

**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

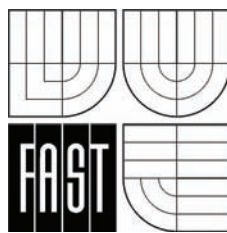
---

**KAMILA WEIGLOVÁ**

# **MECHANIKA ZEMIN**

**MODUL BF02-M03**

**Praktické aplikace mechaniky zemin I**



**STUDIJNÍ OPORY**

**PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S KOMBINOVANOU FORMOU STUDIA**

---

Jazyková korektura nebyla provedena, za jazykovou stránku odpovídá autor.

© Kamila Weiglová 2005

# Obsah

---

<b>1. Úvod</b>	<b>4</b>
1.1. Cíl	4
1.2. Požadované znalosti	4
1.3. Doba potřebná ke studiu	4
1.4. Klíčová slova	4
<b>5. Napětí v základové půdě</b>	<b>5</b>
5.1. Geostatické napětí $\sigma_{or}$ – původní napětí	5
5.2. Napětí v základové půdě od zatížení $\sigma_z$	8
5.3. Napětí v základové půdě od přetížení	11
5.3.1. Napětí $\sigma_z$ od rovnoměrně zatížené obdélníkové plochy	12
5.3.2. Napětí $\sigma_z$ od trojúhelníkového zatížení	16
5.3.3. Napětí $\sigma_z$ od rovnoměrně zatížené kruhové plochy	16
<b>6. Mezní stavy základové půdy</b>	<b>20</b>
6.1. Geotechnické kategorie	20
6.2. Charakteristiky základové půdy	21
6.3. Zatížení	21
6.4. Hloubka založení	22
6.5. Kontaktní napětí	22
<b>7. Únosnost základové půdy</b>	<b>25</b>
<b>Příloha 1</b>	<b>33</b>
<b>Příloha 2</b>	<b>34</b>
<b>13. Literatura</b>	<b>35</b>

# 1. Úvod



## 1.1. Cíle

Cílem třetího a čtvrtého modulu, který bezprostředně na první modul navazuje, jsou praktické aplikace mechaniky zemin. Problémy mechaniky zemin musíme studovat ve dvou rovinách. Prvotní jsou problémy rovnováhy a stability, ale pro návrh stavební konstrukce jsou většinou rozhodující problémy deformace podloží.

Ve třetím a čtvrtém modulu se naučíme výpočet napětí, které potřebujeme znát pro řešení deformačních úloh, posouzení základové půdy a základů na mezní stavy, návrh sklonu svahů a pomocí úloh zemních tlaků návrh a dimenzování svislých konstrukcí.



## 1.2. Požadované znalosti

Jak už název mechanika zemin napovídá, může být tento předmět definován jako aplikace stavební mechaniky, pružnosti a pevnosti, ale také geologie a hydrogeologie na inženýrské problémy vztahující se k zeminám. Proto pro pochopení látky předmětu Mechanika zemin je nutné vycházet ze znalostí výše jmenovaných oborů.



## 1.3. Doba potřebná ke studiu

Doba potřebná k nastudování jednotlivých kapitol bude záviset na znalostech studenta z oborů, které s tímto předmětem bezprostředně souvisí. Předpoklad pro nastudování třetího a čtvrtého modulu předmětu Mechanika zemin je 50 – 60 hodin.



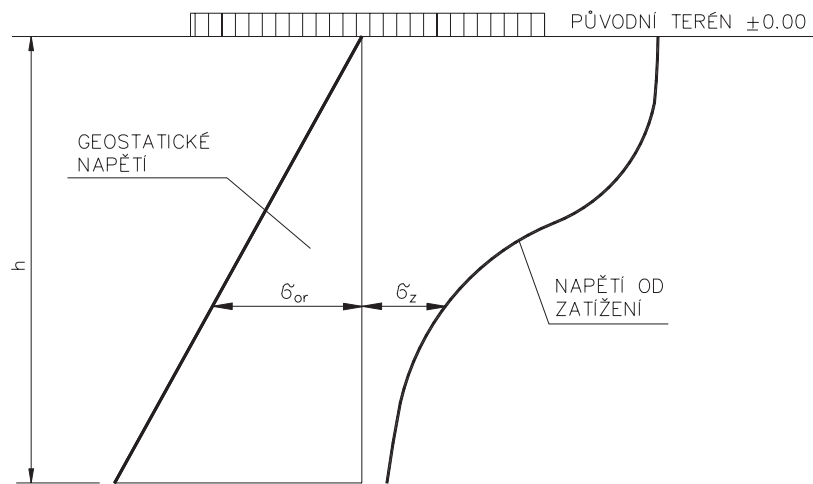
## 1.4. Klíčová slova

Napětí, geostatické napětí, kontaktní napětí, napětí od přitížení, vodorovné napětí, mezní stavy, únosnost, sedání, stupeň stability, sklon svahů, zemní tlaky, konsolidace, časový faktor.

## 5. Napětí v základové půdě

Pro řešení především deformačních úloh musíme znát jak původní napjatost, tak napětí v základové půdě od zatížení stavební konstrukcí.

V praktických úlohách nejčastěji počítáme se svislou složkou napětí  $\sigma_{orz}$ . Abychom odlišili svislou složku původního napětí od svislé složky napětí od zatížení, budeme geostatické napětí označovat  $\sigma_{or}$ , napětí od zatížení  $\sigma_z$ . Napětí geostatické  $\sigma_{or}$  s hloubkou lineárně vzrůstá, napětí od zatížení  $\sigma_z$  se s hloubkou snižuje.



Obr. 39.

### 5.1. Geostatické napětí $\sigma_{or}$ – původní napětí

**Svislé napětí** od vlastní tíhy zeminy, neb napětí původní je dáno tíhou zeminy v uvažované hloubce  $h$

pro homogenní podloží

$$\sigma_{orz} = \gamma \cdot h \quad [\text{kPa}]$$

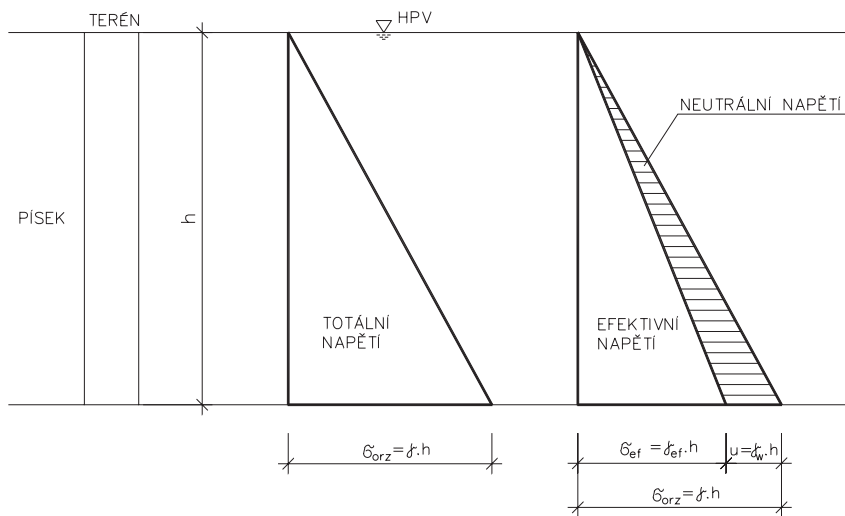
pro vrstevnaté podloží

$$\sigma_{orz} = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

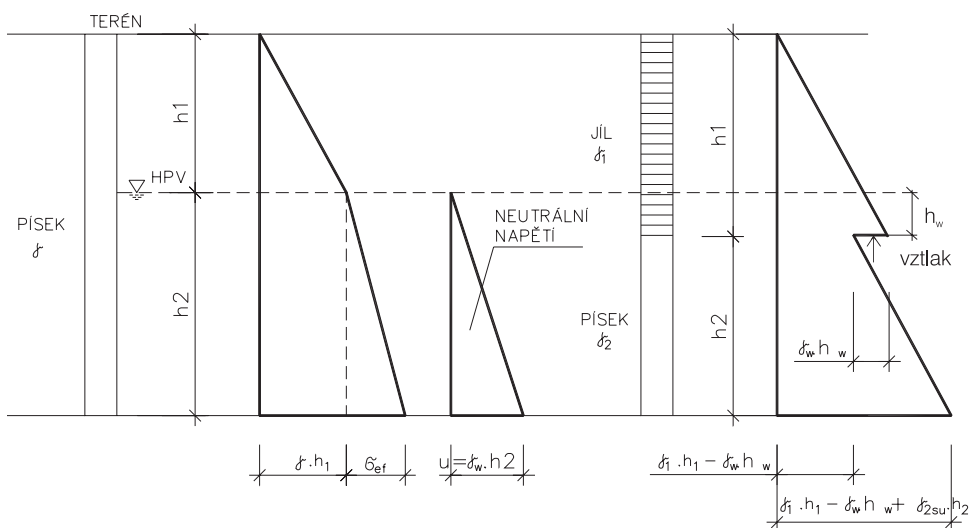
Při výskytu hladiny podzemní vody se u propusných zemin uplatní vztlak, což se zohledňuje snížením objemové tíhy  $\gamma$  na objemovou tíhu pod hladinou vody  $\gamma_{su}$ .

Při výpočtu potom uvažujeme **totální napětí**  $\sigma_{orz}$  – celkové napětí, které přenáší jak zrna, tak voda v pórech zeminy

$$\sigma_{or} = \gamma_{sat} \cdot h$$



Obr. 40.



Obr. 41.

**neutrální napětí**  $u$  – napětí přenášené vodou

$$u = \gamma_w \cdot h$$

$\gamma_w$  – objemová tíha vody (uvažujeme  $10 \text{ kNm}^{-3}$ )

**efektivní napětí**  $\sigma_{ef}$  – napětí přenášené zrny

$$\sigma_{ef} = \gamma_{sat} \cdot h - \gamma_w \cdot h = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h = \gamma_{su} \cdot h$$

Pozn.: Pod hladinou podzemní vody musíme při výpočtu vycházet z objemové tíhy nasycené zeminy  $\gamma_{sat}$  (viz kap. 3.3.).

Pokud pod propustnou zeminou s podzemní vodou je v podloží nepropustná zemina (jíl), působí na tuto vrstvu tíha nadložní vody, což se projeví jako vodorovný skok v průběhu napětí (obr. 41).

Když je pod nepropustnou vrstvou v další propustné vrstvě tlaková voda, napětí v této vrstvě se sníží o vztlak, tzn. o hodnotu  $\gamma_w \cdot h_w$  (obr. 41).

### Vodorovné napětí $\sigma_x$

Homogenní podloží

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)]$$

položíme  $\varepsilon_x = 0$  – nedochází k deformaci a za předpokladu  $\sigma_y = \sigma_x$  dostaneme

$$0 = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu\sigma_z + \nu\sigma_x]$$

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$$

$K_r$  – je součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_r = \frac{\nu}{1-\nu}$$

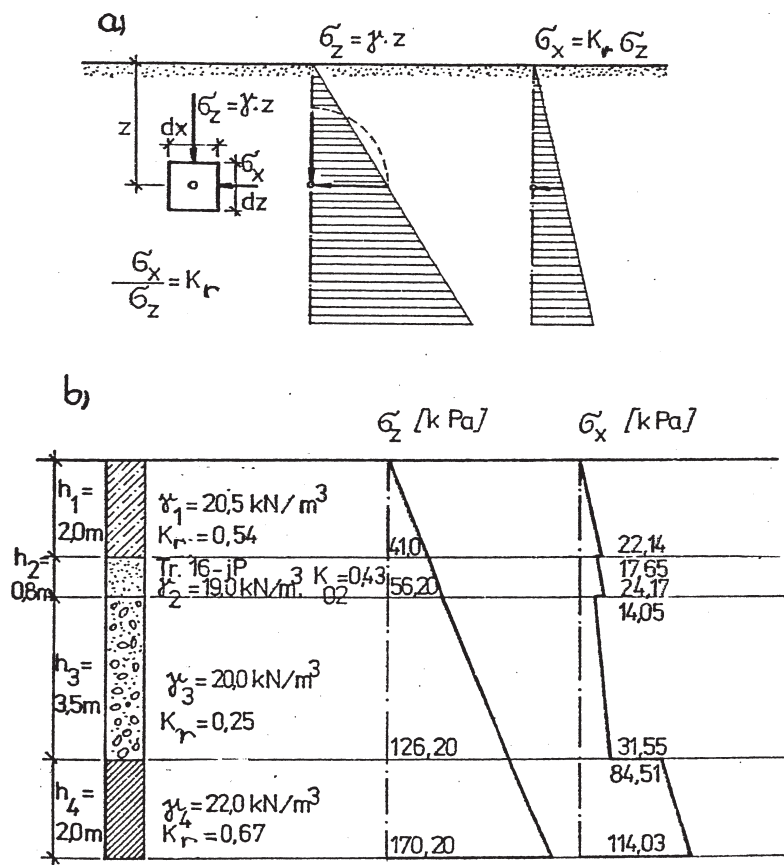
$$\nu = \frac{1}{m}$$

$\nu$  – Poissonovo číslo

$m$  – Poissonova konstanta

Vodorovné napětí můžeme vyjádřit jako lineární funkci  $\sigma_z$

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot K_r$$



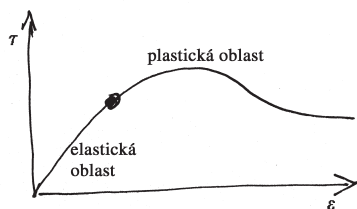
Obr. 41.

Součinitel  $K_r$  závisí na vlastnostech prostředí. V kapalinách je  $K_r = 1$  (hydrostatický tlak  $\sigma_x = \sigma_z$ ). V zeminách, které mají smykovou pevnost a jsou normálně konsolidované je  $K_r < 1$ . Pouze u překonsolidovaných zemin může být  $K_r > 1$ .

	$\nu$	$m$	$K_r$
zeminy štěrkovité	0,2–0,25	4,0–5,0	0,25–0,33
zeminy písčité	0,3	3,3	0,43
zeminy soudržné	0,35–0,4	2,8–2,5	0,54–0,67

## 5.2. Napětí v základové půdě od zatížení

Zatížení působící v základové spáře vyvolává v základové půdě napětí a deformace.



Obr. 42

V pružném stavu se nevytváří smykové plochy, čáry pevnosti se nedotýkají Mohrových kružnic napjatosti pro jednotlivé body. Proto pro řešení napětí v půdě od zatížení nemůžeme používat metod řešení jako pro stavy na mezi pevnosti (Mohrova kružnice se dotýká čáry pevnosti).

Přibližně lineární vztah mezi napětím a deformací v elastické oblasti umožňuje použít pro výpočet napětí v zemině pod zatížením výsledky **matematické teorie pružnosti (nahrazujeme**

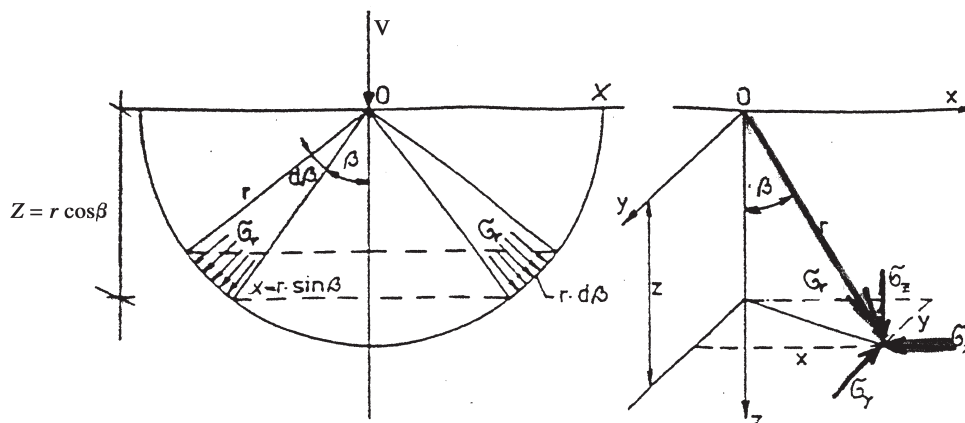
**reálnou zeminu matematickým modelem**, který může mít různé mechanické vlastnosti).

Při řešení nahrazujeme reálné podloží idealizovaným a zjednodušeným modelem tzv. pružným poloprostorem, který je shora omezen vodorovnou rovinou a vyplněn látkou s idealizovanými vlastnostmi.

Nejjednodušší a pro zkoumané napětí v podloží vyhovující je **lineárně pružný, homogenní, izotropní poloprostor**, který zavedl francouzský vědec Boussinesq (1885).

Teorie vychází z těchto předpokladů:

- látka vyplňující souvisle poloprostor je ideálně pružná, homogenní a izotropní** (v libovolném bodě a v každém směru vlastnosti stejné),
- závislost** mezi napětím a deformací je lineární (platí Hookův zákon),



Obr. 43.

- c) **výsledné deformace** jsou malé a nenaruší spjitost poloprostoru,  
 d) **platí zákon superpozice**, tzn. že za současného působení různých namáhání je možné účinky vyšetřovat odděleně a výsledky sčítat, násobit apod.

Z hlediska MZ je potřeba si uvědomit, že zeminy splňují předpoklady teorie jen přibližně, ale pro praktické inženýrské cíle jsou výsledky uspokojivé. **Při určování deformací z této teorie nevycházíme, jiné metody.**

### Osamělá síla

**Boussinesq** (Fröhlich) odvodil vztahy pro svislé napětí, vodorovné napětí a smykové napětí **od zatížení** pružného poloprostoru **osamělou silou** (obr. 43).

Předchozí předpoklady doplnil o další

- napětí se šíří poloprostorem radiálně od působíště síly a má velikost  $\sigma_r$ ,
- radiální napětí sr klesá se čtvercem vzdálenosti od působíště síly  $V$ ,
- jeho velikost je přímo úměrná  $\cos$  úhlu  $\beta$ , který svírá průvodič vyšetřovaného bodu s vertikálou.

Pro radiální napětí pod osamělou silou platí vztah

$$\sigma_r = A \frac{\cos \beta}{r^2}$$

$$A = \frac{3V}{2\pi}$$

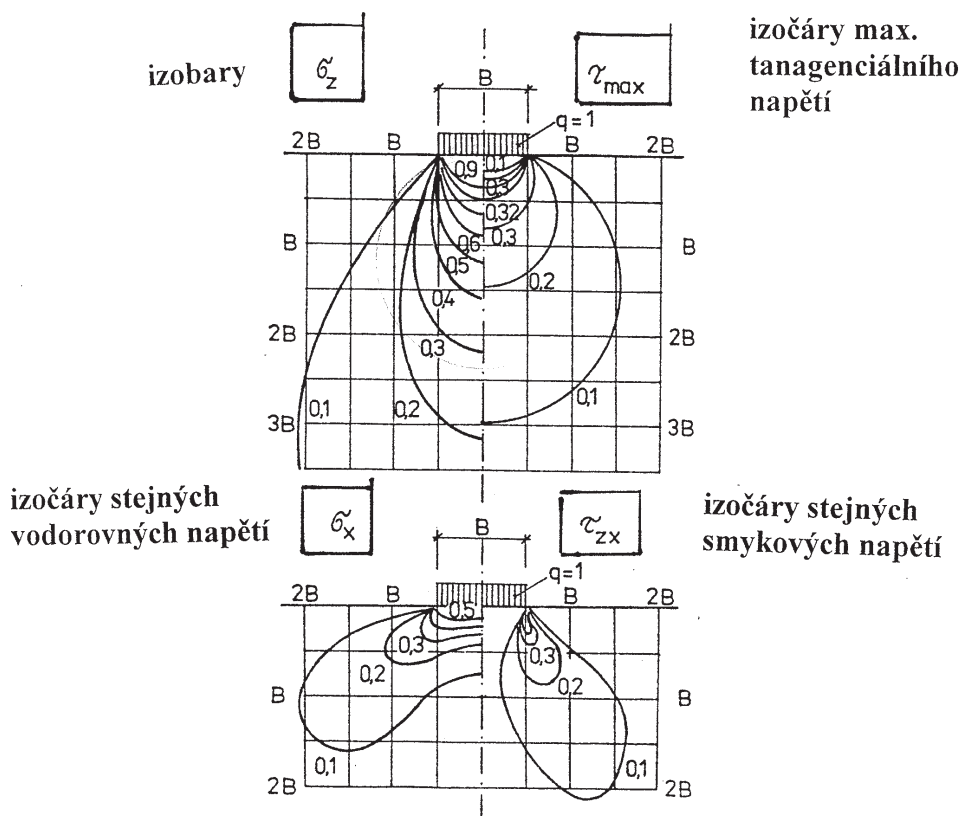
ostatní hledané složky napětí

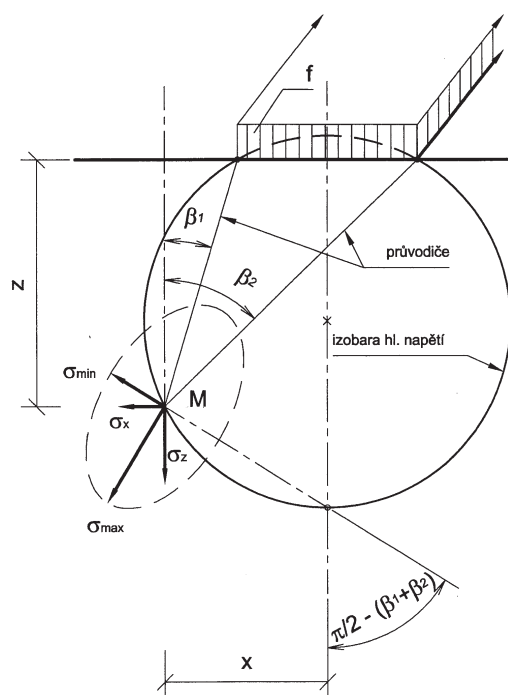
$$\sigma_z = \frac{3Vz^3}{2\pi r^5}; \sigma_x = \frac{3Vx^2z}{2\pi r^5}; \sigma_y = \frac{3Vy^2z}{2\pi r^5};$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{3Vxz^2}{2\pi r^5}; \tau_{zy} = \tau_{yz} = \frac{3Vyz^2}{2\pi r^5}; \tau_{yx} = \tau_{xy} = \frac{3Vxyz}{2\pi r^5};$$

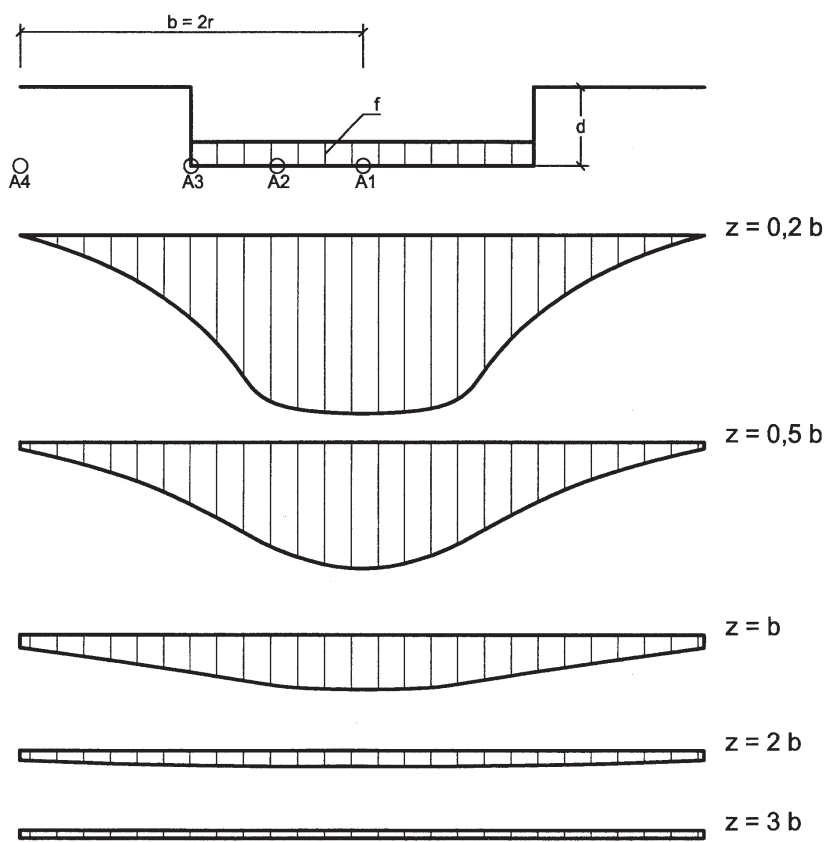
Rozložení jednotlivých napětí v poloprostoru pod zatížením lze znázornit pomocí **izočar napětí**, které spojují místa o stejné velikosti napětí buď normálového nebo tangenciálního.

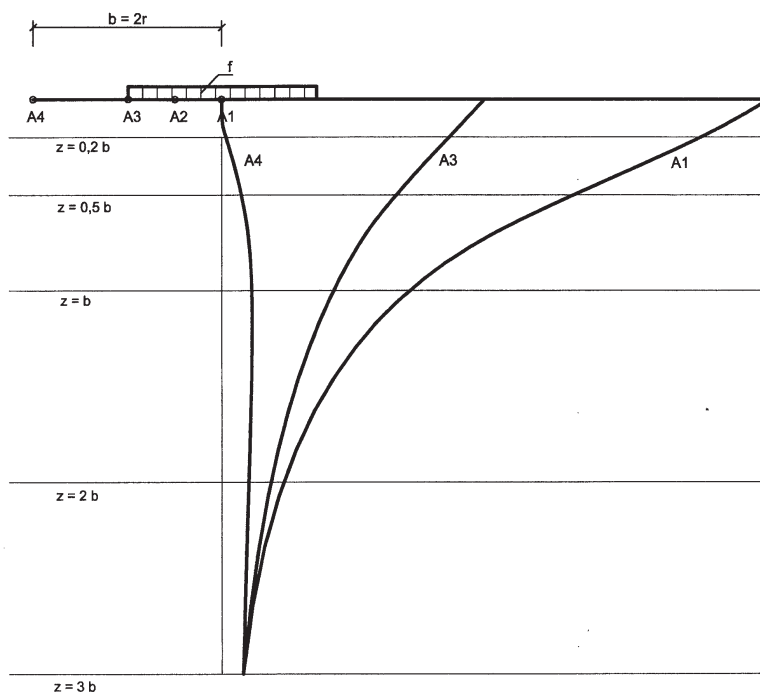
Izočáry svislých normálových napětí nazýváme **izobary**.





Obr. 45. Rovnoměrné svislé zatížení na páse

Obr. 46. Průběh napětí  $\sigma_z$  ve vodorovných rovinách

Obr. 47. Průběh napětí  $\sigma_z$  ve svislých rovinách

### 5.3. Napětí v základové půdě od přitížení

Pro nejčastěji se vyskytující případy zatížení od obdélníkové a kruhové základové plochy jsou odvozeny rovnice. Jejich zpracování je ale pracné, a proto v praxi nejčastěji užíváme pro výpočet napětí od zatížení grafy a tabulky.

Svislá složka napětí  $\sigma_z$  od přitížení se stanoví z rovnice

$$\sigma_z = \sigma_{ol} \cdot I$$

$\sigma_{ol}$  – napětí v základové spáře od přitížení stavbou,

$I$  – redukční součinitel, který je funkcí hloubky  $z$  uvažovaného bodu, šířky  $b$  a délky  $l$  základu.

Pro běžně uvažované tvary základů a typy zatížení budeme rozlišovat redukční součinitele  $I_1$  až  $I_5$ .

$$\text{ČSN 73 1001 označuje } I = \frac{\sigma_z}{f}.$$

Protože zakládáme vždy v určité hloubce  $d$ , nebudeme počítat s napětím od rovnoměrného zatížení  $f$ , ale s napětím od přitížení  $\sigma_{ol}$ .

**Přítížení v základové spáře**  $\sigma_{ol}$  je rozdíl mezi zatížením od stavby  $f$  (nebo kontaktním napětím  $\sigma$ ) a původním napětím  $\sigma_{or}$  v základové spáře, kterým byla zemina v této úrovni již konsolidována (obr. 48).

$$\sigma_{ol} = f - \gamma \cdot d$$

$$\sigma_{ol} = \sigma - \gamma \cdot d$$

$d$  – hloubka založení

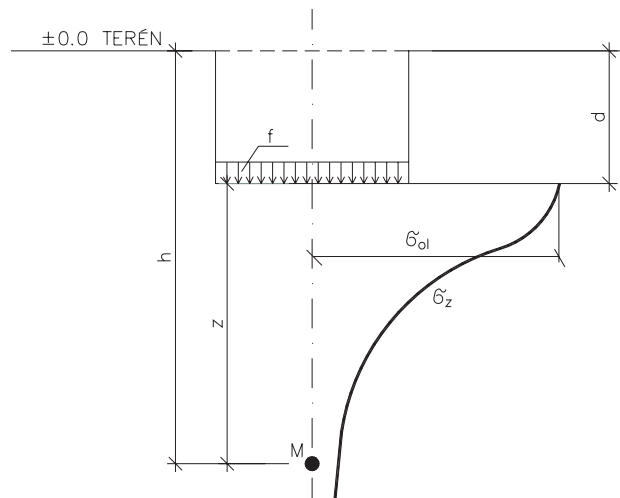
$f$  – svislé rovnoměrné zatížení

$z$  – hloubka uvažovaného bodu od zákl. spáry

$h$  – hloubka uvažovaného bodu od terénu

$b$  – šířka základu,

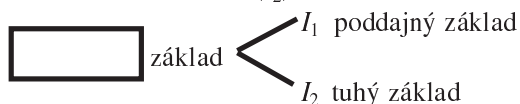
$\sigma$  – kontaktní napětí v základové spáře.



Obr. 48.

### 5.3.1. Napětí $\sigma_z$ od rovnoměrně zatížené obdélníkové plochy

Pro obdélníkový základ jsou sestaveny grafy pro nalezení napětí pod rohem základu ( $I_1$ ) a v tzv. charakteristickém bodě ( $I_2$ ).



#### Poddajný obdélníkový základ

Svislé napětí  $\sigma_z$  za předpokladu poddajného obdélníkového základu pro rovnoměrně rozložené kontaktní napětí se v hloubce  $z$  stanoví z rovnice

$$\sigma_z = \sigma_{01} \cdot I_1 \quad [\text{kPa}]$$

kde

- $\sigma_{01}$  – napětí od přitížení stavbou,
- $I_1$  – redukční součinitel, který určíme z grafu na obr. 49.

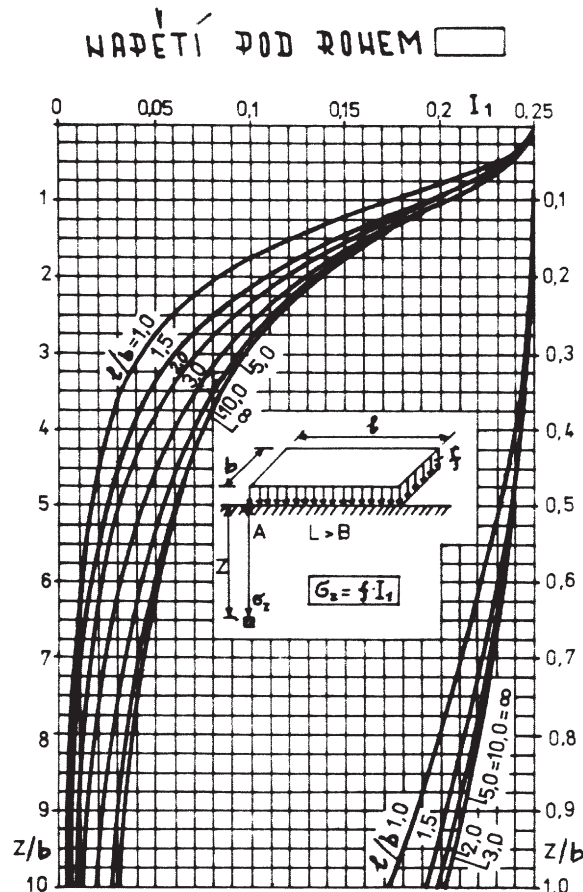
Pro výpočet napětí poddajného základu vycházíme z předpokladu rovnoměrného rozdělení kontaktního napětí. Toto napětí však způsobí nerovnoměrné sednutí základu, tedy jeho průhyb, takže největší napětí bude pod středem základu. Graf je však sestaven pro roh obdélníkového základu. Proto pro výpočet napětí v libovolném bodě pod základem a v libovolném bodě mimo základ využíváme zákona superposice, tzn. že výsledná napětí od jednotlivých zatížení sčítáme, odečítáme apod.

Napětí pod libovolným bodem  $M$  základu v určité hloubce  $z$  bude součtem napětí pod rohovými body 4 obdélníků (obr. 50).

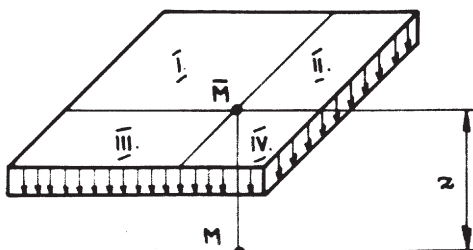
Pro stanovení napětí pod obecným bodem  $M$  ležícím mimo půdorys základu doplníme plochu tak, aby bod  $M$  byl pod jejím rohem, na plochu AHME. Napětí od přidaných ploch odečteme. Plochu IV jsme odečítali dvakrát, proto ji připočteme (obr. 51).

#### Tuhý obdélníkový základ

Pro určení svislého napětí  $\sigma_z$  pod tuhým obdélníkovým základem použijeme součinitele  $I_2$ , které odečteme z grafu na obr. 52.



Obr. 49.



$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} + \sigma_{z_{II}} + \sigma_{z_{III}} + \sigma_{z_{IV}}$$

Obr. 50.

V porovnání s poddajným základem sedne tuhý základ uprostřed méně, na krajích více, takže i kontaktní napětí pod tuhým základem bude uprostřed menší a na krajích větší. V tzv. charakteristickém bodě A je sednutí pružného i tuhého základu stejné. Pomocí součinitele  $I_2$  určíme napětí pod tímto charakteristickým bodem, který pro obdélníkový základ má souřadnice  $0,37 b$  a  $0,37 l$  vzhledem ke středu základu.

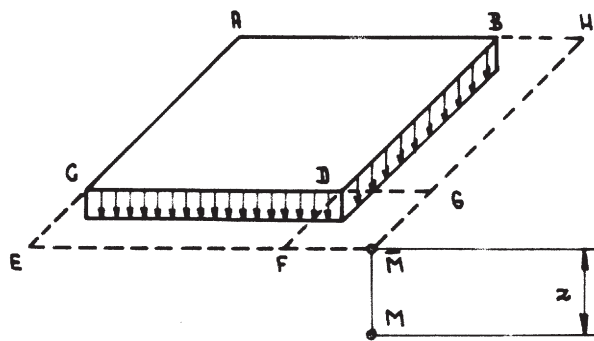
#### Tuhost systému „základová půda – plošný základ“

pro stanovení napětí v podloží pro výpočty podle II. skupiny mezních stavů se pro obdélníkový základ orientačně určí ze vztahu

$$k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{t}{l}\right)^3 \quad \text{nebo} \quad k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^3$$

podle toho, ve kterém směru základu tuhost stanovujeme

- $E$  – je modul pružnosti materiálu základové konstrukce,
- $E_{def}$  – modul přetvárnosti základové půdy,

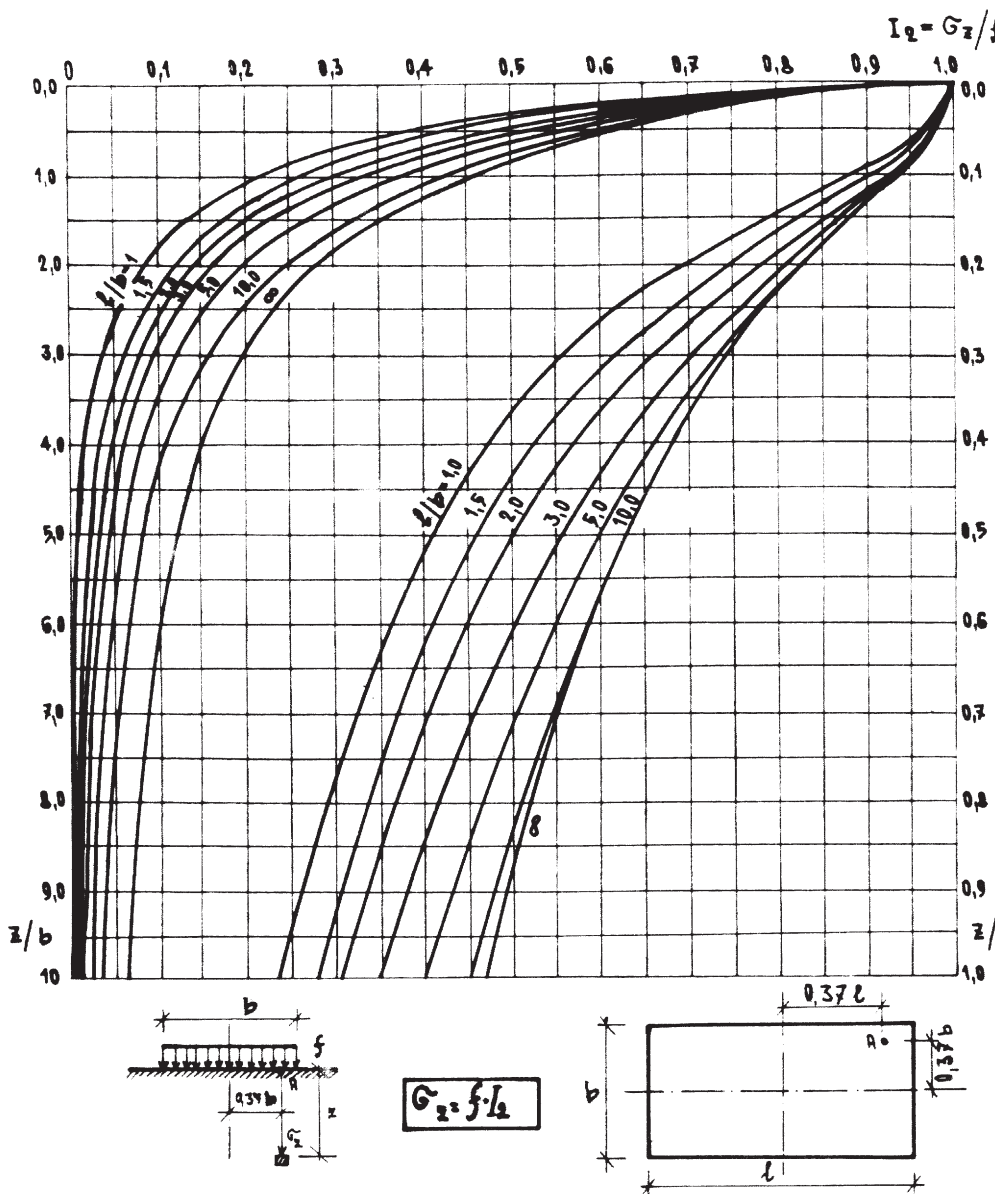


- I. (AHME)
- II. (CGME)
- III. (BHMF)
- IV. (DGMF)

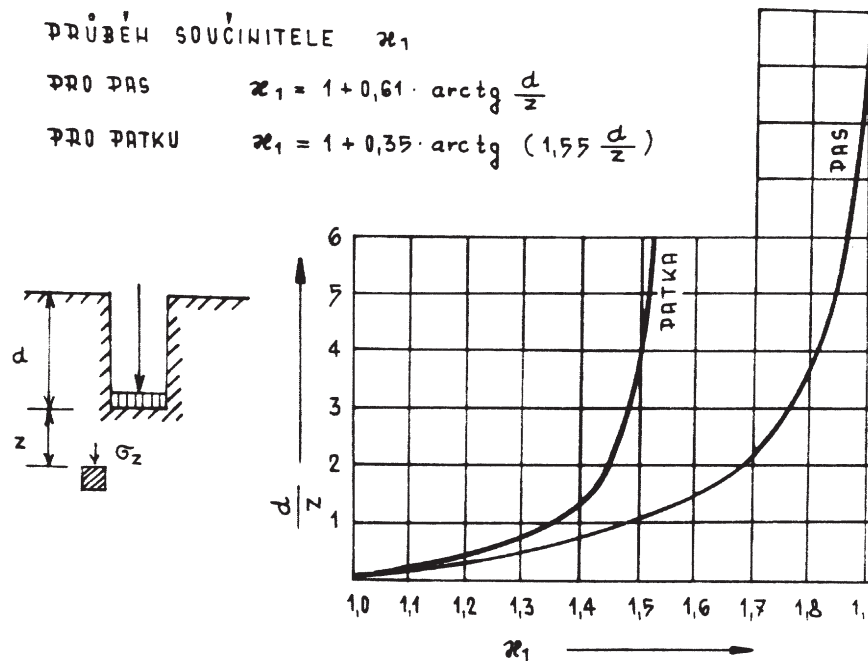
$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} - \sigma_{z_{II}} - \sigma_{z_{III}} + \sigma_{z_{IV}}$$

Obr. 51.

### NAPĚTÍ POD CHARAKTERISTICKÝM BODEM



Obr. 52.



Obr. 53.

- $t$  – tloušťka základové konstrukce,  
 $l, b$  – rozměry konstrukce.

Z rovnice vidíme, že základ stejného rozměru a stejného modulu pružnosti se může chovat jako tuhý, když je na poddajném podloží o nízkém modulu přetvárnosti (hlína, jíl) neb jako pružný, když je na málo poddajném podloží (skála).

#### Vliv hloubky založení

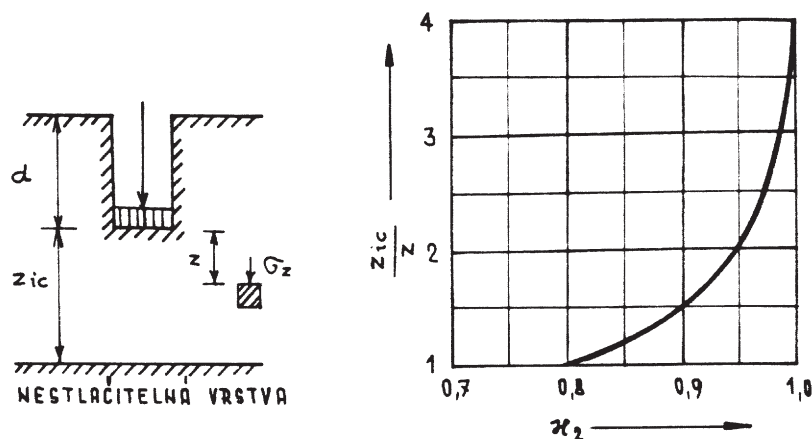
Jelikož vlivem hloubky založení  $d$  se napětí  $s_z$  v základové půdě snižují, zavádí norma poloempirické Jelínkovo řešení. Počítá s náhradní hloubkou  $z_{r1}$

$$z_{r1} = \alpha_1 \cdot z$$

Při stanovení napětí použijeme místo hloubky  $z$  náhradní hloubku  $z_{r1}$ . Součinitel  $\alpha$  stanovíme v závislosti na hloubce založení pro pás a patku podle obr. 53.

#### Vliv nestlačitelného podloží

Průběh napětí ve stlačitelné vrstvě nad nestlačitelnou, nacházející se v malé hloubce  $z$  pod základem, se rovněž stanoví přibližným řešením podle Jelínka pomocí náhradní hloubky  $z_{r2}$  podle vzorce, který uvádí ČSN 73 1001



Obr. 54.

$$z_{r_2} = \kappa_2 \cdot z$$

kteřá se při stanovení napětí  $\sigma_z$  použije místo hloubky  $z$ .

Součinitel  $\kappa_2$  odečteme z grafu na obr. 54 jako funkci poměrné hloubky  $z_{ic} / z$ , kde  $z_{ic}$  je hloubka nestlačitelného podloží.

Uplatňují-li se při výpočtu napětí  $\sigma_z$  **oba vlivy**, jak hloubka založení, tak vliv nestlačitelného podloží, počítá se s náhradní hloubkou  $z_{r_3}$

$$z_{r_3} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z.$$

### 5.3.2. Napětí $\sigma_z$ od trojúhelníkového zatížení

Napětí  $\sigma_z$  od trojúhelníkového zatížení působícího na obdélníkové ploše můžeme určit pro nezatíženou hranu pomocí součinitele  $I_3$  (obr. 56) a pod zatíženou hranou pomocí součinitele  $I_4$  (obr. 57). Schemata pro určení svislého napětí od trojúhelníkového zatížení jsou pod uvedenými obrázky.

Svislé napětí v libovolném bodě obdélníkové plochy zatížené trojúhelníkovým zatížením určíme jako součet napětí od ploch zatížených trojúhelníkovým zatížením a zatížením rovnoměrným (obr. 55a). Např. v bodě  $M$  určíme napětí jako součet napětí pod rohem rovnoměrného zatížení  $BDEF$ , pod zatíženým rohem trojúhelníkového zatížení  $AFE$  a nezatíženým rohem trojúhelníkového zatížení  $EDC$ .

Obdobně postupujeme při lichoběžníkovém zatížení na ploše obdélníku (obr. 55b).

### 5.3.3. Napětí $\sigma_z$ od rovnoměrně zatížené kruhové plochy

Pro stanovení napětí  $\sigma_z$  pod kruhovým základem použijeme součinitele  $I_5$ , jehož průběh pro poddajný kruhový základ v bodech pod základem a v bodě vzdáleném o poloměr základu od hrany základu je na obr. 58.

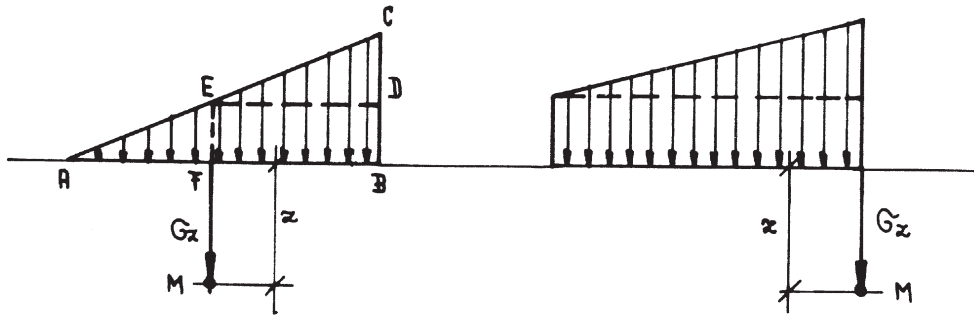
$$\sigma_z = f \cdot I_5$$

- $A_1$  – střed základu,
- $A_2$  –  $r / 2$  od středu,
- $A_3$  – bod na hraně základu,
- $A_4$  – vzdálenost  $r$  od hrany základu.

Pomocí grafu na dalším obrázku (obr. 59) můžeme určit napětí v kterémkoliv bodě pod základem a v kterémkoliv bodě mimo základ do vzdálenosti poloměru základu  $r$  od hrany základu. Na rozdíl od předcházejícího grafu, kde jsme na svislici odečítali hloubku hledaného bodu  $z$  k průměru, zde odečteme  $z / r$ .

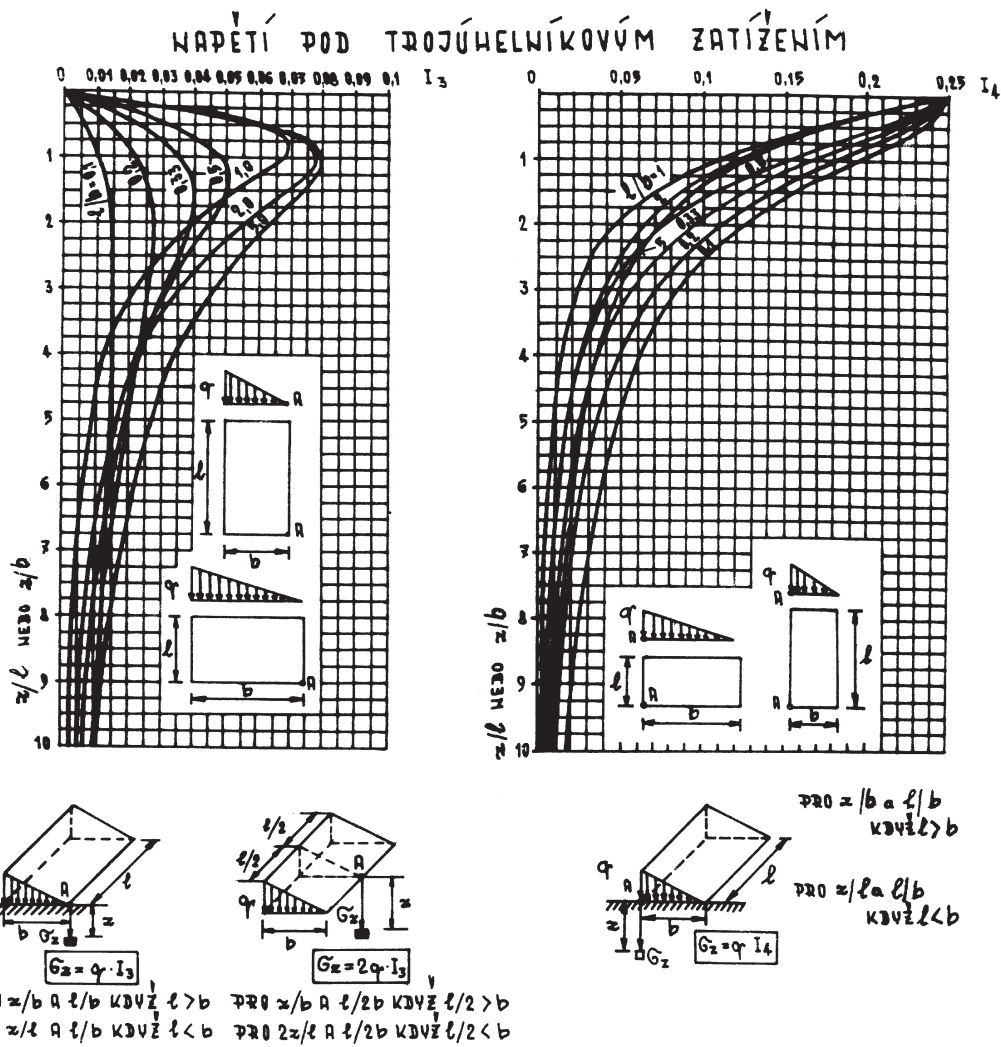
Pokud budeme počítat napětí  $\sigma_z$  pod tuhým kruhovým základem, zjistíme součinitel  $I_5$  pro tzv. charakteristický bod. Pro kruhový základ je charakteristický bod vzdálený od středu základu  $0,85 r$ .

Součinitel  $I_5$  pro tento charakteristický bod můžeme odečíst buď z grafu na obr. 59, nebo přesněji na obr. 60.



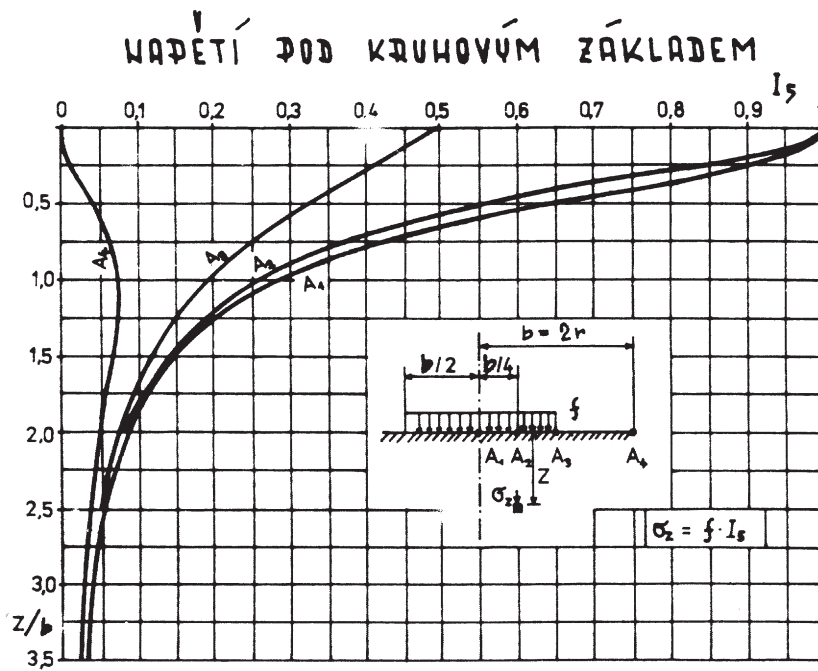
Obr. 55a.

Obr. 55b.

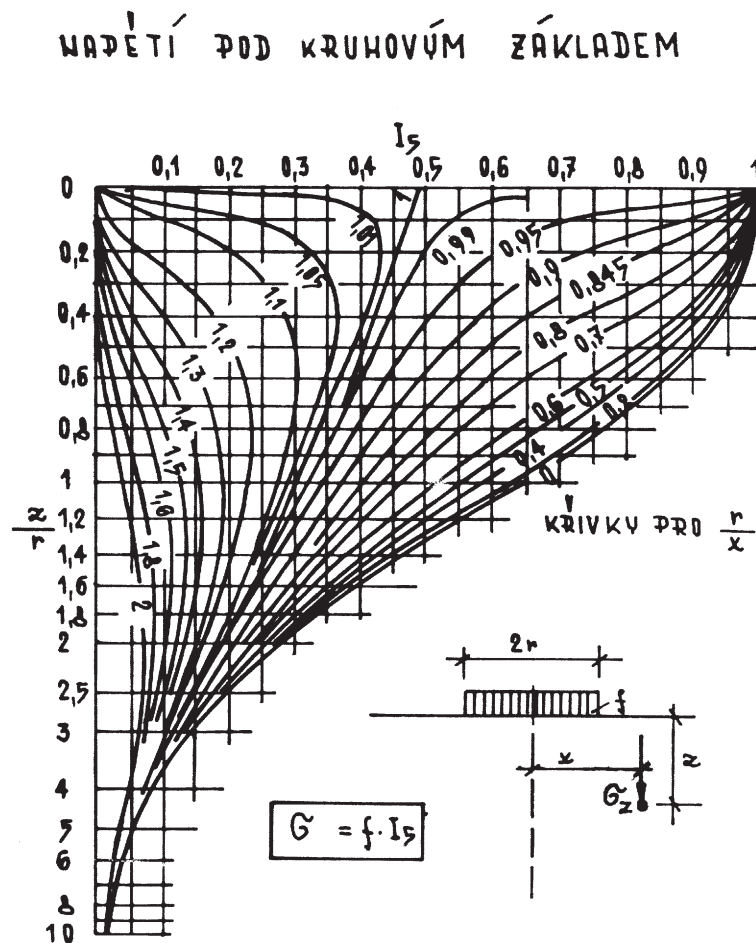


Obr. 56.

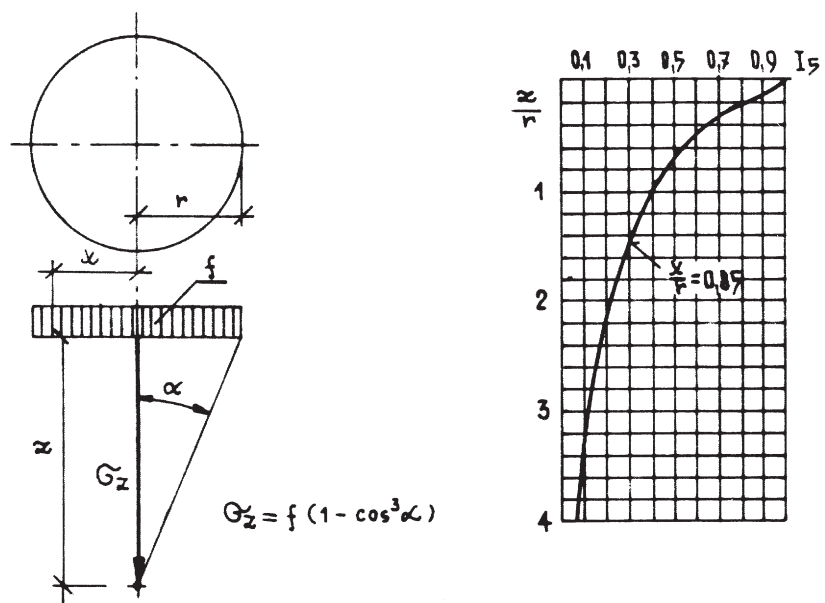
Obr. 57.



Obr. 58.



Obr. 59.



Obr. 60.

## 6. Mezní stavy základové půdy

Norma ČSN 73 1001 předepisuje pro posuzování základové půdy při návrhu základů metodu mezních stavů.

Mezním stavem nazýváme stav, při kterém dochází k takovým kvalitativním změnám v základové půdě (mezní stav únosnosti) anebo na konstrukci (mezní stav použitelnosti), že stavba přestává vyhovovat kladeným požadavkům. Rozlišujeme dvě skupiny mezních stavů

**K mezním stavům I. skupiny (mezní stav únosnosti) patří:**

- 1) stav ztráty stability základu,
- 2) stav porušení základové půdy.

Za mezní stav únosnosti se pokládá stav dosažený při namáhání, které v základové půdě vyvolá vznik souvislých smykových ploch, na nichž je pevnost ve smyku právě vyčerpána, anebo dojde k porušení základové půdy přechodem velkých oblastí zákl. půdy do plastického stavu.

Tím dojde ke zhroucení konstrukce, nepřipustnému zaboření, naklonění a vytlačení zeminy nad původní terén.

**Mezní stavy II. skupiny** – mezní stav použitelnosti neb **mezní stav přetvoření** – zahrnují mezní stavy, které ztěžují běžné používání konstrukcí nebo základů.

Při navrhování základů podle druhé skupiny mezních stavů se uplatňuje mezní stav přetvoření základové půdy, definovaný podle potřeby hodnotami celkového sednutí, nerovnoměrného sednutí, časového průběhu sednutí apod.

V tomto případě dochází ke ztížení podmínek používání stavebních konstrukcí.

Při návrhu konstrukce musí být tedy:

1. zajištěna dostatečná bezpečnost proti porušení podzákladí mezním zatížením,
2. sedání, obzvláště nerovnoměrné sedání musí být v přípustných mezích.

### 6.1. Geotechnické kategorie

Podle složitosti základových poměrů se rozlišují:

- a) **jednoduché zákl. poměry** – zákl. půda se v rozsahu stavebního objektu podstatně nemění, jednotlivé vrstvy mají přibližně stálou mocnost a jsou uloženy vodorovně. Podzemní voda neovlivňuje návrh konstrukce;
- b) **složitě zákl. poměry** – zákl. půda se v rozsahu stavebního objektu místo od místa podstatně mění, nebo vrstvy mají proměnlivou mocnost. Při návrhu objektu se uplatňuje podzemní voda. Zákl. půda má nepříznivé vlastnosti.

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

- a) **nenáročné konstrukce** – nejsou citlivé na rozdíly v nerovnoměrném sedání. Nízké stavební objekty – do dvou podlaží (rodinné domky, zařízení stavenišť)
- b) **náročné konstrukce** – jsou všechny ostatní konstrukce, především výškové a staticky neurčité stavební objekty.

Podle složitosti základové půdy a náročnosti konstrukce se rozlišují tři **geotechnické kategorie**.

**V 1. GK** posoudíme únosnost pouze pomocí hodnot tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$  (viz tab. 22) a porovnáme s provozním výpočtovým kontaktním napětím v zákl. spáře  $\sigma_{ds}$

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt}.$$

Tab. 22. Geotechnické kategorie

Zatřídění stavby z hlediska zakládání	Základové poměry	Geotechnická kategorie	Pro posouzení na I. MS ( $R_{dt}$ , $R_d$ )
nenáročná	jednoduché	1. GK	stačí znát tabulkovou výpočtovou únosnost $R_{dt}$ $R_{dt} \geq \sigma_{ds}$
náročná		2. GK	je nutný výpočet únosnosti z rovnice $R_d$ , ale je možné použít směrné normové charakteristiky $R_d \geq \sigma_{de}$
nenáročná	složitě		
náročná			

**Pro 2. GK** musíme únosnost i sedání už prokázat výpočtem, ale pro výpočet podle rovnic, které jsou uvedeny v následujících kapitolách, můžeme použít směrné normové charakteristiky, které jsou pro jednotlivé zeminy uvedeny v přílohách 1 a 2.

Pro stanovení směrných normových charakteristik musíme mít pro zatřídění zemin k dispozici alespoň základní průkazné hodnoty, t.zn. že musíme znát z laboratoře vlhkost, konzistenční meze, zrnitost, případně ulehlost.

**Pro 3. GK** musíme pro výpočet únosnosti i sedání použít průkazné hodnoty, které získáme z laboratorních, neb polních zkoušek. Máme-li k dispozici dostatečný soubor výsledků průkazných zkoušek, je vhodné provést statistický rozbor a na jeho základě stanovit výpočtové charakteristiky zemin.

## 6.2. Charakteristiky základové půdy

Počítáme buď s normovými neb výpočtovými charakteristikami zákl. půdy.

### Normové charakteristiky lze získat:

- 1) Z laboratorních neb polních zkoušek (zkoušky v terénu), které se provádějí při průzkumu staveniště.
- 2) Statistickým zpracováním výsledků zkoušek získaných z většího územního celku.

Podle velikosti území se takto získané hodnoty dělí na:

- a) směrné normové charakteristiky základové půdy, které mají celostátní platnost,
- b) místní normové charakteristiky, které se zpracovávají pro určité oblasti soustředěné výstavby. Jsou-li k dispozici místní charakteristiky, mají přednost před charakteristikami směrnými.

**Výpočtové charakteristiky** základové půdy se stanovují dělením normových charakteristik součiniteli základové půdy.

## 6.3. Zatížení

### I. MS – mezní stav únosnosti

Pro 1. GK se vychází z provozního výpočtového zatížení v základní kombinaci.

Pro 2. a 3. GK vycházíme z extrémního výpočtového zatížení v nejnepříznivější možné základní, popř. i mimořádné kombinaci.

Tab. 23.

GK	I. mezní stav	II. mezní stav
1. GK	provozní výpočtové napětí $\sigma_{ds}$	neposuzujeme
2. GK	extrémní výpočtové napětí $\sigma_{de}$	provozní výpočtové napětí $\sigma_{ds}$
3. GK		

**Poznámka:** Vycházíme-li z extrémního výpočtového zatížení, je možné u staveb 1. a 2. geotechnické kategorie získat hodnoty provozního výpočtového zatížení dělením součinitelem 1, 2.

## II. MS – mezní stav přetvoření

Pro výpočet a posouzení sedání vycházíme z provozního výpočtového zatížení v upravené základní kombinaci sestávající ze zatížení stálých, nahodilých dlouhodobých a trvalých složek krátkodobých zatížení. Pro 1. GK II. mezní stav neposuzujeme.

## 6.4. Hloubka založení

Z hlediska promrzání se stanoví nejmenší hloubka takto:

- 1) U definitivních staveb založených na zeminách je nutno základovou spáru volit pod zámraznou hloubku, tj. nejméně 0,8 m pod upraveným terénem;
- 2) Pro jemnozrnné zeminy třídy F7 a F8 je nejmenší hloubka založení 1,6 m pod upraveným terénem. Jedná se o zeminy objemově nestálé kde vysycháním (klimatické vlivy, vegetace) může dojít k velkému smrštění nebo naopak při dotaci vody k nadměrnému bobtnání.
- 3) U základů na zeminách chráněných prokazatelně proti promrzání a u základů provizorních konstrukcí může být hloubka základové spáry v hloubce menší, nejméně však 0,4 m.

Hloubku založení určíme s ohledem na stabilitu (únosnost) a sedání konstrukce.

## 6.5. Kontaktní napětí

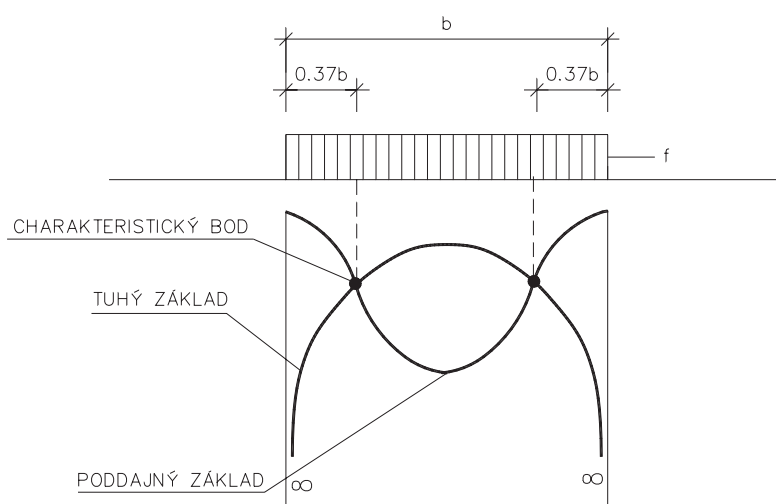
Na rozdělení napětí v podloží má také vliv rozdělení napětí v základové spáře, tzv. kontaktní napětí. Kontaktní napětí tedy představuje rozdělení napětí v základové spáře, které se stanoví z podmínky stejné deformace základu a podloží.

Podstatný vliv na rozdělení a velikost kontaktního napětí má tuhost základu a vlastnosti zeminy v podloží.

Další vlivy jsou tvar a velikost základové konstrukce, velikost a způsob zatížení, hloubka založení a hloubka hladiny podzemní vody.

Při rovnoměrném zatížení základu bude kontaktní napětí tím rovnoměrnější, čím bude základ poddajnější. Praktické kritérium na stanovení tuhosti základu je v kapitole 4.3.1.

Kontaktní napětí  $\sigma$  pod tuhým základem založeným na pružném poloprostoru je dáno rovnicemi Boussinesqua a jiných autorů. Rovnice dávají nekonečně velkou hodnotu napětí pod hranami základu. Tato napětí reálná zemina není schopna přenést, nastanou plastická přetvoření, napětí na hranách poklesne, ale pod středem se zvýší, aby byla zachována rovnováha mezi napětím a zatížením. Obrazec napětí se mění přes sedlovitý na parabolický až zvonkovitý, v závislosti na jmenovaných vlivech.



**Obr. 61.** Kontaktní napětí v základové spáře

Rozsah smykem porušených (plastických) oblastí nezávisí na rozměrech základu, ale jen na kontaktním napětí. U tuhého základu se tedy skutečný průběh kontaktního napětí bude lišit tím méně, čím větší je zatížená plocha.

Pro praktické výpočty úlohu zjednodušíme a uvažujeme kontaktní napětí rovnoměrně rozdělené, ale pouze na tzv. efektivní ploše základu  $A_{ef}$ . Pro centricky zatížený základ efektivní plocha odpovídá původní celkové ploše základu.

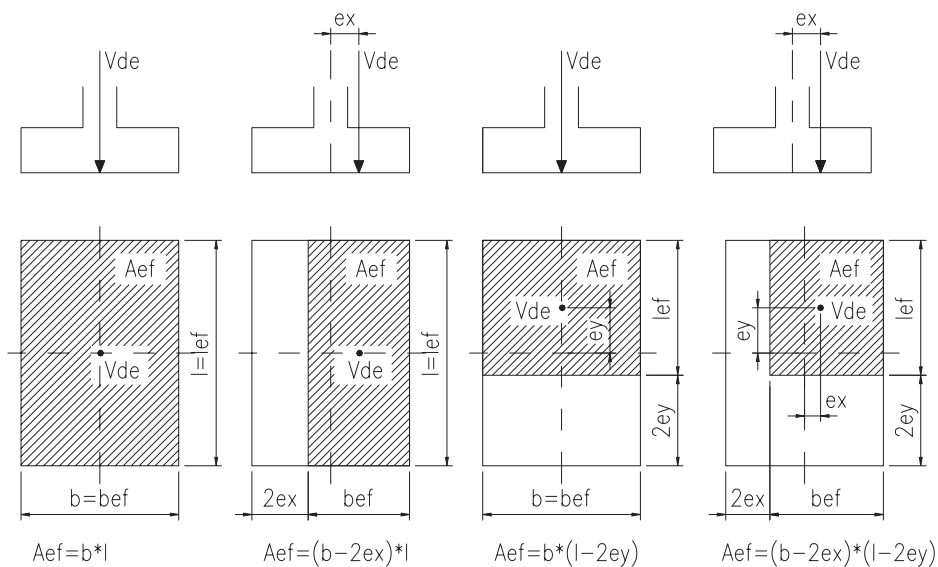
### I.MS

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}} \quad \sigma_{de} \leq R_d$$

- pro 1. GK
- $\sigma_{de}$  – extrémní výpočtové kontaktní napětí,
  - $V_{de}$  – extrémní svislá výpočtová síla (včetně tíhy základové konstrukce),

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A_{ef}} \quad \sigma_{ds} \leq R_{dt}$$

- $\sigma_{ds}$  – provozní výpočtové kontaktní napětí,
- $V_{ds}$  – provozní svislá výpočtová síla (včetně tíhy základové konstrukce).



**Obr. 62.**

**Excentrické zatížení**

Pro mimostředně zatížený základ se efektivní plocha určuje z podmínky, že síla  $V_{de}$  neb  $V_{ds}$  působí v těžišti plochy  $A_{ef}$ . U obdélníkového základu lze určit plochu  $A_{ef}$  z šířky  $b$  a délky  $l$  základu redukovaných o dvojnásobek příslušných složek výstřednosti výslednice  $e$ .

$$b_{ef} = b - 2e \quad l_{ef} = l - 2e$$

Obdélníkový základ – excentricita vyvolaná dvěma momenty ve dvou na sebe kolmých směrech. Spočítáme excentricity

$$e_b = \frac{M_{db}}{V_{de}} \quad e_l = \frac{M_{dl}}{V_{de}}$$

efektivní šířka a délka

$$b_{ef} = b - 2e_b \quad l_{ef} = l - 2e_l \quad e < 1/3 b$$

kontaktní extrémní výpočtové napětí

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}} = \frac{V_{de}}{b_{ef} \cdot l_{ef}}$$

Musí být splněna podmínka

$$e < 1/3 b$$

$$e < 1/3 l .$$

**II. MS** – pro sedání musíme určit přetížení v základové spáře  $\sigma_{ol}$

$$\sigma_{ol} = \sigma_{ds} - \gamma \cdot d$$

Při výpočtu sedání se předpokládá rovnoměrné rozdělení kontaktního napětí na tlačené ploše základové spáry  $A$  (nesmíme uvažovat hranové zatížení)

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A}$$

To znamená, že pro případ výstřednosti, při které síla působí uvnitř jádra průřezu základu, uvažujeme celou plochu základu.

Největší přípustná výstřednost

$$e_{\max} = \frac{M_{ds \max}}{V_{ds \max}}$$

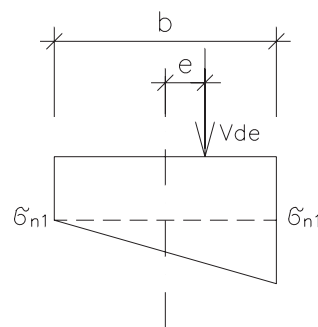
nesmí překročit 1/3 rozměru základu ve směru působící excentricity.

Excentricita může u tuhého základu vyvolat naklonění. Pro výpočet naklonění stanovíme hranové napětí

$$\sigma_{d_{1,2}} = \frac{V_{ds}}{b \cdot l} \pm \frac{V_{ds} \cdot e}{W}$$

$W$  – průřezový modul půdorysu základové konstrukce.

Průběh napětí pod takto zatíženým základem se stanoví jako součet napětí pod rovnoměrným zatížením (součinitel  $I_1$ ) a pod zatížením trojúhelníkovým ( $I_3$  a  $I_4$ ).



**Obr. 63.**

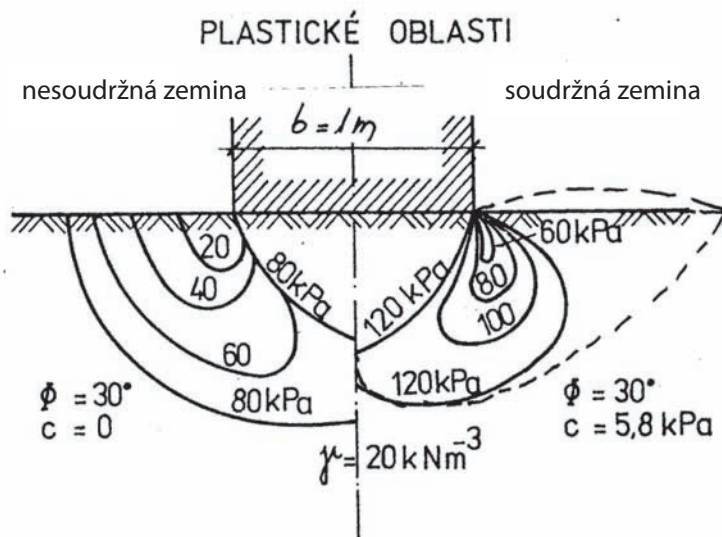
## 7. Únosnost základové půdy

### I. skupina mezních stavů – mezní stav únosnosti

Mezní únosnost je taková hodnota zatížení základové půdy, při jejímž překročení by mělo dojít k překročení pevnosti základové půdy, vytvoření smykových ploch a zaboření základu.

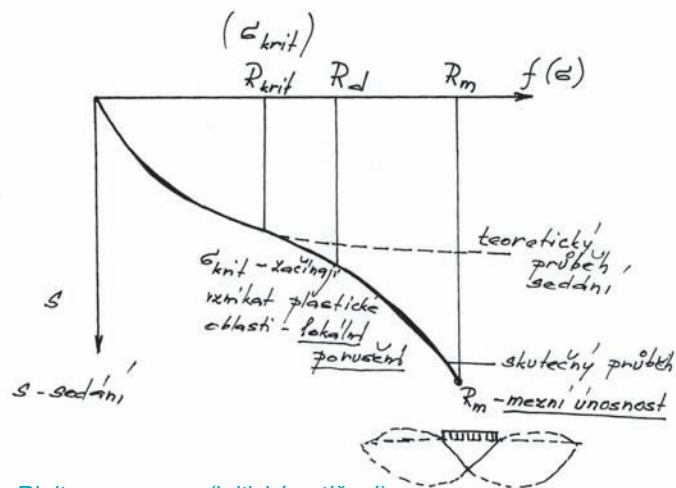
Jak jsme již uvedli úvodem, k mezním stavům únosnosti patří buď ztráta stability základové půdy porušením rovnováhy podél souvislých smykových ploch, neb porušení základové půdy přechodem větších oblastí do plastického stavu (tzn. že u základů velkých půdorysných rozměrů mohou deformace rozsáhlých plastických oblastí způsobit poruchy konstrukce dříve, než se dosáhne mezní únosnosti).

Při postupně se zvětšujícím napětí v základové spáře  $\sigma$  se mění stav napjatosti. V důsledku toho základ sedá a zvyšuje se smykové napětí v zemině. Když toto napětí překročí smykovou pevnost zeminy, začnou se pod základem vytvářet plastické oblasti, které vznikají na hranách základu a rozšiřují se stoupajícím zatížením do stran. Při dalším zvyšování napětí  $\sigma$  se plastické oblasti spojí, pod základem se vytvoří klín zeminy neporušené ve smyku, který vytlačuje zeminu do okolí. Při dosažení mezního zatížení dojde k vytvoření spojitých smykových ploch, po kterých je zemina vytlačována a základ se zaboří neb nakloní. Toto mezní zatížení odpovídá meznímu stavu únosnosti (stability) základových konstrukcí.



klín zeminy neporušené  
ve smyku

izočáry stejných smykových  
napětí – vznikají pod  
hranami základu, kde je  
rozdíl hlavních napětí  
největší



( $\sigma_{krit}$ )  $R_{krit}$  (kritické zatížení)

$R_d$  výpočtová únosnost

$R_m$  mezní únosnost – propojení plastických oblastí, vznikají smykové plochy (vyčerpána smyková pevnost zemin) – zemina je vytlačena, základ se zaboří nebo nakloní

- Působí-li zatížený základ na zeminu, mění se v podloží stav napjatosti, roste svislá i vodorovná složka napětí i napětí smykové. Svislá složka napětí způsobuje sedání, vodorovná složka deformaci ve vodorovném směru, není podstatná, pokud smykové napětí nedosáhne pevnosti ve smyku.

- Z inženýrského hlediska je důležitá otázka, za jakých okolností dojde ke ztrátě stability nějakého základu.

- Úlohu řešíme za předpokladu vzniku mezního stavu rovnováhy v základové půdě.

### ➤ Principy řešení

1. Metoda vycházející ze začínajícího porušení – kritické zatížení

dnes jen výjimečně odpovídá meznímu stavu trhlin na betonových konstrukcích

$$\sigma_{\max} = \sigma_{krit}$$

2. Zemina pod základem se dostala v celém rozsahu do stavu mezní rovnováhy

$$\sigma_{\max} = \frac{R_m}{F}$$

Maximální napětí je rovno mezní únosnosti dělené stupněm stability (bezpečnosti)  $F$ , pohybuje se v rozmezí 1,8 – 3. Přístup užívaný dříve.

3. Naše norma ČSN 73 1001 vychází z výpočtové únosnosti  $R_d$  (případně  $R_{qd}$ ) – pomocí výpočtových charakteristik (zavádí součinitele spolehlivosti  $\gamma_m$ ). Tím je zajištěno, že mezního zatížení nebude dosaženo s požadovanou pravděpodobností

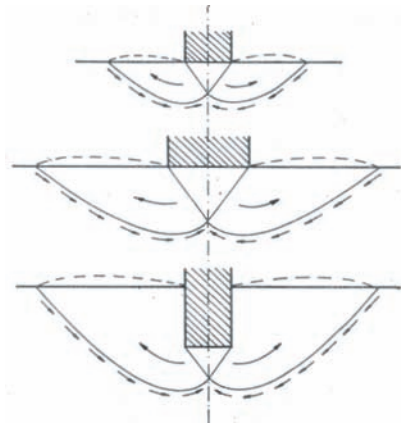
1. geotechnická kategorie

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt}$$

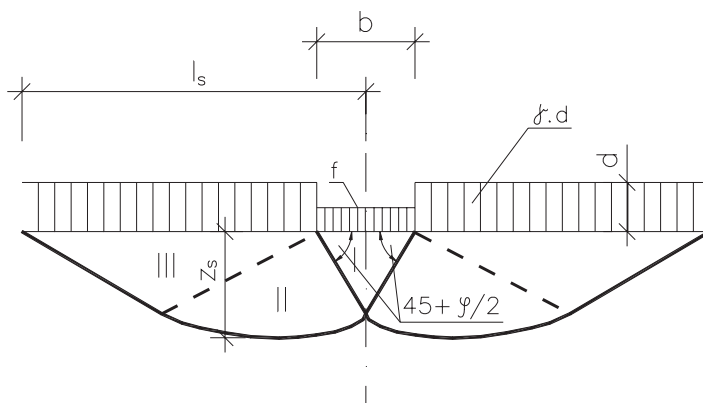
2. a 3. geotechnická kategorie

$$\sigma_{de} \leq R_d$$

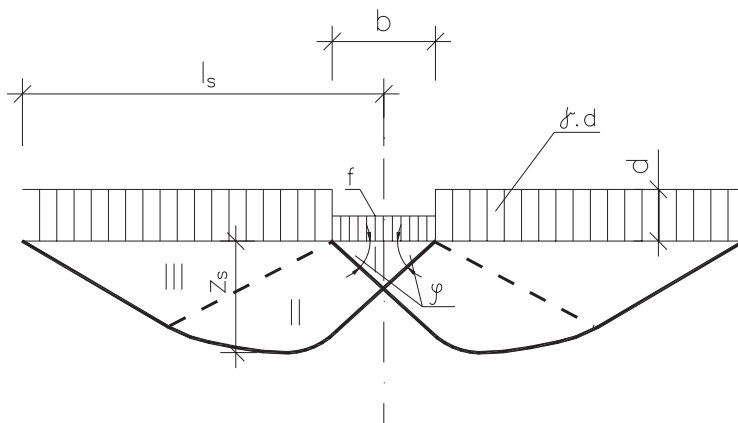
4. Numerické řešení MKP – zavedením nelineárního vztahu napětí a deformace. Spolehlivost závisí na vhodnosti a výstižnosti použitých konstitučních vztahů.



Vliv šířky základu a hloubky založení



**Obr. 64.** Předpoklad tvaru smykových ploch podle Prandtla



**Obr. 65.** Předpoklad tvaru smykových ploch podle Terzaghiho

Na obr. 64 je znázorněn předpoklad tvaru smykové plochy při dosažení mezní únosnosti podle Prandtl a na obr. 65 podle Terzaghiho. Prandl uvažuje pod základem vytvoření aktivního klínu pod úhlem  $45 + \varphi / 2$ , který vytlačuje okolní zeminu do stran. Druhá oblast omezená logaritmickou spirálou je plastická oblast a III. je při zatížení  $\gamma \cdot d$  pasivní Rankinova oblast. Terzaghi předpokládá vytvoření aktivního klínu pod úhlem vnitřního tření  $\varphi$ .

**Hloubku smykové plochy  $z_s$**  pod základovou spárou a její **vodorovný dosah  $l_s$**  od osy základu můžeme orientačně uvažovat

$$\begin{aligned} z_s &= 2b, & l_s &= 6b & \text{pro třídy S1 a S3 a G1 až G3,} \\ z_s &= b, & l_s &= 2,5b & \text{pro všechny ostatní třídy,} \\ & b & & & \text{– šířka základu.} \end{aligned}$$

### Výpočtová únosnost $R_d$ pro 2. a 3. GK

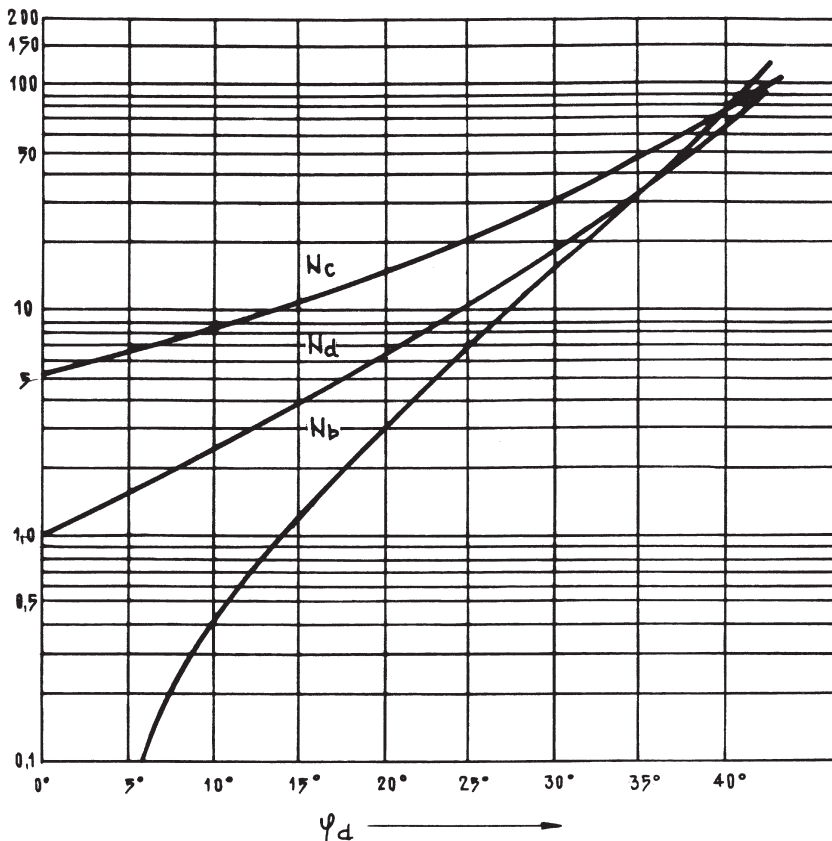
neb mezní výpočtová únosnost je hodnota zatížení základové půdy, která nám zaručuje, že s předepsanou pravděpodobností nebude dosažen mezní stav únosnosti.

Výpočtová únosnost  $R_d$  se podle ČSN 73 1001 pro základ s vodorovnou základovou spárou stanoví z obecného vzorce, který vychází ze vzorce Brinch-Hansena

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + g_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d + g_2 \cdot \frac{b}{2} \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \quad [\text{kPa}]$$

kde

- $R_d$  – svislá výpočtová únosnost v kPa,
- $\gamma_1, \gamma_2$  – objemová tíha nad a pod základovou spárou v  $\text{kNm}^{-3}$ ,
- $b$  – efektivní šířka neb průměr základu v m,
- $N_c, N_d, N_b$  – součinitelé únosnosti závislé na výpočtovém úhlu vnitřního tření,
- $d$  – hloubka založení,



Obr. 66.

- $c_d$  – výpočtová hodnota soudržnosti v kPa,  
 $s_c, s_d, s_b$  – součinitelé vyjadřující tvar základu,  
 $d_c, d_d, d_b$  – součinitelé vyjadřující vliv hloubky založení,  
 $i_c, i_d, i_b$  – součinitelé vyjadřující vliv šikmosti zatížení.

Zjednodušeně můžeme napsat

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot K_c + g_1 \cdot d \cdot N_d \cdot K_d + g_2 \cdot N_b \cdot K_b .$$

Z rovnice vidíme, že první člen vyjadřuje **vliv soudržnosti**  $c$ , druhý člen **vliv hloubky založení**  $d$  a třetí člen **vliv šířky základu**  $b$ .

V rovnici uvažujeme **výpočtové parametry zeminy**  $c_d, \varphi_d$ , které se stanoví vydělením normových hodnot součiniteli základové půdy  $\gamma_m$ .

- Pro normový úhel vnitřního tření  $0 < \varphi \leq 12^\circ$   $\gamma_{mj} = 1,5$   
 Pro normový úhel vnitřního tření  $\varphi > 12^\circ$   $\gamma_{mj} = \varphi / (\varphi - 4)$   
 Pro normovou soudržnost  $\gamma_{mc} = 2$   
 Platí tedy

$$\varphi_d = \frac{\varphi}{\gamma_{m\varphi}}, \quad c_d = \frac{c}{\gamma_{mc}} .$$

Výpočtová hodnota objemové tíhy odpovídá normové, protože součinitel zatížení  $\gamma_f = 1$ .

Tyto součinitele platí pouze pro výpočty podle I. MS, působí-li v zákl. spáře kontaktní napětí  $\sigma_{de}$  vyvozené nejnepříznivější možnou zákl. kombinací zatížení. Pro mimořádnou kombinaci zatížení se postupuje individuálně.

**Součinitele únosnosti**  $N_c, N_d, N_b$  určíme buď ze vztahů

$$N_c = (N_d - 1) \cotg \varphi_d \quad \text{pro } \varphi_d > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \quad \text{pro } \varphi_d = 0$$

$$N_d = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi_d}$$

$$N_b = 1,5 (N_d - 1) \operatorname{tg} \varphi_d$$

$\varphi_d$  – výpočtový úhel vnitřního tření.  
 nebo z grafu na obr. 66.

**Součinitelé tvaru základu**  $s_c, s_d, s_b$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{b}{l}$$

$$s_d = 1 + \frac{b}{l} \sin \varphi_d$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{b}{l}$$

kde  $b, l$  jsou rozměry obdélníkového základu, čtvercový neb kruhový základ  $b = l$ .

**Součinitelé hloubky založení**  $d_c, d_d, d_b$

$$d_c = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{d}{b}}$$

$$d_d = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{d}{b} \cdot \sin 2\varphi_d}$$

$$d_b = 1$$

$b$  – šířka neb průměr základu.

**Součinitelé šikmosti zatížení**  $i_c, i_d, i_b$

$$i_c = i_d = i_b = (1 - \operatorname{tg} \delta)^2$$

$\delta$  – úhel odklonu výslednice od svislice, pro  $\delta > 30^\circ$  se postupuje individuálně.

S rostoucí šikmostí se podstatně snižuje únosnost základu.

### Excentricita zatížení

Při excentrickém zatížení dosazujeme do rovnice pro výpočet únosnosti  $R_d$  rozměry efektivní plochy  $b_{ef}$ ,  $l_{ef}$ . Nesmíme zapomenout tyto efektivní rozměry uvažovat při výpočtu součinitelů tvaru základu ( $s_c$ ,  $s_d$ ,  $s_b$ ) a součinitelů hloubky založení ( $d_c$ ,  $d_d$ ,  $d_b$ ). Jak zjistíme efektivní rozměry viz kap. 6.5. Kontaktní napětí.

### Hladina podzemní vody

a) Je-li hladina podzemní vody v hloubce větší neb rovné dvěma šířkám základu pod úrovní základové spáry u zemin S1 až S3 a G1 až G3, aneb v hloubce větší neb rovné šířce základu u všech ostatních zemin, nezmenšujeme objemovou tíhu  $\gamma_2$  v důsledku vztlaku (neuvažuje se vztlak)

- u zemin třídy S1 až S3 a G1 až G3      HPV  $\geq 2b$ ,
- u ostatních zemin      HPV  $\geq b$ .

b) Je-li HPV v úrovni základové spáry, zmenší se objemová tíha zeminy  $\gamma_2$  o plný vztlak.

c) Je-li HPV v hloubce menší než šířka neb dvě šířky základu, stanoví se objemová tíha  $\gamma_2$  lineární interpolací mezi hodnotami stanovenými pro případy podle bodu a) a b).

d) Je-li HPV nad úrovní základové spáry, uvažuje se s plným zmenšením objemové tíhy zeminy  $\gamma_2$  v důsledku vztlaku a se zmenšením objemové tíhy  $\gamma_1$  jen pod úrovní hladiny podzemní vody

$$\gamma_{2ef} = \gamma_2 - \gamma_w \cdot$$

**Pro 2. GK** můžeme v rovnici pro  $R_d$  uvažovat směrné normové charakteristiky (příloha 1 a 2).

**Pro 3. GK** se normové charakteristiky určí na základě výsledků zkoušek.

**Postup výpočtu** výpočtové únosnosti  $R_d$  je pro **2. a 3. GK stejný**.

**Extrémní zatížení** se vypočte z normových hodnot zatížení vynásobením součinitelem zatížení  $\gamma_f$  podle normy ČSN 73 0032. Součinitel  $\gamma_f$  je pro jednotlivé druhy zatížení různý.

### Posouzení na I. mezní stav

Pro 2. a 3. GK se výpočtová únosnost  $R_d$  porovná s napětím v základové spáře vyvozeným účinky extrémního výpočtového zatížení  $\sigma_{de}$ .

Je-li  $R_d \geq \sigma_{de}$  základ vyhovuje.

### Tabulková výpočtová únosnost $R_{dt}$ – pro 1. GK

Pomocí hodnot tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$  (odpovídají dříve používané metodě navrhování podle dovolených namáhání), které jsou uvedeny v tab. 24, 25 a 26, posoudíme únosnost základové půdy pro 1. geotechnickou kategorii nebo těchto hodnot využíváme pro předběžný návrh rozměrů základové konstrukce.

Pro první geotechnickou kategorii se porovnávají účinky předpokládaného provozního výpočtového napětí v základové spáře  $\sigma_{ds}$  s hodnotami tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt} \cdot$$

Už víme, že únosnost základu je kromě vlastností základové půdy ovlivňována šířkou základu, hloubkou založení, polohou hladiny podzemní vody vzhledem k základové spáře a případně i polohou málo stlačitelné vrstvy vzhledem k základové spáře.

Základní hloubky založení a šířky základů, pro které  $R_{dt}$  platí, jsou uvedeny v tabulkách.

Musíme zohlednit poznámky, které jsou uvedeny pod tab. pro jednotlivé skupiny zemin. To znamená, že základní tabulkovou hodnotu únosnosti musíme zvýšit případně snížit o hodnotu vyjadřující některý z uvedených vlivů.

### Vliv šířky základu

Pro jemnozrné zeminy skupiny F platí tabulkové hodnoty  $R_{dt}$  jednotně pro šířku do 3 m, neboť pro nižší úhly vnitřního tření, které přísluší jemnozrným zeminám, má šířka základu relativně malý vliv na jeho únosnost. U zemin písčitých a šterkovitých lze pro mezilehlé hodnoty šířek základu použít interpolaci. Extrapolace není dovolena.

**Tab. 24. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$  [kPa] zemín jemnozrnných při hloubce založení 0,8 až 1,5 m pro šířku základu = 3 m**

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost $R_{dt}$ [kPa]			
		Konzistence			
		měkká	tuhá	pevná	tvrdá
F 1	MG	110	200	300	500
F 2	CG	100	175	275	450
F 3	MS	100	175	275	450
F 4	CS	80	150	250	400
F 5	ML; MI	70	150	250	400
F 6	CL; CI	50	100	200	350
F 7	MH; MV; ME	50	100	200	350
F 8	CH; CV; CE	40	80	160	300

**Tab. 25. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$  [kPa] zemín písčitých při hloubce založení 1 m**

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost $R_{dt}$ [kPa]			
		Šířka základu $b$ [m]			
		0,5	1	3	6
S 1	SW	300	500	800	600
S 2	SP	250	350	600	500
S 3	S-F	225	275	400	325
S 4	SM	175	225	300	250
S 5	SC	125	175	225	175

Poznámka: Pro třídu S1 až S3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0,65. Pro třídy S4 a S5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

**Tab. 26. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti  $R_{dt}$  [kPa] zemín šterkovitých při hloubce založení 1 m**

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost $R_{dt}$ [kPa]			
		Šířka základu $b$ [m]			
		0,5	1	3	6
G 1	GW	500	800	1000	800
G 2	GP	400	650	850	650
G 3	G-F	300	450	700	500
G 4	GM	250	300	400	300
G 5	GC	150	200	250	200

Poznámka: Pro třídu G1 a G3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0,65. Pro třídy G4 a G5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

**Vliv hloubky základu**

Je-li základová spára v hloubce větší než hloubka založení předpokládaná v tab. 24 až 26, je možné u základových půd skupiny S a G zvýšit hodnoty o 2,5 násobek a u základové půdy skupiny F o 1 násobek napětí od tíhy základové půdy ležící mezi skutečnou a předpokládanou základovou spárou. Pro nižší hloubky založení je potřeba únosnost prokázat výpočtem  $R_d$ .

**Vliv hladiny podzemní vody**

Lze-li očekávat, že nejvyšší hladina podzemní vody bude pod základovou spárou v hloubce menší než je šířka základu, tabulková hodnota výpočtové únosnosti se sníží o 30 %.

**Vliv méně stlačitelné vrstvy základové půdy**

Je-li pod základovou spárou pevnější a méně stlačitelná vrstva základové půdy v hloubce menší než poloviční šířka základu, je možné tabulkové hodnoty výpočtové únosnosti zvýšit o 20 %.

V případech, kdy není možné stanovit tabulkovou výpočtovou únosnost  $R_{dt}$  (např. větší šířka základu, menší hloubka založení než udávají tabulky), je nutné stanovit únosnost podle zásad 2. GK, tzn. pomocí rovnice pro  $R_d$  s použitím směrných normových charakteristik.

# Příloha 1.

Třída	Symbol	Charakteristika	Konzistence								
			měkká	tuhá	pevná		tvrdá				
			—	—	$S_r > 0,8$	$S_r < 0,8$	$S_r > 0,3$	$S_r < 0,3$			
F 1	MG	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,0;$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	5 až 10	10 až 20	12 až 21	15 až 30					
		$c_u$ kPa	40	70	70	70 až 80					
		$\varphi_u$ °	0	0	10	12 až 15					
		$c_{df}$ kPa	4 až 12		8 až 16	16 až 12				16 až 24	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{df}$ °	26 až 32								
F 2	CG	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,5;$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	4 až 8	7 až 15	10 až 12	18 až 25					
		$c_u$ kPa	30	60	60	60 až 70					
		$\varphi_u$ °	0	0	10	12 až 15					
		$c_{df}$ kPa	6 až 14		10 až 18	18 až 36				18 až 26	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{df}$ °	24 až 30								
F 3	MS	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,0;$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	3 až 6	5 až 8	8 až 12	12 až 15					
		$c_u$ kPa	30	60	60	60 až 70					
		$\varphi_u$ °	0	0	10	12 až 15					
		$c_{df}$ kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40				20 až 28	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{df}$ °	24 až 29								
F 4	CS	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,5;$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	2,5 až 4	4 až 6	5 až 8	8 až 12					
		$c_u$ kPa	30	50	70	70 až 80					
		$\varphi_u$ °	0	0	5	8 až 14					
		$c_{df}$ kPa	10 až 18		14 až 22	22 až 44				22 až 30	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{df}$ °	22 až 27								
F 5	ML MI	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 20,0$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	1,5 až 3	3 až 5	5 až 8	7 až 10	10 až 15	12 až 20			
		$c_u$ kPa	30	60	70	70 až 80		200	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	5	8 až 14		0	15 až 20		
		$c_{df}$ kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		20 až 28	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{df}$ °	19 až 23								
F 6	CL CI	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	1,5 až 3	3 až 6	6 až 8	8 až 12	10 až 15	12 až 20			
		$c_u$ kPa	25	50	80	80 až 90		170	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	0	4 až 12		0	14 až 18		
		$c_{df}$ kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		20 až 28	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{df}$ °	17 až 21								
F 7	MH MV ME	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	1 až 3	3 až 5	5 až 7	7 až 10	10 až 15	12 až 20			
		$c_u$ kPa	25	50	80	80 až 90		170	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	0	4 až 12		0	14 až 18		
		$c_{df}$ kPa	4 až 10		8 až 16	14 až 28		16 až 24	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{df}$ °	15 až 19								
F 8	CH CV CE	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,42; \beta = 0,37; \gamma = 20,5;$					vyšetří se zkouškami			
		$E_{def}$ MPa	1 až 2	2 až 4	4 až 6	6 až 8	8 až 10	10 až 15			
		$c_u$ kPa	20	40	80	80 až 90		150	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	0	3 až 10		0	12 až 16		
		$c_{df}$ kPa	2 až 8		6 až 14	14 až 28		14 až 22	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{df}$ °	13 až 17								

V tabulce značí  $\nu$  – Poissonovo číslo; předvodní součinitel  $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ ;  $\gamma$  – objemová tíha kN/m<sup>3</sup>

Poznámka: Při výběru směrých charakteristik v rozsahu jednotlivých tříd se přihlíží k plasticitě a konzistenci.

## Příloha 2.

SMĚRNÉ NORMOVÉ CHARAKTERISTIKY PÍŠČITÝCH ZEMIN

Třída	Symbol	$\nu$	$\beta$	$\gamma$ kN.m <sup>-3</sup>	$E_{def}$ MPa		$\varphi_{ef}$		$c_{ef}$ kPa	Číselné ovlivňující stanovení charakteristik v rámci rozpětí třídy
					$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0	$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0		
S 1	SW	0,28	0,78	20	30 až 60	50 až 100	34 až 39	0	0	$I_D$ , w, % g, tvar zrn, angularita
S 2	SP	0,28	0,78	18,5	15 až 35	30 až 50	32 až 35	0	0	
S 3	S-F	0,30	0,74	17,5	12 až 19	17 až 25	28 až 31	0	0	
S 4	SM	0,30	0,74	18	5 až 15	5 až 15	28 až 30	0 až 10	0 až 10	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
S 5	SC	0,35	0,62	18,5	4 až 12	4 až 12	26 až 28	4 až 12	4 až 12	

SMĚRNÉ NORMOVÉ CHARAKTERISTIKY ŠTĚRKOVITÝCH ZEMIN

Třída	Symbol	$\nu$	$\beta$	$\gamma$ kN.m <sup>-3</sup>	$E_{def}$ MPa		$\varphi_{ef}$		$c_{ef}$ kPa	Číselné ovlivňující stanovení charakteristik v rámci rozpětí třídy
					$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0	$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0		
G 1	GW	0,20	0,90	21	250 až 390	360 až 500	36 až 41	0	0	$I_D$ , w, % g, tvar zrn, angularita
G 2	GP	0,20	0,90	20	100 až 190	170 až 250	33 až 38	0	0	
G 3	G-F	0,25	0,83	19	80 až 90	90 až 100	30 až 35	0	0	
G 4	GM	0,30	0,74	19	60 až 80	60 až 80	30 až 35	0 až 8	0 až 8	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
G 5	GC	0,30	0,74	19,5	40 až 60	40 až 60	28 až 32	2 až 10	2 až 10	

## 13. Literatura

- [ 1] BAŽANT, Z.: Metody zakládání staveb, Academia 1983
- [ 2] CAPPER, L., CASSIE, F.: The mechanics of engineering soils, E. F. N. SPON Ltd., London, 1976
- [ 3] DRUSA, M., GRÁF, V., KRATOCHVÍL, M.: Mechanika zemin – Příklady, VŠDS, 1995
- [ 4] EICHLER, J.: Mechanika zemin, SNTL, 1978
- [ 5] EICHLER, J., MACEKOVÁ, V., WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin a zakládání staveb, SNTL, 1981
- [ 6] JESENÁK, J.: Mechanika zemin, Bratislava, ES – SVŠT, 1985
- [ 7] HULLA, J. A kol.: Zakladanie stavieb, ALFA, SNTL, 1987
- [ 8] HULMAN, R., KLEPSATEL, F., BARTÁK, J.: Zakladanie staveb a PS, SVŠT, 1989
- [ 9] KÉZDI, A.: Talajmechanika I., II., Budapest, 1960
- [10] MENZELOVÁ, O.: Triaxiálne skúšky zemín, VUIS, 1979
- [11] MENCL, V.: Mechanika zemin a skalních hornin
- [12] MENCL, V.: Mechanika zemin, ČAV, 1955
- [13] MYSLIVEC, A., EICHLER, J., JESENÁK, J.: Mechanika zemin, SNTL – ALFA, 1970
- [14] SLIVOVSKÝ, M.: Geomechanika, VŠDS, 1993
- [15] ŠIMEK, J., VANÍČEK, I.: Vybrané statě z mechaniky zemin, SNTL, 1976
- [16] ŠTĚPÁNEK, Z.: Zakládání staveb – výpočty, ČVUT, 1993
- [17] TRESA, F., ŠMIHULA, G.: Mechanika zemin, SVŠT, 1989
- [18] VANÍČEK, I.: Mechanika zemin, ČVUT, 1996
- [19] VANÍČEK, I.: Sbíрка příkladů z mechaniky zemin, ČVUT, 1983
- [20] VANÍČEK, I., Kudrnáčová, I.: Mechanika zemin – cvičení, ČVUT, 1992
- [21] WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin – návody a příklady do cvičení, VUT Brno, 1983
- [22] POWRIE, W.: Soil Mechanics. Concepts & Applications, Second Edition, SPON Press, London, 2002
- [22] BUDHU, M.: Soil Mechanics & Foundations, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA, 2000
- [22] WOOD, D.J.: Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, 1990
- [22] WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin – Cvičení, CERM Brno, 1998
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V., MASOPUST, J.: Mechanika zemin a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V.: Příklady – Mechanika zemin a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003

Normy ČSN: P, ENV 1997-1 (73 1000) – předběžná norma – Navrhování geotechnických konstrukcí.  
Část 1: Obecná pravidla  
73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy  
72 1010 Stanovení objemové hmotnosti zemin. Laboratorní a polní metody

- 72 1011 Laboratorní stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemin
- 72 1012 Laboratorní stanovení vlhkosti zemin
- 72 1013 Laboratorní stanovení meze plasticity zemin
- 72 1014 Laboratorní stanovení meze tekutosti zemin
- 72 1015 Laboratorní stanovení zhutnitelnosti zemin
- 72 1018 Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemin
- 72 1019 Laboratorní stanovení smršťování zemin
- 72 1020 Laboratorní stanovení propustnosti zemin
- 72 1022 Laboratorné stanovenie uhličitanov v zeminách
- 72 1025 Laboratorní stanovení pevnosti jemnozrnných zemin v prostém tlaku
- 72 1026 Laboratorní stanovení smykové pevnosti zemin vrtulkovou zkouškou
- 72 1027 Laboratorní stanovení stlačitelnosti zemin v edometru
- 72 1031 Laboratorní metody stanovení smykové pevnosti zemin triaxiálním přístrojem (eqv ST SEV 5574-86)
- 72 1172 Stanovení zrnitosti a určení tvaru zrn kameniva
- 72 1191 Zkoušení míry namrzavosti zemin
- 73 0020 Názvosloví spolehlivosti stavebních konstrukcí a základových půd
- P, ENV 1997-2 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí.  
Část 2: Navrhování na základě laboratorních zkoušek
- P, ENV 1997-3 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí  
Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek
- EN ISO 14688-1 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení –  
Pojmenování a  
zařďování zemin – Část 1: Pojmenování a popis
- EN ISO 14688-2 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení –  
Pojmenování a zařďování zemin – Část 2: Zásady pro  
zařďování