
Mechanika zemin II

6 – Plošné základy

1. Definice

2. Vliv vody na stabilitu a sedání

3. Únosnost

4. Sedání

Výpočet okamžitého, konsolidačního a konečného sedání

Výpočet podle teorie pružnosti

Výpočet podle oedometrického modelu

Distribuce napětí - Boussinesq

5. Parametry

6. ČSN EN 1997-1 (platná) a ČSN 731001 (zrušená)

Základ – konstrukce / část stavby určená pro přenos sil do horninového prostředí

Podloží

Základová půda (resp. hornina, zemina)

Základ

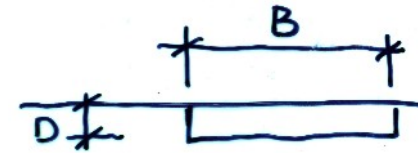
 plošný

 hluboký (hlubinný)

Typy základů

Plošný (vhodnější - zahraniční - termín: „mělký“)

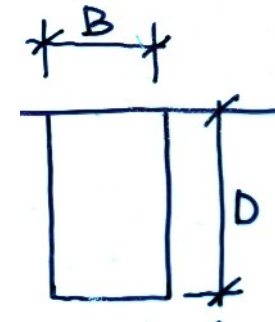
plošný základ \leftrightarrow neuvažuje se přenos sil (napětí) na svislých částech
za mělký (plošný) základ se považuje do $D/B=1$



Hluboký

$D/B = \text{cca } 1 \text{ až cca } 3$

např. studna, keson, podzemní stěny, i pilotový rošt



Pilota, pilíř

štíhlý základový prvek $D/B > \text{cca } 3$



Plošný základ

Podle tvaru

patka

pás (pas)

deska

Podle materiálu

kámen

beton

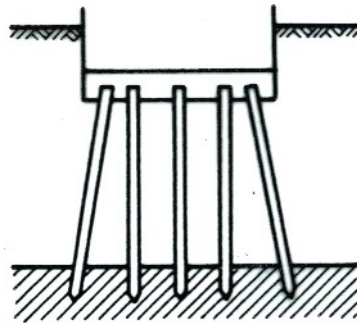
ŽB

Definice

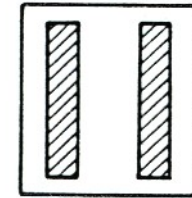
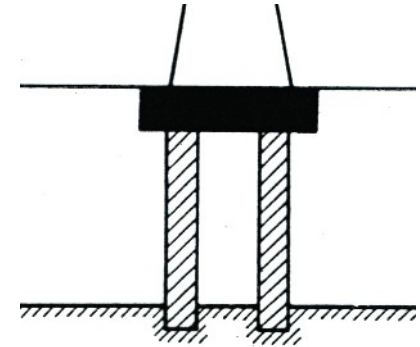
Hlubinné základy

Pilota

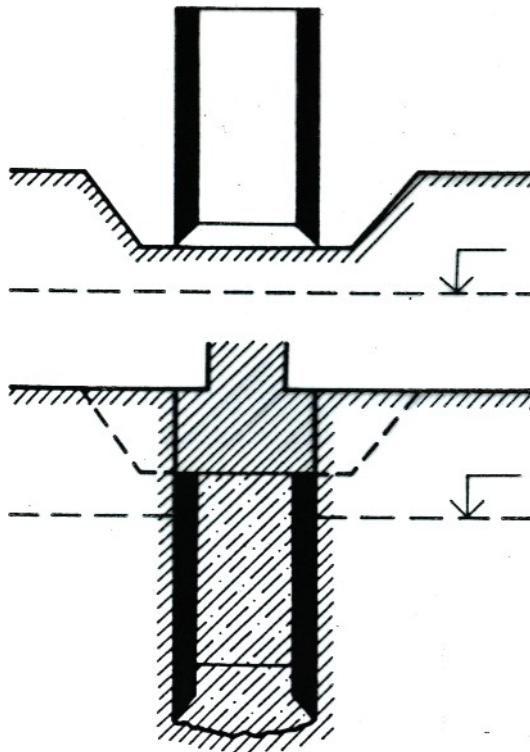
Skupina pilot



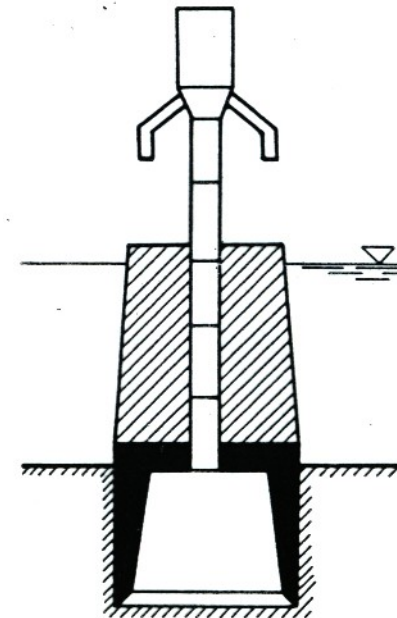
Podzemní stěna



Studna



Keson



Definice

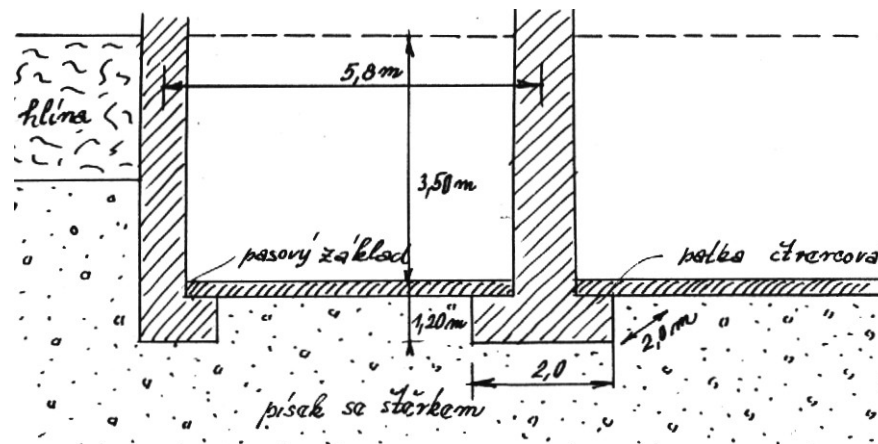
Základová spára

Šířka základu B = vždy menší z půdorysných rozměrů (větší rozměr: délka L)

Hloubka základové spáry / základu D

hloubka pod upraveným terénem

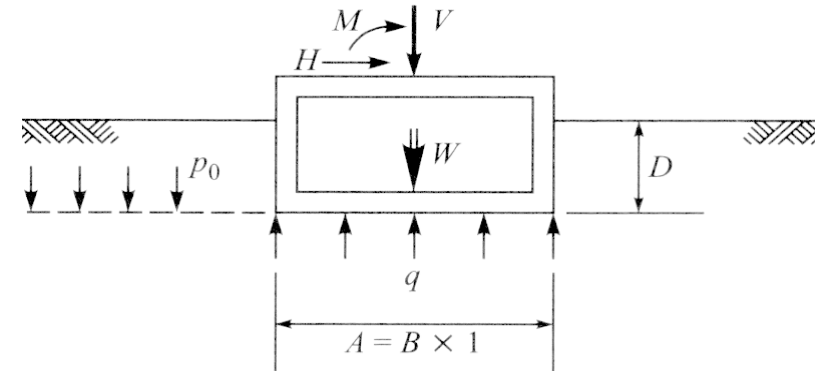
ale pro únosnost základu je nutné uvažovat jako D minimální mocnost zeminy vedle základu (např. úroveň podlahy ve sklepě, nikoliv upravený terén vně stavby):



Zatížení základu, napětí od základu

Kontaktní napětí

napětí v základové spáře $q = (V + W) / A$



Totální geostatické napětí

totální napětí v zemině před stavebním zásahem – pro výpočet deformací (změna efektivního napětí....) $p_0 = \sum \gamma H$ ($\equiv \sigma_{vo}$; σ_{or} v ČSN...); obecně $\sum H \neq D$

Efektivní geostatické napětí

$$p_0' = \sum \gamma H - \gamma_w H_w \quad (\equiv \sigma_{vo}')$$

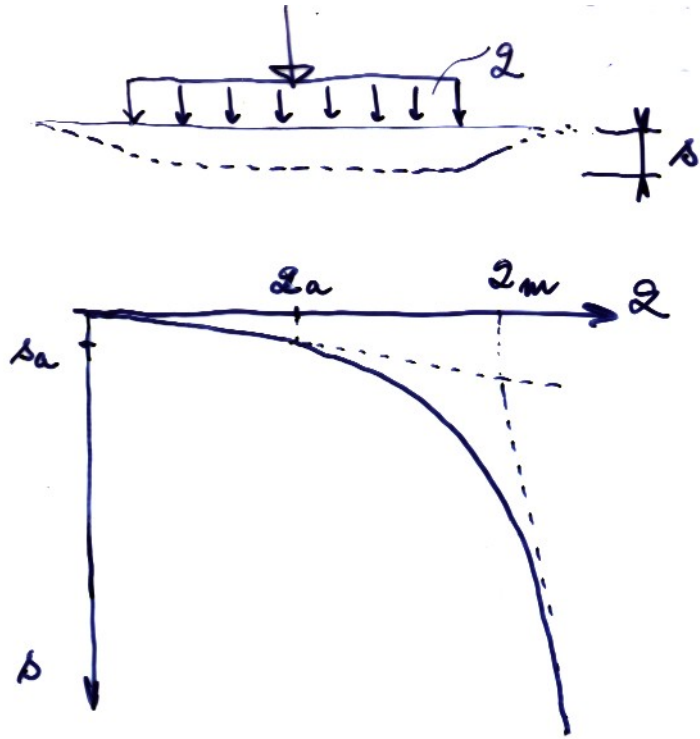
Přetížení v základové spáře = změna totálního napětí = změna efektivního napětí (viz str. 35)

$$p_n = q - p_0 \quad (\equiv p_{net} \equiv \Delta\sigma \equiv \sigma_{net})$$

Svislé napětí v základové půdě σ_z

= průběh svislého napětí do hloubky (distribuce za/přetížení základem do hloubky)

Definice



Únosnost základu = mezní zatížení q_m

Při zvyšování kontaktního napětí q roste sednutí s až do mezního zatížení q_m

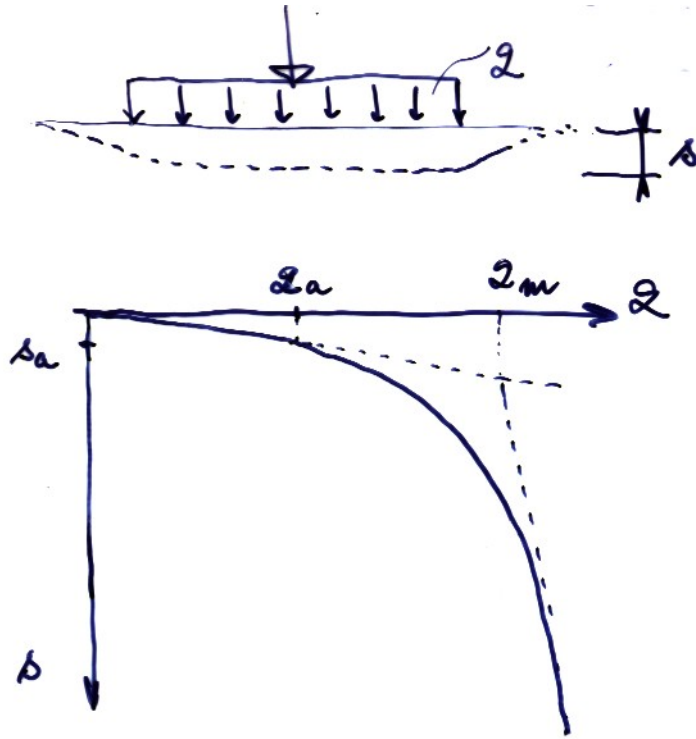
Únosnost q_m je fčí pevnosti, γ , geometrie základu

Únosnost lze definovat jako mezní

- a) celkové zatížení q
- b) přitížení q_n

Definice

Stupeň bezpečnosti FS; Faktor zatížení LF



V praxi se někdy sedání nepočítalo/á, místo výpočtu se zajišťuje, aby skutečné napětí (přípustné, dovolené) bylo zlomkem q_m : $q_a = q_m / FS$

Tzn.: volí se velikost stupně bezpečnosti FS tak, aby chování pružné a deformace (sedání) malé

V takovém případě je vhodné definovat únosnost pro přetížení (výpočet z q_n)

Podle EN, ČSN:

Při výpočtu mezního zatížení R (q_m) se „faktorují“ parametry pevnosti částečnými stupni bezpečnosti „součiniteli základové půdy“

Sedání se počítá samostatně, nikoliv „faktorováním“ únosnosti

Tuhý vs poddajný základ

Tuhý základ

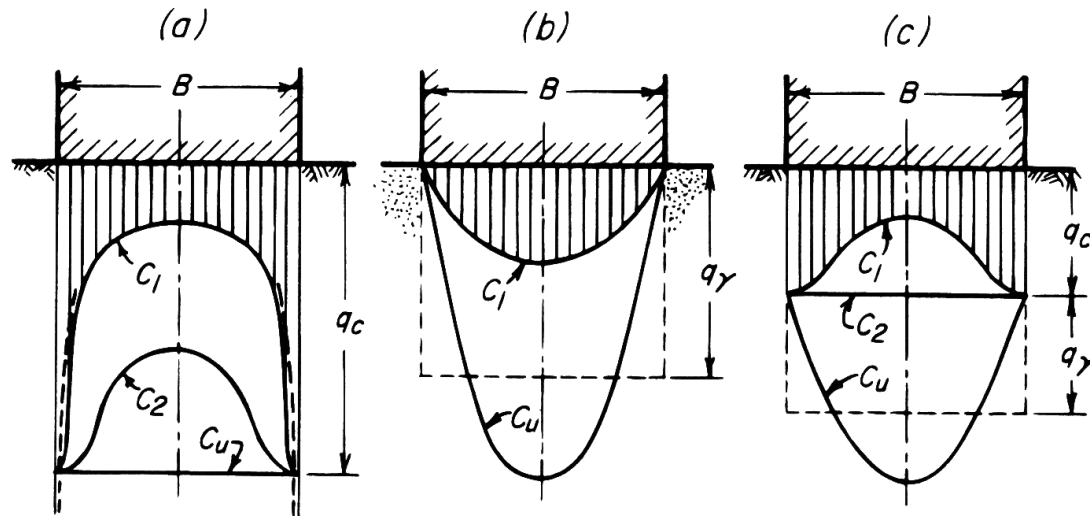
např. ŽB patka

Poddajný základ

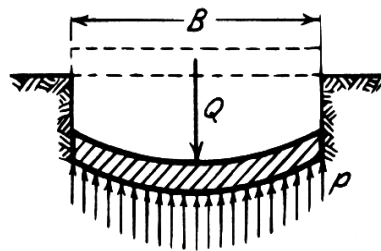
např. násyp

i ŽB deska velkých plošných rozměrů a malé tloušťky může být poddajná

Tuhý základ (na pružném a zplastizovaném podloží)



Poddajný



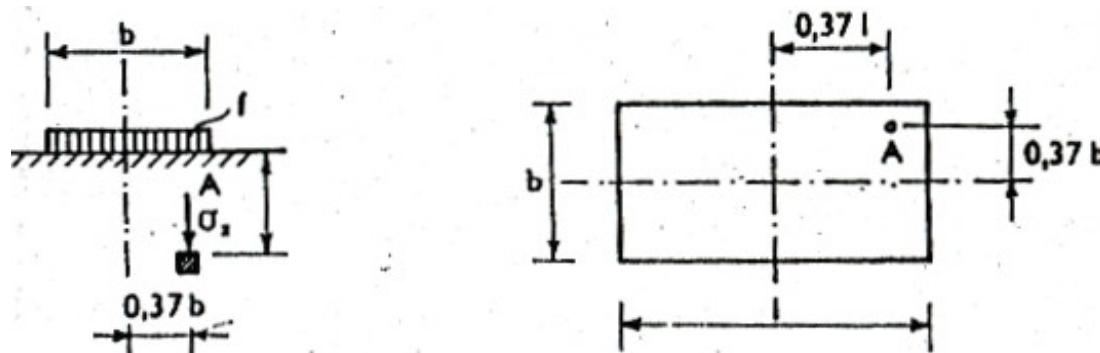
Tuhý vs poddajný základ

Jedna z možností:

sednutí tuhého základu = $0,8 \times$ (sednutí pod středem poddajného)

Postup podle zrušené ČSN 731001 (podle DIN)

U tuhého základu se sedání počítá pod tzv. charakteristickým bodem, kde je sedání tuhého a poddajného základu stejné



Kritérium pro rozlišení tuhého a poddajného základu (zrušená ČSN 731001):

$$E_{\text{základu}} / E_{\text{def zeminy}} (\text{tloušťka} / (B \text{ nebo } L))^3 < 1 \rightarrow \text{poddajný základ}$$

Sedání vs odvodněné/neodvodněné zatížení

Při odvodněném zatížení sedání roste současně s růstem přetížení

Při neodvodněném zatížení

sednutí okamžité (v čase t_0), pokud je umožněna deformace do stran

sednutí časově proměnné (v průběhu konsolidace – disipace PT)

sednutí konečné (disipace skončena)

Při odvodněném i neodvodněném zatížení sedání sekundární (creep)

Shrnutí definic:

Při návrhu základů je zpravidla třeba spočítat

mezní zatížení q_m

při neodvodněném zatížení

okamžité sednutí s_i

konečné sednutí po konsolidaci s_c (sednutí v čase $t \rightarrow \infty$)

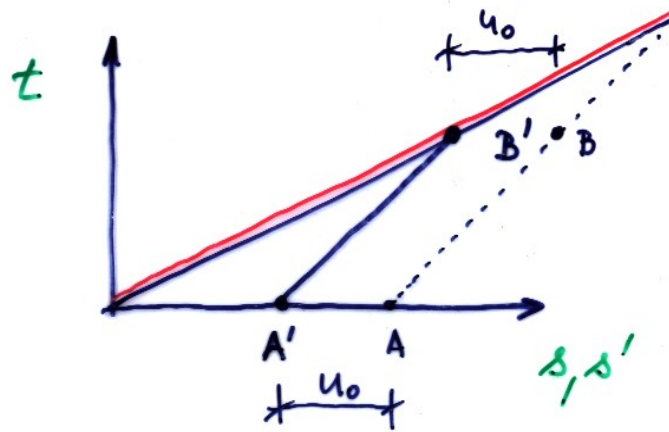
časový průběh sednutí – sednutí v závislosti na době konsolidace s_t

při odvodněném zatížení: sednutí s_c (= konečné)

Vliv vody na stabilitu základu

Je pro stabilitu základu rozhodující odvodněné nebo neodvodněné zatížení?

Dráha napětí při standardní trojosé zkoušce (osové napětí roste, radiální konstantní)

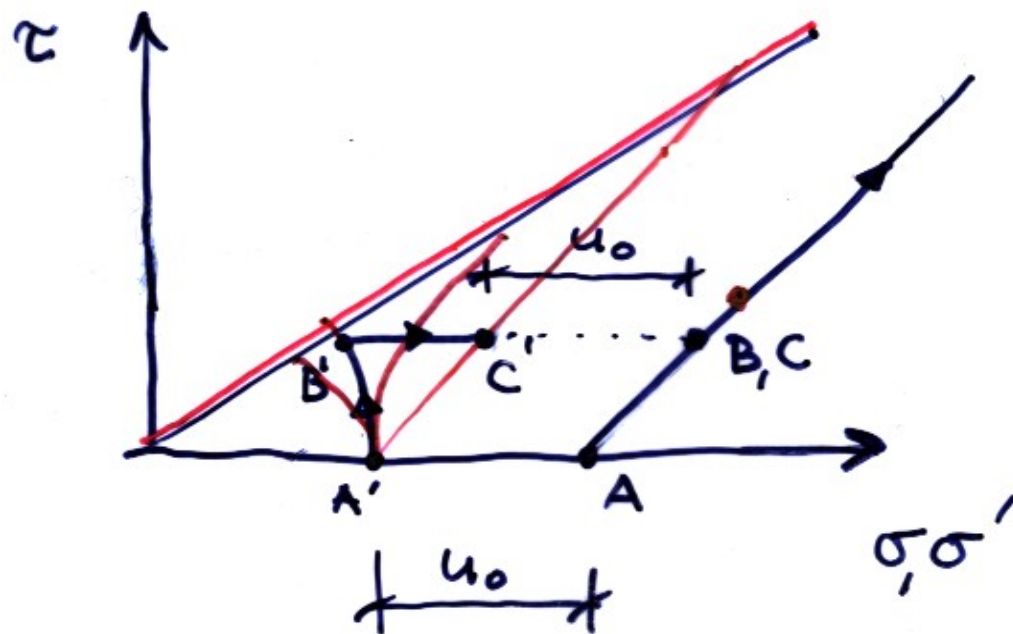
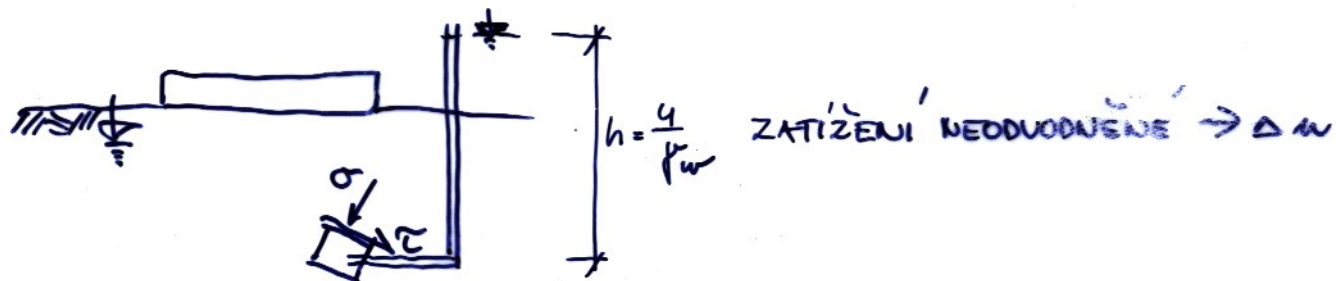


V podzákladí je dráha napětí odlišná ($\sigma_h \neq \text{konst}$), ale v každém případě bude růst σ i τ
– principiálně je dráha podobná

Vliv vody na stabilitu základu

Je pro stabilitu základu rozhodující odvodněné nebo neodvodněné zatížení?

neodvodněné zatížení



Neodvodněné zatížení je rozhodující – disipací kladných pórových tlaků se stabilita zvyšuje

Únosnost plošného základu

Neodvodněné zatížení

celková únosnost základového pásu v hloubce D

... zemina nad základovou sparou (ZS) má nulovou pevnost:

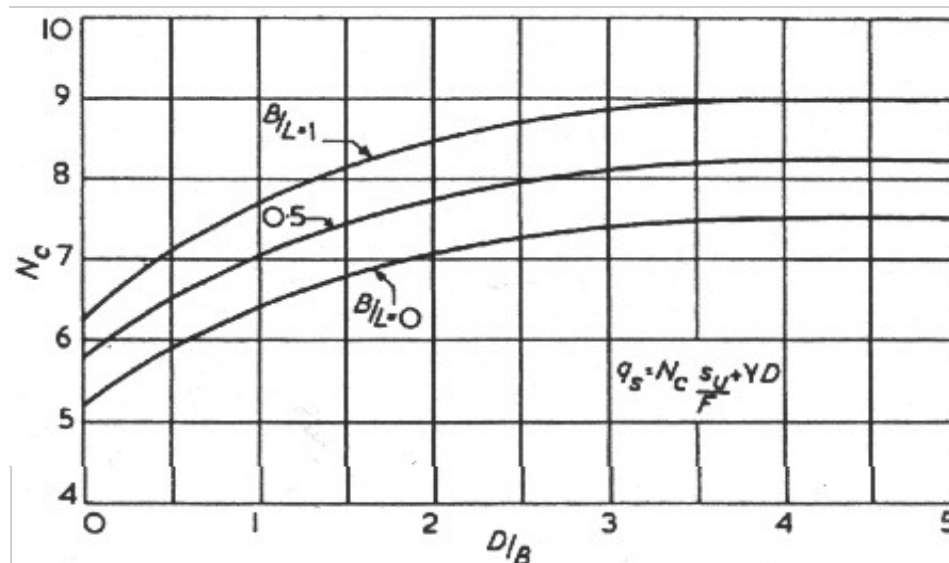
$$q_m = (2 + \pi) s_u + \gamma D$$

... zemina nad ZS má nenulovou pevnost (N_c funkcí hloubky základu):

$$q_m = s_u N_c + \gamma D$$

kde N_c je součinitel únosnosti, jenž je funkcí tvaru základu:

$$N_{c \text{ obdélník}} / N_{c \text{ čtverec}} = 0,84 + 0,16 B / L$$



[1]

Únosnost plošného základu

Odvodněné zatížení

$$\text{celková únosnost: } q_m = c' N_c + (\gamma - \gamma_w) D N_q + \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B N_\gamma \quad [+ D \gamma_w]$$

kde součinitele únosnosti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi')$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

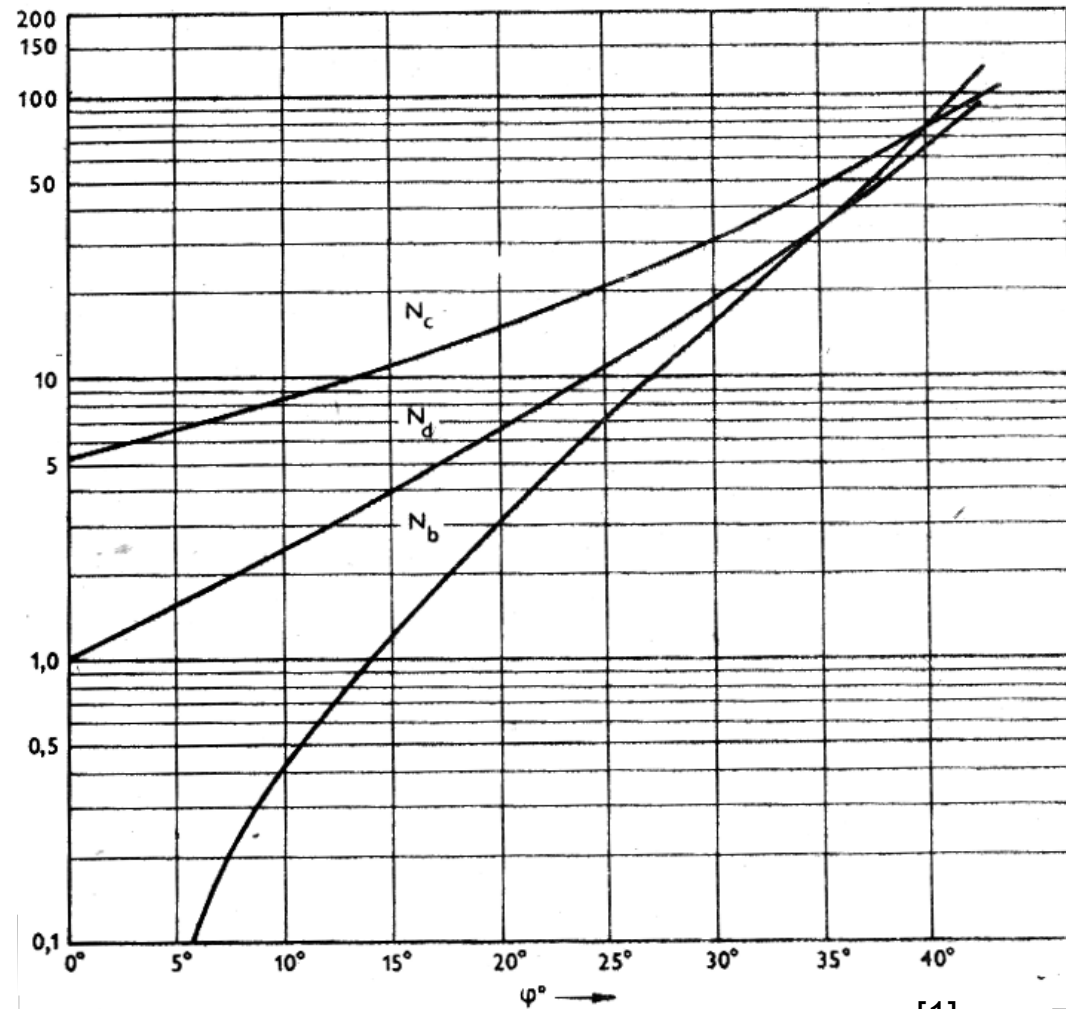
$$N_\gamma = (1,5 \text{ až } 2) (N_q - 1) \tan \varphi'$$

(\approx Terzaghi; další autoři navrhli podobné součinitele)

V příručkách/normách jsou do rovnice doplněny součinitele pro tvar základu, šikmost zatížení, sklon základové spáry, hloubky založení, sklon terénu atd. (např. v ČSNEN1997-1, viz dále)

Pokud není v zemině HPV: $\gamma_w = 0$

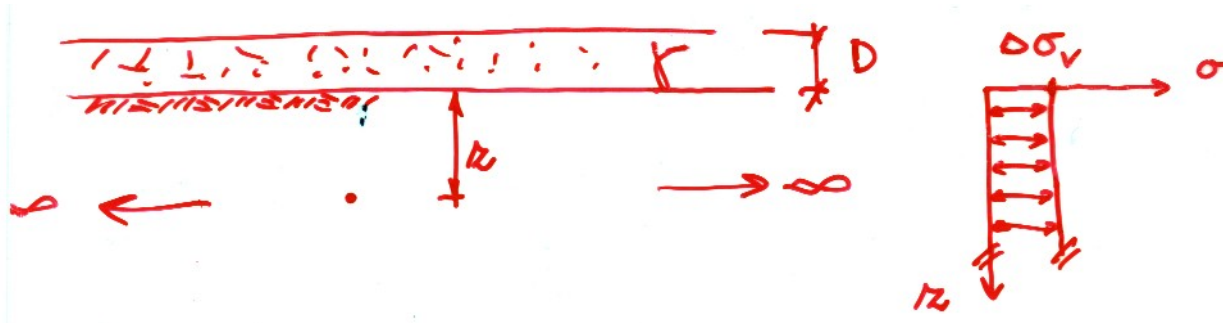
Pokud by zemina měla vlastnosti vody ($c' = \varphi' = 0$; $\gamma = \gamma_w$) musí rovnice dát Archimédův zákon; některá znění to nesplňují – např. zrušená ČSN 731001 – viz doplnění členem $+D\gamma_w$ výše...



[1]

Sedání – velká plocha, malá mocnost

1. Přetížení na velké ploše + relativně malá mocnost stlačující se vrstvy



svislé napětí (přetížení) směrem do hloubky se nemění

horizontální deformace nulová (← symetrie)

výpočet sednutí podle oedometrické zkoušky (oedometrický model pro sedání)

Výpočet sednutí podle oedometrické zkoušky (oedometrický model pro sedání) – viz MZ1:

$$s = - \Delta e / (1+e_0) h_0 = \varepsilon_v h_0$$

sčítání přes j vrstev: $s = \sum s_j$

výpočet s jednotlivými „parametry“:

$$s_j = C_c h_0 / (1+e_0) \log ((\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v') / \sigma_{v0}')$$

$$s_j = C_{c\varepsilon} h_0 \log ((\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v') / \sigma_{v0}')$$

$$s_j = m_v h_0 \Delta\sigma_v' \quad (m_v \text{ není konstanta})$$

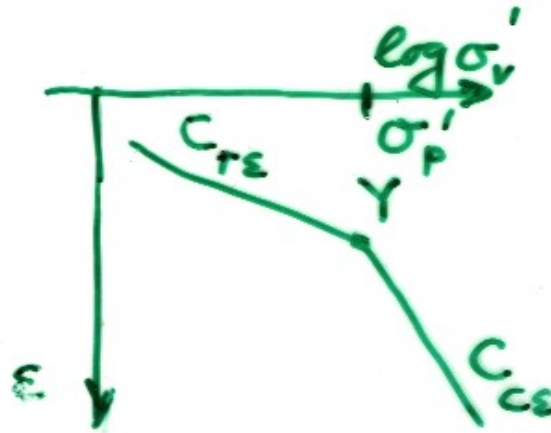
$$s_j = h_0 \Delta\sigma_v' / E_{\text{oed}} \quad (E_{\text{oed}} \text{ není konstanta})$$

($\Delta\sigma_v'$ = změna efektivního napětí, σ_{v0}' = počáteční efektivní napětí)

Sedání – velká plocha, malá mocnost

Výpočet sednutí podle oedometrické zkoušky (oedometrický model pro sedání) – viz MZ1:

OC zemina, např. při použití C_{ce} :



$$s = C_{re} h_0 \log (\sigma_p' / \sigma_{v0}') + C_{ce} h_0 \log ((\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v') / \sigma_p')$$

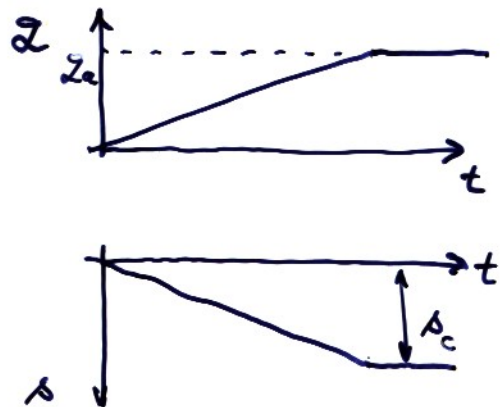
($\Delta\sigma_v'$ = změna efektivního napětí, σ_{v0}' = počáteční efektivní napětí, σ_p' = (pseudo)překonsolidační efektivní napětí)

2. Přetížení základem (na relativně malé ploše)

→ průběh napětí způsobeného základem do hloubky není konstantní

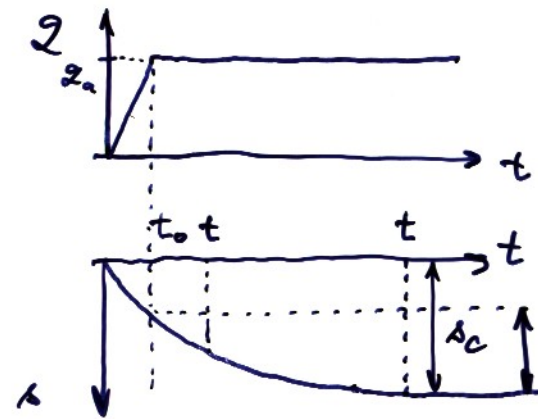
→ horizontální deformace není nulová → okamžité sednutí při neodvodněném zatížení
 pružná zemina → konečné sednutí stejné při odvodněné a neodvodněné dráze

ZATÍŽENÍ ODVODNĚNÉ



$s = s_c$; celkové sednutí

NEODVODNĚNÉ



$s = s_c = s_{\text{okamžité v čase } t_0} + s_{\text{konsolidační}} = s_i + s_1$

Pokud by byl creep významný: $s = s_c + s_2 = s_i + s_1 + s_2$

s_1 funkcí času: primární stlačení (disipace pór. tl.)

s_2 funkcí času: sekundární stlačení

....ad 2. Přetížení základem (na relativně malé ploše) – průběh napětí způsobeného základem do hloubky není konstantní a horizontální deformace není nulová

Celkové sednutí (bez creepu) podle teorie pružnosti (Hooke)

$$s = \sum (1/E' (\sigma_z' - \nu'(\sigma_x + \sigma_z)) H) ; \text{ sčítání po vrstvách, nebo}$$

$$s = q_n B (1 - \nu'^2) / E' \times \text{součinitele; pro homogenní zeminu; lze použít i pro okamžité sednutí – s parametry pro neodvodněné zatížení}$$

Podle oedometru

$$s = \sum (\sigma_z' / E_{\text{aed}}' \times H \times \text{součinitele}) \text{ pro vrstevnatou i homogenní zeminu}$$

Pro vrstevnatou zeminu (pro kompletní Hooke-ův zákon i pro oedometrický model) je třeba znát změnu svislého napětí σ_z v hloubce (ve střednicích jednotlivých vrstev)

σ_z se stanoví podle teorie homogenního, izotropního, lineárně pružného poloprostoru, zatíženého na povrchu (Boussinesq)

....ad 2. Přetížení základem (na relativně malé ploše) – průběh napětí způsobeného základem do hloubky není konstantní a horizontální deformace není nulová....

Postup:

a) Profil

b) Stanovení zatížení (stálé zatížení; proměnné - dlouhodobé, krátkodobé, mimořádné)

Výpočet přetížení v základové spáře

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí

podle pružnosti – není třeba uvažovat roznos napětí do hloubky, nebo

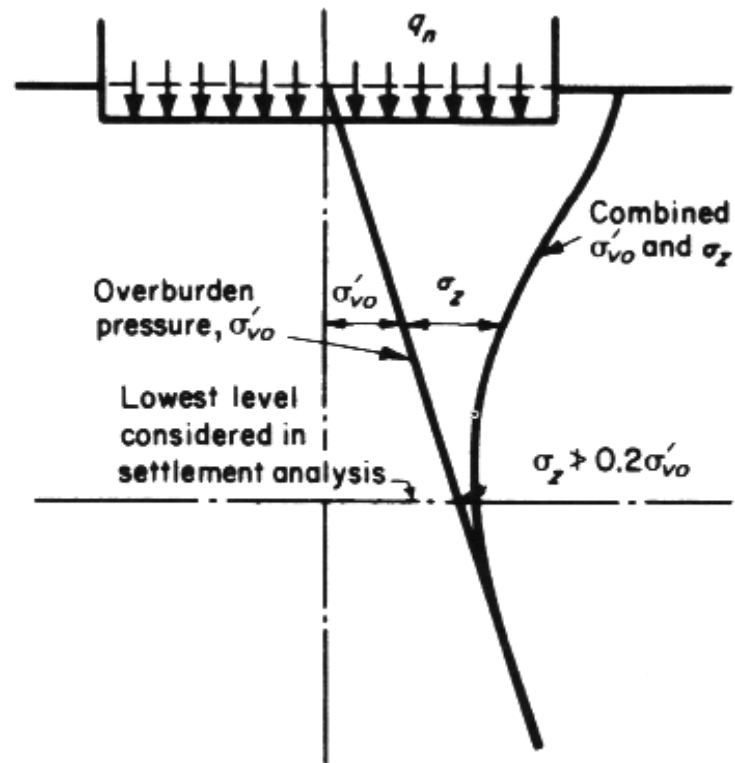
podle oedometrického modelu, ale s distribucí svislého napětí v podloží (zpravidla po vrstvách)

případně i další metody

d) Neodvodněné zatížení → výpočet okamžitého (neodvodněného) sednutí v čase t_0 (podle pružnosti – uvažovat neodvodněný modul)

e) Neodvodněné zatížení → výpočet „konsolidačního“ sednutí – sednutí v čase t (t_0 ; t_∞)

a) Profil



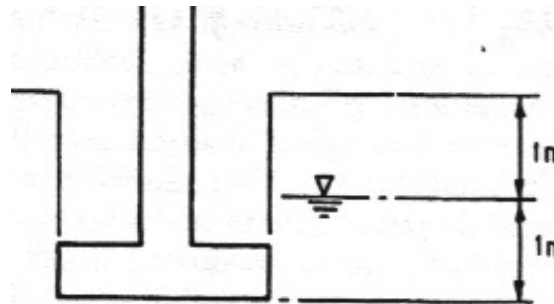
b) Stanovení zatížení (stálé zatížení; proměnné - dlouhodobé, krátkodobé, mimořádné)
výpočet přetížení v základové spáře

$$q = (F + W) / A \quad p_0 = \gamma D \quad q_n (\equiv \Delta\sigma \equiv \sigma_{\text{net}}) = q - p_0$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

$$B = 1 \text{ m}, L = 2 \text{ m}, D = 2 \text{ m}$$

$$F + W = 400 \text{ kN}$$



Geostatické napětí (zemina nasycená nad HPV): $p_0 = 2 \times 20 = 40 \text{ kNm}^{-2}$

Celkové kontaktní napětí: $q = 400 / 2 = 200 \text{ kNm}^{-2}$

Přetížení v základové spáře: $q_n = 200 - 40 = 160 \text{ kNm}^{-2}$

Efektivní kontaktní napětí v základové spáře: $q' = q - u = 200 - 10 = 190 \text{ kNm}^{-2}$

Efektivní přetížení základové spáry: $q' - p_0' = 190 - 30 = 160 \text{ kNm}^{-2}$

b) Stanovení zatížení (stálé zatížení; proměnné - dlouhodobé, krátkodobé, mimořádné)
výpočet přetížení v základové spáře

$$q = (F + W) / A \quad p_0 = \gamma D \quad q_n (\equiv \Delta\sigma \equiv \sigma_{\text{net}}) = q - p_0$$

Efektivní přetížení základové spáry = totální přetížení:

$$q' = q - \gamma_w h_w$$

$$p_0' = \gamma D - \gamma_w h_w$$

$$q' - p_0' = q - \gamma_w h_w - (\gamma D - \gamma_w h_w) = q - \gamma D = q - p_0 = q_n$$

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí

Podle pružnosti

$$s = q_n B (1-\nu^2) / E'$$

Např. ČSN731001 platná do roku 1988: $s = q_n B \alpha m m_1 (1-\nu^2) / E$

Podle oedometrického modelu, ale s distribucí svislého napětí v podloží (zpravidla po vrstvách)

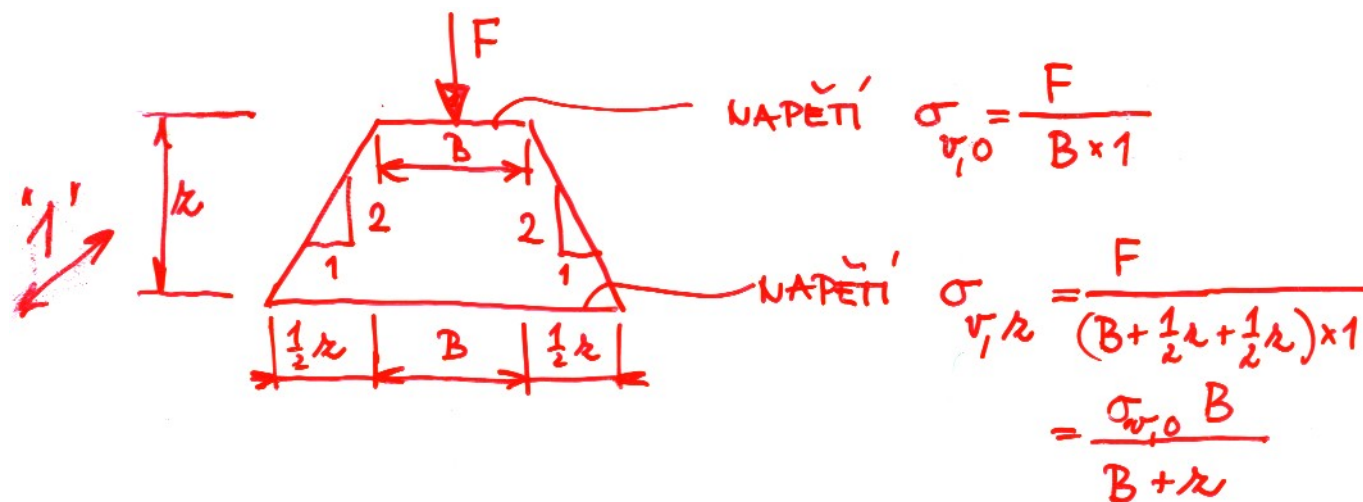
$$s = \sum (\sigma_{z,j} H_j / E_{\text{oed},j})$$

Např. ČSN 731001 (zrušená 1/4/2010): $s = \sum ((\sigma_{z,j} - m_j \sigma_{\text{or},j}) H_j / E_{\text{oed},j})$, kde m je opravný součinitel zohledňující „strukturní pevnost“ zeminy

Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přetížení

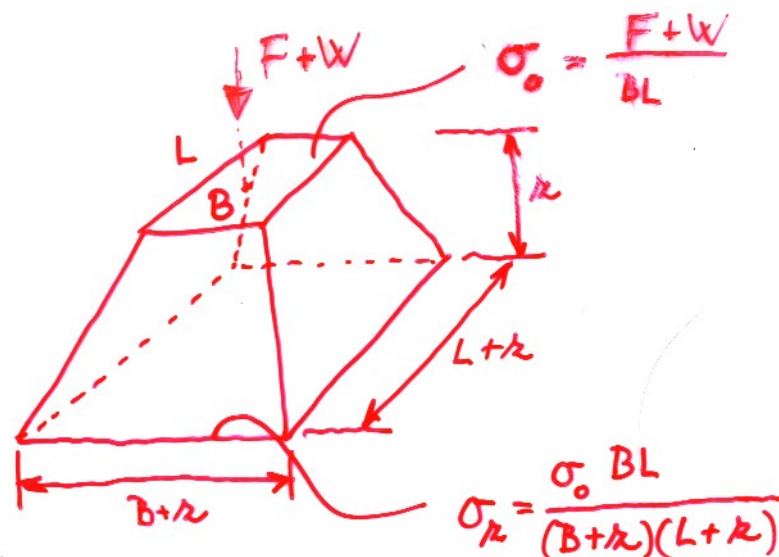
Přibližné určení napětí v hloubce pod základovou sparou – metoda 2:1



Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přitížení

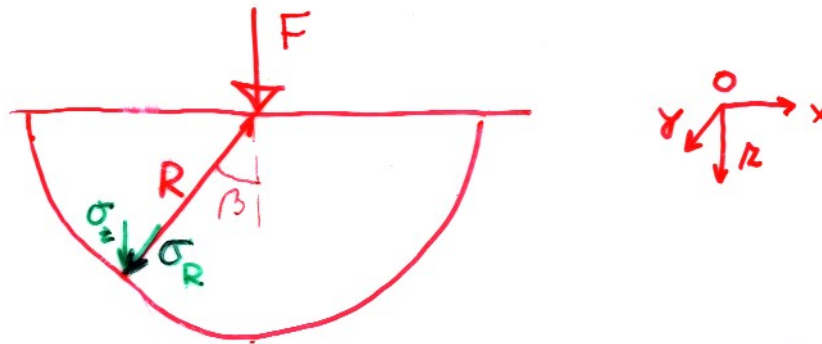
Přibližné určení napětí v hloubce pod základovou sparou – metoda 2:1



Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přetížení

Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq

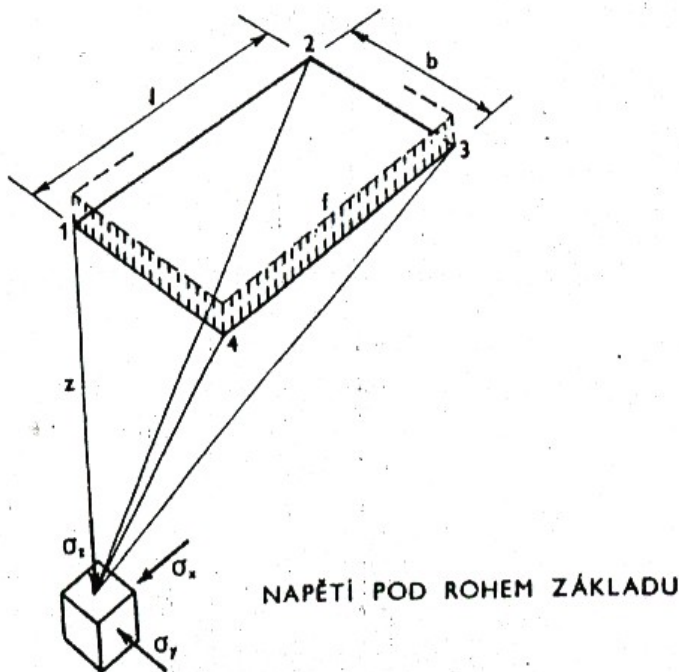


$$\sigma_z = 3 F / (2 \pi) \times z^3 / R^5 = \text{funkce } (x/z) \times F/z^2$$

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přitížení

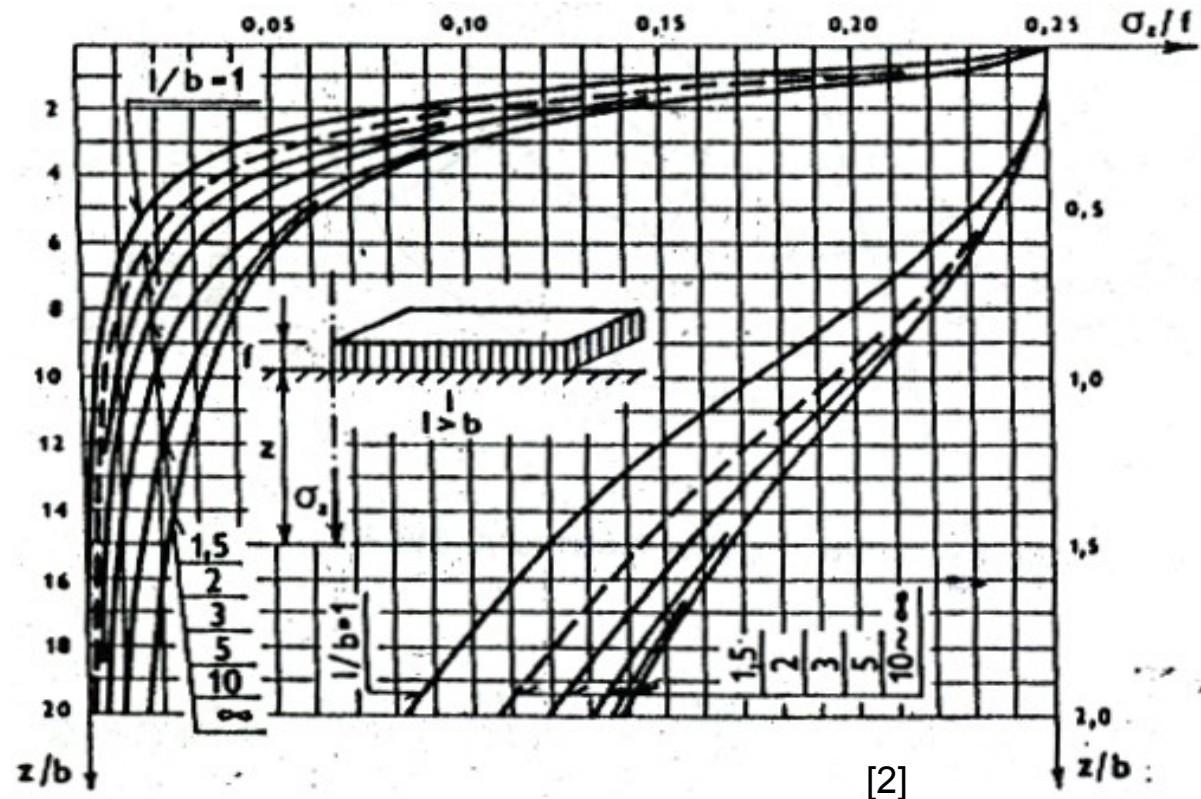
Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq

Zatížení na ploše – napětí pod rohem plochy



ROVNICE PRO σ_z POD ROHEM ZÁKLADU

$$\sigma_z = \frac{f}{2\pi} \left[\arctg \frac{l \cdot b}{z \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \frac{l \cdot b \cdot z}{\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \left(\frac{1}{l^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right]$$

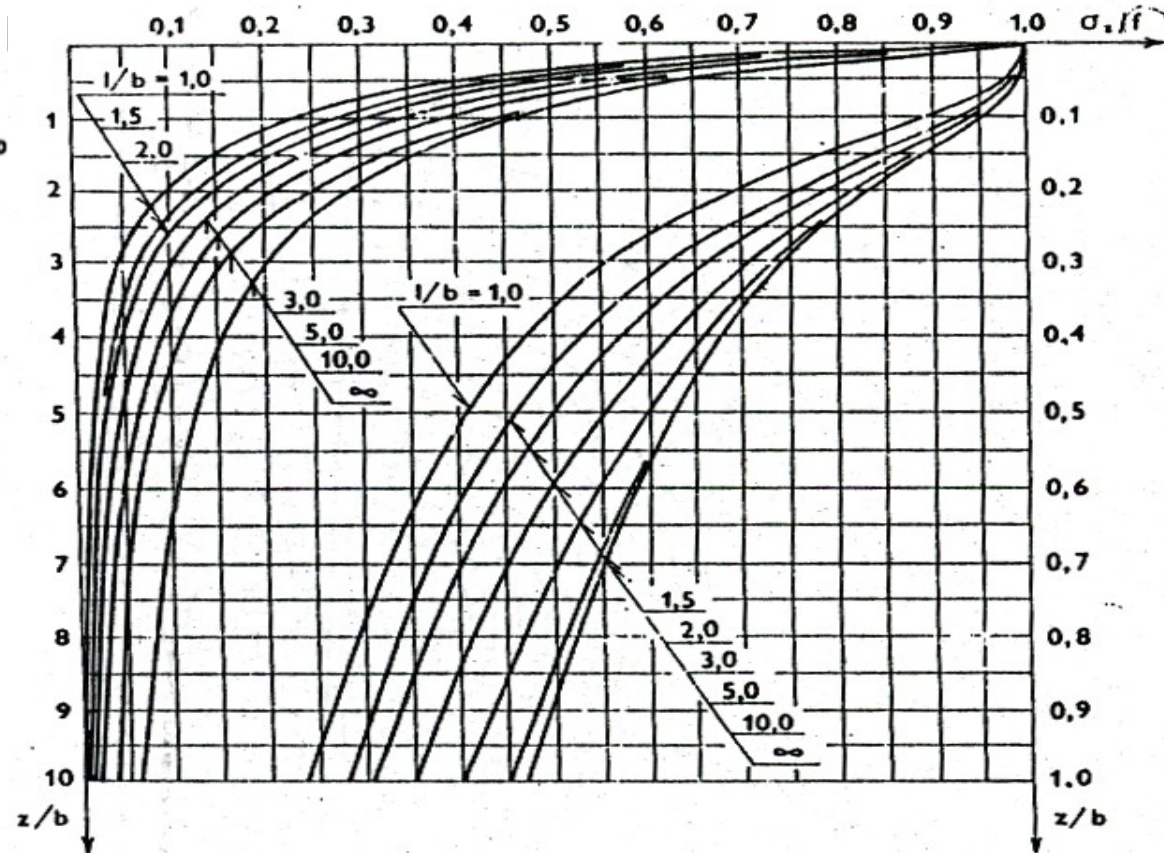
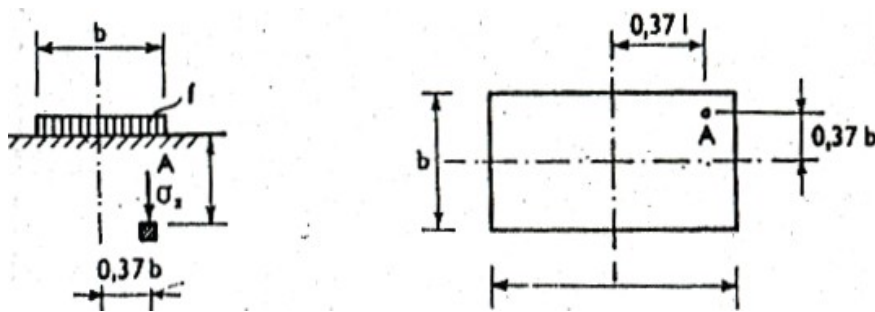


Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přitížení

Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq

Zatížení na ploše – napětí pod charakteristickým bodem

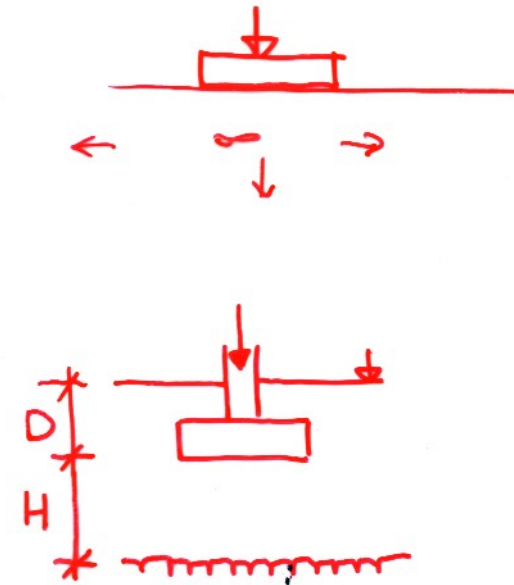


[2]

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přetížení

Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq - vs skutečný základ:

Hloubka založení a blízká nestlačitelná vrstva

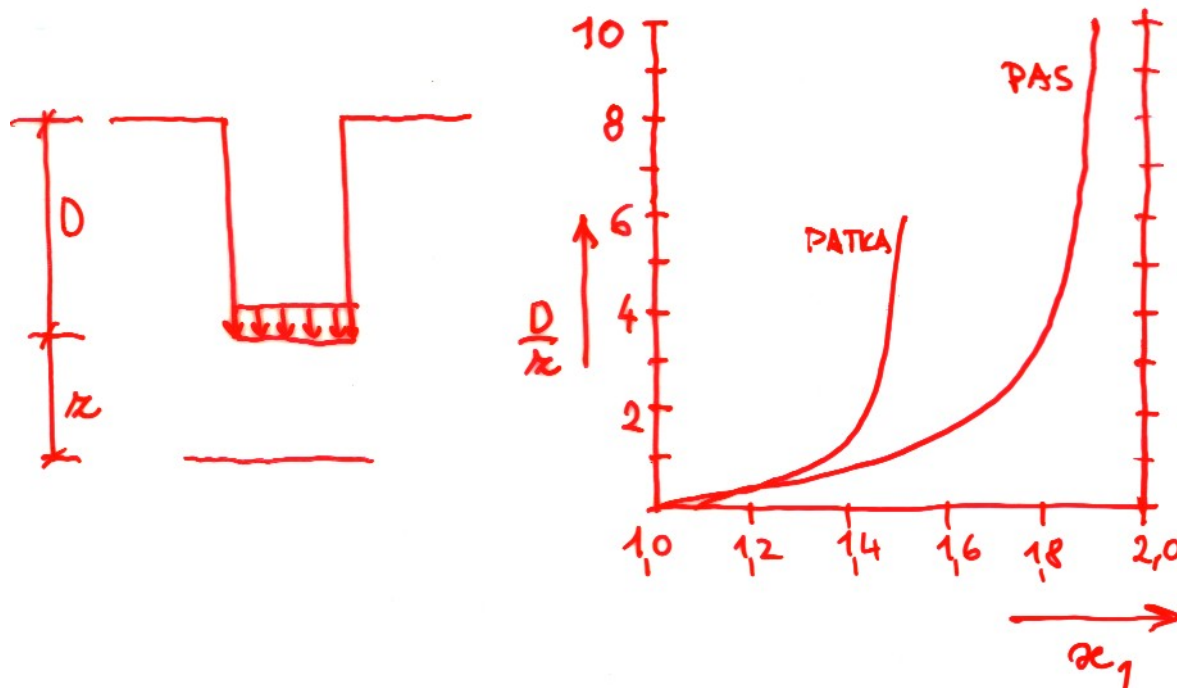


Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přetížení

Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq - vs skutečný základ:

Vliv hloubky založení

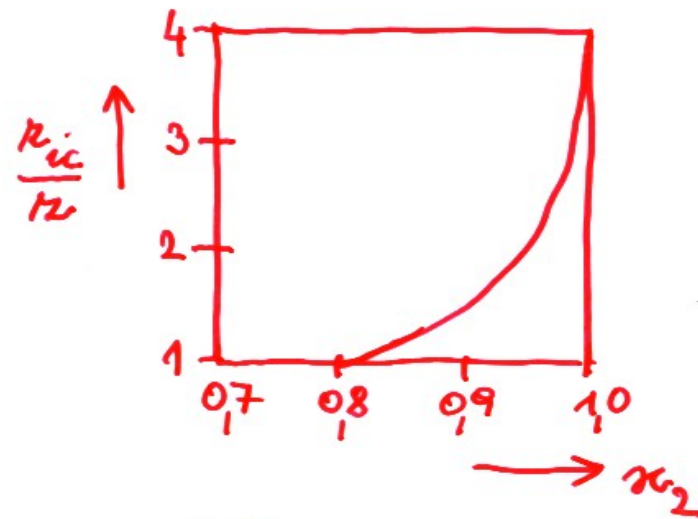
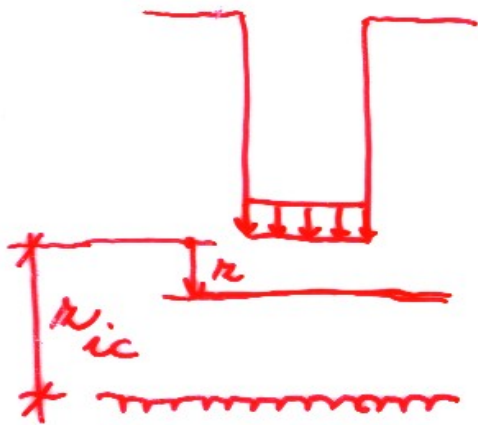


Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle oedometru – napětí od přetížení

Teorie pružnosti – homogenní, izotropní, lineárně pružný poloprostor, zatížený na povrchu - Boussinesq - vs skutečný základ:

Vliv blízké nestlačitelné vrstvy

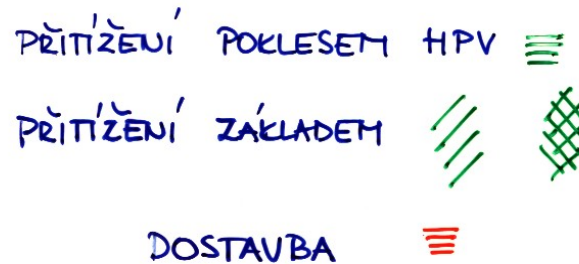
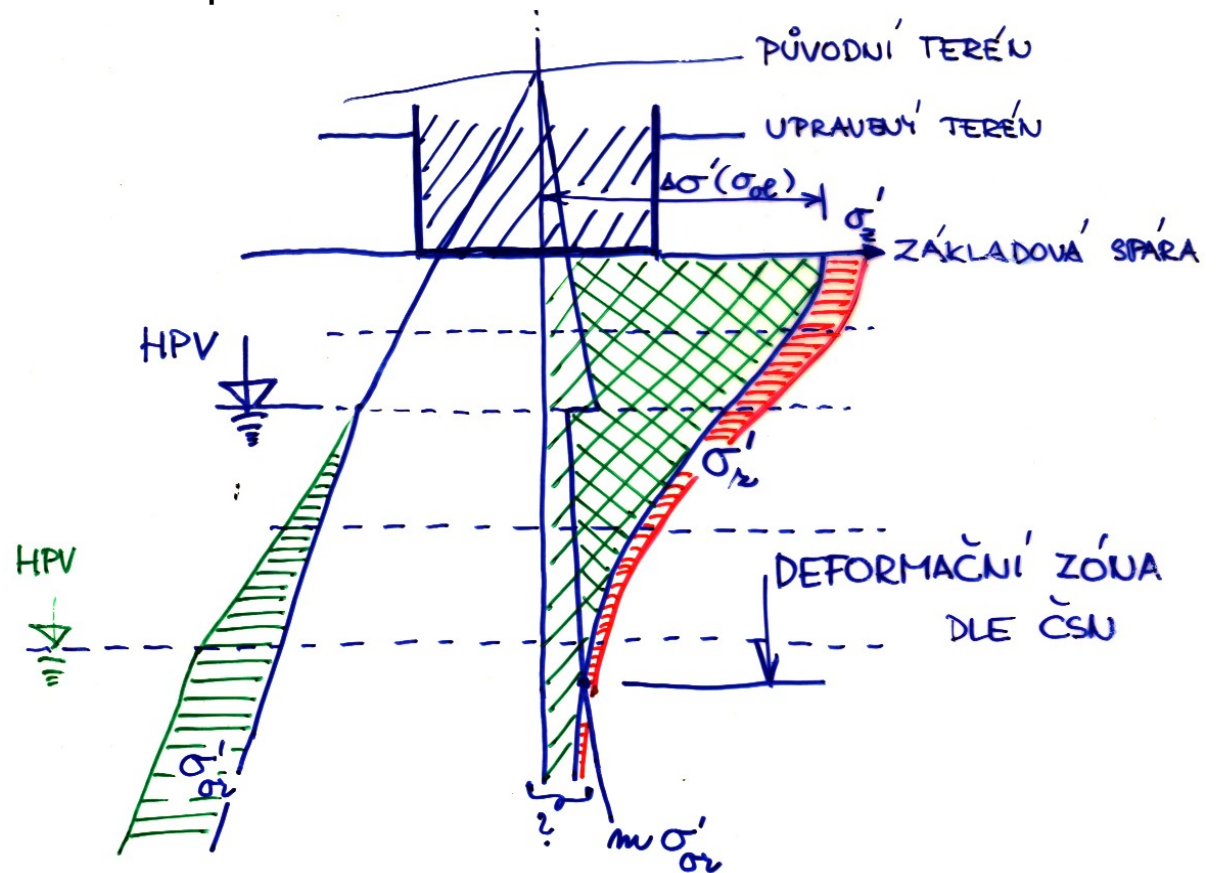


Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

c) Výpočet konečného (celkového) sednutí podle zrušené ČSN731001 – upravený vzorec pro oedometrické sedání, tzv. „strukturní pevnost“:

$$s = \sum ((\sigma_{z,j} - m_j \sigma_{or,j}) H_j / E_{oed,j})$$

→ pomocí „strukturní pevnosti“ se vymezuje deformační zóna (aktivní hloubka)



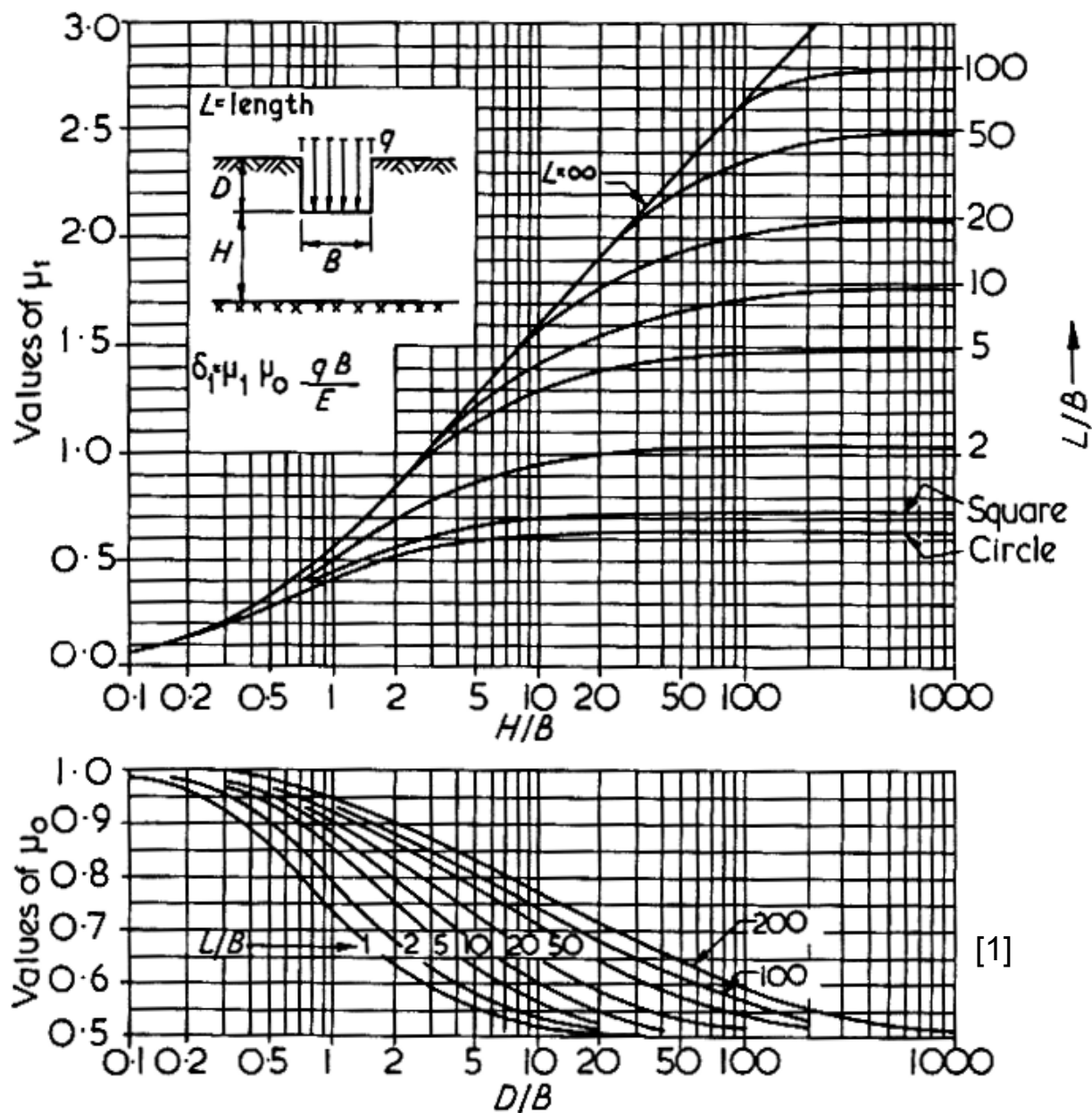
Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

d) Neodvodněné zatížení → výpočet okamžitého (neodvodněného) sednutí v čase t_0

$$s_i = q_n B \mu_0 \mu_1 / E_u$$

Neodvodněný modul (!)

Grafy μ_0 , μ_1 pro nasycenou zeminu, v závislosti na geometrii (Janbu et al., 1956)



e) Neodvodněné zatížení → výpočet „konsolidačního“ sednutí – sednutí v čase t (t_0 ; t_∞)

Stanovení podle teorie konsolidace (1D – Terzaghi)

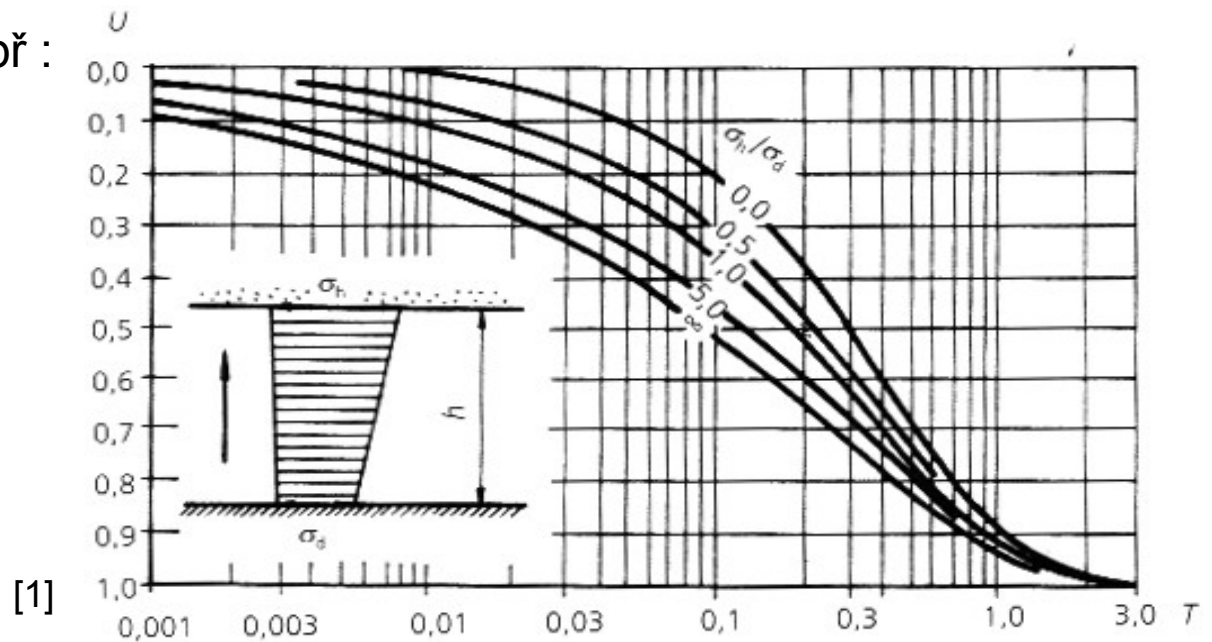
$$U = U_{\text{avg}} = (s(t) - s_i) / s_1$$

s_i počáteční, s_1 konsolidační sednutí ($t \rightarrow \infty$)

zanedbání s_2

$$T = c_v t / H_{\text{dr}}^2 \rightarrow t(U) = \dots$$

Vztah U vs T pro 1D např :



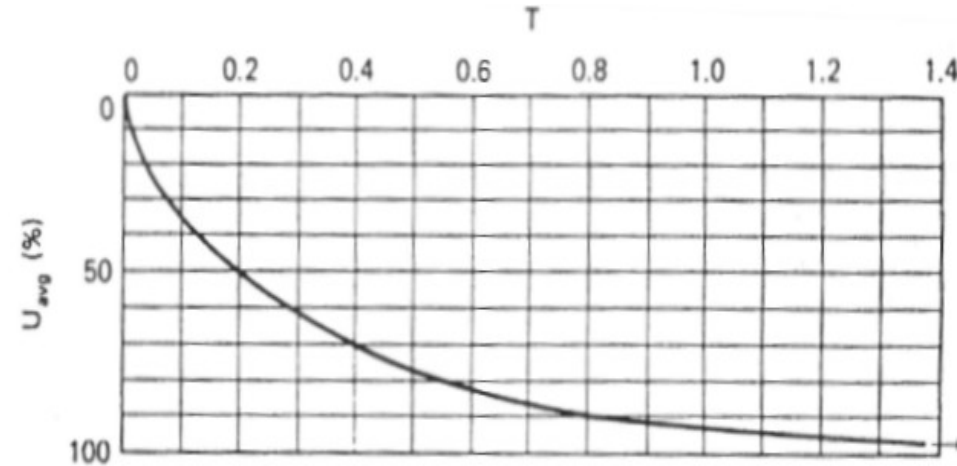
Sedání – malá plocha, relativně velká mocnost

Příklad – výpočet konsolidačního sedání – viz MZ1:

vrstva jílu o mocnosti $h = 6\text{m}$ a $c_v = 6 \times 10^{-8} \text{ m}^2\text{s}^{-1}$ je oboustranně drénována.

a) Jaká část sednutí proběhla 1 rok po zatížení?

b) Kdy dojde k 95% konečného sednutí?



ad a)

$$T = c_v t / H^2 = 6 \times 10^{-8} \times 365 \times 24 \times 3600 / 9 = 0,21 \approx 0,2$$

$$\rightarrow U \approx 0,5 = s(t) / s_1$$

Za 1 rok proběhlo 50% celkového konsolidačního sednutí s_1

ad b)

$$t = T H^2 / c_v$$

$$U = 0,95 \rightarrow T \approx 1,2 \rightarrow t \approx 1,2 \times 3^2 / (6 \times 10^{-8}) = 1,8 \times 10^8 \text{ s} \approx 6 \text{ let}$$

95% sednutí nastane za cca 6 let

Cíle projektanta:

1. zabránit ztrátě stability (splnit 1.MS) → teoreticky je správné použít pevnost pro zplastizovaný materiál (odvození únosnosti pro ideálně plastický materiál) → pevnost v kritickém stavu
2. zabránit nadměrným deformacím (tj. především splnit podmínky dané horní stavbou) – 2. MS (především sedání) = rozhodující podmínka pro návrh základu

Pokud se použije „faktorování“ únosnosti (FS=2-3), je logické pro její výpočet užít vrcholovou pevnost

Druhá metoda (dnes EN, ČSN EN...) - výpočet deformací z přetížení ZS provozním napětím – rozhodujícími parametry jsou moduly (tuhost zeminy) E_{oed} , E_{def} , E

Přesto se v praxi stále používá pro základy vrcholová pevnost

Rozhodující pro 1.MS je krátkodobá stabilita (viz dráhy napětí) → s_u

stabilitu pro odvodněné zatížení ale vždy rovněž ověřujeme

(Postup v praxi: 1.MS poté 2.MS)

Výpočet únosnosti podle ČSN EN 1997-1

Není předepsán žádný závazný postup (vzorec)

V informativní (=nepovinné) příloze D je uvedena možnost:

D.3 Neodvodněné podmínky

(1) Návrhová únosnost se může vypočítat z:

$$R/A' = (\pi+2) c_u b_c s_c i_c + q ,$$

s bezdimenzionálními součiniteli pro:

– sklon základové spáry:

$$b_c = 1 - 2\alpha l (\pi + 2);$$

– tvar základu:

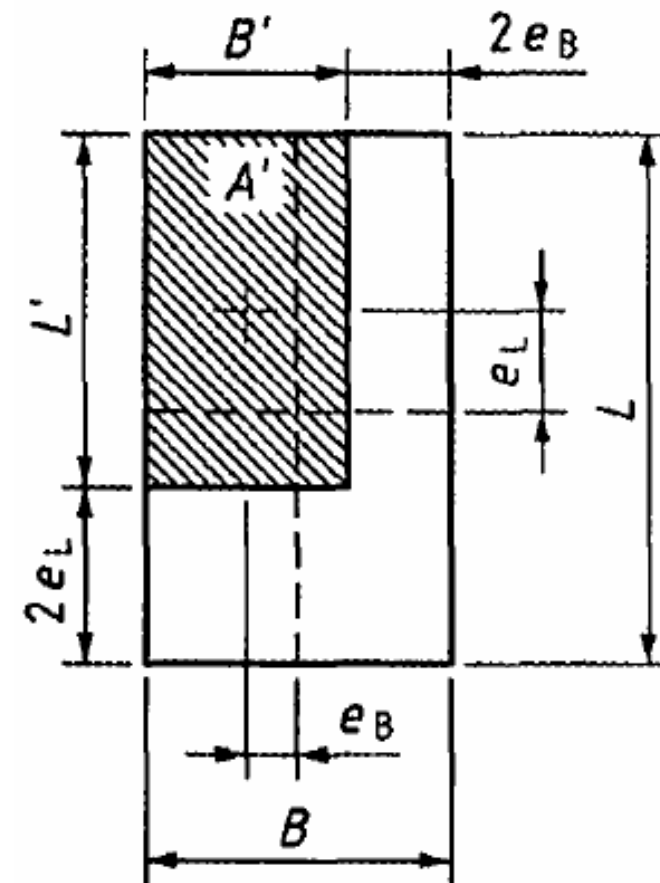
$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \text{ pro obdélníkový tvar;}$$

$$s_c = 1,2 \text{ pro čtvercový nebo kruhový tvar.}$$

– šikmost zatížení vyvolaná vodorovným zatížením H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right) ,$$

kde $H \leq A' c_u$.



Redukované („efektivní“) rozměry základu

D.4 Odvodněné podmínky

(1) Návrhová únosnost se může vypočítat z:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

s návrhovými hodnotami bezdimenzionálních součinitelů pro:

– únosnost:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi', \text{ kde } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (drsná základová spára)}$$

– sklon základové spáry:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2$$

– tvar základu:

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi' \text{ pro obdélníkový tvar;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \text{ pro čtvercový nebo kruhový tvar;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') \text{ pro obdélníkový tvar;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ pro čtvercový nebo kruhový tvar;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ pro obdélníkový, čtvercový nebo kruhový tvar;}$$

– šikmost zatížení způsobená vodorovným zatížením H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{cotg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{cotg} \varphi')]^{m+1},$$

kde

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \text{ pokud } H \text{ působí ve směru } B';$$

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] \text{ pokud } H \text{ působí ve směru } L'.$$

V případech, kdy složka vodorovného zatížení působí ve směru svírající úhel θ se směrem L' , se může m vypočítat z:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

Geotechnické kategorie (společná definice pro všechny geotechnické konstrukce)

(14) 1. **geotechnická kategorie** má zahrnovat pouze malé a relativně jednoduché konstrukce:

- pro které je možné zajistit, že základní požadavky budou splněny na základě zkušenosti a kvalitativního geotechnického průzkumu;
- se zanedbatelným rizikem.

(15) Postupy pro 1. geotechnickou kategorii se mají použít pouze tam, kde je zanedbatelné riziko celkové stability nebo pohybů základové půdy a v základových poměrech, které jsou známé z dostatečně spolehlivé srovnatelné místní zkušenosti. V těchto případech mohou postupy pro návrh základu a provádění obsahovat rutinní metody.

(16) Postupy pro 1. geotechnickou kategorii se mají použít pouze tam, kde se neprovádí výkop pod hladinu podzemní vody nebo pokud srovnatelná místní zkušenost naznačuje, že navrhovaný výkop pod hladinu podzemní vody nebude komplikovaný.

Geotechnické kategorie (společná definice pro všechny geotechnické konstrukce)

(17) 2. geotechnická kategorie má zahrnovat obvyklé typy konstrukcí a základů s běžným rizikem nebo jednoduchými základovými poměry či zatěžovacími podmínkami.

(18) Návrhy konstrukcí ve 2. geotechnické kategorii mají zpravidla zahrnovat kvantitativní geotechnické údaje a rozbor k ujištění, že jsou splněny základní požadavky.

(19) Pro návrhy podle 2. geotechnické kategorie se mají použít standardní postupy pro terénní a laboratorní zkoušky, jejich návrh a provádění.

POZNÁMKA Následují příklady obvyklých konstrukcí nebo částí konstrukcí spadajících do 2. geotechnické kategorie:

- plošné základy;
- základové rošty;
- pilotové základy;
- stěny a ostatní konstrukce zadržující nebo podporující zeminu nebo vodu;
- výkopy;
- mostní pilíře a opěry;
- násypy a zemní práce;
- zemní kotvy a ostatní systémy, které vnášejí zatížení zpět do základové půdy;
- tunely v tvrdých neporušených horninách nevyžadující zvláštní opatření na vodotěsnost a nemající jiné požadavky.

Geotechnické kategorie (společná definice pro všechny geotechnické konstrukce)

(20) 3. geotechnická kategorie má zahrnovat konstrukce nebo části konstrukcí, které nespádají do 1. a 2. geotechnické kategorie.

(21) 3. geotechnická kategorie má obvykle zahrnovat alternativní ustanovení a pravidla k těm, jež jsou v této normě.

POZNÁMKA 3. geotechnická kategorie zahrnuje např. :

- velmi velké nebo neobvyklé konstrukce;
- konstrukce s abnormálním rizikem nebo konstrukce ve složitých základových poměrech nebo konstrukce složitě zatížené;
- konstrukce ve vysoce seismických oblastech;
- konstrukce v oblastech pravděpodobné nestability staveniště nebo trvalých pohybů základové půdy, které vyžadují samostatný průzkum nebo speciální opatření.

Geotechnické kategorie (definice platná pouze pro plošné základy)

20. Podle složitosti základových poměrů se rozlišují:

a) jednoduché základové poměry – základová půda se v rozsahu stavebního objektu podstatně nemění, jednotlivé vrstvy mají přibližně stálou mocnost a jsou uloženy vodorovně nebo téměř vodorovně. Podzemní voda neovlivňuje uspořádání objektů a návrh jejich konstrukce;

b) složité základové poměry – základová půda se v rozsahu stavebního objektu místo od místa podstatně mění, nebo vrstvy mají proměnlivou mocnost anebo jsou nepravidelně uloženy. Podzemní voda se nepříznivě uplatňuje při návrhu objektů a znesnadňuje postup jejich zakládání. Za složité základové poměry se považují také případy, kdy základová půda má nepříznivé vlastnosti nebo ji tvoří zvláštní zeminy či skalní horniny (viz část III.).

21. Podle náročnosti s přihlédnutím ke statickým hlediskům se stavební konstrukce rozlišují na:

a) nenáročné konstrukce – nejsou citlivé na rozdíly v nerovnoměrném sešdání a mají dostatečnou rezervu spolehlivosti v plastické oblasti přetvoření. Specifickou podskupinu tvoří stavební objekty nízké do dvou podlaží (např. zařízení stavenišť, rodinné domky, garáže apod.);

b) náročné konstrukce – jsou všechny ostatní konstrukce, především výškové, staticky neurčité stavební objekty.

22. Při navrhování základů se postupuje podle složitosti základových poměrů, podle náročnosti konstrukcí a podle stupně projektové přípravy. Rozlišují se tři geotechnické kategorie.

Základní – povinná

- Atkinson, J. H. (2007) The mechanics of soils and foundations. 2nd ed. Taylor & Francis.
(několik výtisků je v knihovně geologické sekce; první vydání (1993) lze najít na i-netu)
Odkaz na prezentace přednášek je na <http://natur.cuni.cz/~bohac/>

Rozšiřující (omezeně dostupná na oddělení IG)

- Terzaghi, K, Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) Soil mechanics in engineering practice. J. Wiley & Sons.
- Tomlinson, M.J. (1995) Foundation design and construction. 6th ed, Longman/J. Wiley & Sons.
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1994) Piling engineering. 2nd ed. Blackie A&P.