (Fifth edition) Prentice Hall 2005
15. Lotrak – Poradnik projektanta 1996
16. Martin J.P. Koerner R.M. : Geotechnical design Considerations for geomembrane lined slopes: slope stability. Geotextiles and Geomembranes vol.2 1985

17. Materiały z IX Konferencji Naukowo – Technicznej : Szkoła metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geosyntetyków. Ustroń 2003
18. Materiały z XXII konferencji Naukowo – Technicznej: Awarie budowlane. Szczecin 2005
19. Materiały z konferencji Naukowo-Technicznej: Geosyntetyki i tworzywa sztuczne w geotechnice i budownictwie inżynieryjnym. 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. Materiały z Seminarium IBDiM i PSG : Skarpy drogowe. W-wa 2010
23. Pisarczyk S.: Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego P.W. 2005
24. Podręczniki do projektowania dla programów Sigma W, ReSSa, Plaxis v.7,0, Slope W, MSEW, Slide v.5.0
25. Poradnik wzmocnienia podłoża gruntowego dróg kolejowych. Pod red. Z.Biedrowskiego. Poznań 1986
26. Rolla S.: Geotekstylia w budownictwie drogowym WKŁ 1988
27. Rozporządzenie Min.Transp.i Gosp. Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 43/1999)
28. Rozporządzenie MSWiA w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. Nr 126/1998)
29. Schlosser F., Magnan J.P., Holtz R.D.: Geotechnical engineered Construction, Proc. of. 11 th IC SMFE, San Francisco, 1985
30. Sobolewski J.: Uwagi do zasad projektowania nasypów ze zbrojeniem geosyntetycznym w podstawie, w tym nasypów na terenach szkód górniczych. Inżynieria i Budownictwo 10/06
31. Wesolowski A. [i in.]: Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich. Wyd. SGGW. W-wa 2000
32. Wiłun Z.: Zarys Geotechniki. WKŁ 1982
33. Wysokiński L. : Skuteczność stosowania geosyntetyków. Materiały Budowlane 2001, nr 7
34. Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. IBDiM, W-wa 2002