Mechanika Gruntów

Część Druga

Właściwości Mechaniczne Gruntu

Program Przedmiotu

Część Druga

8. Naprężenie w Gruncie

8.1 Stan naprężenia w gruncie

8.2 Naprężenie geostatyczne

8.3 Naprężenie powstałe wskutek działania obciążeń zewnętrznych

8.4 Graficzna interpretacja naprężenia

9. Odkształcalność Gruntu

9.1 Opis stanu odkształcenia

9.2 Ściśliwość gruntu

9.3 Konsolidacja gruntu

9.4 Osiadanie gruntu

10. Wytrzymałość Gruntu na Ścinanie

10.1 Warunek zniszczenia Coulomba – Mohra

10.2 Badania wytrzymałości gruntu na ścinanie

10.3 Parametry wytrzymałościowe gruntu

11. Parcie i Nośność Gruntu

11.1 Stany oddziaływania gruntu

11.2 Parcie spoczynkowe

11.3 Parcie czynne i bierne

11.4 Parcie pośrednie gruntu

11.5 Parcia silosowe

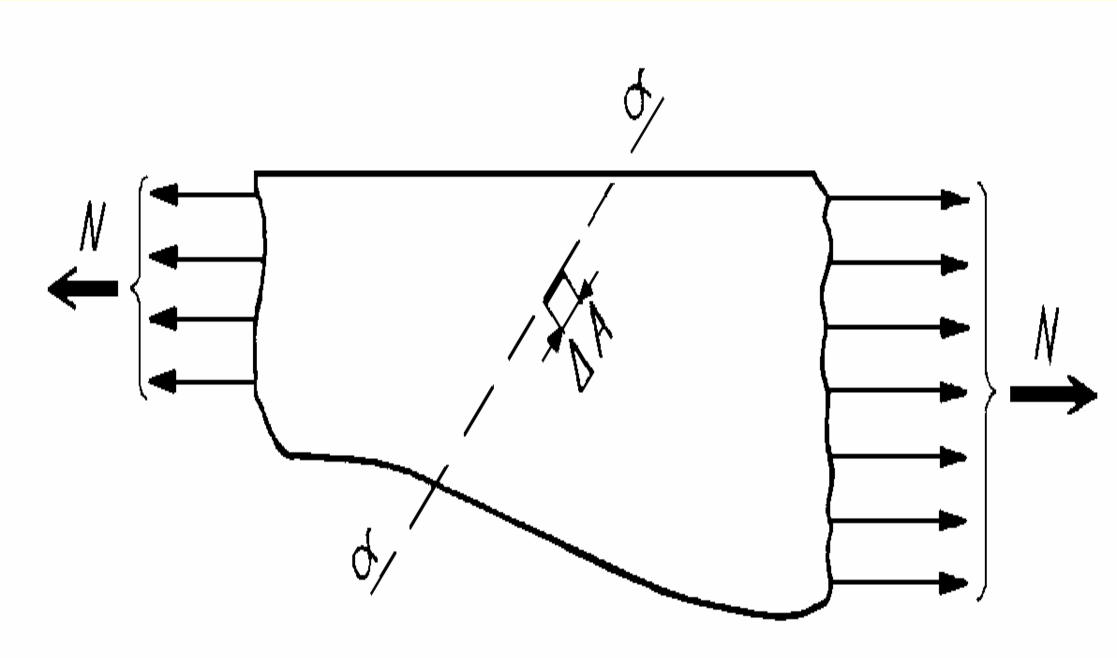
11.6 Nośność podłoża gruntowego

8. Naprężenie w Gruncie

- Stan Naprężenia w Gruncie
- Naprężenie Geostatyczne
- Naprężenie Powstałe Wskutek Działania Obciążeń Zewnętrznych
- Graficzna Interpretacja Naprężenia

Stan Naprężenia w Gruncie

Naprężenie jest to graniczna wartość stosunku siły działającej na nieskończenie mały element pola przekroju ciała do wymiaru tego pola:



Przekrój ciała sztywnego.

$$\sigma = \lim_{\Delta A \to 0} \frac{\Delta N}{\Delta A}$$

gdzie: σ - naprężenie

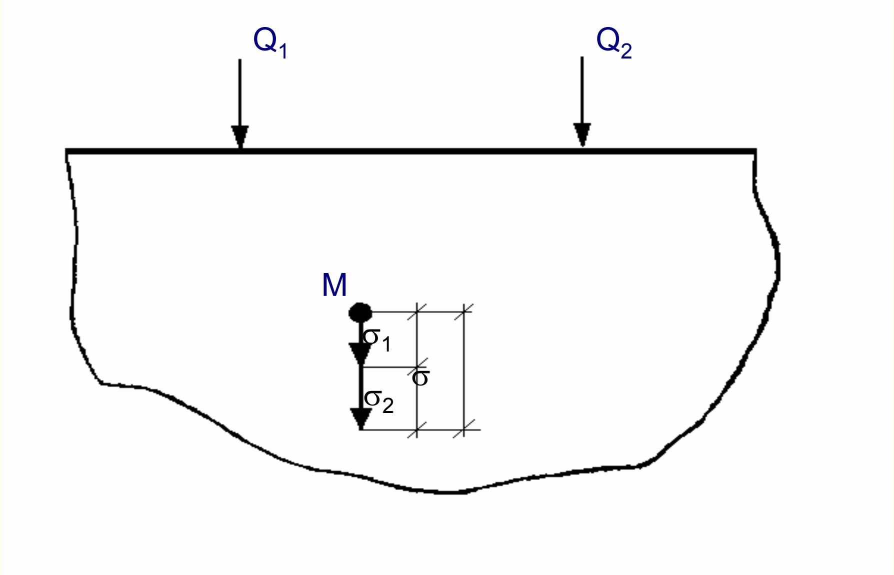
N - siła

A - pole przekroju

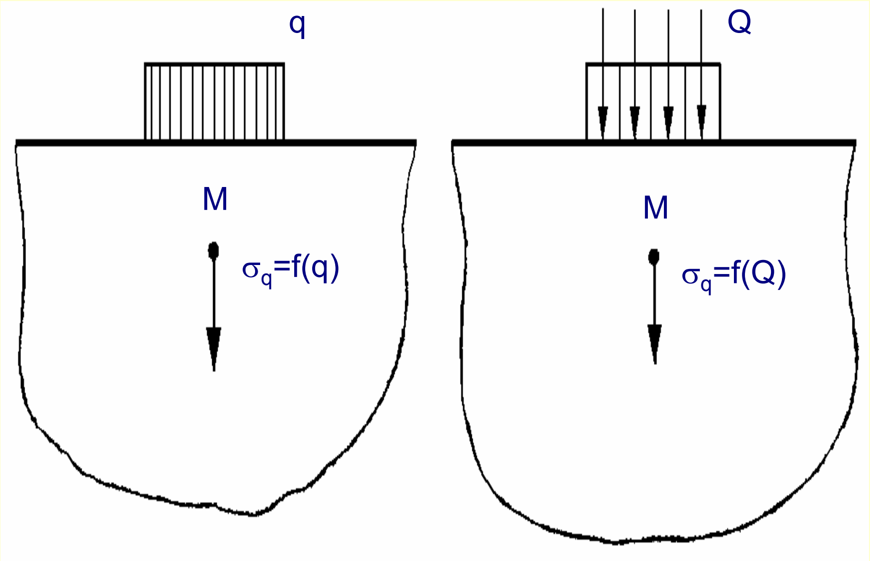
Każde naprężenie możemy rozłożyć na dwie składowe:

- prostopadłą do płaszczyzny przekroju nazywaną **naprężeniem normalnym σ**
- w płaszczyźnie przekroju nazywaną **naprężeniem stycznym τ**

Zasady superpozycji przy wyznaczaniu wielu sił skupionych.



Naprężenie od dwóch sił skupionych.



Naprężenie od obciążenia ciągłego.

Naprężenie pierwotne lub **geostatyczne $\sigma_{\gamma z}$** to naprężenie istniejące w gruncie od ciężaru wyżej leżących warstw.
Zgodnie z zasadą superpozycji **naprężenie całkowite σ_z** w gruncie jest sumą **naprężenia pierwotnego $\sigma_{\gamma z}$** i **naprężenia od obciążenia zewnętrznego σ_{qz}**:

$$\sigma_z = \sigma_{\gamma z} + \sigma_{qz}$$

W przypadku przyłożenia obciążenia nie na powierzchni półprzestrzeni, lecz na pewnej głębokości po wykonaniu wykopu, naprężenie całkowite σ_z w dowolnym punkcie wyznacza się jako sumę naprężenia pierwotnego geostatycznego $\sigma_{\gamma z}$ zmniejszonego o odciążenie wykopem $\Delta\sigma_{\gamma z}$:

$$\sigma_z = \left(\sigma_{\gamma z} - \Delta\sigma_{\gamma z}\right) + \sigma_{qz}$$

Naprężenie Geostatyczne

Wartość **pionowej składowej naprężenia geostatycznego** $\boldsymbol{\sigma_{\gamma z}}$ wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_{\gamma z} = \sum_{i=1}^{n} \rho g h_i$$

gdzie: ρ - gęstość objętościowa gruntu w każdej warstwie *i*

h_i - miąższość poszczególnych warstw *i*

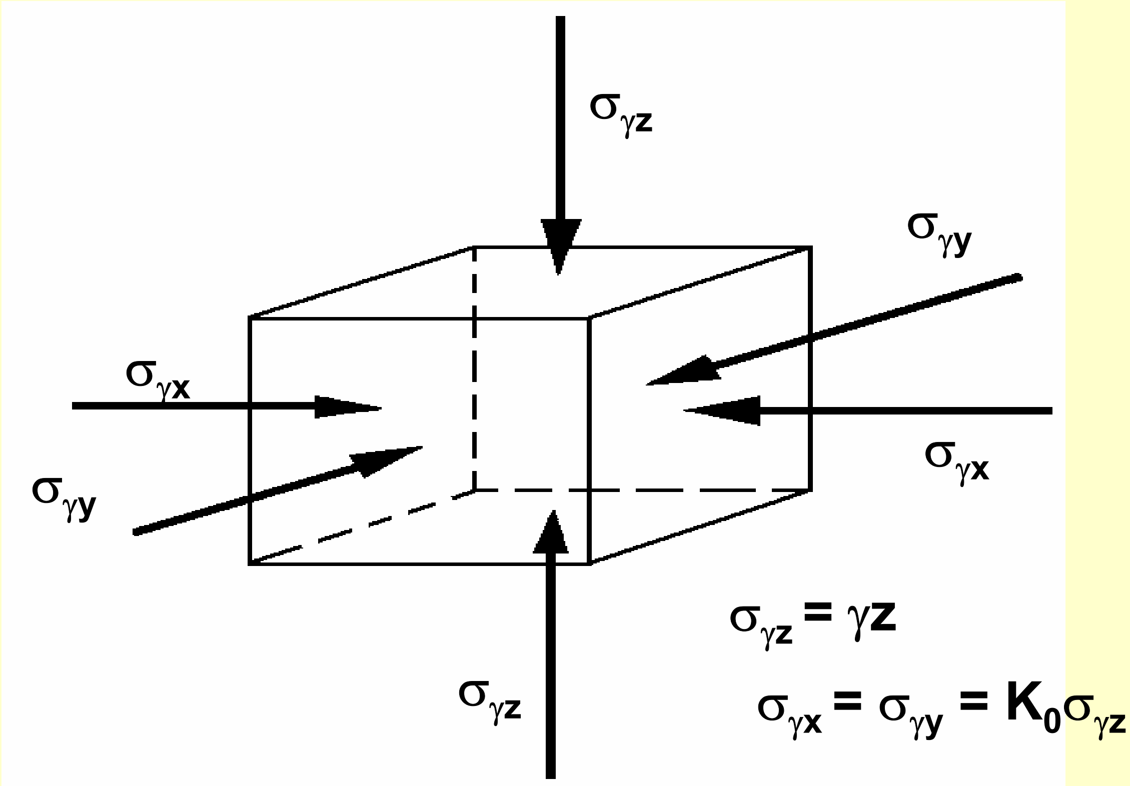
g - przyspieszenie ziemskie

Wartość **poziomej składowej naprężenia geostatycznego** $\boldsymbol{\sigma_{\gamma x}}$ oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_{\gamma x} = \sigma_{\gamma y} = K_0 \sigma_{\gamma z}$$

gdzie: K_0 - współczynnik parcia bocznego w spoczynku,

$\sigma_{\gamma z}$ - pionowa składowa naprężenia pierwotnego.

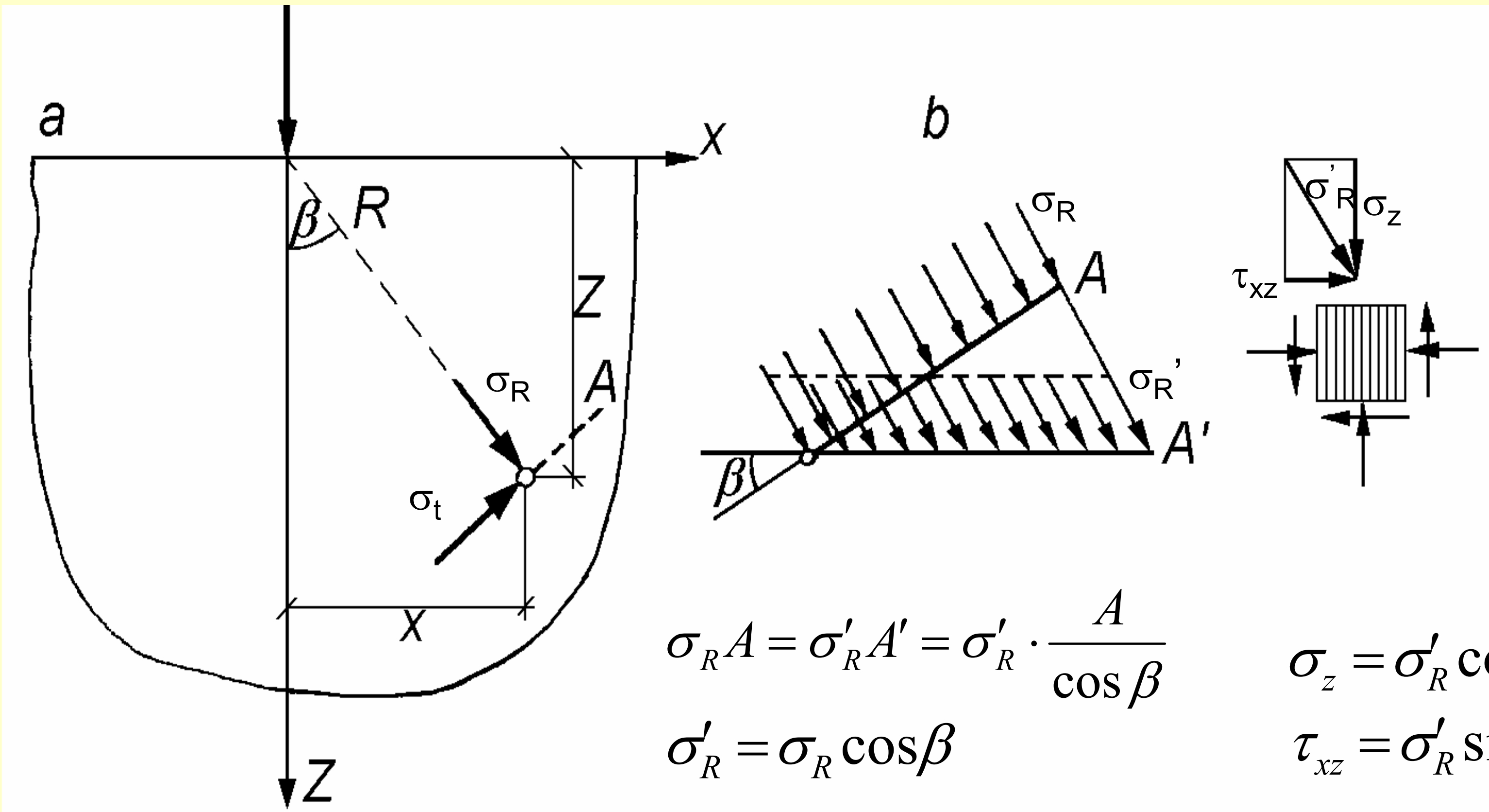


Składowe naprężenia pierwotnego.

Wartość współczynnika *K_0* zależy od rodzaju gruntu i historii jego naprężenia i zmienia się w zakresie **0,2 ÷ 0,6** dla gruntów normalnie skonsolidowanych i **0,8 ÷ 2,0** dla gruntów prekonsolidowanych.

Naprężenie Powstałe Wskutek Działania Obciążeń Zewnętrznych

Rozkład naprężenia w gruncie od pionowej siły skupionej



$$\sigma_R A = \sigma'_R A' = \sigma'_R \cdot \frac{A}{\cos\beta}$$

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos\beta$$

$$\sigma_z = \sigma'_R \cos\beta$$

$$\tau_{xz} = \sigma'_R \sin\beta$$

Naprężenie wzbudzone siłą skupioną.

- **naprężenie radialne** w punkcie *M* o współrzędnych *R*, β równa się:

$$\sigma_R = k \frac{Q \cos \beta}{R^2}$$

- **naprężenie pionowe normalne σ_z** w tym samym punkcie wynosi:

$$\sigma_z = \sigma_R \cos^2 \beta = k \frac{Q \cos^3 \beta}{R^2}$$

Podstawiając $\cos \beta = \frac{z}{R}$, otrzymuje się: $\sigma_z = k \frac{Qz^3}{R^5}$

oraz $k = \frac{3}{2\pi}$

Uzyskuje się **naprężenie radialne σ_R** równe:

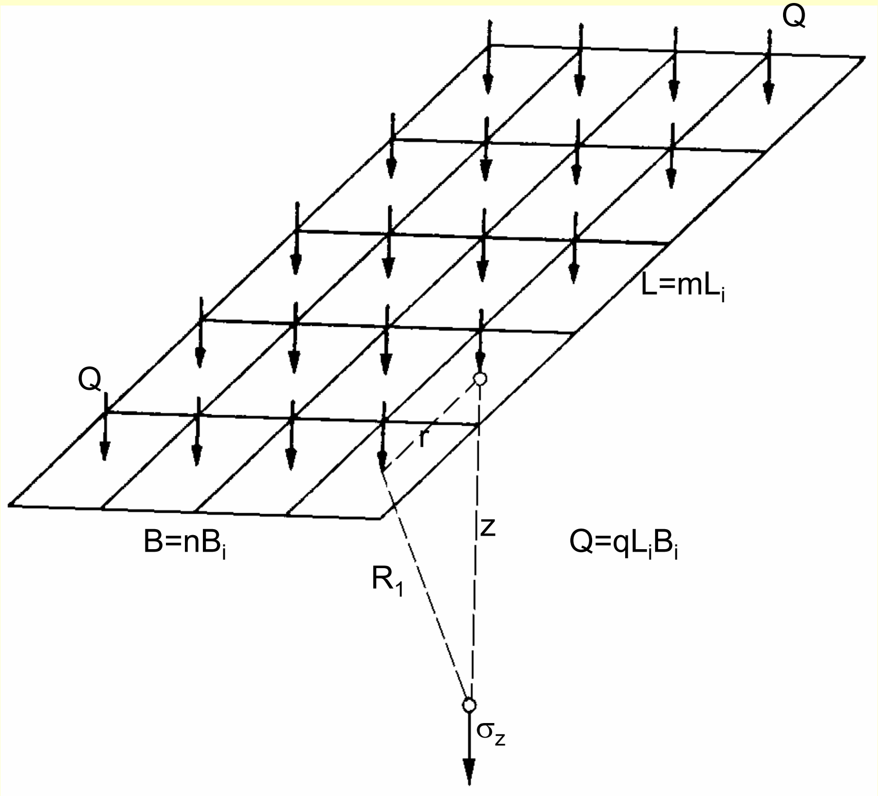
$$\sigma_R = \frac{3Q\cos\beta}{2\pi R^2}$$

i **naprężenie pionowe normalne σ_z** (w układzie współrzędnych walcowych po podstawieniu wartości k i $R^2 = z^2 + r^2$)

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

Rozkład Naprężenia w Gruncie od Działania Obciążenia Ciągłego

Zastosowanie superpozycji do wyznaczania naprężenia od obciążenia ciągłego.

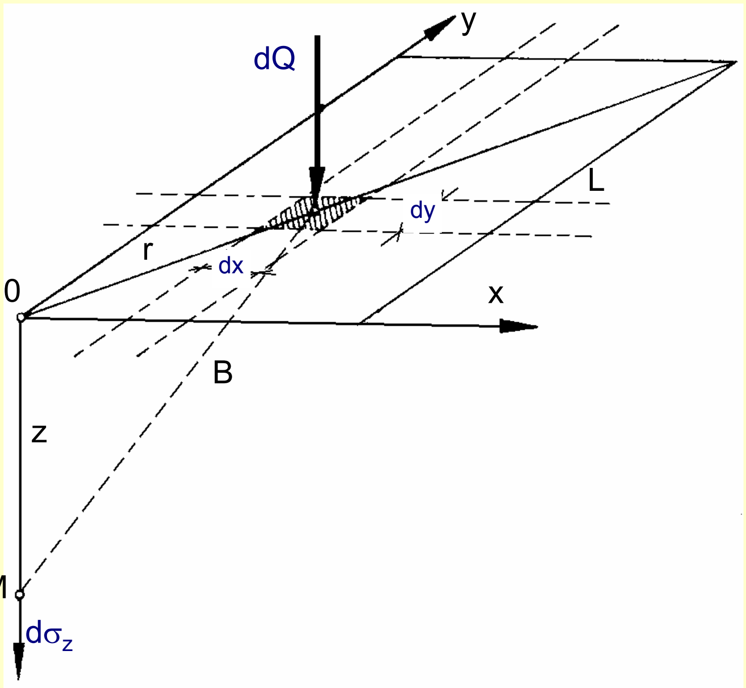


Obszar obciążony dzieli się na mniejsze elementy, w środku elementów przykłada się zastępcze siły skupione.

Wartość naprężenia **pionowego normalnego** w dowolnym punkcie ośrodka gruntowego obciążonego wyznacza się na podstawie wzoru ***Boussinesqa*****:**

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

Wyznaczanie naprężenia pod narożem prostokątnego obszaru obciążonego



Wyznaczanie naprężeń pionowych od obciążenia ciągłego za pomocą elementarnych zastępczych sił skupionych.

Na danym obszarze ***A*** wydziela się nieskończenie mały element o polu ***dA = dx dy***; elementarna siła ***dQ = qdA*** wywołuje w rozpatrywanym punkcie ***M*** na głębokości ***z*** poniżej powierzchni półprzestrzeni elementarne naprężenie:

$$d\sigma_z = \frac{3\,dQ}{2\pi z^2\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

Naprężenie pionowe w rozpatrywanym punkcie M od obciążenia ciągłego działającego w obszarze A wynosi:

$$\sigma_z = \int_0^L\int_0^B \frac{3q\,dx\,dy}{2\pi z^2\left[1+\frac{x^2+y^2}{z^2}\right]^{5/2}}$$

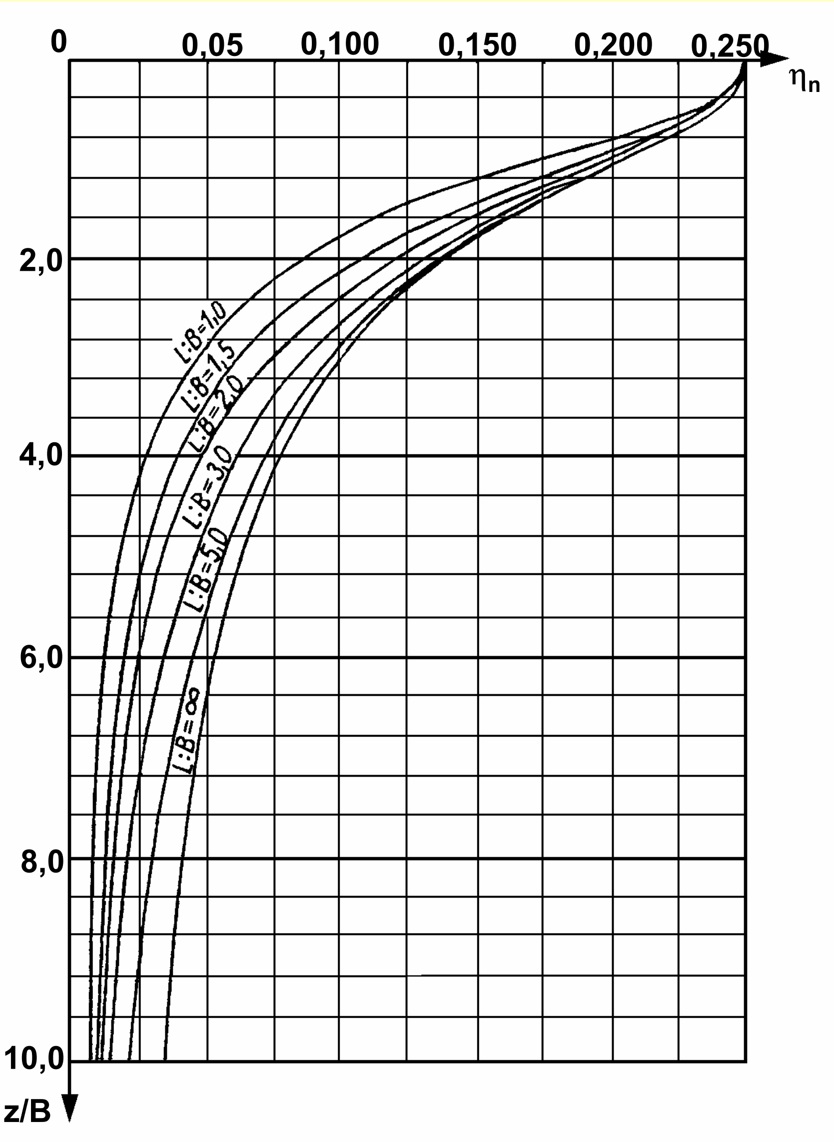
Metoda punktów narożnych umożliwia wyznaczanie naprężenia pionowego oraz sumy naprężeń głównych pod narożem prostokątnego obciążonego obszaru według wzorów:

$$\sigma_{zn} = \frac{q}{2}\frac{LBz\left(L^2+B^2+2z^2\right)}{\left(L^2+z^2\right)\left(B^2+z^2\right)\sqrt{L^2+B^2+z^2}} + \mathrm{arc\ tg}\frac{LB}{z\sqrt{L^2+B^2+z^2}} = q\eta_n$$

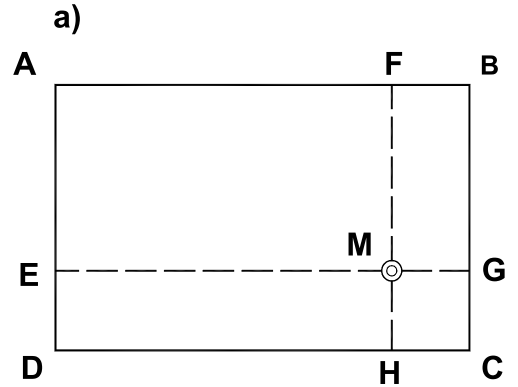
gdzie:

η_n - współczynnik wyznaczany z nomogramu w zależności od stosunku *L:B* (długość obszaru obciążonego do jego szerokości) oraz od stosunku *z:B* (zagłębienie punktu poniżej powierzchni do szerokości),

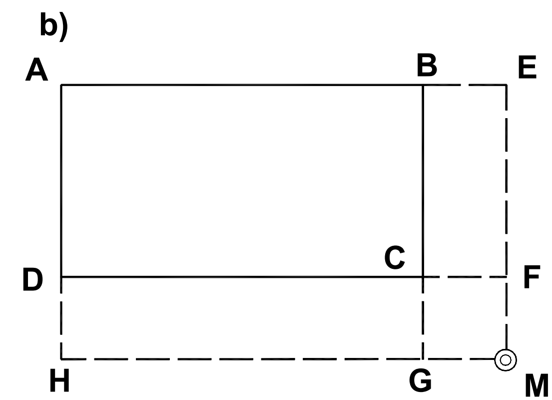
q - obciążenie ciągłe.



Nomogram do wyznaczania współczynnika η_n



$$\sigma_{zq} = \left(\eta_n^{AFME} + \eta_n^{FBGM} + \eta_n^{EMHD} + \eta_n^{MGCH}\right)\cdot q$$

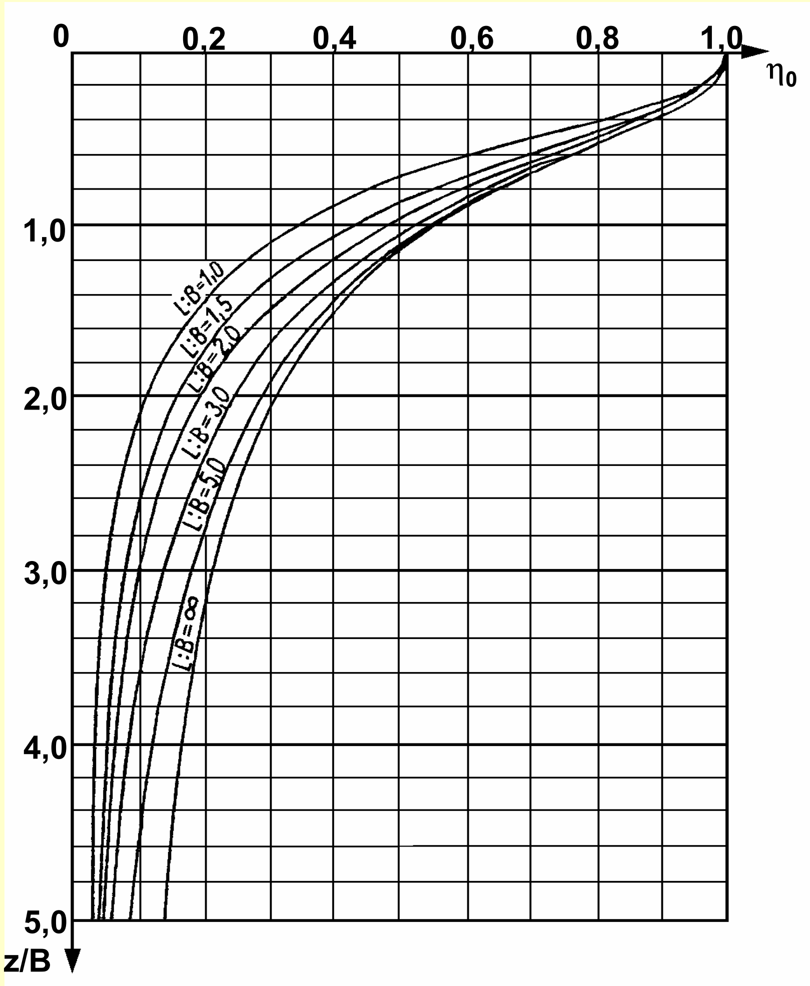


$$\sigma_{zq} = \left(\eta_n^{AEMH} - \eta_n^{BEMG} - \eta_n^{DFMH} + \eta_n^{CFMG}\right)\cdot q$$

Zastosowanie metody punktów narożnych do obliczania naprężeń w dowolnym punkcie podłoża:
a) naroże wewnątrz obciążonego obszaru,

b) naroże na zewnątrz obciążonego obszaru.

Metodą punktów środkowych można wyznaczyć naprężenie pionowe pod środkiem prostokątnego obszaru obciążonego, posługując się wzorem:



Nomogram do wyznaczania współczynnika η_0.

$$\sigma_z = \eta_0 q$$

Wartość σ_z można również wyznaczyć, stosując superpozycję naprężeń pod wspólnym narożem czterech obciążonych prostokątów o bokach $\frac{L}{2}$ i $\frac{B}{2}$.

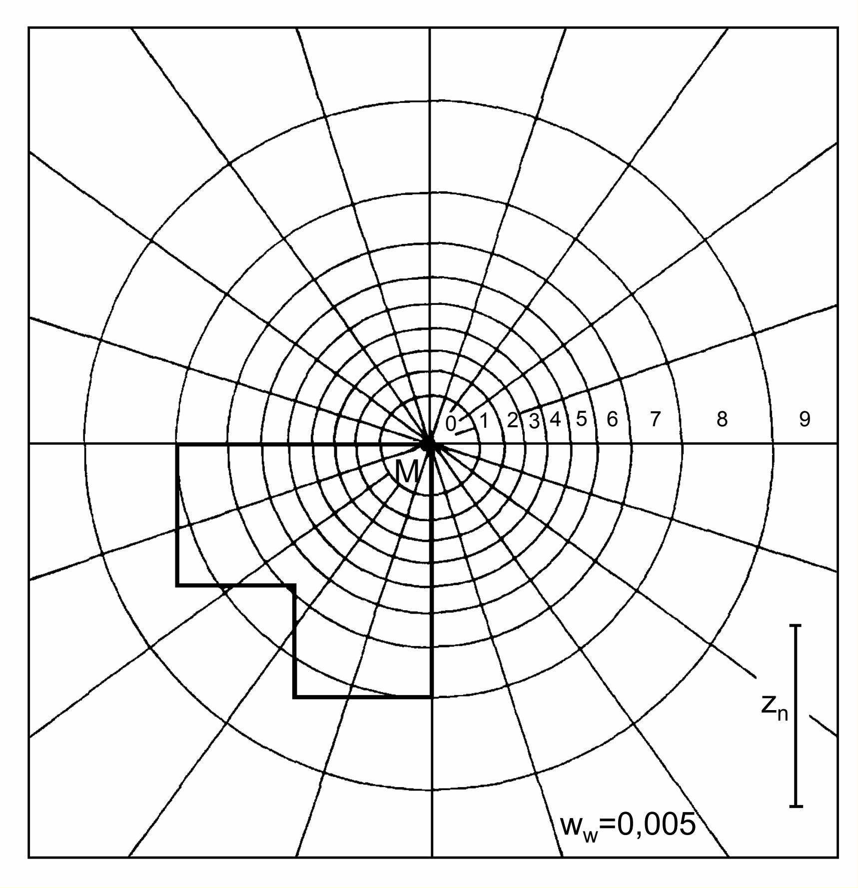
Metoda pól wpływowych umożliwia wyznaczanie rozkładu naprężenia pod dowolnie obciążoną powierzchnią, którą dzieli się współśrodkowymi okręgami o promieniach r_i na n promieni równoważnych pod względem wartości wzbudzonego przez każde z nich naprężenia pionowego pod środkiem tych kół. Przy $r = \infty$, $\eta = 1$, $\sigma_z = q$, przy $r = 0$, $\eta = 0$, $\sigma_z = 0$; przyjmując $\eta' = 1/n$, można wyznaczyć promień okręgu pierwszego wewnętrznego koła wywołującego naprężenie ze wzoru:

$$r_i = z\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{1}{n}\right)^{2/3}} - 1\right]^{1/2}$$

Następnie można dobrać takie wartości promieni kolejnych okręgów, aby różnica współczynników $\Delta\eta = \eta - \eta = const = 1/\eta$.

Przy założeniu $z = const$ zmienny jest promień r_i:

$$r_i = z\left[\frac{1}{(1-\eta_i)^{2/3}} - 1\right]^{1/2}$$



Nomogram Newmarka.

Nomogram *Newmarka* umożliwia wyznaczenie wartości **naprężenia pionowego σ_z** od **obciążenia równomiernie rozłożonego q** na dowolnej powierzchni wg wzoru:

$$\sigma_z = I_P W_w q$$

gdzie: **I_P - liczba pól wpływu**

W_w - współczynnik wpływu

Q - obciążenie ciągłe

Przy wyznaczaniu **naprężenia punktowego**, pod którym wyznacza się naprężenie σ_z, należy umieścić w środku nomogramu kontur obciążonego obszaru w skali odpowiadającej danemu zagłębieniu: 1: (z/z_n). Następnie oblicza się liczbę pól zakrytych na nomogramie obszarem obciążonym. wg wzoru:

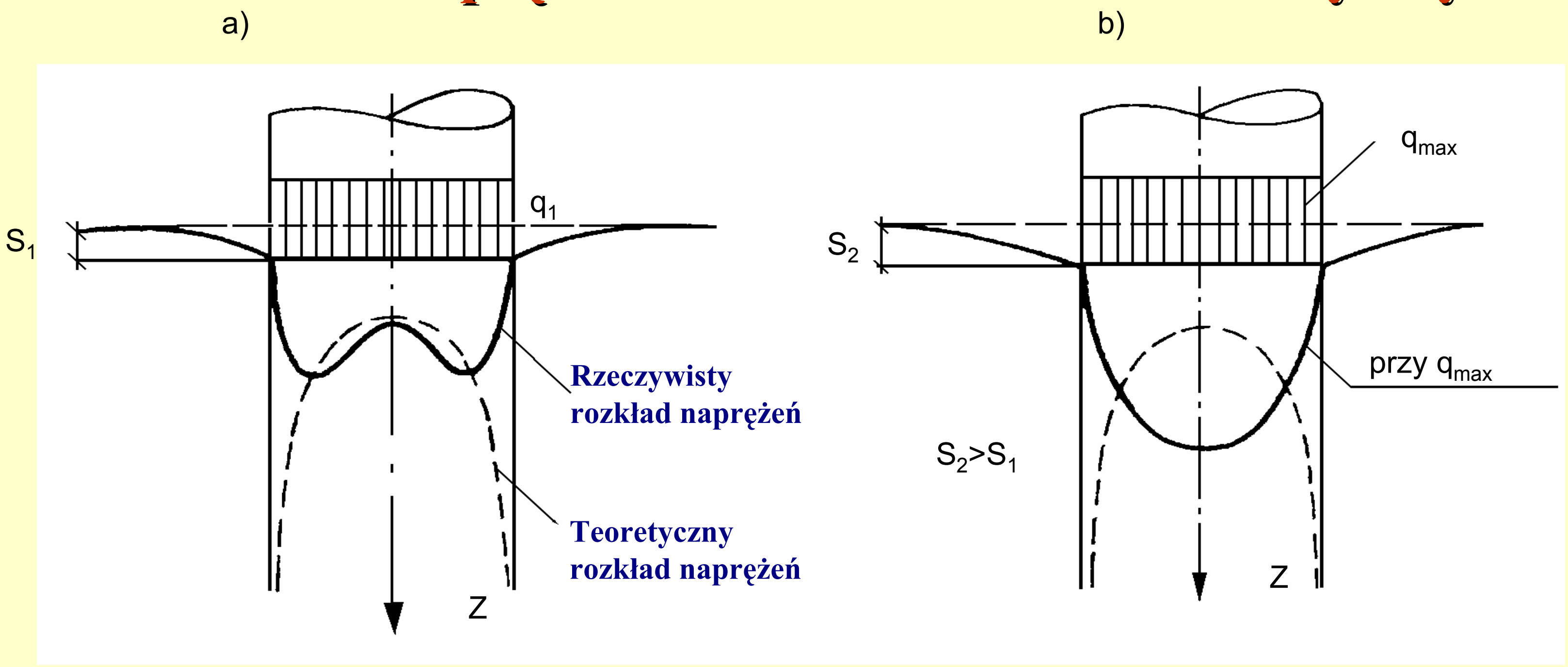
$$I_P = I_c + \frac{I_{cz}}{2}$$

gdzie:

I_c- liczba pól mieszczących się całkowicie wewnątrz konturów fundamentów

I_{cz}- liczba pól przykrytych częściowo obszarem obciążonym.

Rozkład Naprężenia Pod Fundamentami Sztywnymi



Rozkład naprężenia pionowego w poziomie posadowienia absolutnie sztywnego fundamentu a) w początkowym okresie obciążenia, b) przy obciążeniu granicznym.

Teoretyczny rozkład naprężenia w poziomie posadowienia wyznacza się ze wzoru

$$\sigma = \frac{q}{2\left(1 - \frac{\rho^2}{r^2}\right)^{1/2}}$$

gdzie:

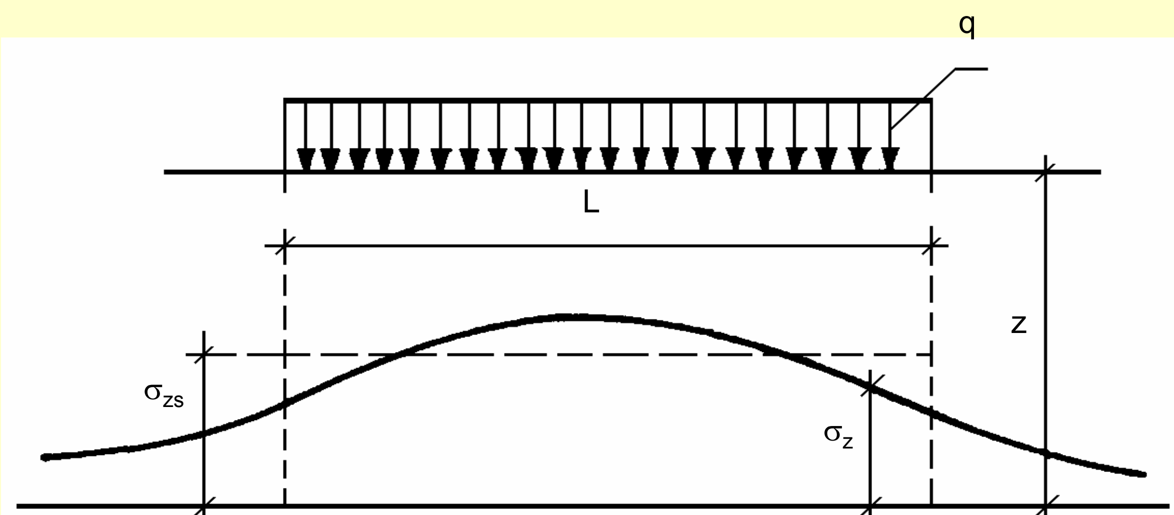
ρ - odległość rozpatrywanego punktu od środka fundamentu

r - promień podstawy fundamentu

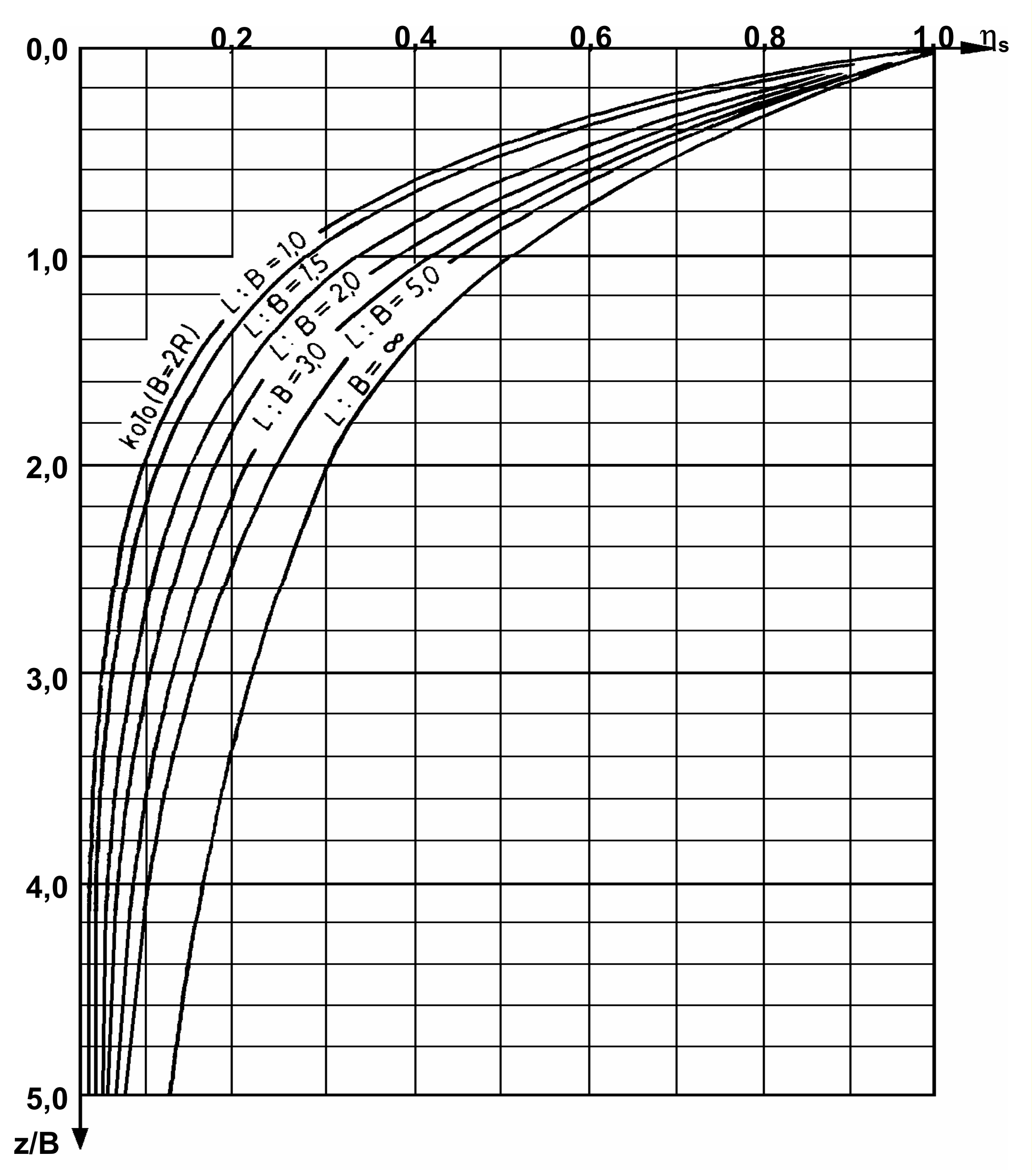
Naprężenia pionowe na głębokości *z* (poniżej poziomu posadowienia) wyznacza się jako **naprężenia średnie (całkowe)** w obrębie prostokąta znajdującego się pod obszarem obciążanym wg wzoru:

$$\sigma_{zs} = \frac{1}{A}\int_A \sigma_z \, dA = \frac{q}{BL}\int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}}\int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \eta_n(x, y)\,dxdy = q\,\eta_s$$

gdzie: η_s- współczynnik rozkładu naprężenia



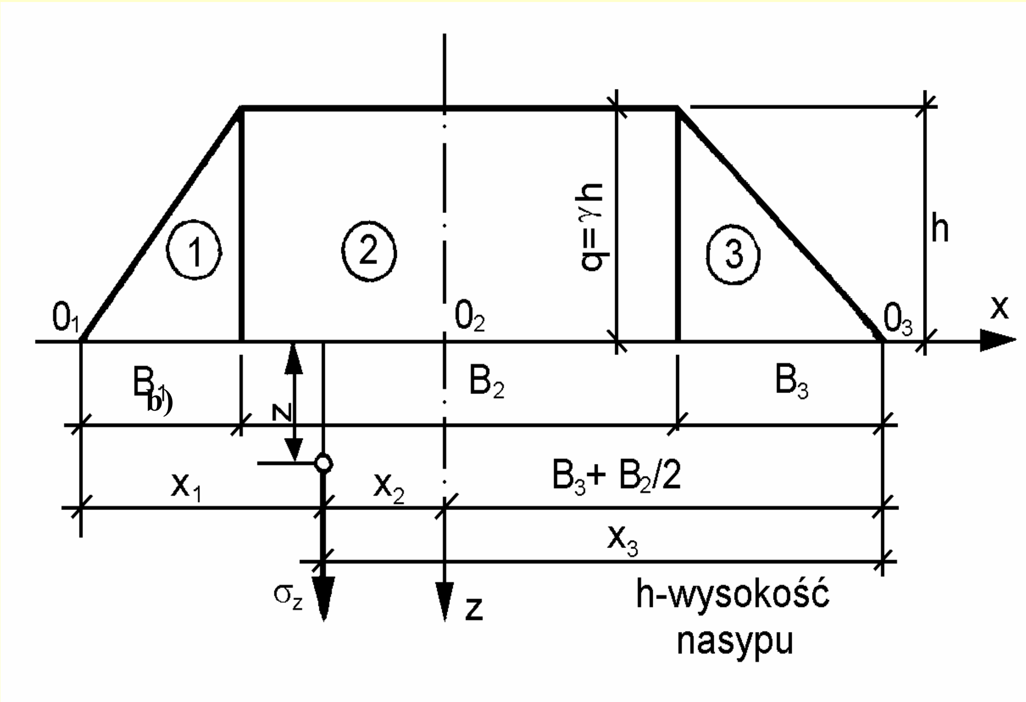
Rozkład naprężenia σ_z i naprężenie średnie σ_{zs} na głębokości z pod obszarem prostokątnym obciążonym równomiernie



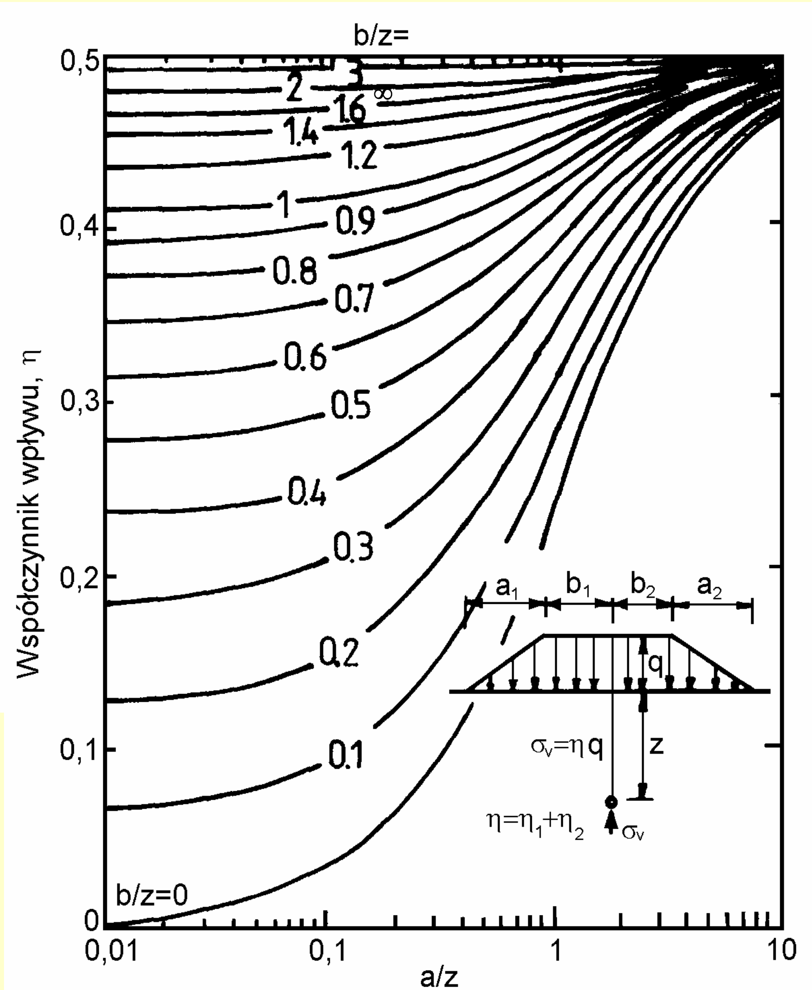
Nomogram do wyznaczania współczynnika η

Rozkład Naprężenia Pod Nasypami

a)



b)



Schemat do wyznaczania naprężenia pionowego σ_z w podłożu gruntowym pod nasypem:

a) schemat nasypu,

b) nomogram do wyznaczania współczynnika η.

Obciążenie od nasypu można podzielić na

- równomierne
- pasmowe
- pasmowe trójkątne

Naprężenie w dowolnym punkcie podłoża jest równe sumie naprężeń od obciążenia równomiernego pasmowego i obciążenia pasmowego w postaci dwóch prostokątnych trójkątów a mianowicie:

$$\sigma_z = \sigma_{z_1} + \sigma_{z_2} + \sigma_{z_3} = \left(\eta_1 + \eta_2 + \eta_3\right) q$$

gdzie: η_2 **- współczynnik odpowiadający obciążeniu pasmowemu o rozkładzie prostokątnym,**

η_1 **i** η_3 **- współczynnik odpowiadające obciążeniu pasmowemu o rozkładzie trójkątnym**

q - obciążenie od nasypu ($q = \gamma\, h$**).**

Graficzna Interpretacja Naprężenia

W każdym punkcie ciała istnieją trzy wzajemnie prostopadłe płaszczyzny (nazywane głównymi), w których wartość naprężeń stycznych równa się zeru, a naprężenia normalne nazywane są **naprężeniami głównymi**, wyróżniamy:

- **największe naprężenie główne σ_1**
- **najmniejsze naprężenie główne σ_3**
- **pośrednie naprężenie główne σ_2**

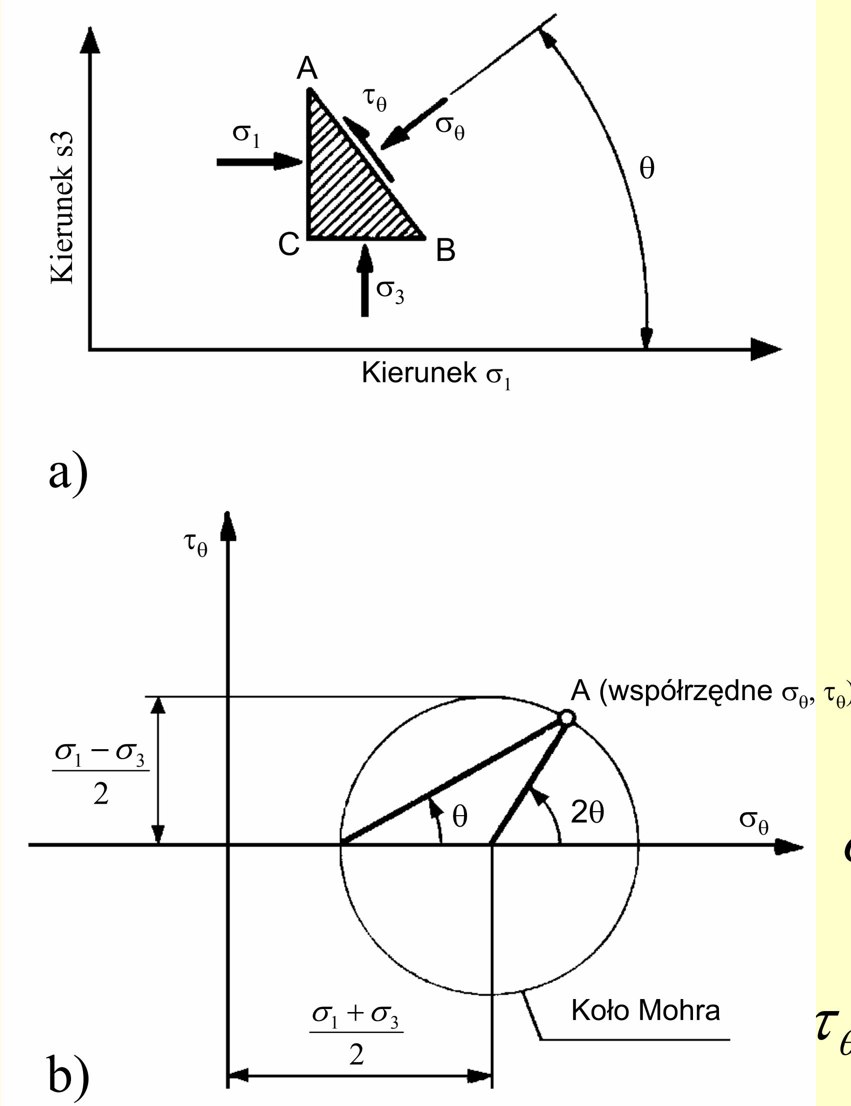
Gdy $K < 1$, $\sigma_v = \sigma_1$, $\sigma_h = \sigma_3$ i $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$.

Gdy $K > 1$ $\sigma_h = \sigma_1$, $\sigma_v = \sigma_3$ i $\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma_h$.

Gdy $K = 1 \sigma_v = \sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ występuje izotopowy stan naprężenia.

Naprężenia styczne w każdych dwóch wzajemnie prostopadłych płaszczyznach są liczbowo sobie równe $\tau_h = \tau_v$

Koło Mohra



Znając wartość i kierunek składowych naprężenia σ_1 i σ_3, można wyznaczyć **naprężenia normalne** i **styczne** w dowolnym kierunku, stosując następujące związki:

$$\sigma_0 = \sigma_1 \cos^2\theta + \sigma_3 \sin^2\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\theta$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3)\sin\theta\cos\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\theta.$$

Graficzne przedstawienie stanu naprężenia za pomocą koła Mohra:

a) naprężenie działające na element gruntu,

b) wykres Mohra dla stanu naprężenia w danym punkcie A.

Odwzorowanie Stanu Naprężenia w Układzie p – q

Przedstawienie na jednym wykresie wielu stanów naprężenia dokonuje się poprzez nanoszenie punktu, którego współrzędne są równe:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

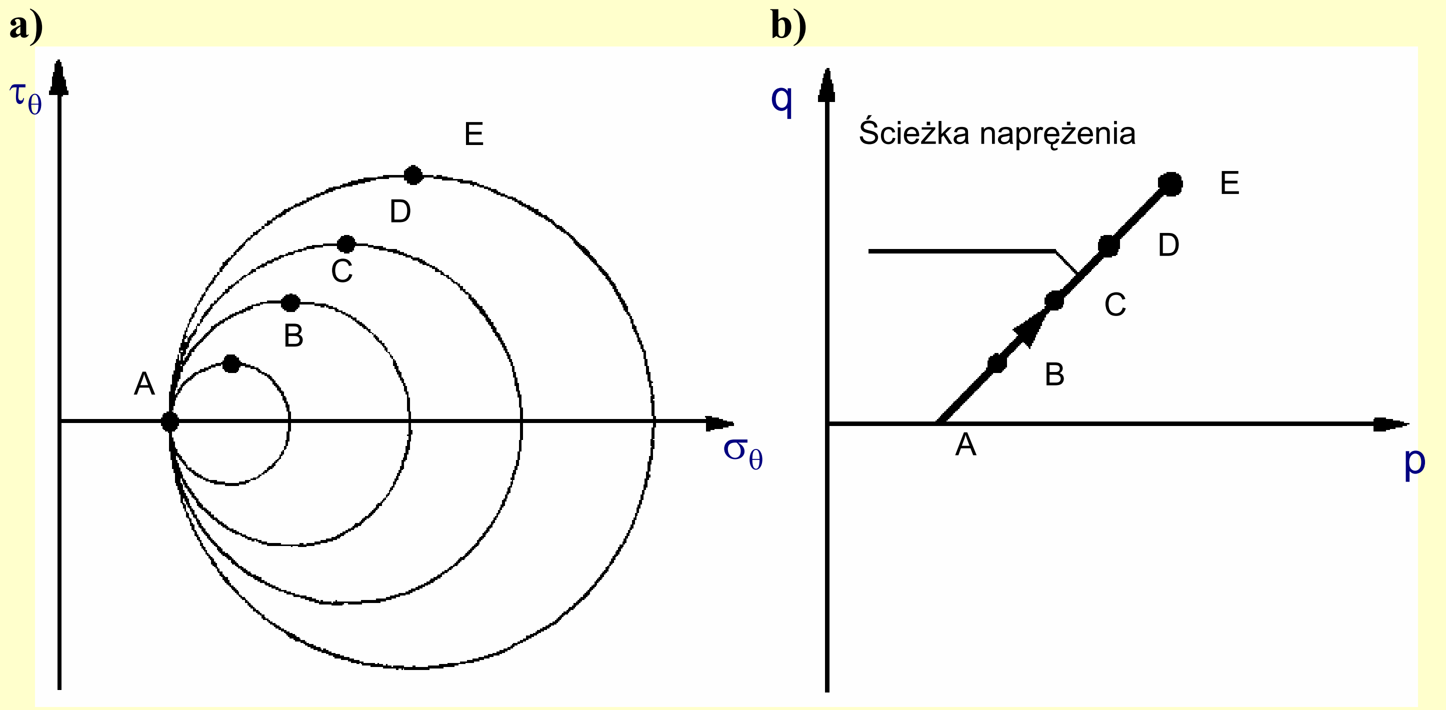
W większości przypadków naprężenia główne występują na pionowych bądź na poziomych płaszczyznach, a zatem równania można napisać w postaci:

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \qquad q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

Ten sposób przedstawienia stanu naprężenia w gruncie sprowadza się do naniesienia jednego najwyżej leżącego punktu dla ***q* dodatniego** lub najniżej leżącego punktu dla ***q* ujemnego** na kole *Mohra*.

Ścieżki Naprężenia

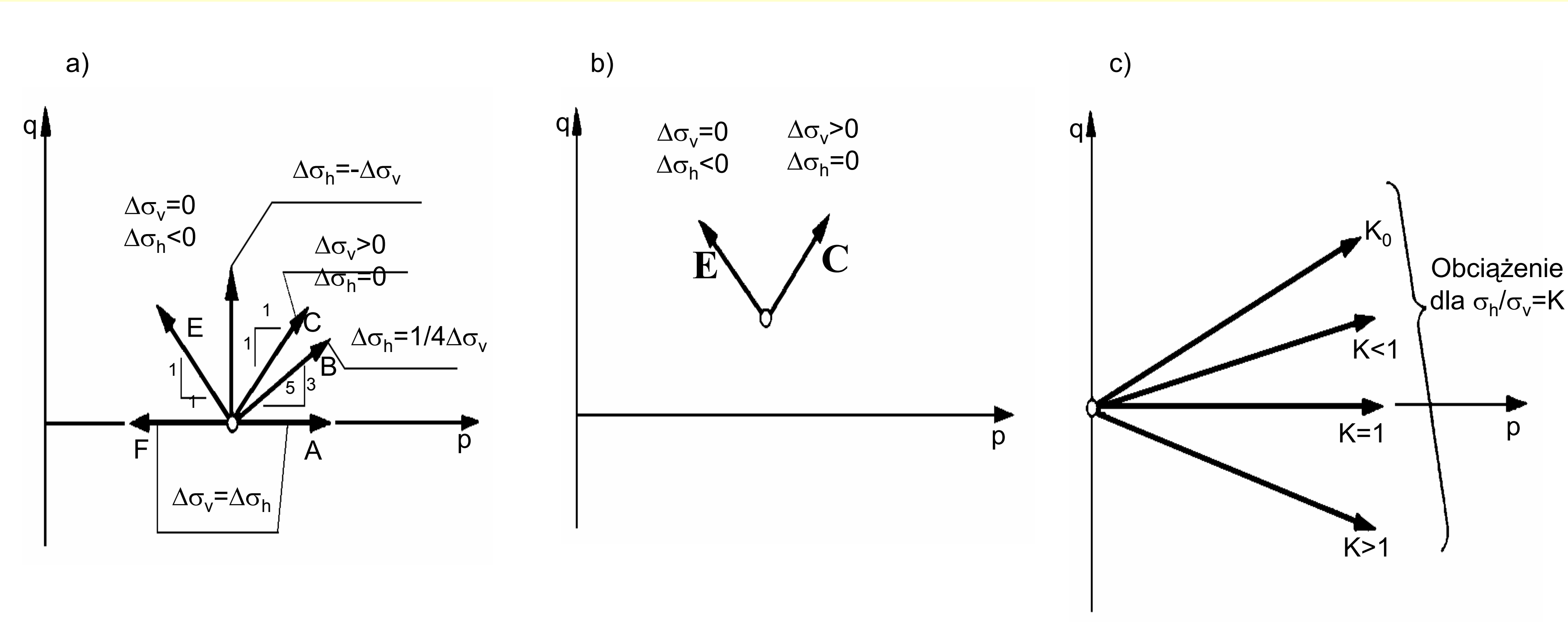
Ścieżka naprężenia to linia prosta lub krzywa powstała w wyniku połączenia szeregu punktów stanu naprężenia naniesionych na wykres, przedstawia ciągłość kolejnych stanów naprężenia.



Przedstawienie kolejnych stanów naprężenia przy zwiększeniu pionowej składowej naprężenia σ_1 i stałej wartości składowej σ_3,,

a) koło Mohra,

b) b) wykres p –q.



Przykład ścieżek naprężeń:

a) początkowo $\sigma_v = \sigma_h$,

b) początkowo $\sigma_v > \sigma_h > 0$

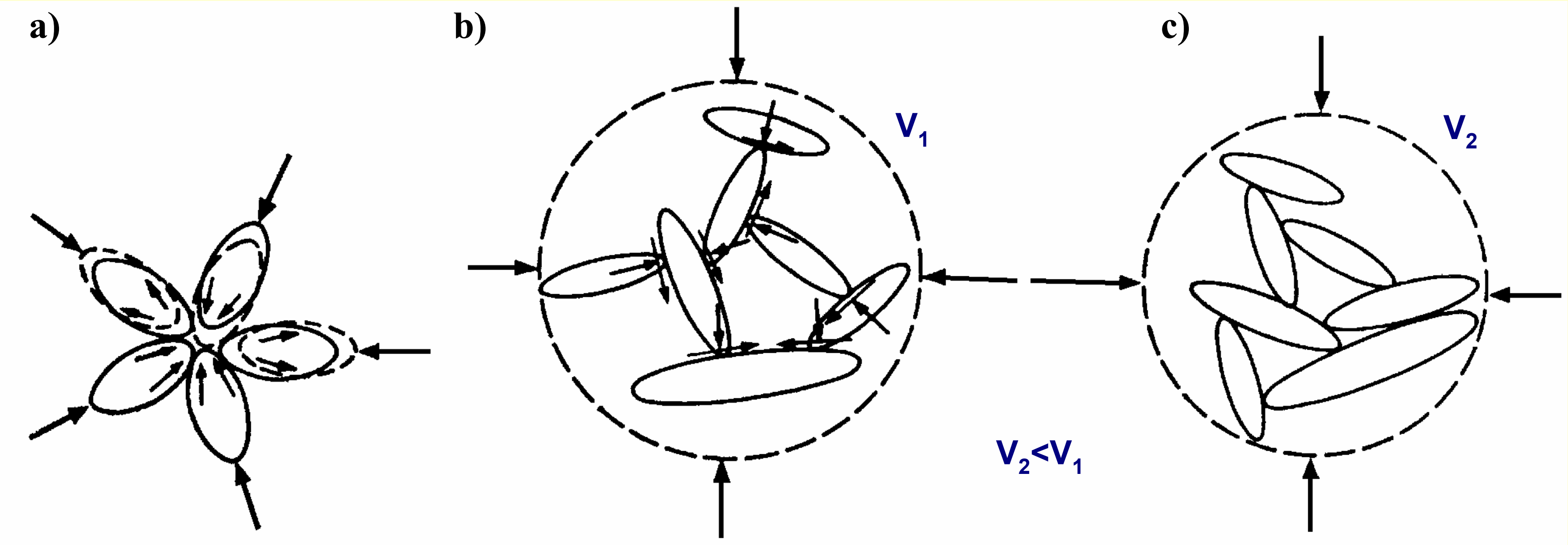
c) początkowo $\sigma_v = \sigma_h = 0$.

9. Odkształcalność Gruntów

- **Opis Stanu Odkształcania**
- **Ściśliwość Gruntu**
- **Konsolidacja Gruntu**
- **Osiadanie Gruntów**

Opis Stanu Odkształcania

Każdy ośrodek odkształca się po zmianie układu i wartości działających nań sił.

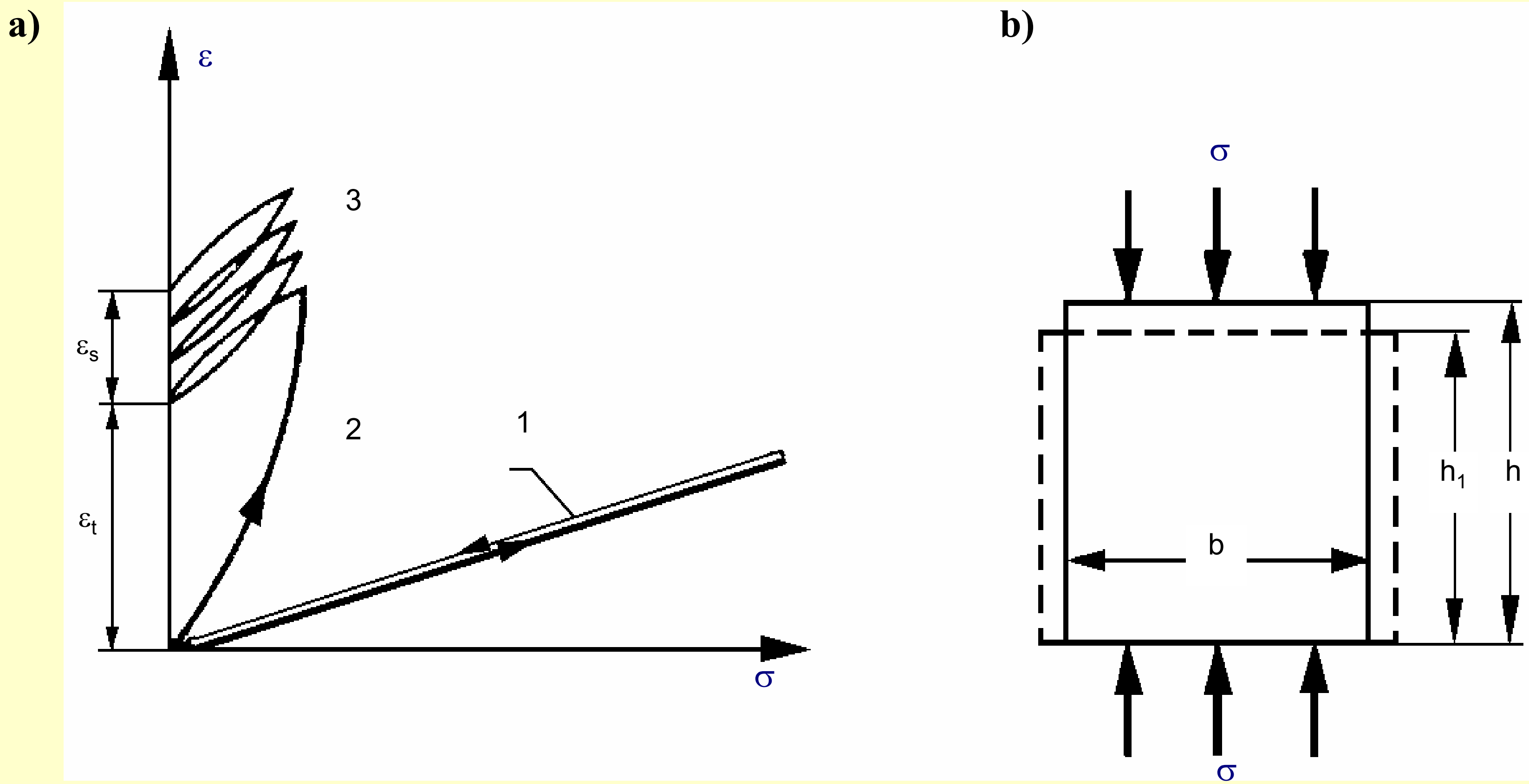


Zmiany układu ziaren i cząstek pod wpływem „czystego" ściskania;

a) w gruncie niespoistym,

b) w gruncie spoistym,

c) po obciążeniu i odkształceniu.



Krzywe odkształcalności przy ściskaniu „prostym”;

a) zależność ε od σ,

b) schemat obciążenia i odkształcenia; 1 – ośrodka ciągłego, 2 – ośrodka rozdrobnionego, 3 – wielokrotnie obciążonego ośrodka rozdrobnionego; ε_s – odkształcenie jednostkowe sprężyste, ε_t – odkształcenie trwałe.

Zależność **odkształcenia jednostkowego *ε*** i **naprężenia *σ*** w ciałach sprężystych (prawo ***Hook'a***):

$$\sigma = \varepsilon E$$

gdzie: ε - odkształcenie jednostkowe wg wzoru: $\varepsilon = \Delta h / h = \left(h - h_1\right) / h$

E - moduł sprężystości liniowej.

współczynnik bocznej rozszerzalności to stosunek jednostkowego rozszerzenia $\boldsymbol{\varepsilon_x}$ ($\varepsilon_x = \Delta b / b$) do $\boldsymbol{\varepsilon}$:

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon}$$

jednostkowe odkształcenie objętościowe ε_0 jest wtedy, gdy mamy do czynienia z czystym ściskaniem (równomiernym ze wszystkich stron):

$$\varepsilon_0 = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V - V}{V}$$

Wartość ε_0 z dokładnością do nieskończenie małych wyższego rzędu można przyjąć jako równą sumie trzech jednostkowych odkształceń jednoosiowych:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_z + \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

W ośrodkach gruntowych między odkształceniami i naprężeniami nie ma zależności liniowej. Dla odróżnienia parametrów odkształcalności gruntów od ciał sprężystych wprowadzony został:

- **moduł odkształcenia E** – w warunkach jednoosiowego ściskania i swobodnej bocznej rozszerzalności gruntu
- **moduł ściśliwości M** – w warunkach jednoosiowego ściskania, lecz przy niemożliwej bocznej rozszerzalności próbki gruntu

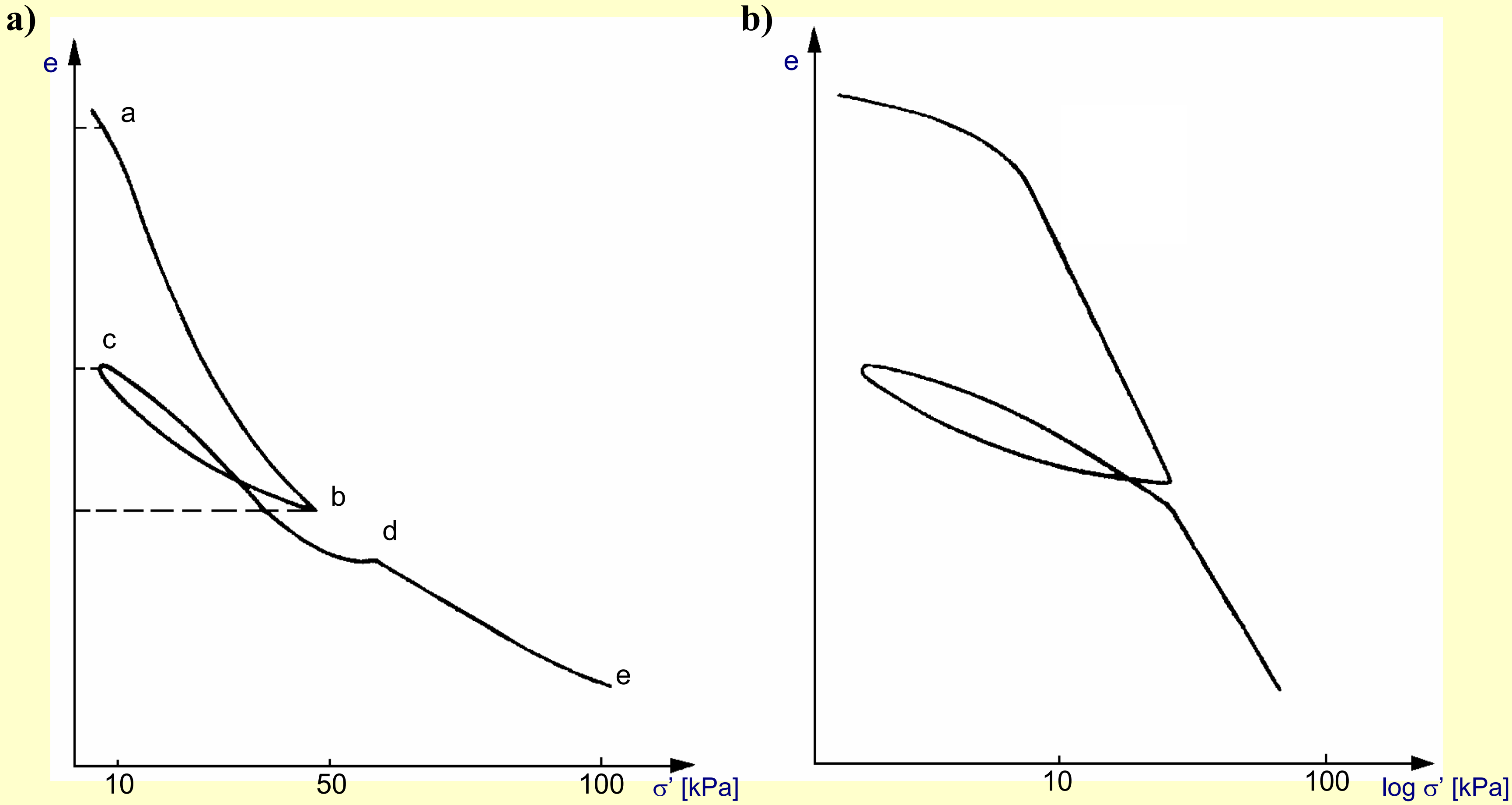
Ściśliwość Gruntu

Ściśliwość to cecha gruntu polegająca na zmniejszaniu się jego objętości pod wpływem przyłożonego obciążenia.

Odprężenie to zwiększenie objętości gruntu wskutek zmniejszenia obciążenia (wynik odkształceń sprężystych)

Konsolidacja to proces równoczesnego zmniejszania się zawartości wody i objętości porów w gruntach pod wpływem przyrostu naprężeń. (Jeżeli pory są całkowicie wypełnione wodą, lecz jej odpływ jest niemożliwy, to przyłożone obciążenie powoduje zwiększenie ciśnienia wody w porach, nie powodując wzrostu naprężenia efektywnego σ'. Cząstki gruntu nie ulęgają przesunięciu i konsolidacja nie występuje).

Ściśliwość gruntu opisuje się zależnością porowatości od naprężenia.

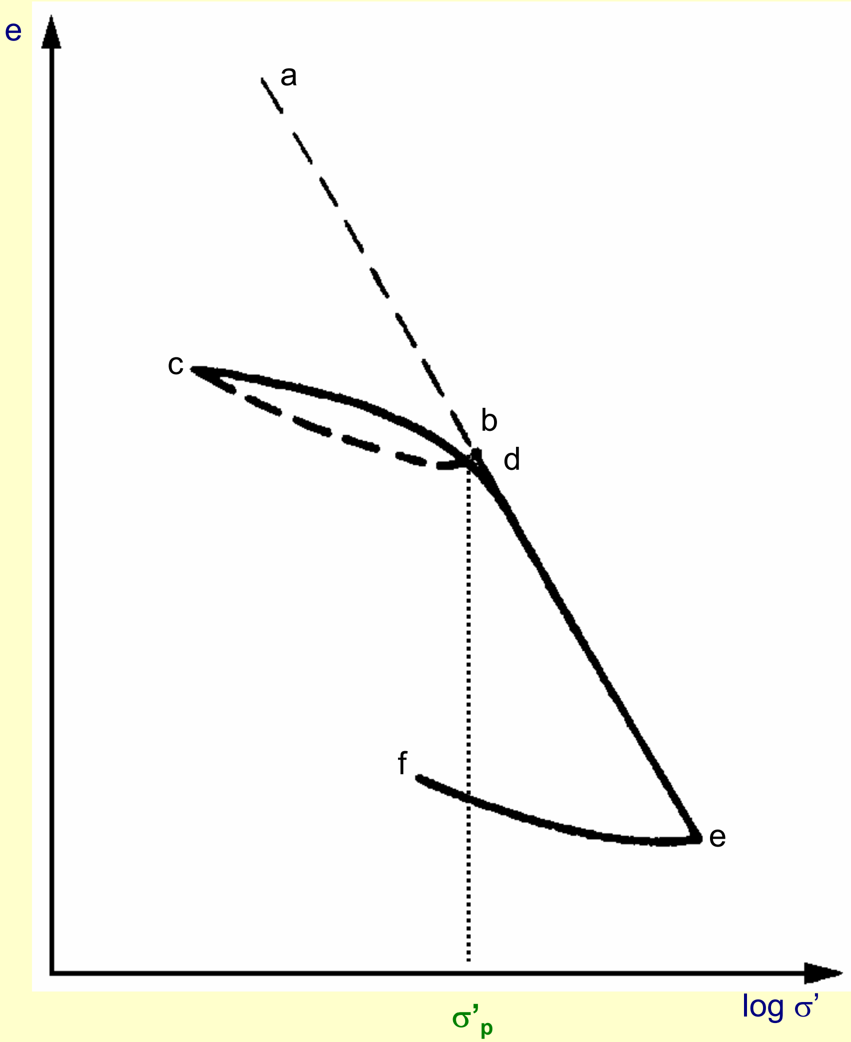


Krzywa ściśliwości: a) w podziałce liniowej, b) w podziałce półlogarytmicznej.

Od historii naprężenia zależy kształt krzywej ściśliwości gruntów spoistych. Wyróżnia się grunty:

- **normalnie skonsolidowane** takie, w których obecnie występujące w gruncie naprężenie efektywne jest największe ze wszystkich, jakie dotychczas w danym gruncie wystąpiły. Kształt krzywej ściśliwości jest prostoliniowy (lub zbliżony); i nosi ona nazwę **pierwotnej**.

- **prekonsolidowane** takie, które przenosiły już w swej historii większe naprężenia, (np. teren obciążony był lodowcem albo warstwami gruntu, następnie wyerodowanymi przez rzekę). Krzywa ściśliwości w podziałce półlogarytmicznej będzie miała kształt zakrzywiony.



Krzywa ściśliwości gruntu prekonsolidowanego.

Współczynnikiem prekonsolidacji nazywa się stosunek największej wartości naprężenia efektywnego $\boldsymbol{\sigma_p}$*'*, które wystąpiło w gruncie w przeszłości, do wartości naprężenia od ciężaru własnego występującego obecnie $\boldsymbol{\sigma_0}$*'*

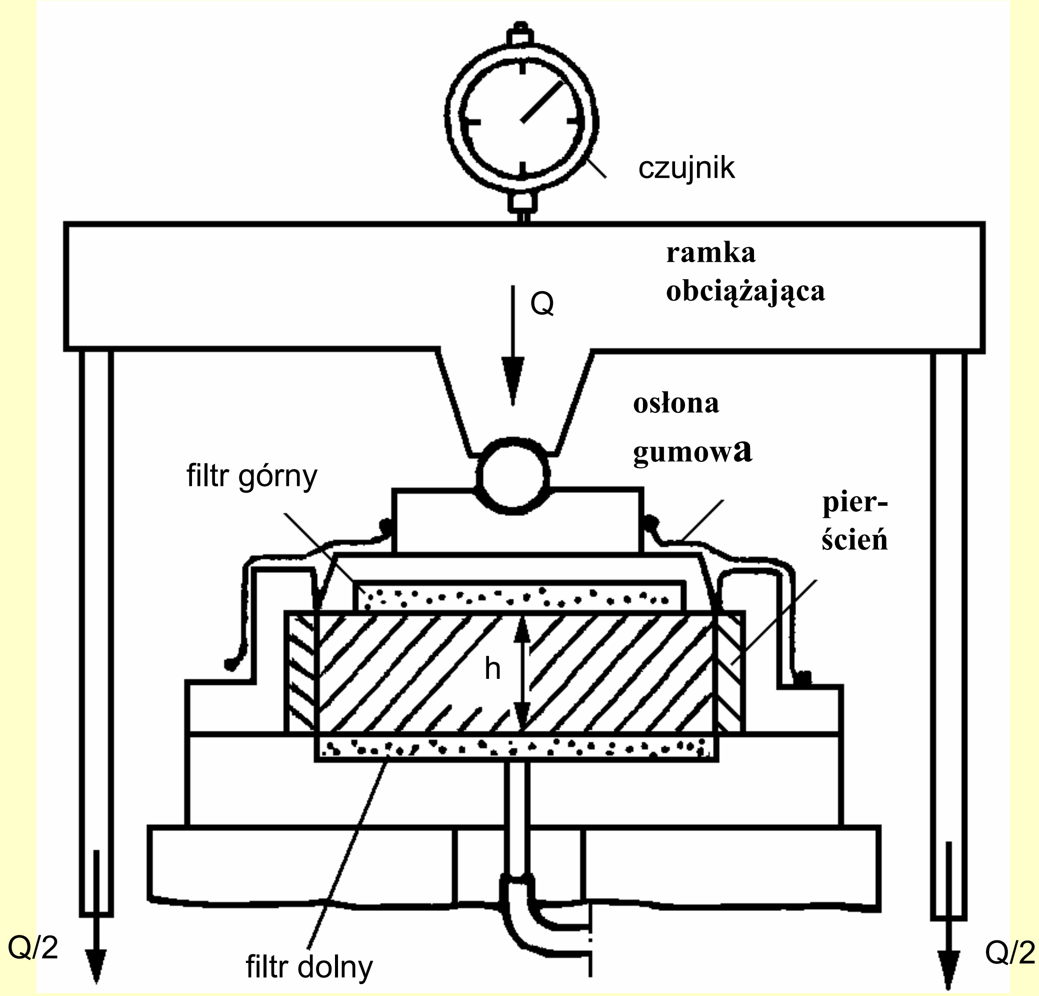
$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'}$$

***OCR* = 1 - grunty normalnie skonsolidowane**

***OCR* > 1 - grunty prekonsolidowane**

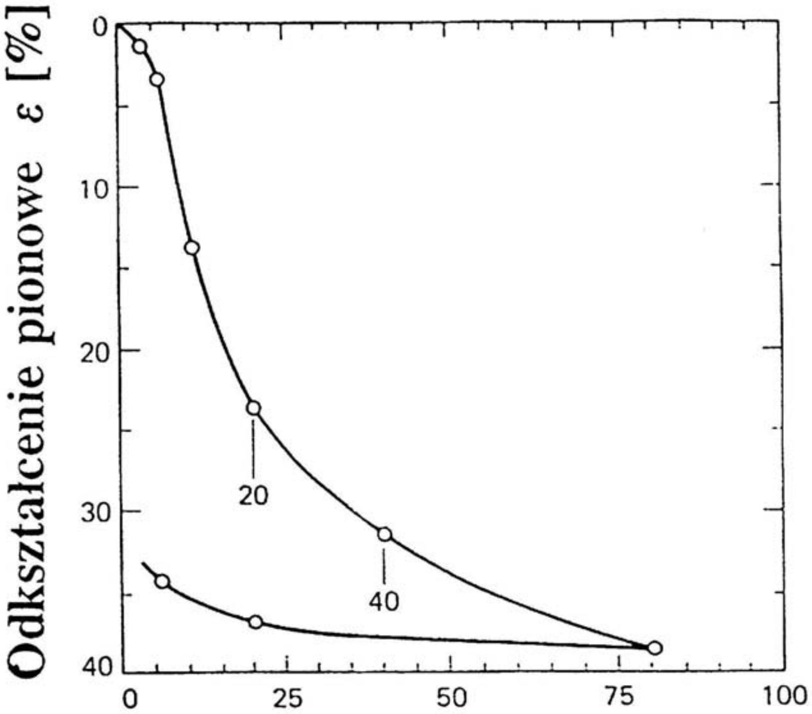
Parametry Charakteryzujące Ściśliwość Gruntu

Zachowanie się gruntu pod obciążeniem lub po odciążeniu bada się w laboratorium **edometrem** lub **konsolidometrem**.



Schemat edometru

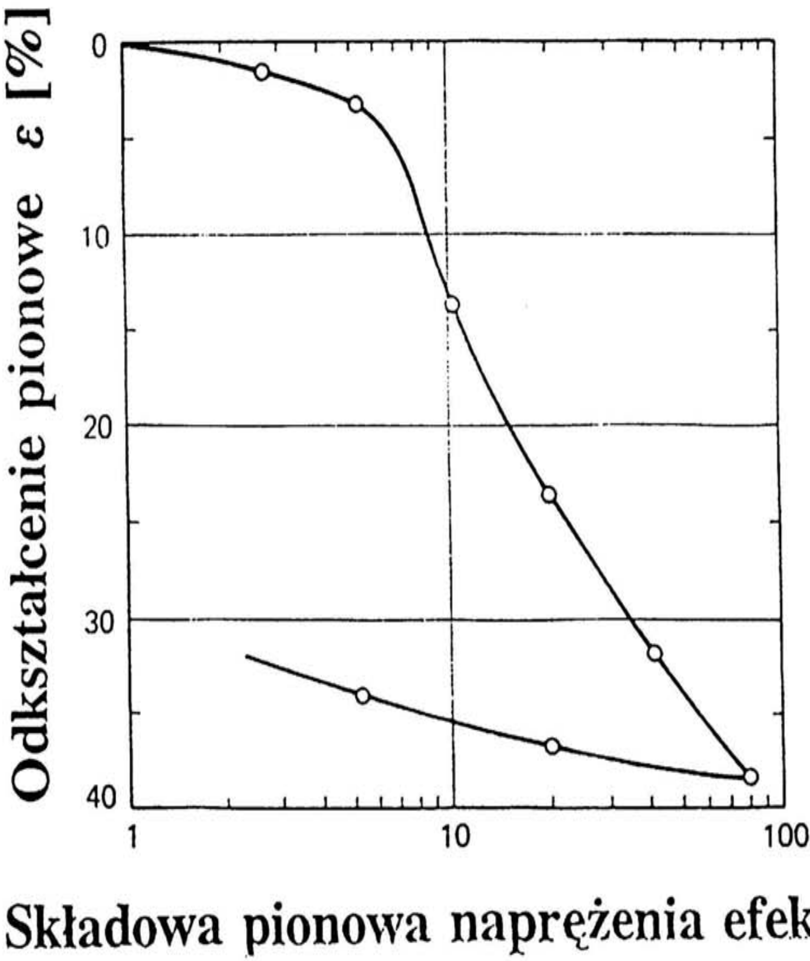
ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(krzywa ściśliwości)



Składowa pionowa naprężenia efektywnego σ'_v [kPa]

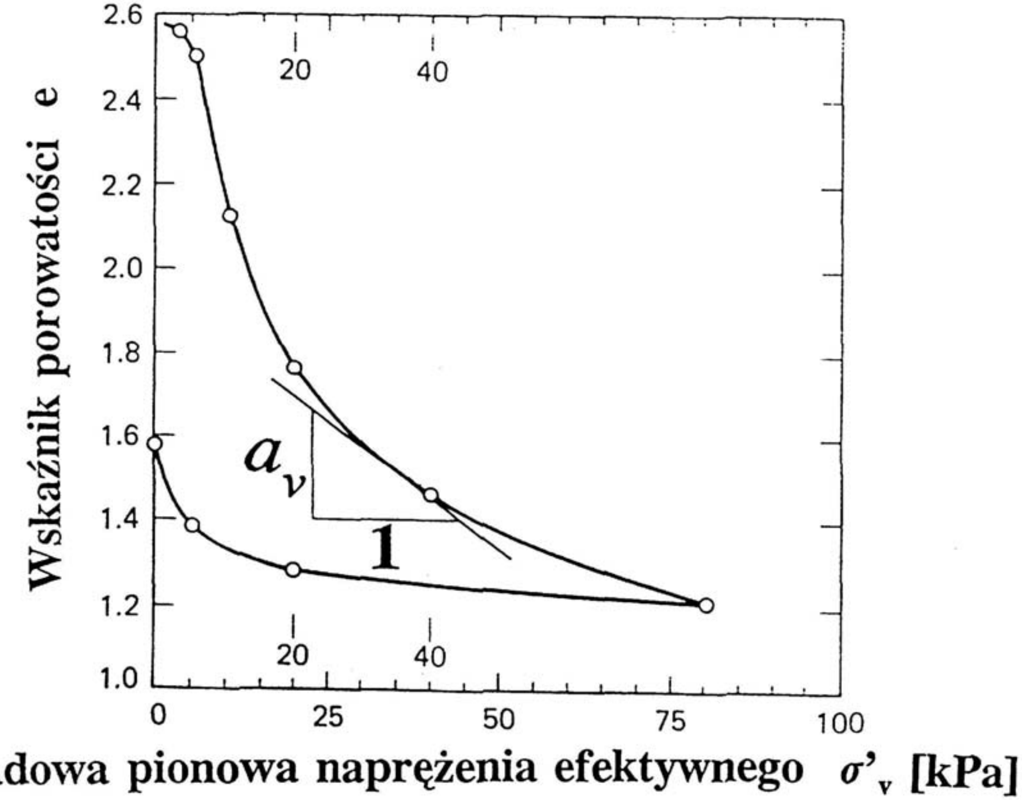
$$\varepsilon = f(\sigma_v')$$

Obciążenie	Odprężenie
0	**80**
2.5	**20**
5	**5**
10	
20	
40	
80	



$$\varepsilon = f\left(\log \sigma_v'\right)$$

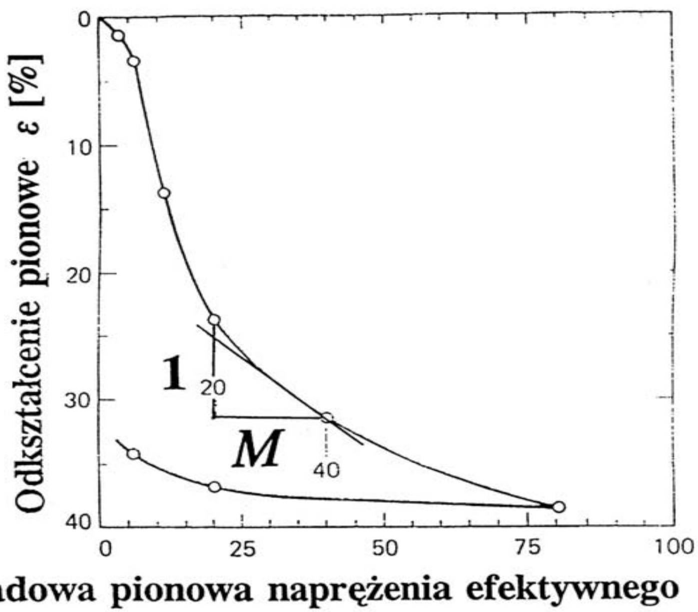
ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)



Współczynnik ściśliwości gruntu a_v

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v'}$$

ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)

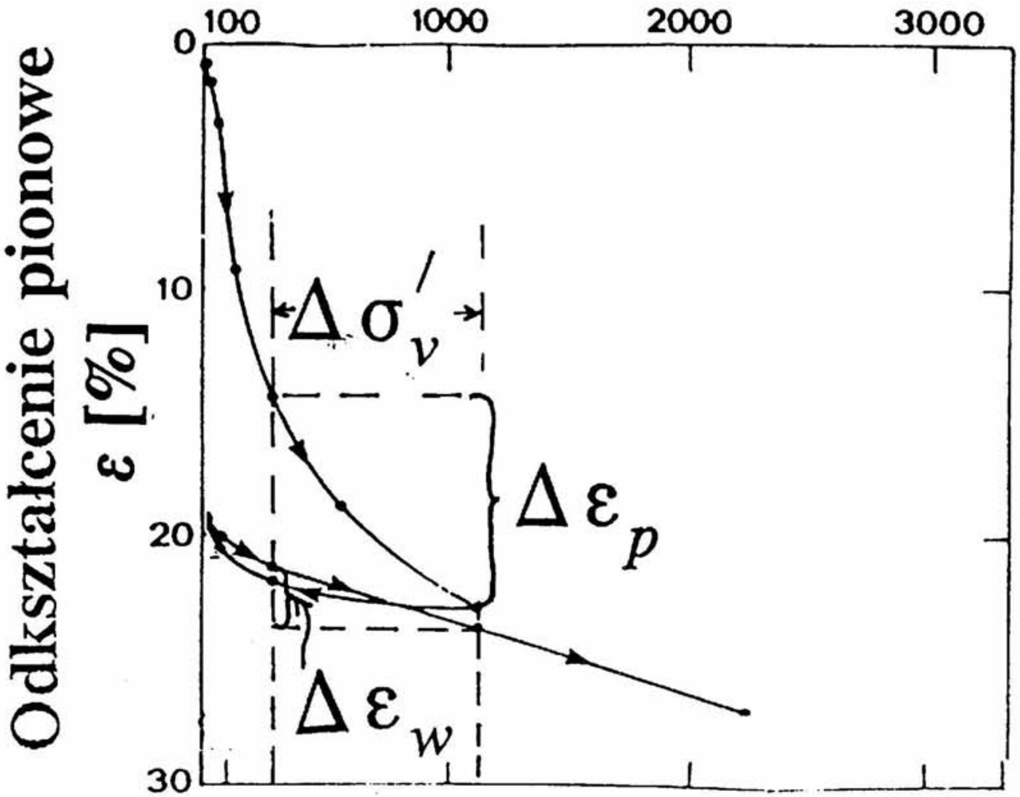


Edometryczny moduł ściśliwości gruntu M

$$M = \frac{\Delta \sigma_v'}{\Delta \varepsilon} = \frac{\Delta \sigma_v'}{\frac{\Delta H}{H_o}} = \frac{\Delta \sigma_v' \cdot H_o}{\Delta H}$$

$$= \frac{(1 + e_o) \cdot \Delta \sigma_v'}{e_o - e_1}$$

ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)



Składowa pionowa naprężenia efektywnego σ'_v [kPa]

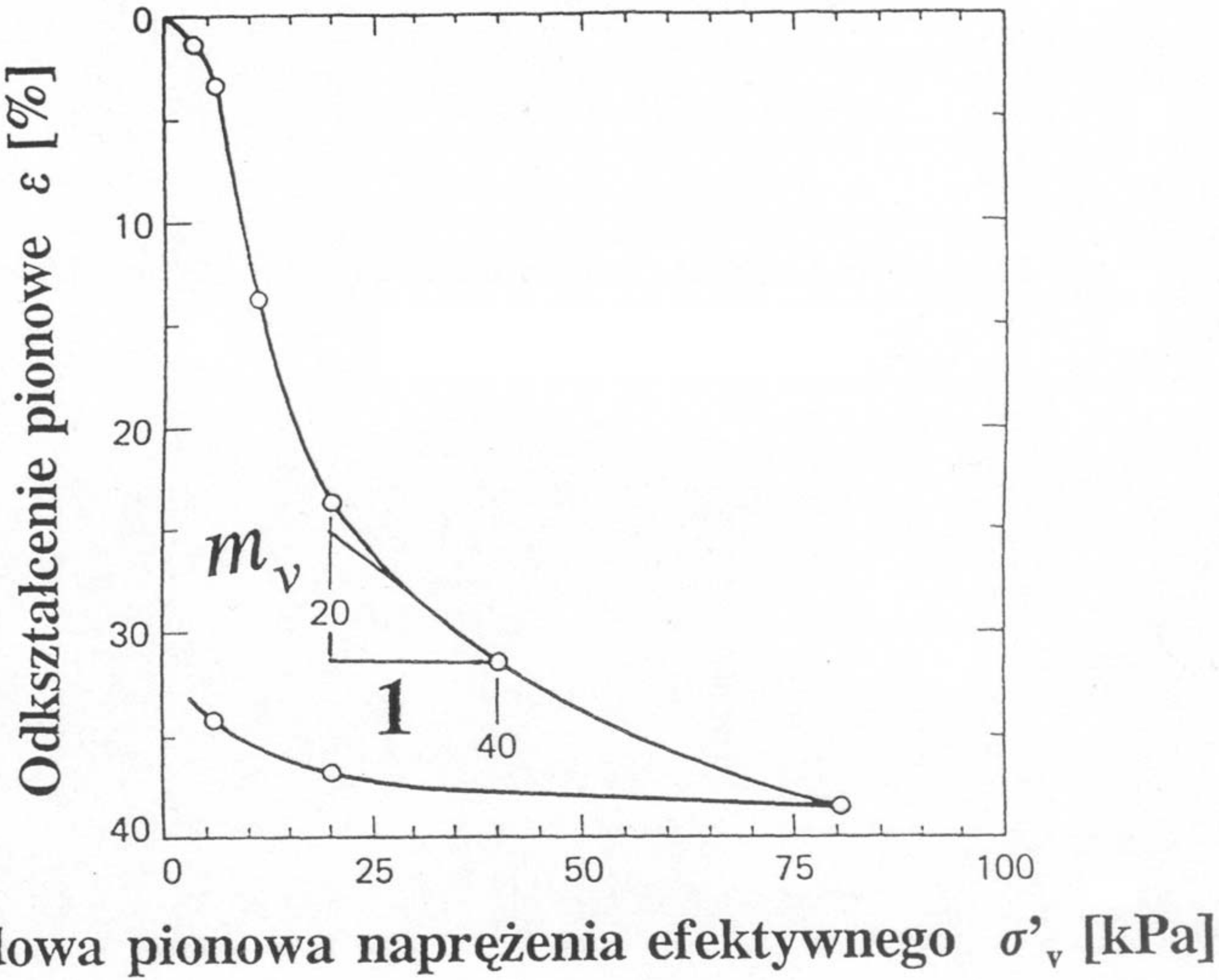
Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej M_o

$$M_o = \frac{\Delta \sigma_v^{\prime}}{\Delta \varepsilon_p} = \frac{\Delta \sigma_v^{\prime} \cdot H_{op}}{\Delta H_p}$$

Edometryczny moduł ściśliwości wtórnej M

$$M = \frac{\Delta \sigma_v^{\prime}}{\Delta \varepsilon_w} = \frac{\Delta \sigma_v^{\prime} \cdot H_{ow}}{\Delta H_w}$$

ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)

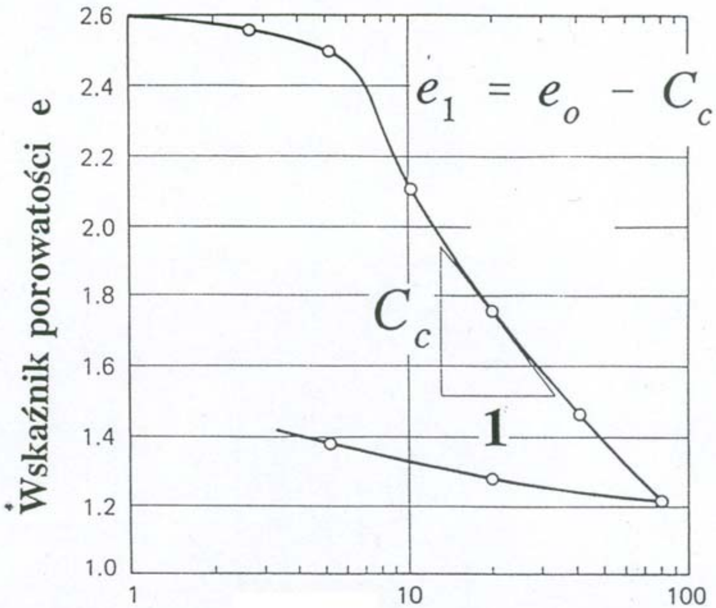


Współczynnik zmian objętości gruntu m_v

$$m_v = \frac{1}{M} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma_v^{/}} = \frac{\Delta H}{\Delta\sigma_v^{/}\cdot H_o}$$

$$= \frac{e_o - e_1}{(1+e_o)\cdot\Delta\sigma_v^{/}}$$

ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)



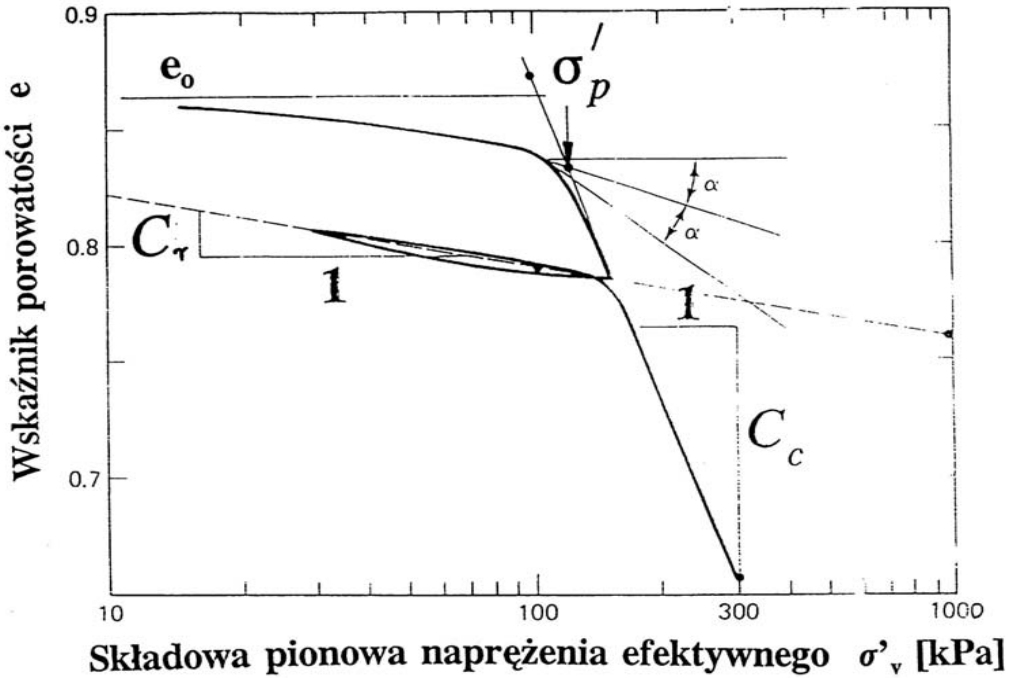
$$e_1 = e_o - C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right)$$

Składowa pionowa naprężenia efektywnego σ'_v [kPa]

Wskaźnik ściśliwości gruntu C_c

$$C_c = \frac{e_o - e_1}{\log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right)}$$

ODKSZTAŁCENIA GRUNTU
(Parametry ściśliwości gruntu)



Wskaźnik ściśliwości przy powtórnym obciążeniu C_r

$$C_r = \frac{e_o - e_1}{\log\left(\dfrac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right)}$$

Wskaźnik ściśliwości gruntu normalnie skonsolidowanego C_c określa się na podstawie nachylenia pierwotnej krzywej ściśliwości, narysowanej w skali półlogarytmicznej

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \dfrac{\sigma_2'}{\sigma_1'}}$$

Wskaźnik ściśliwości gruntu prekonsolidowanego C_r określa się w zależności naprężenia mniejszego od naprężenia $\boldsymbol{\sigma_p}$ prekonsolidacji ze wzoru:

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log \dfrac{\sigma_p}{\sigma_1}}$$

Edometryczny moduł ściśliwości przyjmowany jest do obliczania osiadań (nie może być identyfikowany z modułem odkształcenia):

$$M = \frac{H_1}{H_2 - H_1}\left(\sigma_2' - \sigma_1'\right)$$

Różnicę pomiędzy **modułem odkształcenia E** i **modułem edometrycznym**. wyjaśnia zależność:

$$M = E\frac{1-v}{(1+v)(1-2v)}$$

v - współczynnik *Poissona*

W celu odróżnienia charakterystyki ściśliwości gruntu w zakresie naprężeń mniejszych od naprężenia prekonsolidacji, (a więc przy obciążeniu powtórnym, od zachowania się przy obciążeniu po raz pierwszy), wprowadzono:

- **edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej M_0**
- **edometryczny moduł ściśliwości wtórnej M**

Konsolidacja Gruntu

Konsolidacja to proces polegający na odkształceniu gruntu spoistego wskutek przyłożonego obciążenia równocześnie z rozpraszaniem się nadwyżki ciśnienia wody $\Delta \boldsymbol{u}$ Proces ten związany jest z odpływem z gruntu wody (zmniejsza się jej objętość w porach), a zatem zależy od filtracyjnych właściwości gruntu.

Etapy procesu konsolidacji:

- **ściśliwość natychmiastowa** lub **początkowa**; odkształcenie to występuje w chwili przyłożenia obciążenia,
- **konsolidacja pierwotna** odpowiadającą procesowi konsolidacji wg teorii ***Terzaghiego*;** proces odkształcenia jest w tym etapie uwarunkowany odpływem wody,
- **ściśliwość wtórna**, występującą po rozproszeniu nadwyżki ciśnienia wody w porach spowodowanej obciążeniem; proces ten postępuje przy stałym naprężeniu efektywnym.

Równanie konsolidacji wprowadzone przez ***Terzaghiego*,** opisuje zmianę ciśnienia wody w porach ***u*** w czasie ***t***, na dowolnej głębokości ***z***; ma ono postać:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z}$$

Współczynnik konsolidacji:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Rozwiązanie równania ***Terzaghiego*** przy danym przyroście naprężenia $\Delta\sigma' = \sigma_1' - \sigma_0'$, po rozwinięciu w szereg ***Taylora,*** można przedstawić w postaci:

$$u = (\sigma_1' - \sigma_0') \sum_{n=0}^{\infty} f_1(z) f_2(T_v)$$

$$u = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2 \cdot u_0}{M} \cdot \sin \frac{M \cdot z}{H} \cdot \exp(-M^2 \cdot T_v)$$

gdzie: z - parametr geometryczny wyrażający stosunek zagłębienia rozpatrywanego punktu *Z* do miąższości warstwy konsolidowanej *H*

T_v - czynnik czasu, zależny od współczynnika konsolidacji c_v

Czynnik czasu oblicza się ze wzoru:

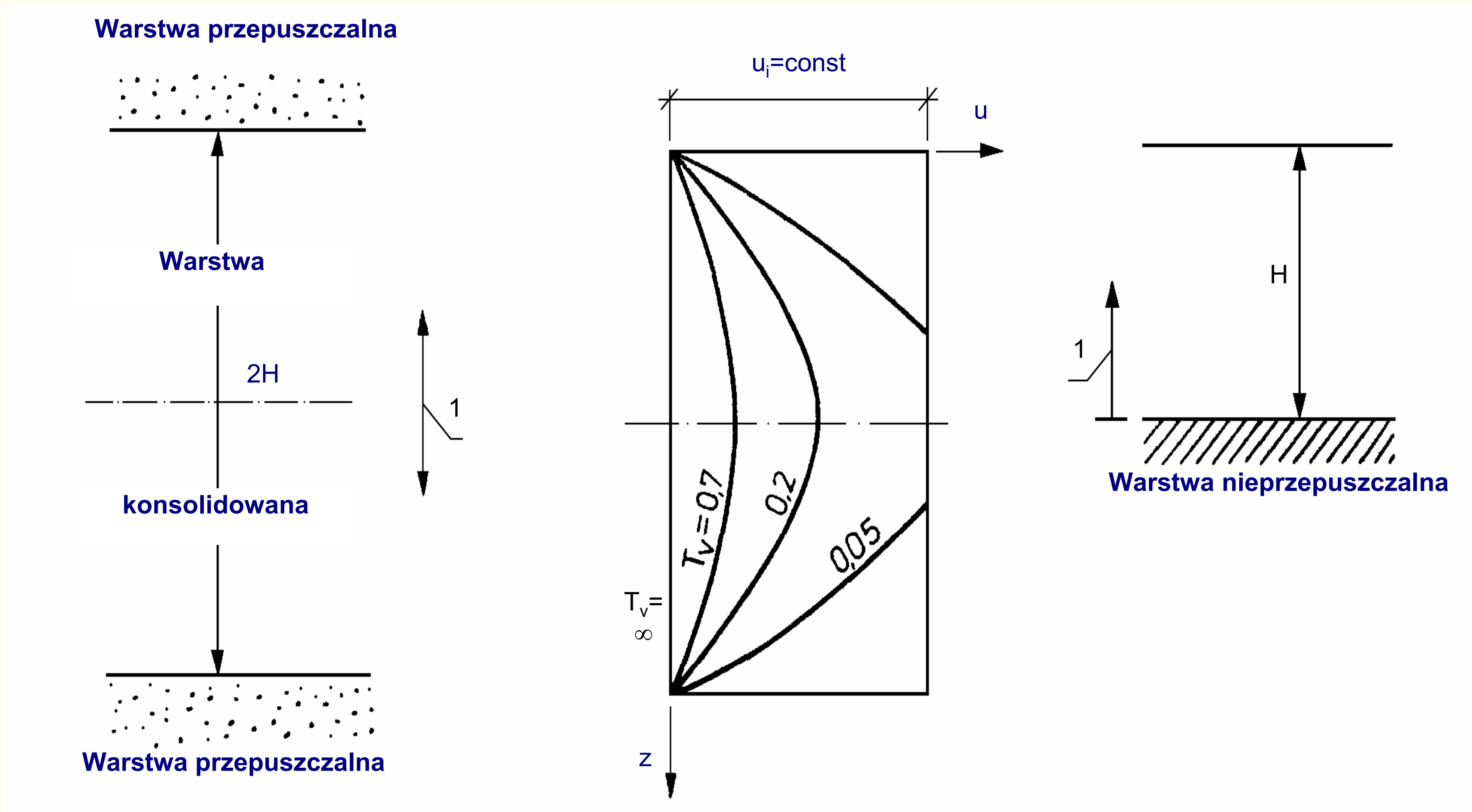
$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

gdzie: c_v - współczynnik konsolidacji

t - czas trwania procesu konsolidacji

H - miąższość warstwy konsolidowanej

Graficzna interpretacja warunków brzegowych:



Zmiana rozkładu ciśnienia wody w porach w procesie konsolidacji

Dla dowolnego elementu warstwy gruntu spoistego położonego na dowolnej głębokości *z* postęp procesu konsolidacji, przy danym wzroście naprężenia efektywnego, może być wyrażony w zależności od wskaźnika porowatości jako **stopień konsolidacji U**:

$$U_z = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_1}$$

gdzie:

e_0, e_1- wskaźniki porowatości, odpowiednio przed rozpoczęciem i po zakończeniu konsolidacji,

e - wskaźnik porowatości w momencie wyznaczania stopnia konsolidacji.

Stopień konsolidacji można także wyrazić zależnością:

$$U_z = \frac{u_1 - u}{u_1} = 1 - \frac{u}{u_1}$$

w której:

u_1 - przyrost ciśnienia wody w porach ponad wartość początkową u_0, natychmiast po zwiększeniu naprężenia całkowitego,

u - nadwyżka ciśnienia wody w porach ponad wartość początkową u_0, w rozpatrywanym procesie konsolidacji, w którym naprężenie efektywne wynosi σ'.

rrównanie konsolidacji dla stopnia konsolidacji U_z ma postać:

$$U_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} f_1(z) f_2(T_v)$$

$$U_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot sin \frac{M \cdot z}{H} \cdot exp(-M^2 \cdot T_v)$$

W praktyce najczęściej uwzględniany jest średni stopień konsolidacji U, wyznaczony dla całej rozpatrywanej warstwy, umożliwiający obliczenie przebiegu osiadania; mnożąc bowiem U przez osiadanie całkowite S_c, można wyznaczyć osiadanie w danym czasie S_t

$$S_t = U \cdot S_c$$

Parametry Charakteryzujące Konsolidację

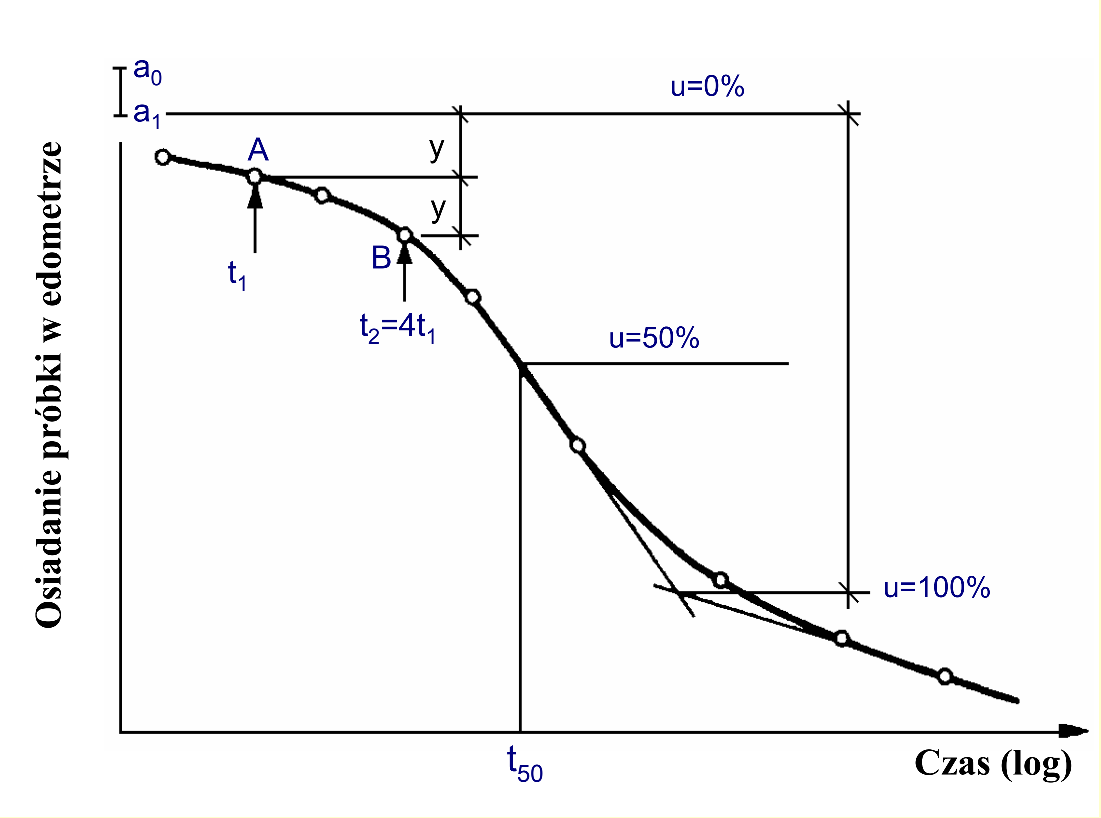
Współczynnik konsolidacji c_v wyznacza się na podstawie edometrycznej krzywej konsolidacji, skorygowanej odpowiednio w nawiązaniu do krzywej teoretycznej, oraz ze wzoru (przy czym uwzględnia się $T_v = 0{,}196$ dla stopnia konsolidacji $U = 0{,}5$ odczytanego z teoretycznej krzywej początkowej na rysunku):

$$c_v = \frac{0{,}196\ H^2}{t_{50}}$$

w którym:

H - połowa wysokości próbki w edometrze

t_{50} - wartość odczytana ze skorygowanej krzywej konsolidacji dla $U = 0$



Wyznaczanie współczynnika konsolidacji c_v wg Casagrandego

Ściśliwością wtórną nazywane jest zjawisko odkształcenia próbki przebiegające po rozproszeniu się (spowodowane obciążeniem) ciśnienia wody w porach. Odkształcenie to zachodzi bardzo powoli, przy stałym naprężeniu efektywnym.

Współczynnik ściśliwości wtórnej C_α jest parametrem opisującym to zjawisko i jest zdefiniowany wzorem:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

przy czym: Δe - przyrost wskaźnika porowatości na odcinku krzywej ,

w granicach t_1 i t_2

$t = t_2 - t_1$.

Osiadanie Gruntów

Osiadaniem nazywa się pionowe przemieszczenie powierzchni obciążonej warstwy gruntu.

Odprężenie to pionowe przemieszczenie ku górze powierzchni warstwy przy zdjęciu obciążenia (np. po wykonaniu wykopu).

Całkowite osiadanie podłoża S jest sumą osiadania:

- **początkowego S_i**
- **konsolidacyjnego S_c**
- **wtórnego S_s**

Osiadanie początkowe (S_i), wynikające z postaciowych odkształceń nasyconego ośrodka gruntowego przebiega najczęściej w warunkach przyrostu nadwyżki ciśnienia porowego. Występuje ono głównie podczas obciążania podłoża i w krótkim czasie po przyłożeniu obciążenia.

Osiadanie konsolidacyjne (S_c), wynikające z rozpraszania, powstałej po przyłożeniu obciążenia, nadwyżki ciśnienia porowego. Prędkość konsolidacji pierwotnej zależy od zmian objętościowych i charakterystyk przepuszczalności gruntu, jak również od usytuowania warstw drenujących.

Ściśliwość wtórna (pełzanie) **szkieletu gruntowego (S_s)**, wynikająca z plastycznych odkształceń szkieletu gruntowego pod wpływem naprężenia efektywnego.

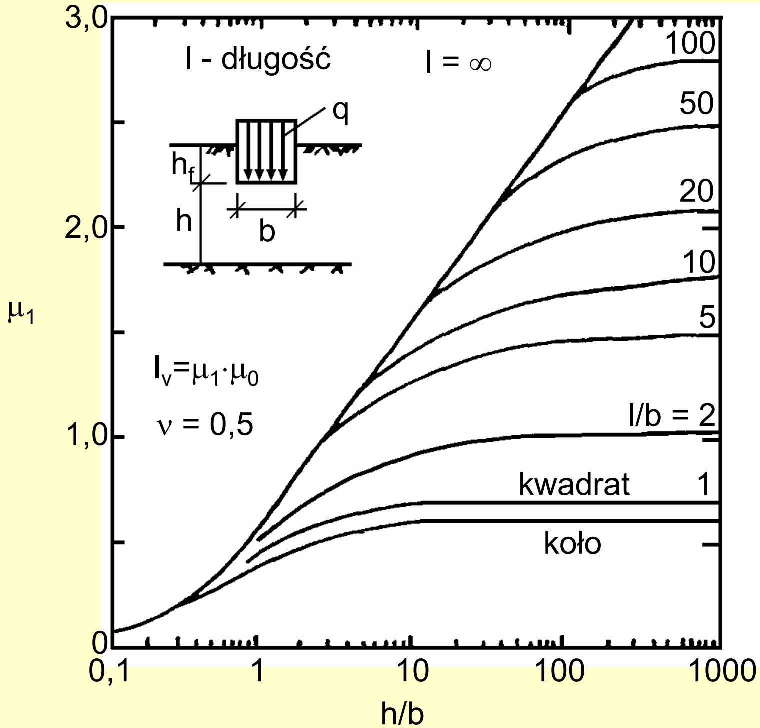
Osiadanie całkowite podłoża gruntowego pod obciążeniem można zapisać w postaci:

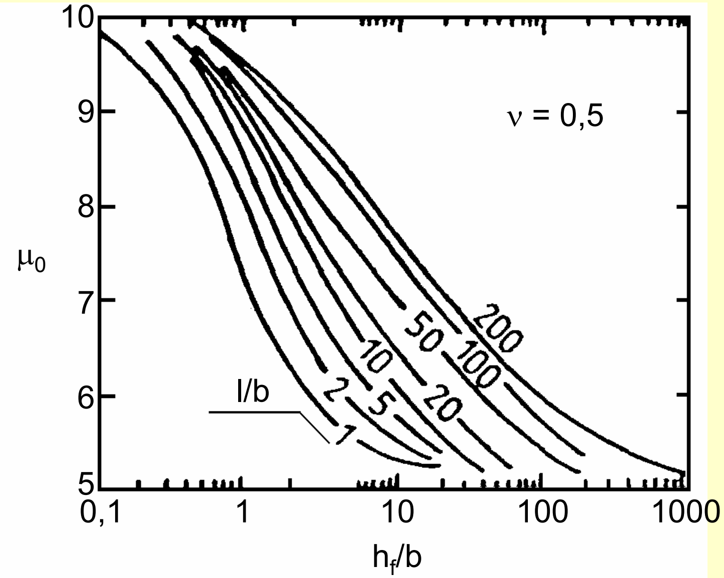
$$S = S_i + S_c + S_s$$

Obliczanie Osiadań Początkowych

$$S_i = \frac{I_v \cdot q \cdot b}{E_u}$$

gdzie: q - obciążenie podłoża
b - szerokość obciążonej strefy
E_u - moduł odkształcenia bez odpływu
H - miąższość warstwy ściśliwej
I_v - współczynnik wpływu odkształceń zależny od geometrii budowli





Współczynnik I_v dla przemieszczeń pionowych pod jednorodnym obciążeniem pasmowym.

Obliczanie Osiadań Konsolidacyjnych

$$S_c = \Delta\sigma_v H / M$$

lub

$$S_c = \varepsilon_c H$$

gdzie: M – edometryczny moduł ściśliwości

ε_c – odkształcenia konsolidacyjne

$\Delta\sigma_v$ – przyrost pionowej składowej naprężenia

H – miąższość słabego podłoża

Dla bardzo ściśliwych gruntów prekonsolidowanych, odkształcenie konsolidacyjne ε_c określa się zgodnie z następującym wzorem:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_r}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$$

gdzie: e_o – początkowy wskaźnik porowatości **σ'_{vf} – końcowe efektywne naprężenie pionowe**

Δe – zmiana wskaźnika porowatości **C_r – wskaźnik ściśliwości dla $\sigma'_v \le \sigma'_p$**

σ'_{vo} – początkowe efektywne naprężenie pionowe, **C_c – wskaźnik ściśliwości dla $\sigma'_v > \sigma'_p$**

σ'_p – naprężenie prekonsolidacji

Obliczanie Osiadań Wtórnych

Osiadania wywołane wtórną ściśliwością S_s w sposób klasyczny wyznacza się z następującej zależności:

$$S_s = C_\alpha \log(t_f / t_p) H / (1 + e_o)$$

lub

$$S_s = C_{\alpha\varepsilon} \log(t_f / t_p) H$$

$$C_\alpha = C_{\alpha\varepsilon}\left(1 + e_0\right)$$

gdzie: t_f **– czas; koniec okresu prognozy**

t_p **– czas; koniec pierwotnej konsolidacji**

$C_\alpha = \dfrac{de}{d\,log\,t}$ **- współczynnik wtórnej ściśliwości**

$C\alpha\varepsilon = \dfrac{d\varepsilon}{d\log t}$ **- współczynnik wtórnej ściśliwości**

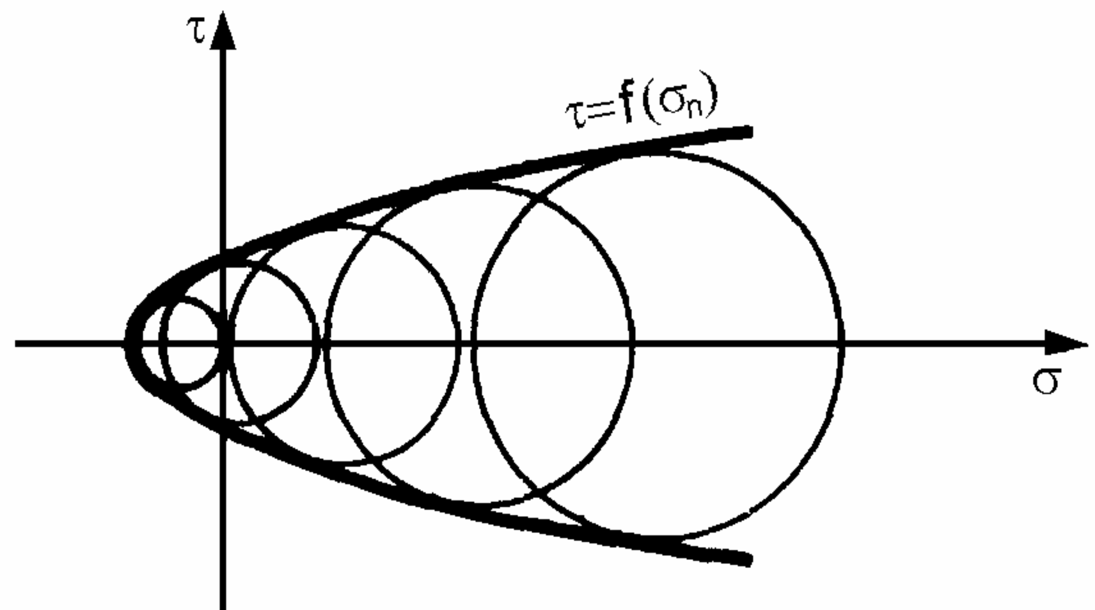
10. Wytrzymałość Gruntu na Ścinanie

- **Warunek Zniszczenia Coulomba – Mohra**
- **Badania Wytrzymałości Gruntu na Ścinanie**
- **Wyniki Badań Wytrzymałość Gruntu na Ścinanie**

Warunek Zniszczenia Coulomba – Mohra

Wytrzymałością gruntu na ścinanie nazywany jest odniesiony do jednostki powierzchni granicznej opór opisywany **naprężeniem stycznym** jaki ośrodek gruntowy stawia siłom przesuwającym. Warunek granicznej wartości największego naprężenia stycznego można przedstawić wykreślnie jako obwiednię do kół *Mohra* podających stan naprężenia dla różnych wartości naprężeń głównych σ_1, σ_3

$$|\tau| - f(\sigma_n) = 0$$



Obwiednie Coulomba – Mohra.

Najczęściej przyjmuje się zależność liniową między naprężeniem normalnym i stycznym zgodnie z warunkiem ***Coulomba*** (1772).

$$\tau_f = c + \sigma\, tg\, \Phi$$

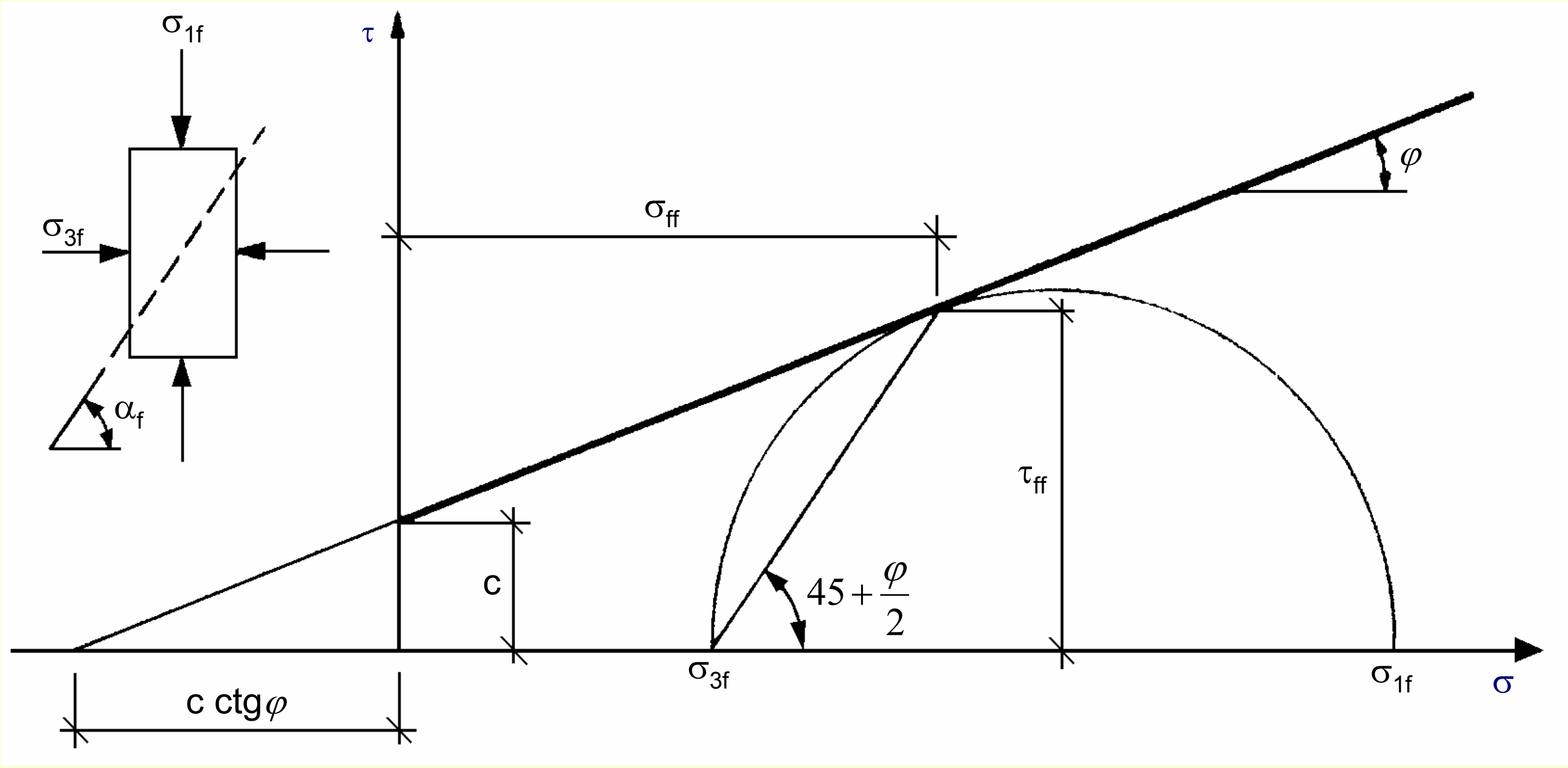
w której: τ_f - wytrzymałość gruntu na ścinanie

σ - naprężenie normalne, prostopadłe do powierzchni ścinania

c, Φ - parametry wytrzymałości na ścinanie, które nazywane są odpowiednio spójnością oraz kątem tarcia wewnętrznego

Geometryczną interpretację warunku zniszczenia ***Coulomba – Mohra*** przedstawia koło ***Mohra*** i styczna do niego:

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \mathrm{tg}\varphi + c$$



Wykres Coulomba – Mohra dla gruntu spoistego.

Warunek zniszczenia można zatem zapisać w funkcji naprężeń głównych:

$$\sin\Phi = \frac{\frac{1}{2}\left(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}\right)}{c\cot\Phi + \frac{1}{2}\left(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}\right)}$$

lub

$$\sigma_{1f} - \sigma_{3f} = 2c\cos\Phi + \left(\sigma_{1f} + \sigma_{3f}\right)\sin\Phi$$

gdzie: **σ_1, σ_3 naprężenia główne.**

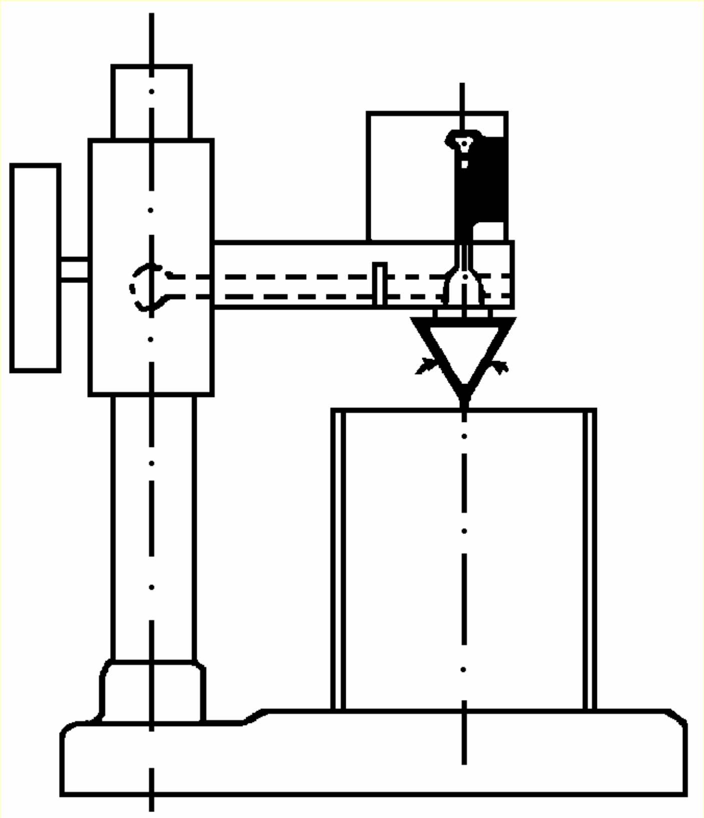
Badania Wytrzymałości Gruntu na Ścinanie

Badania Laboratoryjne

- Badania laboratoryjną sondą stożkową
- Badania laboratoryjną sondą krzyżakową
- Badania prostego ścinania
- Badania trójosiowe
  - Badania bez konsolidacji i odwadniania (UU)
  - Badania z konsolidacją, bez odwadniania (CU)
  - Badania z odwadnianiem (CD)

Badania laboratoryjną sondą stożkową wykorzystywane są do określania wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu.

a)



b)

Stożek	Kąt wierzchołkowy β	Masa [g]
A	60°	10
B	60°	60
C	30°	100
D	30°	400

Laboratoryjna sonda stożkowa: a) schemat aparatu, b) dane dotyczące stosowanych stożków.

Badanie laboratoryjną sondą stożkową wykorzystywane jest również do określenia **wrażliwości gruntu S_t**, zdefiniowanej jako stosunek wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze nienaruszonej do wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze zniszczonej.

Hasnbo (1957) podał zależność na określenie wytrzymałości na ścinanie τ_{fc}

$$\tau_{fc} = K_c \cdot m_c \cdot g / d_c^2$$

gdzie: **τ_{fc} - wytrzymałość na ścinanie określona laboratoryjna sond stożkową**

K_c - stała zależność od kąta wierzchołkowego stożka i rodzaju gruntu

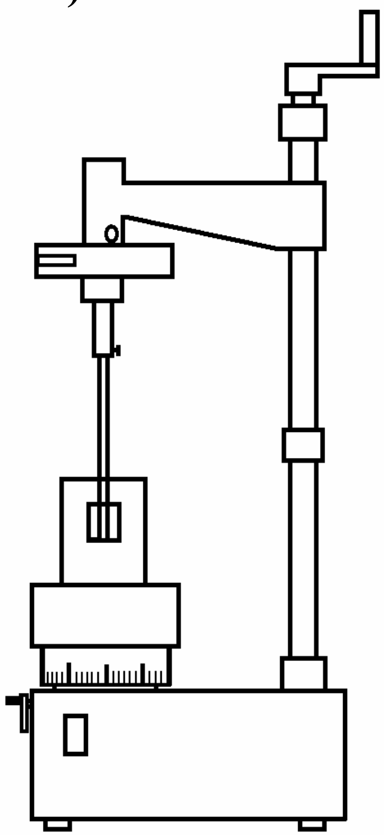
m_c - masa stożka

g - przyspieszenie ziemskie

d_c - głębokość penetracji stożka

Badania laboratoryjną sondą krzyżową służą do wyznaczania zależności na ścinanie bez odpływu.

a)

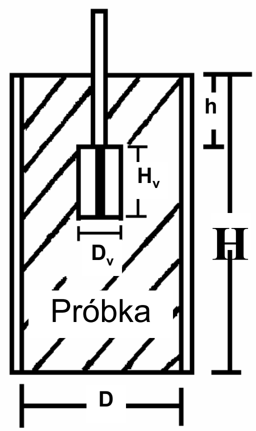


b)

$$\frac{D}{D_v} > 3{,}5$$

$$\frac{H}{H_v} > 3$$

$$h \geq H_v$$



c)

Firma	Krzyżak		
	symbol	średnica D_v [mm]	wysokość H_v [mm]
Katedra Geotechniki SGGW	E_{100} E_{500} E_{1000}	16 10 7	35 18 18
Wykeham Farrance	WF 23510 WF 23520 WF 23513	12,7 12,7 25,4	12,7 25,4 25,4

Laboratoryjna sonda krzyżowa: a) schemat aparatu, b) wymagania dotyczące minimalnych wymiarów badanej próbki, c) dane dotyczące stosowanych krzyżaków.

Wartość **wytrzymałości na ścinanie τ_{vf}** obliczana jest, przy założeniu powierzchni ścięcia o kształcie walca wyznaczanego wymiernymi krzyża sondy ze wzoru:

$$\tau_{fv} = \frac{2 \cdot M_{\max}}{\left(\pi \cdot D_v^2 \left(H_v + \frac{D_v}{3}\right)\right)}$$

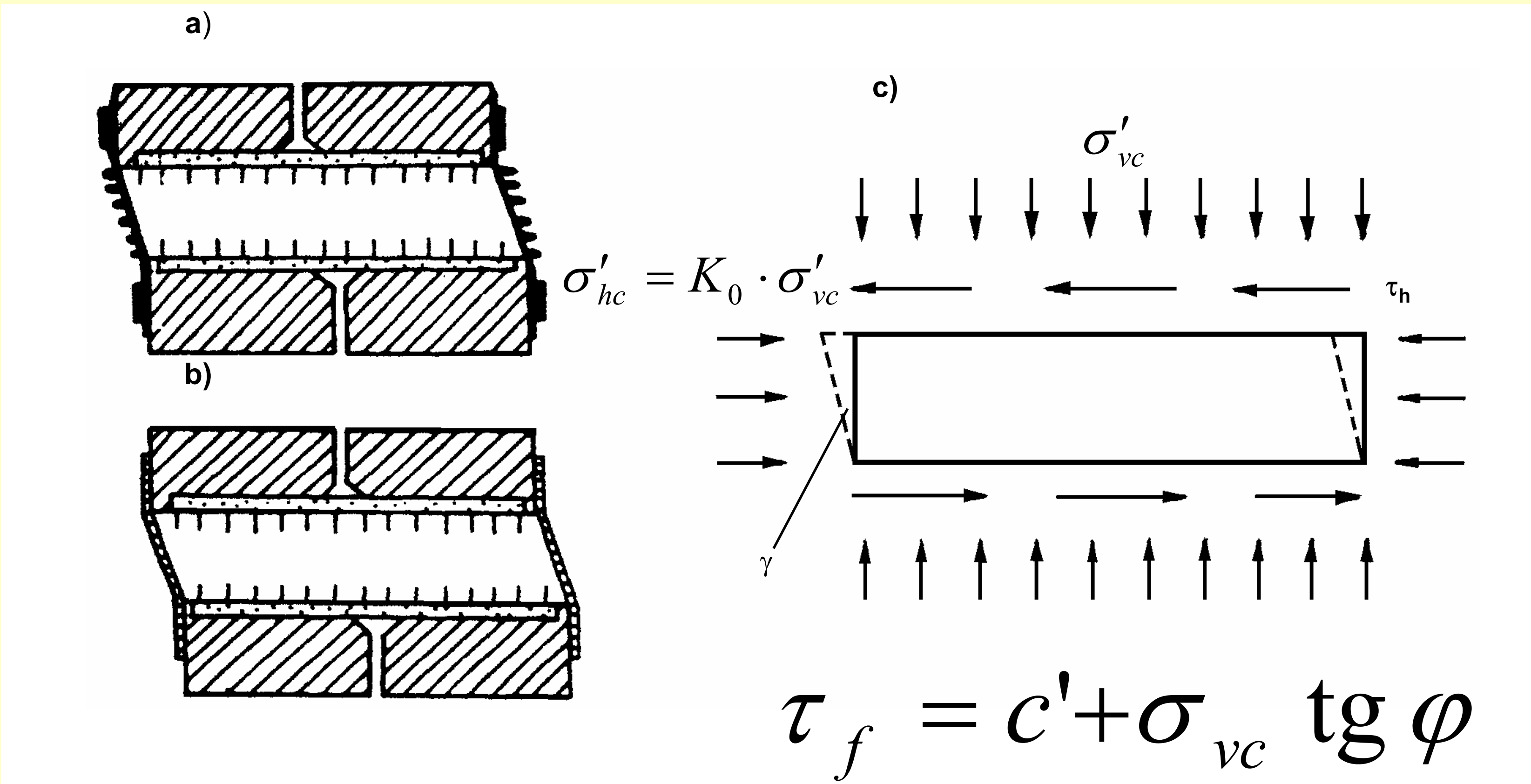
gdzie: τ_{fv} **- wytrzymałość na ścinanie określona sondą krzyżową,**

M_{max} **- maksymalny moment obrotowy w momencie ścięcia,**

D_v, H_v **- średnica i wysokość krzyża sondy.**

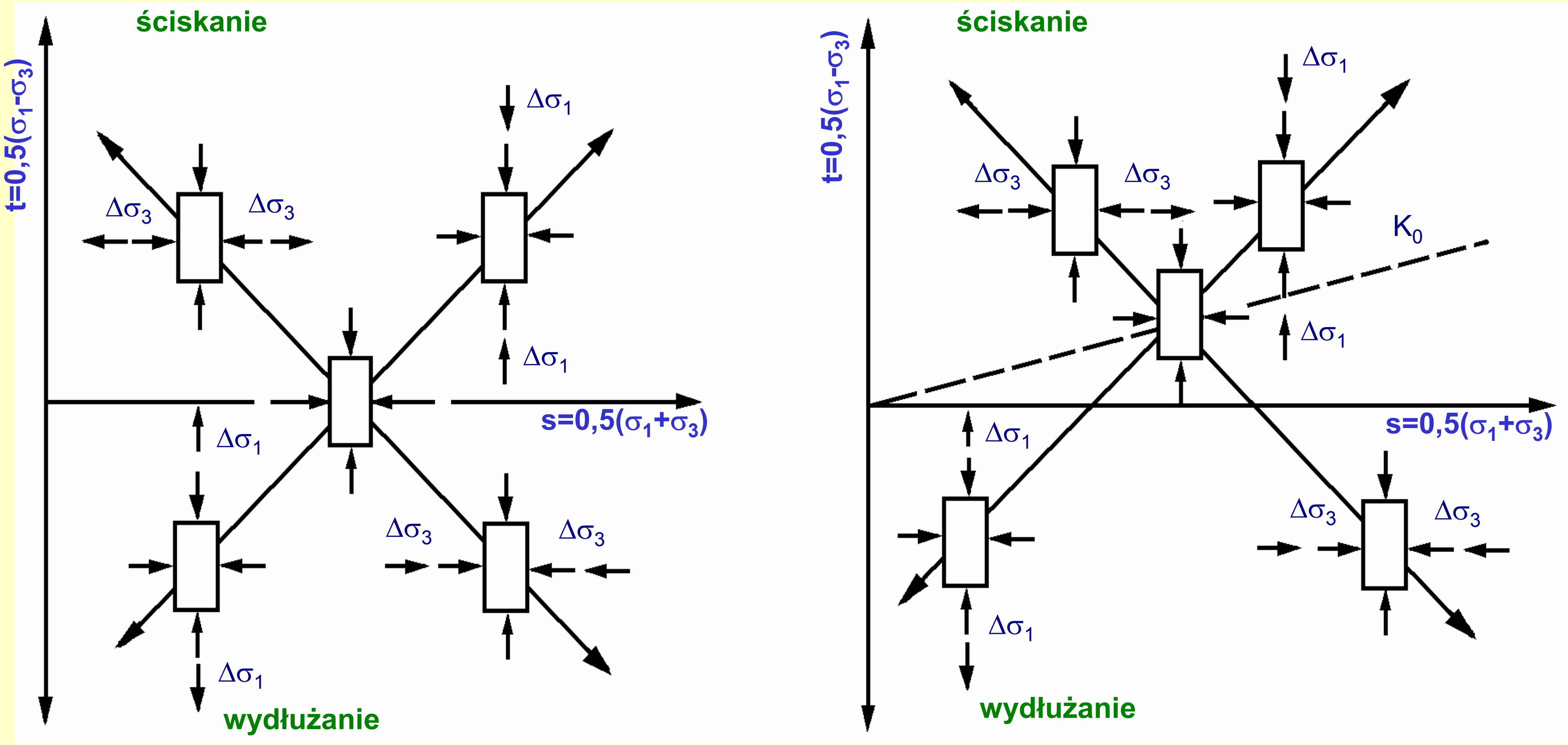
Równanie to uwzględnia założenie izotropii właściwości wytrzymałościowych badanego gruntu oraz jednorodności rozkładu naprężenia ścinającego wokół ścinanego walca gruntu.

Badania prostego ścinania umożliwiają wyznaczanie wytrzymałości na ścinanie, przy wierniejszym modelowaniu stanów naprężenia w podłożu wywołanych obciążeniem.



Aparat prostego ścinania: a) próbka otoczona gumową membraną i zestawem równomiernie rozmieszczonych pierścieni, b) gumową membraną wzmocnioną drutem, c) warunki naprężenia i odkształcenia podczas ścinania.

Badania trójosiowe dają możliwość wierniejszego odwzorowania stanu naprężenia.Badanie obejmuje: **rekonsolidację próbki gruntu, konsolidację próbki, ścinanie próbki.**



Ścieżki naprężenia stosowane w modelowaniu warunków obciążenia podczas ścinania w badaniach trójosiowych przy ścinaniu i przy wydłużaniu. Próbka przed ścinaniem konsolidowana: a) izotropowo, b) anizotropowo.

Badania w aparacie trójosiowym przeprowadza się według jednego z trzech niżej podanych sposobów, różniących się odciążeniem i odwadnianiem próbki.

1. **Badania bez konsolidacji i odwadniania (UU)**; zawartość wody w próbce utrzymywana jest przez cały czas doświadczenia bez zmian.

2. **Badania z konsolidacją, bez odwadniania (CU)**; próbka konsolidowana jest dla celów praktycznych często przy obciążeniu izotropowym σ_3, lecz w czasie obciążenia, któremu odpowiada różnica naprężeń $\sigma_1 - \sigma_3$, dążącego do zniszczenia próbki, odsączanie wody jest uniemożliwione.

3. **Badania z odwadnianiem (CD)**; próbkę konsoliduje się jak w badaniach typu *CU*, jednak po przyłożeniu obciążenia odpowiadającego różnicy naprężeń $\sigma_1 - \sigma_3$; odpływ wody jest nadal umożliwiony; wzrost naprężeń powinien być na tyle powolny, aby nie występowało ciśnienie wody w porach.

Badania Terenowe

- **Badania sondą skrzydełkową**
- **Badania sondą statyczną CPT**
- **Badanie dylatometryczne DMT**

Badania sondą skrzydełkową pozwalają na wyznaczanie *in situ* wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w warunkach bez możliwości odwodnienia *(UU)*

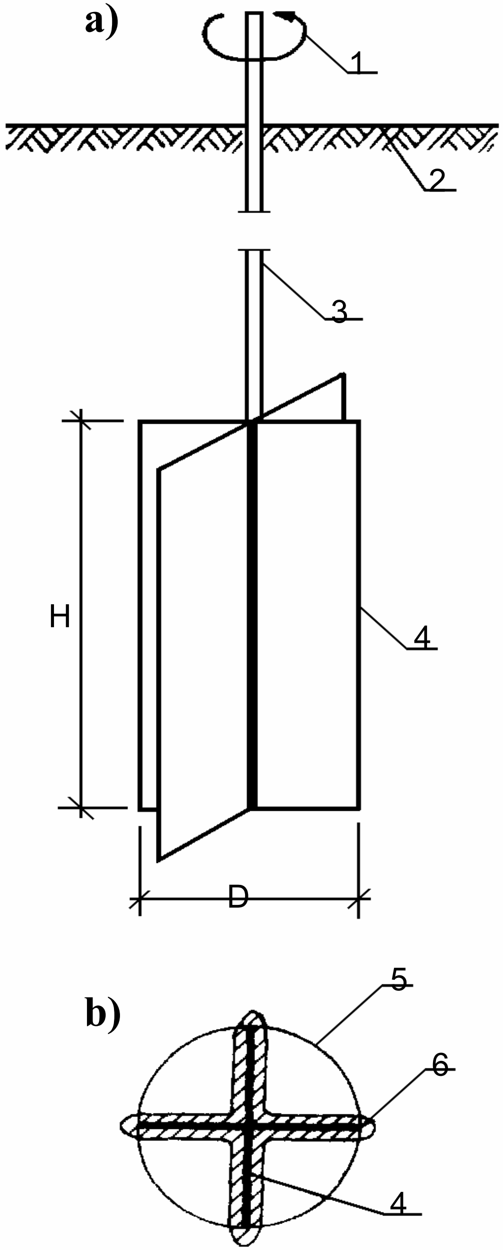
Wytrzymałość na ścinanie *τf*, (odpowiadającą **spójności *c*** w warunkach bez odwodnienia), oblicza się ze wzoru:

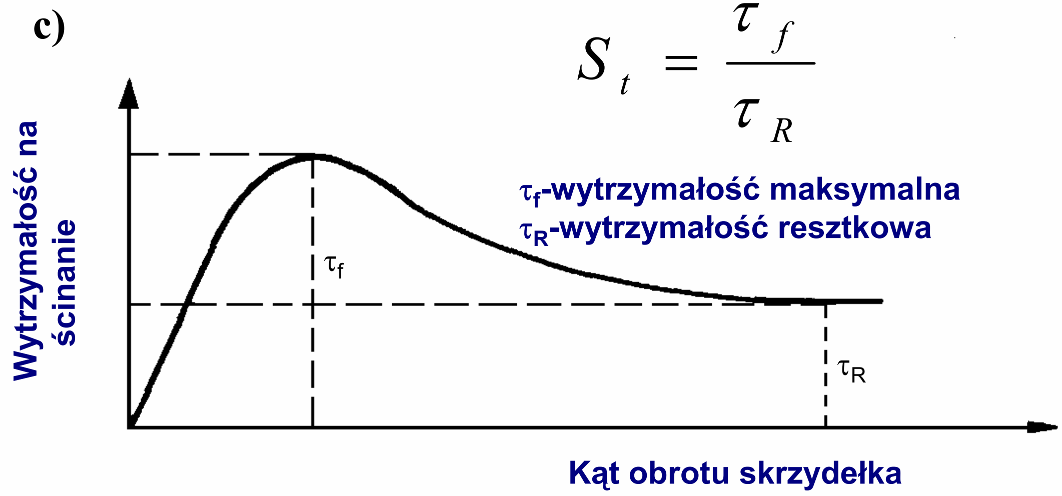
$$\tau_f = \frac{M_T}{\pi\left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d_3}{6}\right)}$$

gdzie: M_T - moment skręcający, występujący przy ścięciu,

D - średnica sondy (szerokość obrotu skrzydeł łącznie)’

H - wysokość skrzydełek.





$$S_t = \frac{\tau_f}{\tau_R}$$

τ_f-wytrzymałość maksymalna

τ_R-wytrzymałość resztkowa

Typowe wymiary

wg PN-74/B-04452

lab. 34 x 17 mm

pol. 80 x 40 mm

120 x 60 mm

180 x 80 mm

Schemat ścinania gruntu sondą skrzydełkową: a) zasada działania, b) przekrój skrzydełka z zaznaczeniem strefy naruszonej, c) wynik badania.

Badania sondą statyczną CPT polegają na wciskaniu końcówki stożka ze stałą prędkością (0,02 m/s) i wykonywaniu odczytów oporu stożka q_c i tarcia na tulei f_s. Badanie piezostożkiem ***CPTU*** umożliwia również pomiar ciśnienia wody w porach u, obejmujący:

- pomiar wartości *in situ* u_0, (które równe jest ciśnieniu hydrostatycznemu)
- nadwyżki ciśnienia wody w porach Δu wywołanej przez penetrację stożka, (uzależnionej od zachowania gruntu i geometrii stożka)

Ciśnienie $$u = u_0 + \Delta u$$

Wykorzystując wyniki badań sondą statyczną można obliczyć wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu z równania (*Eide* 1974):

$$\tau_{fu} = \left(q_T - \sigma_{vo}\right) / N_{KT}$$

gdzie:

$q_T = q_c + u_c\left(1 - a_c\right)$ **- całkowity opór na ostrzu stożka,**

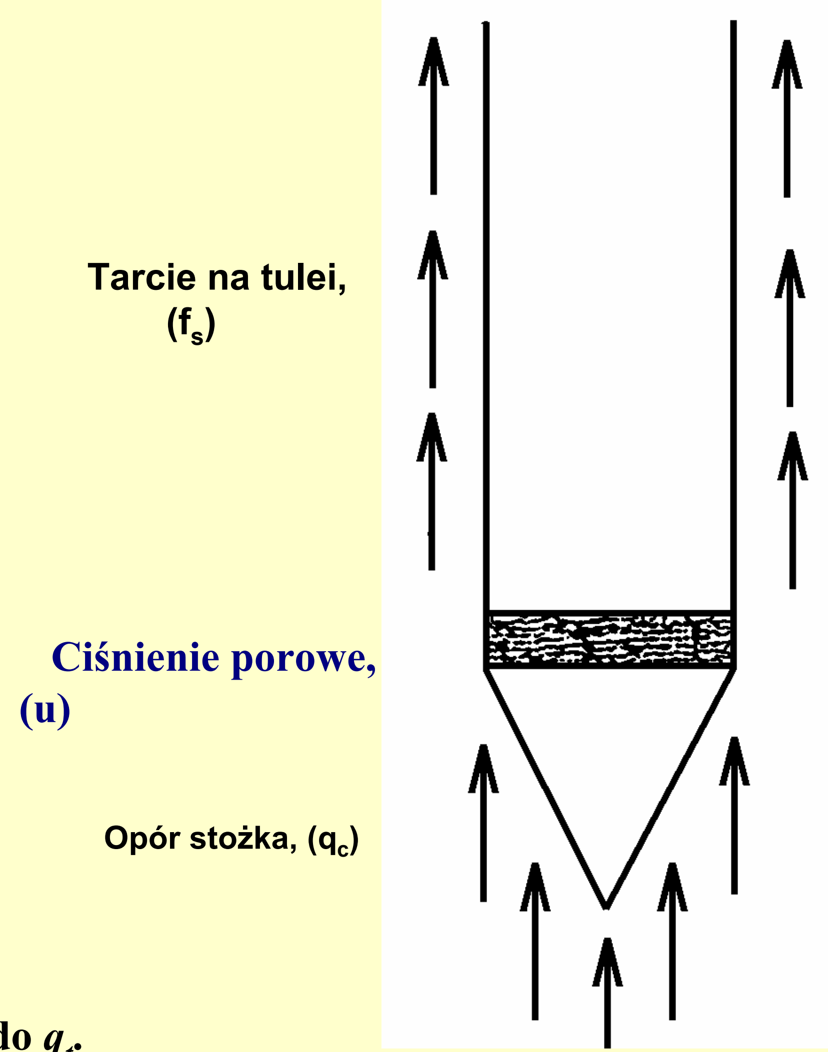
q_c - pomierzony opór stożka,

u_c - ciśnienie wody w porach wokół stożka podczas penetracji.

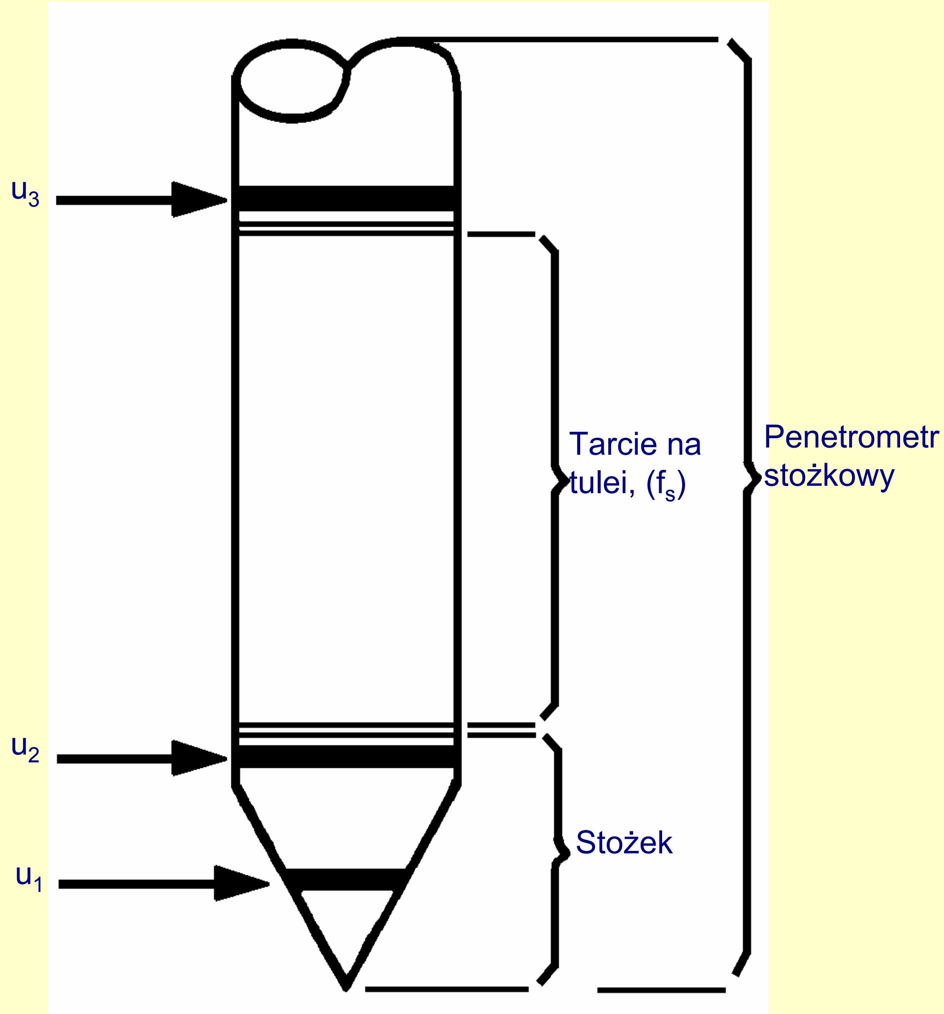
a_c - współczynnik powierzchni, stały dla określonego rodzaju stożka,

σ_{vo} - całkowite pionowe naprężenia od nadkładu *in situ*

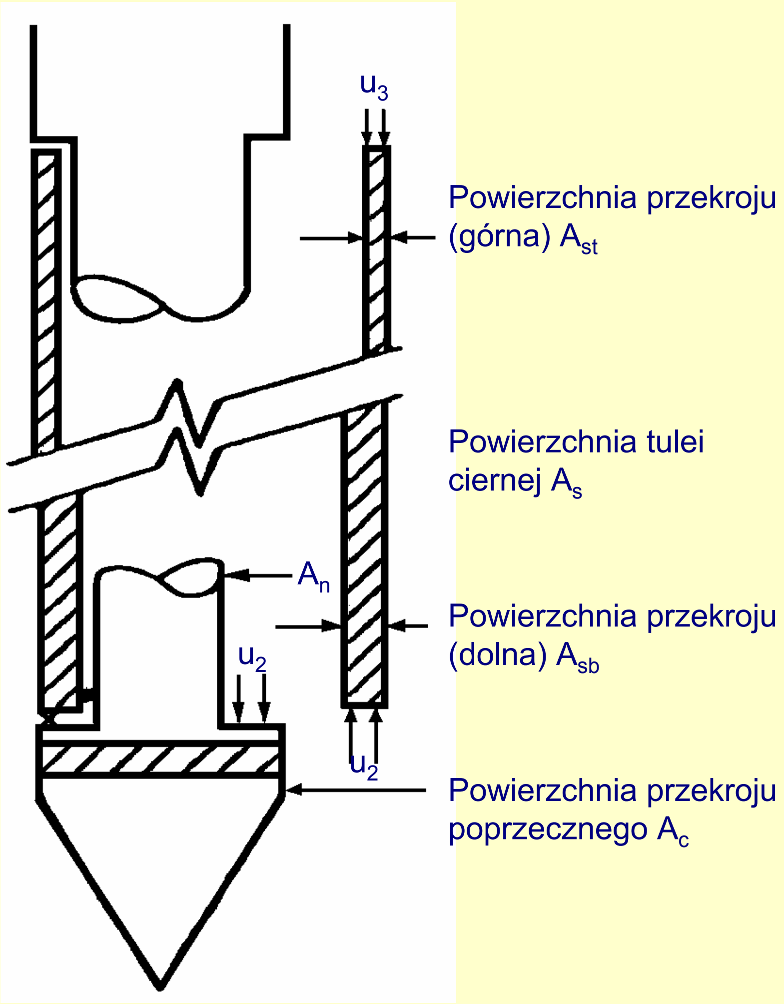
N_{KT} - empiryczny współczynnik stożka, w odniesieniu do q_t.



***Schemat piezostożka*.**



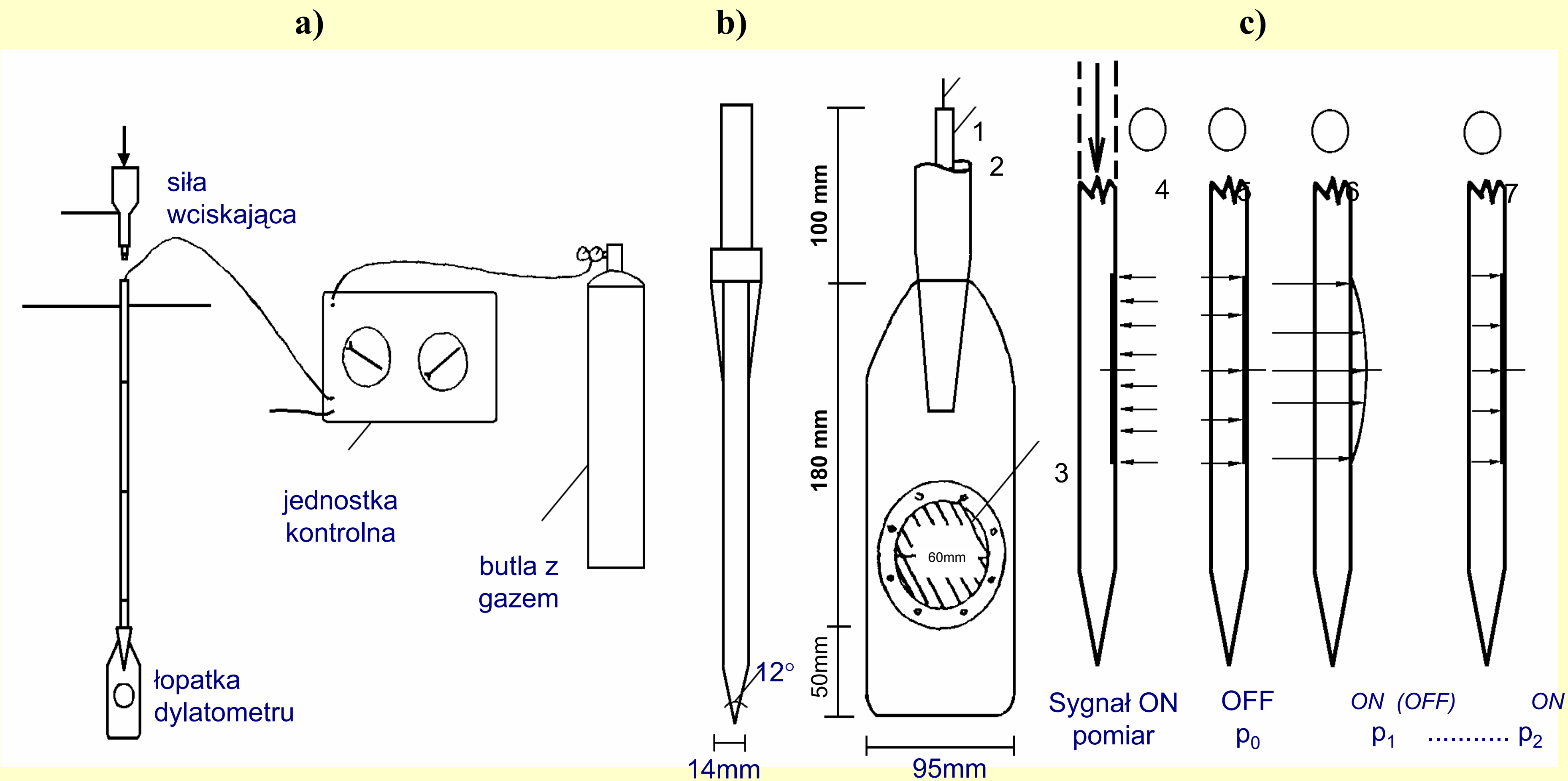
Lokalizacja filtrów do pomiaru ciśnienia porowego.



Schemat korekty oporu stożka i tarcia na tulei.

Badanie dylatometryczne DMT polega na pomiarach ciśnienia gazu działającego na membranę wykonywanych na wybranych głębokościach podczas pogrążania łopatki dylatometru w podłoże gruntowe. Ciśnienie ***p_0*, *p_1* i *p_2*** razem z obliczoną wartością składowej pionowej naprężenia efektywnego ***σ'_{vo}*** i wartością ciśnienia wody w porach ***u_o*** oszacowanego w warunkach *in situ* służą do wyznaczenia następujących **wskaźników dylatometrycznych:**

- **wskaźnik materiałow** $$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$
- **wskaźnik bocznego naprężenia** $$\mathrm{K_D} = \frac{\mathrm{p_0 - u_0}}{\sigma'_{\mathrm{vo}}}$$
- **moduł dylatometryczny** $$E_D = 34{,}7\left(p_1 - p_0\right)$$
- **wskaźnik ciśnienia wody** $$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0}$$



Schemat dylatometru:

a) zestaw pomiarowy, b) łopatka dylatometru, c) wykonywanie pomiarów

Zależność empiryczna dla gruntów spoistych zaproponowana przez ***Marchettiego*** (1980) umożliwia określenie wytrzymałości na **ścinanie bez odpływu τ_{fu}**:

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = 0,22\left(0,5 \cdot K_D\right)^{1,25}$$

Podana przez ***Marchettiego*** zależność opisuje zmianę wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} głównie dla gruntów prekonsolidowanych.

Wyniki Badań Wytrzymałość Gruntu na Ścinanie

Wyniki Badań Wytrzymałości Gruntów Niespoistych

Wytrzymałość na ścinanie gruntów niespoistych zależy:

- **dla danego gruntu – od wskaźnika porowatości (zagęszczenia)**
- **dla różnych gruntów – od różnic w ich uziarnieniu (wymiarów, kształtu, obtoczenia ziaren)**

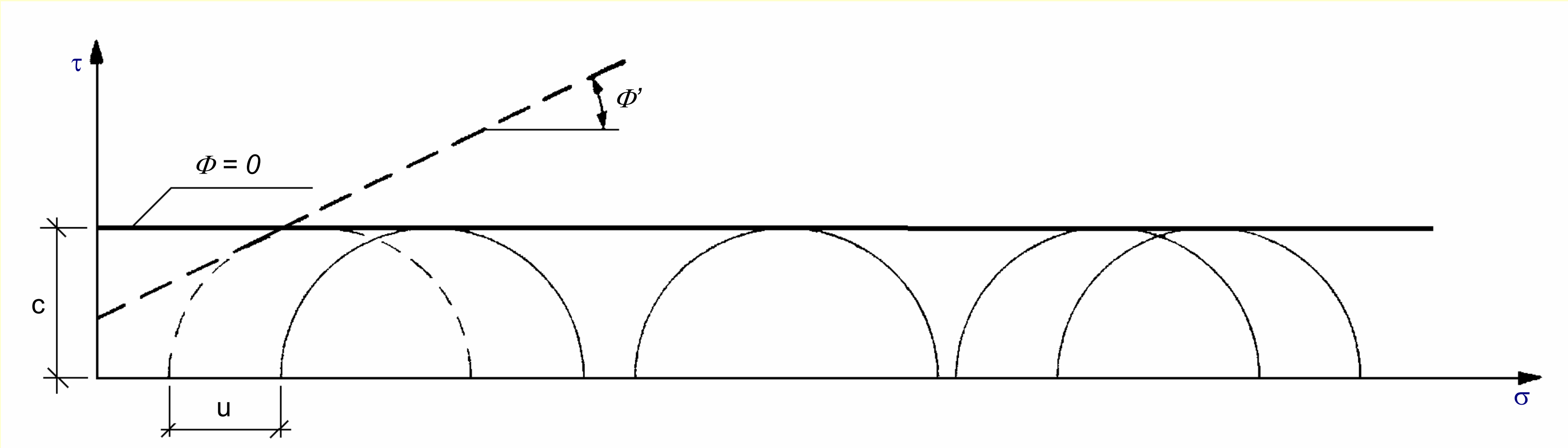
Tabela: Zakresy kąta Φ' w przypadku piasków wg R. F. Craiga.

Rodzaj piasku	Luźny	Zagęszczony
Piasek równoziarnisty, ziarna obtoczone	27°	35°
Piasek dobrze uziarniony, ziarna nieobtoczone	33°	45°
Pospółka	35°	50°
Piasek pylasty	27 ÷ 30°	30 ÷ 34°

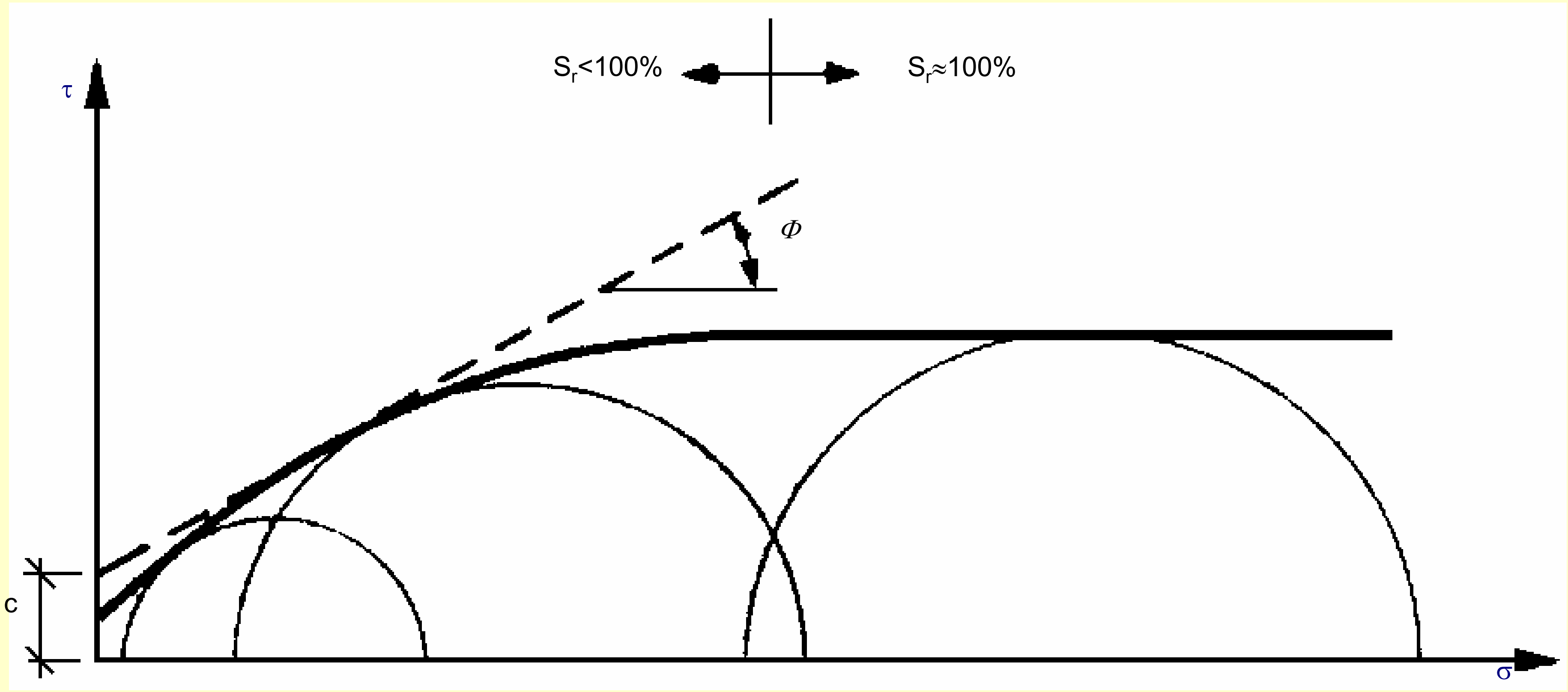
Wyniki Badań Wytrzymałość Gruntów Spoistych

Wytrzymałość na ścinanie UU występuje, gdy woda w porach gruntu spoistego ma uniemożliwiony lub bardzo ograniczony odpływ. W praktyce warunki takie zdarzają się, gdy grunt spoisty zostanie obciążony tak szybko, że jego konsolidacja nastąpi jedynie w nieznacznym zakresie. W badaniu trójosiowym warunki *UU* modeluje zamknięcie odpływu wody przez cały okres doświadczenia.

.

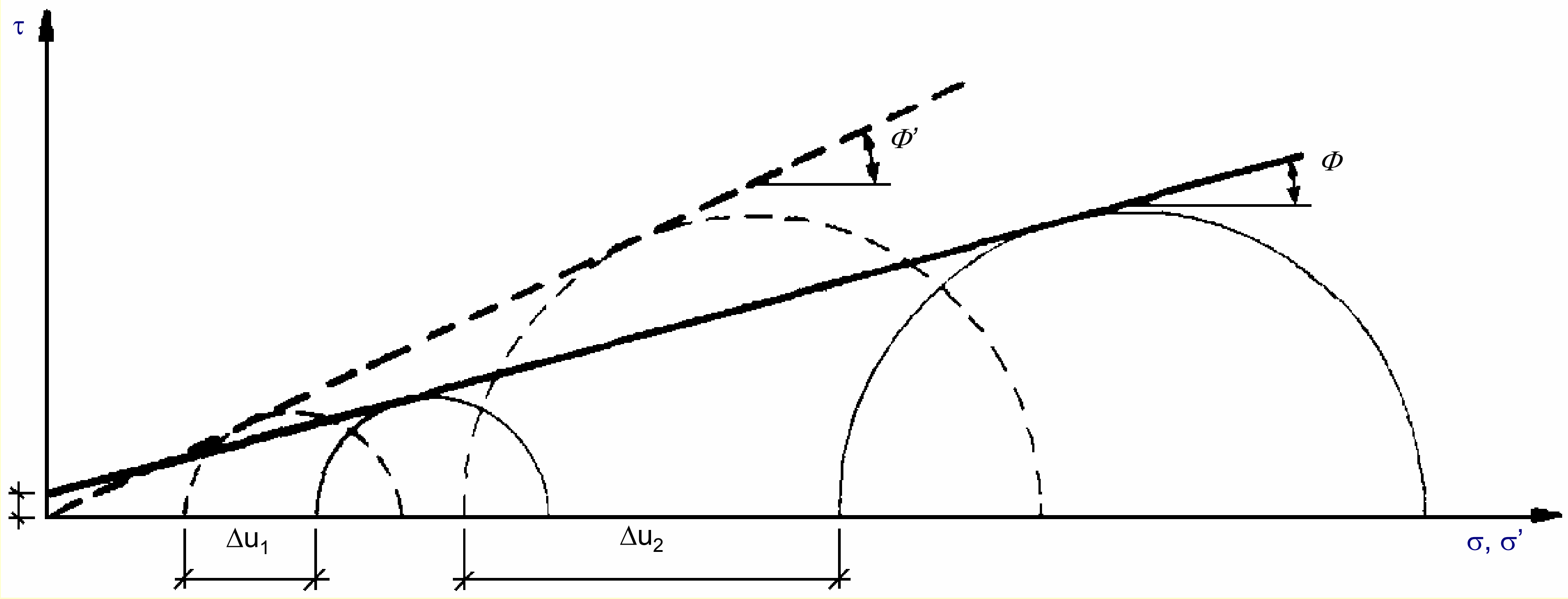


Obwiednie zniszczenia z badań UU gruntów spoistych całkowicie nasyconych ($S_r = 1$).



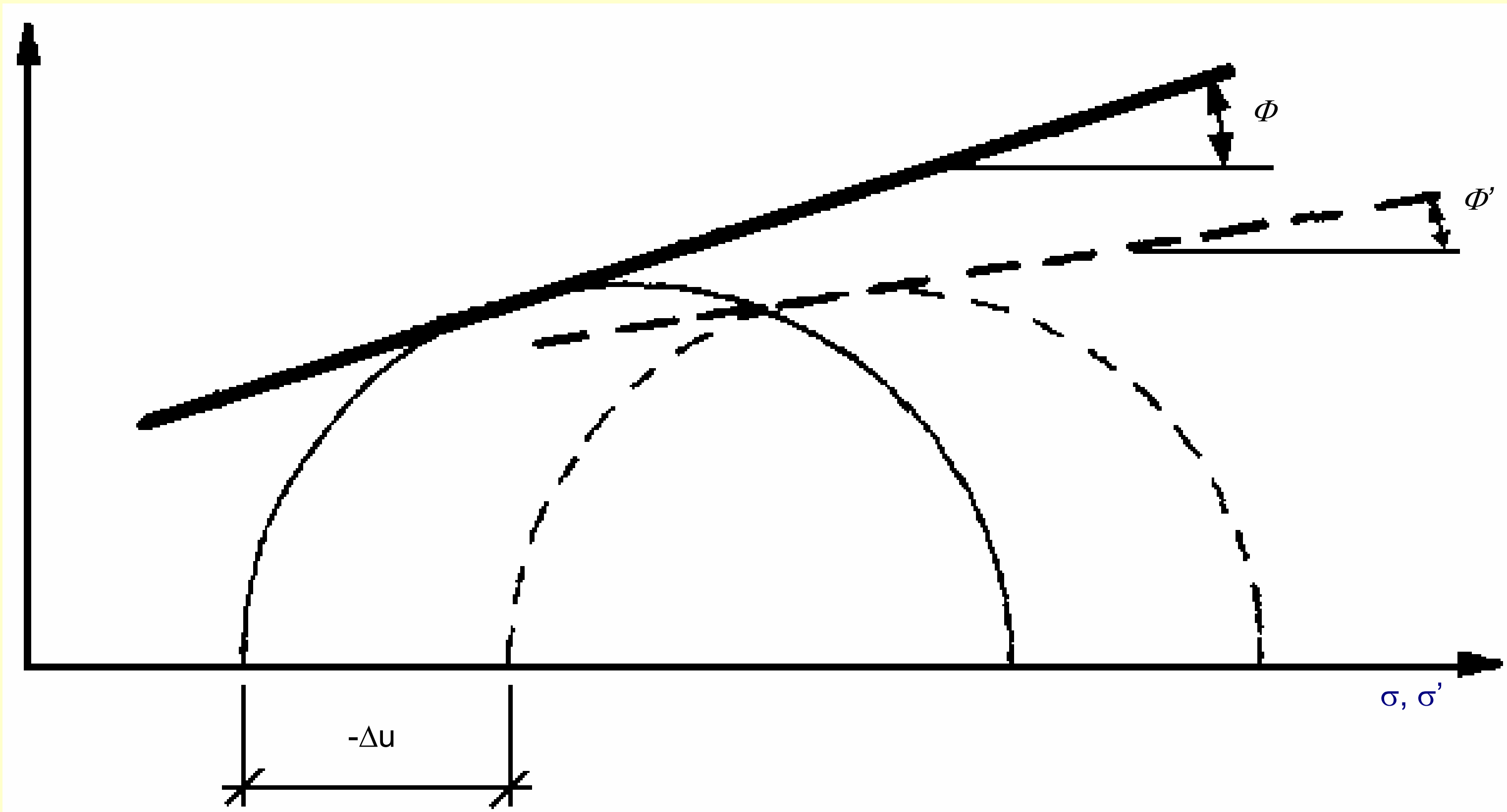
Obwiednia zniszczenia z badań UU gruntów spoistych o niepełnym nasyceniu.

Wytrzymałość na ścinanie CU występuje, gdy po wcześniejszym skonsolidowaniu gruntu, w czasie ścinania uniemożliwiony jest odpływ wody. W praktyce warunki takie zdarzają się, gdy np. po powolnym wznoszeniu budowli wprowadza się obciążenie zmienne w stosunkowo krótkim czasie. W badaniach trójosiowych warunki *CU* są modelowane przez konsolidację próbki, a następnie przez ścinanie jej bez możliwości odpływu.



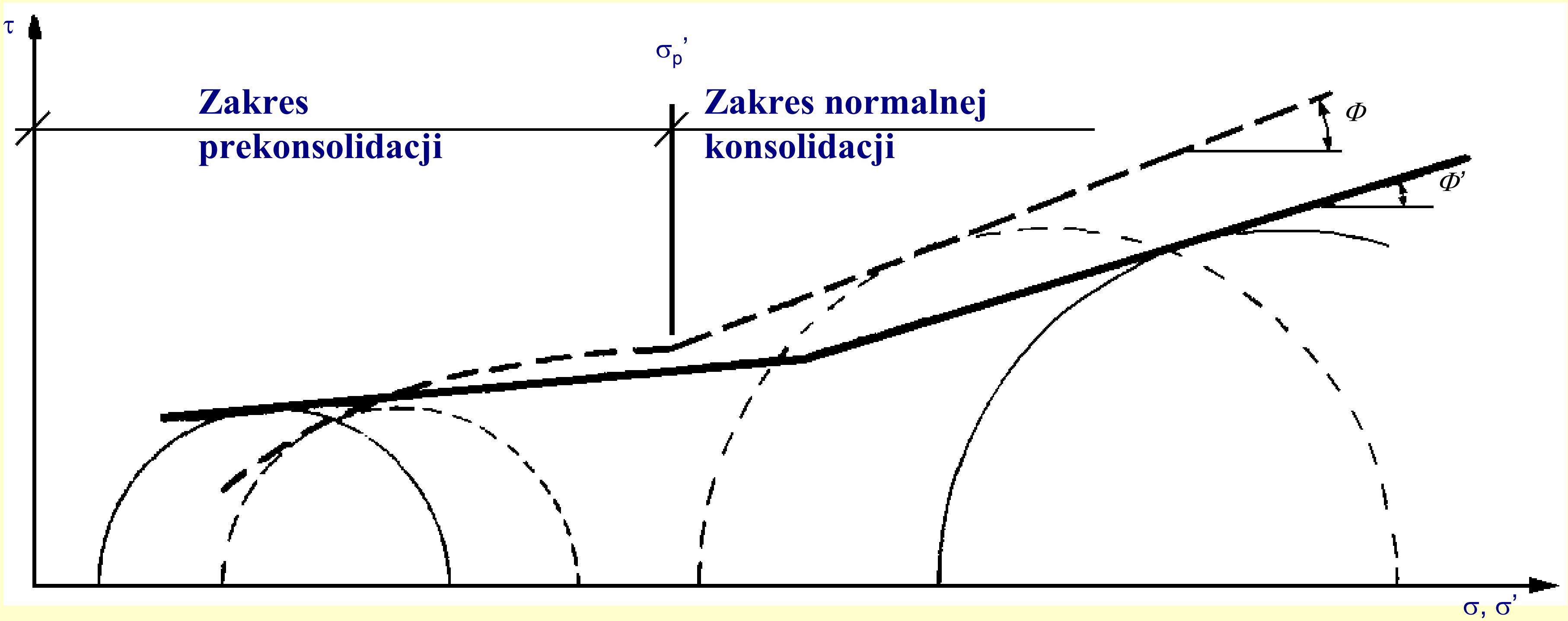
Obwiednie zniszczenia z badań CU gliny normalnie skonsolidowanej.

Próbka gruntu prekonsolidowanego wykazuje przy ścinaniu tendencję do zwiększania objętości, ciśnienie wody w porach maleje, a nawet może przyjąć wartość ujemną.



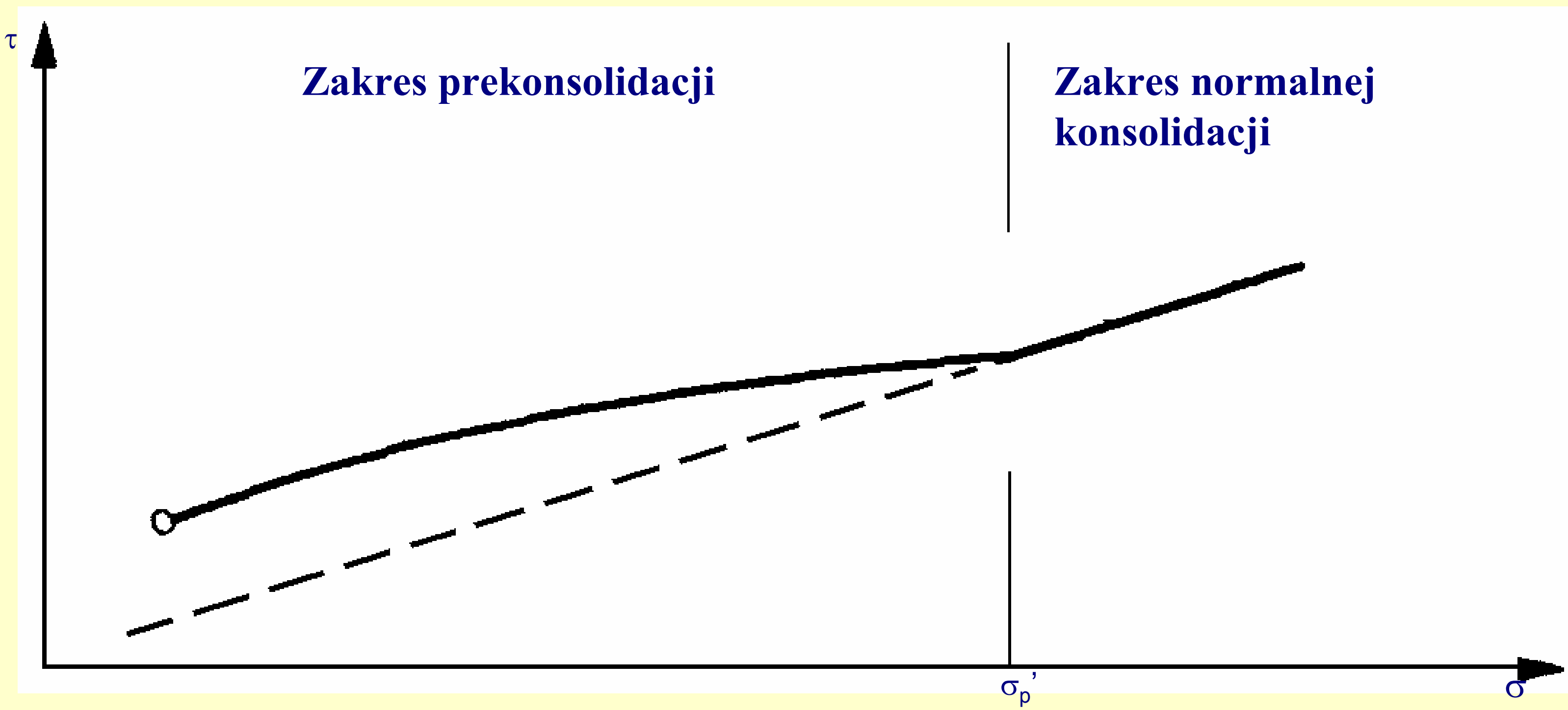
Obwiednie zniszczenia z badań CU gliny prekonsolidowanej.

Jeżeli badania obejmują zakresem naprężeń stan prekonsolidowany i normalnie skonsolidowany, to wyniki badań będą odpowiadały przedstawionym na rysunku:



Obwiednie zniszczenia przy naprężeniach mniejszych i większych od naprężenia prekonsolidacji.

Wytrzymałość na ścinanie CD występuje gdy po wcześniejszym skonsolidowaniu gruntu, również w czasie ścinania odpływ wody jest możliwy w takim stopniu, że nie powstaje nadwyżka ciśnienia wody w porach. Warunki takie występują w okresie eksploatacji budowli, gdy nie ma dodatkowych obciążeń. W badaniach trójosiowych warunki *CD* modelowane są przez bardzo powolne zwiększenie naprężeń tak, aby nie został spowodowany przyrost ciśnienia wody w porach.



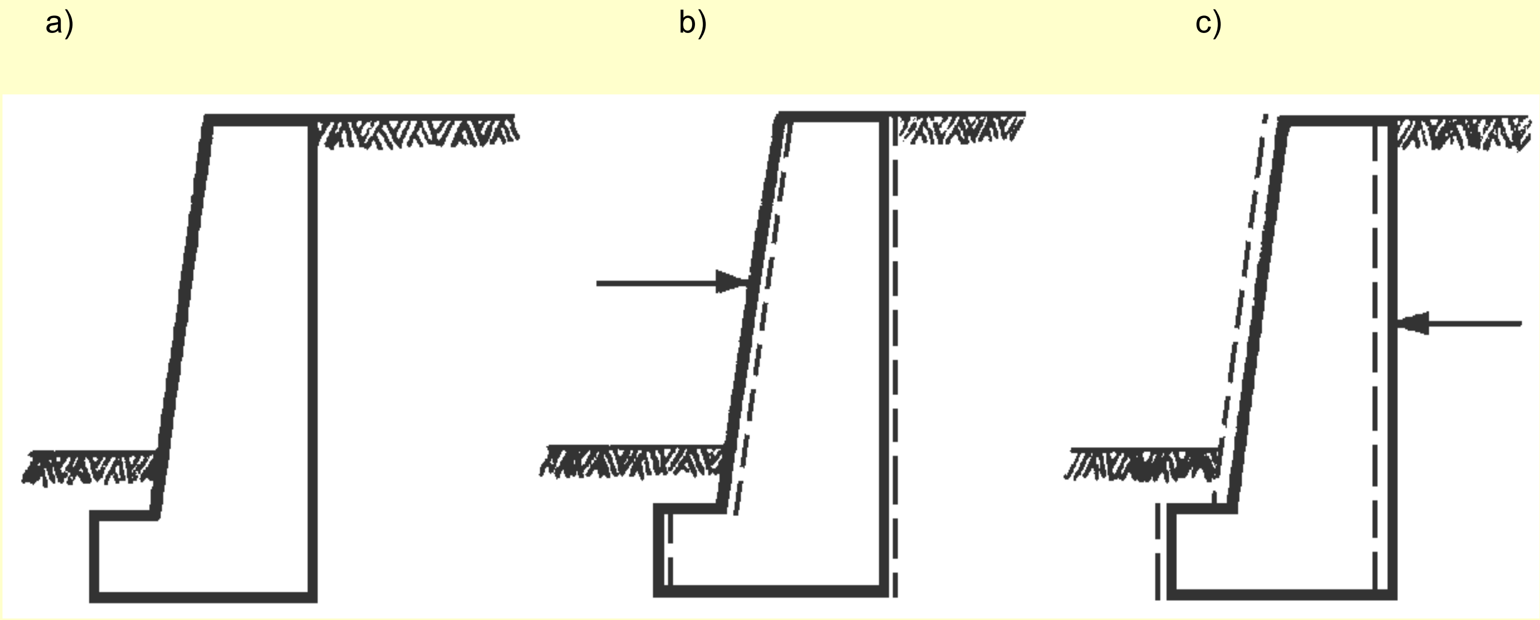
Obwiednie zniszczenia w badaniach CD gliny prekonsolidowanej.

11. Parcie i Nośność Gruntu

- Stany Oddziaływania Gruntu
- Parcie Spoczynkowe
- Parcie Czynne i Bierne
- Parcie Pośrednie Gruntu
- Parcie Silosowe
- Nośność Podłoża Gruntowego

Stany Oddziaływania Gruntu

Powstanie stanów granicznych jest związane z odkształceniami. W płaszczyźnie między gruntem a ścianą istnieje ciśnienie, którego wartość w bardzo znaczącym stopniu zależy od zachowania się konstrukcji inżynierskiej pod wpływem obciążenia.



Przemieszczanie ściany.

Parcie gruntu w spoczynku działa na ścianę wtedy, jeżeli istniejąca ściana jest idealnie sztywna i nie ulega odkształceniom pod wpływem obciążenia gruntem, a jednocześnie, jeżeli ściana ta jako całość nie wykazuje żadnego przesunięcia.

Parcie bierne określane jako **odpór gruntu** istnieje wtedy, jeśli na ścianę działa jakaś siła zewnętrzna powodująca **przesunięcie** jej **w kierunku do gruntu** (ciśnienie między ścianą a gruntem ulega zmianie).

Parcie czynne gruntu istnieje wtedy, gdy ściana ulegnie **przesunięciu w kierunku od gruntu**

Jednostkowe parcie czynne to najniższa wartość poziomej składowej naprężenia w stanie granicznym (rozwinie się całkowita wytrzymałość gruntu na ścinanie).

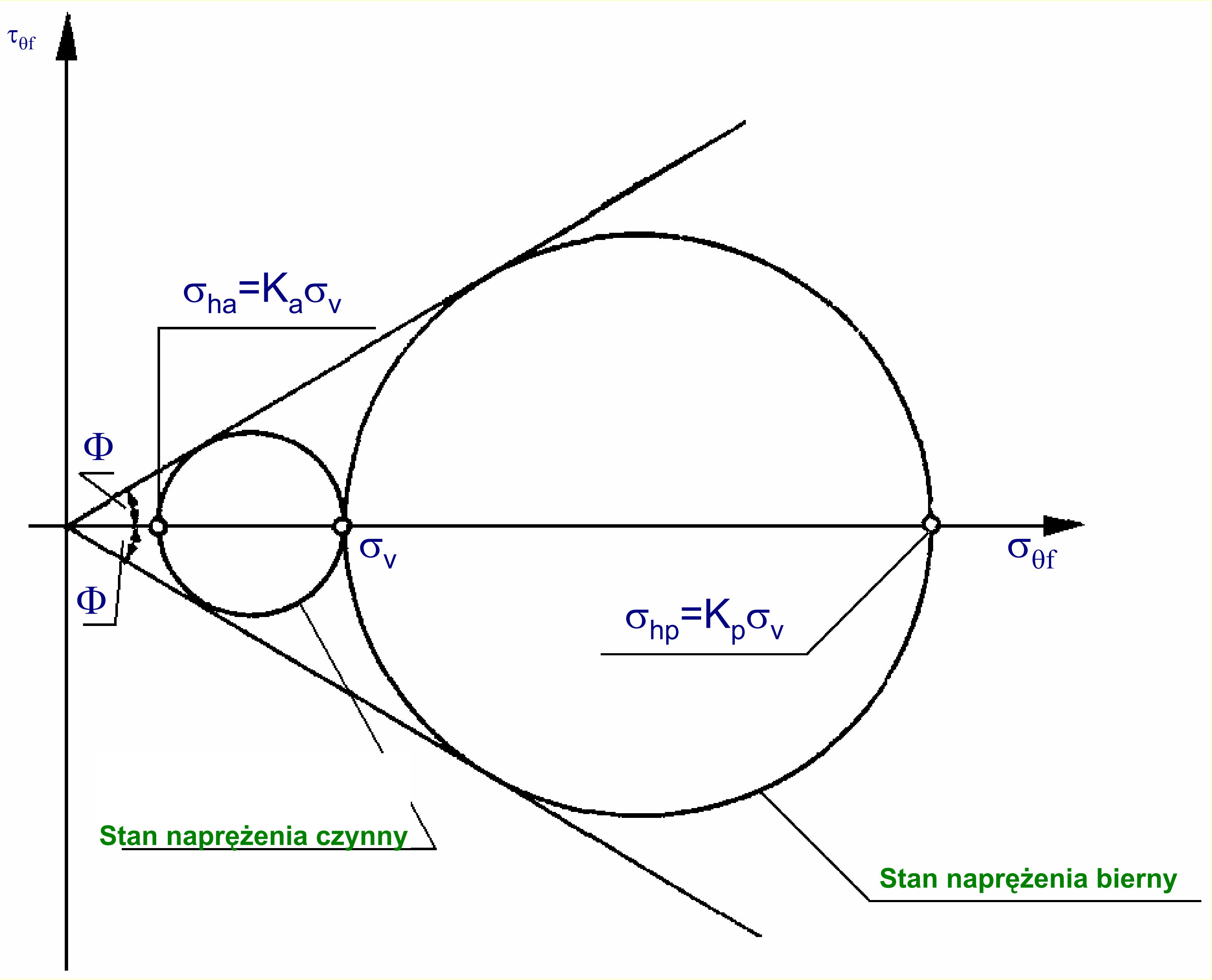
Współczynnik parcia czynnego K_a to stosunek naprężenia poziomego do pionowego.

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{3f}}{\sigma_{1f}} = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1-\mathrm{tg}\,\alpha}{1+\mathrm{tg}\,\alpha}$$

Jednostkowe parcie bierne (jednostkowy odpór) to najwyższa wartość składowej poziomej naprężenia w stanie granicznym.

Współczynnik parcia biernego K_p to stosunek naprężenia poziomego do pionowego.

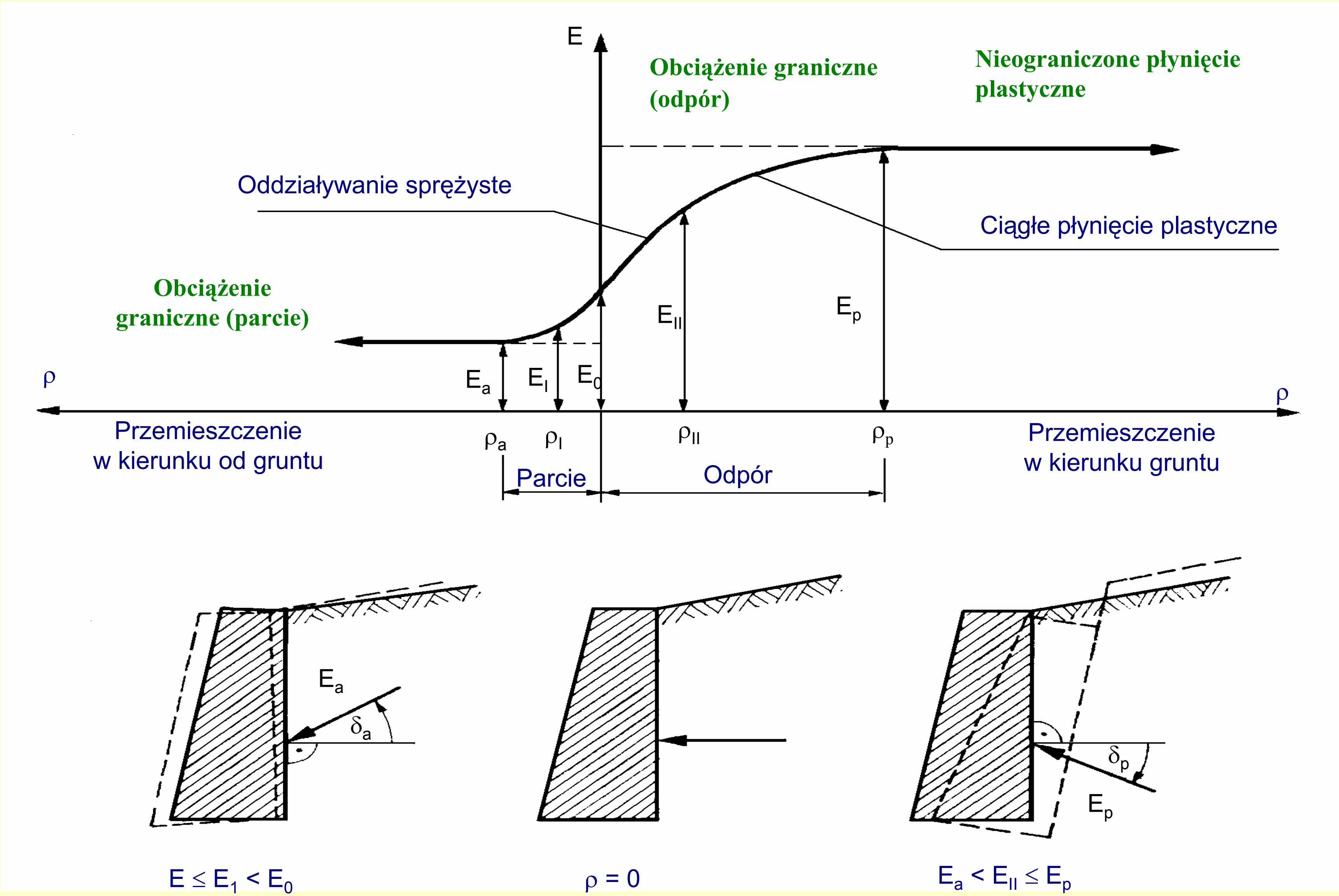
$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}} = \frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi} = \mathrm{tg}^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1+\mathrm{tg}\,\alpha}{1-\mathrm{tg}\,\alpha}$$



Stany naprężenia Rankine'a w warunkach geostatycznych.

Przy wyznaczaniu parcia gruntu należy uwzględnić:

- kształt i sztywność konstrukcji oporowej
- rodzaj gruntu: rodzimy lub zasypowy
- warunki wodne w otoczeniu konstrukcji oporowej
- przewidywane przemieszczenie konstrukcji w kierunku gruntu i od gruntu
- sposób wykonania i zagęszczenia zasypu
- przemarzanie i właściwości gruntu pęczniejącego
- obciążenia statyczne i dynamiczne działającego w obrębie klina odłamu



Oddziaływanie gruntu na konstrukcję oporową w zależności od jej przemieszczania.

1. Parcie czynne gruntu E_a. Jest to wypadkowa siła działająca od strony ośrodka gruntowego, spowodowana przemieszczeniem konstrukcji lub jej elementu w kierunku od gruntu o wartości dostatecznej do uzyskania najmniejszej wartości parcia gruntu. Parcie czynne występuje w przypadku ścian oporowych i ścianek szczelnych, ścian szczelinowych, płyt kotwiących, obudowy wykopów itp.)

2. Parcie pośrednie gruntu E_1. Jest to wypadkowa sił działających od strony ośrodka gruntowego, spowodowana przemieszczaniem konstrukcji mniejszym od przemieszczania powodującego wystąpienie parcia granicznego, czynnego. Parcie pośrednie występuje w przypadku ścian doków suchych, śluz, ścian basenów, kotwionych ścian szczelinowych, przyczółków mostowych, itp.)

3.Parcie spoczynkowe gruntu E_0. Jest to wypadkowa siła działająca od strony ośrodka gruntowego, gdy nie istnieje możliwość przesunięcia konstrukcji lub jej elementu. (Parcie spoczynkowe występuje przy obudowach tuneli zagłębionych w gruncie, ścianach budynku itp.)

4. Odpór pośredni gruntu E_{II}. Jest to reakcja podłoża gruntowego w przypadku, gdy konstrukcja lub jej element ulegnie przemieszczeniu w kierunku ośrodka gruntowego, nie przekraczającemu przemieszczenia powodującego wystąpienie odporu granicznego (parcia biernego). (Odpór pośredni może wystąpić w przypadku ścian oporowych, podpór mostów łukowych, masywnych nabrzeży łukowych itp.)

5. Odpór graniczny (parcie bierne) gruntu Ep. Jest to reakcja podłoża gruntowego spowodowana przemieszczaniem konstrukcji lub jej elementu w kierunku gruntu, o wartości wystarczającej do osiągnięcia przez odpór wartości największej. (Odpór graniczny może występować w przypadku płyt lub innych elementów kotwiących, nośności podłoża fundamentowego, nabrzeży masywnych itp.)

6. Parcie silosowe gruntu Es. Jest to siła działająca od strony grunt na ścianą oporową w przypadku, gdy strefa klina odłamu jest ograniczona przez blisko zalegającą przeszkodę. (Jest to częsty przypadek obciążenia gródź, szybów, bunkrów, nabrzeży płytowych itp.)

Parcie Spoczynkowe

Parciem spoczynkowym nazywamy ciśnienie, które ośrodek gruntowy będący w stanie równowagi wywiera na ścianę oporową, przy jej zerowym przemieszczeniu. (Parcie to określa się wzorami definiującymi poziomą składową naprężenia mnożąc współczynnik parcia spoczynkowego K_0 przez pionową składową naprężenia *in situ* σ_{vo}'.)

Wyznaczenia współczynnika parcia spoczynkowego K_0:

- wzór *Jaky'ego* dla gruntów normalnie skonsolidowanych

  gdzie: Φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu

$$K_0 = 1 - \sin\phi'$$

- wzór *Schmidta* dla gruntów prekonsolidowanych

  gdzie: *OCR* – współczynnik prekonsolidacji

$$K_0 = (1 - \sin\phi')\,OCR^{\sin\phi'}$$

- wzór rozpatrujący grunt jako materiał sprężysty

  gdzie: v – współczynnik *Poissona* dla gruntu

$$K_0 = \frac{v}{1 - v}$$

- ujęcie według normy PN-83/B-03010, według tej normy jednostkowe parcie spoczynkowe wyznacza się ze wzoru:

$$e_0 = \sigma_{z\gamma} K_0 = \gamma\left(z + h_z\right) K_0$$

a wypadkową parcia spoczynkowego gruntu – ze wzoru:

$$E_0 = \frac{1}{2} h K_0 \left(\gamma h + 2p\right)$$

gdzie:

$\sigma_{z\gamma}$ **- składowa pionowa ciężaru własnego gruntu**

K_0 **- współczynnik parcia spoczynkowego**

$h_z = p/\gamma$ **- wysokość zastępcza naziomu**

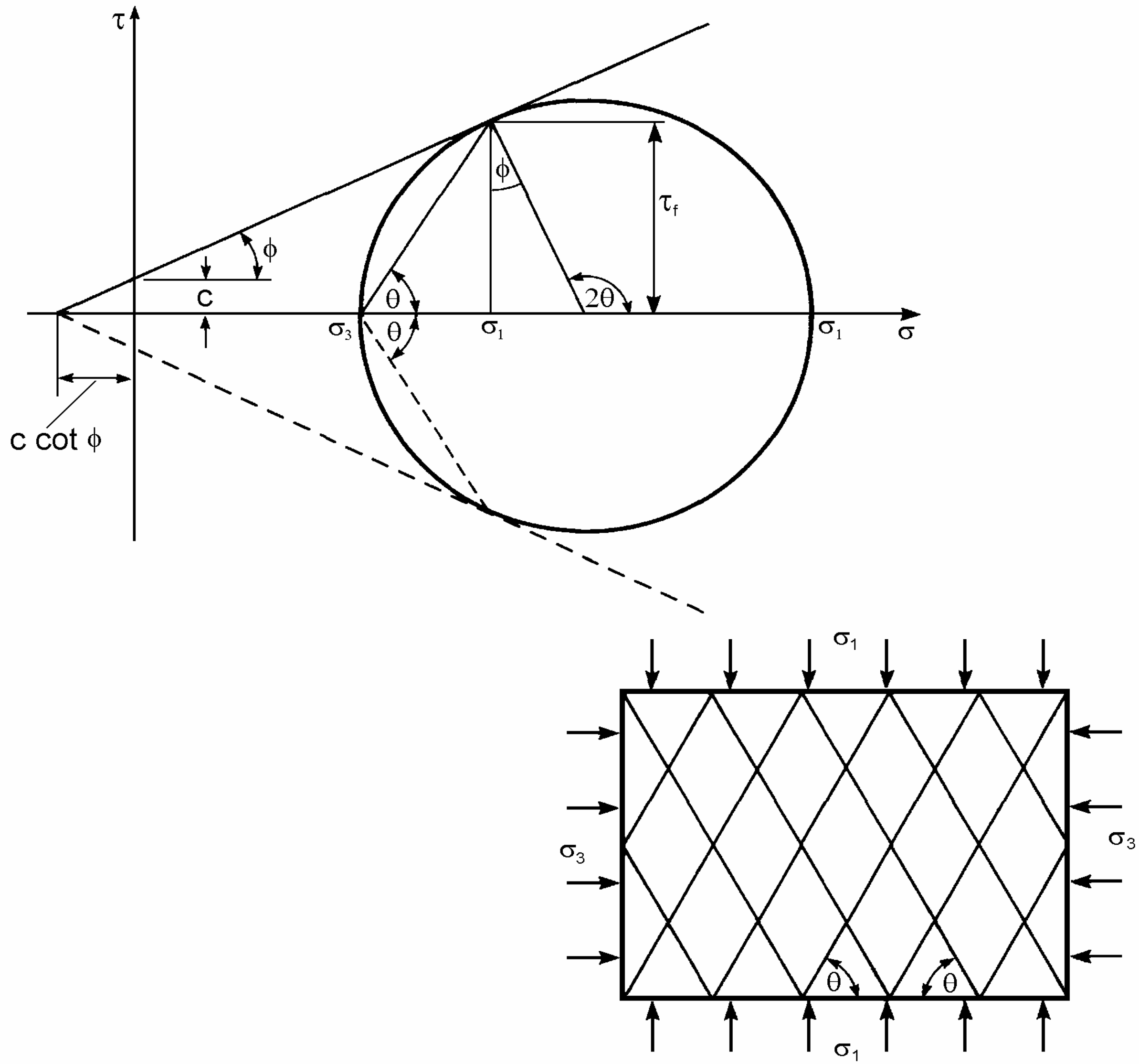
p **- obciążenie naziomu równomiernie rozłożone**

Parcie Czynne i Bierne

Metody stosowane do oceny parcia gruntu na konstrukcje oporowe to:

- **Metoda *Rankine'a* (1857)**
- **Metoda *Coulomba* (1776)**

Graniczny stan naprężenia powstaje przy wystąpieniu wystarczająco dużego odkształcenia w gruncie.



$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Stan graniczny w gruncie w opisie Rankine'a.

Metoda Rankine'a

Teoria ***Rankine'a*** opisuje stan naprężenia w gruncie w momencie osiągnięcia w nim stanu plastyczności.

W przypadku ruchu ściany w kierunku od gruntu następuje zmniejszenie wartości składowej σ_x do wartości minimalnej w chwili osiągnięcia stanu granicznego zwanego **czynnym**. W stanie tym składowa pozioma σ_x jest mniejszą składową naprężenia głównego σ_3 a składowa pionowa σ_z jest większą składową naprężenia głównego σ_1.

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right) - 2c \; \frac{\sqrt{\left(1 - \sin^2 \Phi\right)}}{1 + \sin \Phi}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right) - 2c \sqrt{\left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right)}$$

Odpowiednio $tg^{2}\left(45 - \Phi / 2\right)$ może być zastąpiony przez $\frac{1-\sin\Phi}{1+\sin\Phi}$ przy czym σ_1 jest pionową składową naprężenia na głębokości z, zatem:

$$\sigma_1 = \rho \cdot g \cdot z$$

gdzie: ρ - gęstość objętościowa gruntu,
g - przyspieszenie ziemskie.

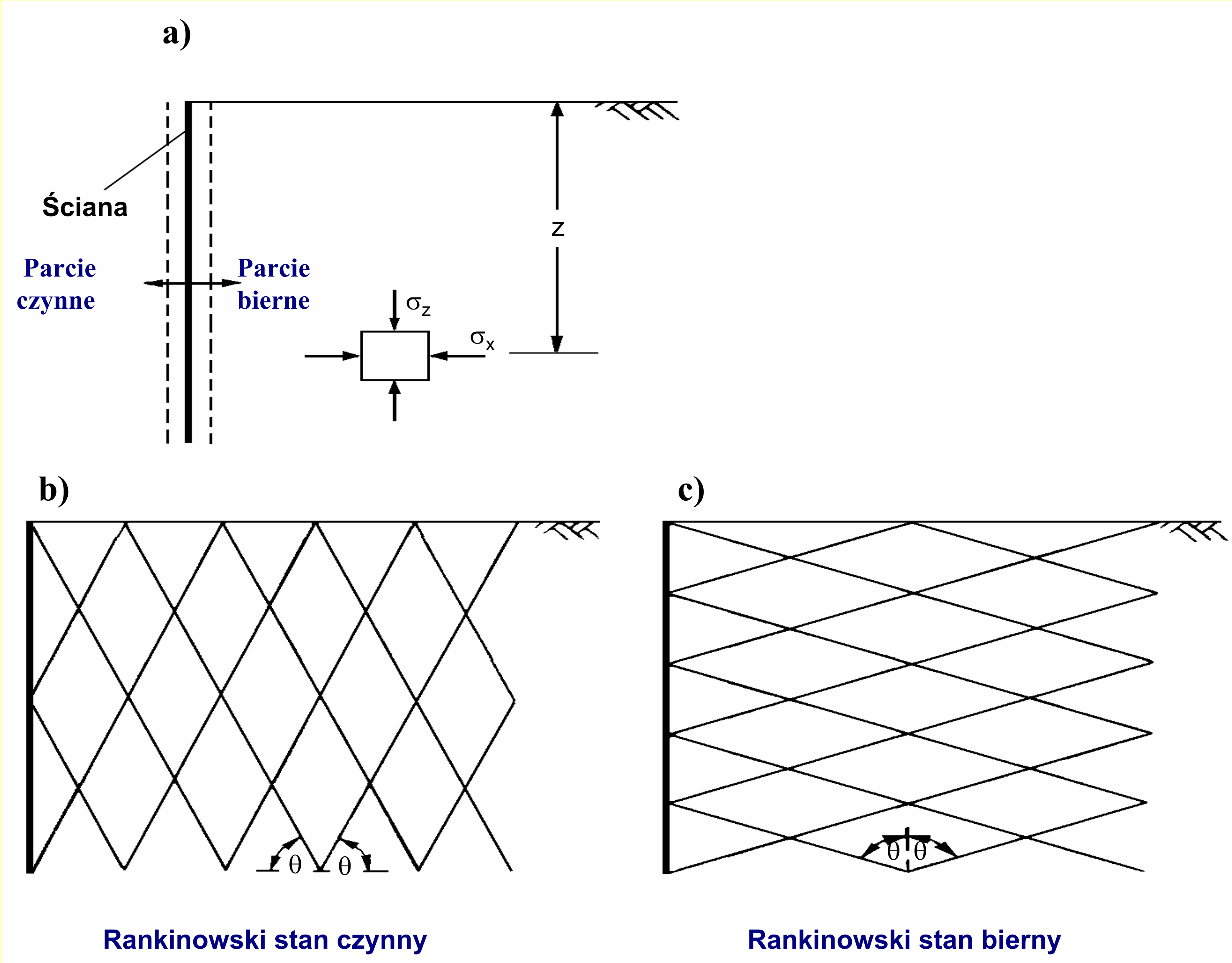
Pozioma składowa naprężenia $\boldsymbol{\sigma_3}$ definiowana jako **parcie czynne gruntu $\mathbf{p_a}$** może być określone z zależności w postaci:

$$p_a = K_a \rho \cdot g \cdot z - 2c\sqrt{K_a}$$

gdzie: $K_a = \frac{1-\sin\Phi}{1+\sin\Phi} = \mathrm{tg}^2\left(45^0 - \Phi/2\right)$

c - spójność gruntu.

Φ - kąt tarcia wewnętrznego



$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Kiedy ruch ściany następuje w kierunku do gruntu to występuje przyrost wartości poziomej składowej $\boldsymbol{\sigma_x}$ do wartości maksymalnej w chwili osiągnięcia stanu granicznego zwanego **biernym**. W stanie tym składowa pozioma σ_x jest większą składową naprężenia głównego $\boldsymbol{\sigma_1}$ a składowa pionowa $\boldsymbol{\sigma_z}$ jest mniejszą składową $\boldsymbol{\sigma_3}$.

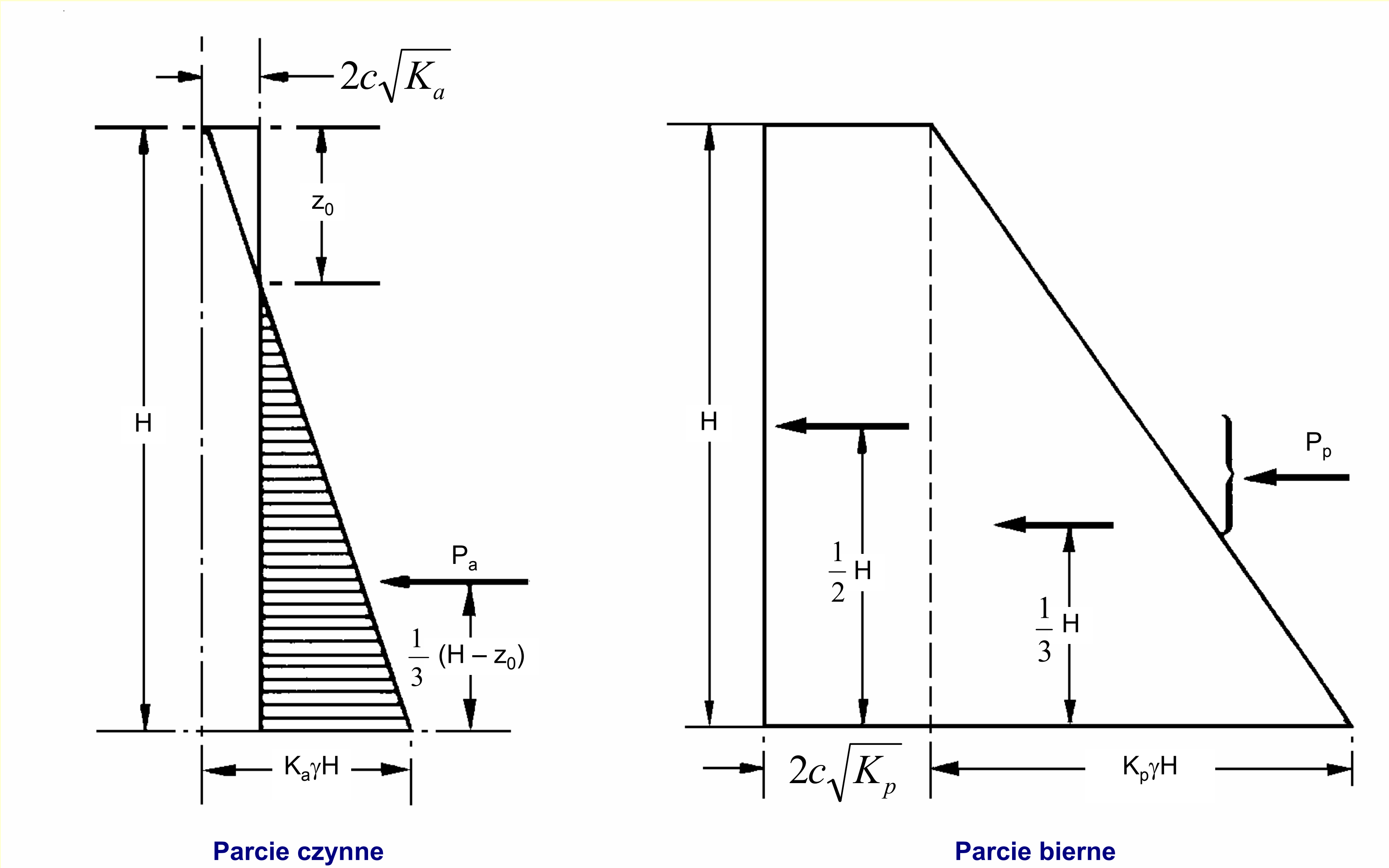
Zatem: $\sigma_3 = \rho \cdot g \cdot z$

a $$\sigma_1 = \sigma_3\left(\frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi}\right) + 2c\sqrt{\frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi}}$$

W tym przypadku **pozioma składowa naprężenia $\boldsymbol{\sigma_1}$ definiowana jest jako parcie bierne gruntu $\boldsymbol{p_p}$** może być określona z zależności w postaci:

$$p_p = K_p \cdot \rho \cdot g \cdot z + 2c\sqrt{K_p}$$

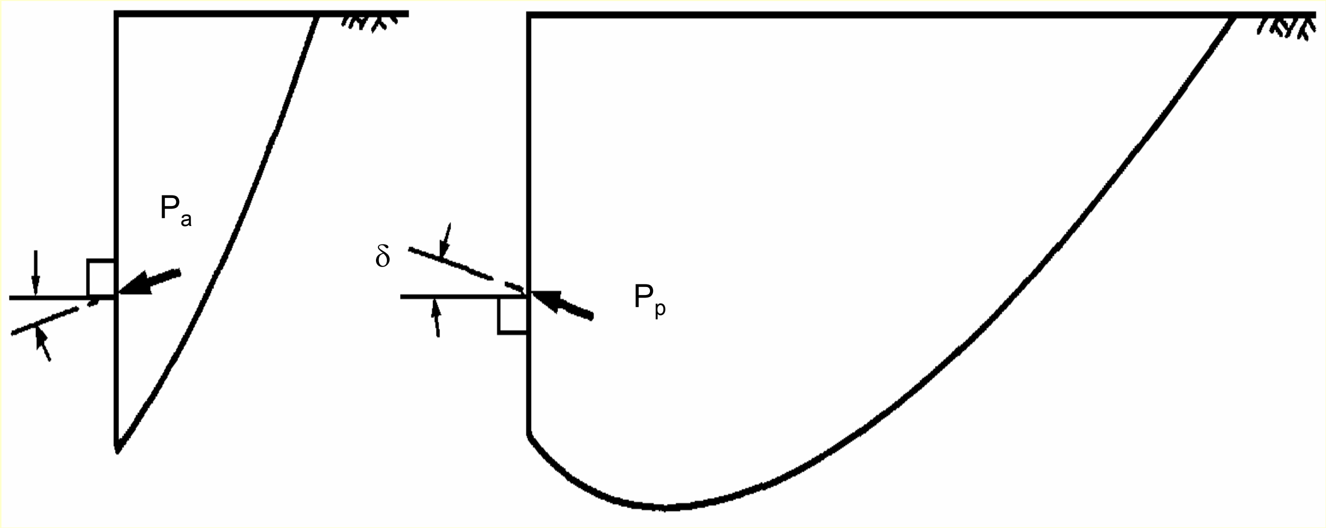
gdzie: $K_p = \dfrac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi} = tg^2\left(45+\varphi/2\right)$



Rozkład parcia czynnego i biernego

Metoda Coulomba

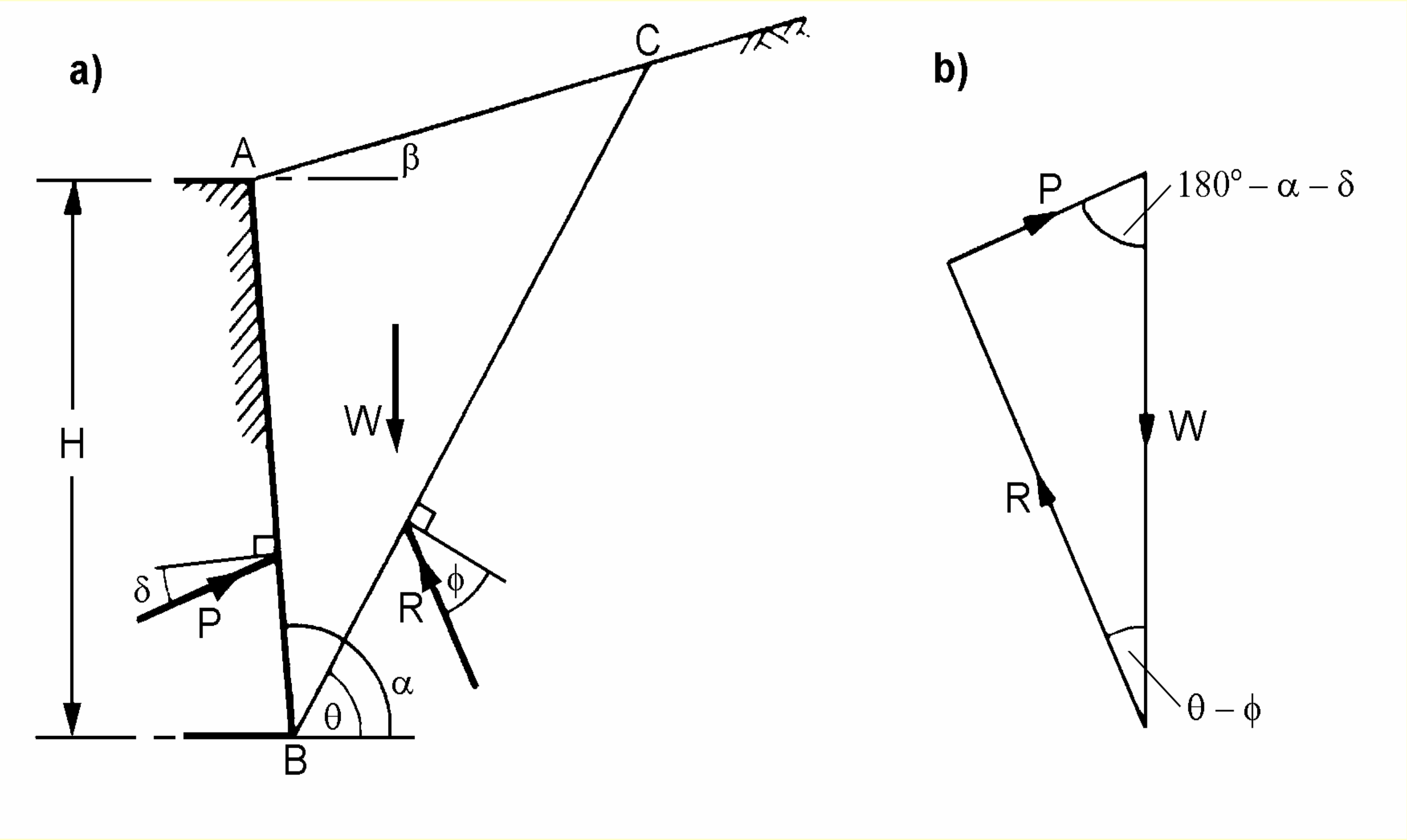
Teoria *Coulomba* opisuje stan naprężenia w gruncie przy założeniu, że stan graniczny występuje na powierzchni zniszczenia klina odłamu powstającego podczas ruchu ściany od gruntu lub w kierunku gruntu. (W opisie *Culomba* uwzględniono tarcie pomiędzy ścianą a gruntem poprzez kąt δ oraz dowolnie nachylony naziom pod kątem β i dowolnie zorientowaną ścianę do pionu pod kątem α).



(a) Parcie czynne **(b) Parcie bierne**

Powierzchnie zniszczenia w sąsiedztwie ściany oporowej

Charakterystyka sił działających na klin odłamu w sąsiedztwie ściany:



Teoria Coulomba: przypadek parcia czynnego z c = 0

W stanie granicznym występuje równowaga pomiędzy ciężarem klina odłamu a siłą reakcji P pomiędzy gruntem i ścianą oraz siłą reakcji R na płaszczyźnie zsuwu klina odłamu. **Zatem parcie czynne i bierne określają następujące zależności:**

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 - 2K_{ac} \cdot c \cdot H$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 + 2K_{pc} \cdot c \cdot H$$

gdzie: K - współczynniki parcia czynnego i biernego zależne odpowiednio od Φ, c, δ i c_w,

H - wysokość ściany.

C - spójnośc gruntu

Przy obliczaniu parcia zgodnie z teorią *Coulomba* przyjmuje się szereg założeń upraszczających:

1. Grunt za ścianą jest ośrodkiem jednorodnym izotropowym.
2. Część gruntu wywierająca parcie na ścianę jest oddzielona od gruntu pozostałego płaszczyzną nachyloną do poziomu pod pewnym kątem. Płaszczyznę tę nazywa się **płaszczyzną odłamu**.
3. Płaszczyzna odłamu przechodzi przez dolną tylną krawędź ściany.
4. Cześć gruntu wywierająca parcie na ścianę i ograniczona tylną powierzchnią ściany, płaszczyzną odłamu i linią naziomu nazywa się **klinem odłamu**. Klin odłamu znajduje się w warunkach równowagi granicznej i wobec tego w płaszczyznach oddzielających od ściany od pozostałej części gruntu istnieją siły tarcia.
5. Parcie gruntu na ścianę równe jest parciu tego z przyjętych klinów odłamu (odpowiadających równym kątom nachylenia płaszczyzny odłamu), który wywołuje największe parcie.

Parcie Pośrednie Gruntu

W pośrednim stanie przemieszczenia rozróżnia się **parcie pośrednie gruntu *E_1*** zawarte między parciem czynnym a parciem spoczynkowym, spełniające warunki:

$$E_a < E_1 < E_0 ,$$

$$\rho_1 < \rho_{dop} < \rho_a$$

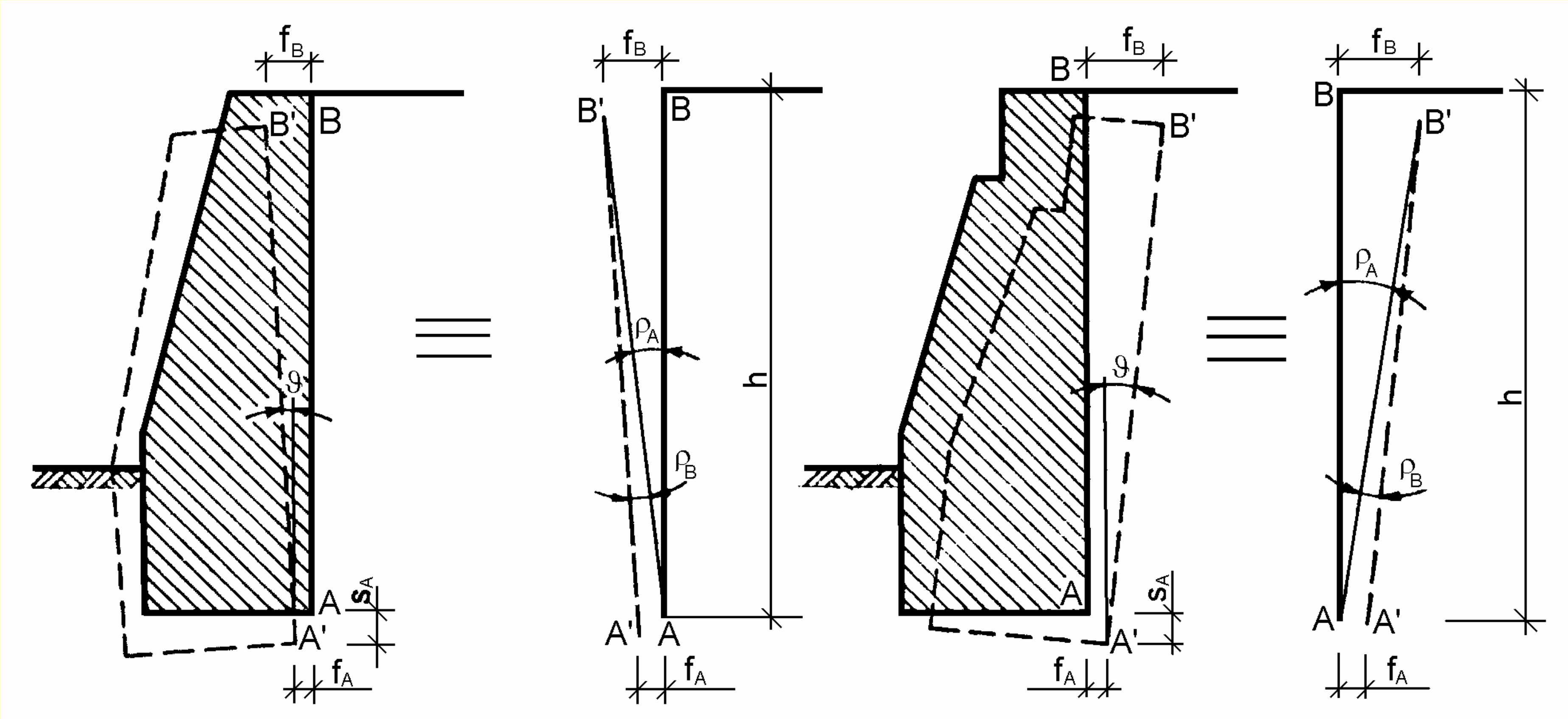
w którym:

ρ_1 - przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje parcie pośrednie,
ρ_a - przemieszczenie uogólnione niezbędne do powstawania parcia granicznego,
ρ_{dop} - dopuszczalna wartość przemieszczenia uogólnionego

UUogólnione przemieszczenie ρ jest wypadkową przemieszczeń podstawowych konstrukcji:

- przemieszczenia kątowego ściany oporowej
- osiadania krawędzi ściany oporowej s
- przemieszczenia krawędzi ściany oporowej f

$$\vartheta = \Delta s / B$$



Przemieszczenie ściany oporowej

Przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje **parcie pośrednie gruntu**, wyznacza się z zależności:

$$\rho_{I,II} = \rho_n + 0{,}5\rho_b$$

gdzie:

ρ_b - przemieszczenie konstrukcji w fazie układania i zagęszczania zasypki gruntowej; jeżeli za ścianą zalega grunt rodzimy $\rho_b = 0$,

ρ_n - przemieszczenie konstrukcji po wyprofilowaniu górnej warstwy naziomu lub przemieszczenie w gruncie naturalnym.

Odpór pośredni E_{II}, mniejszy od stanu granicznego wystąpi w pośrednim stanie przemieszczenia ściany oporowej do gruntu

$$E_0 < E_{II} < E_p \qquad \text{dla} \qquad \rho_{II} < \rho_{dop} < \rho_p$$

przy czym:

ρ_{II} - przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje odpór pośredni,
ρ_{odp} - dopuszczalna wartość przemieszczenia uogólnionego,
ρ_p - przemieszczenie uogólnione niezbędne do powstania odporu granicznego.

Można stosować zastępczy liniowy schemat wyznaczania odporu pośredniego gruntu według następujących wzorów:

- przy $0 \le \rho_{II} \le \rho_p' = \rho_p / 2$ $\qquad E_{II} = E_0 - \rho_{II} \dfrac{E_p - E_0}{\rho_p'}$

- przy $\rho_p' < \rho_{II} < \rho_p$ i przypadkach, dla których $\rho_{dop} > \rho_p'$ $\quad E_{II} = E_p$

Parcie Silosowe

Rozwiązując statyczne równanie stanu granicznego w układzie osiowo – symetrycznym, uzyskuje się zależność pozwalającą na wyznaczenie wartości **składowej normalnej parcia silosowego** w postaci:

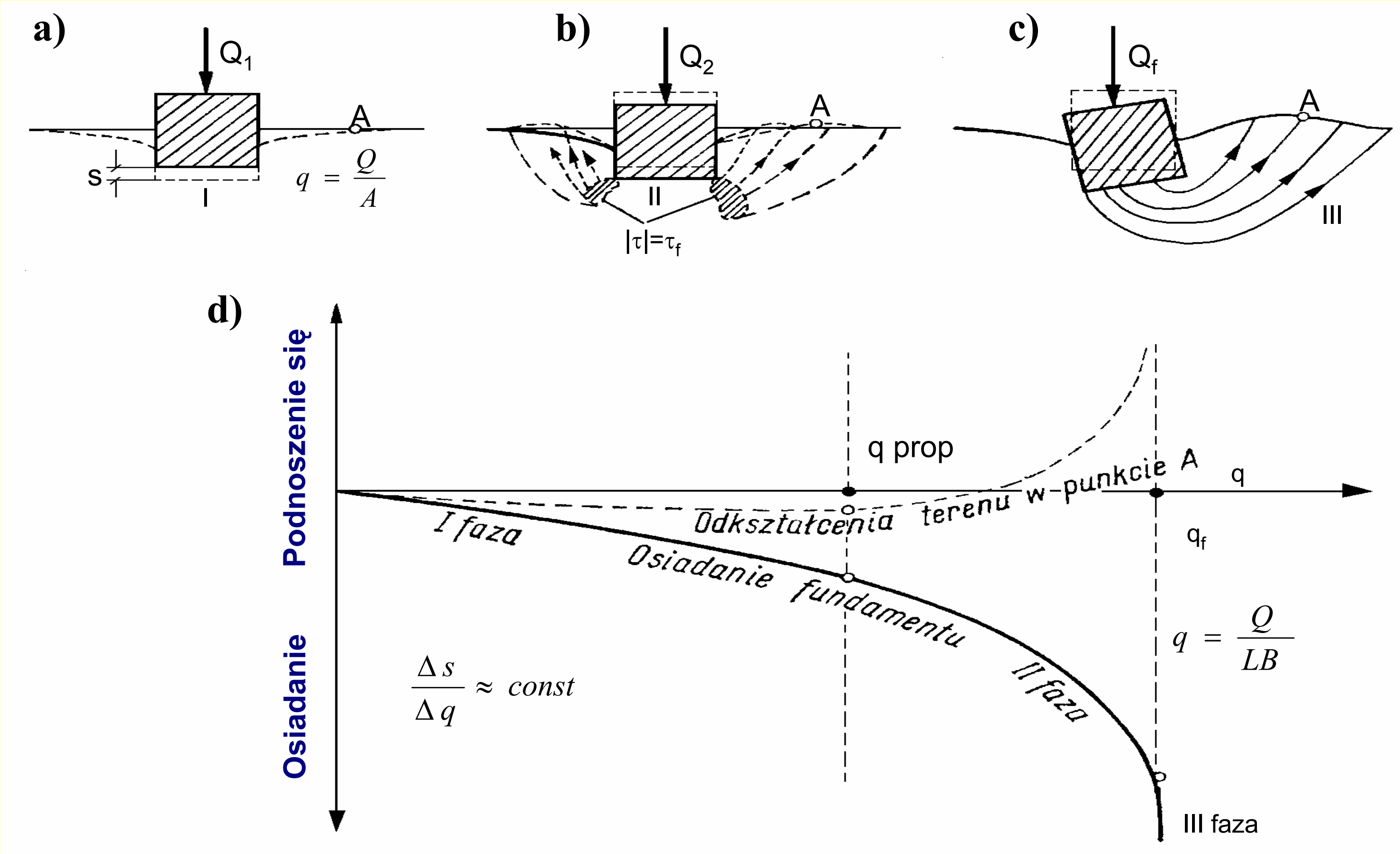
$$\sigma_n = K_s \gamma R$$

w którym:

R - promień silosu
γ - ciężar objętościowy materiału wypełniającego silos
K_s- współczynnik parcia silosowego odczytany z nomogramów

Nośność Podłoża Gruntowego

Przebieg Odkształceń Obciążonego Podłoża



Osiadanie fundamentu i odkształcenia podłoża w miarę wzrostu obciążenia;

a) faza I (osiadanie proporcjonalne do nacisku),

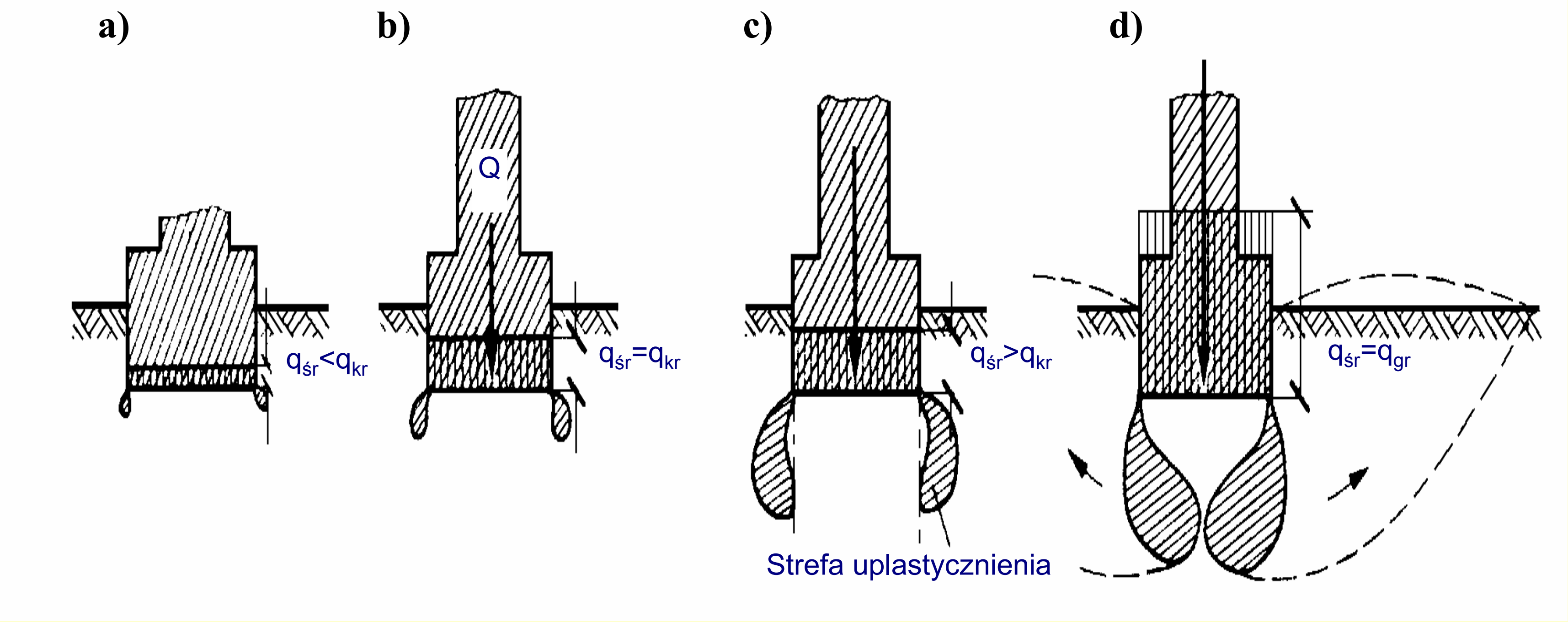
b) faza II (częściowe uplastycznienie się gruntu pod krawędziami fundamentu) $|\tau| = \tau_f$,

c) faza III (wypieranie gruntu spod fundamentu w miarę zwiększania nacisku),

d) wykres przyrostu osiadania fundamentu.

Obciążenie Krytyczne

Za **obciążenie krytyczne** przyjmuje się obciążenie, którego przekroczenie powoduje w podłożu gruntowym, poniżej krawędzi powierzchni obciążonej, powstanie strefy uplastycznienia. W obrębie strefy uplastycznienia grunt znajduje się w stanie granicznym.



Rozszerzenie się stref uplastycznienia gruntu w miarę wzrostu obciążenia

$$q_{kr} = \frac{\pi\left(\gamma D + c \ \ \mathrm{ctg}\,\Phi\right)}{\mathrm{ctg}\,\Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}}$$

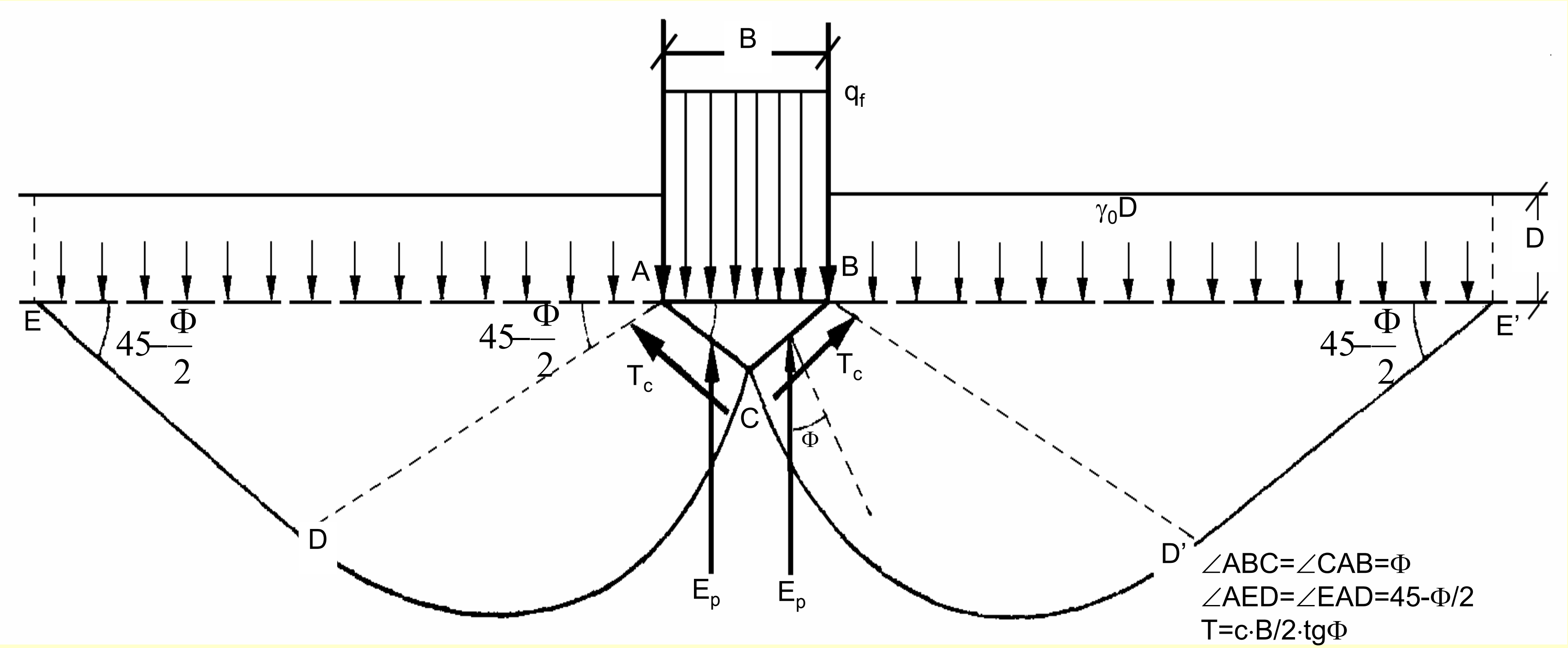
gdzie:

γ	**- ciężar objętościowy gruntu**
D	**- zagłębienie dna wykopu poniżej przyległego naziomu**
C	**- opór spójności (kohezja) gruntu poniżej dna wykopu**
Φ	**- kąt tarcia wewnętrznego gruntu poniżej dna wykopu**

Postać ogólna wzoru: $$q_{kr} = cM_c + \gamma D M_q$$

gdzie: $$M_c = \mathrm{ctg}\,\Phi \left[\frac{\mathrm{ctg}\,\Phi + \Phi + \frac{\pi}{2}}{\mathrm{ctg}\,\Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}} - 1 \right] \qquad M_q = \frac{\mathrm{ctg}\ \Phi + \Phi + \frac{\pi}{2}}{\mathrm{ctg}\ \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}}$$

Obciążenie Graniczne



Schemat sił działających na podłoże i w podłożu w warunkach granicznego stanu naprężenia (wg Terzaghiego)

Obciążenie graniczne podłoża według ***Terzaghiego – Schultzea*** (1967):

$$q_f = \left(1 + 0{,}3\frac{B}{L}\right)cN_c + \gamma_D D N_q + \left(1 - 0{,}2\frac{B}{L}\right)\gamma_B B N_\gamma$$

gdzie:

γ - ciężar objętościowy gruntu

B - szerokość fundamentu

L - długość

N_c, N_q i N_γ - współczynniki, zależne od kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod fundamentem

Wartości N_c, N_q i N_γ podane są w normie PN-81/B-03020 w zależności od obliczeniowej wartości kąta tarcia wewnętrznego $\Phi^{(r)}$.