

Spis treści:

1. Wstęp
- 1.1. Ważniejsze oznaczenia
2. Teoretyczne podstawy oceny stateczności budowli ziemnych.
 - 2.1. Wiadomości ogólne
 - 2.2. Czynniki wpływające na zmniejszenie stateczności zboczy (skarp)
 - 2.3. Współczynnik stateczności.
 - 2.4. Powierzchnie i linie poślizgu.
 - 2.5. Najniekorzystniejsza linia poślizgu
 - 2.6. Stateczność skarp w gruntach sypkich.
 - 2.7. Stateczność skarp w gruntach spoistych
 - 2.8. Metody badania stateczności skarp i nasypów.
 - 2.9. Charakterystyka metod badania stateczności skarp i zboczy.
 - 2.9.1. Metoda Pettersona-Felleniusa
 - 2.9.2. Metoda Bishopa.
 - 2.9.3. Metoda Masłowa.
 - 2.9.4. Pozostałe metody.
 - 2.10. Programy komputerowe służące sprawdzaniu stateczności.
 - 2.10.1. Program Konstruktor – moduł Stateczność skarp i zboczy.
 - 2.10.2. Program GEO-SLOPE
 - 2.10.3. Program GEO 5
3. Przykład algorytmu obliczeniowego.
 - 3.1. Przedmiot obliczeń
 - 3.1.1. Charakterystyka obiektu.
 - 3.1.2. Charakterystyka geotechniczna podłoża gruntowego.
 - 3.2. Wyznaczenie skarpy równostatecznej – metoda Masłowa.
 - 3.2.1. Założenia wybranej metody określania stateczności
 - 3.2.2. Wyznaczenie stateczności oraz kąta nachylenia skarpy
 - 3.2.3. Wykreślne wyznaczenie profilu skarpy równostatecznej
 - 3.3. Sprawdzenie stateczności skarpy metodą Felleniusa.
 - 3.3.1. Założenia przyjęte do obliczeń.
 - 3.3.2. Wyznaczenie wskaźnika stateczności.
 - 3.3.3. Wyznaczenie linii najniebezpieczniejszych punktów obrotu.
 - 3.3.4. Wyznaczenie promienia depresji.
 - 3.3.5. Wyznaczenie minimalnego współczynnika stateczności F.
- 4.0. Analiza stateczności skarpy w odmiennych warunkach gruntowych.
 - 4.1. Cel i zakres analizy.
 - 4.2. Układ warstw geotechnicznych.
 - 4.3. Wyznaczanie skarpy metodą Masłowa.
 - 4.4. Wyznaczenie kąta nachylenia skarpy
 - 4.5. Zestawienie obliczeń i wykreślenie profilu skarpy.
 - 4.6. Sprawdzenie stateczności skarpy metodą Felleniusa .
 - 4.7. Obliczenie współczynnika stateczności F
 - 4.8. Wyznaczenie minimalnego współczynnika stateczności F.
- 5.0. Wnioski szczegółowe.

1. Ważniejsze oznaczenia.

A- aktywność koloidalna
a_c- współczynnik powierzchni
b- szerokość obciążonej strefy
C- wskaźnik krzywizny uziarnienia (w normie PN-EN ISO 14688-2 symbol został zastąpiony przez C_u)
c- spójność gruntu
C_c- wskaźnik różnoziarnistości gruntu w normie PN-EN ISO 14688-2
C_c- wskaźnik ściśliwości gruntu normalnie skonsolidowanego
C_r- wskaźnik ściśliwości gruntu prekonsolidowanego
c_v- współczynnik konsolidacji
C_w- wskaźnik filtracji
d_c- głębokość penetracji stożka
d_i- średnica zastępcza cząstki
D_v- średnica krzyżakowa sondy
D_{wz}- średnice wzorcowe
E- moduł odkształcenia
e- wskaźnik porowatości
e₀- początkowy wskaźnik porowatości
E₀- parcie spoczynkowe gruntu
E_I- parcie pośrednie gruntu
E_{II}- odpór pośredni gruntu
E_a- parcie czynne gruntu
E_D- moduł dylatometryczny w badaniu DMT
e_{max}- wskaźnik porowatości maksymalnej
e_{min}- wskaźnik porowatości minimalnej
E_p- parcie bierne gruntu
E_s- parcie silosowe
E_u- moduł odkształcenia bez odpływu
F- współczynnik pewności
f_i- procentowa zawartość frakcji ilowej w próbce gruntu
g- przyspieszenie ziemskie
H- miąższość warstwy gruntu
H₀- wysokość początkowa próbki
h- napór hydrodynamiczny
H_k- wysokość kapilarnego podciągania wody
H_v- wysokość krzyża sondy
H_{wk}- wysokość słupa wody kapilarnej pod poziomem swobodnego zwierciadła
h_z- głębokość przemarzania
I_c- wskaźnik stanu
I_D- stopień zagęszczenia
I_L- stopień plastyczności
I_p- wskaźnik plastyczności
I_s- wskaźnik zagęszczenia
I_v- pionowy współczynnik wpływu odkształceń
i- spadek hydrauliczny
J- siła filtracji
j- ciśnienie spływowe
k- współczynnik filtracji
K₀- współczynnik parcia bocznego w spoczynku
K_a- współczynnik parcia czynnego

K_p - współczynnik parcia biernego
 K_w - współczynnik pęcznienia
 L - długość próbki
 l - długość obciążonej strefy
 M - edometryczny moduł ściśliwości wtórnej
 M_0 - edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej
 m_c - masa stożka
 m_g - masa pirometru i gruntu wysuszonego przy temperaturze $105 \div 110^\circ\text{C}$
 m_m - masa wilgotnego gruntu
 M_{\max} - maksymalny moment obrotowy w momencie ścięcia sondą krzyżakową
 m_t - masa pirometru wysuszonego przy temperaturze $105 \div 110^\circ\text{C}$
 m_{s_i} - masa suchych ziaren pozostałych na sicie
 m_s - masa szkieletu gruntowego (masa suchej próbki gruntu)
 m_v - współczynnik zmiany objętości
 m_w - masa wody
 m_{wt} - masa pikometru napełnionego do kreski wodą destylowaną
 N - siła
 n - porowatość gruntu
 N_{KT} - empiryczny współczynnik stożka
 OCR - współczynnik prekonsolidacji
 Q_p - siła napięcia powierzchniowego
 P_c - ciśnienie pęcznienia
 r - promień kapilarny
 R_i - skrócony wskaźnik aerometru
 S - całkowite osiadanie podłoża
 S_c - osiadanie konsolidacyjne
 S_i - osiadanie początkowe
 s_n - wymiar elementu siatki
 S_r - stopień wilgotności gruntu
 S_s - osiadanie wtórne
 t - czas
 T_p - temperatura na powierzchni gruntu
 T_z - temperatura zamarzania
 U - stopień konsolidacji
 U_D - wskaźnik ciśnienia wody w badaniu DMT
 u - ciśnienie wody w porach gruntowych
 u_a - ciśnienie gazu w porach
 u_c - ciśnienie wody w porach wokół stożka podczas penetracji sondą CPTU
 u_w - ciśnienie wody w porach gruntu
 Q - wydatek przepływu
 q - obciążenie podłoża
 q - przepływ filtracyjny w jednym elemencie siatki filtracyjnej
 q_c - pomierzony opór stożka w badaniu CPT
 q_t - całkowity opór stożka w badaniu CPT
 V - objętość gruntu
 v - współczynnik bocznej rozszerzalności
 v - prędkość przepływu wody
 V_a - objętość powietrza
 V_p - objętość porów
 V_p - wskaźnik pęcznienia
 V_s - objętość szkieletu gruntowego
 v_s - prędkość filtracji

V_w - objętość wody
 w - wilgotność gruntu
 w' - wilgotność spęczniałej próbki
 w_L - granica płynności
 w_n - wilgotność naturalna
 w_{opt} - wilgotność optymalna
 w_T - wilgotność całkowita
 W_w - współczynnik wpływu
 w_p - granica plastyczności
 w_s - granica skurczalności
 Z_i - zawartość wagowa ziaren gruntu
 γ_{ow} - ciężar objętościowy wody zawartej w gruncie
 γ_w - ciężar właściwy wody
 γ_s - ciężar właściwy szkieletu gruntowego
 γ' - ciężar objętościowy gruntu z wyporem
 Δh - zmniejszenie wysokości próbki po suszeniu
 Δu - przyrost ciśnienia wody w porach
 $\Delta \sigma'$ - przyrost naprężeń efektywnych
 $\Delta \sigma_v$ - przyrost pionowej składowej naprężeń
 Δe - przyrost wskaźnika porowatości
 ε - odkształcenie jednostkowe
 ε - potencjał termodynamiczny
 ε_0 - jednostkowe odkształcenie objętościowe
 ε_c - odkształcenia konsolidacyjne
 ε_{sh} - odkształcenie skurczu
 φ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu
 η - współczynnik lepkości dynamicznej wody
 κ - współczynnik ciśnienia wody w porach
 λ - współczynnik przewodnictwa cieplnego
 ν - współczynnik Poissona
 ζ - potencjał elektrokinetyczny
 ρ - gęstość objętościowa gruntu
 ρ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego
 $\rho_{d_{nas}}$ - gęstość objętościowa szkieletu gruntu w nasypie
 ρ_{ds} - maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntu
 ρ_s - gęstość właściwa gruntu
 ρ_w - gęstość właściwa wody
 ρ_{zi} - gęstość objętościowa zawiesiny
 σ - naprężenie całkowite
 σ' - naprężenie efektywne
 σ_{np} - napięcie powierzchniowe wody
 σ'_p - naprężenie prekonsolidacji
 σ_{qz} - naprężenie od obciążenia zewnętrznego
 σ_{sk} - naprężenie ściskające
 σ_{vo} - całkowite pionowe naprężenie in situ
 σ'_{vo} - początkowe efektywne naprężenie pionowe
 σ'_{vf} - końcowe efektywne naprężenie pionowe
 σ_{yz} - naprężenie pierwotne
 σ_z - naprężenie całkowite
 τ_f - wytrzymałość gruntu na ścinanie
 τ_{fc} - wytrzymałość na ścinanie określona laboratoryjną sondą stożkową
 τ_{fv} - wytrzymałość na ścinanie określona sondą krzyżkową

2. Teoretyczne podstawy oceny stateczności budowli ziemnych.

Obecnie znanych jest ponad sto metod analiz stateczności skarp i zboczy. Twórcami tych metod są m.in. Peterson (1916), Terzaghi (1925), Fellenius (1927), Masłowski (1949), Taylor, Bishop (1954), Janbu (1956), Morgenstern i Price (1963), Novnveiler (1956) [8]. Zjawisko osuwania się zbocza jest w rzeczywistości bardzo skomplikowane. Zależy głównie od warunków gruntowo-wodnych, budowy geologicznej, obciążeń dynamicznych oraz zjawisk biologicznych[14].

Bardzo liczna grupa metod przybliżonych stosowanych w praktyce inżynierskiej, zakładająca stan graniczny na pewnych powierzchniach zlokalizowanego poślizgu, prowadzi do oceny stateczności zboczy mieszczącej się w przedziale oszacowania górnego i dolnego. Ocena stateczności skarp i zboczy według metod klasycznych zakłada spełnienie warunku równowagi sił wzdłuż powierzchni poślizgu bryły osuwającej się skarpy. Metody te posługują się tzw. podziałem bryły osuwiskowej na bloki „paski”, analizując w każdym z nich równowagę sił utrzymujących i zsuwających. Siły czynne są tutaj siłami zsuwającymi i występują w płaszczyźnie poślizgu (ciężar własny gruntu, ciśnienie spływowe wody, obciążenie naziomu). Siły utrzymujące – bierne – wynikają z wytrzymałości gruntu na ścinanie (siły tarcia, opór spójności gruntu oraz siły oporu ewentualnych elementów zabezpieczających skarpe[17].

Założenia przyjmują: płaski stan naprężenia i odkształcenia, hipotezę wytrzymałościową Coulomba-Mohra, niezależność parametrów wytrzymałościowych od czasu i jednakowe przemieszczenia wzdłuż całej powierzchni poślizgu[17]. Wynikiem każdego badania jest współczynnik stateczności F i takie obciążenie graniczne przy którym siły utrzymujące i zsuwające są sobie równe, czyli obciążenie przy $F_{\min} = 1,0$.

Zbiorem zasad projektowania geotechnicznego jest Norma europejska EC7, stworzonym na bazie stanów granicznych. Norma jest dwuczęściowa, obie części posiadają już status Polskiej Normy: EN 1997-1 (część 1 – Zasady ogólne) od 2005 r. jako PN-EN 1997-1 oraz EN 1997-2 (część 2 – Badanie podłoża gruntowego) – od 2007 jako PN EN 1997-2. Do EN 1997-1 dołączony jest załącznik normatywny (A) zawierający współczynniki częściowe i korelacyjne do stanów granicznych nośności oraz ich minimalne zalecane wartości. Obecnie (maj 2009) trwają prace nad Załącznikiem Krajowym polskiej wersji normy.

Norma ta przedstawia zasady ogólne projektowania obiektów geotechnicznych na podstawie dwóch stanów granicznych nośności. (ULS) i użyteczności (SLS). Wyróżnia się pięć rodzajów stanu granicznego nośności:

GEO – zniszczenie lub nadmierną deformację podłoża

STR – utratę nośności lub nadmierne odkształcenia konstrukcji lub jej elementów

EQU – globalną utratę stateczności obiektu

HYD – zniszczenie spowodowane ciśnieniem spływowym (przebicie hydrauliczne w podłożu

UPL – utratę nośności budowli lub podłoża na skutek wyporu wody

2.1. Wiadomości ogólne.

Stateczność budowli - to zdolność zachowania jej kształtu i położenia wbrew działającym siłom, dążącym do zmiany istniejącego stanu. Stateczność budowli ziemnych można także nazwać ich trwałością. Nie należy z tego wnioskować, że budowla jeśli ma być stateczna, musi charakteryzować się praktycznie nieograniczoną trwałością. Jednak im jest ona ważniejsza, tym powinna być trwalsza.

Trwałość jest więc względnym określonym kategoriami ekonomicznymi.

Stateczność, zgodnie z założeniami ekonomii inżynierskiej, można na przykładzie skarpy określić następująco: skarpa jest stateczna wtedy, gdy w określonym czasie $t < t_0$ dozna dostatecznie małych odkształceń $\varepsilon < \varepsilon_0$, przy czym t_0 oraz ε_0 są wartościami granicznymi, dopuszczalnymi ze względów ekonomicznych lub bezpieczeństwa. W tym rozumieniu

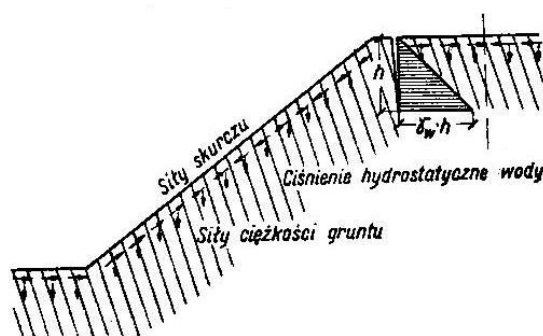
stateczność nie jest jakimś określonym stanem, ale przedziałem stanów zmiennych, a więc jest pojęciem reologicznym. Nieznana jest metoda prognozowania tych zmian, gdyż jest dużo czynników, wywołujących te zmiany, przy czym ich wpływy nie zawsze są dostatecznie wyjaśnione [15].

Zmiany, powodujące zmniejszenie się stateczności budowli ziemnej w czasie, wynikają z obniżenia wytrzymałości gruntu, zatem zmiany stateczności można wyrazić w funkcji zmian parametrów wytrzymałościowych (Φ_u oraz c_u). Ponieważ jednak nie są one reologicznie ściśle określone, dlatego za warunek stateczności przyjęto, aby siła, utrzymująca w równowadze bryłę gruntu wzdłuż założonej linii poślizgu, przez cały założony okres eksploatacji była odpowiednio większa od siły, która tę bryłę odłamu usiłuje przesunąć. Przyjmuje się przy tym, że odkształcenia budowli ziemnej nie przekroczą dopuszczalnych wartości [15].

2.2. Czynniki wpływające na zmniejszenie stateczności skarp i zboczy.

Oprócz sił ciężaru własnego (ewentualnie obciążeń naziomu) i siły ciśnienia spływowego (ewentualnie ciśnienia hydrostatycznego) na stateczność zboczy mogą wywierać znaczny wpływ dodatkowe siły i okoliczności.

Skarpy nasypów lub wykopów, wykonanych w gruntach spoistych, często po krótkim czasie istnienia wykazują u góry pionowe szczeliny (rys. 2.1).



Rys. 2.1. Tworzenie się szczelin skurczowych na powierzchni skarpy [8]

Wg [19] przyczyną powstania tych szczelin, jest wysychanie powierzchniowej warstwy gruntu i jej skurcz. Szczeliny tworzą się przy górnej krawędzi zbocza w miejscu najbardziej intensywnych sił rozrywających, wynikających z sił skurczu i ciężkości gruntu. Przy większej wysokości zbocza skurcz wzdłuż powierzchni skarpy wynosi [8]:

$$S_k = l \cdot \lambda_{sk} \quad (2.1)$$

gdzie:

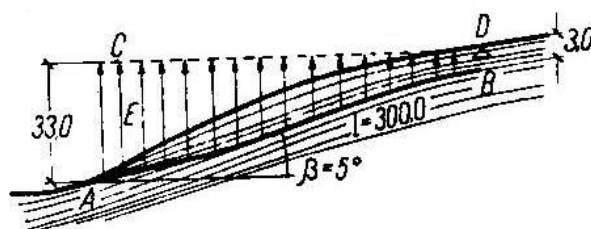
l – długość skarpy [m]

λ_{sk} – współczynnik skurczu

Według praktycznych danych z obserwacji, współczynnik skurczu λ_{sk} może wynosić około 0,005, co przy długości skarpy $l=10$ m daje skurcz około 5 cm. Szerokość szczelin zależy przede wszystkim od wilgotności glin; im bardziej wilgotna była glina, tym większy jest skurcz przy jej wysychaniu [15].

Występowanie szczelin zmniejsza stateczność zbocza, gdyż do szczelin dostaje się woda i nie mając odpływu może spowodować ciśnienie hydrostatyczne na ścianki szczeliny. W związku z tym należy szczeliny w możliwie krótkim czasie likwidować przez ich rozkopanie do głębokości 0,5 m i wypełnienie dobrze ubijanym nieprzepuszczalnym gruntem [8]. Działaniem ciśnienia hydrostatycznego można wytłumaczyć zsuwy w skarpach gdzie według normalnie

stosowanych metod obliczeń nie powinny się one zdarzyć. Wówczas takie zsuwy stają się zrozumiałe. Schemat działania ciśnienia statycznego przedstawia rysunek (2.2).



Rys.2.2. Działanie ciśnienia hydrostatycznego w płaszczyźnie poślizgu [12].

W przypadku wypełnienia się szczelin wzdłuż AB wodą do poziomu piezometrycznego CD napór wody od spodu na powierzchnię AB zmniejsza ciężar masywu, wskutek czego zmniejsza się opór tarcia na powierzchni AB i następuje poślizg bryły AEDB. Potwierdzeniem możliwości tego rodzaju zsuwów jest fakt iż występowanie tylko po szczególnie dużych opadach deszczowych, gdy w szczelinach zbiera się duża ilość wody i powstaje dostatecznie duży napór wody [14].

Zjawisko naporu wody od dołu na warstwę nieprzepuszczalną może spowodować zsuw lub osuwisko nie tylko w górach, lecz również i w wykopach na nizinach, gdy warstwa nieprzepuszczalna w dnie wykopu zalega na warstwie wodonośnej o wysokim poziomie piezometrycznym wody, znacznie wyższym od poziomu dna wykopu.

W przypadkach iłów o wysokiej granicy płynności ($L_v > 50$) i istnieniu w nich przewarstwień piasku mokrego, którymi może dochodzić woda, częstokroć następuje stopniowe osłabienie się ładu wskutek pęcznienia. Pęcznienie ładu może mieć miejsce, gdy po wykonaniu wykopu ład zostaje odciążony i może wchłaniać wodę z piasku w ciągu dłuższego czasu. W takich warunkach osuwiska zazwyczaj powstają po upływie pół roku do roku od chwili wykonania wykopu, a więc po spęcznieniu ładu.

Wysoki poziom wody gruntowej w zboczu uwarstwionym doprowadza do wymywania (sufozji) piasku i pęcznienia gruntu spoistego, co również powoduje osuwiska [20].

2.3. Współczynnik stateczności.

Współczynnik stateczności F , zwany też współczynnikiem bezpieczeństwa lub pewności, wyraża się liczbą bezwymiarową, większą od jedności. Określa, ile razy możliwa do zmobilizowania uogólniona siła utrzymująca w spoczynku, czyli bezruchu, potencjalną bryłę odłamu, jest większa od uogólnionej siły, dążącej do przesunięcia tej bryły [15].

Nie ma metody, która by umożliwiała określenie obiektywnej wartości współczynnika stateczności dla konkretnych warunków geologicznych, wodnych i eksploatacyjnych. Z wyszczególnionych powodów wartość tę określa się intuicyjnie, kierując się doświadczeniem i wyczuciem osobistym. W zależności od ważności obiektu przyjmuje się ją zwykle równą od 1,1 do 1,5. Wartości większe od 1,5 zaleca się dla podłoża budowli drogowych [22]. Wartość tą rozumieć jako graniczną, tzn. minimalną wartość współczynnika stateczności.

Przy badaniu stateczności elementu budowli ziemnej, tzn. skarpy, podłoża itp. sprawdza się, czy dla najniekorzystniejszej pod względem statecznym linii poślizgu- obliczony współczynnik stateczności według przyjętej metody obliczeń- jest większy od założonego granicznego współczynnika. Ten warunek musi być zachowany wtedy, gdy badany element budowli ma być w wystarczającym stopniu stateczny [15].

Przy wyznaczaniu kształtu czy wymiarów budowli statecznej o określonym współczynniku stateczności F wprowadza się do równań, określających graniczny kształt badanego elementu, np. graniczne nachylenie skarpy, w miejsce $\text{tg } \Phi_u$ oraz c_u wartości

$$\frac{\text{tg} \Phi_u}{F} \text{ oraz } \frac{c_u}{F} \quad (2.2)$$

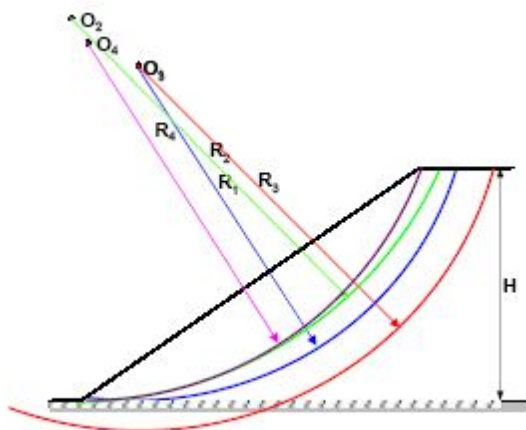
gdzie:

Φ_u - kąt tarcia wewnętrznego
 F - współczynnik stateczności
 c_u - spójność gruntu

Dla odróżnienia współczynnika założonego od obliczonego nazywa się niekiedy ten pierwszy *dyrektywnym współczynnikiem stateczności* [14].

2.3. Powierzchnie i linie poślizgu.

W warunkach stanu granicznego można wyróżnić wewnątrz ośrodka gruntowego powierzchnię zwaną *powierzchnią poślizgu*, na której stan naprężenia odpowiada punktowi styczności największego koła Mohra z obwiednią graniczną [15]. W celu upewnienia się o stopniu bezpieczeństwa badanego zbocza, należy przeprowadzić szereg obliczeń, kolejno zakładając różne prawdopodobne powierzchnie poślizgu. Określenie stopnia bezpieczeństwa dla każdej założonej powierzchni poślizgu jest bardzo czasochłonne, jednak obecne programy komputerowe znacznie przyspieszają obliczenia mogąc w bardzo krótkim czasie dokonać obliczeń nawet dla tysiąca założonych powierzchni poślizgu. Na rysunku 2.3. pokazano przykładowe powierzchnie poślizgu.



Rys. 2.3. Różne powierzchnie poślizgu badanego zbocza.

Warunki równowagi przyjęte w metodzie Felleniusa pokazano na rysunku 2.4. Współczynnik bezpieczeństwa określa się wówczas z proporcji momentów wywracającego i utrzymującego, działających względem przyjętego uprzednio punktu obrotu. Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rysunku 2.4. można go zapisać wzorem:

$$n = \frac{l s R}{G r} \quad (2.3.)$$

gdzie :

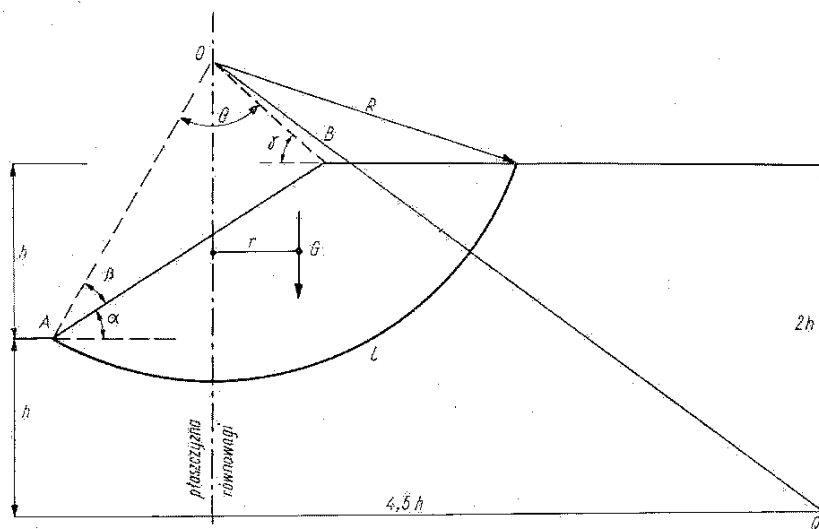
G – ciężar bryły gruntu,

r – odległość między punktem przyłożenia siły G i środkiem obrotu O mierzona w poziomie,

s – maksymalne naprężenie styczne wg hipotezy Coulomba-Mohra na 1,0 m cylindrycznej powierzchni poślizgu

l – długość powierzchni poślizgu,

R – promień krzywizny powierzchni poślizgu



Rys.2.4. Warunki równowagi przy kołowej powierzchni poślizgu wg Felleniusa [5]

Miarodajną jest najniższa wartość współczynnika bezpieczeństwa n , która w zależności od warunków w jakich pracuje dane zbocze, powinna się wahać w granicach 1,2 – 1,5. Wyższe wartości współczynników bezpieczeństwa przyjmuje się w przypadku posadawiania na danym zboczu budowli [5][21][22].

W metodzie Felleniusa istotne jest położenie krytycznego ośrodka obrotu. Na podstawie badań Felleniusa przy pominięciu kąta tarcia wewnętrznego można wyznaczyć położenie środka obrotu w zależności od kąta nachylenia zbocza. Poniższa tabela 2.1. określa sposób wyznaczenia środka obrotu.

| Nachylenie zbocza | Kąt nachylenia zbocza α | β | γ |
|-------------------|--------------------------------|---------|----------|
| 1 : 0,58 | 60° | 29 | 40 |
| 1 : 1,00 | 45° | 28 | 37 |
| 1 : 1,50 | 33°47' | 26 | 35 |
| 1 : 2,00 | 26°34' | 25 | 35 |
| 1 : 3,00 | 18°26' | 25 | 35 |
| 1 : 5,00 | 11°19' | 25 | 37 |

Tabela 2.1. Parametry środka obrotu dla gruntu idealnie spoistego [5]

Tak wyznaczony środek obrotu łączy się prostą z punktem Q (rys. 2.4). Punkt Q posiada następujące współrzędne w zależności od wysokości zbocza:

a) odcięta licząc od dolnej krawędzi zbocza $x = 4,5h$

b) rzędna licząc od dolnej krawędzi zbocza $y = -h$.

Pozostałe środki obrotu powinny leżeć na prostej O-Q. Dla każdego ustalonego obrotu liczy się wartość spójności wg wzoru 2.4. :

$$c = \frac{\sum_{i=k}^{i=n} g_{ip} \sin \alpha_{ip} - \sum_{i=1}^{i=n} g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^{i=k} g_{il} \sin \alpha_{il}}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (2.4.)$$

gdzie:

$$\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i = \sum_{i=k}^{i=n} g_{ip} \sin \alpha_{ip} + \sum_{i=1}^{i=k} g_{il} \sin \alpha_{il} \quad (2.5.)$$

g_i – ciężar elementarnej bryły gruntu

g_{il} – ciężar elementarnej bryły gruntu znajdującej się na lewo od płaszczyzny równowagi

g_{ip} – ciężar elementarnej bryły gruntu znajdującej się na prawo od płaszczyzny równowagi

l_i – długość elementarnej odcinka powierzchni poślizgu

α_i – kąt pomiędzy prostopadłą do powierzchni poślizgu, a kierunkiem wektora siły ciężkości dla elementarnej odcinka powierzchni poślizgu.

Środek obrotu, dla którego wyliczona w powyższy sposób wielkość c osiąga maksymalną wartość jest krytycznym środkiem obrotu. Dla powierzchni poślizgu odpowiadającej krytycznemu środkowi obrotu współczynnik bezpieczeństwa n oblicz się ze wzoru:

$$\text{Wzór str 339 T Jeske.} \quad (2.6.)$$

Wzór 2.6. wynika ze wzoru 2.3. Ponieważ powierzchnia poślizgu jest kołową powierzchnią walcową, więc promienie obrotu są stałe [1].

2.5. Najniekorzystniejsza linia poślizgu.

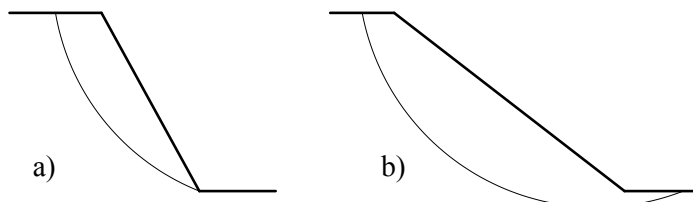
Do badań stateczności ośrodka sypkiego metodami równowagi granicznej, wykorzystującymi zasadę pasków, konieczne jest wyznaczenie najniekorzystniejszej linii poślizgu.

W przypadku, gdy linia ta jest dowolną krzywą, wyznaczenie najniekorzystniejszego ze względu na stateczność budowli jej położenia dokonuje się metodą prób, przy czym ilość badań współczynnika stateczności zależy od ważności skarpy. Przyjmuje się przy tym, że uzyskany minimalny współczynnik charakteryzuje rzeczywiście najniekorzystniejsze warunki. Takie postępowanie nie gwarantuje jednak pełnej poprawności, gdyż wybór krzywej jest przypadkowy, opiera się tylko na intuicji sprawdzającego. Nie ma jednak dotąd sposobu, który obiektywnie rozwiązywałby to zadanie. Istnieją tylko pewne wytyczne, wynikające z teoretycznych przesłanek, które wskazują jak należy postępować, aby krzywa poślizgu była najniekorzystniejsza.[2] Wymienić należy następujące wytyczne:

- Krzywa poślizgu w swej partii środkowej oraz w dolnej części, gdzie jej kierunek jest przeciwny do kierunku w części górnej, powinna przechodzić przez obszar o najmniejszym kącie tarcia wewnętrznego, co powoduje, że przeważająca część sił utrzymujących, pochodzących z tarcia, jest minimalna. Z tego samego powodu, należy też krzywą tę prowadzić przez grunty o małej spójności.
- Obciążenie naziomu potencjalnego odłamu na obszarze, pod którym linia poślizgu jest najstromejsza, powinno być największe. Wówczas siły przesuwające są również największe.
- Obciążenie dna wykopu na całej długości linii poślizgu powinno być bardzo małe, względnie w ogóle nie powinno ono istnieć. Dzięki temu opór przeciw osuwowi jest minimalny [2].

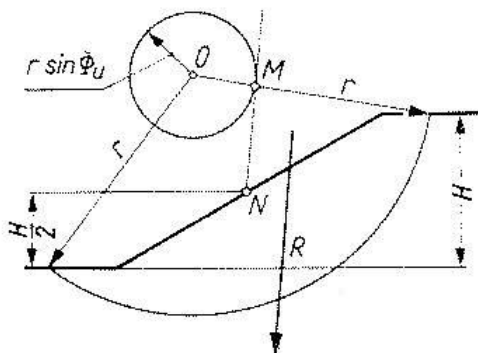
Praktycznie natomiast doświadczenia pozwoliły na sprecyzowanie następujących stwierdzeń: W przypadku stromych skarpy w jednorodnych gruntach oraz wszystkich skarpy w gruntach o dużym kącie tarcia wewnętrznego, krytyczna krzywa poślizgu wychodzi ze stopy skarpy, to jest najniższego punktu skarpy (rys. 2.5.) Natomiast w przypadku łagodnych skarpy w gruntach, w których wytrzymałość na

ściananie nie zwiększa się wraz z głębokością, a także skarp stromych, w podłożu których zalegają grunty o małej wytrzymałości na ścinanie, krytyczna krzywa poślizgu może wychodzić poza stopę skarpy (rys.2.5). Jeżeli przekrój jest jednorodny i brak jest przepływu filtracyjnego, to dla krytycznej linii poślizgu, wychodzącej poniżej stopy skarpy, prosta pionowa styczna do koła tarcia przecina skarpe w połowie jej wysokości. Jeżeli natomiast filtracja występuje, to dla krytycznej linii poślizgu prosta równoległa do wektora siły R czyli do wypadkowej sił W oraz U i styczna do koła tarcia powinny także przecinać skarpe, w przybliżeniu w połowie jej wysokości. Na rys. 2.6. prosta MN jest równoległa do kierunku R [1][2].



Rys. 2.5. Kształt najniebezpieczniejszej linii poślizgu [2].

- a) dla stromego nachylenia skarpy i dużego tarcia wewnętrznego
- b) dla łagodnego nachylenia skarpy oraz dla stromej skarpy przy słabym podłożu



Rys.2.6. Najniebezpieczniejsza krzywa poślizgu przy istnieniu filtracji [2]

Dla kołowych linii poślizgu są sposoby, które pozwalają jednoznacznie określić położenie środka koła poślizgu, względnie ograniczają obszar badania. Należy jednak zaznaczyć, że sposoby te zostały opracowane tylko dla ośrodków jednorodnych i izotropowych na podstawie analizy szeregu przypadków (statystycznie)[2].

Oprócz omówionego w punkcie 2.3. sposobu Felleniusa istnieją także sposoby wg Janbu i Terzagiego.

Sposób *Terzagiego*. W sposobie tym (jak pokazano na rys. 2.7.) wyznacza się położenie prostej ABC. Następnie posuwając się wzdłuż kierunku BC wyznacza się środek koła poślizgu o najmniejszej wartości współczynnika stateczności na tym kierunku. Z punktu D wykreśla się prostopadłą do prostej BC w kierunku podłoża skarpy, na której wyznacza się z kolei środek koła poślizgu o najmniejszym współczynnikiem stateczności. Ten punkt O jest według Terzagiego, środkiem najniekorzystniejszego koła poślizgu dla badanej skarpy.

Skarpa będzie stateczna, gdy zostanie spełniony warunek:

$$\operatorname{tg}\beta < \frac{1}{2} \cdot \operatorname{tg}\phi_u \quad (2.9.)$$

Warunek równowagi można wyrazić współczynnikiem stateczności:

$$F = \frac{\gamma_w \operatorname{tg}\phi_u}{(\gamma_w + \gamma') \operatorname{tg}\beta} \approx \frac{1 \operatorname{tg}\phi_u}{2 \operatorname{tg}\beta} \quad (2.10.)$$

Jeżeli $F > 1$, to skarpa jest stateczna.

2.7. Stateczność skarp w gruntach spoistych.

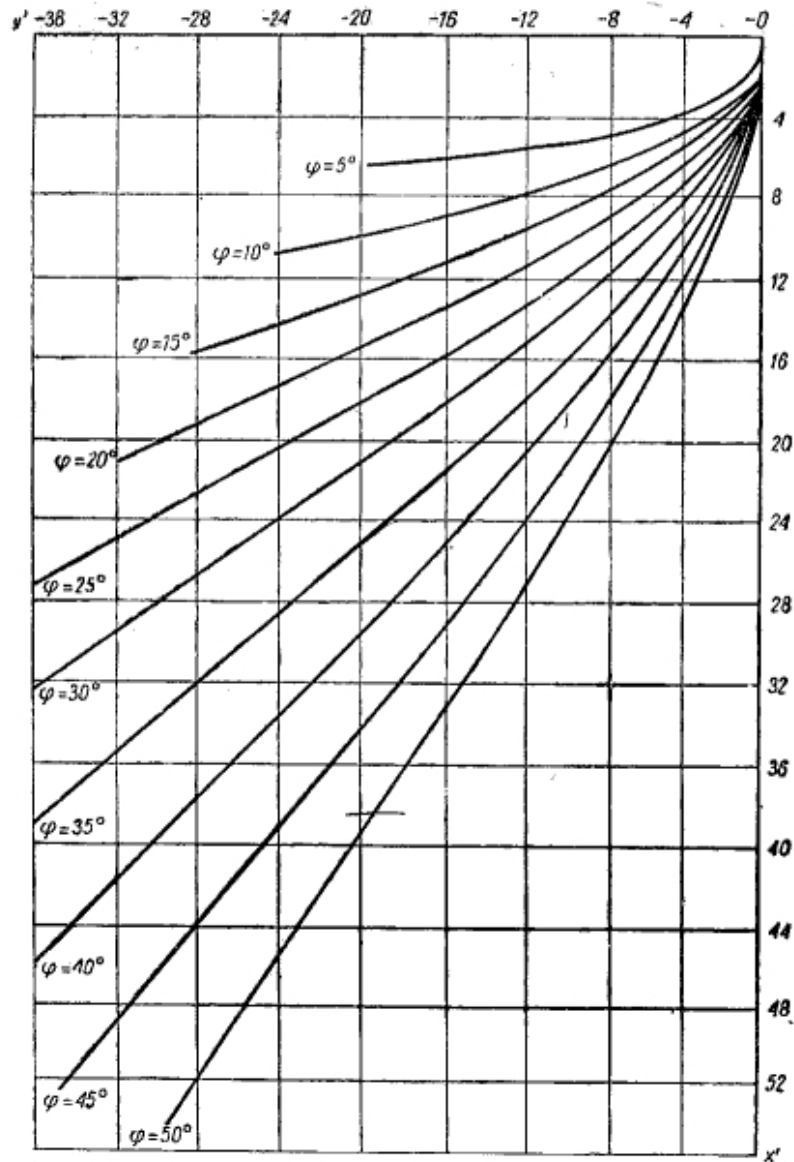
Określenie stateczności skarpy (zbocza) w gruntach spoistych jest trudne ze względu na:

- możliwą niejednorodność ośrodka gruntowego,
- zmienność cech wytrzymałościowych gruntów z upływem czasu,
- duży wpływ wody gruntowej na warunki stateczności,
- brak dokładnych metod obliczeniowych (zwłaszcza w przypadku gruntu niejednorodnego).

Istnieją dwa podstawowe sposoby rozwiązania zagadnienia stateczności zboczy w gruntach spoistych: pierwszy – oparty na teorii stanu granicznego ośrodków rozdrobnionych i drugi – na hipotezie cylindrycznych powierzchni poślizgu [5].

Dla najbardziej prostego przypadku, gdy skarpe buduje grunt jednorodny, Sokołowski opracował nomogram oparty na jednostkach bezwymiarowych:

$$x' = \frac{\gamma_0}{c} x \quad \text{i} \quad y' = \frac{\gamma_0}{c} y$$



Rys. 2.8. Kształt skarpy granicznej we współrzędnych bezwymiarowych [12]

Mając dane φ , c , γ_0 i x można, korzystając z wartości x' , wyznaczyć na nomogramie wartości y' , a następnie obliczyć

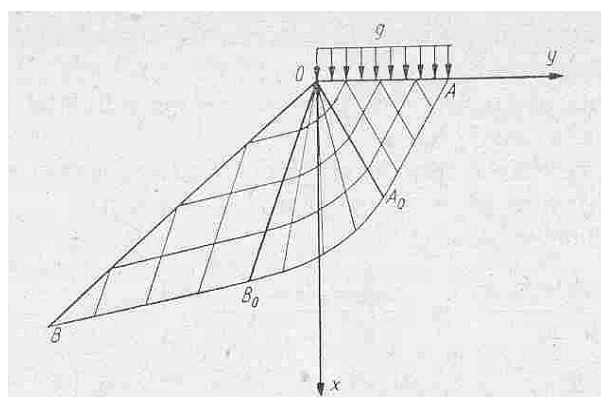
$$y = y' \frac{c}{\gamma_0} \quad (2.11)$$

Przyjmując różne wartości x i wyznaczając odpowiadające im wartości y można wykreślić skarpy o granicznym nachyleniu (o współczynniku pewności $n=1$). W celu uzyskania współczynnika $n>1$ należy odpowiednio zmniejszyć wartości φ i c . Najczęściej stosuje się sposób oparty na wyznaczaniu najmniejbezpiecznej powierzchni cylindrycznej poślizgu np. metodą Felleniusa [12].

Sposób ten sprawia duże trudności w stosowaniu praktycznym w przypadku działania obciążeń na skarpy lub istnienia ciśnienia sphywowego, jak również przy niejednorodnym gruncie skarpy.

Ogólne zasady sprawdzania stateczności skarp (zboczy) w gruntach spoistych są następujące:

- przyjmuje się, że powierzchnie poślizgu w gruntach jednorodnych są krzywoliniowe; w gruntach niejednorodnych mogą być one płaszczyznami łamanymi,
- dla założonej powierzchni poślizgu ustala się siły zsuwające wydzieloną bryłę i siły przeciwdziałające temu oraz określa się współczynnik pewności F jako stosunek sił utrzymujących do zsuwających.
- poszukuje się powierzchni poślizgu o mniejszym współczynniku pewności F_{\min} ,
- sprawdza się, czy $F_{\min} \geq F_{\text{dop}}$, przy czym wartości F_{dop} przyjmuje się w zależności od metody obliczeniowej i dokładności wyznaczenia parametrów obliczeniowych oraz od ważności obiektu.
- jeżeli wzdłuż najniebezpieczniejszej powierzchni poślizgu $F_{\min} = 1$, można przyjąć że rozpatrywana skarpa jest w stanie równowagi granicznej.
- gdy skarpa z gruntu jednorodnego izotropowego ma taki kształt, że w każdym punkcie korpusu skarpy istnieje stan graniczny $|\tau| = \tau_f$, mówimy o skarpie granicznej, dla której spełniony jest też warunek $F_{\min} = 1$, lecz wzdłuż nieskończenie wielu powierzchni poślizgu [5] (rys. 2.9.) Wybrane metody określania stateczności zostaną dokładnie opisane w dalszej części pracy.



Rys. 2.9. Skarpa z obciążonym naziemem [12]

2.8. Metody badania stateczności skarp i nasypów.

W celu dokładnego przeprowadzenia badań stateczności budowli musi być przede wszystkim rozpoznany rodzaj gruntu, co pozwala na właściwy wybór metody badania. Dobór właściwej metody ułatwia przeprowadzenie badań, a wyniki są bardziej wiarygodne. W przypadku gruntów sypkich sposób badania jest bardzo prosty. Wynika to stąd, że w gruntach sypkich występuje tylko tarcie wewnętrzne, czyli jeden parametr, decydujący o stateczności.

W gruntach, w których występuje tarcie wewnętrzne i spójność, badania są bardziej skomplikowane, a szczególnie gdy zachodzi potrzeba otrzymania dokładnych wyników. Wszystkie omawiane metody, z wyjątkiem badania gruntów sypkich, odnoszą się do gruntów dwuparametrowych, tj. charakteryzujących się spójnością i tarcie.

Ogólnie metody te można podzielić na trzy grupy:

- 1) Metody granicznego stanu naprężenia,
- 2) Metody równowagi granicznej,
- 3) Metody empiryczne.

Metody te odnoszą się przede wszystkim do badania skarp. Oprócz cech wyraźnie je różniących, wynikających z istoty metody, są cechy wspólne dla wszystkich. Przede wszystkim przyjmują one za punkt wyjściowy warunek plastyczności według Coulomba lub Coulomba-Hvorsleva. Zakłada się, że warunek ten spełnia się we wszystkich punktach wzdłuż potencjalnej powierzchni poślizgu. Według tych autorów oba warunki plastyczności mają charakter liniowy, co nie jest zgodne z doświadczeniem. Szczególnie dotyczy to przypadków gruntów spoistych.

Metoda granicznego stanu naprężenia analizuje taki stan naprężeń, przy którym nawet bardzo mała zmiana może doprowadzić do utraty równowagi. Zgodnie z doświadczeniem za stan graniczny przyjęto plastyczne płynięcie ośrodka gruntowego. Warunek tego stanu granicznego, zwanego warunkiem plastyczności, pierwszy opracował Coulomb (1773) i zastosował go do wyznaczania parcia ośrodka gruntowego, ograniczonego poziomą płaszczyzną, na ścianę oporową z pionową idealnie gładką wewnętrzną powierzchnią. Założył on również, że powierzchnia poślizgu odłamu jest płaska [1][2].

Poza tym, trzeba jeszcze zwrócić uwagę na jedną istotną cechę, wspólną dla wszystkich metod stanu granicznego, a mianowicie, że stosowanie ich w pewnym sensie ogranicza podstawowe założenie, czyli w każdym punkcie badanego ośrodka spełniony musi zostać warunek plastyczności. Możliwość spełnienia tego warunku w metodzie Sokołowskiego występuje tylko w przypadkach dużych obciążeń naziomu w pobliżu krawędzi skarpy. Metody tej grupy mogą być stosowane do ośrodków jednorodnych. Do skarp z gruntów jednorodnych warstwowych można je stosować, wyznaczając uśrednione wartości parametrów φ , c , γ [5].

Metoda równowagi granicznej służy do badania stateczności skarp o znanym kształcie i założonej linii poślizgu. Przyjęcie linii poślizgu jako elementu znanego jest jednoznaczne z założeniem, że wzdłuż tej linii występuje warunek stanu granicznego. Tak określony stan początkowy sprowadza się do przyjęcia układu materialnego o nieokreślonych siłach wewnętrznych, o którym wiadomo tylko, że jest podparty w sposób ciągły wzdłuż linii poślizgu[2].

Metody empiryczne mogą wykazywać bardzo proste zależności między geometrycznymi parametrami skarpy a wybranymi parametrami gruntu i wtedy ważne są one tylko dla badanych warunków. Mogą też być one bardziej rozbudowane i wtedy mają sens uniwersalny. Metody te w związku z rozwojem racjonalnych, teoretycznie uzasadnionych sposobów badań tracą swoje znaczenie.

2.9. Charakterystyka metod badania stateczności skarp.

W celu zbadania stateczności w praktyce stosuje się następujące metody:

- Metoda Sokołowskiego
- Metoda Pettersona- Felleniusa
- Metoda Bishopa
- Metoda Janbu
- Metoda Nonveillera
- Metoda Morgensterna- Price'a
- Metoda Masłowa- Berera
- Metoda koła tarcia
- Metoda Taylora
- Metoda Biareza
- Metoda Masłowa

Metodę Sokołowskiego stosuje się do obliczeń stanu granicznego, metoda Masłowa jest metodą empiryczną, natomiast wszystkie pozostałe są metodami równowagi granicznej, przy tym część z nich zakłada kolejną linię poślizgu, a pozostałe dowolnego kształtu.

Wszystkie metody równowagi granicznej, oprócz metody koła tarcia, są metodami paskowymi, tzn. całą potencjalną bryłę odłamu dzieli się na pionowe paski, które rozpatruje się pod względem statycznym oddzielnie, a wypadkowa ich działania wyznacza wynik końcowy. Metoda koła tarcia jako jedyna rozpatruje bryłę odłamu jako całość i z tego też względu zakłada kołową linię poślizgu.

Tylko metody Taylora i Biareza umożliwiają wyznaczenie wysokości (lub nachylenia) skarpy na podstawie parametrów wytrzymałościowych gruntu skarpy oraz jej nachylenia (lub wysokości) na podstawie tablic lub wykresów. Tablice te zostały sporządzone na podstawie obliczonych przykładów, przy czym Taylor oparł się na metodzie koła tarcia, natomiast Biarez- na metodzie

własnej z kołową linią poślizgu. Zatem te dwie metody mają charakter statystyczny i tym samym, w odróżnieniu od pozostałych, nie precyzują najniekorzystniejszego położenia krzywej poślizgu.

Metody Bishopa, Janbu, Nonveiller'a i Morgensterna-Price'a są dokładniejsze, zostały one opisane w pracach [1][2][11][12]

Podstawowym założeniem metod badania stateczności ośrodków spoistych jest ważność kryterium Coulomba, z którego wynika prostoliniowość warunku plastyczności. Ważność tego warunku określa zakres stosowania tych metod do gruntów, których struktura jest ustabilizowana, których więc budowa nie uległa naruszeniu lub też w wystarczającym stopniu stabilizowana, np. nasypy specjalnie zagęszczone. Natomiast gdy struktura gruntu jest nie ustabilizowana, tzn. w czasie ulega ciągłej przebudowie na przykład wskutek konsolidacji pod wpływem własnego i ewentualnie zewnętrznego obciążenia (hałdy), wówczas ważność tych metod może być problematyczna [2].

2.9.1. Metoda Pettersona-Felleniusa

Ogólne założenie tej metody, zaproponowane przez Pettersona (1916), szczegółowo przeanalizował i opracował Fellenius (1926). Stąd też często autorstwo przypisuje się tylko temu ostatniemu. Nazywa się ją również *metodą szwedzką*, ponieważ do jej opracowania przyczyniło się wielu szwedzkich inżynierów, pracujących w Szwedzkiej Komisji Geotechnicznej (1914-1926), której w ostatnich latach przewodniczył Fellenius. Metoda ta powstała w wyniku licznych badań nad osuwiskami skarp na trasach kolei szwedzkich. Jest ona pierwszą próbą inżynierskiej analizy warunków stateczności skarp i do dziś jeszcze często stosowana w praktyce.

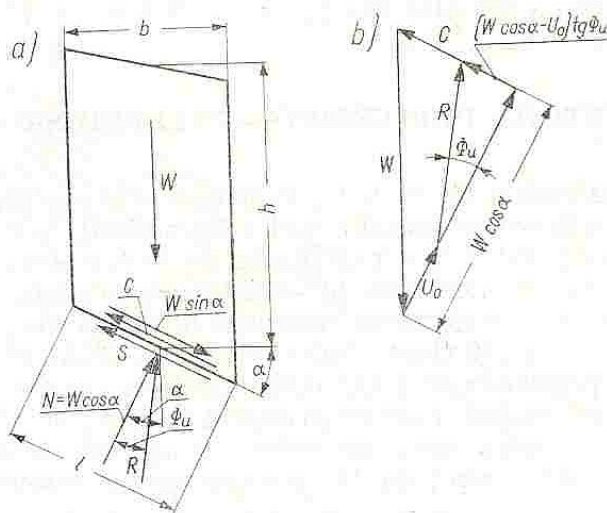
W omawianej metodzie przyjęto dwa założenia:

- poślizg potencjalnej bryły osuwiskowej występuje na powierzchni walcowo-kołowej (w przekroju poprzecznym sprowadza się ona do okręgu koła)
- naprężenie gruntu na ścinanie wzdłuż powierzchni poślizgu zależy tylko od sił normalnych, działających na tej powierzchni

Pierwsze założenie dość dobrze sprawdza się w mocno spoistych gruntach jednorodnych, na przykład w ilach.

Drugie założenie, według którego na naprężenia ścinające nie mają wpływu siły wewnętrzne potencjalnej bryły odłamu, wynikające z przyjęcia wypadkowej sił międzypaskowych jako równoległej w każdym pasku do jego podstawy, jest już problematyczne nawet w szczególnych przypadkach.

W linii poślizgu musi być spełniony warunek plastyczności i tym samym można zastosować warunek Coulomba [2]. Poniżej przedstawiono schemat do obliczenia stateczności tą metodą.



Rys.2.10. Schemat statyczny metodzie Pettersona-Felleniusa [2]

Podstawowym równaniem metody Petersona Felleniusa, za pomocą którego oblicza się rzeczywisty współczynnik stateczności badanej skarpy (nie nawodnionej) jest poniższy wzór:

$$F = \frac{\sum(c_u l + (W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u))}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.12)$$

Jest to podstawowe równanie metody Pettersona- Felleniusa, za pomocą którego oblicza się rzeczywisty współczynnik stateczności badanej skarpy bezwodnej w celu sprawdzenia, czy nie jest mniejszy od dyrektywnego współczynnika, przyjętego dla tej skarpy.

W przypadku nawodnienia lub zwilgocenia gruntu skarpy należy od wartości naprężeń całkowitych odjąć wartość ciśnienia wody porowej, występującej wzdłuż linii poślizgu, oraz wprowadzać efektywne parametry gruntu. Równanie 2.5 przybierze wtedy postać:

$$F = \frac{\sum [c' l + (W \cos \alpha - u l) \operatorname{tg} \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.13)$$

gdzie

c' -efektywna spójność gruntu

u –ciśnienie wody porowej

Φ' –efektywny kąt tarcia wewnętrznego

Gdy występuje niepełne zawodnienie gruntu, wówczas uzyskanie wartości u , c' oraz Φ' jest bardzo trudne i zwykle wtedy, z konieczności, pomija się wpływ zawodnienia, a badanie przeprowadza się dla naprężeń całkowitych.

Jeżeli woda podziemna występuje jako woda grawitacyjna (co objawia się istnieniem zwierciadła wód gruntowych) – to w przypadku filtracji ustalonej można wpływ zawodnienia uwzględnić w ten sposób, że pomija się ciśnienie porowe, natomiast uwzględnia ciśnienie spływowe oraz wybór gruntu, i wówczas

$$F = \frac{\sum(c_u l + W' \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u)}{\sum W' \sin \alpha + J \frac{e}{r}} \quad (2.14)$$

gdzie,

W' –ciężar gruntu paska z uwzględnieniem wyporu (pod zwierciadłem wody) i obciążenie zewnętrzne paska

J – ciśnienie spływowe

e – ramię ciśnienia spływowego

W tym przypadku ciśnienie spływowe można określić za pomocą linii prądu siatki hydrodynamicznej.

Siatka hydrodynamiczna umożliwia też określenie ciśnienia wody w porach. Ciśnienie to odczytuje się z linii ekwipotencjalnych.

W sposób przybliżony wpływ zawodnienia można wyrazić w ten sposób, że w stosunku do ciężaru gruntu, występującego w liczniku, stosuje się wybór wody, natomiast ciężar gruntu w

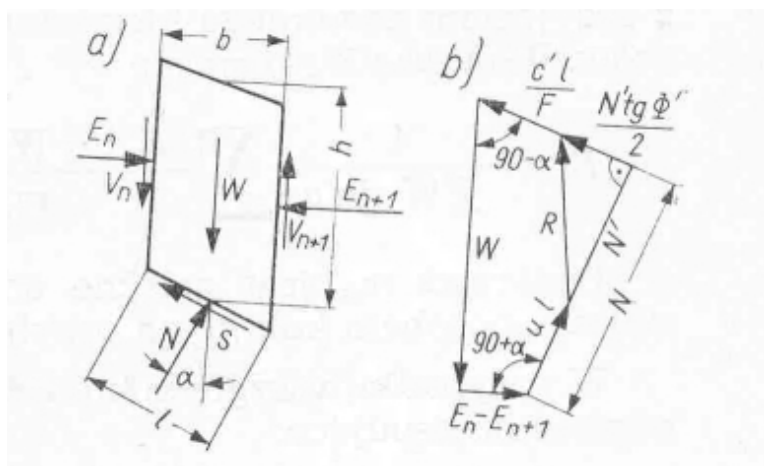
mianowniku (pod zwierciadłem wody) zwiększa się o ciężar wody, wypełniającej jego pory (W_w). Zatem można napisać następujący wzór:

$$F = \frac{\Sigma(c_u l + W' \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u)}{\Sigma(W + W_w) \sin \alpha} \quad (2.15)$$

Metoda Felleniusa, wskutek nieuwzględnienia sił wewnętrznych, wykazuje w stosunku do innych metod większy współczynnik bezpieczeństwa. W kolejnym rozdziale obliczenia zostaną przeprowadzone tą metodą.

2.9.2. Metoda Bishopa

Przy stosowaniu tej metody należy uwzględnić wzajemne oddziaływanie pasków, co wyraża się ukośnie skierowanym wypadkowym wektorem o składowej V i poziomej E .



Rys.2.11. Schemat statyczny metody Bishopa [2]

a – siły działające na pasek gruntu

b – wielobok sił

Postępując analogicznie jak w metodzie Felleniusa otrzymuje się dla gruntu bezwodnego:

$$F = \frac{\Sigma(c_u l + (W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_u))}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.16)$$

Obliczanie współczynnika F metodą Bishopa wymaga stosowania iteracji, w związku z tym do obliczeń stosuje się dla uproszczonego wzory Bishopa następujący wzór iteracyjny[2]:

$$F_1 = F_0 \left(1 - \frac{\sum W \sin \alpha - \sum \frac{c'b + W(1-B) \operatorname{tg} \phi'}{F_0 \cos \alpha + \operatorname{tg} \phi' \sin \alpha}}{\sum W \sin \alpha - \sum \frac{[c'b + W(1-B)] \operatorname{tg} \phi' \sin \alpha}{(F_0 \cos \alpha + \operatorname{tg} \phi' \sin \alpha)^2}} \right) \quad (2.17)$$

W pierwszym przybliżeniu za F_0 podstawia się wartość dowolną, w następnym obliczoną F_1 , aż do otrzymania założonej dokładności.

Stosując metodę Bishopa należy zwrócić uwagę na fakt, że przy głębokim wcięciu krzywej poślizgu w podłoże, kąty α pasków u podłoża skarpy mogą osiągnąć duże wartości ujemne, co z kolei spowoduje, że wartość m_a we wzorze będzie ujemna lub bliska zeru, co w tych warunkach czyni wzór ten nieużytecznym. Świadczy to o błędach poczynionych w założeniach tej metody. Bishop rozpatrzył też przypadek częściowo zatopionej skarpy. Przypadek taki występuje dość często w praktyce, i dlatego podane są wzory potrzebne do jego rozwiązania[2],[12].

2.9.3. Metoda Masłowa.

Na podstawie obserwacji i badań zbocza rzeki Wołgi Masłow opracował w 1949 r. tak zwaną *metodę jednakowej stateczności*. Założył on, że zbocze jest w stanie równowagi granicznej i przyjął jako hipotezę roboczą tezę, że w badanym punkcie zbocza jego kąt nachylenia β jest równy kątowi wytrzymałości na ścianie ψ punktu, który znajduje się na takiej samej głębokości, na jakiej znajduje się rozpatrywany punkt zbocza licząc od naziomu (stąd też metoda ta nazywa się niekiedy metodą kąta ścięcia F_p). Metoda określa więc kształt zbocza, a nie najniekorzystniejszą linię poślizgu[2].

Autor tej metody, zdając sobie sprawę z jej teoretycznych niedociągnięć, nazwał ją inżyniersko-geologicznym przewidywaniem. Próbował on jednak uzasadnić przyjętą tezę przez porównanie jej ze sposobem stosowanym w odniesieniu do utworów sypkich, dla których kąt stoku naturalnego jest równy kątowi tarcia wewnętrznego. Założył on, że jeśli w utworach sypkich dla zbocza o granicznej równowadze zostanie spełnione, a jego współczynnik stateczności wynosi [2]:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi_u}{\operatorname{tg} \beta} \quad (2.18)$$

gdzie:

ϕ_u - kąt tarcia wewnętrznego

β - kąt nachylenia zbocza

to analogicznie w utworach spoistych zbocze znajdować się będzie w równowadze granicznej, jeśli zachodzić będzie równość $\beta = \psi$, natomiast przy $\beta < \psi$ zbocze jest stateczne, przy czym

$$F = \frac{\operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (2.19)$$

Zgodnie z tym założeniem kształt zbocza określa zależność:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \psi}{F} \quad (2.20)$$

przy czym

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \phi_u + \frac{c_u}{\sigma} \quad (2.21)$$

lub

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau_f}{\sigma} \quad (2.22)$$

Należy jednak podkreślić, że ϕ_u nie zależy od ciśnienia, podczas gdy ψ jest zależne od niego – stąd zbocze w równowadze granicznej będzie miało w tym przypadku kąt zmienny zależny od wysokości. Ku górze kąt zbocza zwiększa się od skrajnego przypadku w dole, gdy

$$\psi = \phi_u \quad \text{przy } \sigma = \infty$$

do skrajnego przypadku ku górze, gdzie:

$$\psi = 90^\circ \quad \text{przy } \sigma = 0$$

W pewnych przypadkach wyniki uzyskane tą metodą dość dobrze pokrywają się z warunkami rzeczywistymi. Według Masłowa metoda ta jest szczególnie przydatna do gruntów, w których spoistość wynika ze stanu wodno-koloidalnego, a nie strukturalnego stanu gruntu. Grunty takie charakteryzują się znaczną plastycznością i tym samym spełniają w dużym stopniu podstawowe założenia metody, zakładającej równość głównych naprężeń i obciążeń [2]. Ciśnienie spływowe wg Masłowa należy uwzględnić, mnożąc kąt tarcia wewnętrznego przez współczynnik mniejszy od jedności.

Masłow opracował również równanie zbocza o granicznej równowadze. Równanie to ma postać paraboli:

$$\chi = \frac{1}{\gamma_n \operatorname{tg}^2 \phi_u} \{ \operatorname{tg} \phi_u \gamma_n y + c_u \ln(p \operatorname{tg} \phi_u + c_u) - c_u \ln[\operatorname{tg} \phi_u (\gamma_n y + p + c_u)] \} \quad (2.23)$$

Przy założeniu, że:

$$p = 0$$

$$\phi_u = 0$$

$$\chi = \frac{\gamma_n}{2c_u} y^2$$

Metodę stałej stateczności można stosować:

- Do gruntów o jednorodnej i warstwowej budowie,
- Do oceny ogólnej stateczności,
- W szczególnych warunkach, np. gdy w masie zbocza znajdują się wkładki plastycznych iłów, nachylonych w stronę zbocza.

W ostatnim przypadku graniczny kąt nachylenia wkładki plastycznej α_p wyznacza się z warunku

$$\alpha_p = \psi_p$$

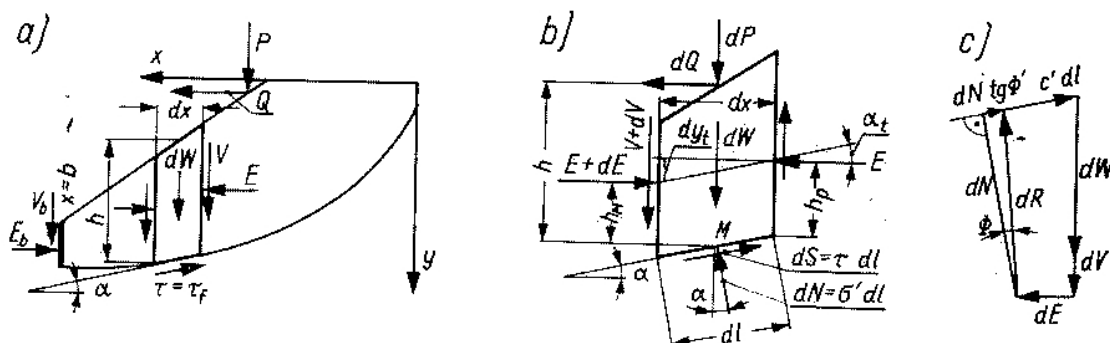
kąt ψ_p wyznacza się do wartości naprężenia

$$\sigma = \frac{1}{2} \gamma_n y$$

2.9.4. Pozostałe metody.

Metoda Janbu.

W metodzie Janbu zakłada się dowolną powierzchnię poślizgu. Badanie stateczności przeprowadza się podobnie jak w metodzie Bishopa, za pomocą rachunku iteracyjnego. Uogólniony układ sił, działających na wydzielony pasek przedstawia rysunek 2.4.[2].



Rys.2.12. Schemat statyczny metodzie Janbu [2]

a – przekrój przez skarpe b – zgeneralizowany układ sił działających na pojedynczy pasek
 c – wielobok sił

Wzór (2.24),

$$F = \frac{\Sigma [c' + (p + v - u) \operatorname{tg} \Phi'] dx}{Q - E_b + \Sigma (p + v) dx \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \operatorname{tg} \alpha}{F} \right)} \quad (2.24)$$

Określający wg Janbu współczynnik stateczności, jest identyczny z analogicznym wzorem opracowanym przez Bishopa [2], chociaż oba te wzory wyprowadzone zostały innymi sposobami. Kształt linii poślizgu nie ma wpływu na wartość współczynnika stateczności. Różnica obu metod wynika ze sposobu uzyskania rozwiązania. Szczegóły tej metody znajdziemy w opracowaniach [1][2].

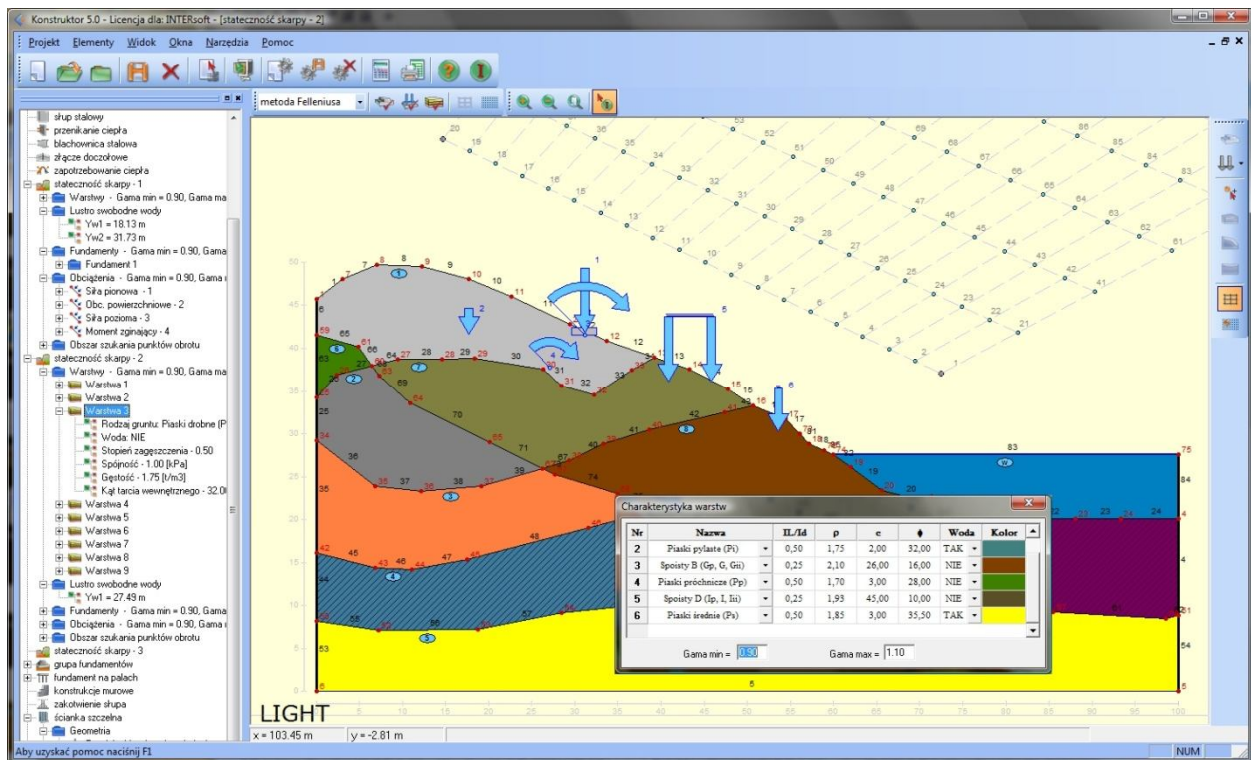
2.10. Programy komputerowe służące sprawdzaniu stateczności.

2.10.1. Program Konstruktor – Stateczność skarp i zboczy.

Program obejmuje tematykę zagadnienia z geotechniki. Jest rozbudowanym graficznie programem do płaskiej analizy stateczności ogólnej dowolnie wymodelowanej (o dowolnym kształcie), uwarstwionej i obciążonej skarpy (zbocza). Obliczenia można prowadzić dwiema

podstawowymi metodami: Bishopa i Felleniusa. Model może zawierać nawodnione, dowolnie kształtowane warstwy gruntowe, a także powierzchniowe zwierciadła wody swobodnej. Na zboczu mogą występować dodatkowe obciążenia ciągłe i skupione, oraz różnorodnie obciążone bloki fundamentowe. Przy analizie stateczności można uwzględnić wzajemną relację współczynników stateczności i wielkości (objętości) klina odłamu – posługując się odpowiednim filtrem. Program umożliwia dowolne definiowanie siatki punktów środków obrotu (powierzchnie kołowe), oraz dowolne definiowanie przyrostu promienia klina odłamu.

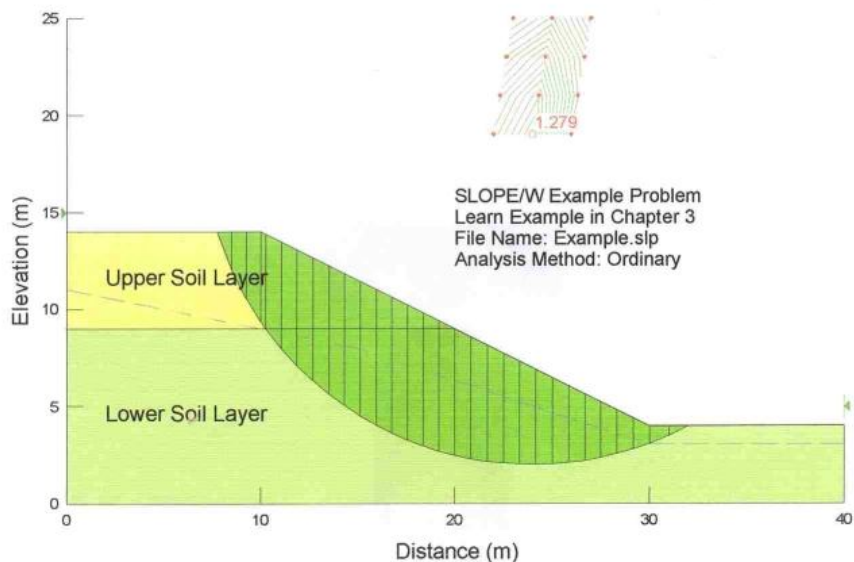
Na rys. 2.13 pokazano raport z obliczeń zawierający dane tabelaryczne i graficzne dotyczące struktury zbocza oraz wyniki tabelaryczne i graficzne dla wybranych przez użytkownika łuków poślizgu.



Rys. 2.13. Ekran programu Konstruktor- Stateczność skarp i zboczy

2.10.2. Program GEO-SLOPE

Liderem w dziedzinie obliczeń stateczności jest kanadyjska firma GEO-SLOPE z Calgary. Program umożliwia sprawdzenie stateczności skarp różnymi metodami obliczeniowymi, uwzględniając bardzo skomplikowane warunki geotechniczne. Poniżej przedstawiono wynik obliczeń stateczności skarpy, metodą Felleniusa (ordinary method). Program umożliwia obliczenia bardziej skomplikowanymi metodami Bishopa oraz Janbu. Rysunek 2.14. przedstawia przykładowe dane graficzne wprowadzane do programu.



Slice 13 - Ordinary Method

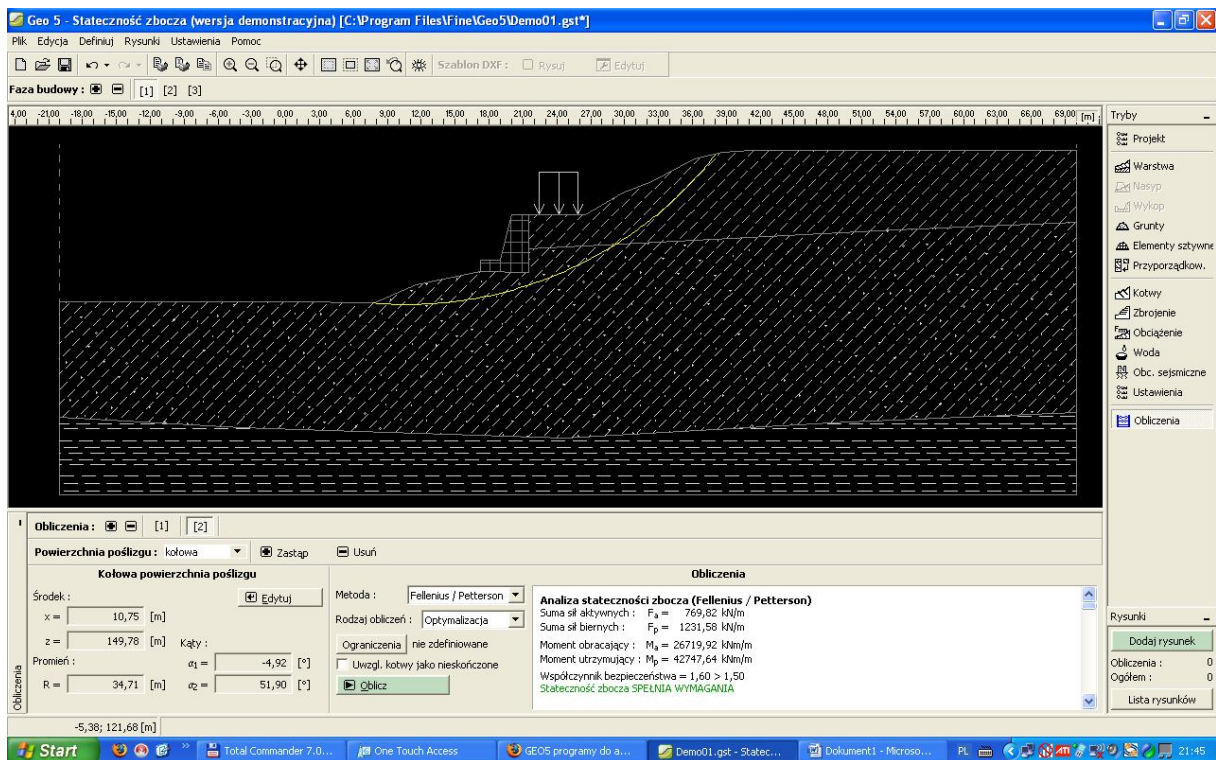
Rys. 2.14. Dane wprowadzane do programu GEO-SLOPE

2.10.3. Program GEO 5

GEO 5 jest pakietem programów do projektowania i analizy różnorodnych konstrukcji geotechnicznych. Proste w zastosowaniu programy umożliwiają projektowanie zagadnień takich jak: ściany oporowe, ściany głębokich wykopów, fundamenty, stateczność zboczy, grunt zbrojony czy tunele z zastosowaniem zarówno metod analitycznych jak i metody elementów skończonych. Wszystkie moduły są dostępne osobno lub w postaci kompleksowego pakietu oprogramowania o jednolitym środowisku graficznym, z możliwością wymiany danych poprzez schowek. GEO5 jest pakietem programów zaprojektowanych do rozwiązywania szerokiej gamy problemów geotechnicznych. Pakiet składa się z niezależnych programów do analizy powszechnych zagadnień geotechnicznych (stateczność zbocza, przyczółek, gabiony, ściany oporowe, fundamenty, pale, osiadanie, itp.). Ponadto, pakiet zawiera wysoce wyspecjalizowane aplikacje do analizy tuneli, szkód budowlanych na skutek drążenia tuneli, stateczności zboczy skalnych, itp.

W razie potrzeby, zaprojektowaną konstrukcję można przenieść do programu MES, który przeprowadzi ogólną analizę modelu metodą elementów skończonych. Funkcja ta nie tylko oszczędza czas projektanta, ale także porównuje dwa niezależne rozwiązania, zwiększając w ten sposób bezpieczeństwo konstrukcji.

Dane mogą być wprowadzane poprzez okna dialogowe lub poprzez używanie aktywnych wymiarów bezpośrednio na ekranie. W obydwu przypadkach wprowadzone dane są natychmiast wyświetlane. Te proste zasady zostały także wprowadzone do bardziej złożonych aplikacji, takich jak programy MES, gdzie przecięcia warstw gruntu i linie konstrukcyjne są automatycznie wyszukiwane, a następnie odpowiedni typ siatki jest generowany. Daje to użytkownikowi pełną kontrolę nad wprowadzanymi danymi.



Rys. 2.15. Program Stateczność Zbocza – ekran główny

Stateczność zbocza – Analiza stateczności zboczy

Program umożliwia wykonanie analiz stateczności uwarstwionych zboczy o różnorodnych formach, z założeniem kołowej (Bishop, Petterson) lub łamanej (Sarma) powierzchni poślizgu. Na rysunku 2.15. przedstawiono widok ekranu głównego

Podstawowe funkcje oraz możliwości programu

- Proste modelowanie uwarstwowionego podłoża gruntowego i geometrii zbocza
- Wbudowana baza danych parametrów gruntów
- Szybka i niezawodna optymalizacja powierzchni poślizgu (kołowej lub łamanej)
- Definiowanie ograniczeń przebiegu płaszczyzny poślizgu
- Dowolna liczba obciążeń (pasmowe, trapezowe, skupione)
- Dowolna liczba poziomów kotwienia
- Modelowanie wody w postaci zwierciadła wody gruntowej lub izolacji ciśnienia porowego
- Dowolna liczba faz budowy (wykopy, nasypy)
- Możliwość wykonania wielu obliczeń dla każdej z faz budowy
- Proste modelowanie elementów sztywnych
- Obciążenia sejsmiczne (Mononobe-Okabe, Arrango)
- Możliwość uwzględnienia foliacji gruntu
- Możliwość definiowania zbrojenia gruntu
- Analiza z zastosowaniem parametrów efektywnych i całkowitych (uogólnionych)

