

# ZAKLÁDÁNÍ VE SLOŽITÝCH PODMÍNKÁCH

Doc. Dr. Ing. Hynek LAHUTA

Ostrava 2024



Financováno  
Evropskou unií  
NextGenerationEU



Národní  
plán  
obnovy

MŠMT  
MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,  
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

## **Cíle předmětu vyjádřené dosaženými dovednostmi a kompetencemi**

Absolvent by měl navrhnout a posoudit základové konstrukce ve složitých geotechnických podmínkách (poddolovaná území, sesuvná území, na neúnosných základových půdách, apod.) Absolvováním předmětu posluchač nabude znalostí, které mu zajistí dostatečnou základní orientaci v problematice, které jsou nezbytné pro jeho samostatnou praktickou práci, rozvíjení vlastních odborných poznatků i další jejich prohlubování samostudiem odborné literatury.

## **Anotace**

Předmět navazuje na základní studium problematiky zakládání staveb a rozšiřuje získané znalosti v oblastech hlubinného zakládání, zejm. při aplikaci pilotových základů. Kromě technologie pilotování obsahuje rozšířené poznatky z oblasti navrhování pilot podle 1. a 2. mezního stavu, problematiku skupinových pilot a pilotových roštů. Kromě těchto otázek rozvíjí poznatky z oblasti zlepšování vlastností zemin, zakládání v sesuvných územích, problematiky zakládání na násypch a odvalech, vč. metodik zjišťování mechanických vlastností těchto materiálů.

## **Doporučená literatura:**

MASOPUST, J. *Vrtané piloty*. Čeněk a Ježek, Praha 1994, 263 s.

MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažících konstrukcí, příručka k ČSN EN 1997*.

Praha: Informační centrum ČKAIT s.r.o., 2012, 220 s., ISBN 978-80-87438-31-2

MASOPUST, J. *Speciální zakládání staveb 1. díl*, skripta VUT Brno: Akademické nakladatelství CERM s.r.o., 2004, 141 s.

MASOPUST, J. *Speciální zakládání staveb 2. díl*, skripta VUT Brno: Akademické nakladatelství CERM s.r.o., 2006, 150 s.

MASOPUST, J. a kol. *Rizika prací speciálního zakládání staveb*. Praha: Informační centrum ČKAIT s.r.o., 2011, 136 s.

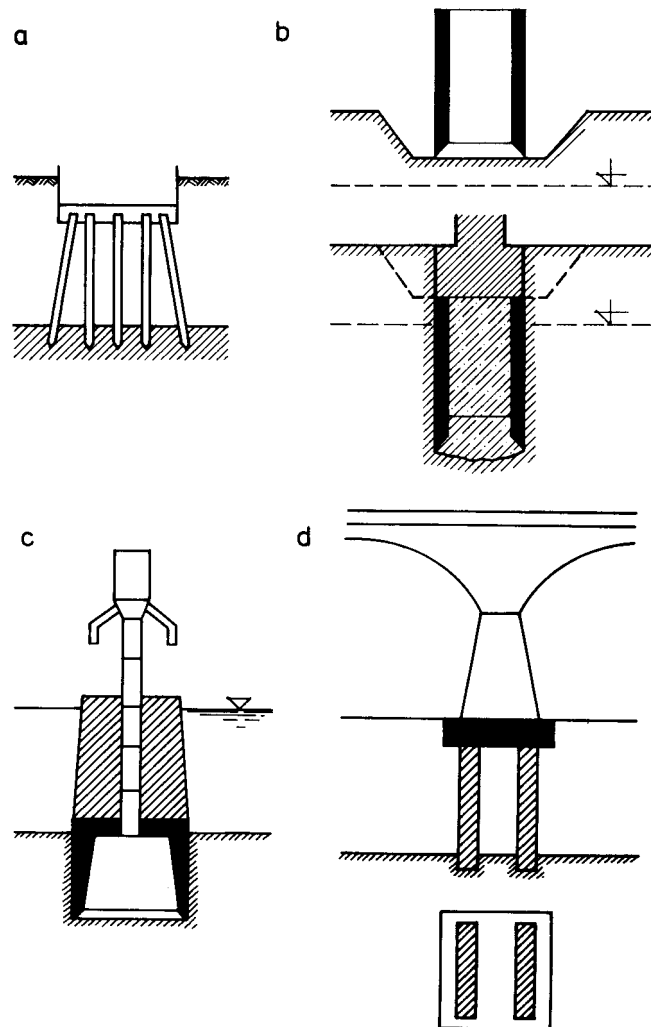
VERFEL, J. *Injektování hornin a výstavba podzemních stěn*. Bratislava: MÚS Bradlo, 1992, 511 s., ISBN 80-7127-043-1.

TURČEK, P. a kol. *Zakládání staveb*. Bratislava: JAGA, 2005, 302 s.

## **OBSAH**

<b>1. Hlubinné základy - přehled.....</b>	<b>1</b>
<b>2. Vstupní údaje pro návrh základů a proces návrhu.....</b>	<b>15</b>
<b>3. Geotechnický průzkum.....</b>	<b>23</b>
<b>4. Plošné základy.....</b>	<b>40</b>
<b>5. Hlubinné základy – příklady.....</b>	<b>47</b>
<b>6. Zakládání zemních těles.....</b>	<b>63</b>
<b>7. Eurokódy.....</b>	<b>71</b>
<b>8. Složité geotechnické poměry.....</b>	<b>86</b>
<b>9. Sesuvná území.....</b>	<b>93</b>
<b>10. Poddolovaná území.....</b>	<b>134</b>
<b>11. Výsypky, navážky.....</b>	<b>149</b>
<b>12. Zakládání ve vodě.....</b>	<b>163</b>
<b>13. Piloty a technologie vrtaných pilot.....</b>	<b>186</b>
<b>14. Interakce piloty a základové půdy.....</b>	<b>195</b>
<b>15. Výpočet únosnosti svislých osamělých pilot.....</b>	<b>199</b>
<b>16. Sklony svahů stavebních jam.....</b>	<b>206</b>
<b>17. Odvodnění stavebních jam.....</b>	<b>211</b>
<b>18. Únosnost osamělých svisle zatížených vrtaných pilot.....</b>	<b>215</b>
<b>19. Únosnost vrtaných vodorovně zatížených pilot.....</b>	<b>229</b>
<b>20. Návrh hlubinných základů dle EC7.....</b>	<b>233</b>
<b>21. Kotvy.....</b>	<b>242</b>
<b>22. Mikropiloty.....</b>	<b>249</b>
<b>23. Příklad na únosnost a posouzení mikropiloty.....</b>	<b>298</b>
<b>24. Geotechnické navrhování.....</b>	<b>304</b>

## Hlubinné základy



Obr. 1. Druhy hlubinného zakládání  
a - piloty; b - studně; c - keson; d - podzemní stěny

Důležité pro návrh:

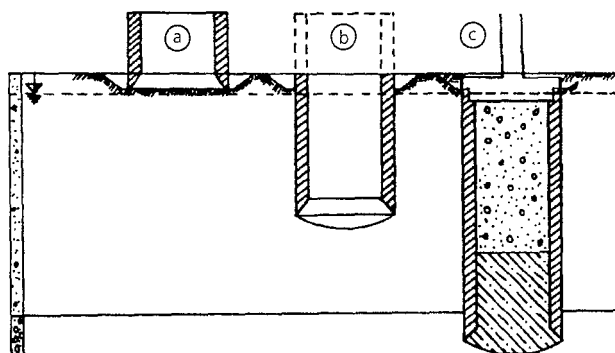
- zatížení
- idealizovaný geol. profil
- mat. model základů (otázka únosnosti; interakce)



## STUDŇOVITÉ ZAKLÁDÁNÍ

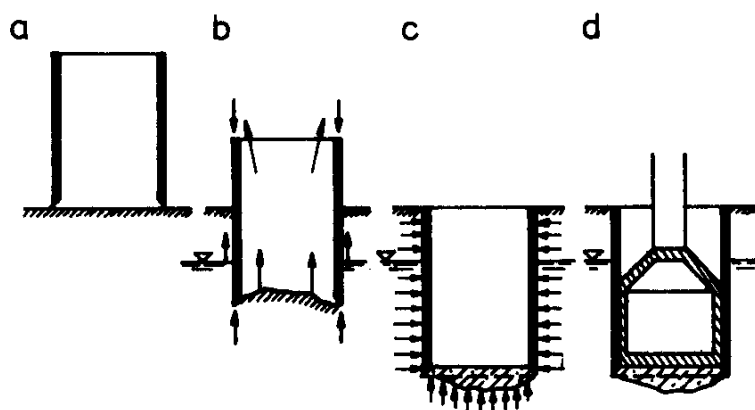
Konstrukce válcovitého nebo hranolovitého tvaru, nahoře i dole otevřená, zapouštěná do země podhrabáváním.

Nejprve stavební jáma do úrovně podzemní vody; v ní první část studně (obr.2 a). V průběhu spouštění se postupně plášť zvyšuje (b). Po dosažení požadované hloubky se vnitřní prostor úplně nebo částečně vyplní betonem (c). V praxi max. do 70 m pod HPV.



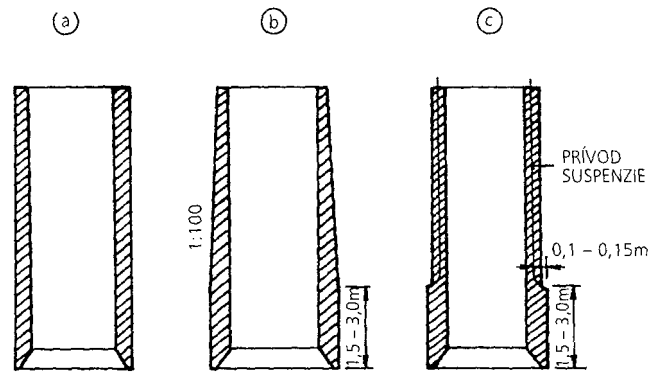
Obr. 2. Postup výroby studňového základu  
a – první prstenek; b – postupné spouštění a nadbetonování; c – vyplnění vnitřního prostoru a ukotvení nosné konstrukce

Zvláštní druh jsou studně tvořící obvodové stěny objektů. Vnitřní prostor se nevyplní, ale účelně využije. Podzemní část studny se vybetonuje nad terémem a jako studna se spustí do příslušné hloubky (objekty čerpacích stanic, garáží i suterény budov)



Obr. 3. Pracovní postup při studňovitém zakládání  
a - zhotovení studně na terénu; b - spouštění; c - zabetonování dna; d - zhotovení základu

Vhodnost: F a hrubozrnné zeminy (podmínka: bez balvanů a dalších překážek)



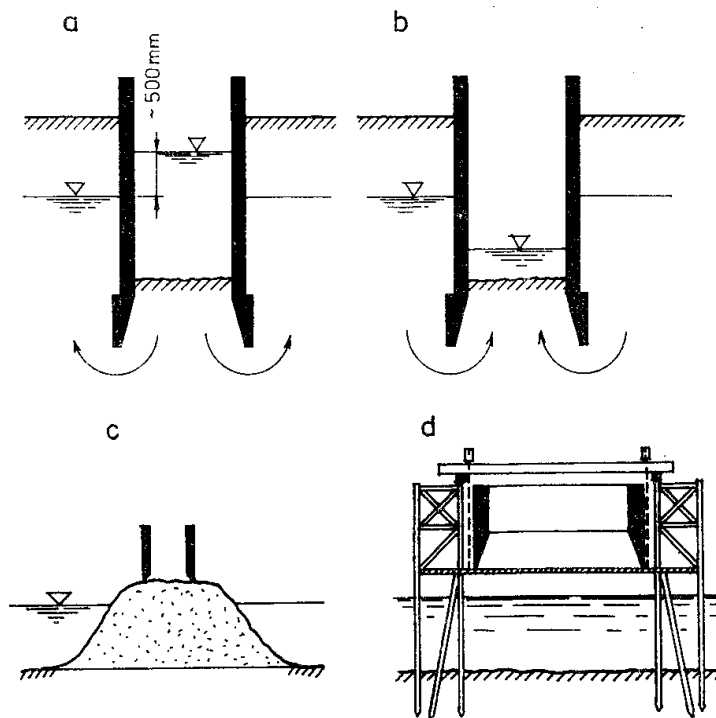
Obr. 4. Tvary plášťí ve svislém řezu  
 a – s konstantní tloušťkou stěn; b – se sklonem vnějšího povrchu; c – s odskokem vyplněným jílovitou suspenzí

a – nejlepší stabilita, při větších hloubkách velké tření

b – tření se zmenší, problém směru

c – nejlepší řešení

Dnes náhrada pilotovým založením (mikropilotová stěna)



#### Spouštění studně

a – správný postup; b – špatný postup; c – spouštění z ostrůvku; d – z lešení

spouštění podhrabáváním břitu (tj. klesání vlastní vahou)

Technologické postupy: z terénu

z lešení

z umělého ostrůvku

⟩ při zakládání na vodě

### Statické řešení studně

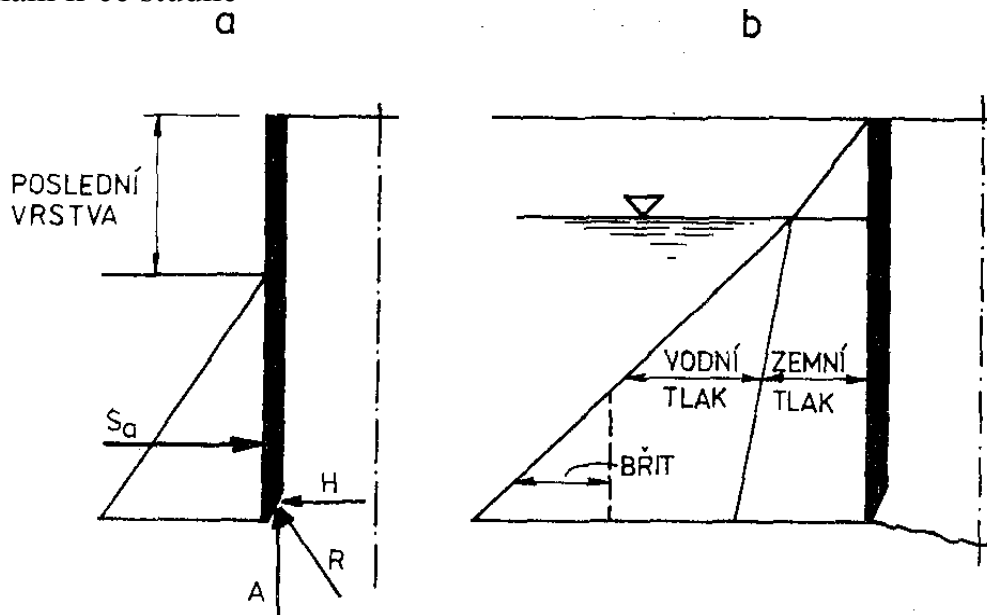
Podmínka 1 MS

$$q = \frac{V + W}{A} \leq R_d$$

Hmotnost studně

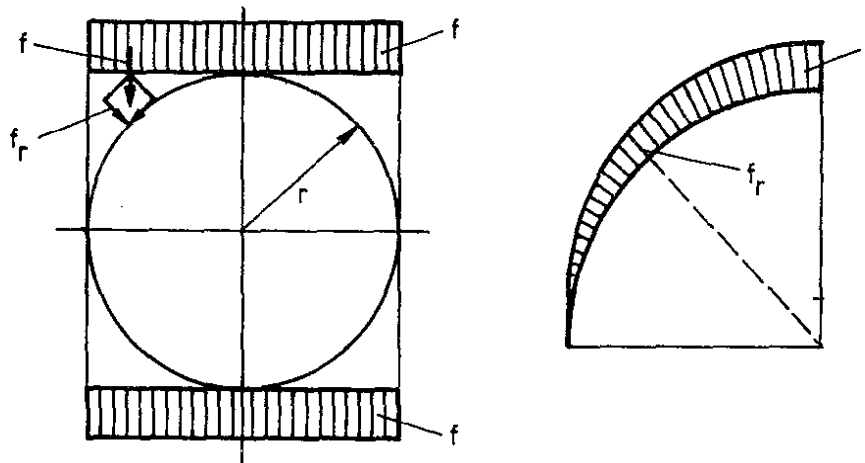
$$G - V_w \rangle T + R$$

Namáhání k-ce studně



dle Bažanta 1973

1. etapa – betonáž na plnou výšku, břit v zemině
2. etapa – studně spuštěna na plnou výšku a břit podhrabán
3. etapa – zvláštní namáhání



Zvláštní namáhání studně

Namáhání tlak-tah

$$M_{\max} = \pm 0,25 f r^2$$

Studně z prostého betonu

$$R = r \sqrt{\frac{\sigma_d}{\sigma_d - 1,75 f}}$$

R, r – vnější a vnitřní poloměr studně

$\sigma_d$  - normové namáhání stěny

f – střední zatížení od  $S_a$  a vodního tlaku

Podélná výztuž – dimenzace na tah

## KESONOVÉ ZAKLÁDÁNÍ

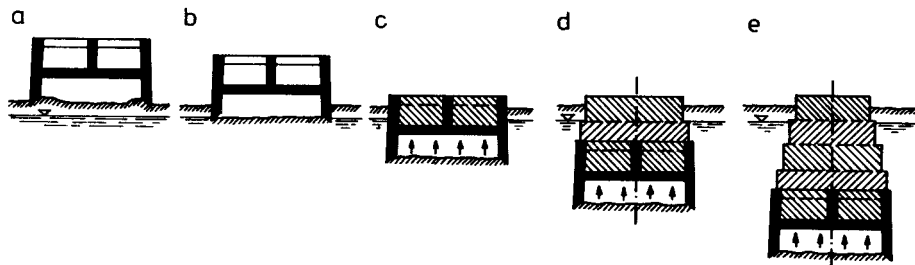
Dutá tělesa uzavřená stropem spouštěná podhrabáváním

Pomocí stropu se vytváří pracovní komora spojená s terénem komunikační šachtou ukončenou vzdušnicí.

Voda se v prac. komoře vytlačí pomocí tlaku vzduchu (zvyšování s hloubkou).

Použití pro základové půdy ve kterých se vyskytují překážky, které by bránily použití studní.

Ruční odstraňování, po ukončení se prostor vyplní betonem.



Obr. 5. Schéma kesonového zakládání

a - zhotovení kesonu; b - stabilizace kesonu; c, d - spouštění kesonu a betonáž pilíře; e - usazení kesonu

Dnes náhrada velkopřůměrovými pilotami.

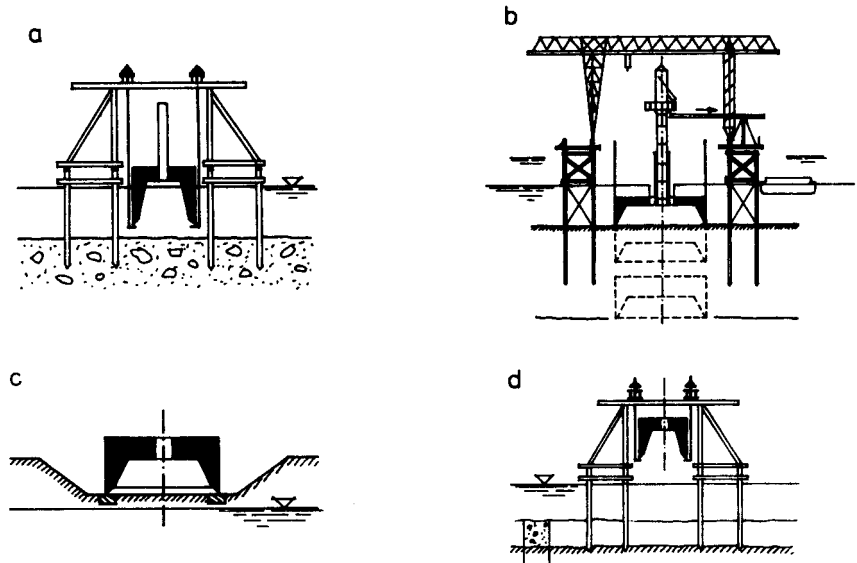
Druhy: (žebrové)   
 železobetonové (do průměru 15 - 30 m)   
 masivní   
 vylehčené

ocelové (přes průměry 20 - 30 m; do balvanitých zemin)

Technologie: existence přetlaku (lidský faktor, hranice je 35 m pod vodou)

Spouštění:   
 z terénu   
 z pontonů   
 z umělého ostrůvku   
 příplavením kesonu

Problém zvládnutí hmotnosti (10 kt)



Obr. 6. Technologie spouštění  
 a - z lešení; b - z lešení pomocí jeřábů; c - z terénu; d - z lešení pomocí závěsů

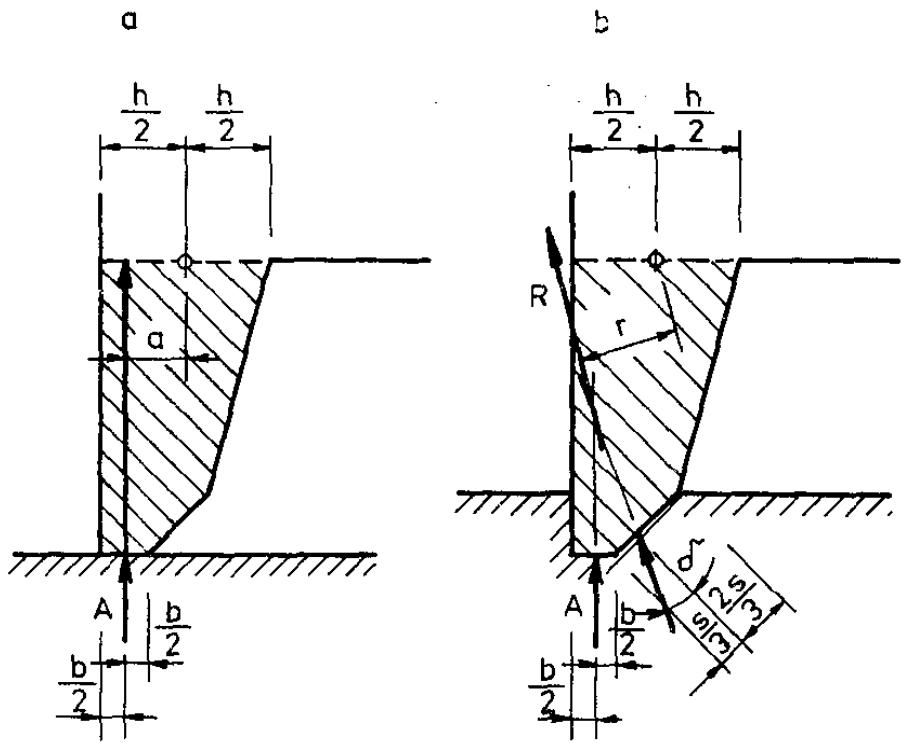
**Statické řešení kesonu**

Podmínka 1 MS

Podmínka tření

$$q = \frac{W_k + W_n + V}{A} \leq R_d$$

$$T = W_k + W_{nl} + V_0$$



Obr. 7. Schema statického řešení

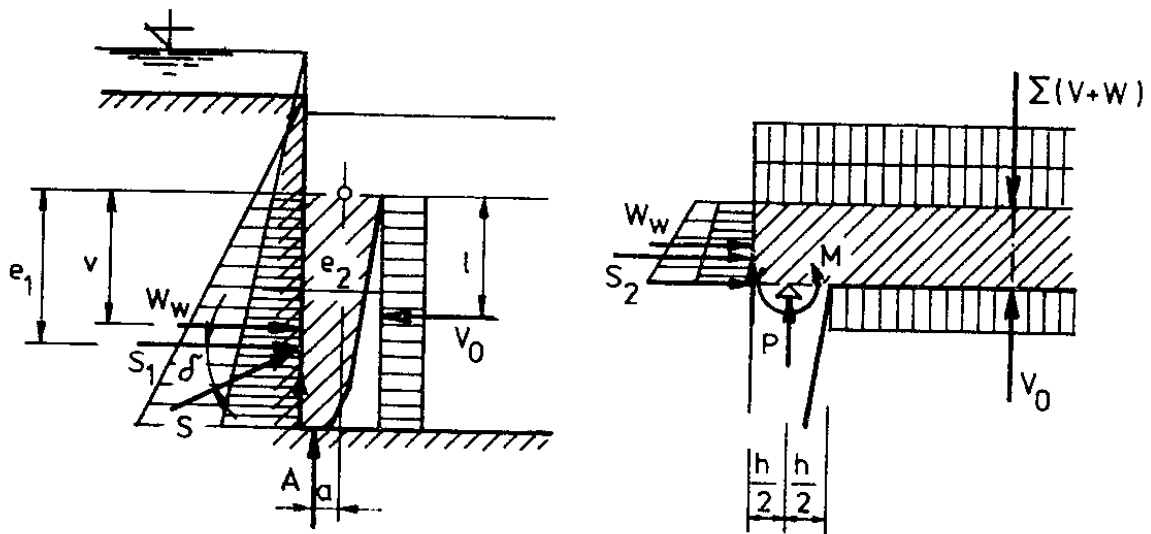
Situace 7a – keson odbedněn, reakce

$$A = \frac{W}{2} \quad \text{a konzola namáhána} \quad M = A \cdot a$$

Situace 7b – keson zabořen  $M = R \cdot r$

Výsledný moment ve vetknutí M dle 7 a 8.

$$M = \pm \frac{f \cdot l^2}{31} \quad \text{až} \quad \frac{f \cdot l^2}{38}$$



Obr. 8. Schema statického řešení

Kesony do S a C se dimenzují v podélném směru na ohybový moment

$$M = \pm \frac{f \cdot l^2}{80}$$

## PODZEMNÍ STĚNY

Vytváří souvislou stěnu do hloubky několik desítek metrů, může přenášet zatížení vyvolané konstrukcí.

Fukce je pažící i těsnící

Nástroje – rypadla, drapáky, hydrofrézy (dvě proti sobě rotující frézy (okolo 1m) poháněné hydraulickým motorem (až do hloubky 155 m)

Budování - pouze pod ochranou pažící suspenze (jíl + voda):  $\rho = 10,6 \sim 10,9$  kN/m<sup>3</sup>

samotuhnoucí suspenze (cement + voda + bentonit + chemické přísady);  $\rho = 11,8 \sim 13$  kN/m<sup>3</sup>

Vzniká aktivní tlak (uvolnění deformací ve vodorovném směru) složený z:

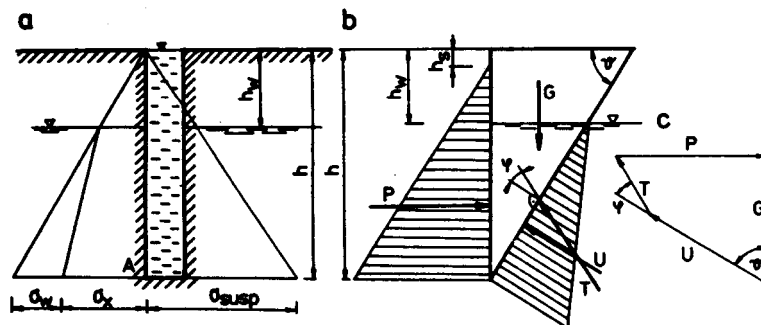
- efektivní složky aktivního tlaku  $\sigma_x$
- hydrostatického tlaku vody v okolí rýhy  $\sigma_w$

Proti tomu působí tlak suspenze  $\sigma_{SUSP}$

V bodě A je vodorovné napětí vyvolané změnou :

$$\sigma_x = K_a \cdot [\gamma \cdot h_w + \gamma_{SU} \cdot (h - h_w)]$$

K - součinitel aktivního tlaku  $K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$



Obr. 7. Stabilita rýhy pažené suspenzí

a) zatížení rýhy, b) stabilita v rovinných podmínkách, c) složkový obrazec

Musí platit  $\sigma_{SUSP} \geq \sigma_x + \sigma_w$

po dosazení

$$h \cdot \gamma_{SUSP} \geq K_a \cdot [\gamma \cdot h_w + \gamma_{SU} \cdot (h - h_w)] + (h - h_w) \gamma_w$$



Vliv tlaku vody má 2. extrémní případy:

1) Žádná podz. voda ( $h_w = h$ ):

$$\gamma_{SUSP} \geq K_a \cdot \gamma$$

2) Voda dosahuje až k povrchu ( $h_w = 0$ ):

$$\gamma_{SUSP} \geq K_a \cdot \gamma_{SU} + \gamma_w$$

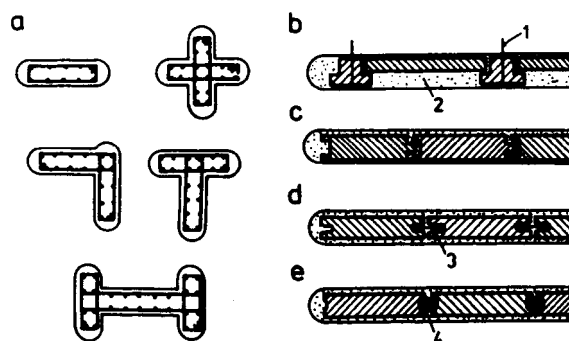
Toto jsou zjednodušené vztahy, skutečný průběh ovlivňuje prostorový stav napjatosti.

Způsob zhotovení:

■ **MONOLITICKÁ PODZEMNÍ STĚNA:** 1. Stádium - hloubené sekce do šířky 1,5 m a délky 9 m. Na obou koncích se vloží ocelové pažnice a po zasunutí armatury se stěna zabetonuje. Ocelové pažnice se vytáhnou při tvrdnutí betonu; za první sekci se vynechá sloup neporušené zeminy a pokračuje se v dalších sekcích

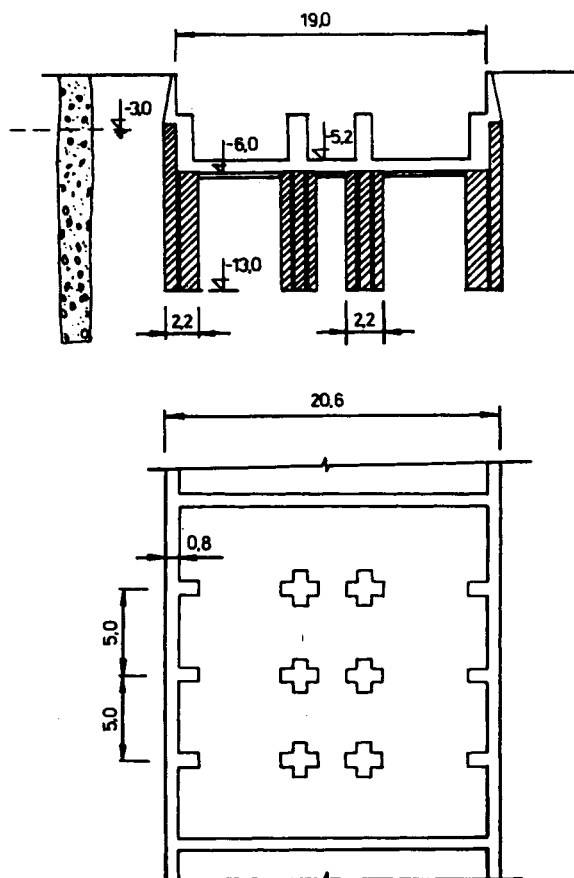
2. stádium - hloubení mezilehlých úseků, nejsou potřebné pažnice

■ **PREFABRIKOVANÉ** - odstraňují nedostatky (nezaručená kvalita stěny, nerovný povrch po odkrytí). Rýhy se plní samotuhnoucí suspenzí. Dva typy konstrukčních systémů



Obr. 8. Půdorysné tvary konstrukčních podzemních stěn  
 a) monolitické prvky, b) prefabrikované z nosníků a desek, c) prefab. deskové na pero a drážku, d) styk těsněný gumovým tvarovaným pásem, e) těsnění styku gumovou hadicí; 1 - kotvení, 2 - samotuhnoucí suspenze, 3 - gumový tvarovaný pás, 4 - gumová hadice vyplněná cementovou injektáží

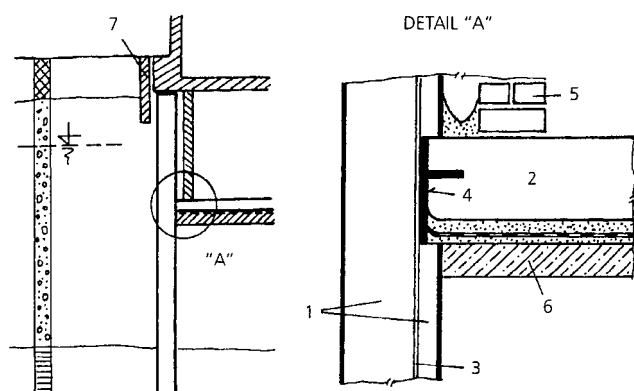
Podzemní stěny se uplatňují zejména na obvodu jámy.



Obr. 9. Založení výškové budovy na podzemních stěnách

Stabilita: zajištění kotvením, vetknutím nebo rozepřením. Deformace vzhledem k tuhosti základu budou velmi malé.

Připojení základové desky na podzemní stěnu – nároky na izolaci prostor pod HPV.



Obr. 10. Připojení základové desky na podzemní stěnu  
 1 – podzemní stěna; 2 – základová deska; 3 – výztuž; 4 – ocelová pásnice; 5 – cihly máčené do gumoasfaltu; 6 – podkladový beton; 7 – vodící stěna

## Statický návrh únosnosti

Nejsou normativní předpisy.

Uskutečnění zatěžovací zkoušky na pokusné lamele.

Výpočetní postup podle Ferrandona

$$R_d = AR_b + \sum uh_i f_{si} \quad (\text{kN})$$

$$R_b = ah\gamma + bc \quad (\text{kPa})$$

$A$  - plocha příčného řezu podzemní stěny ( $\text{m}^2$ )

$R_b$  - únosnost základové půdy pod patou podz. stěny (kPa)

$u$  - obvod podzemní stěny (m)

$h$  - mocnost vrstvy stejných vlastností (m)

$f_{si}$  - mobilizované tření na plášti podz. stěny (kPa); tab.1

$a, b$  - součinitele závislé na úhlu vnitřního tření; tab.2

$\gamma$  - objemová tíha zeminy ( $\text{kNm}^{-3}$ )

$c$  - soudržnost zeminy (kPa)

$\varphi$ (°)	$a$	$b$
5	0,45	6,0
10	1,4	7,4
15	2,3	8,3
20	3,9	10,6
25	6,0	13,4
30	9,2	16,2
35	14,8	20,8
40	22,1	25,8
45	33,6	37,0
50	69,1	57,8

Tabulka 1. Součinitele pro výpočet únosnosti pod patou

Typ zeminy	$f_{si}$ (kPa)
Měkká, organická hlina	2 ÷ 18
Rašelina	3,5 ÷ 6
Hlina plastickej konzistence	3,5 ÷ 18
Měkký íl	7 ÷ 23
Íl střednej a nízej plasticity	7 ÷ 39
Tvrký íl, tuhoplastický íl	18 ÷ 34
Tvrký prachovitý íl	28 ÷ 35
Piesok hlinitý	35 ÷ 58
Piesok	23 ÷ 42
Piesok so štrkom	39 ÷ 116
Štrk	58 ÷ 134

Tabulka 2. Únosnost na plášti

Pozn.: dolní limit pro F zeminy s vyšší vlhkostí nebo kypré nesoudržné zeminy

horní limit pro F zeminy nad HPV nebo ulehlé nesoudržné zeminy

# Obsah

- 1) Úvod**
- 2) Vstupní údaje pro návrh základů a proces návrhu**
- 3) Geotechnický průzkum**
- 4) Plošné základy**
- 5) Hlubinné základy**
- 6) Zakládání zemních těles**
- 7) Eurokódy**
- 8) Závěry a doporučení**
- 9) Doporučená literatura, normy a předpisy**

# 1. Úvod

**Základy jsou nejspodnější částí stavební konstrukce, která přenáší zatížení stavby do základové půdy.**

**Základy se dělí na plošné a hlubinné.**

**Plošné základy roznášejí zatížení ze stavební konstrukce na potřebnou plochu základové půdy.**

**Hlubinné základy přenášejí zatížení z plošných základů do velké hloubky, má-li základová půda v úrovni základové spáry nedostatečnou únosnost nebo velkou stlačitelnost, a dále v případech, kdy se tím ušetří čerpání jinak nutné při zakládání pod hladinou vody.**

**Zakládání staveb je stále více empirií než vědou, protože pro úspěšný návrh je nutno znát informace o mechanice zemin a inženýrské geologii, přičemž tyto vstupy jsou velmi variabilní.**

# **2. Vstupní údaje pro návrh základů a proces návrhu**

**Při volbě zakládání je nutno analyzovat následující soubor podkladů:**

- 1) Informace o druhu stavby, o působících zatíženích a okolních stavbách**
- 2) Geologický a geotechnický průzkum**
- 3) Geomechanické vlastnosti základové půdy**
- 4) Zvláštní podmínky zakládání – poddolovaná území, sesuvná území, zátopové oblasti, výsyvky, prosedavé zeminy, organické zeminy, seismické oblasti apod.**

**Výsledný návrh vychází z analýzy rizik a nejistot vstupních dat. Návrh by měl optimalizovat technické ekonomické požadavky a být především bezpečný.**

## 2.1. Geotechnické parametry, které musíme znát pro návrh

Pro návrh základů jsou určující především tyto geotechnické parametry:

- objemová hmotnost (resp. objemová tíha)
- smyková pevnost (úhel vnitřního tření a soudržnost)
- deformační vlastnosti (modul přetvárnosti, součinitel konsolidace, součinitel poměrné prosedavosti)
- propustnost (koeficient filtrace)
- objemová stálost (lineární bobtnání, bobtnací tlaky, smrštitelnost)



## 2.2. Mezní stavy – Eurokód 7

**Pro každou geotechnickou návrhovou situaci se musí ověřit, že žádný z příslušných mezních stavů tak, jak je definován v EN 1990:2002, není překročen.**

**Mezní stavy se mohou vyskytnout buď v základové půdě nebo v konstrukci nebo k nim může dojít kombinovaným porušením konstrukce a základové půdy.**

### **Mezní stav porušení**

- ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy, uvažované jako tuhé těleso, ve kterém pevnosti konstrukčních materiálů a základové půdy nejsou významné pro poskytování odporu (EQU);
- vnitřní porušení nebo nadměrná deformace konstrukce nebo konstrukčních prvků včetně např. patek, pilot nebo podzemních stěn, u kterých pevnost konstrukčních materiálů je důležitá k poskytování odporu (STR);
- porušení nebo nadměrná deformace základové půdy, ve které smyková pevnost zeminy nebo horniny je důležitá v poskytování odporu (GEO);
- ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku zdvihu tlakem vody (vztlaku) nebo jinými svislými zatíženími (UPL);
- nadzdvihování, vnitřní eroze a sufose v základové půdě způsobené hydraulickými spády (HYD).

## 2.2. Mezní stavy - Eurokód 7

### Mezní stav použitelnosti

Při posuzování mezních stavů použitelnosti v základové půdě nebo v konstrukční části prvku nebo spoji, musí se vyžadovat:

$$E_d \leq C_d,$$

Pokud se mohou během životnosti konstrukce vyskytnout změny vlastností základové půdy např. snížením hladiny podzemní vody nebo odvodněním, mají se charakteristické hodnoty přiměřeně změnit.

Může se prokázat, že se mobilizuje dostatečně malá část pevnosti základové půdy, aby se udržela deformace v požadovaných mezích použitelnosti. Tento zjednodušený přístup je omezen na návrhové situace, kde:

- hodnota deformace se nevyžaduje k posouzení mezního stavu použitelnosti;
- existuje zavedená srovnatelná zkušenost v podobné základové půdě, konstrukci a aplikační metodě.

Mezní hodnota jednotlivé deformace je hodnota, při které se předpokládá, že se vyskytne v podporované konstrukci mezní stav použitelnosti, jako jsou nepřijatelné trhliny nebo zkřížené dveře. Tato mezní hodnota se musí dohodnout během návrhu podporované konstrukce.

## 2.2. Mezní stavy pro plošné základy (zrušená ČSN 73 1001)

### 1. Mezní stav – mezní stav únosnosti

Závisí na fyzikálně-mechanických vlastnostech základové půdy, jejich homogenitě, izotropii, na rozměrech, tvaru, hloubce a tuhosti základové konstrukce, na hladině podzemní vody.

Výpočtová únosnost musí být vyšší než výpočtové kontaktní napětí od výpočtového zatížení stavbou.

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d + \gamma_2 \cdot b/2 \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b$$

Do výpočtu vstupují objemová hmotnost, soudržnost a úhel vnitřního tření (součinitele N), geometrické parametry základu (součinitele s), hloubka základu (součinitele d) a šikmost zatížení (součinitele i).

Charakteristické vlastnosti zemin ( $\phi$  a  $c$ ) je nutno upravit na výpočtové!!

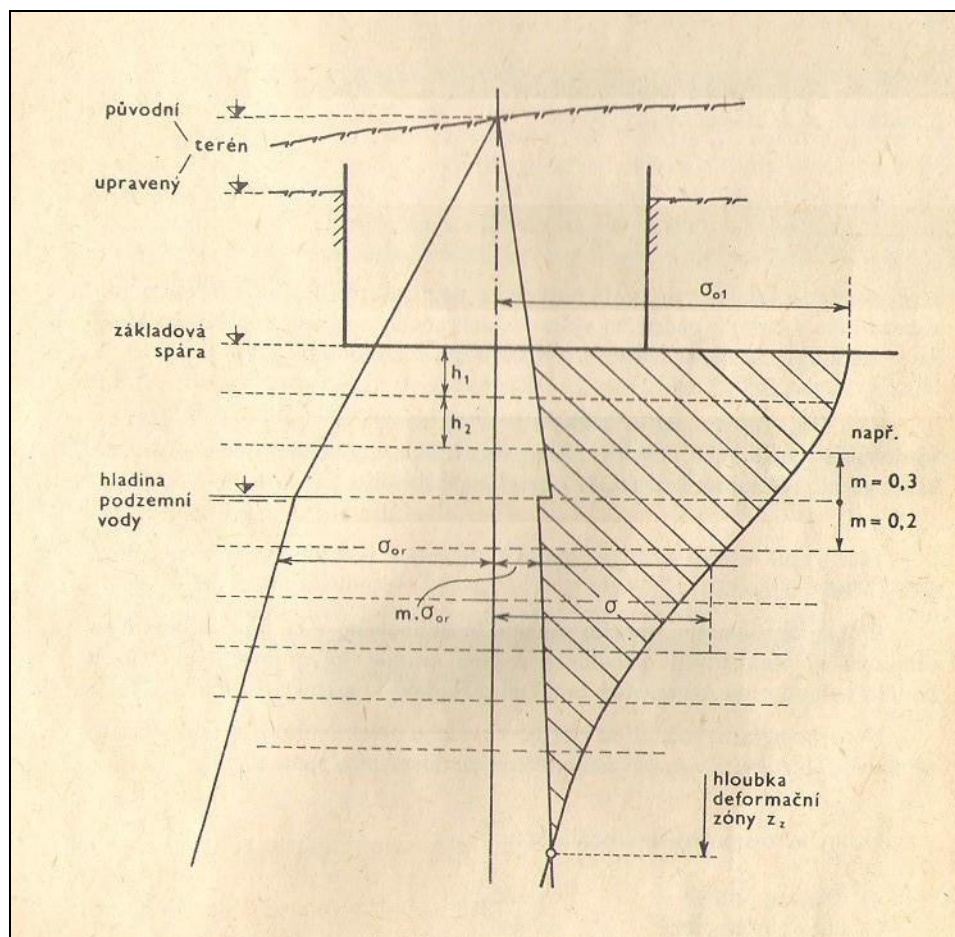
## 2.2. Mezní stavy pro plošné základy (zrušená ČSN 73 1001)

### 2. Mezní stav – mezní stav přetvoření

Je nutno ověřit, že provozní zatížení základové půdy nevyvolá taková přetvoření a tedy sednutí stavby, při kterých by došlo k nepřipustnému přetvoření základové konstrukce

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} - m_i \sigma_{oed}}{E_{oed,i}} h_i$$

Do výpočtu vstupují svislá složka napětí, původní geostatické napětí, mocnost jednotlivých vrstev zemina edometrický modul přetvárnosti.



## 2.4. Dílčí součinitele

Charakteristické hodnoty je nutno upravit dílčími součiniteli na hodnoty návrhové. Pro mezní stavy porušení jsou uvedeny v příloze A Eurokódu 7.

Tabulka A.4 – Dílčí součinitele pro parametry zeminy  $\gamma_M$

Parametry zeminy	Značka	Soubor	
		M1	M2
Úhel vnitřního tření <sup>a</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Neodvodněná smyková pevnost	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Jednoosá pevnost	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Objemová tíha	$\gamma_g$	1,0	1,0
<sup>a</sup> Tento součinitel se použije pro $\text{tg } \varphi'$			

# 3. Geotechnický průzkum

## Geotechnický nebo inženýrsko-geologický průzkum ?

### Inženýrsko-geologický průzkum

Soubor terénních, laboratorních a vyhodnocovacích geologických prací spojených s územním plánováním, realizací a provozem inženýrských staveb, jejich ochrana před geologickými hazardy a nežádoucími antropogenními zásahy, resp. se vyšetřováním negativních důsledků těchto staveb na životní prostředí.

Cílem IGP je zjištění a ověření inženýrsko-geologických poměrů území, podmínek jeho stability, návrh stabilizačních opatření, sestavení různých druhů map, stanovení fyzikálních a mechanických vlastností zemin a hornin, vyšetření relevantních parametrů geodynamických jevů a podzemní vody a posouzení kvality staveniště.

### Geotechnický průzkum

Průzkum zaměřený na získání vstupních údajů a geotechnických parametrů pro návrh stavebních a geotechnických konstrukcí.

## 3.1 Etapy geotechnického průzkumu

Jednotlivé etapy průzkumu by měly na sebe navazovat.  
U jednoduchých staveb lze provést jednoetapový průzkum.

### Etapy průzkumu

- orientační - studie
- předběžný - DÚR
- podrobný - DSP
- doplňkový - RDS

Směrný obsah průzkumu je definován pouze pro stavby pozemních komunikací (TP 76 A, B, C).



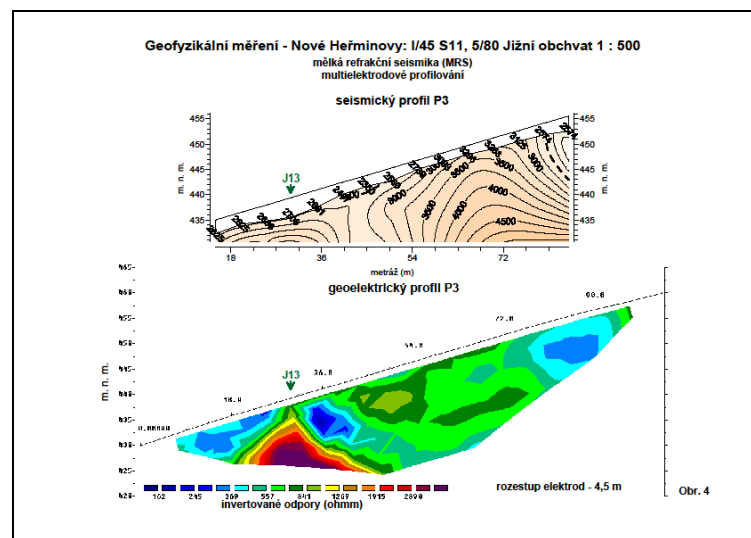
## 3.2 Metody geotechnického průzkumu

Metody geotechnického průzkumu jsou popsány v TP 76, část B.

### Geologické mapování a geofyzikální měření



Skalní výchoz v blízkosti trasy přeložky komunikace I/45 Nové Heřminovy - obchvat



Přeložka komunikace I/45 Nové Heřminovy, geofyzikální měření v místě nejhlubšího zářezu (km 2.250) – nahoře výstupy mělké refrakční seismiky, dole multielektrické profilování

## 3.2 Metody geotechnického průzkumu

### Sondování – vrty, kopané sondy, penetrace



**Průzkumný vrt pro stavbu  
logistického centra Prologis  
v Ostravě - Porubě**



**Kopaná sonda na Prašivé pro  
průzkum základových poměrů  
základnové stanice RDTF sítě**

## 3.2 Metody geotechnického průzkumu

### Sondování – vrty, kopané sondy, penetrace



**Provádění sond statické  
penetrace – dálnice D47 v místě  
odkaliště Lhotka**



**Dynamické penetrační zkoušky  
v těžce přístupném terénu  
(průzkum pro sanaci svahu v km  
15.6-16.0 trati Paskov –  
Lískovec)**





## 3.2 Metody geotechnického průzkumu

### Polní zkoušky



**Silnice I/11 Hrádek – průtah,  
provádění presiometrické  
zkoušky ve vrtu**



**Statická  
zatěžovací  
zkouška deskou  
– geotechnický  
průzkum trati  
Lhotka n.  
Bečvou –  
Valašské Meziříčí**



## 3.2 Geotechnický průzkum – úskalí při provádění

**Geotechnický průzkum pro pozemní komunikace upravují TP 76 (účinnost od 1.7.2001). TP 76 definují metody geotechnického průzkumu a jeho směrný rozsah pro jednotlivé etapy, stejně jako požadavky na výstupy a jejich interpretaci.**

**Předpis TP 76 by neměl být chápán jako dogma. Měl by spíše sloužit jako návod (příručka) pro zpracovatele geotechnického průzkumu. Jedná se zejména o doporučené (směrné) počty sond pro průzkum násypů a zářezů v jednotlivých stupních.**



## 3.2 Geotechnický průzkum – vliv netechnických faktorů

1)



2)



- 1) Problémy se vstupy na pozemky
- 2) Nepřístupnost terénu (nahore zamokřené deprese u MÚK Rudná v trase D47, dole mrtvé rameno Moravské Sázavy v místě projektované přeložky trati)



## 3.2 Geotechnický průzkum – úskalí při provádění

Úskalí při realizaci geotechnického průzkumu:

- a) v případě sondážních prací se vždy jedná o bodový údaj, který je stoprocentně platný pouze v místě jejich realizace.
- b) rozdíly v měřítku – průměr vrtu dosahuje 100-200 mm, kdežto na stavbě odkryjeme celý profil.
- c) problémy v popisu poloskalních hornin – zatřídění navětralých jílovců, které mají často charakter zemin a určení jejich charakteristik. Přitom je rozdíl, zda se posuzuje těžitelnost nebo naopak použití do násypů.
- d) problémy v popisu balvanitých štěrků, kdy valouny přesahují velikost průměru vrtu. Zde lze jen doporučit, pokud je to možné, hledat přirozený výchoz a posoudit charakter zemin *in situ* v měřítku 1:1.
- e) interpretace geologického řezu bude vždy subjektivní a bude záležet na konkrétním geologovi a jeho erudici, případně zkušenosti s danou oblastí.



## 3.2 Geotechnický průzkum – poloskalní horniny



1)



3)



2)

1)-2) geologický profil flyšového souvrství jílovce (R5) s polohami těšínských vápenců (R3)  
 3) Výkop pro most na stavbě I/48 Tošanovice – Žukov (uvažované plošné založení na R5-R6. Jílovce však měly charakter F6 CI-F8 CH).

## 3.2 Geotechnický průzkum – laboratorní zkoušky

Nejčastější problémy při interpretaci laboratorních zkoušek

- a) konzistence zemin – konzistence zemin v laboratoři odpovídá stavu vzorku, který byl do laboratoře dodán
- b) konzistence a plasticita směsných zemin (hlinité štěrky a písky, štěrkovité jíly) – platí pouze pro výplň
- c) laboratorní zkoušky poloskalních hornin, které jsou zvětralé na jíl (obvykle F8 CH), odpovídají zeminám
- d) velmi vysoké hodnoty efektivní soudržnosti upravených zemin – hodnoty efektivní soudržnosti zemin upravených pojivy dosahují v laboratořích až 40 kPa (po 28 dnech zrání).
- e) v laboratořích pozor na rychlost smýkání zvláště vysoce plastických jílů. Rychlost smýkání v krabicovém smykovém přístroji významně ovlivňuje výslednou hodnotu smykové pevnosti. Vyšší rychlost smykání poznáme obvykle podle vysokých hodnot soudržnosti. U normálně konsolidovaných zemin se efektivní soudržnost blíží nule.

## 3.2 Geotechnický průzkum – laboratorní zkoušky

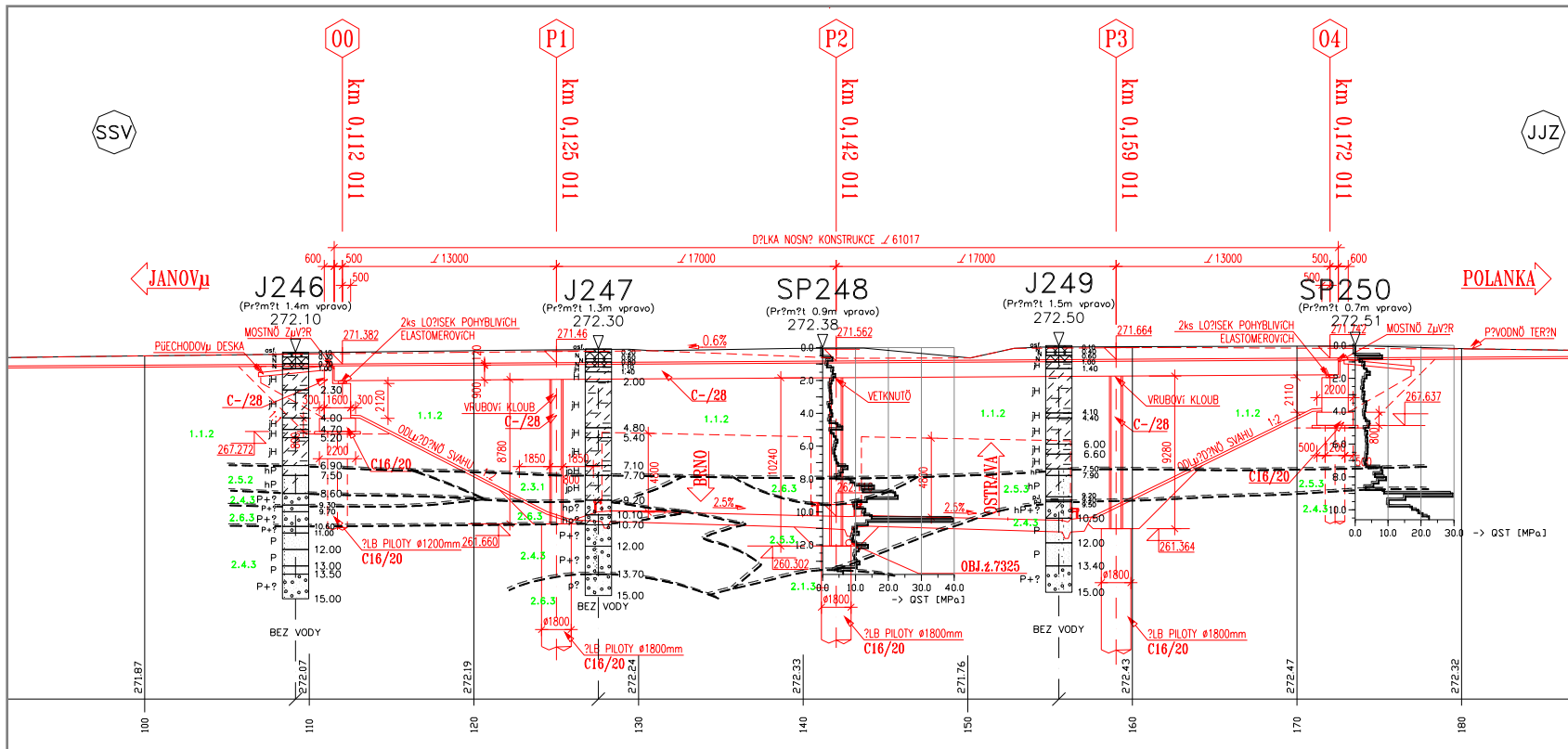
Zpracovatel průzkumu musí ve svých závěrech vždy uvést, jaké parametry zemin má na mysli.

Podle Eurokódu 7 se rozeznávají hodnoty:

- měřené
- odvozené
- charakteristické
- návrhové.

## 3.2 Geotechnický průřez – podzemní voda

Agresivita podzemní vody se může měnit v čase. Co však udělat s požadavkem na ověření agresivity podzemní vody, když ta byla naražena v hloubce 25 m a nebude nikdy zasahovat do úrovně pilot (nachází se pod polohou nepropustných jíílů)?



## 3.3 Srovnání výsledků průzkumných prací se skutečností na stavbách

Rozdíly mezi výsledky průzkumných prací a skutečností na stavbách :

- rozdílná geologická stavba - variabilita geologického prostředí, historická výstavba
- niveleta trasy, na kterou jsou vztaženy výsledky průzkumných prací a se kterou pracuje stavba



## 3.3 Srovnání výsledků průzkumných prací se skutečností na stavbách

### Variabilita geotechnických podmínek



**Přechod mezi zemní plání tvořenou sprašovou hlínou (F6 CI) a konstrukční vrstvou škváry pod kolejí č. 1 v km 209.500 (před “Hranickým viaduktem“)**

# 4. Plošné základy

## 4.1. Terminologie

Plošné základy mají zpravidla vodorovnou základovou spáru; velikost základové spáry je dána zatížením stavbou, únosností základové půdy, stlačitelností, aj. Plošné základy roznášejí zatížení z vrchní stavby na větší plochu tak, aby byly splněny požadavky mezních stavů. Za ekonomicky přijatelné lze považovat použití plošných základů do hloubky založení cca 4 m pod upraveným terénem a nevyskytuje-li se do této hloubky podzemní voda. Mezi základy plošné patří základové patky, pásy, rošty a desky.

ZÁKLADOVÉ PATKY	ZÁKLADOVÉ PÁSY	ZÁKLADOVÉ ROŠTY	ZÁKLADOVÉ DESKY
Základové patky z lomového kamene	Základové pásy z lomového kamene		
Základové patky z prostého betonu	Základové pásy z prostého betonu		Základová deska z prostého betonu
Základové patky železobetonové monolitické	Základové pásy železobetonové monolitické	Základové rošty železobetonové monolitické	Základová deska železobetonová monolitická
Základové patky montované prefabrikované	Základové pásy montované prefabrikované	Základové rošty prefabrikované	



## 4.2. Příklady plošných základů



**žst. Bohumín – podchod pro pěší**



**Třinec – “myší díra“ – čištění základové spáry mostu. Základová spára je tvořena vápenci křídového stáří (05/2001)**



**Morávka- základová spára opěry mostu přes řeku Morávku (04/2011)**



## 4.2. Příklady plošných základů



**Silnice I/48  
Tošanovice –  
Žukov – mosty  
přes místní  
komunikaci a  
tubosider přes  
vodoteč –  
vyztužený  
násyp mezi  
mosty**



**Silnice I/44  
Červenohorské  
sedlo - sever,  
gabionové  
konstrukce jako  
propustky**



## 4.2. Příklady plošných základů



**Žst. Břeclav – neupravená  
základová spára pod  
podchodem (2008)**



**Silnice I/48 Rychaltice –  
Frýdek-Místek – plošně  
založený tubosider v km 1.620  
obslužné komunikace**

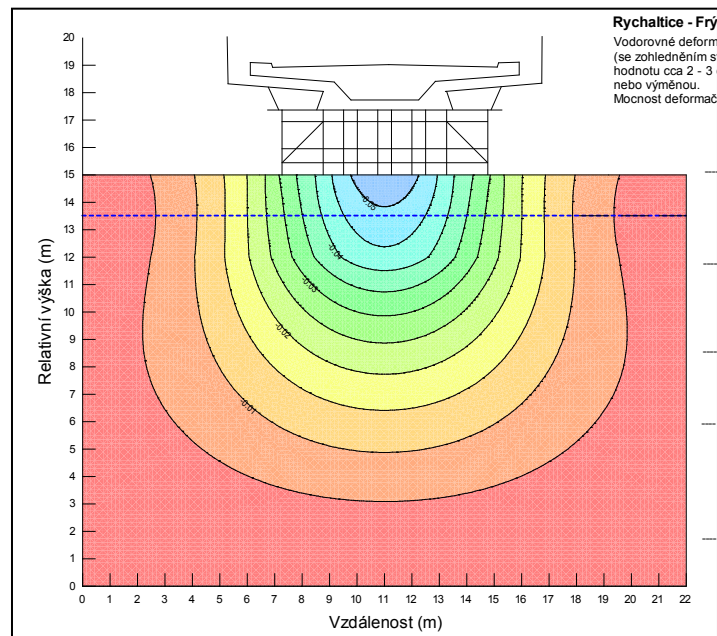


## 4.2. Příklady plošných základů



**Silnice I/57 Hladké Životice –  
obchvat, SO 221 ve Fulneku,  
plošně založená skruž**

**Silnice I/48 Rychaltice- Frýdek –  
Místek, plošně založená skruž  
SO 219 (lávka pro pěší)**



## 4.3 Chyby v projektech plošných základů

Zemní práce u mostních objektů představují pouze okrajovou část. Jakých chyb se projektanti dopouštějí. Především je to předepisování dosažení únosnosti základové půdy pod plošnými základy formou  $R_d=270$  kPa. Přitom si neuvědomují, že tuto hodnotu nelze jednoduše na stavbě makroskopicky určit. Navíc již neplatí ČSN 73 1001, kde byly tyto hodnoty uvedeny v tabulce pro 1.geotechnickou kategorii.

### 4.2.4 Spodní stavba

#### 4.2.4.1 Základ

V první úrovni bude proveden základ o rozměrech 4,6x4,6x1,0 m vyztužen KARI sítí 100/100/10/10 při obou površích. Do stávajícího základu budou navrtány otvory pro lepenou výztuž  $\varnothing 25$  mm lepených pomocí lepidla HILTI HIT-RE-500. Hloubka kotvení je 350 mm. Základ je ze železového betonu C 25/30 XF0. Betonářská výztuž je z oceli B500.

Ve druhé úrovni bude proveden železobetonový základ z betonu C 25/30 XF0. pro podpěrnou skruž. Rozměry základu jsou 3,4x3,4x1,2 m. Základ je vyztužen betonářskou výztuží B500.

#### 4.2.4.2 Spára pod základem

Na dno výkopu bude proveden zásyp ze štěrkodrti frakce 32-63 min. tl.0,3

m. Minimální únosnost základové spáry je 270 Kpa. Míra zhutnění podloží v přechodové oblasti musí dosáhnout minimálně 95% PS.

**RDS Povodňové škody 2010 – silnice I/58 – most ev.č. 59-008 přes Olši v Karviné**

# 5. Hlubinné základy

## 5.1 Terminologie

**Hlubinné základy** (nazýváno též vertikální základy) přenášejí tíhu stavby do hloubky prostřednictvím vertikálních prvků. Hlubinné zakládání se používá při nedostatečné únosnosti povrchových vrstev, nachází-li se únosná půda ve větší hloubce pod základem.

Kromě pilot se používají v základech hlubinných šachtové pilíře, studně a kesony.

**Pilota** - stavební základový prutový prvek, který přenáší zatížení ze stavby na základovou půdu do hloubky. Poměr délky piloty k jejímu příčnému rozměru je u maloprůměrových pilot min. 5:1, u velkopřůměrových pilot je to 3:1, avšak minimální délka piloty je 2,0 m).

**Osová vzdálenost pilot** se stanovuje s ohledem na statické působení pilot a technologii jejich provádění. Nejmenší osová vzdálenost u maloprůměrových pilot je  $2,5d$ , u velkopřůměrových pilot je to zpravidla  $1,5d$ , minimálně však  $d + 0,5$  m. U pilot předražných je nejmenší osová vzdálenost  $3,5 d$ .

## 5.2 Piloty a mikropiloty

### 1) podle vzájemného vztahu:

**piloty osamělé** - piloty se vzájemně staticky neovlivňují, osová vzdálenost je přibližně  $6d$  ( $d$  – průměr piloty),

**piloty skupinové** - piloty se vzájemně staticky ovlivňují a posuzují se jako celek;

### 2) podle přenášení zatížení na základovou půdu:

**piloty tlakové** - pilot působí jako opřené, vetknuté nebo plovoucí; opřené piloty přenášejí zatížení špičkou, kterou se opírají o únosné podloží; piloty vetknuté přenášejí zatížení špičkou vetknutou do únosné půdy a třením na plášti; piloty plovoucí přenášejí zatížení převážně třením v celé ploše,

**piloty tahové,**

**piloty namáhané ohybem;**



## 5.2 Piloty a mikropiloty

3) podle materiálu z kterého jsou zhotoveny:

- piloty dřevěné,
- piloty betonové,
- piloty železobetonové,
- piloty z předpjatého betonu,
- piloty ocelové;

4) podle výrobního postupu:

- piloty vháněné (prefabrikované),
- piloty vrtané,
- piloty monolitické (hloubené) s odňatou nebo ponechanou výpažnicí nebo bez výpažnice.

## 5.2 Piloty a mikropiloty



**Silnice I/48 Rychaltice – Frýdek-Místek, most SO219, vrtání velkopřůměrových pilot (07/2010)**



**Silnice I/48 Rychaltice – Frýdek-Místek, zárubní zeď SO 252 budovaná z velkopřůměrových pilot (10/2010)**

## 5.2 Piloty a mikropiloty



**Silnice I/48 Tošanovice – Žukov, SO 221 Opěrná zed'  
z velkopřůměrových pilot (stav v r. 2006)**

## 5.2 Piloty a mikropiloty



**Silnice I/56 Ostrava –  
Prodloužená Místecká,  
most SO 201 v areálu  
Ostramo Vlček – armatura  
pilířů na velkopřůměrových  
pilotách**



**Silnice II/461 Opava – jižní  
obchvat – základy haly pro  
solankové hospodářství.  
Nosná konstrukce je  
založená na pilotách,  
podloží pod podlahou  
plošně.**



## 5.2 Piloty a mikropiloty

### FRANKI piloty

Jedná se o technologii, při které je silnostěnná pažnice zarážena do podloží přes štěrkopískovou zátku pomocí volnopádového beranu, který se pohybuje uvnitř pažnice. Při zarážení pažnice je původní zemina roztlačována do stran a nedochází k tažení zeminy, k nutnosti jejího odvozu a ukládání. Výhodou technologie Franki je pažení během celého procesu výroby piloty, které zaručuje úspěšné použití i ve velmi nepříznivých geologických podmínkách (bahnité náplavy, tekuté písky a pod.).

V průběhu ražení a formování piloty je materiál ve výpažnici, a tím je zaručeno provádění piloty v suchém prostředí i pod hladinou podzemní vody.



Silnice I/11 Český Těšín – obchvat,  
I. stavba, zakládání mostu SO 201 na  
FRANKI pilotách



Ostrava – Poruba – Prologis –  
zakládání haly na FRANKI pilotách

## 5.2 Piloty a mikropiloty

### CFA piloty (Continuous Flight Auger)

Spirálový vrták je plynule zavrtán do požadované hloubky a následně je jeho dutým středem vháněna do vrtu betonová směs za současného vytahování vrtáku spolu s jádrem zeminy. Po skončení betonáže a začištění zhlaví je do piloty osazena požadovaná výztuž. Pažení vrtu je řešeno okolní rostlou zeminou. Celý průběh vrtání a betonáže je monitorován a zaznamenáván.



**Ostrava – Poruba –  
FNŠP, zakládání  
pavilonu péče  
o matku a dítě na  
CFA pilotách  
(06/2000)**



## 5.2 Piloty a mikropiloty



**Silnice I/11 Vendryně –  
opěrná zed' (mikropiloty  
a kotvy) – 09/2010**



**Hoštejn – most přes  
Moravskou Sázavu, střední  
pilíř byl založen na  
sloupech tryskové injektáže  
a po zatížení došlo k jeho  
poruše (06/2000)**

## 5.2 Piloty a mikropiloty



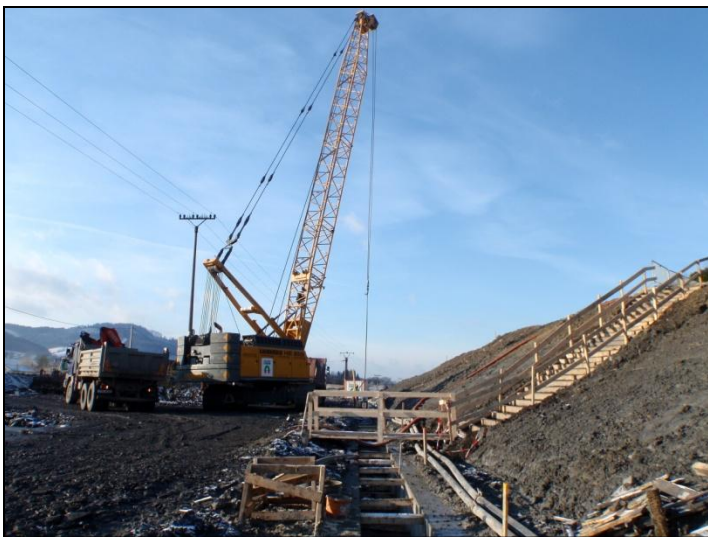
**Silnice I/11 Mosty u Jablunkova –  
obchvat, kotvená opěrná zed'  
z velkopřůměrových pilot (r.  
2000)**

**Traťový úsek st. hr. SR – Mosty u  
Jablunkova, most v km 288.623 –  
velkopřůměrové piloty a kotvy (2010)**



## 5.3 Podzemní stěny

Podzemní stěny se nejčastěji používají k zapažení hlubokých výkopů, prostorných stavebních jam, mohou být součástí budoucí konstrukce podzemních podlaží nebo pouze pažit stěny výkopu. Podzemní stěny vznikají vyplněním vytěžené rýhy prostým betonem, železobetonem, prefabrikátem nebo různými suspenzemi podle požadovaného účelu stěny. Typy podzemních stěn, monolitické, prefabrikované a těsnicí lze vhodně kombinovat. Rýhy podzemní stěny se těží pod ochranou pažící suspenze.



**Silnice I/48 Rychaltice – Frýdek-Místek, hloubený tunel Lysůvky, ostění je tvořeno podzemními stěnami**

## 5.3 Podzemní stěny



**Traťový úsek Třebovice – Rudoltice, Třebovický hloubený tunel, jehož zdi tvořily podzemní stěny. Na snímku vpravo dočasné rozepření zdí před aktivací desky dna (09/2004).**

## 5.4 Zkoušky pilot a podzemních stěn

Statické a dynamické zatěžovací zkoušky pilot se provádějí v rámci zkoušek průkazných před zahájením prací nebo kontrolních (po dokončení prací).

Zatěžovací zkoušky se použijí pro:

- potvrzení vhodnosti metody výstavby,
- určení odezvy zkušební piloty a okolní základové půdy na zatížení z hlediska sedání a event. i mezního zatížení,
- návrh a posouzení pilotového základu.

Zatěžovací zkoušky se provádějí jako:

- statické zatěžovací zkoušky se stupňovitým zatížením (MLT), které jsou základní a slouží zejména pro stanovení vztahu mezi zatížením a sedáním hlavy piloty (viz EN ISO 224771,)
- statické zatěžovací zkoušky s konstantní rychlostí zatlačování (CRP),
- dynamické zatěžovací zkoušky, jejichž výsledků může být použito pouze po příslušné verifikaci se zkouškami statickými ve srovnatelných podmínkách.



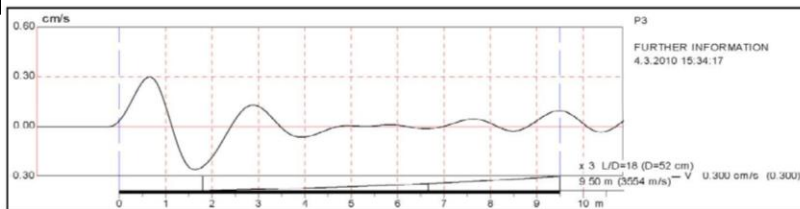
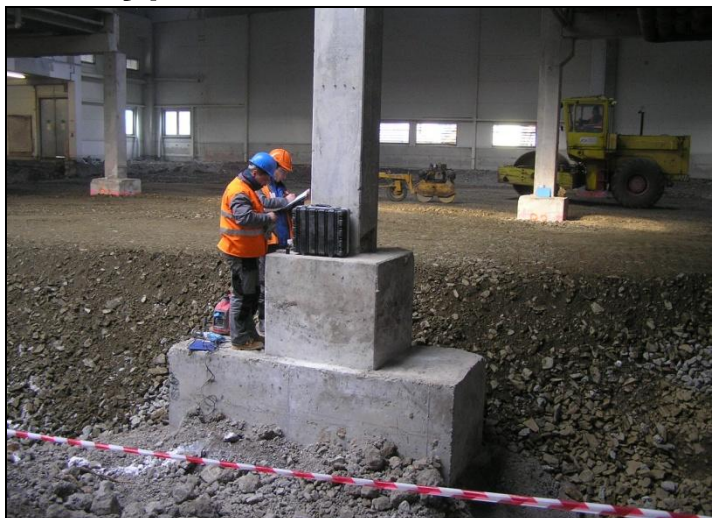
## 5.4 Zkoušky pilot a podzemních stěn



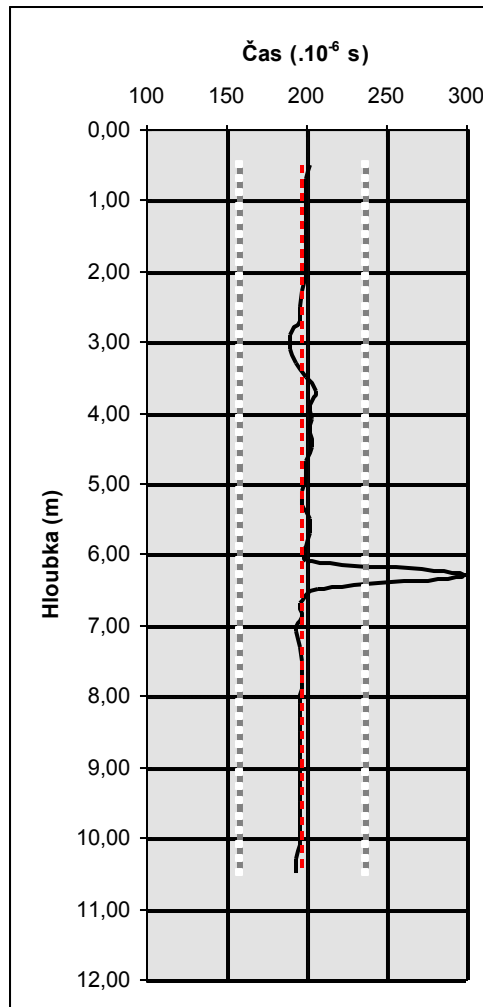
**Statická zatěžovací zkouška piloty Z1 pro železniční most přes dálnici D8 u Trmic**

## 5.4 Kontrolní zkoušky pilot a podzemních stěn - integrita

Zkoušky integrity pilot se provádějí po realizaci piloty. Používají se metody PIT (pokleповá metoda – rychlá, ale méně přesná), nebo prozařování ultrazvukem (pilota musí mít v armokoši trubky pro nalití vody)



Zkoušky integrity pilot PIT metodou – IKEA Ostrava (2010)



Výstup z měření integrity pilot ultrazvukem (pilota č. 959 SO 401 na stavbě “Silnice I/11 Mosty u Jablunkova – obchvat“. Přerušená betonáž v hl. 6.5 m (2001)



# 6. Zakládání zemních těles

## 6.1 Zakládání zemních těles

Založení zemního tělesa musí zajistit účinné spojení násypu s podložím. Před budováním násypu se musí upravit podloží násypu. Úprava obvykle zahrnuje odstranění vegetace a humusu, případně dalších materiálů, které mohou způsobit nepravidelné sedání násypu (např. staré základy, konstrukční vrstvy zrušené komunikace apod.). Podloží se upraví do sklonu pro dočasné odvádění srážkových vod a přehutní.

Na kontaktu podloží a násypu nesmějí být ponechány nepoužitelné zeminy. Při výskytu zemin nevhodných se provádí úpravy.

Na zvodnělých organických náplavech větší mocnosti (obvykle více než 1 m), kde by odstranění travního drnu komplikovalo pohyb stavební mechanizace, se v podloží obvykle ponechá neodhumusovaný povrch i s travním drnem, který umožní pohyb mechanizace. Na kontaktu násypu s podložím je však nutné provést opatření (geotextilie, geomříž s drenážní vrstvou), které odvede vytlačenou vodu v průběhu konsolidace.

## 6.1 Zakládání zemních těles

Při založení zemního tělesa na terénu se sklonem větším než 10% je nutné v příčném řezu navrhnout ve svahu stupně široké 2,5 m až 3,5 m se sklonem 3% až 5% po svahu. Na terénu se sklonem větším než 30% se obvykle navrhuje opěrné zdi nebo speciální zemní konstrukce podle ČSN EN 14475.



Silnice I/48 Tošanovice – Žukov – zakládání násypu na ukloněném terénu. Vpravo úprava zemin vápnem na jednotlivých svahových stupních.

## 6.1 Zakládání zemních těles

### Filtrační kritérium

Pro zrnitost zemin dvou vrstev sendvičového souvrství (S) a (M) ležících nad sebou musí být splněno filtrační kritérium:

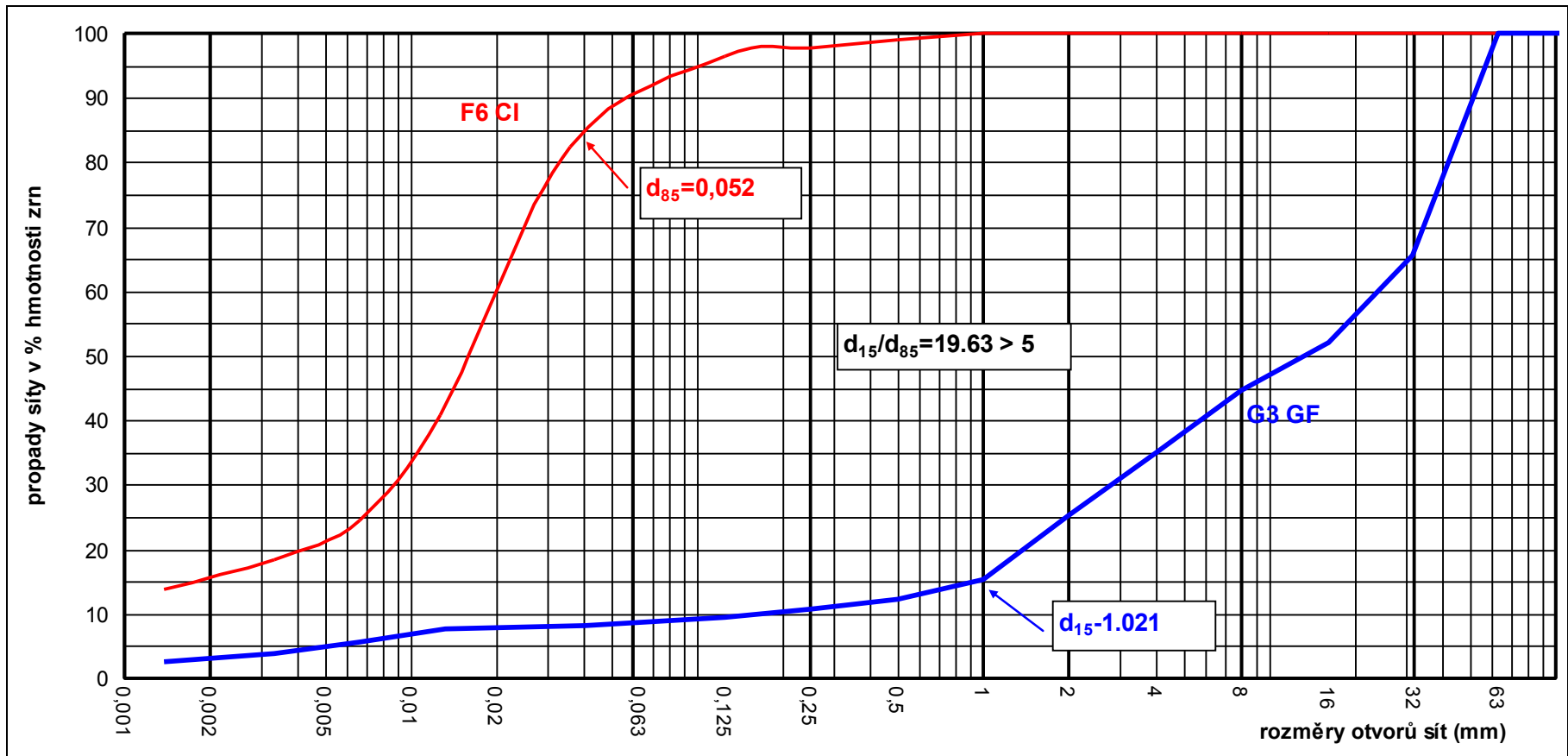
$$\frac{D_{15} \text{ hrubší zeminy}}{D_{85} \text{ jemnější zeminy}} < 5$$

Tento požadavek se vztahuje i na podloží násypu a první vrstvu násypu z materiálu ztužující vrstvy a také na poslední sypanou vrstvu, která tvoří podloží vozovky.

Pokud filtrační kritérium nevyhovuje, musí být zrnitost ztužující vrstvy upravena (např. přimísením jemnější frakce do vrstvy kamenité sypaniny, popř. musí být pronikání jemných zrn zabráněno vhodnou separační geotextilií (navrženou dle TP 97).

# 6.1 Zakládání zemních těles

## Filtrační kritérium





## 6.2. Neúnosné podloží

Pokud jsou v podloží násypu stlačitelné a prosedavé zeminy a podloží je málo únosné, navrhnu se opatření na jeho konsolidaci a zvýšení únosnosti. Účinná opatření jsou například:

- výměna vrstvy neúnosné zeminy vhodnou zeminou (pokud její mocnost není větší než cca 1 m);
- při větší mocnosti neúnosné zeminy se navrhují roznášecí polštáře z propustného materiálu (písek, štěrk, kamenivo) a to buď prosté, nebo vyztužené (nedoporučuje se budovat roznášecí polštáře z kamenité a balvanité sypaniny bez mezilehlého filtru);
- odvedení vody drenážními konsolidačními rýhami, plošnými nebo vertikálními drény;
- vyztužení podloží geosyntetickými prvky, a to buď samostatně, nebo v kombinaci s výše uvedenými opatřeními;
- dynamická konsolidace (hutnění podloží těžkou deskou, padající z velké výšky) vhodná pro štěrky, kypré písky, materiály výsypek apod.;
- systém štěrkových pilířů (prostých případně s geotextilním obalem), ražených nebo vrtaných pilot v kombinaci s roznášecím vyztuženým polštářem;
- snížení hmotnosti násypu použitím lehkých materiálů (popílek, lehké keramické kamenivo, polystyren apod.);
- postupná výstavba násypu se sledováním vývoje pórových tlaků, popř. monitorování velikosti a časového průběhu sedání.

## 6.2. Způsoby urychlení konsolidace

Pro urychlení konsolidace se používají:

- konsolidační vrstva z propustného materiálu (obvykle oddělena od jemnozrnného podloží separační geotextilií)
- svislé konsolidační prvky – geodrény, štěrkové pilíře – jsou vyvedeny do konsolidační vrstvy
- předtížení
- speciální metody – vibroflotace, dynamická konsolidace



**Silnice I/48 Dobrá - obchvat,  
konsolidační vrstva  
z hrubozrnné uhelné hlušiny**



**Silnice I/56 Ostrava –  
Prodloužená Místecká ul, násyp  
s konsolidační vrstvou u SO 207**

## 6.2. Způsoby urychlení konsolidace

Svislé konsolidační prvky – geodrény, štěrkové pilíře – jsou vyvedeny do konsolidační vrstvy. Použití geodrénů se řídí ČSN EN 15237.



Provádění štěrkových pilot (systém KELLER – km 314.750 (Bystřice – Č.Těšín) – vlevo, vpravo hotové štěrkové pilíře (Červenka – Střeň)

Geodrény v podloží desky dna na trase přeložky trati u Třebovic v Čechách

# 7. Eurokódy

## 7.1 Přehled Eurokódů

<b>EN 1990</b>	<b>Eurokód 0:</b>	<b>Zásady navrhování konstrukcí</b>
<b>EN 1991</b>	<b>Eurokód 1:</b>	<b>Zatížení konstrukcí</b>
<b>EN 1992</b>	<b>Eurokód 2:</b>	<b>Navrhování betonových konstrukcí</b>
<b>EN 1993</b>	<b>Eurokód 3:</b>	<b>Navrhování ocelových konstrukcí</b>
<b>EN 1994</b>	<b>Eurokód 4:</b>	<b>Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí</b>
<b>EN 1995</b>	<b>Eurokód 5:</b>	<b>Navrhování dřevěných konstrukcí</b>
<b>EN 1996</b>	<b>Eurokód 6:</b>	<b>Navrhování zděných konstrukcí</b>
<b>EN 1997</b>	<b>Eurokód 7:</b>	<b>Navrhování geotechnických konstrukcí</b>
<b>EN 1998</b>	<b>Eurokód 8:</b>	<b>Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení</b>
<b>EN 1999</b>	<b>Eurokód 9:</b>	<b>Navrhování hliníkových konstrukcí</b>



## 7.1 Přehled Eurokódů (Eurokód 7)

**ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí.  
Část 1: Obecná pravidla**

**ČSN EN 1997-2 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí.  
Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy**



## 7.2 Eurokód 7- návrhové přístupy

### Návrhový přístup 1

S výjimkou návrhu osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane s následující kombinací souborů dílčích součinitelů:

Kombinace 1:  $A1$  “+”  $M1$  “+”  $R1$

Kombinace 2:  $A2$  “+”  $M2$  “+”  $R1$

Pro návrh osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

Kombinace 1:  $A1$  “+”  $M1$  “+”  $R1$

Kombinace 2:  $A2$  “+” ( $M1$  nebo  $M2$ ) “+”  $R4$

A – dílčí součinitele zatížení (stálé a proměnné, příznivé a nepříznivé)

M – dílčí součinitele materiálů (smyková pevnost, objemová hmotnost)

R – dílčí součinitele odporu (únosnost)

## 7.2 Eurokód 7- návrhové přístupy

### Návrhový přístup 2

Musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace: A1 “+” M1 “+” R2**

### Návrhový přístup 3

Musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace: (A1\* nebo A2†) “+” M2 “+” R3**

\*na zatížení konstrukce

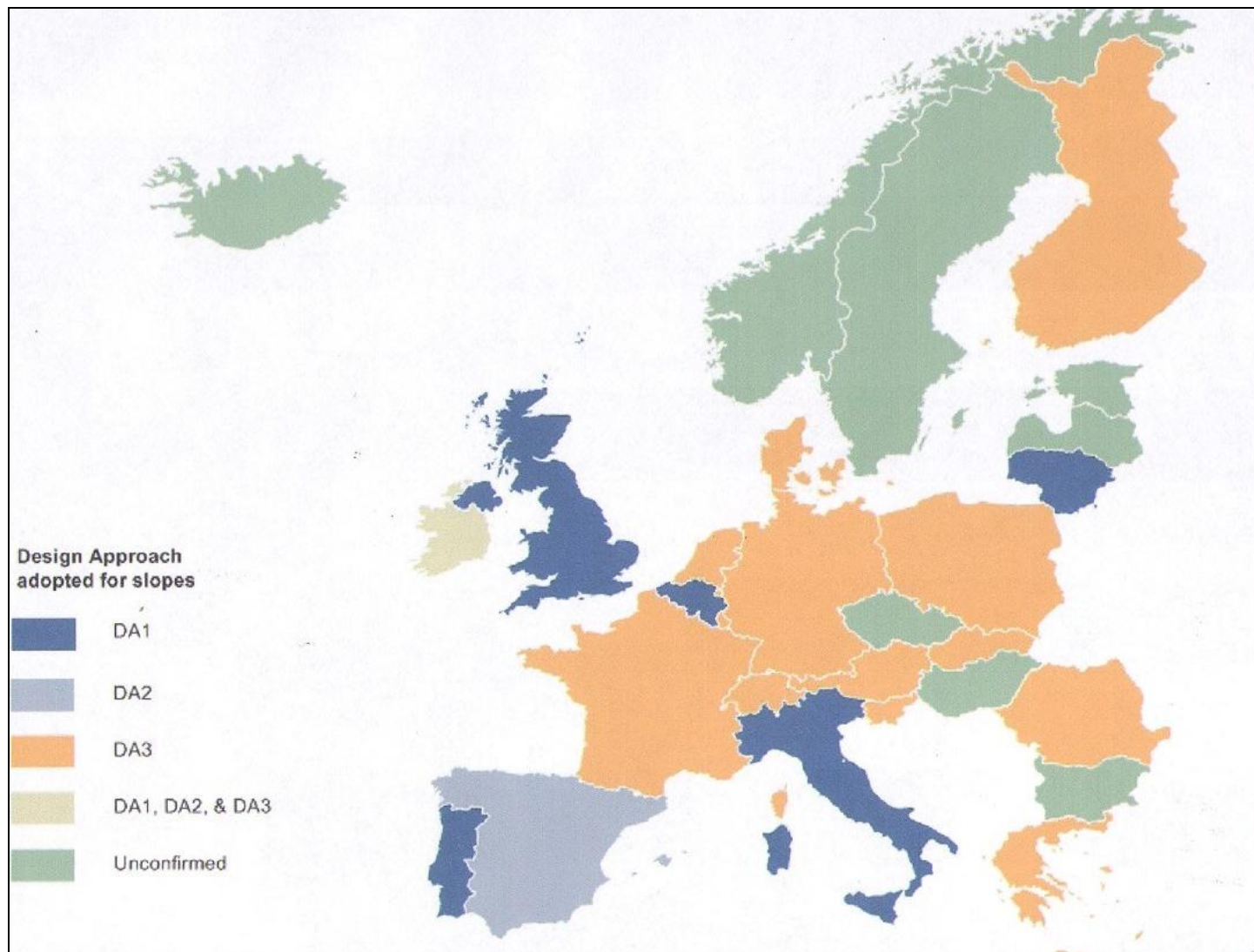
†na geotechnická zatížení

**POZNÁMKA 1** Při tomto přístupu se dílčí součinitele použijí na zatížení nebo na účinky zatížení z konstrukce a na pevnost základové půdy.

**POZNÁMKA 2** Pro analýzu svahu a celkové stability se zatížení na zeminu (např. zatížení konstrukcí, dopravní zatížení) uvažuje jako geotechnické zatížení a použije se soubor součinitelů zatížení A2.

## 7.2 Eurokód 7- návrhové přístupy

Česká republika nemá definovaný přístup, na rozdíl od většiny evropských zemí.





## A. Bond (V.Británie): Slope stability to Eurocode 7

Popisuje modelové příklady výpočtů stability svahů dle jednotlivých návrhových postupů Eurokódu 7).

Porovnáním výsledků dle jednotlivých postupů vyplynulo, že výsledky postupu 1 kombinace 2 a postupu 3 jsou obdobné. Výsledky dle postupu 2 nejsou na straně bezpečnosti.

Partial factors for limit states GEO/STR for persistent/transient design situations, as recommended by EN 1997-1

Parameter		Symbol	Action factors		Material factors		Resistance factors			
			A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3	R4
Permanent action (G)	Unfavourable	$\gamma_G$	1.35	1.0						
	Favourable	$(\gamma_{G,fav})$	1.0							
Variable action (Q)	Unfavourable	$\gamma_Q$	1.5	1.3						
	Favourable	-	(0)	(0)						
Shearing resistance ( $\tan \phi$ )		$\gamma_\phi$			1.0	1.25				
Effective cohesion ( $c'$ )		$\gamma_c$								
Undrained shear strength ( $c_u$ )		$\gamma_{cu}$				1.4				
Unconfined compressive strength ( $q_u$ )		$\gamma_{qu}$								
Weight density ( $\gamma$ )		$\gamma_\gamma$								
Bearing resistance ( $R_v$ )		$\gamma_{Rv}$					1.0	1.4	1.0	(1.0)
Sliding resistance ( $R_h$ )		$\gamma_{Rh}$						1.1		
Earth resistance ( $R_e$ )	Walls	$\gamma_{Re}$						1.4		
	Slopes							1.1		
Pile resistance								Varies		

### Design Approaches for STR/GEO

§2.4.7.3.4.1(1)P The manner in which equations [above] are applied shall be determined using one of three Design Approaches

Design Approaches apply ONLY to STR and GEO limit states  
Each nation can choose which one (or more) to allow

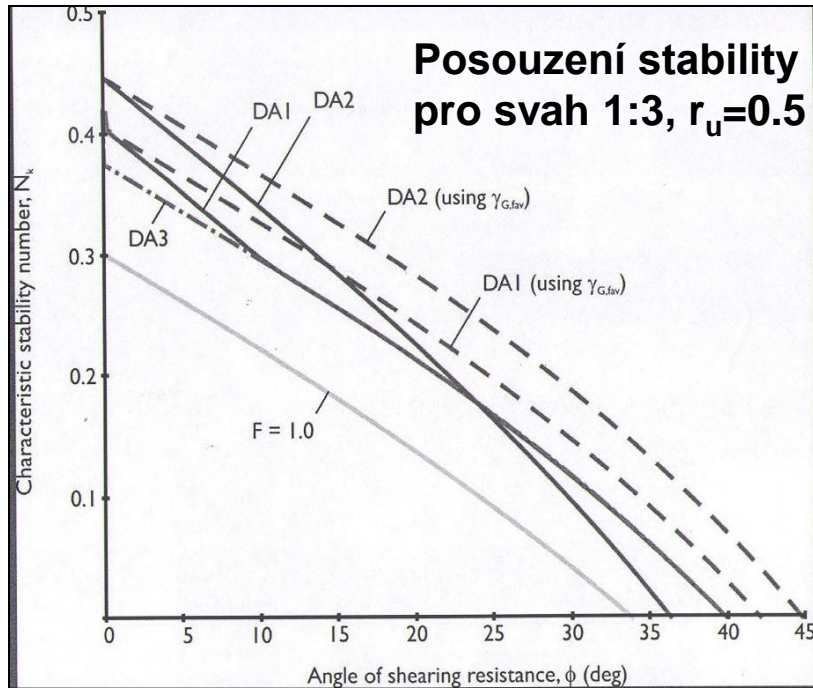
NA.4 ... only Design Approach 1 is to be used in the UK

In simplest terms, the design approaches apply factors to the following...

<i>Design Approach</i>			
<b>1</b>		<b>2</b>	<b>3</b>
<i>Combination 1</i>	<i>Combination 2</i>		
Actions	Material properties	Actions (or effects) & resistances	Structural actions (or effects) & material properties
<u>A1</u> + M1 + R1	A2 + <u>M2</u> + R1	<u>A1</u> + M1 + <u>R2</u>	<u>A1/A2</u> + <u>M2</u> + R3

June09 Eurocode 7 and earthworks ©2009 Geocentrix Ltd. All rights reserved 9

## A. Bond (V.Británie): Slope stability to Eurocode 7



**Bohužel tato analýza nebyla dosud v České republice provedena. Národní příloha proto neobsahuje doporučený postup při posuzování stability svahů.**

# 9. Doporučená literatura, normy a předpisy

## **Doporučená literatura**

**Bažant Z. (1984): Zakládání staveb.- SNTL Praha**

**Masopust J. (1994): Vrtané piloty.- Čeněk a Ježek, Praha**

**Turček P.- Hulla J. (2004): Zakladanie stavieb.- JAGA Group  
Bratislava**

**Bond A. – Harris A. (2008): Decoding Eurocode 7.- Taylor & Francis  
London**

## **Normy a předpisy**

**ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí.**

**Část 1: Obecná pravidla**

**ČSN EN 1997-2 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí.**

**Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy**

**ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací: vrtané piloty**

**ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací: zemní kotvy**

**ČSN EN 12063 Provádění speciálních geotechnických prací: štětové stěny**

**ČSN EN 12699 Provádění speciálních geotechnických prací: ražené piloty**

**ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací: mikropiloty**

**TP 76A Geotechnický průzkum pro pozemní komunikace**

**TP 76B Geotechnický průzkum pro pozemní komunikace - část B**

**TP 76C Geotechnický průzkum pro pozemní komunikace - část C (tunely)**



# Obsah

- 1) Úvod**
- 2) Složité geotechnické poměry**
- 3) Sesuvná území**
- 4) Poddolovaná území**
- 5) Výsypky, navážky**
- 6) Zakládání ve vodě**
- 7) Závěry a doporučení**
- 8) Doporučená literatura, normy a předpisy**

# 1. Úvod

# 1. Úvod

**Složité geotechnické poměry představují vždy výzvu pro návrh optimálního řešení. Obvykle zde nefungují zaběhlé mechanismy a vzorová řešení. Při navrhování konstrukcí (inženýrských, geotechnických) ve složitých geotechnických podmínkách není uměním navrhnout konzervativní řešení sice bezpečné, ale enormně nákladné, ale řešení „inženýrsky“ elegantní a s úsporou nákladů.**

## 2. Složitě geotechnické poměry

## 2.1. Složité geotechnické poměry

Definice: ČSN 73 6133: 1998, čl. 5.1 a 5.2 (v revidované ČSN 73 6133 z r. 2010 již tato definice není)

Geotechnické poměry se považují za jednoduché, není-li území uvažovaného staveniště členité, vlastnosti zemin, hornin a druhotných materiálů se podstatně nemění, jednotlivé vrstvy podloží mají stálou mocnost a jsou uloženy přibližně vodorovně. Hladina podzemní vody neovlivňuje návrh zemního tělesa.

Ostatní geotechnické poměry se považují za složité.

Pokud bylo zájmové území poddolováno nebo postiženo sesuvem, patří vždy do kategorie složitých geotechnických poměrů, i když ostatní podmínky odpovídají poměrům jednoduchým.



## 2.1. Složité základové poměry

Definice: ČSN 73 1001:1987, čl. 20b (norma byla zrušena k 1.4.2010)

Složité základové poměry – základová půda se v rozsahu stavebního objektu místo od místa 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.

## 2.1. Geotechnické kategorie

Definice: ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: 2006

(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.

(16) Postupy podle 1. geotechnické kategorie 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.

## 2.1. Geotechnické kategorie

Definice: ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: 2006

**(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 zahrnovat kvantitativní geotechnické údaje a rozbory k ujištění, že jsou splněny základní požadavky.**

## 2.1. Geotechnické kategorie

Příklady konstrukcí spadajících do 2.geotechnické kategorie (ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: 2006)

- plošné základy;
- roštové základy;
- 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 a nevyžadující zvláštní opatření na vodotěsnost nebo jiné vlastnosti

## 2.1. Geotechnické kategorie

Definice: ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: 2006

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

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

Příklady konstrukcí spadajících do 3. geotechnické kategorie (ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: 2006)

- velmi velké nebo neobvyklé konstrukce;
- konstrukce vyvolávající abnormální riziko nebo konstrukce ve složitých základových poměrech nebo konstrukce složitě zatížené;
- konstrukce ve vysoce seizmických oblastech;
- konstrukce v oblastech pravděpodobné nestability staveniště nebo stálých pohybů základové půdy, které vyžadují zvláštní průzkum nebo speciální opatření.

# 3. Sesuvná území



## 3.1 Vznik sesuvů a klasifikace

Svahové pohyby vznikají při porušení stability svahu působením zemské tíže, přičemž těžiště pohybujících se hmot vykonává dráhu po svahu dolů. Svahové pohyby jsou velmi různotvárným geodynamickým procesem probíhajícím v přírodním prostředí. Jejich vznik a vývoj je podmíněn místními přírodními poměry (sklon svahu, geologické poměry, klimatické podmínky atd.) a případně lidskou činností (změny reliéfu krajiny, změny vodního hospodářství atd.).



## 3.1 Klasifikace sesuvů

### Záruba Q – Menci V. (1969)

- sesuvy v kvartérních pokryvných uloženinách;
- svahové pohyby pelitických hornin;
- sesuvy skalních hornin;
- sesuvy citlivých jílu, soliflukce a subakvatické skluzy, ty tvoří zvláštní skupinu svahových pohybů hojných v některých regionech.

### Varnes D.J. (1978)

- řícení;
- překlápění;
- sesouvání – po rotační a po rovinné smykové ploše;
- boční extenze (lateral spreads);
- tečení.

## 3.1 Klasifikace sesuvů

**Nemčok A.- Pašek J.- Rybář J. (1974)**

**Základem klasifikace jsou:**

- rychlost pohybu
- mechanismus pohybu

**Podle těchto dvou kritérií byly rozlišeny 4 velké skupiny svahových pohybů:**

- ploužení
- sesouvání
- stékání
- řízení

## 3.1 Klasifikace sesuvů

### Ploužení (creep)

Ploužení je charakterizováno jako pomalý (mm/rok) a z geologického hlediska dlouhodobý, zpravidla nezrychlující se pohyb horninových hmot po svahu, přičemž hranice vůči pevnému podloží je ve většině případů nezřetelná. **Velikost posunů hmot je vzhledem k prostorovým rozměrům postiženého masívu zanedbatelná.** Pokud se tento pohyb vlivem různých faktorů – klimatické, antropogenní – zrychlí, přechází do sesouvání nebo stékání.

### Sesouvání (sliding)

Sesouvání je relativně rychlý (cm až m/den) krátkodobý klouzavý pohyb horninových hmot na svahu podél jedné nebo více průběžných smykových ploch. Charakteristické je, že se část hmoty nasune na původní terén v předpolí. Výslednou formou sesuvného pohybu je **sesuv**. Při sesouvání se mohou v hlubších částech současně uplatňovat i pomalé deformace plouživého charakteru, na povrchu i stékání.

Sesouvání je nejčastěji dokumentovaný typ svahového pohybu v ČR postihující např. rozsáhlé oblasti Beskyd, Českého Středohoří a Poohří.

## 3.1 Klasifikace sesuvů

### Stékání (flow)

Stékání je rychlý (km/h) krátkodobý pohyb horninových hmot ve viskózním stavu. Podstatná část hmot vyteče z odlučného prostoru a přemístí se po povrchu terénu na velkou vzdálenost (v ČR i stovky metrů). Stékající hmoty jsou ostře odděleny od neporušeného podloží. Výslednou formou pohybu je *proud*. Stékání se podle druhu materiálu rozděluje na **laviny, blokovo-bahenní proudy, zemní proudy a bahnotoky.**

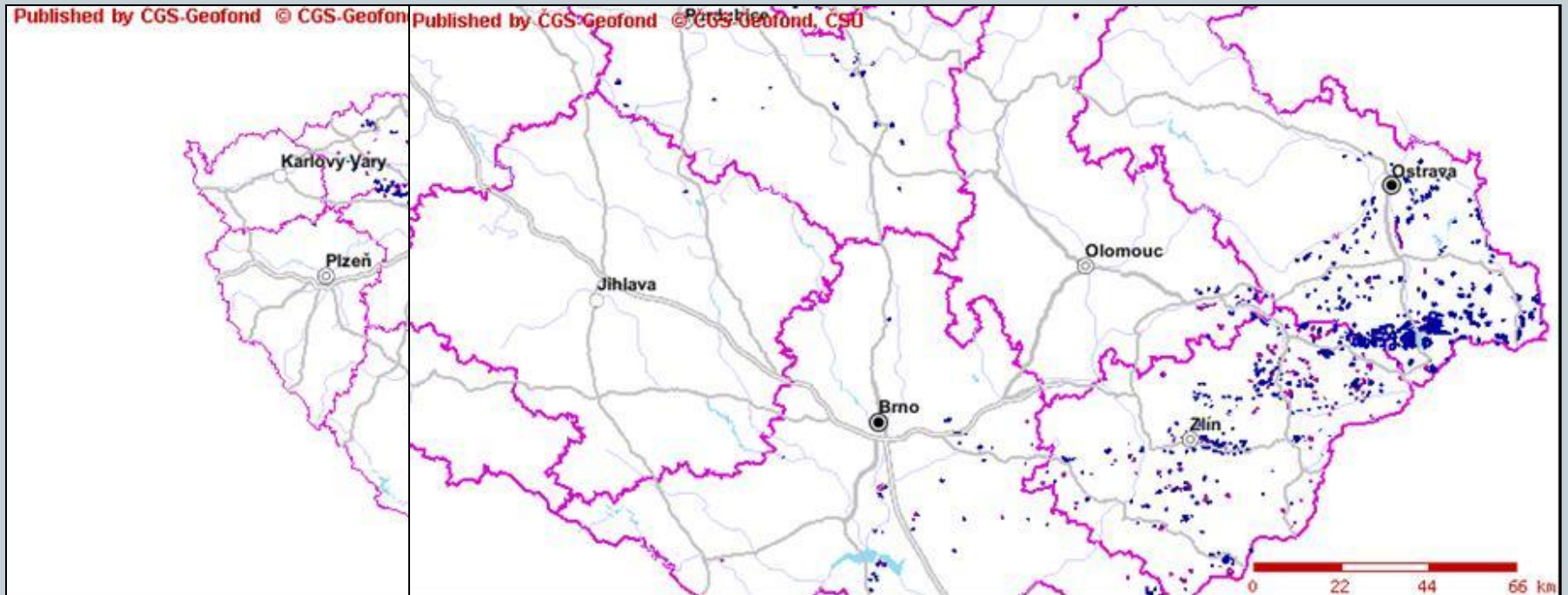
### Řícení (fall)

Řícení je náhlý (řádově sekundy) krátkodobý pohyb horninových hmot na strmých svazích, přičemž se postižené hmoty rozvolní a ztrácejí při pohybu krátkodobě kontakt s podložím. Při pohybu se uplatňuje **volný pád**. Dříve než hmoty ztratí kontakt s podložím, může docházet k plouživým pohybům. Vzdálenost přemístěných hmot je vzhledem k prostorovým rozměrům zříceného materiálu masívu mnohonásobně větší.

## 3.2 Výskyt sesuvů v České republice

Nejvýznamnější sesuvné struktury na našem území jsou:

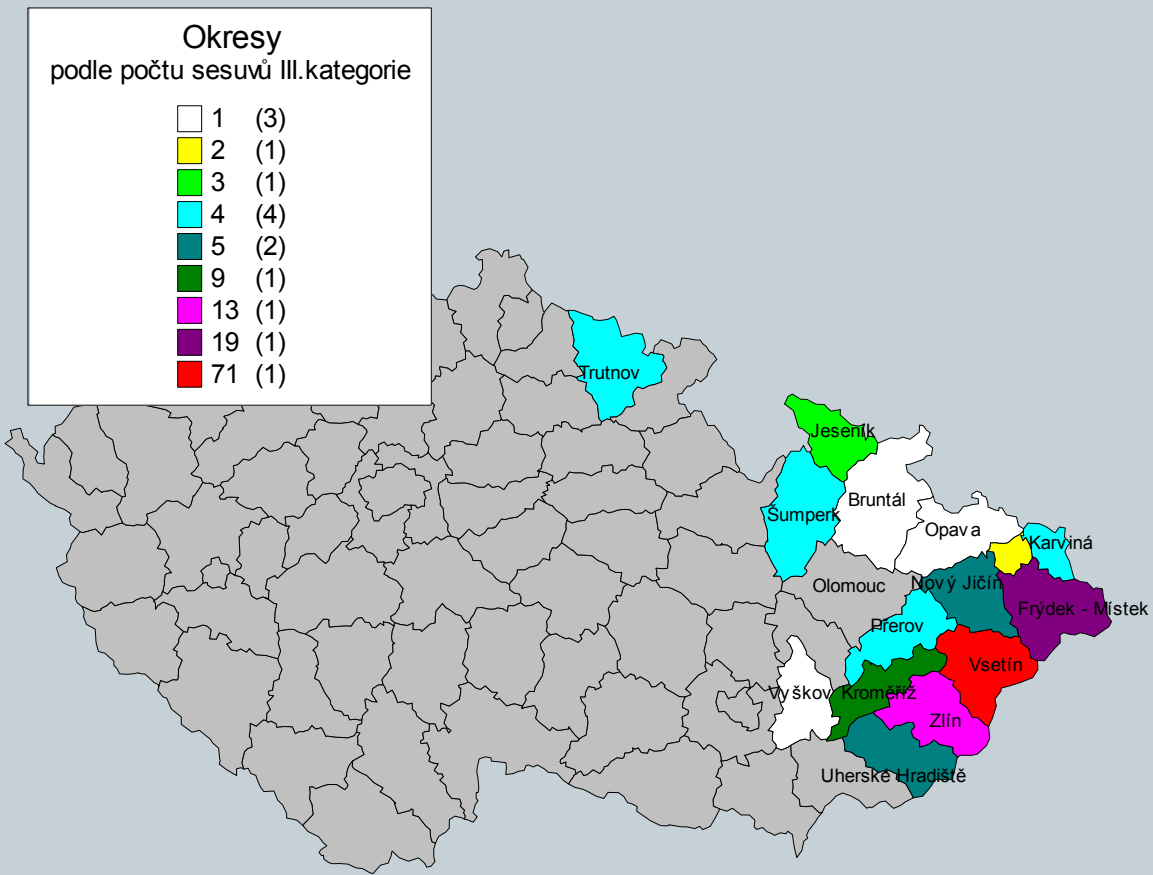
- oblast karpatského flyše
- oblast Českého středohoří
- oblast české křídové tabule
- oblast karpatské předhlubně
- oblast jihočeských pánví





## 3.2 Výskyt sesuvů v České republice

Po extrémních srážkách v červenci 1997 bylo v okrese Vsetín evidováno více než 200 sesuvů, z nichž bylo pracovníky ČGÚ zařazeno do III.kategorie 71.



## 3.2 Příklady sesuvů z prostředí karpatského flyše



**Sesuv  
charakteru  
zemního proudu  
Bylnice -  
Hluboče, 04/2006**



**Vysoká odlučná  
stěna sesuvu  
Girová, 07/2010**



**Smyková trhlina  
s výrazným  
horizontálním  
posunem; sesuv  
Vidče - Háje,  
08/1997**

## 3.3 Příčiny vzniku sesuvných jevů

### Příčiny vzniku sesuvů

- sklon svahu
- geologická stavba (nepříznivý úklon vrstev, výskyt zemin a hornin s nízkou smykovou pevností apod.)
- voda (eroze povrchová, boční eroze vodního toku, intenzivní srážky, neřízené zasakování vody do svahu)
- přetížení koruny svahu
- odlehčení paty svahu
- kombinace výše uvedených faktorů

Iniciace sesuvů je téměř vždy spojená s intenzivními srážkami a povodněmi:

- sesuvy na východní Moravě – povodně 07/1997
- sesuvy na Vlársku – povodně spojené s intenzivním táním v 04/2006
- sesuvy na Jesenicku a Novojičínsku – bleskové povodně v 06/2009
- sesuvy na východní Moravě – povodně 06/2010

## 3.4 Využití matematického modelování

- potvrzení či upřesnění pracovní hypotézy
- stěžejní součást řešeného problému
- stanovení "mantinelů" problematiky

### Okruhy řešených problémů v oblasti stability svahů

- zemní tělesa na málo únosném podloží (poddolování, výsypky)
- svahy násypů a zářezů
- sesuvná území
- vyztužená zemní tělesa
- deformace přechodových oblastí mostů
- kotvené opěrné konstrukce
- rozptylování nadměrného pórového tlaku v zeminách
- proudění podzemní vody v podloží
- interakce stavební konstrukce se zeminou
- predikce vývoje deformací s časem (stavební fáze)
- konsolidace podloží a zemních těles
- stanovení kritérií varovných stavů

## 3.4 Matematické modelování

### Soubor programů GEO-SLOPE:

#### Stabilitní problematika - SLOPE/W (metody výpočtu):

- ordinární nebo Fellenius
- zjednodušený Bishop a Janbu
- rigirozní metody (Spencer, Morgenstern-Price, GLE)
- Corps of Engineers
- metoda konečných prvků (MKP)

#### Napět'odeformační analýzy - SIGMA/W (konstituční vztahy):

- lineárně-elastický
- nelineárně-elastický (hyperbolický)
- elasticko-plastický
- měknutí s deformací
- Cam-Clay (modifikovaný Cam-Clay)

## 3.4 Matematické modelování – software a postupy

Stabilitní problematika – metoda mezní rovnováhy sil s určením stupně bezpečnosti

MKP analýza jako podklad pro stabilitní analýzu

Metoda  *$\phi/c$  reduction* (redukce smykových parametrů) – je součástí programového balíku PLAXIS – k výsledkům je nutno přistupovat velmi opatrně a doporučujeme je ověřit i jinou nezávislou metodou mezní rovnováhy sil.



## 3.5 Sanace sesuvů

Stabilizační opatření na sesuvech nejsou standardními stavbami, a proto je k nim nutno přistupovat s daleko větší pečlivostí a odbornou přípravou, než u staveb jiného charakteru.

Vzhledem k charakteru staveb nelze ve většině případů práce na stavbě zastavit a po zvážení problémů a jejich technického řešení dále pokračovat, ale je nutno o dalších krocích rozhodovat neprodleně.

Základní sanační metody používané pro stabilizaci sesuvů:

- odvodnění – povrchové, podpovrchové (žebra) a hloubkové (horizontální odvodňovací vrty, štěrkové piloty)

- úprava geometrie svahu

- zajištění svahu silovými prvky – opěrné zdi (gravitační betonové, gabionové), pilotové zdi z velkopřůměrových pilot, mikropiloty, kotvy).

Ve většině případů zahrnuje návrh sanačních opatření kombinaci výše uvedených prvků.

## 3.5 Sanace sesuvů

### Odvodnění

**Odvodnění je nejdůležitějším prvkem sanace. Tímto opatřením se snižuje tlak vody na smykové ploše, čímž se snižují aktivní síly působící ve svahu (tj. síly posouvající sesuv). Při stabilizaci plošně rozsáhlých sesuvů a sesuvů s hlubokou smykovou plochou se jedná o jedinou použitelnou metodu. Při stabilizaci menších sesuvů odvodnění doplňuje silové prvky.**

**Je nutné však upozornit, že při návrhu odvodnění na sesuvné lokalitě může dojít ke ztrátě vody ve studnách v širším okolí. Projekt by měl s touto eventualitou počítat a uvažovat s vybudováním náhradního zdroje, pokud jsou domovní studny jediným zdrojem zásobování pitnou vodou obyvatel zájmové oblasti.**

## 3.5 Odvodnění

### Kateřinice u Machálků

- sesuvem poškozená místní asfaltová komunikace
- 10/97 - základní etapa mapování, bez podrobného geotechnického průzkumu
- projekční řešení :
  - ◆ 8 horizontálních odvodňovacích vrtů
  - ◆ povrchové odvodnění
  - ◆ monitorovací vrty
- rozhodnutí MŽP - pouze povrchové odvodnění



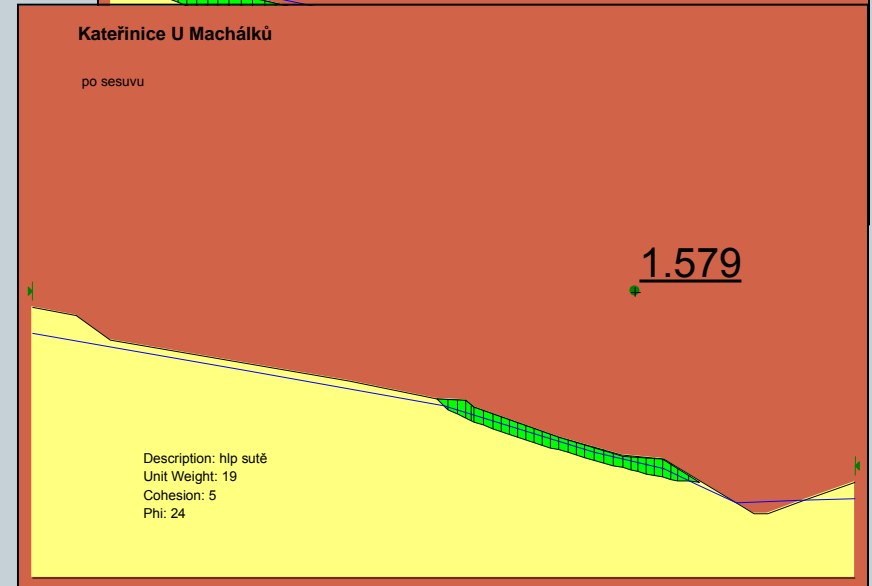
poškození  
povrchového  
odvodnění po  
intenzivních  
deštích  
10.-17.9.1998

## 3.5 Odvodnění

Kateřinice u Machálků

Řešení technického dozoru investora:

- dvě odvodňovací žebra
- opěrná zídka



### 3.5 Odvodnění – horizontální odvodňovací vrty

Při návrhu a realizaci horizontálních odvodňovacích vrtů dochází nejčastěji k následujícím chybám:

- Horizontální odvodňovací vrty jsou navrženy nad hladinou podzemní vody;
- Horizontální odvodňovací vrty jsou navrženy tak, že stahují vodu mimo sesuv do tělesa sesuvu;
- Není řešeno bezpečné odvedení vody vytékající z horizontálních odvodňovacích vrtů mimo sesuv;
- Není chráněno zhlaví horizontálních odvodňovacích vrtů (proti zamrznutí nebo poškození);
- Horizontální odvodňovací vrty jsou navrženy pouze v sesuvu; nejsou navrženy tak, aby stahovaly podzemní vodu před infiltrací do sesuvu;
- Horizontální odvodňovací vrty jsou navrženy krátké a nezasahují pod smykovou plochu;
- Není bezpečně zlikvidována a odvodněna startovací šachta pro vrtání horizontálních odvodňovacích vrtů.

Horizontální odvodňovací vrty lze doplnit vybudováním svislých propustných prvků (štěrkových pilot).



### 3.5 Odvodnění – horizontální odvodňovací vrty

Nejvíce odvodňovacích vrtů bylo realizováno na sesuvech Růžďka – obec, Mikulůvka – hřbitov, Bystřička a Jablůnka – Háje. Tyto sesuvy vznikly na tektonicky predisponovaných smykových plochách a zasáhly každý řádově oblast o rozloze 1 km<sup>2</sup>.

V případě sesuvů Růžďka – obec a Mikulůvka – hřbitov bylo navrženo a posléze provedeno několik řad horizontálních odvodňovacích vrtů nad sebou. Problémy, které se vyskytly na těchto sesuvech byly následující:

- Nedostatečné zajištění odvedení vod z horizontálních odvodňovacích vrtů mimo těleso sesuvu. Voda vytékají z vrtů byla sváděna do málo účinných žeber a v mnoha případech zasakovala zpět do sesuvu.
- Nedostatečné zajištění zhlaví vrtu proti promrzání.
- Zhotovitel první etapy vrtů nebyl schopen provést vrty delší než 80 m. Pro další etapy musel být vybrán zhotovitel, který byl schopen zajistit vrty délky až 150 m.
- Nelogický postup při provádění horizontálních odvodňovacích vrtů a štěrkových pilot. Nejprve byly provedeny vrty a potom se do nich zhotovitel pokoušel strefit vertikálními vrty. Pro nalezení a přesnou identifikaci konce horizontálních odvodňovacích vrtů použil snad všechny geofyzikální metody. Přesto skončilo jeho snažení fiaskem.



## 3.5 Odvodnění – horizontální odvodňovací vrty



**Růžďka – obec,  
nekontrolovatelný  
odtok  
z horizontálního  
vrtu do svahu,  
09/1998**



**Růžďka –  
obec,  
nezajištěná  
zhlaví vrtů  
proti  
zamrznutí,  
12/1998**



**Mikulůvka – hřbitov  
– vyústění  
horizontálních  
odvodňovacích vrtů  
do gabionů, 03/1998**

## 3.5 Odvodnění – horizontální odvodňovací vrty



**Jablůnka – Háje  
– vrty HOV1 a  
HOV2 po  
odvrtání, před  
zaústěním do  
šachty  
odvodňovacích  
vrtů (2001)**



**Vsetín –  
Jasénka, Uhliska  
117 – vyústění  
horizontálních  
odvodňovacích  
vrtů do šachty.  
Vrty jsou i po  
více než 10  
letech od sanace  
účinné (foto  
z 06/2011)**

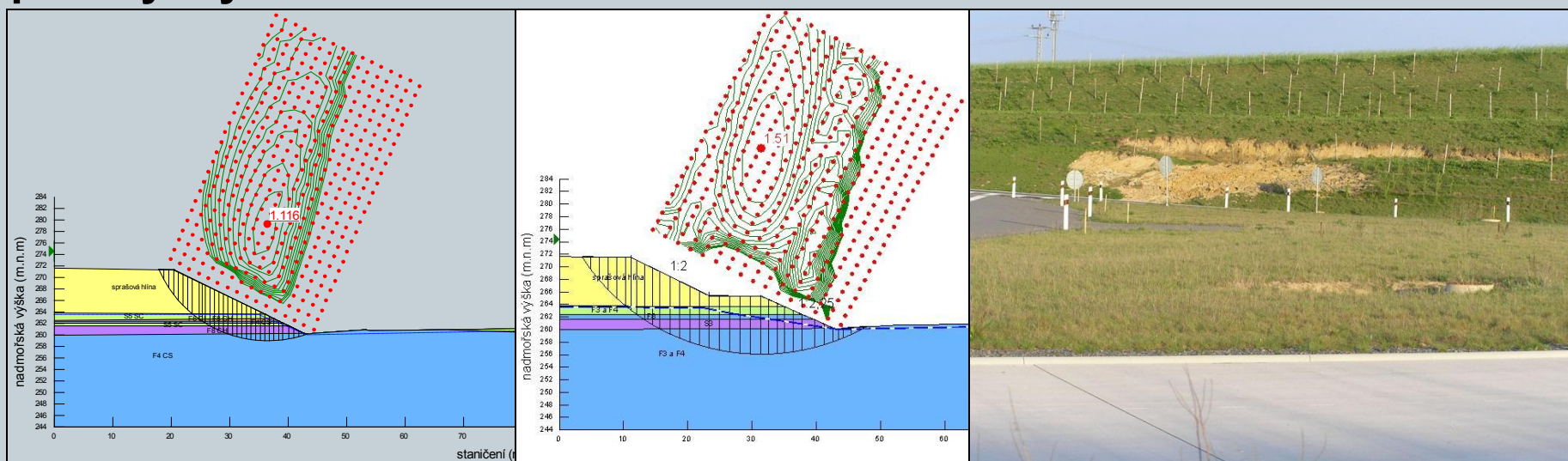
**Velká Lhota – Darebňa,  
pohled na štěrkovou stěnu,  
na jejímž okraji se  
nacházejí pozorovací vrty,  
v popředí snímku  
inklinometrický vrt.  
Vyústění horizontálních  
odvodňovacích vrtů se  
nachází pod komunikací  
u novostavby (06/2005)**



## 3.5 Sanační metody sesuvů – geometrická úprava terénu

Nejjednodušší a nejdéle používaná metoda sanace sesuvů je přitížení paty svahu nebo násypu přitěžovacími lavicemi. Pata sesuvu se přitíží násypem, a tím dojde ke zvýšení stability. S tím je spojeno i případně zmírnění sklonu svahu, vybudování laviček a podobně.

Výhodou této metody je jednoduchost provedení a nenáročnost na speciální strojní vybavení, jakož i nulové nároky na údržbu a prakticky nekonečná životnost. Nevýhodou je velký přesun hmot a značný půdorysný zábor terénu.



**Dálnice D4707, zářez v km 137.015 (MÚK Bravanitce) – původní  $F=1.12$ ) a realizované řešení  $F=1.51$ ) – bylo nutno zvětšit zábor**

## 3.5 Sanační metody sesuvů – geometrická úprava terénu

Změna geometrie svahů se používá hojně při rekultivačních pracích na odvalech na Ostravsku. Příkladem mohou být sanačně-rekultivační práce na odvalu Heřmanice, prováděné v letech 2003-2004.



**Odval Heřmanice, stabilizace severovýchodního svahu odvalu s využitím popílku a materiálu PRESTAB**

## 3.5 Sanační metody sesuvů – silové prvky

**Opěrné konstrukce (stěny) se budují před čelem sesuvu, kdy obvykle bezprostředně chrání komunikaci nebo stavební objekt. Stěny se dimenzují na základě stabilitního a statického výpočtu.**

**Opěrná konstrukce může být navržena jako prostá gravitační nebo založená na pilotách, případně kotvená. Jako materiál se obvykle používá beton nebo železobeton. Sanace sesuvů po povodních v r. 1997 vedla k většímu rozšíření gabionových konstrukcí a konstrukcí z vyztužených zemin. Tyto konstrukce jsou levnější, ekologicky přijatelnější a daleko lépe zapadají do přírody, než betonová konstrukce.**

**Gabionové konstrukce jsou navíc samy o sobě propustné. Na rozdíl od betonových konstrukcí se v jejich případě nemusí provádět podélná a příčná drenáž, pouze se musí dbát na kvalitní odvodnění základové spáry.**

## 3.5 Sanační metody sesuvů – opěrné zdi



**Zubří – Vičanovi,  
betonová tížná zeď  
klenbového tvaru (stav  
05/2005)**



**Jablůnka - gabionová stěna  
nad RD p. Svobody (06/2000)**



## 3.5 Sanační metody sesuvů – gabionová zed' (Hutisko – Solanec – RD p. Dořičákové - chyby

**- nekvalitní kamenivo** – Třebaže neexistuje ČSN upravující použití kameniva do gabionů, v projektu byly požadavky na kamenivo deklarovány. Použité kamenivo z lomu Nejdek uváděné v projektu obsahovalo velké procento břidlic a část kameniva byla nahrazena pískovcem z lomu Trojanovice. Po zásahu technického dozoru muselo být kamenivo před použitím do gabionů tříděno.

**- nedostatky při provádění gabionů** – Při první návštěvě technického dozoru bylo shledáno, že víka gabionů a gabiony navzájem jsou svázány pouze tenkým drátem (1 mm) na čtyřech až šesti místech. Tento způsob neodpovídá technologii požadované výrobcem. Uvedené gabiony musely být znovu spojeny spirálou ze silnějšího drátu (2.5 mm)

Gabiony na břehu potoka dokončené v r. 1999 vyčnivaly do průtočného profilu. Voda se dostala za gabiony, podemlela je a cca 10 m gabionů se na jaře 2001 vyvrátilo do potoka. Při sanaci této havárie byla gabionová stěna prodloužena a zavázána za starou opěrnou kamennou zed' tak, aby nemohlo dojít k pronikání vody z potoka za rub zdi.

## 3.5 Sanační metody sesuvů – gabionová zed' (Hutisko – Solanec – RD p. Dořičákové - chyby



**Hutisko – Solanec – p. Dořičáková –  
sesuv u paty svahu na břehu potoka  
- detail nedokonalého napojení  
jednotlivých gabionů  
- havárie gabionů v roce 2001  
- gabionová stěna 4 roky od havárie  
(06/2005)**

## 3.5 Sanační metody sesuvů – opěrné zdi velkopřůměrových pilot

**Stěny z velkopřůměrových pilot se obvykle budují jako ochrana významných komunikací nebo objektů. Stěny z velkopřůměrových pilot musí být vždy odvodněny, neboť jinak vytvoří hráz přirozenému proudění podzemní vody.**

**Výhodou velkopřůměrových pilot je jejich značná pevnost v ohybu a lze jimi tedy sanovat i sesuvy se smykovou plochou hlubší než 10 m. Nevýhodou je nutnost nasazení velké a těžké soupravy (cca 30-60 tun), které je podmíněno často vybudováním dočasně zpevněné komunikace.**

**Metodu lze s úspěchem použít na rozsáhlých sanacích, kdy očekávané náklady na sanaci přesáhnou 5-10 mil.Kč, a vyšší náklady na vybudování staveniště a přístupové komunikace kompenzují vyšší účinnost a použití levnějších materiálů (betonu).**



## 3.5 Sanační metody sesuvů – opěrné zdi velkopřůměrových pilot



**Študlov –  
sesuv pro  
RD čp. 175 –  
stav před  
sanací, v  
průběhu  
sanace a po  
sanaci  
(1998-1999)**



## 3.5 Sanační metody sesuvů – opěrné zdi z mikropilot

**Mikropiloty jsou stavební prvky, kdy se do maloprofilového vrtu (do 300 mm) vloží ocelová trubka (obvykle profilu 72/12 mm, 89/10 mm, 108/16 mm). Kořen mikropiloty se zainjektuje cementovým mlékem. V některých případech se kořen neinjektuje, mikropilota se pouze do cementové zálivky vkládá.**

**Výhodou mikropilot, je skutečnost, že se provádějí malou vrtnou soupravou a mohou být tedy nasazeny ve stísněných prostorech, nemají vysoké náklady na zřízení staveniště.**

**Nevýhodou mikropilot je jejich vysoká cena a spotřeba oceli a malá tuhost těchto prvků. Mikropiloty lze doporučit pouze pro menší rozsah prací, nebo pro práce ve stísněném prostoru a pro sesuvy s mělkou smykovou plochou. Běžné mikropiloty obvykle nevyhoví na ohyb při hloubce smykové plochy větší než 3-4 m pod terénem.**

## 3.5 Sanační metody sesuvů – opěrné zdi z mikropilot



**Horní Bečva – Mšadlý  
potok, provádění mikropilot  
na kraji místní komunikace  
nad srázem (08/1998)**



**Halenkov – u Kopeckých –  
provádění mikropilotové stěny ve  
stísněných podmínkách za domem  
(10/1998)**



## 3.5 Sanační metody sesuvů – kotvy

Kotva je stavební prvek umožňující přenášet sílu do horniny. Při stabilizaci sesuvů se obvykle kotví opěrné nebo pilotové stěny. Vlastní kotva se provádí maloprofilovým vrtem (obvykle průměru cca 150 mm), který je ukloněn (cca 40-90° od svislice). Do vrtu se poté vloží táhlo (ocelové lano, svazek kabelů, ocelová tyč nebo mikropilota) a kořen se zainjektuje. Hlavice kotvy se předepne (tj. hydraulickými lisami natáhne silou předepsanou projektem) a pevně spojí s opěrnou konstrukcí.



**Valašské Meziříčí – Poličná, Kotlina, kotvená tížná betonová zeď za rodinným domem p. Mžika (03/1999)**

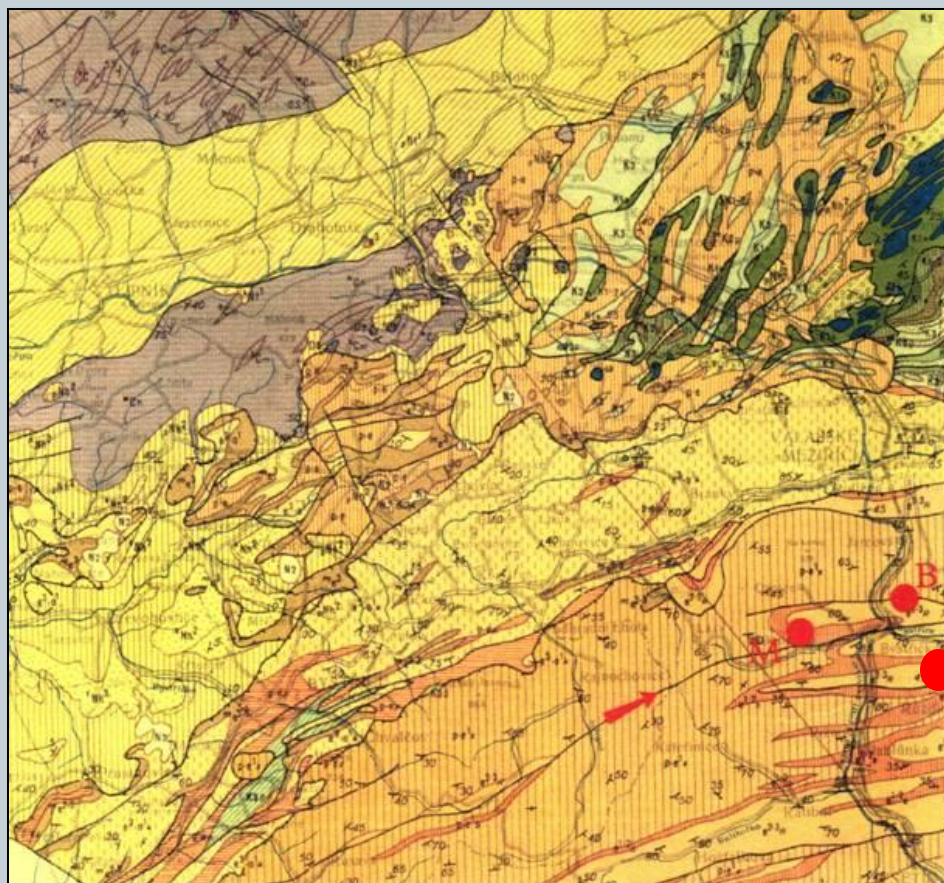


**Huslenky – Hřebík, mikropilotvá stěna kotvená lanovými kotvami zajišťující místní komunikaci (06/2005)**

## 3.5 Kombinace sanačních opatření

### Bystřička – nad tratí ČD

- “hluboký“ sesuv zasahující do navětralého až zdravého podloží (podobně jako Růžďka, Mikulůvka, Karolínka, Vsetín - Jasénka)
- tektonická predispozice - leží na zlomové linii
- vedle sesuvu hmot na železnici došlo ke zdvihu kolejí o cca 0.5 m v prostoru rigidního bloku mezi oběma sesuvnými proudy
- “mělký“ sesuv - boční proud - zajištěn v r. 1997
- struktura a mechanismus sesuvu nebyla jednoznačně interpretována





## 3.5 Bystřička nad tratí ČD



mikropilotová  
zed' – mělký  
sesuv (1998)  
pohled osou  
bočního  
proudu  
s novým  
odvodněním z  
r. 1999



1999  
- odvodnění  
- pilotová  
zed'  
- terénní  
úpravy

## 3.6 Sanace skalního řízení

Neexistuje žádná jednoduchá příručka, jak postupovat při sanaci skalního řízení. Každá lokalita je unikátní a je nutno k ní přistupovat individuálně. Standardní postupy při sanaci skalního řízení jsou následující:

- očištění skalní stěny od vegetace a rozvolněných bloků horniny
- zasítování
- podezdění
- injektáž trhlin
- vybudování ochranných plotů nad skalním výchozem
- vybudování ochranných bariér pod skalním výchozem
- dynamické bariéry

Důležitá je stálá přítomnost geologa (geotechnika) na stavbě, který určí, rozsah čištění skal v závislosti na úklonu vrstev a tektonice. Nutno upozornit, že většina prací se provádí horolezeckou technikou!

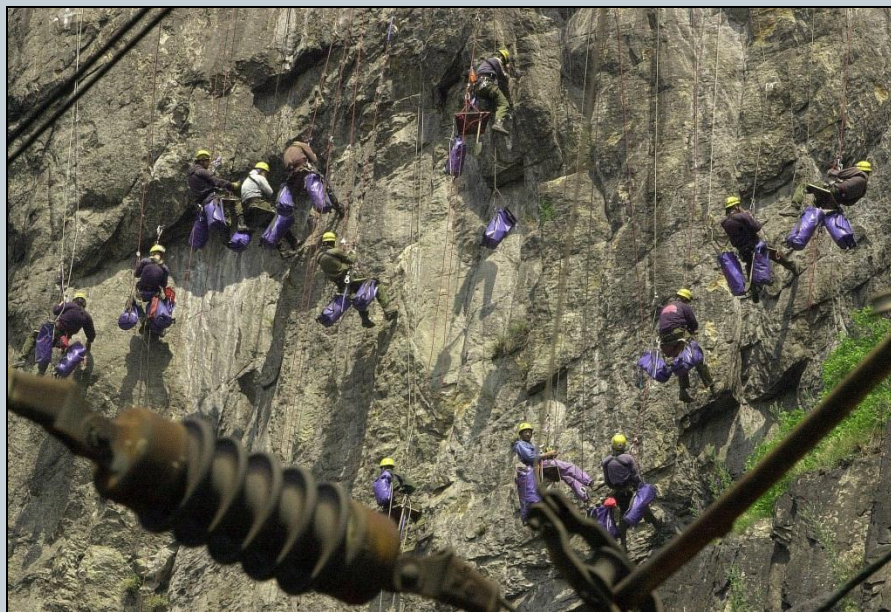


## 3.6 Sanace skalního říčení – Mariánská skála v Ústí nad Labem



**Ústí nad Labem – Mariánská skála – příprava pro sanaci skal**

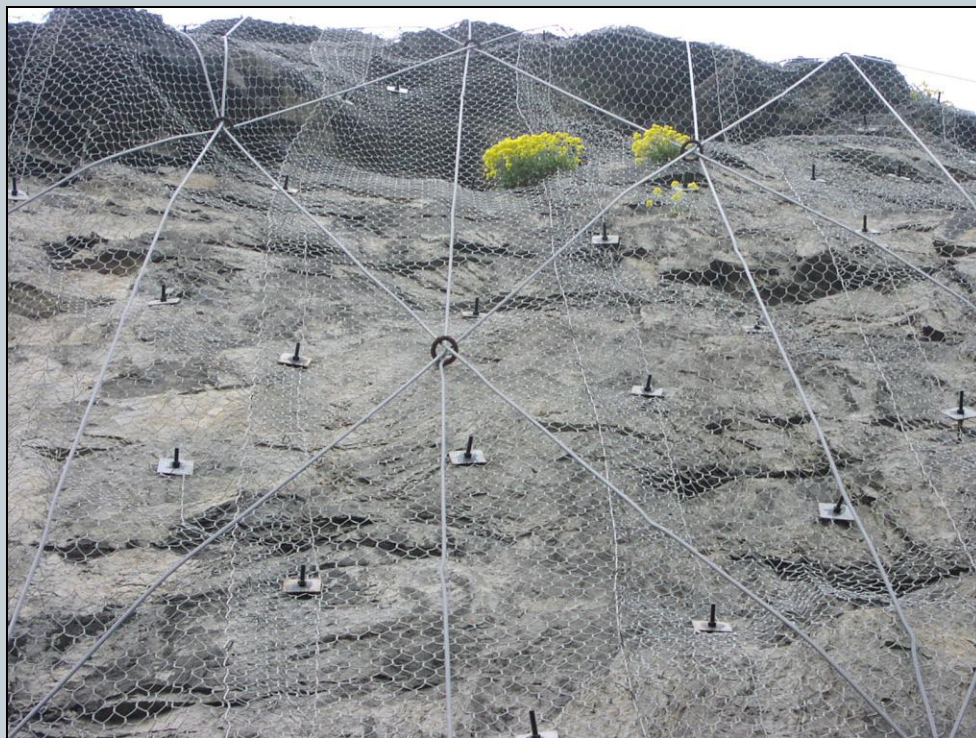
## 3.6 Sanace skalního řízení – Mariánská skála v Ústí nad Labem



**Ústí nad Labem – Mariánská skála –  
čištění skal**



# Ústí nad Labem – Mariánská skála – zajištění skalní stěny pomocí sítí





# Ústí nad Labem – Mariánská skála – výstavba ochranných plotů

What to do with a cleaned wall?







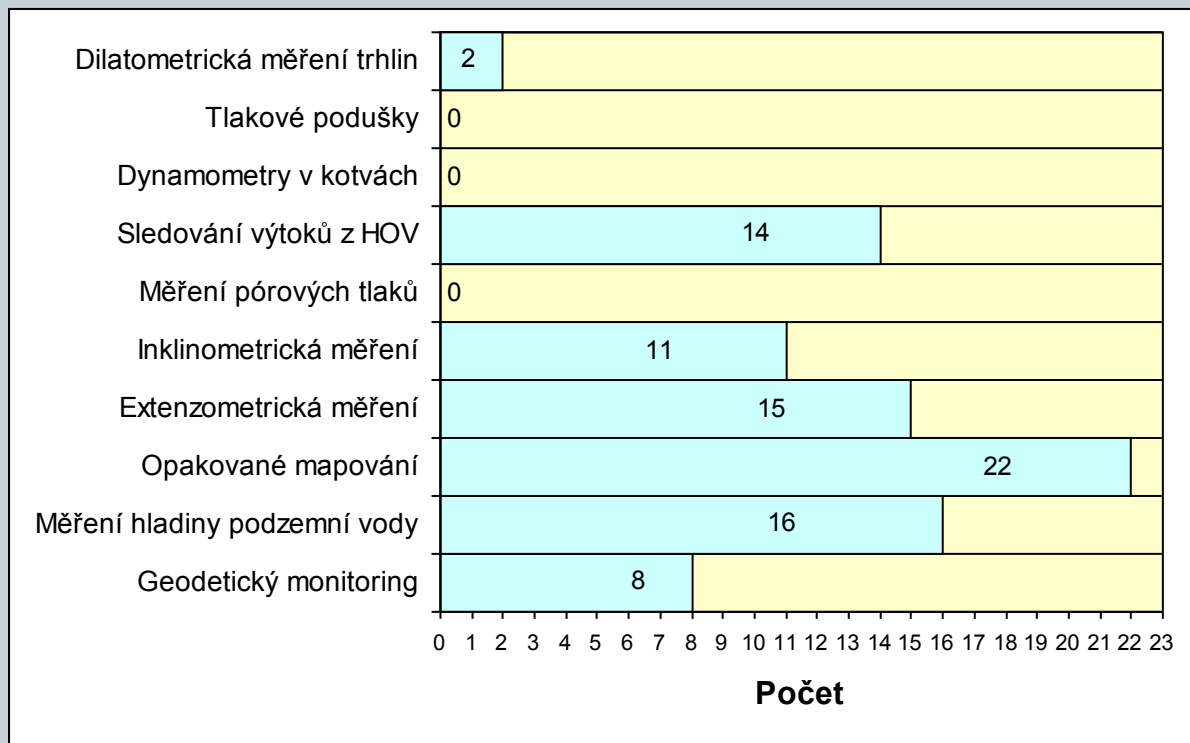
## Stabilizační opatření - Plchova soutěska – Přečerpávací elektrárna Dlouhé Stráně (2007)

**Stabilizace skalní stěny spočívající v očištění skalní stěny od vegetace, odstranění volných bloků, podezdění vybraných úseků stěny, výstavby kamenné opěrné zdi z místního materiálu, zajištění skalní stěny sítěmi a HEA panely.**



## 3.7 Monitoring

### Hlavní metody monitoringu používané na sesuvech – sesuvy po povodních v r. 1997 na Vsetínsku



**Podrobněji bude monitoringu věnována 6.část “Kontrolní zkoušky a monitoring“.**

# 4.1 Oddelená území

## 4.1. Terminologie

**Poddolované území** – území v dosahu účinků hlubinné těžby

**Poklesová kotlina** – část zemského povrchu mísovitého nebo nálevkovitého tvaru, která vznikla poklesem nadložních vrstev do vyrubaného prostoru. Křivka je na okrajích nejprve konkávní a za inflexním bodem konvexní.

**Mezní úhel vlivu  $\mu$**  - je definován jako svislý úhel, který svírá s vodorovnou rovinou spojnice bodu na okraji vyrubané plochy s odpovídajícím bodem na povrchu, kde pohyb nebo deformace jsou rovny nule nebo minimální hodnotě, která má za následek ještě přípustné deformace ovlivněných objektů. ( $r = h_z \cdot \cotg \mu$ , kde  $h_z$  je hloubka těžené sloje pod terénem,  $r$  je poloměr účinné plochy)

**Důlní škoda** – poškození, popř. znehodnocení povrchových objektů, půdy apod., které vzniklo vlivem důlní činnosti.



**Tvar poklesové kotliny při vodorovném uložení ložiska**



## 4.1. Terminologie



**Poklesová kotlina Karviná -  
Louky**

**Dálnice D47 – MÚK Rudná –  
poklesová kotlina a hotový  
přivaděč na ul. Rudnou**



## 4.2. Skupiny stavenišť (tab. 1 ČSN 73 0039)

Skupina stavenišť	Vodorovné poměrné přetvoření $\varepsilon$	Poloměr zakřivení R (km)	Naklonění $i$ (rad) <sup>(2)</sup>
I <sup>(1)</sup>	$\varepsilon > 7 \cdot 10^{-3}$	$R < 3$	$i > 10 \cdot 10^{-3}$
II	$7 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 5 \cdot 10^{-3}$	$3 \leq R < 7$	$10 \cdot 10^{-3} \geq i \geq 8 \cdot 10^{-3}$
III	$5 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 3 \cdot 10^{-3}$	$7 \leq R < 12$	$8 \cdot 10^{-3} \geq i \geq 5 \cdot 10^{-3}$
IV	$3 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 1 \cdot 10^{-3}$	$12 \leq R < 20$	$5 \cdot 10^{-3} \geq i \geq 2 \cdot 10^{-3}$
V	$1 \cdot 10^{-3}$ a méně	20 a více	$2 \cdot 10^{-3}$ a méně

- 1) Do skupiny I patří i stavenišťe s předpokládaným výskytem nespojitých přetvoření terénu. Terénní stupně a vlny o výšce menší než 100 mm a trhliny o šířce menší než 100 mm se zařadí do skupiny stavenišť II. O zařídění stavenišť dle této tabulky rozhoduje nejméně příznivá hodnota zadaného parametru přetvoření terénu.
- 2) V oboru praktických hodnot se využívá relace  $\sin i \cong \operatorname{tg} i \cong i$ .

## 4.2. Skupiny stavenišť (tab. 1 ČSN 73 0039)

**Skupina V** – objekty nevyžadují zajištění proti účinkům poddolování kromě objektů zvláště citlivých k parametrům přetvoření terénu (např. podzemní objekty širší než 6 m, tlaková trubní vedení, velké nádrže apod.)

**Skupina IV a III** – lze zajistit technicky a ekonomicky přijatelným způsobem všechny objekty (příklady jsou uvedeny v Typizační směrnici)

**Skupina II a I** – využití stavenišť skupiny I a II je nutno zdůvodnit jinými přínosy

Staveniště s předpokládaným výskytem propadů nelze pro výstavbu použít.



Karviná – kostel Sv. Petra z Alkantary



Orlová –  
propad silnice  
vlivem  
poddolování

## 4.3. Vliv účinků poddolování na mechanické vlastnosti zemin

Změny fyzikálně-mechanických vlastností při poddolování souvisí se zvýšením jejich pórovitosti a snížením jejich konzistence. Pórovitost jemnozrnných zemin na staveništi IV.skupiny vzrůstá o 2-3%, na staveništi II.skupiny až o 9%.

### Pokles smykové pevnosti zemin při protažení terénu

Vodorovné poměrné přetvoření $\varepsilon$	Úhel tření $\phi$ (pokles ve °)	Soudržnost $c$ (pokles v %)	Skupina stavenišť
$1,5 \cdot 10^{-3}$	1	20	IV
$3,0 \cdot 10^{-3}$	2	30	III-IV
$6,0 \cdot 10^{-3}$	3	40	II
$9,0 \cdot 10^{-3}$	4	70	I
$12,0 \cdot 10^{-3}$	č	90	I

### Pokles modulu přetvárnosti při protažení terénu

Vodorovné poměrné přetvoření $\varepsilon$	Modul přetvárnosti $E_{def}$ (pokles v %)	Skupina stavenišť
$1,5 \cdot 10^{-3}$	10	IV
$3,0 \cdot 10^{-3}$	20	III-IV
$6,0 \cdot 10^{-3}$	40	II

## 4.4. Koncepční zásady navrhování objektů na poddolovaném území

- 1) co nejmenší půdorysné rozměry
- 2) jednoduchý půdorysný tvar
- 3) založení v co nejmenší hloubce pod úrovní terénu
- 4) každý dilatační celek má být založen v jedné výškové úrovni

U objektů na poddolované území se nemají používat konstrukce, jejichž únosnost nebo stabilita je ohrožena změnami tvaru – zděné klenby, oblouky bez táhel.

**Kluzná spára** – opatření ke zmírnění účinků poddolování. Slouží k přenesení smykových napětí  $\tau_1$ , která vznikají vlivem vodorovných přetvoření terénu na kontaktu základu a podložních zemin.

Typ kluzné spáry	součinitel tření $f$
beton na zdivu nebo betonu	0,70
beton s asfaltovým pásem na zdivu nebo betonu	0,55
ocel na betonu	0,50
ocel na oceli	0,49
dvě vrstvy lepenky proložené vrstvou inertního prachu (množství 1 kg.m <sup>-3</sup> )	0,40
dvě vrstvy lepenky proložené vrstvou štípané slídy (množství 1 kg.m <sup>-3</sup> )	0,30
dvě vrstvy lepenky proložené vrstvou mletého grafitu (množství 0.5 kg.m <sup>-3</sup> )	0,20
dvě vrstvy polyetylénové fólie proložené vrstvou mletého grafitu (množství 0.4 kg.m <sup>-3</sup> )	0,15

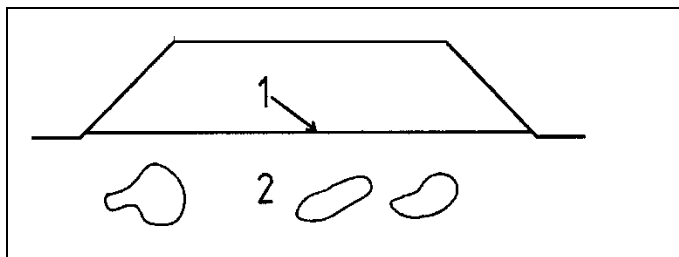


## 4.5. Sanace propadů u mělkých děl

V případě podzemních děl uložených mělko po povrchem mohou vznikat propady. Týká se to především historických důlních revírů (Příbramsko, Slavkovsko apod.)

Sanace těchto propadů obvykle zahrnuje následující činnosti

- ověření rozsahu propadu a jeho dosah
- vyplnění dutiny vhodným materiálem (popílek, popílkocement, beton)
- úprava terénu v závislosti na jeho využití (vozovka, prostý terén apod.)
- v případech komunikací lze využít pro překlenutí propadu (případně i krasového jevu) výztužných geosyntetik (viz ČSN 14 475)



### Legenda

- 1 výztuž
- 2 potenciální oslabené zóny  
nebo dutiny

## 4.5. Sanace propadů u mělkých děl



**Propad komunikace v obci Abertamy o průměru 5 m vznikl v místě žilné struktury Pb-Zn rud, která byla v 16. století intenzivně těžena.**



**Horní Slavkov - vyhledání, průzkum a sanace dobývkového komína, který vznikl v přípovrchových partiích žilné struktury Br1 při těžbě uranových rud. Výška komína 13 m, mocnost nadloží 8 m. Cílem prací bylo zamezení propadu povrchu.**

## 4.6 Rekultivace odvalů

Odvaly hlušinové sypaniny představují významný zdroj druhotné suroviny, kterou lze využít v zemních pracích. Pokud se odval rekultivuje, ztratí se potenciální zdroj materiálu.



**Odval Paskov D – zásoby  
14 mil. tun uhelné hlušiny**

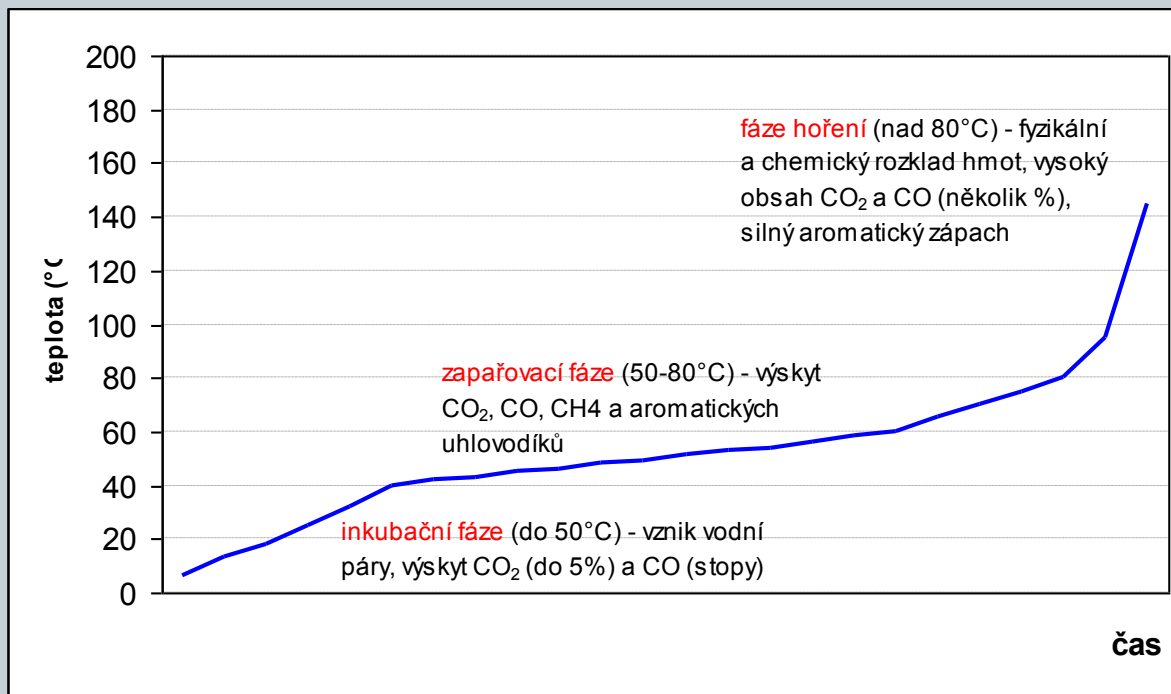


**Odval Heřmanice - těžba  
prohořelé uhelné hlušiny**



## 4.6 Negativní důsledky těžby surovin – termická aktivita

### Vývoj termického procesu (proces autooxidace uhelné hmoty)



Rizika termických procesů ve vnitřním prostoru důlního odvalu.

- Vývin tepla
- Uvolňování toxických látek
- Vývin a šíření jemného prachu
- Vznik vyhořelých prostor uvnitř odvalu
- Vznik a rozšíření povrchového požáru
- Negativní vliv na ekosystémy



## 4.6 Negativní důsledky těžby surovin – termická



**Odval Ema – termická  
aktivita znamená  
nepřítomnost sněhové  
pokrývky (12/2010)**

**Odval Heřmanice – termický proces  
přešel v podzemní požár (2009-2010)**

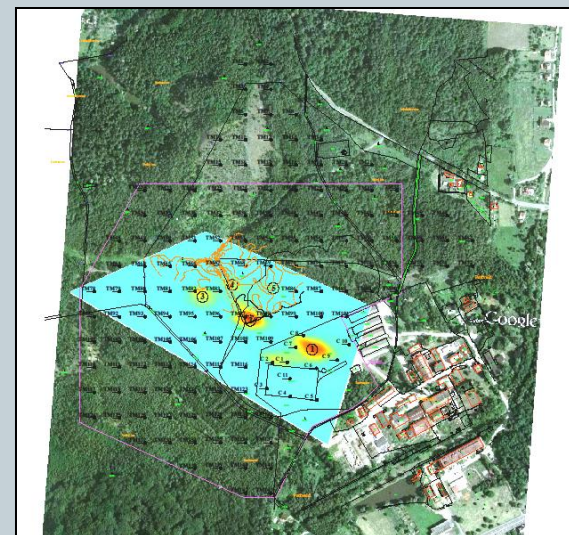


## 4.6 Negativní důsledky těžby surovin – termická aktivita



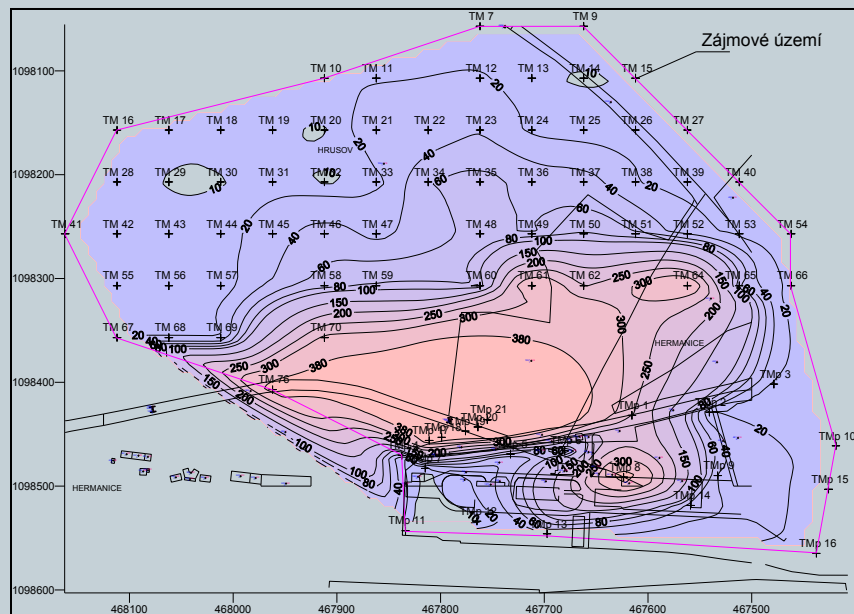
**Odumřelé stromy nad ohniskem termického procesu (odval Hedvika) – obrázek nahoře**

**Odval Hedvika – výstupy kouřů v centrální části odvalu, termovizní snímek z 11/2009 (vpravo)**

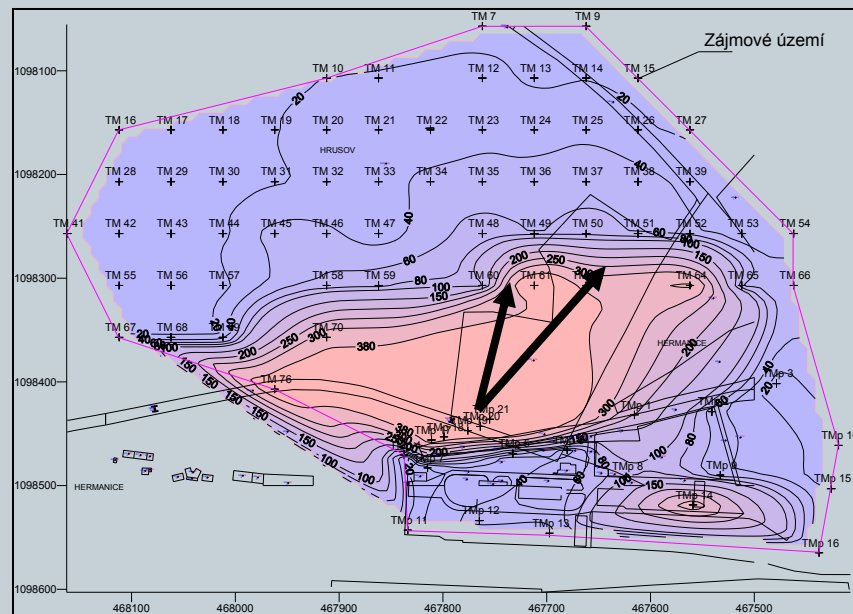


## 4.6 Negativní důsledky těžby surovin – termická aktivita

### Pohyb ohniska termické aktivity – odval Heřmanice



Odval Heřmanice – mapa izoterem 04/2004



Odval Heřmanice – mapa izoterem 12/2004 s naznačeným směrem pohybu ohniska termické aktivity



## 4.6 Negativní důsledky těžby surovin – termická aktivita



**Podzemní prostor vzniklý vyhořením výplně s teplotou ovzduší nad 200°C (odval Hedvika)**



**Vyústění průduchu na povrch odvalu s výstupem plynů (odval Ema)**

# 5. Výsypky, navážky

## 5.1 Vlastnosti výsypek

**V poslední době stoupají požadavky na výstavbu i v prostoru starých odvalů, výsypek nebo skládek.**

**Ve smyslu norem a předpisů se vždy jedná o složité geotechnické podmínky, zejména s ohledem na heterogenitu materiálu, neznalost míry zhutnění, neznalost existence volných prostor apod.**

**Tato rizika je nutno zahrnout do návrhu objektu nebo inženýrské konstrukce v daném prostoru.**



## 5.2 Úprava výsypky před zakládáním

Před zahájením výstavby na výsypkách nebo akumulacích navážek se obvykle upravují jejich vlastnosti:

- přehutnění (obvykle u výsypek nebo odvalů surovin)
- dynamická konsolidace - při této metodě je zemina zhutněna několika sériemi pečlivě navržených úderů břemenem 15 - 25 t, volným pádem z výšky 20 - 30 m (vhodné například pro zakládání na skládkách).



**Přehutněný demoliční odpad s převahou cihelného recyklátu (stavba OC Tesco Nový Jičín)**



**Provádění dynamické konsolidace – skládka ve Spolaně Neratovice**

## 5.3 Praktické příklady zakládání na výsypkách a jejich okolí

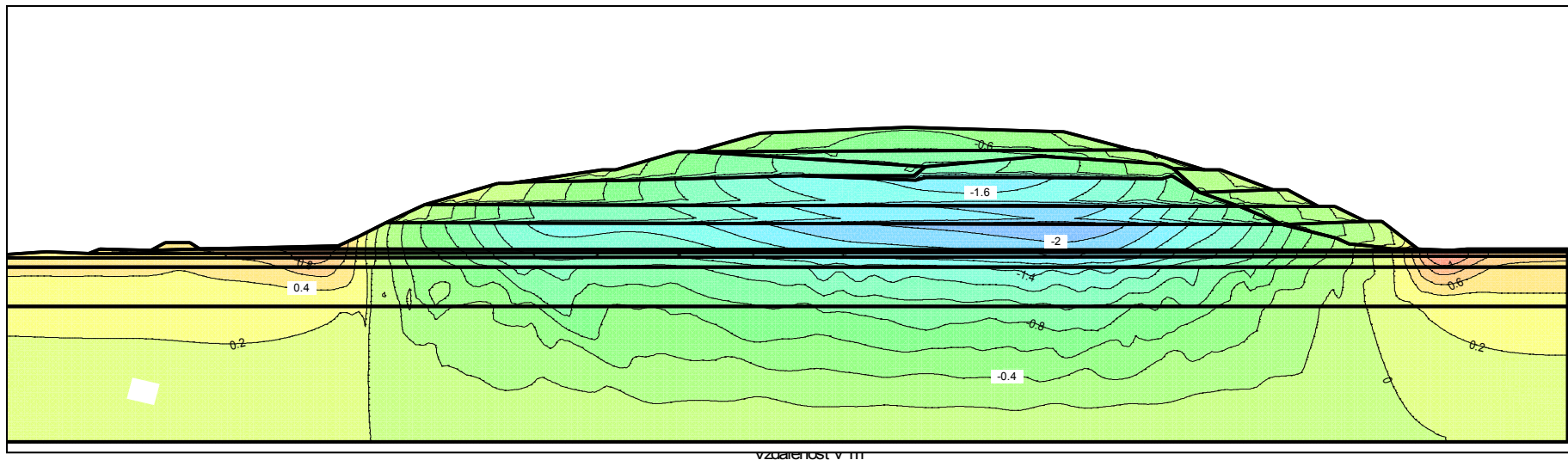
### Vliv odvalu Paskov D na vedení železniční trati Ostrava – Frýdek-Místek

- původní trať byla v roce 1983 v úseku Vratimov - Paskov v km 12.4-14.2 opuštěna a byl budován odval hlušiny Paskov D. Přeložka železniční trati byla vedena vpravo od budoucího odvalu.
- na odvale je ukládána homogenní hlšina z úpravny Paskov frakce 0-180 mm
- kapacita odvalu v cílovém stavu je 12835678 m<sup>3</sup> (cca 20 mil. tun)
- k 1.1.2008 bylo na odvale uloženo 9 875 000 t hlušiny, zbývá cca 10 mil tun.
- tvar odvalu Paskov D ze strany dnes provozované trati je do nasypané úrovně k 1.1.2008 již finální a nebude se měnit.
- část odvalu ze strany provozované trati je již rekultivována a osázena vzrostlými stromy
- tvar odvalu směrem k opuštěné trati není finální a předpokládá se jeho rozšíření až k příkopu podél opuštěného drážního tělesa
- část materiálu odvalu byla v období let 2000-2008 odtěžena a použita do násypů dálnice D47
- projektant navrhl v rámci úspor při elektrizaci trati návrat na opuštěné drážní těleso

## 5.3 Praktické příklady zakládání na výsypkách a jejich okolí

### Vliv odvalu Paskov D na vedení železniční trati Ostrava – Frýdek-Místek

Odval Paskov D



vzdálenost v m

**Hodnota vodorovných deformací k 1.1.2008 činila cca 20 cm. Celkové vodorovné deformace po dokončení odvalu byly vypočteny v místě starého drážního tělesa na 1.25 m. Bylo rozhodnuto trať nepřemísťovat.**



## 5.4 Praktické příklady zakládání na výsypkách a jejich okolí – přesun děkanské kostela v Mostě (poskytnuto Ing. V. Herlem)





## 5.4 Praktické příklady zakládání na výsypkách a jejich okolí – přesun děkanské kostela v Mostě (poskytnuto Ing. V. Herlem)



**Montáž ocelové ztužující a nosné konstrukce, urovnané podloží dráhy přesunu**



**Transportní vozíky o nosnosti 500 t a zdvihu 300 mm**





## 5.4 Praktické příklady zakládání na výsypkách a jejich okolí – přesun děkanské kostela v Mostě (poskytnuto Ing. V. Herlem)

Z velikosti stlačení navážek konsolidačním násypem jsme vypočítali z analogie zkoušky stlačitelnosti modul přetvárnosti:

### Bod 1

Pro 6 m stlačovanou vrstvu vychází  $M = 2,7 \text{ MPa}$

Pro celou mocnost navážek 40 m  $M = 4,1 \text{ MPa}$

### Bod 2

Pro celou mocnost navážek 40 m  $M = 4,1 \text{ MPa}$

(bod v hloubce 6 m byl zničen)

### Bod 3

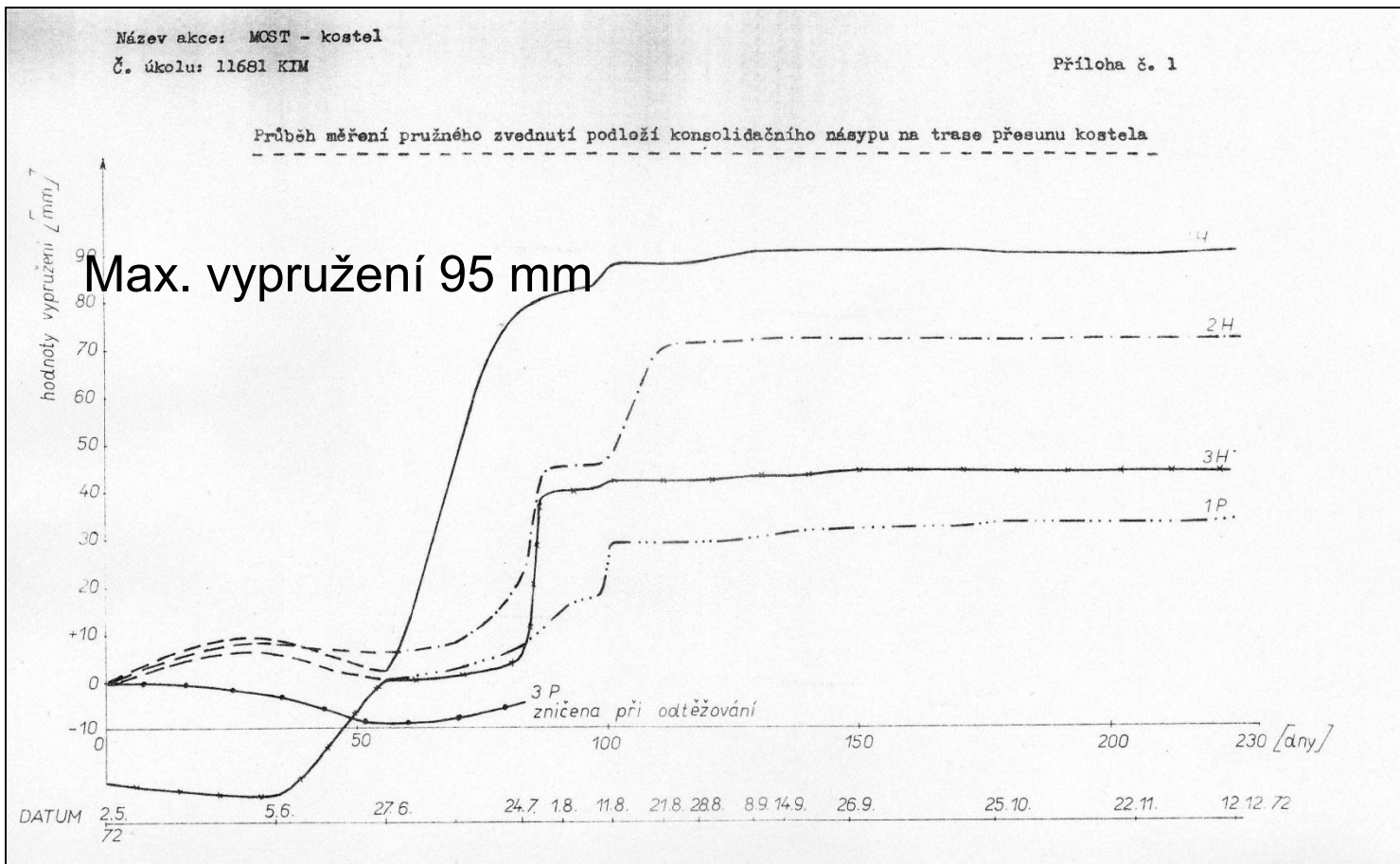
Pro vrstvu 7 m k uhelné sloji  $M = 2,0 \text{ MPa}$

Součinitel konsolidace byl vyhodnocen z časového

průběhu sedání:  $c_v = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  oboustranné drénování

$c_v = 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$  jednostranné drénování

# Časový průběh pružného zdvihu navážek po odtěžení konsolidačního násypu



## Kostel se vydává na cestu 30.září 1975 (zdvihání kostela a jeho nakládání na transportní vozíky začalo 15.září 1975)



## Děkanský kostel na novém místě





# 6. Zakládání ve vodě

## 6.1 Obecné zásady

### Hydraulické porušení

Nebezpečí porušení zemního tělesa vnitřní erozí, sufozí, zdvihem dna a/nebo vztlakem je reálné u násypů, navrhovaných v inundačních oblastech, v místech s vysokou hladinou podzemní vody nebo kde zemní těleso pozemní komunikace tvoří např. současně ochrannou protipovodňovou hráz. Při náhlém zvýšení hladiny vody dojde k odlehčení paty násypu/zářezu vztlakem a k nasycení spodní části zemního tělesa vodou. Při rychlejším poklesu hladiny nastane proudění vody ven ze svahů s možností vyplavování jemných zrn zeminy s následným zvýšením pórovitosti zemního masivu.

Opatření pro snížení účinku hydraulického porušení jsou:

- výběr vhodných (hrubozrnných) zemin pro stavbu násypů a vyloučení používání disperzních jílu;
- návrh filtru, zachycujícího vyplavované částice z násypu/zářezu. Tento filtr musí být minerální navržený podle ČSN 75 2310 nebo geosyntetický podle TP 97 s následnou ochranou;
- použití zemin upravených pojivy;
- odvodňovací vrty nebo drenážní žebra;
- snížení hydraulického spádu;
- úprava geometrie zemního tělesa.

## 6.2 Kontakt zemních těles s vodním tokem

V místech kontaktu s vodním tokem, nebo v oblasti kolísání hladiny vody musí být zemní těleso chráněno proti vymílání opevněním svahu do výšky hladiny odpovídající min. Q100. Opevnění se provádí kamenným pohozením, kamennou rovnalinou, betonovými tvárnici, gabionovými matracemi, rohožemi z ocelových sítí nebo geosyntetických materiálů.

Vegetační tvárnice a betonové prefabrikáty případně tvarovky z jiných materiálů položené bez kotevních výztuží přímo na zemní svah mají pouze protierozní a dekorační funkci. Nelze je považovat za opěrnou konstrukci.

## 6.3 Zakládání hrází – zásady pro návrh hráze

Typ hráze, její tvar, konstrukce a založení musí splňovat požadavky:

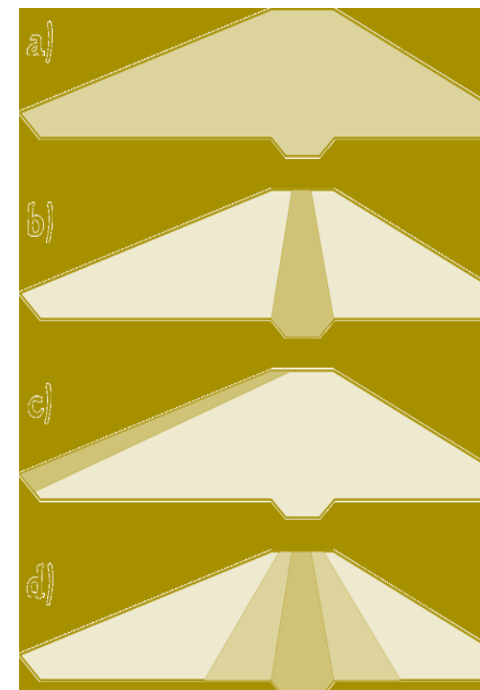
- filtrační stability hráze a podloží
- statické a deformační stability
- potřebné vodotěsnosti nádrže
- bezpečnosti proti přelití a porušení hráze
- životnosti díla

Homogenní hráz – výhodná pro hráze výšky do 6 m

Nehomogenní hráz – je tvořena těsněním, přechodovými částmi (filtry) a stabilizační částí. Těsnění může být střední, návodní nebo zonální.

Utěsnění nebo prodloužení průsakové dráhy:

- těsnící zářez (ozub)
- těsnící stěna
- těsnící koberec



## 6.3 Zakládání hrází – zásady pro návrh hráze

Materiál pro výstavbu hrází (viz ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže)

Označení zeminy	Symbol	Homogenní hráz	Nehomogenní hráz	
			Těsnící část	Stabilizační část
Štěrk dobře zrněný	GW	Nevhodná	Nevhodná	Výborná
Štěrk špatně zrněný	GP	Nevhodná	Nevhodná	Výborná
Štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	G-F	Málo vhodná	Nevhodná	Velmi vhodná
Štěrk hlinitý	GM	Výborná	Velmi vhodná	Málo vhodná
Štěrk jílovitý	GC	Výborná	Velmi vhodná	Málo vhodná
Písek dobře zrněný	SW	Nevhodná	Nevhodná	Vhodná
Písek špatně zrněný	SP	Nevhodná	Nevhodná	Vhodná
Písek s příměsí jemnozrné zeminy	S-F	Nevhodná	Nevhodná	Vhodná
Písek hlinitý	SM	Vhodná	Vhodná	Málo vhodná
Písek jílovitý	SC	Velmi vhodná	Výborná	Nevhodná
Hlína štěrkovitá	MG	Velmi vhodná	Velmi vhodná	Nevhodná
Jíl štěrkovitý	CG	Velmi vhodná	Výborná	Nevhodná
Hlína písčitá	MS	Vhodná	Vhodná	Nevhodná
Jíl písčitý	CS	Velmi vhodná	Velmi vhodná	Nevhodná
Hlína s nízkou/střední plasticitou	ML/MI	Málo vhodná	Vhodná	Nevhodná
Jíl s nízkou/střední plasticitou	CL/CI	Vhodná	Velmi vhodná	Nevhodná
Hlína s velmi vysokou/velmi vysokou/extrémně vysokou plasticitou	MH/MV/ME	Málo vhodná	Málo vhodná	Nevhodná
Jíl s velmi vysokou/velmi vysokou/extrémně vysokou plasticitou	CH/CV/CE	Málo vhodná	Málo vhodná	Nevhodná



## 6.3 Zakládání hrází – zásady pro návrh hráze

### Filtry

- Slouží k ochraně tělesa hráze před vyplavováním jemných částic na styku s vodou
- Umisťují se jak pod kamenný pohoz, tak mezi materiál samotné hráze a patní drén
- Nejčastěji se používají tříděné i netříděné písky a štěrkopísky nebo drcené kamenivo (materiál by neměl obsahovat více než 5% částic pod 0,063 mm)
- Křivky zrnitosti filtru a chráněné zeminy by měly být přibližně rovnoběžné zejména v oblasti jemnějších částic; maximální zrno filtru do 63 mm

Stejnozrné materiály

$$5 \leq \frac{d_{50}^f}{d_{50}^z} \leq 10$$

Materiály, pro které platí

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 5$$

Nestejnozrné materiály  
(zaoblené částice)

$$12 \leq \frac{d_{15}^f}{d_{15}^z} \leq 40$$

$$12 \leq \frac{d_{50}^f}{d_{50}^z} \leq 60$$

Nestejnozrné materiály  
(ostrohranné částice)

$$6 \leq \frac{d_{15}^f}{d_{15}^z} \leq 18$$

$$9 \leq \frac{d_{50}^f}{d_{50}^z} \leq 30$$

Obsypy perforovaných  
trub nebo jiných otvorů

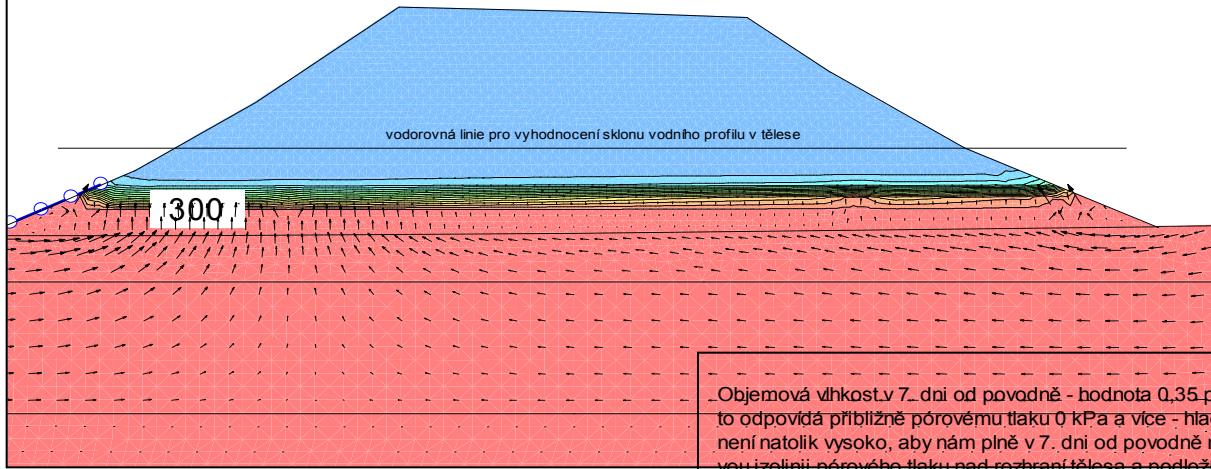
$$\frac{d_{85}^f}{d^{\text{otvor}}} \geq 2$$

# 6.3 Zakládání hrází – modelování průsaku

## Silnice I/57 Krnov SV - obchvat

Proudění vody zemním tělesem při povodni

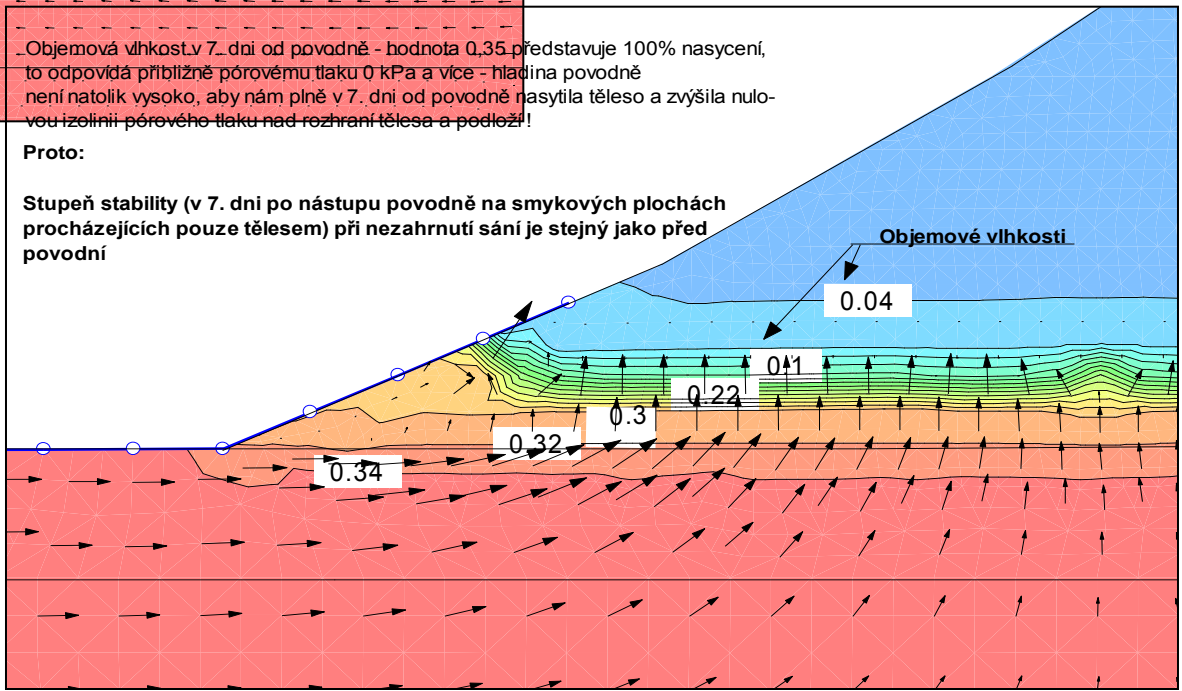
Celková absolutní tlačná výška 7 dní po nástupu povodně - maximální hodnota 306 - 307 m.n.m



Objemová vlhkost v 7. dni od povodně - hodnota 0,35 představuje 100% nasycení, to odpovídá přibližně pórovému tlaku 0 kPa a více - hladina povodně není natolik vysoko, aby nám plně v 7. dni od povodně nasýtila těleso a zvýšila nulovou izolinii pórového tlaku nad rozhraní tělesa a podloží!

Proto:

Stupeň stability (v 7. dni po nástupu povodně na smykových plochách procházejících pouze tělesem) při nezahrnutí sání je stejný jako před povodní



## 6.4 Provádění staveb v kontaktu s vodou



**Žichlínek – polder – těsnící  
jádro hráze (06/2008)**



**Javorník ve Slezsku –  
multifunkční nádrž - hráz  
s protierozní ochranou  
návodní strany (07/2009)**

## 6.4 Provádění staveb v kontaktu s vodou



**Zasněžovací nádrž Javor  
– výstavba kamenné paty  
(07/2009)**



**Zasněžovací nádrž Javor  
– hráz z vyztužené zeminy  
(10/2009)**



## 6.4 Provádění staveb v kontaktu s vodou



**Protipovodňová hráz  
s cyklostezkou - Valašské  
Meziříčí (09/2010)**



**Retenční nádrž Lichnov –  
základová spára  
sdruženého objektu  
(07/2011)**



## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

- Hráz s místní komunikací postavená ve 14 stol. byla postižena povodní v r.1997 a vykazovala četné vývěry vody a zamokření
- Nová sypaná homogenní hráz přisypaná ke staré hrázi (výška 10 m, délka 180 m, koruna š. 3,5 m, zvýšení koruny o 2,5 m, sklon vzdušný 1:2,2, návodní 1:3 až 1:2,5)
- SO přepadů a výpustí s MVE, požerák, odpadní štola, podtrubní jáma, sil. III tř. a sjezd pod hráz



## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

- Pro těleso nové hráze byly použity místní sprašové hlíny- jíly tř. F6-CI,CL ze zemníku přímo u rybníka
- Těžba povrchové 2 m vrstvy jílu, v podloží eluvia a pískovce (svrchní turon)
- Zemník je po vytěžení již zrekultivován
- Jíly ukládané do tělesa nové hráze v roce 2004 a na jaře 2005 vykazovaly o cca 9 % vyšší vlhkost než  $W_{opt}$  dle PS





## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze



- **Sesutí tělesa hráze a viditelný posun šachtice drenáže**
- **Probíhalo odtěžování sesutých a rozbředlých zemin z koruny a vzdušné strany**
- **Otevřené trhliny na koruně byly překryty fólií**

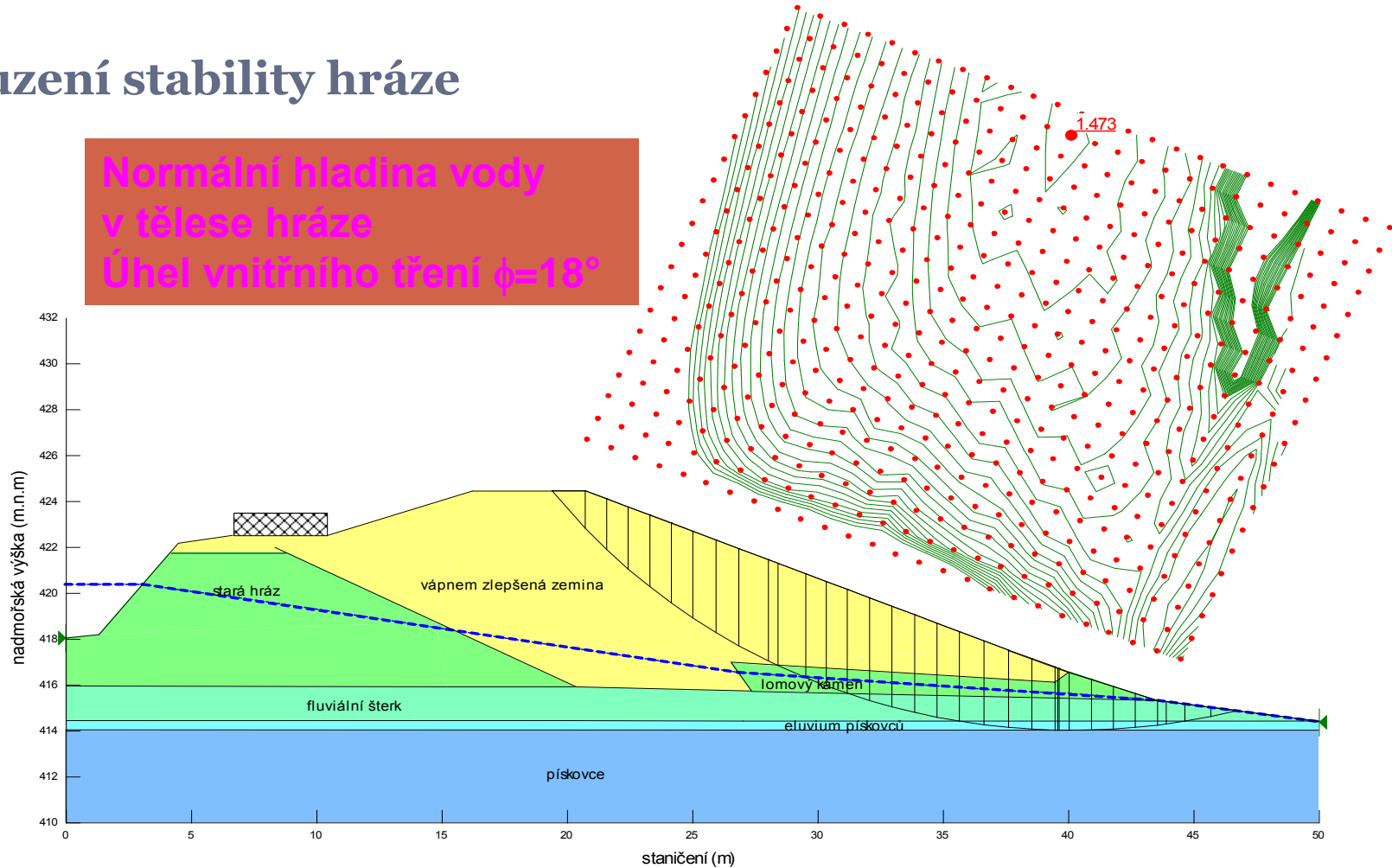
## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

### Návrhy na okamžitá opatření pro zamezení zhoršování stavu

- zastavení navážení do tělesa hráze (proběhlo zápisem do SD)
- okamžité zastavení odtěžování vytlačených měkkých zemin ze vzdušného svahu hráze
- zatěsnění všech otevřených trhlin v koruně okolní zeminou tak aby nedocházelo k vsakování vody do trhlin
- vyspádování povrchu hráze, aby nedocházelo k vytváření bezodtokých depresí a pronikání vody do zemního tělesa
- pozorování deformací povrchu svahu geodeticky a v případě pokračování pohybů počítat s případným odtěžením koruny hráze o 1,0-1,5 m

***K propagaci trhlin docházelo i dále, ale vytlačování zemin na vzdušném svahu se zastavilo.***

# Posouzení stability hráze



Pro totální parametry by byla hráz nestabilní pro nedostavěnou hráz  $F=0.7-1.2$ , pro efektivní hodnoty  $F=0.4-1.3$ .  
V konsolidovaném stavu by hráz byla stabilní  $F=1.3$ , což je však pořád méně než požaduje ČSN 73 6850 Sypané zemní hráze.



## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

### Příčiny porušení hráze

(zpráva Stavební geologie – Geotechniky 07/2005)

1. Hlavní příčinou poruch bylo ukládání vysoce převlhčených zemin do tělesa hráze, s nízkou smykovou pevností. Ukládaly se zeminy až  $D=85\%$ , přičemž projekt stanovil min.  $D=95\%$
2. Naváženo a hutněno bylo v zimním i jarním deštivém období, bez prověření stavu zemin a svrchní vrstvy. Doplnujícím průzkumem jsme ověřili střídání poloh měkkých, tuhých až pevných, jak ve vrtech tak ve SP, vysoké pórové tlaky (50-600 kPa)
3. Hutnicí zkoušky provedené 10/04 a 1/05 nedosáhly požadovaných hodnot nad 95%, pouze  $D=91-92\%$  PS, vyhověl vždy jen 1 pokus ze 6. Laboratorně parametr  $D$  zcela nevyhověl, vlhkost zemin byla o 8-11% vyšší než  $w_{opt}$  dle PS.
4. Přesto byly závěry hodnotících zpráv předkládané GT dozorem (ing. Hanzlová) kladné, což umožnilo zhotoviteli pokračovat ve stavbě!

## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

### Návrh sanačních opatření

1. Odtěžení porušené hráze na kótu 417 m. n.m, odvoz zemin na mezideponii, úprava zemin vápnem na mezideponii nebo přímo na hrázi, navážení po vrstvách a hutnění.
2. Odebrání pruhu šířky 3,5 m na vzdušné straně hráze, vybudování přitěžovací lavice. Toto řešení se ukázalo jako nekomplexní, vyžadovalo by si další zábor půdy a svah by byl při odtěžení nestabilní.
3. Hloubkové zlepšování (deep soil mixing) - bylo řešení časově náročné, v ČR nebyla firma s odpovídajícími zkušenostmi a s nabídkou.

**Zhotovitel provede odstranění vad na díle na své náklady!**

### Problémy při odtěžování

- Přerušování prací při srážkách
- Odvoz a hutnění do figury na mezideponii
- Separace měkkých zemin
- Zavěšená hladina
- Průsaky přes starou hráz





# 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze



## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze

### Negativní jevy, které ovlivnily havárii hráze

- 1) Nedostatky v projektové dokumentaci: nebyly řešeny průsaky starou hrází, neprováděla se úprava zemin vápnem, výpočty stability nebyly dokladovány a neodpovídaly našim výpočtům atd.
- 2) Před havárií hráze nepůsobil na stavbě stálý GT dozor a občasný GT dozor nereagoval na negativní naměřené hodnoty.
- 3) Nevěrohodné výsledky neakreditované laboratoře.
- 4) Zkrácení patního drénu v průběhu stavby.
- 5) Nedostatečná kontrola subdodavatele zemních prací ze strany zhotovitele, GT dozoru, případně projektanta a investora.
- 6) Sypání a hutnění probíhalo i za mrazu a při jarních srážkách, rychlý postup bez konsolidace vrstev. Důležitá je i úprava povrchu, mocnost vrstev, zhutnění, sklon, odvedení srážkové vody. Při GT průzkumu a odtěžování byla zjištěna zavěšená hladina, měkké polohy a průsaky.
- 7) Docházelo tak k ukládání převlhčených a nedostatečně zhutněných zemin. Předepsaných parametrů zhutnění (95%PS) tak nebylo ve většině zkoušek dosaženo (89-92%PS).
- 8) Stavba měla být zastavena už v průběhu navážení a hutnění, ale i po prvních projevech deformací práce chaoticky pokračovaly.



## 6.5 Třebovice – rybník Hvězda – porucha hráze - shrnutí

- 1) Po sesutí hráze působil na stavbě nepřetržitý GT dozor zhotovitele (TopGeo a.s.) a GT dozor investora (SGGT).
- 2) Nutnost u náročnějších akcí laboratoře s akreditací, přesto je nutná kontrola odběrů vzorků a provádění polních zkoušek.
- 3) Byl zpracován TP pro sanaci hráze a nastaveny kontrolní mechanismy (PKaZ) - vše prošlo oponenturou. Např. vlhkost navážených zemín se stanovovala laboratorně i přímo na stavbě, polní zkoušky a odběry vzorků probíhaly za naší účasti. V případě, že nebyla splněna některá kritéria byly práce okamžitě přerušeny a sjednána náprava.
- 4) Řešení problémů stavby na pravidelných a mimořádných kontrolních dnech svolávaných zástupcem investora (připomínky a oponentury, pro velký okruh zainteresovaných informovanost všech elektronicky).
- 5) Nutnost zaznamenávat důležité informace do SD zhotovitele a vést i vlastní SD – zpětné vyhledání údajů a předejde se sporům (klíma, výkony, průsaky, havárie, vzorky, zkoušky atd.)

# 7. Závěry

# 8. Doporučená literatura, normy a předpisy

## **Doporučená literatura**

**Záruba Q. – Menci V. (1987): Sesuvy a jejich zabezpečování.-  
Academia Praha**

**Bradáč J. (1996): Účinky poddolování a ochrana objektů.- DTO  
Ostrava**

**Stracher G. B. ed. (2007): Geology of Coal Fires: Case Studies from  
Around the World.- The Geological Society of America**

## **Normy a předpisy**

**ČSN 73 0039 Navrhování objektů na poddolovaném území**

**ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací**

**ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže**

**ČSN 75 2310 Sypané hráze**



# PILOTY A TECHNOLOGIE VRTANÝCH PILOT

## PILOTY

Rozdělení:

a) příčný rozměr: maloprofilové – od 0,3m, resp. 0,15 do 0,6m  
velkoprofilové – přes 0,6 m do 3,0 m

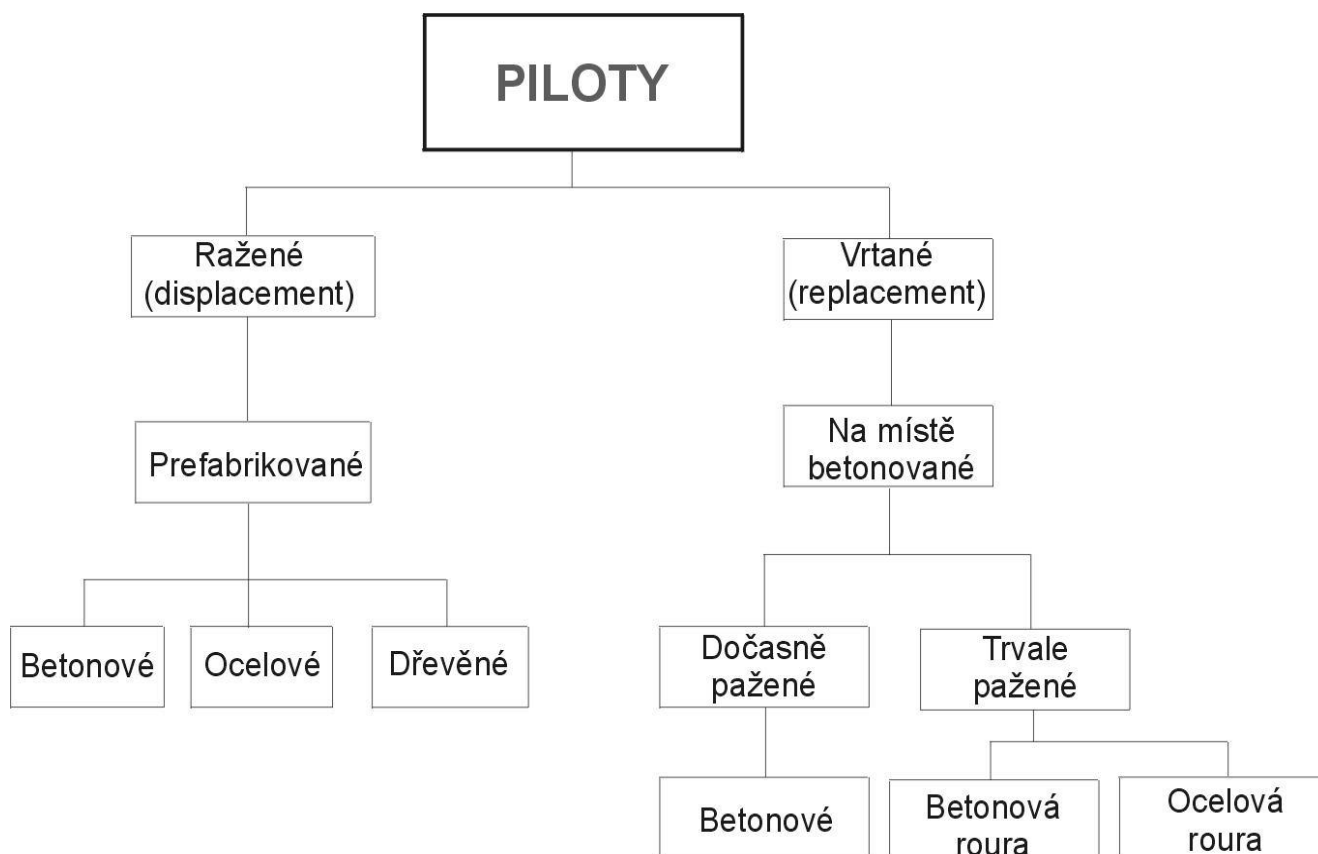
b) sklon: svislé  
šikmé

c) způsob namáhání: tlačené  
tažené  
příčně zatížené (obvyčně v kombinaci s tlakem a tahem)

e) materiál: dřevěné  
betonové (železobetonové, z předpjatého betonu)  
ocelové

f) výrobní postup: A. piloty typu **displacement**  
B. piloty typu **replacement**

*pozn. některé technologie představují přechodný typ: small displacement, large displacement*



Schema evropské klasifikace pilot

Situace v ČR:

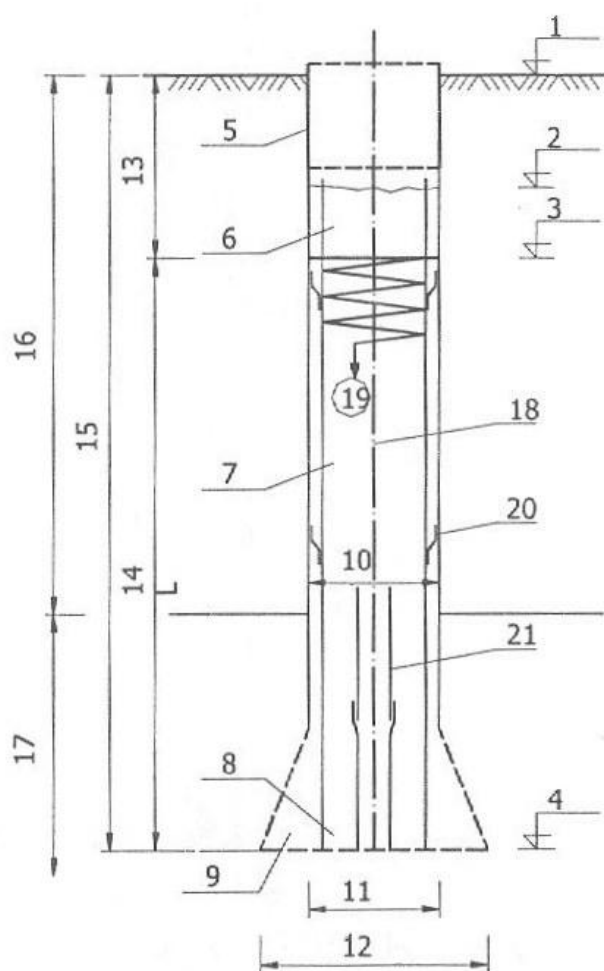
75-85% vrtané typu B

10-15% předrážené FRANKI typu A

zbytek vibrotlakové VUIS (vesměs typA) a ražené železobetonové prefabrikované

**PROČ?**

- 1) Geotechnické podmínky - v relativně malé hloubce (10-20 m) je skalní podloží.  
Nadloží je pestré – metoda vrtání je univerzální
- 2) Historicky zvládnuté maloprofilové vrtání, přechod na velkoprofilové nečinil problémy



**Vrtané piloty – označení a názvosloví:** 1-pracovní plošina, 2-úroveň betonáže, 3-projektovaná hlava piloty (úroveň odbourání), 4-počva vrtu (zákl. spára piloty), 5-úvodní pažnice, 6-hlava piloty, 7-dřík piloty, 8-pata piloty, 9-rozšíření paty piloty, 10-průměr dříku piloty  $d_s$ , 11-průměr piloty  $d$ , 12-průměr paty piloty  $d_B$ , 13-hluché vrtání, 14-délka piloty  $L$ , 15-hloubka vrtu, 16-neúnosná zemina, 17-únosná zemina, 18-osa piloty, 19-výztužný armokoš, 20-distanční prvek, 21-betonážní roura

## Technologický postup:

- a) vyvrtání či vyhloubení vrtu
- b) přípravné práce
- c) armování a betonáž
- d) odpažení a úprava hlavy

AD c) zapuštění a osazení armokoše

betonáž pomocí: - krátké usměrňovací roury

- betonovací roury
- čerpadla na beton

se současným odčerpáváním jíł. suspenze nebo vody a vytahováním výpažnic

AD d) úprava hlavy: - osazení kalichu

- zvláštních kotevních prvků
- spojovací výztuže
- zvl. případ tzv. utopená hlava

## VRTY PRO PILOTY

Technologie betonáží na místě: - rotační vrtání za sucha

- drapákového hloubení
- rotačního vrtání nekonečným šnekem
- jiné (sací, rotačně příklepné, s nepřímým proplachem atd.)

## Vrtné nástroje

Pro rotační

- a) šapy – lžícové vrtáky

pro soudržné i nesoudržné (neobsahují větší balvany), poloskalní, zvodnělé písky  
tzv. pískové šapy (po odvrtání uzavřou dno)

výhody: sypaní zeminy přímo na dopravní prostředky

- b) spirálové (talířové) vrtáky

zvláště do C zemin

nevýhody: větší možnost porušení stěn a padání zeminy na dno

nepořádek – systém vyprázdnění nástroje

c) vrtací korunky s břity do R hornin

vhodnost pro odvrtání tvrdých vložek

definice korunky, nároky na volbu rychlosti otáčení a přítlaku

d) speciální skalní frézy

finance a velká zkušenost

Pro drapákové

system BENOTO – drapák zapouštěný na prodlužovacích trubkách s přívodem tlakového oleje zavěšený na výložníku bagru

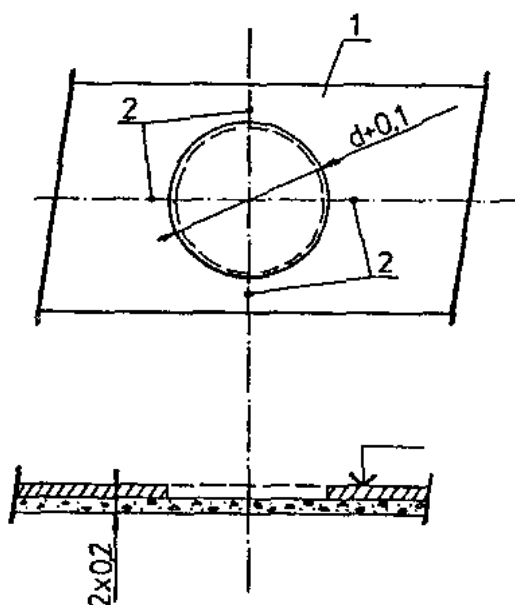
vhodné do nesoudržných balvanitých zemin

Zajištění vytyčené polohy piloty

měřická služba

značka z betonářské oceli v úrovni terénu ( $h_{\min} = 0,3$  m)

šablona z betonu ( $h = 0,2$  m)



Obr.1 Betonová šablona pro zajištění polohy piloty

1 – prostý beton; 2 – značky pro stabilizaci středu piloty

### Nepažené vrty

Do soudržných zemin, R.

Nároky na kontrolu kvality stěn v průběhu vrtání

Pro průměry větší než 1 m – pažení ohlubně do hloubky 2 m, nad terén 0,3 m

Betonáž max. do 36 hodin po odvrtání

Zákaz vrtání bez pažení v zeminách  $c=0$  s  $I_D \leq 0,5$

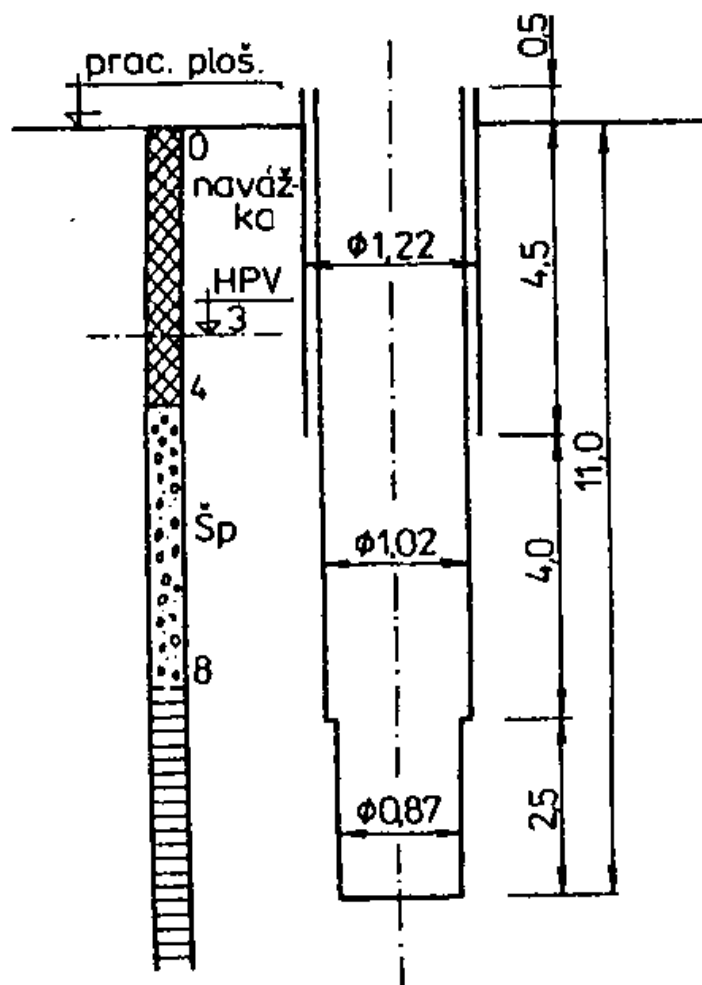
$c \neq 0$  s  $I_c \leq 0,5$

### Pažení ocelovými pažnicemi

Zvláště ve městech, mosty přes řeky

Pažení postupuje spolu s hloubením (pro zeminy zcela nestabilní předchází pažení počvu), možnost vytvoření přetlaku

2 kolony pažnic



Obr.2. Příklad pažení vrtu dvěma kolonami ocelových pažnic

Vytahování pomocí lana vrtnou soupravou



### Pažení jílovou suspenzí

Působí hydrostatickým tlakem a vytváří filtrační vrstvu na stěně. Působí jako plastická (Binghamova) kapalina.

Složení: - jíl (bentonitové jíly – natrifikovaný aktivovaný bentonit - SABENIL)

- voda

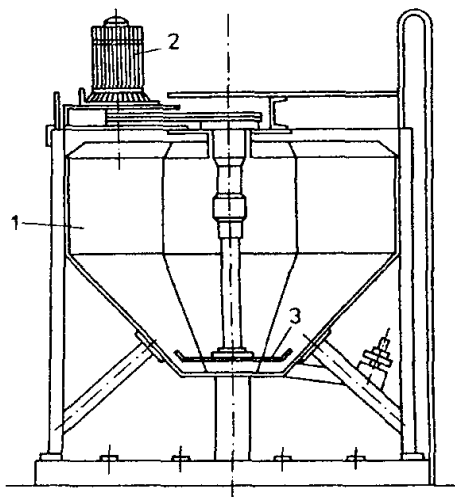
- přísady – uhličitan sodný (neutralizace vody)

- koloidy (obch. název LOVOSA, zvyšuje viskozitu, snižuje filtraci)

- ztekucovadla (pyrofosforečnan sodný)

Rozplavovač – nádoba (4-7 m<sup>3</sup>) pro dokonalé promíchání jílu a vody

1 m<sup>3</sup> suspenze – 975 l H<sub>2</sub>O, max. 2,5 kg sody, 1 kg LOVOSA, 64 kg SABENIL



Obr.3. Schéma vrtulového rozplavovače

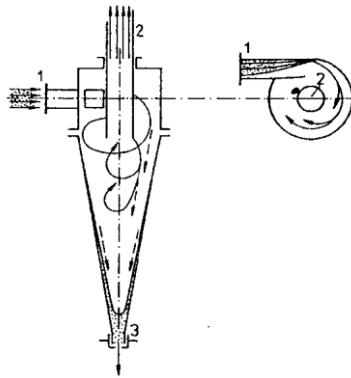
1 – nádoba; 2 – elektromotor; 3 – pogumovaná vrtule

Vícenásobné použití suspenze (kontrola parametrů):

- viskozita,

- filtrace

- obsah S částic (max. 5 % před betonáží), pokud nevyhoví odstranění hydrocyklony



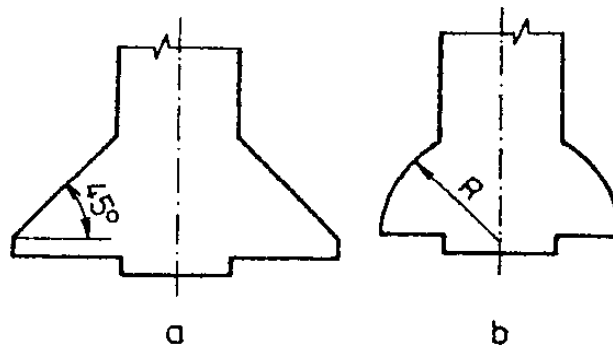
Obr.4. Schéma hydrocyklonu

1 - vtokový nátrubek; 2 – vnitřní odtoková trubka; 3 – spodní ventil

### Piloty s rozšířenou patou

Pata – 2 až 3x větší než profil

Nástroje:



Obr.5. Schéma rozšiřování paty vrtané piloty

a – zvonkový rozšiřovák 45°; b – polokulový rozšiřovák

U nás málo

Do  $c \neq 0$ , poloR kde není potřeba pažit

Podmínka – dokonale čisté dno (ručně)

Problém artézských horizontů

### PŘÍPRAVNÉ PRÁCE A ARMOVÁNÍ

Čištění šapou s rovným dnem

čerpání vody neporuší stabilitu stěn (ponorná čerpadla)

u suspenze – 1 hod. před betonáží odvrtání sedimentačního koláče ze dna (zjištění vlastností, rozšiřovák)

u železobetonových pilot - vložení armokoše (středem prochází betonážní roury!), výztuž vyčnívá nad hlavu na kotevní délku

## BETONÁŽ

Směs z betonárny dopravená zpravidla autodomíchávači

300 – 400 kg cementu na m<sup>3</sup>

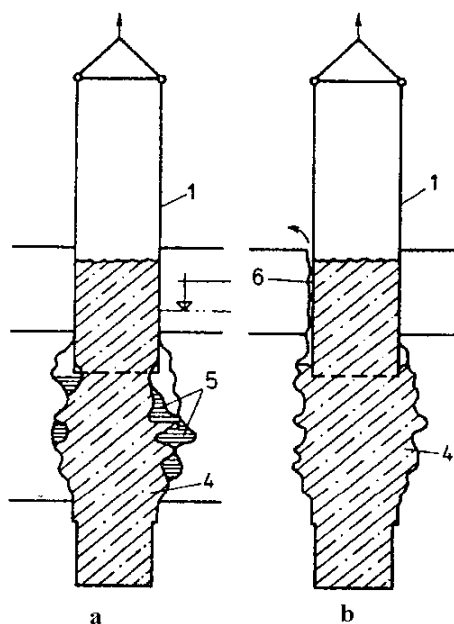
suché vrty – ukládání betonu přímo krátkou usměrňovací rourou s násypkou, centr.

voda nebo suspenze – betonovací trubky (Ø min. 200 mm) na dno s postupem

- 1) vtlačení betonu do trubek
- 2) kontinuální vytahování
- 3) doplňování betonu

! neustále ponořeny min. 2 m v betonové směsi

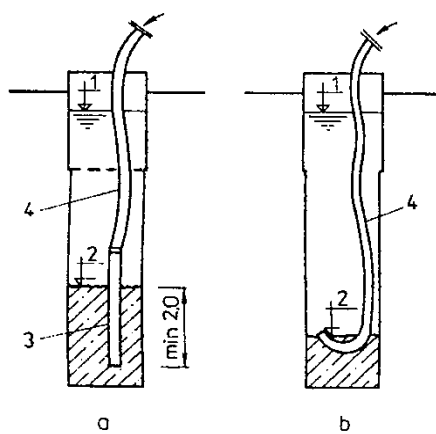
pažnice – mezera mezi pažnicí a zeminou (únik vody)



Obr.6. Možnost znehodnocení dříku piloty uzavřenou podzemní vodou

1 – pažnice; 4 – pilota; 5 – dřík; 6 – otvor; a – špatný postup; b – správný postup

betonážní čerpadlo - ! ohebná hadice ukončena ocel. rourou



Obr. 7. Betonáž pomocí čerpadla

1 – hladina vody; 2 – hladina betonu; 3 – ocelová trubka; 4 – ohebná hadice;

a – správný postup b – špatný postup

## INTERAKCE PILOTY A ZÁKL. PŮDY

### MECHANISMUS MOBILIZACE ÚNOSNOSTI

vnější zatížení přenáшено v homogenním prostředí nejprve pláštěm  
pak patou

vrstevnaté prostředí

- pata vetknuta do méně stlačitelné vrstvy – nárůst poměru
- pata vetknuta do nestlač. R prostředí

kritický posun – def. nutná pro plnou mobilizaci plášťového tření  $q_s$  (5-20 mm)  
velikost závislá na drsnosti stěn (ne na profilu piloty)

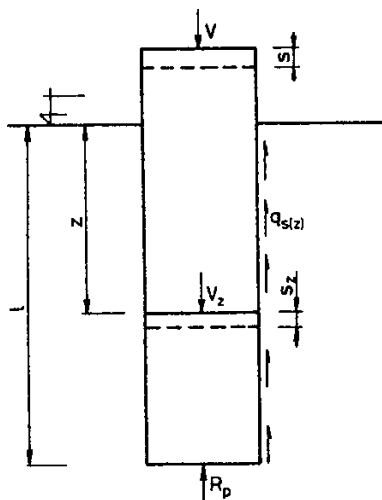
velikost plášťového tření  $q_s$  - vliv profilu podstatný

### PŘENOSOVÉ FUNKCE

Znalost – pracovního diagramu (zatížení na deformaci)

- průběh svislé síly (resp.  $\sigma_n$ ) v dřívku na délce (tenzometrická měření)

při znalosti  $\sigma_n$  stanovení také průběhu osové síly  $V_z$  (funkce hloubky  $z$  a změny  
zatížení  $V$ ) v pilotě pro působící vnější zatížení  $V$ .



Obr. 1. Znázornění sil působících v dřívku piloty



$$s_z = s - \int_0^z \frac{V_z}{E_b \cdot A_p} dz$$

$s$  - sednutí hlavy piloty

pro vypočítané  $s_z$  pro každou hloubku lze stanovit tzv. přenosovou funkci  $F_{z,s}$   
síla v patě

$$R_p = V - \int_0^l \pi d q_{s(z)} dz$$

síla přenášená pláštěm

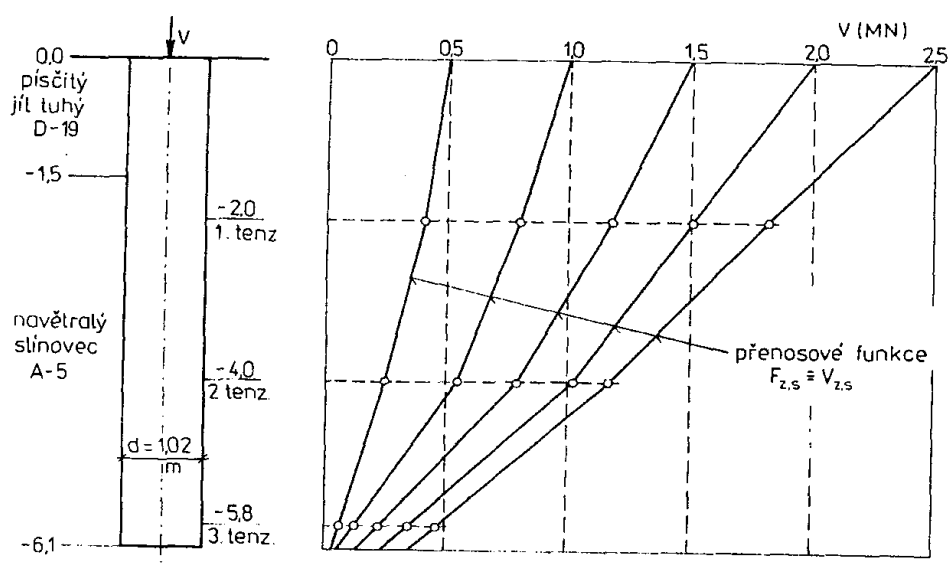
$$R_s = V - R_p$$

koeficient přenosu

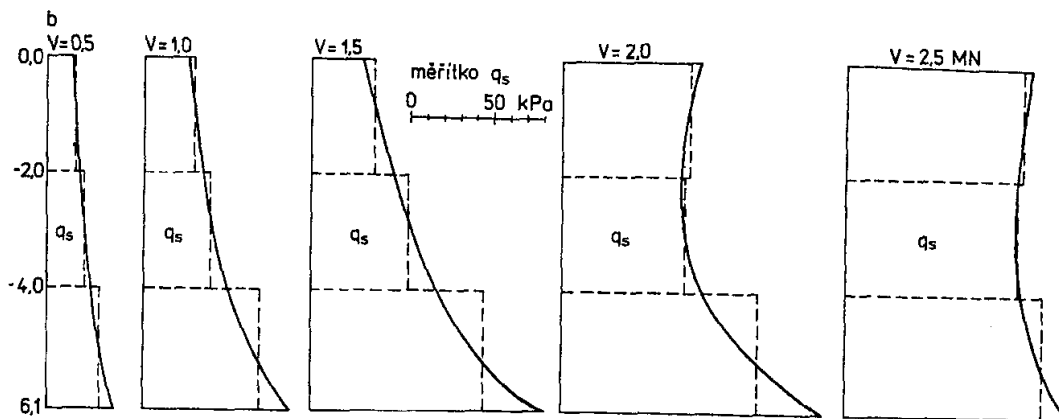
$$\beta = \frac{R_p}{V}$$

dvě možnosti

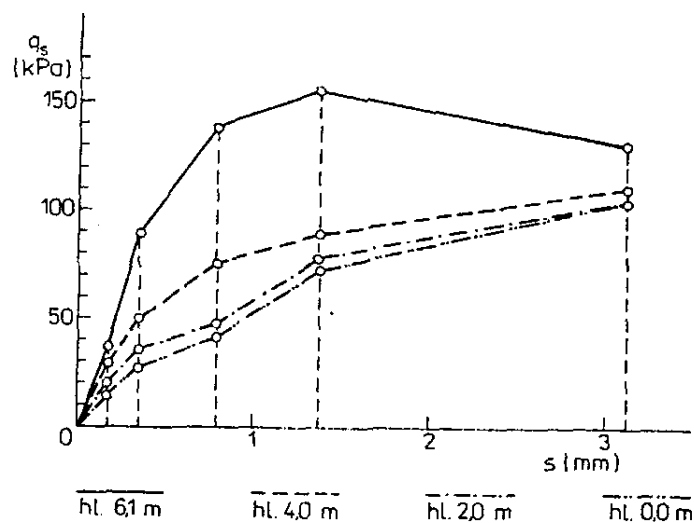
- 1)  $z = konst.$  - průběh  $q_s$  s posunem piloty  $s$
- 2)  $s_z = konst.$  (tedy  $V = konst.$ ) - průběh  $q_s$  s hloubkou  $z$



Obr.2. Výsledky tenzometrického měření přenosu zatížení vrtané piloty, přenosové funkce  $F_{z,s}$



Obr. 3. Průběh plášťového tření  $q_s$  s hloubkou pro různá zatížení piloty



Obr. 4. Průběh plášťového tření  $q_s$  v závislosti na deformaci piloty

Tato analýza je nejdokonalejší metodou zjištění interakce piloty a základové půdy

## SEDÁNÍ VRTANÝCH PILOT

### TEORIE PRUŽNOSTI

předpoklady:

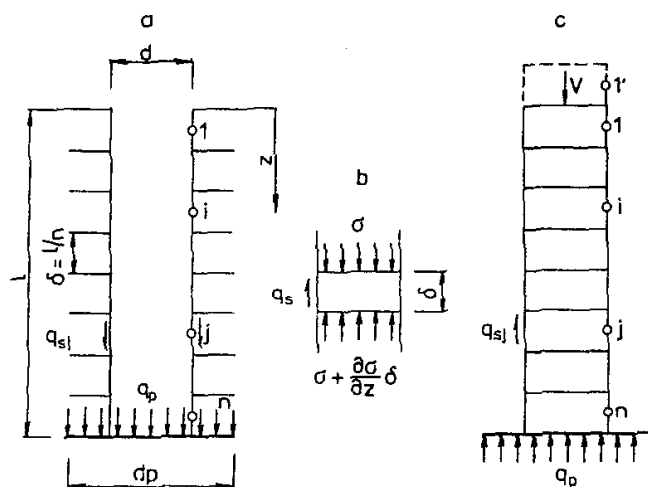
- pružná zákl. půda
- homogenní prostředí
- izotropní prostředí

vstupní parametry zákl. půdy -  $E$ ,  $\mu$

piloty -  $E_b$ , délka  $l$ , průměr  $d$ , plocha v řezu  $A_p$

princip – rozdělení piloty na  $n$  stejných dílků v jejichž okolí působí smykové napětí

$q_{sj}$



Obr. 5. Označení pro stlačitelnou vrtanou pilotu: a – napětí v zemině obklopující pilotu; b – napětí v dílku piloty; c – napětí v pilotě

podmínka řešení – stejná velikost sedání okolní zeminy a sedání dřívku piloty

dle obr.5a) lze posun bodu  $i$  v závislosti na  $q_{sj}$  podél dílku  $j$  vyjádřit

$$s_{ij} = \frac{d}{E_b} l_{ij} \cdot q_{sj}$$

$l_{ij}$  - příčinkový koeficient sednutí bodu  $i$

Závěry vyplývající z řešení sedání pomocí teorie pružnosti:

- stlačitelnost vrtané piloty má vliv na rozdělení  $q_s$  podél dřívku
- tuhost piloty vyjádřená koef. tuhosti  $K$  je významná pro větší hodnoty  $l/d$
- čím menší stlačitelnost – větší rozdíl sednutí hlavy a paty
- nestlač. vrstva pod patou: menší vliv sedání = menší  $K$
- klesání  $K$  - zvětšování nelineární oblasti v prac. diagramu
- vliv tuhosti má významný vliv u pilot s rozšířenou patou

## VÝPOČET ÚNOSNOSTI SVISLÝCH OSAMĚLÝCH PILOT PODLE 2. SKUPINA MEZNÍCH STAVŮ

### SVISLÁ TABULKOVÁ ÚNOSNOST $U_{v.tab}$

použití pro (dle ČSN 73 1002):

- projekty nižších stupňů
- JZP
- I. GK

$U_{v.tab}$  závisí na hl. vetknutí do zvolené únosné vrstvy a platí:

- celková délka piloty  $\geq 3d$
- zákl. půda pod patou není výrazně stlačitelná (oblast  $3d$  nebo  $2,5 m$ )
- vrt je zabetonován do 36 hod., vyčištěn
- vrt s jíl. suspenzí je zabetonován do 8 hod., vyčištěn
- ve vrtu není ponechána výpažnice
- pata není rozšířena
- pilota působí jako osamělá

Délka vetknutí piloty $l_f$ v m v hornině třídy R 1 až R 3	Únosnost $U_{v, tab}$ pilot v KN v horninách třídy R 1 až R 3 a pro průměry pilot $d$ v m						
	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0 až 0,5	200	380	600	850	2300	4000	6000
1,5	300	500	720	1000	2500	4300	6000

Obr. 6. Svislá tabulková únosnost  $U_{v.tab}$  pilot vrtaných v horninách R1 až R6

### VÝPOČTOVÁ ÚNOSNOST OSAMĚLÝCH PILOT OSOVĚ ZATÍŽENÝCH

Výpočtová únosnost pilot opřených o nestlačitelné podloží

nestlač. podloží – R1 a R2

Rozhodující pro únosnost je výpočtové zatížení betonového dřívku

$$U_{vd} = 0,8 \cdot A_p \cdot R_{bd}$$

$R_{bd}$  - výpočtová pevnost betonu

$A_p$  - plocha piloty

Celková deformace:

- deformace vyvolaná vlivem smykových napětí podél piloty
- deformace vyvolaná napětím v patě piloty
- deformace vyvolaná vlastní deformací dřívku piloty

okamžité sedání

$$s = I_{sp} \frac{Vl}{A_p E_p}$$

$I_{sp}$  - příčinkový koeficient sedání opřené piloty

$V$  - svislá síla

$E_p$  - modul deformace (pružnosti) piloty

$l$  - délka piloty

je závislý na poměru  $l/d$  a  $K$

$$K = \frac{E_b}{E_s}$$

$E_s$  - průměrný sečnový modul deformace zeminy podél dřívku piloty

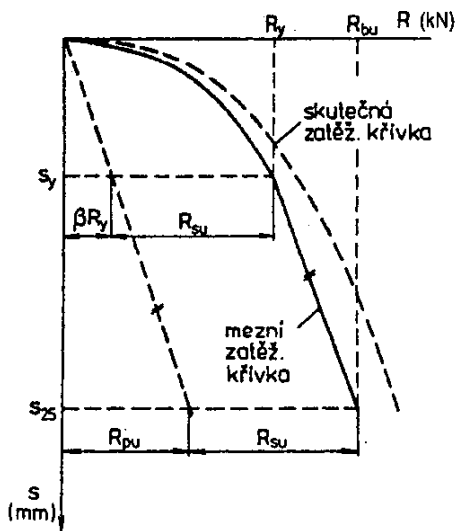
$$E_s = \frac{\sum E_{si} \cdot l_i}{\sum l_i}$$

$E_{si}$  - jednotlivé sečnové moduly, f-ce  $d$  a typu zeminy

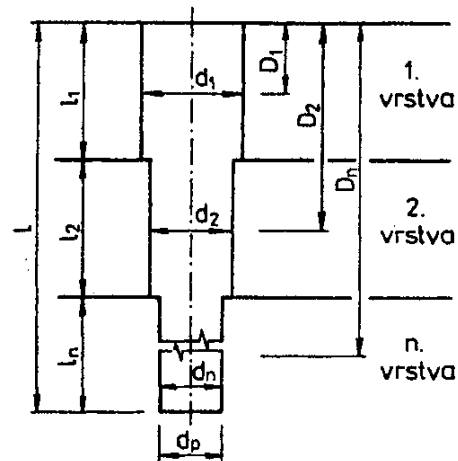
Výpočtová únosnost pilot zahloubených do stlačitelného podloží

otázka řešení tvaru mezní zatěžovací křivky viz obr.7. a 8.





Obr.7. Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty



Obr.8. Schéma piloty

Rovnice plášťového tření

$$q_{si} = a - \frac{b}{D_i/d_i}$$

$a, b$  - koef. podle typu zeminy

$D_i$  - hloubka od hlavy piloty pro střed  $i$ -té vrstvy

$d_i$  - průměr piloty v  $i$ -té vrstvě

výpočtová hodnota mezní síly na plášti

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \sum_{i=1}^n d_i \cdot l_i \cdot q_{si}$$

$l_i$  - mocnost

$m_1$  - koef. druhu zatížení

$m_2$  - koef. vlivu event. ochrany dřívku

rovnice pro napětí v patě piloty

$$q_p = e - \frac{f}{l/d_p}$$

$e, f$  - koef. podle typu zeminy

$d_p$  - průměr v patě piloty

hornina		a	b	e	f
poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1298,96
	R 4	169,98	139,45	1616,22	1155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
nesoudržné	$l_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$l_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$l_D = 1$	154,03	115,88	1596,70	1399,88
soudržné	$l_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$l_C \geq 1, R 6$	97,31	108,59	987,60	1084,26

Obr.9. Regresní koeficienty pro typy zemin

průměrné plášťové tření

$$\bar{q}_s = \frac{\sum d_i \cdot l_i \cdot q_{si}}{\sum d_i \cdot l_i}$$

koef. přenosu zatížení

$$\beta = \frac{q_p}{q_p + 4q_s \cdot l/d_p}$$

zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření

$$R_y = \frac{R_{su}}{1 - \beta}$$

odpovídající velikost sedání

$$s_y = I \frac{R_y}{\bar{d} \cdot \bar{E}_s}$$

$I$  - příčinkový koeficient sedání piloty

$\bar{d}$  - vážený průměr profilů piloty

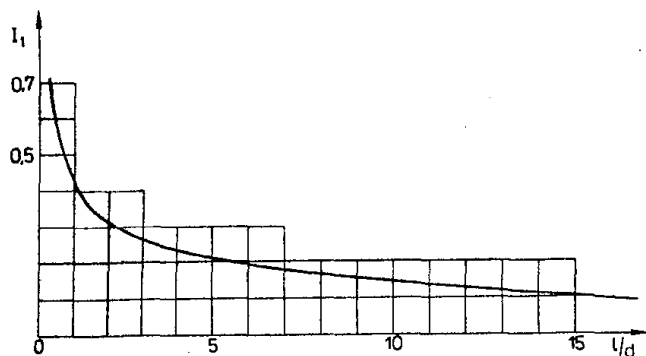
$\bar{E}_s$  - průměrná hodnota sečnových modulu deformace zemin podél dřívku

příčinkový koeficient

$$I = I_1 \cdot R_k$$

$I_1$  - základní příčinkový koeficient

$R_k$  - korekční koeficient (tuhost)



Obr.10. Příkladový koeficient sedání

průměrný sečnový modul

$$\bar{E}_s = \frac{\sum E_{si} \cdot l_i}{\sum l_i}$$

sedání piloty pro zatížení R

$$s = s_y \left( \frac{R}{R_y} \right)^2$$

pro obor zatížení  $0 \leq R \leq R_y$

druhá zatěžovací větev

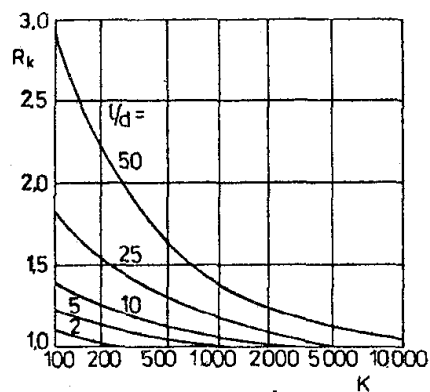
$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu}$$

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot \frac{s_{25}}{s_y}$$

sednutí

$$s = s_y + \frac{s_{25} - s_y}{R_{bu} - R_y} (R - R_y)$$

pro obor zatížení  $R_y \geq R \geq R_{bu}$



Obr.11. Průběh koeficientu

Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty  
v horninách skalních a poloskalních

$l_i$ (m)	d (m)								
	0,6			1,0			1,5		
	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5	–	58,2	41,3	–	75,3	54,8	–	87,9	63,7
10	–	87,5	61,6	–	114,5	83,2	–	133,0	97,0

Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty  
v zemích nesoudrzných

$l_i$ (m)	d (m)								
	0,6			1,0			1,5		
	$l_D$								
	0,5	0,7	1,0	0,5	0,7	1,0	0,5	0,7	1,0
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

Sečnové moduly deformace  $E_s$  (MPa) pro piloty  
v zemích soudrzných

$l_i$ (m)	d (m)					
	0,6		1,0		1,5	
	$l_D$					
	0,5	$\geq 1$	0,5	$\geq 1$	0,5	$\geq 1$
1,5	6,9	13,2	7,9	13,4	8,6	12,3
3	10,0	22,0	12,5	23,9	13,7	23,0
5	12,5	31,2	15,9	35,4	18,4	36,7
10	15,5	44,3	21,3	51,3	24,6	57,4

Obr.12. Sečnové moduly deformace pro typy zemin

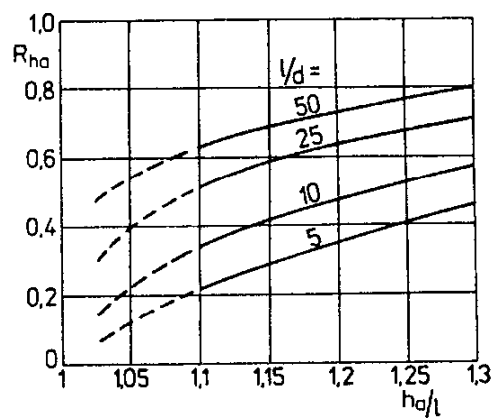
## BAŽANTOVA METODA (1984)

princip: napětí pod patou se šíří do značné hloubky, ale zeminy se deformuje na hloubku  $h_a$  pod patou

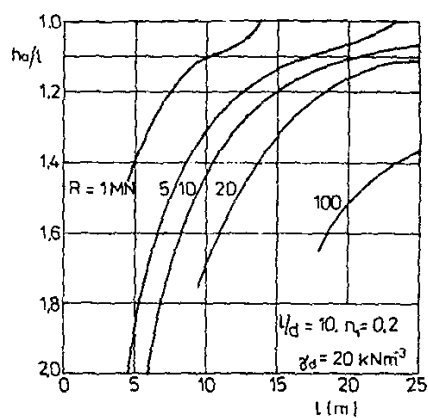
příčinkový koeficient sedání

$$I_{sa} = I_1 \cdot R_k \cdot R_{ha}$$

$R_{ha}$  - koeficient vlivu nestlačitelného vrstvy (viz obr.13)

Obr.13. Průběh koeficientu  $R_{ha}$ 

stanovení aktivní hloubky  $h_a$  (viz obr.14)

Obr.14. Stanovení aktivní hloubky  $h_a$  podle Bažanta

sedání

$$s_y = I_{sa} \frac{R_y}{d \cdot E_{def}}$$



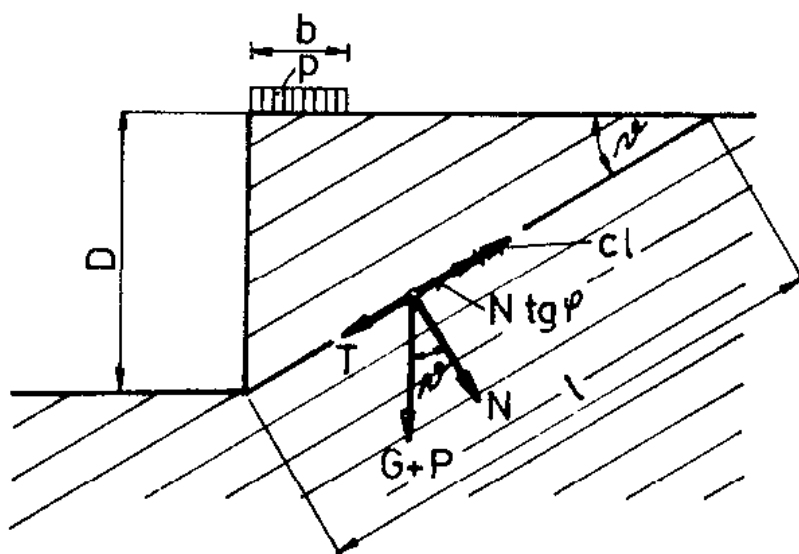
## SKLONY SVAHŮ STAVEBNÍCH JAM

### VE SKALNÍCH HORNINÁCH

Zdravé skalní 6-8 m, obecně sklon 5:1, síťovina  
Zvětralé 3:1, proudící voda v puklinách!!,

mělké jámy

Hluboké jámy – analýza stability, sklon vrstev či puklin do jámy!!



Obr. 1. Symboly a účinky pro zjišťování stability svislého svahu ve skalní hornině se šikmou vrstevnatostí

Zjišťujeme objem V

Jeho tíhu G

Případné přitížení P

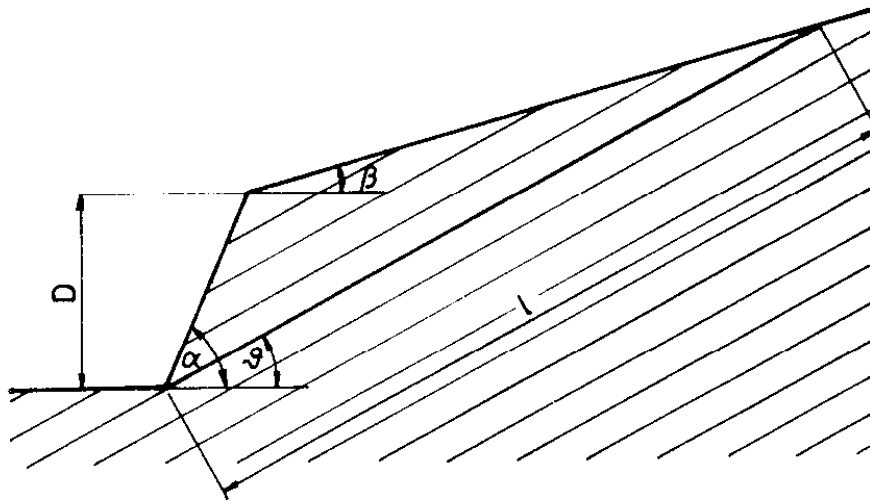
Celková složka G+P  $\left\{ \begin{array}{l} \text{NORMÁLOVÁ } N \\ \text{TANGENCIÁLNÍ } T \end{array} \right.$

Součinitel spolehlivosti svahu

$$\gamma_n = \frac{N \operatorname{tg} \varphi + cl}{T} \geq 1,1 \div 1,3$$

Při dlouhodobém otevření jámy – ochrana, pak

$$W = V \cdot \gamma_w \quad \text{a} \quad \gamma_n = \frac{(N - W) \operatorname{tg} \varphi + cl}{T \frac{N - W}{N}} \quad \text{s možností snížení smykových parametrů}$$



Obr. 2. Symboly pro zjišťování stability svahu v R se šikmou vrstevnatostí a skloněným povrchem území.

$$V = \frac{D^2 \sin(\alpha - \beta) \sin(\alpha - \vartheta)}{2 \sin^2 \alpha \sin(\vartheta - \beta)} \quad l = \frac{D \sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha \sin(\vartheta - \beta)}$$

## V ZEMINÁCH

a) v nesoudržných zeminách

- znalost  $\varphi$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\gamma_n} \quad \gamma_n = 1,1 \div 1,3$$

pokud proudí voda, H.P.V. skloněna jako svah

$$\gamma_n \cong \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

b) v soudržných zeminách

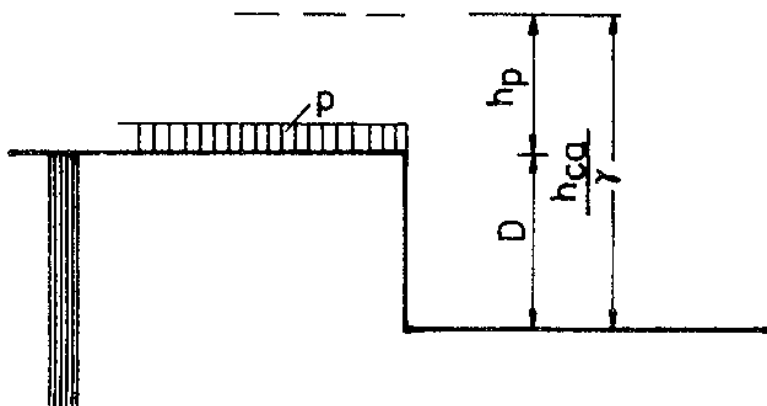
$\varphi_{ef}$ ,  $c_{ef}$

při přitížení  $p$  – náhrada vrstvou o mocnosti  $h_p$   $h_p = \frac{p}{\gamma}$

Stabilní svahy do udržovací výšky  $h_{ca}$  pro  $\gamma_n = 1$ .

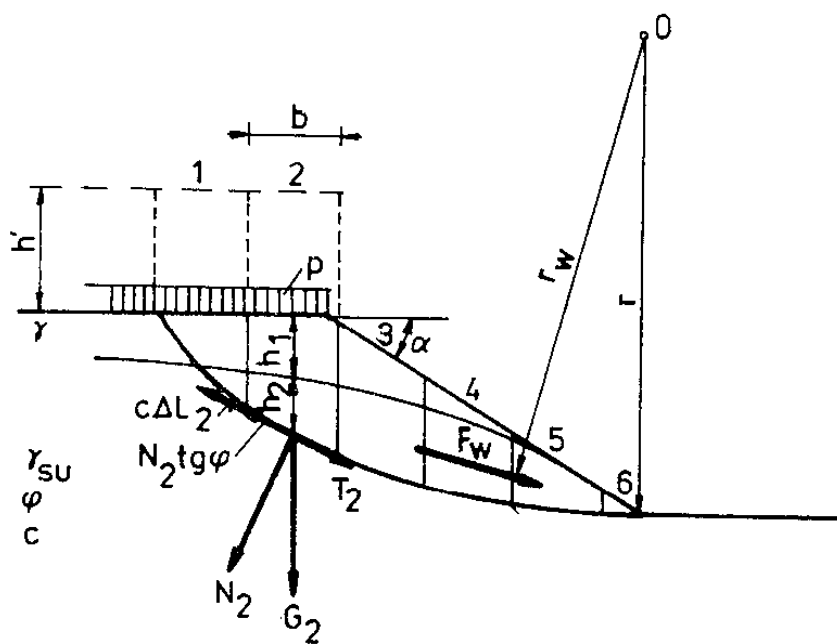
Dle obr.3. lze budovat jámu hloubky  $D \leq \frac{h_{ca}}{\gamma_n} - h_p$  při  $\gamma_n = 1,1 \div 1,3$

Bezpečnostní důvody  $D \leq 1,3\text{m}$



Obr. 3. Symboly pro návrh svislého svahu jámy v soudržné zemině se zatížením povrchu.

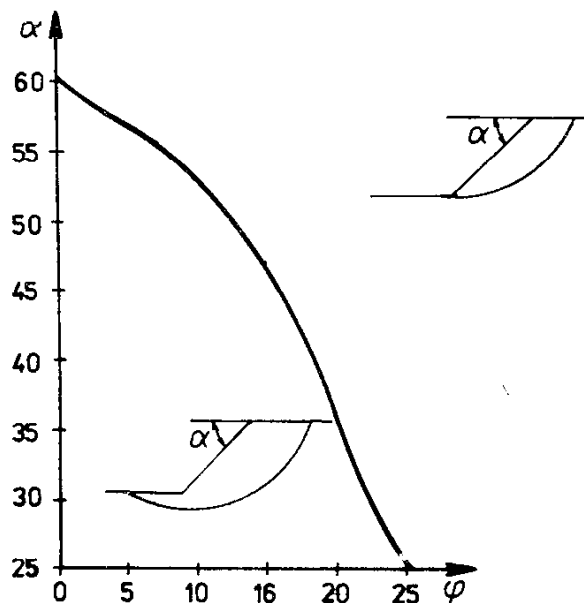
Většina případů, návrh  $\alpha < 90^\circ$



Obr. 4. Symboly pro posouzení stability svahu v soudržné zemině se zatížením povrchu a proudící vodou.

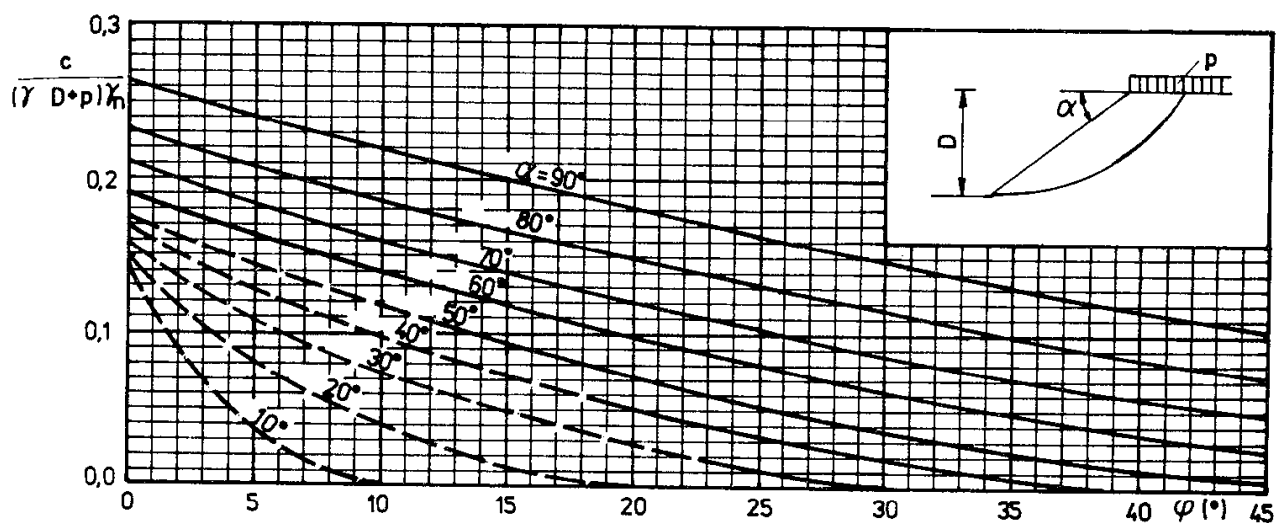
$$\gamma_n = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum_{i=1}^n c \cdot \Delta l_i}{\sum_{i=1}^n T_i + F_w \frac{r_w}{r}}$$

Kde je plocha?



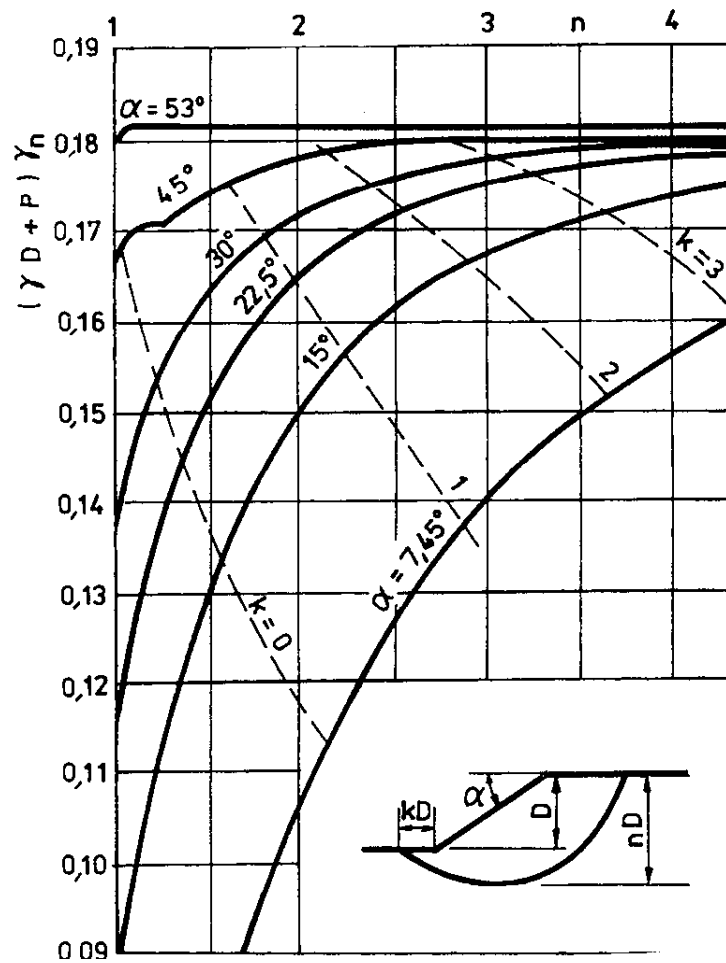
Obr. 5. Závislost mezi sklonem svahu  $\alpha$  a  $\varphi$  umožňuje orientačně stanovit průběh nejnebezpečnější smykové plochy. Jesenák 1979.

Pro plochy procházející patou, lze pro návrh sklonu použít obr. 6.



Obr. 6. Graf na určování sklonu svahu v soudržné zemině pro válcovou kluznou plochu procházející patou. Frölich.

Pro  $\varphi = 0$  - Taylorův graf



Obr. 7. Taylorův graf pro určování sklonu svahu v soudržné zemině. Pomocí součinitelů  $n$  a  $k$  se zjišťuje poloha nejnebezpečnější válcové kluzné plochy.



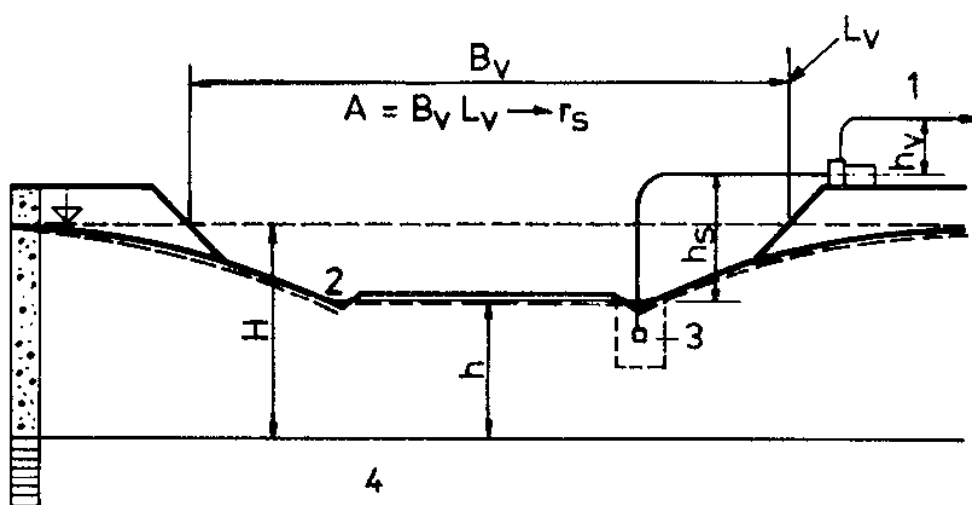
## ODVODNĚNÍ STAVEBNÍCH JAM

POVRCHOVÉ

HLOUBKOVÉ

### 1. Povrchové

- určení souč. filtrace



Obr. 8. Povrchové odvodnění hydraulicky nedokonalé st. jámy při proudění s volnou hladinou. 1 – čerpadlo, 2 – rýha, 3 – sběrná studna, 4 – nepropustná zemina.

Náhrada jámy **fiktivní kruhovou studní** o poloměru  $r_s$

$$r_s = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Hydraulicky nedokonalá studně: **celkové množství Q**

$$Q_1 = \frac{\pi \cdot k_f (H - h)^2}{\ln \frac{R_s + r_s}{r_s}}$$

$$Q_2 = \pi \cdot k_f \frac{2(H - h)r_s}{\frac{\pi}{2} + 2 \arcsin \frac{r_s}{h + \sqrt{h^2 + r_s^2}} + 0,515 \frac{r_s}{h} \ln \frac{R_s + r_s}{4h}}$$

$R_s$  - dosah snížení hladiny dle Sichardta  $R_s = 3000(H - h)\sqrt{k_f}$

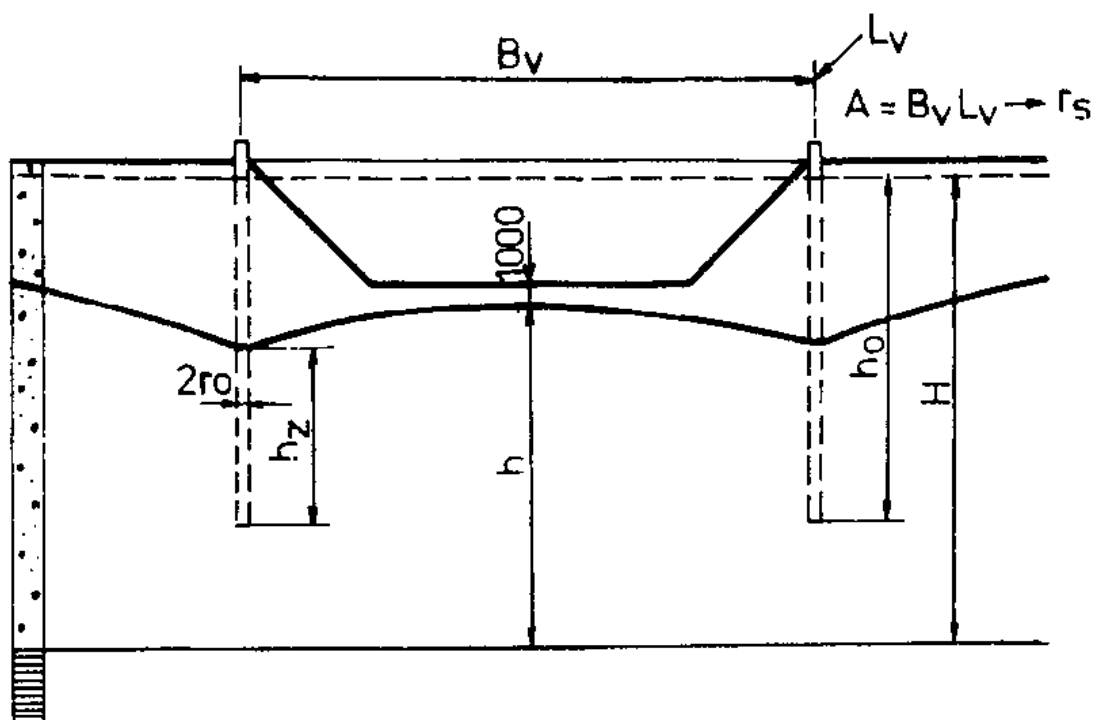
obvodové rýhy  $i_r = 0,5 - 2 \%$  a jejich kapacita

$$Q_r = A \cdot v = A \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \sqrt{R \cdot i_r}$$

Sběrné studně

## 2. Hlubkové odvodnění

a) vrtané studně



Obr. 9. Hlubkové odvodnění hydraulicky nedokonalými studněmi při proudění s volnou hladinou.

Přítok

$$Q = \pi \cdot k_f \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R_s + r_s}{r_s}}$$

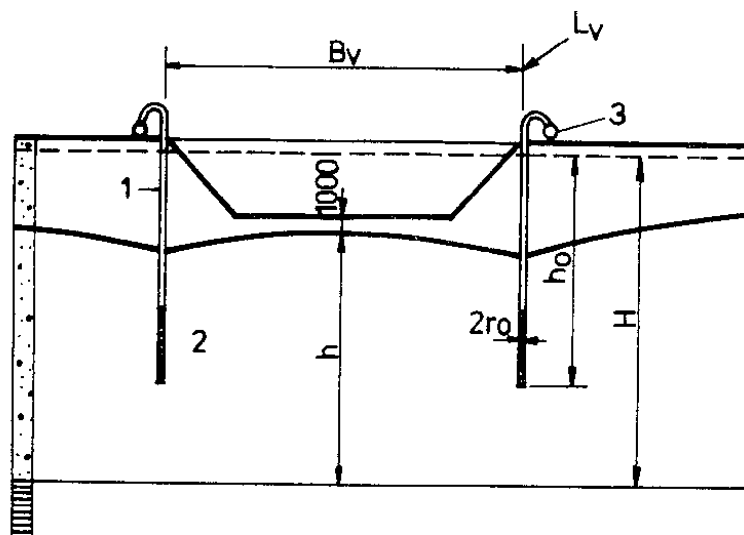
Množství vody ze studně

Počet studní

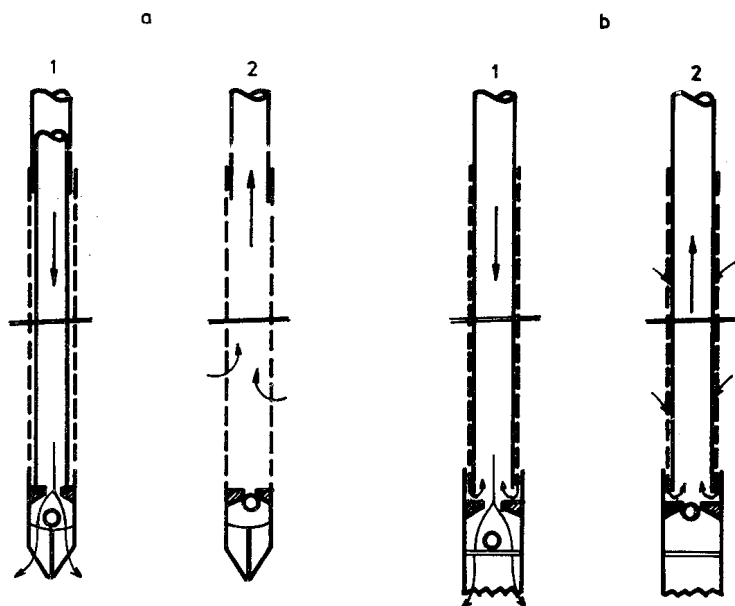
$$Q_p = 2\pi \cdot r_0 \cdot h_z \cdot v_p$$

$$n = \frac{Q}{Q_p}$$

b) čerpací jehly



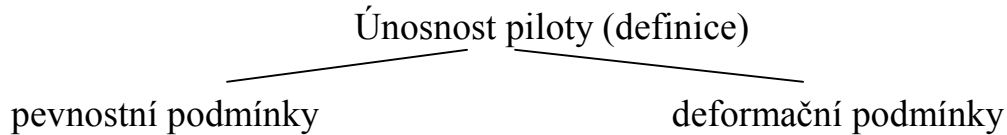
Obr. 10. Hloubkové odvodnění stavební jámy čerpacími jehlami



Obr. 11. Koncovky čerpacích jehel. a) jednoduchá, b) dvojitá, 1. při vplachování. 2. při čerpání

# ÚNOSNOST OSAMĚLÝCH SVISLE ZATÍŽENÝCH VRTANÝCH PILOT

Cíl: znalosti (3) podat bezpečný a hospodárny návrh vrtaných pilot



Rozdělení ze statického hlediska:

- a) opřené patou o velmi únosnou horninu
- b) plovoucí
- c) vetknuté
- d) s rozšířenou patou

Podmínka únosnosti:

$$V_{de} \leq U_{vd}$$

$V_{de}$  - svislá složka extrémního výpočtového zatížení

$U_{vd}$  - výpočtová únosnost ve svislém směru

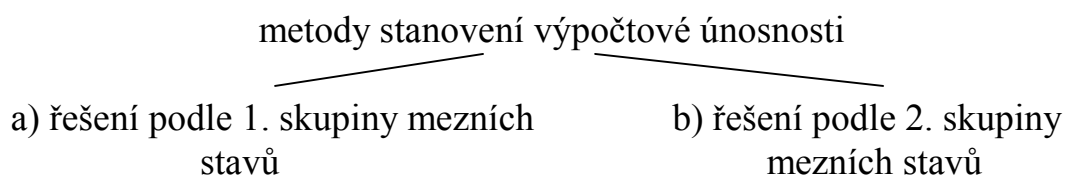
$$V_{ds} \leq U_{vs}$$

$V_{ds}$  - svislá složka provozního zatížení působící v rovině piloty

$U_{vs}$  - normová únosnost piloty ve svislém směru

## METODY ZJIŠŤOVÁNÍ ÚNOSNOSTI

- statická zatěžovací zkouška
- statická zatěžovací zkouška ve skutečném měřítku (experimentální únosnost)
- statická zatěžovací zkouška modelové piloty
- z údajů statické penetrační zkoušky
- z tabulkových hodnot svislé únosnosti  $U_{v,tab}$



AD a) Rankinova teorie,  $\sigma_n$  se určí pomocí  $K_r$



AD b) Teorie pružnosti, konstrukce mezní zatěžovací křivky

## STATICKE ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

### 1) STUDIJNÍ pro případy

- pilot s abnormálním zatížením
- pilot s neobvyklou technologií
- 3 GK
- výsledek povede k podst. snížení nákladů

Postupy:

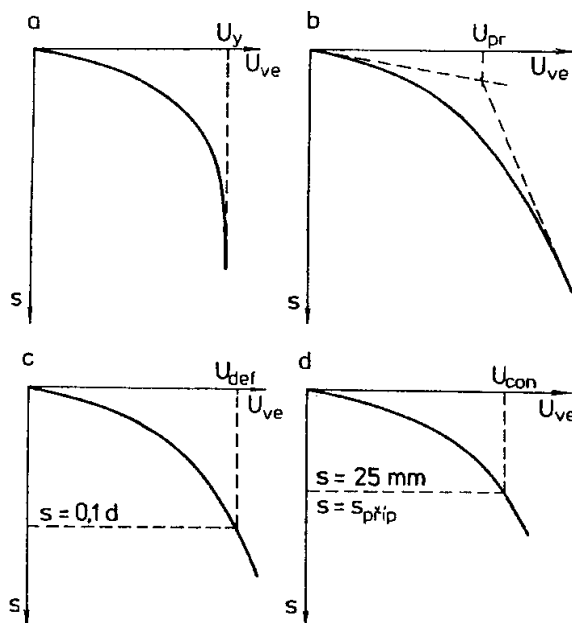
- provádění na modelových pilotách
- provádění tahové zátěžové zk.
- provádění zkoušky desky ve vrtu

### 2) PRŮKAZNÍ

### 3) KONTROLNÍ

Výsledek stat. zat. zk. -  $U_{ve}$  (svislá experimentální únosnost) z pracovního diagramu. Další hodnoty:

- únosnost na mezi zaboření  $U_y$
- únosnost na mezi úměrnosti  $U_{pr}$
- únosnost na mezi přetvoření  $U_{def}$
- únosnost směrná  $U_{con}$



Obr. 1. Stanovení svislé experimentální únosnosti  $U_{ve}$  z výsledků statické zatěžovací zkoušky

a – únosnost na mezi zaboření  $U_y$ ; b - únosnost na mezi úměrnosti  $U_{pr}$ ; c - únosnost na mezi přetvoření  $U_{def}$ ; d - únosnost směrná  $U_{con}$

výpočtová únosnost ve svislém směru osamělé piloty  $U_{vd}$

$$U_{vd} = \frac{U_{ve}}{\gamma_{re}}$$

$\gamma_{re}$  - koeficient podmínek působení

$\gamma_{re}$  1,4 ~ 1,5 pro únosnost  $U_v$  a  $U_{pr}$

$\gamma_{re}$  1,25 ~ 1,3 pro únosnost  $U_{def}$

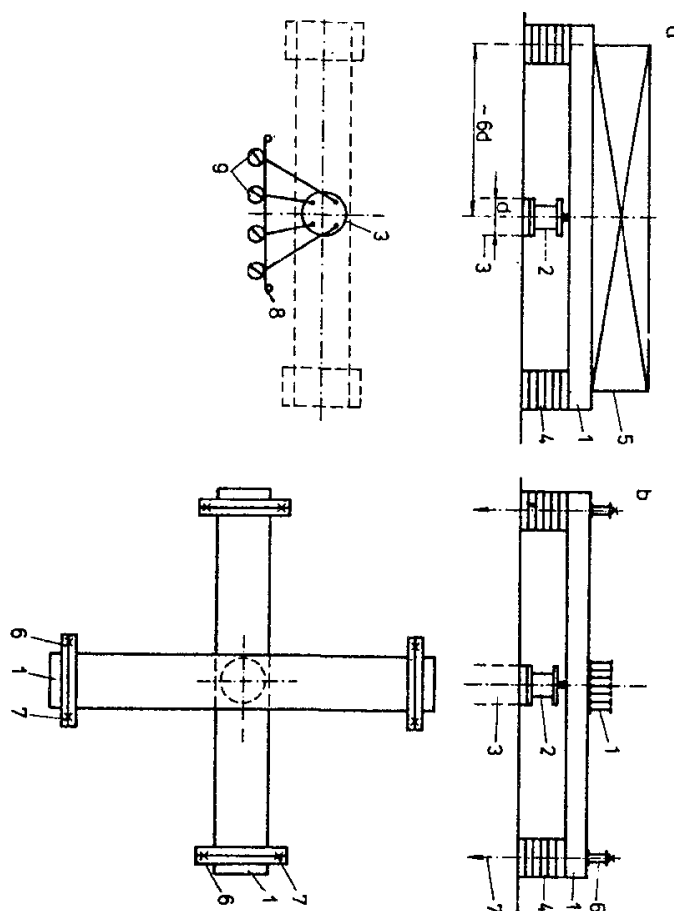
$\gamma_{re}$  1,0 ~ 1,1 pro únosnost  $U_{con}$

Nástroje pro stat. zat. zk. – hydraulické lisy

Pro 3-4 MN – mosty z paralelně svařovaných nosníků typu I (obr.2a))

Pro 6-8 MN – dva předchozí mosty položené přes sebe (obr.2b))

Do 25 MN – zatěžovací most (obr.3))

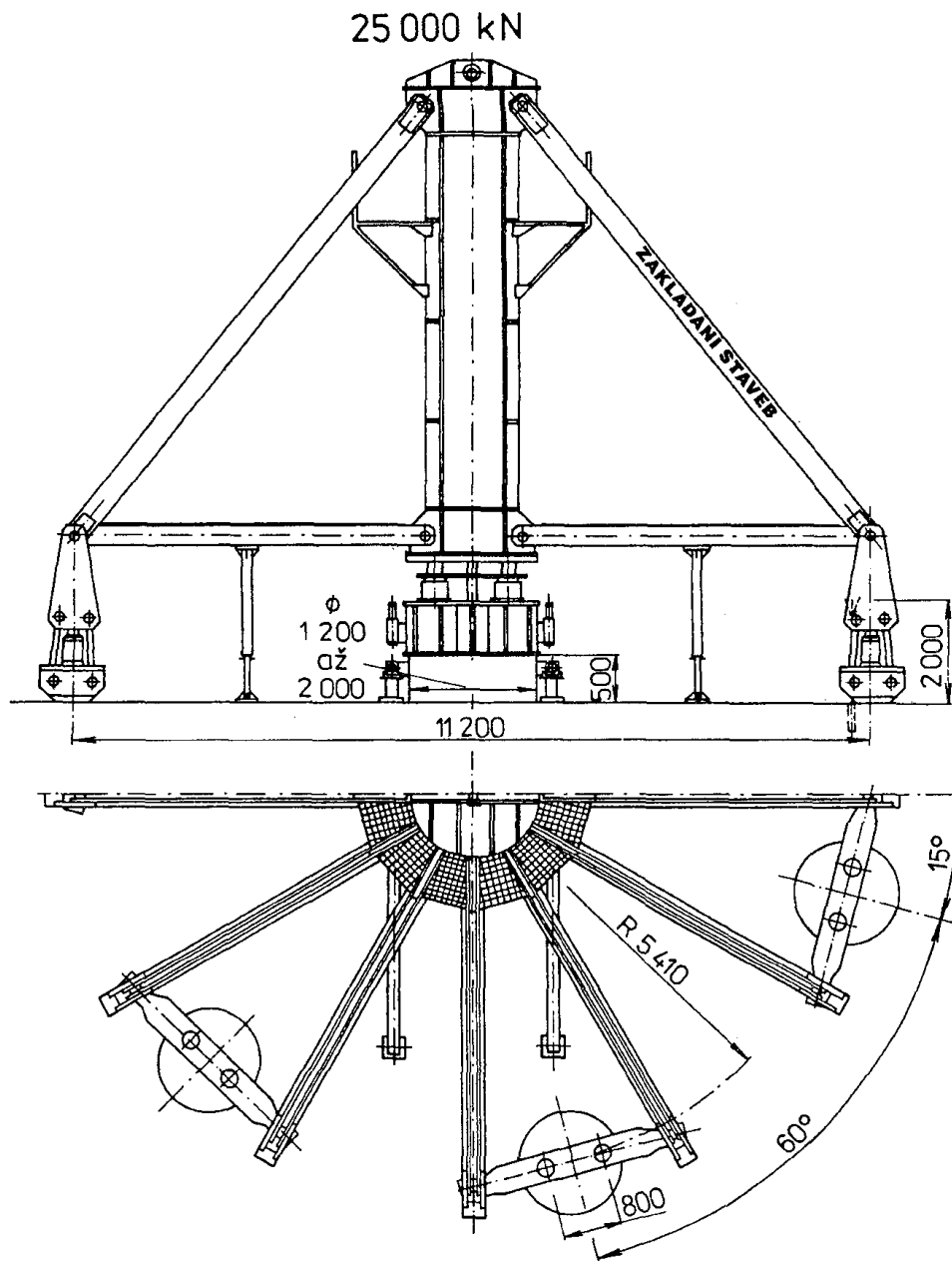


Obr. 2. Schéma zkušebních ocelových mostů

a – most pro zatížení do 3 až 4 MN, zátěž vnější (panely, ingoty);

b - most pro zatížení do 6 až 8 MN, kotvená konstrukce

1 – zkušební ocelový most; 2 – hydraulický lis; 3 – zkušební pilota; 4 – podpůrná konstrukce; 5 – zátěž; 6 – příčnice; 7 – zemní kotvy nebo tahové piloty; 8 – podpůrná konstrukce pro osazení měřidel sedání; 9 – snímače sedání



Obr.3 Zkušební zatížení pro extrémní zatížení pilot do 25 MN

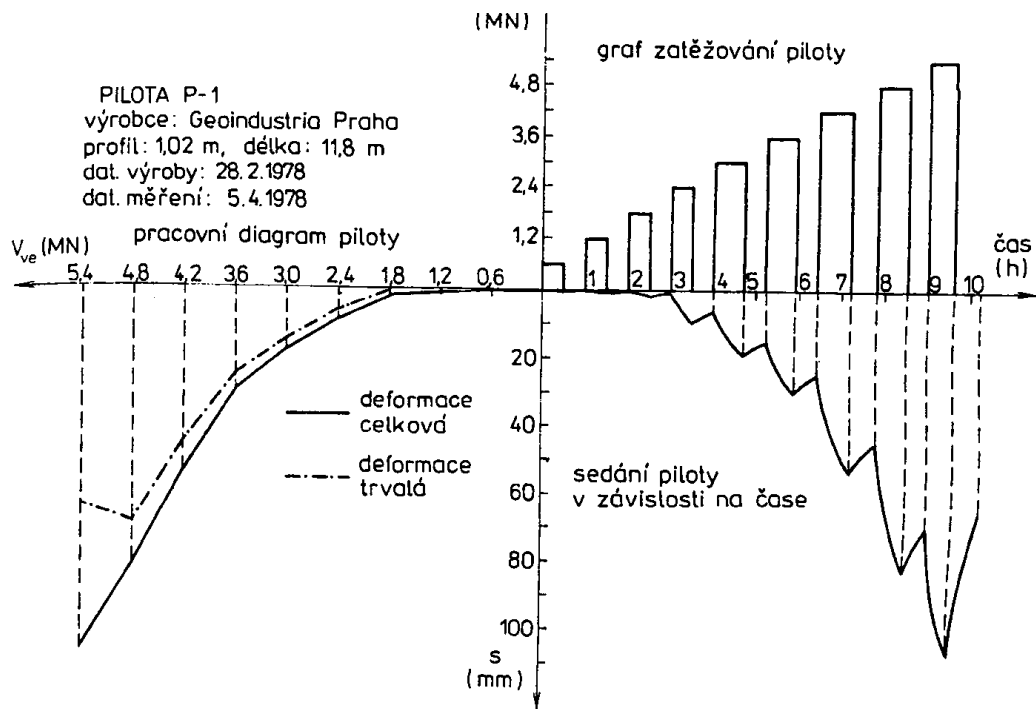
Vyvození zatížení po stupních odpovídajících 5-10% předpokládanému max. zatížení piloty

Pojem ustálená deformace

Odlehčovací stupně

Ukončení zkoušky

Výsledek na obr.4.



Obr.4. Grafické zpracování výsledků měření při statické zatěžovací zkoušce piloty

Odlišný postup u studijních zkoušek:

měření úbytku svíslé síly (napětí) v závislosti na hloubce

údaje -  $q_s$  plášťové tření

$q_p$  napětí na patě piloty

v závislosti na hloubce

Přístroje:

- strunové tenzometry – pomocí osciloskopu měření poměrného přetvoření struny
- Freyssinetův lis – lis nad patou piloty

## MODELOVÉ PILOTY

Max zmenšení 1:3

Metoda: separace plášťového tření dle Weeleho

Předpoklad: plná mobilizace plášťového tření kdy závislost  $R_p$  a  $s_p$  je ještě lineární

Zkoušky: odlehčovací stupně do úplného odlehčení (odečítáme trvalé a pružné sednutí)

Postup dle obr.4.

- 1) odhad několika  $\bar{q}_{si}$

2) pro každé  $\bar{q}_{si}$  spočteme sílu na plášti

$$R_{si} = \pi \cdot d \cdot l \cdot \bar{q}_{si}$$

a sílu v patě

$$R_{pi} = V_i - R_{si}$$

$V_i$  - příslušný zatěžovací stupeň u kterého došlo k úplnému odlehčení

3) pružná deformace piloty

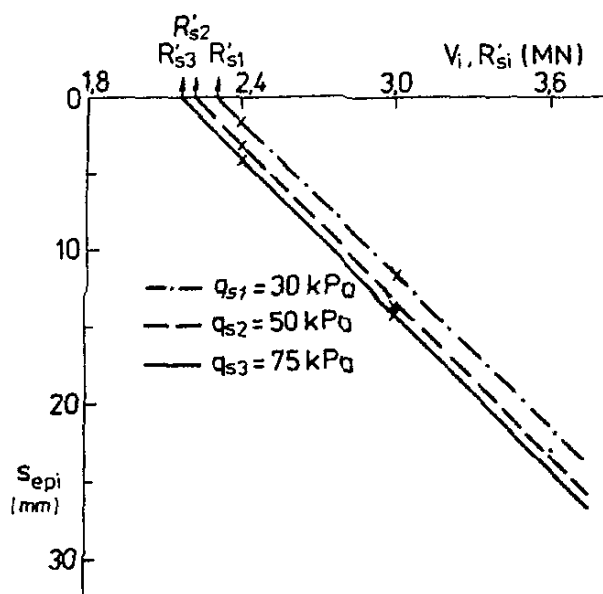
$$s_{ei} = \frac{V_i + R_{pi}}{2} \cdot \frac{l}{E_b \cdot A_p}$$

a z diagramu na obr.4. odečteme trvalou deformaci  $s_{ri}$   
pružné zvednutí paty

$$s_{epi} = s_{ri} - s_{ei}$$

opakování min. 3x pro příslušné zatěžovací stupně

4) grafické zakreslení (viz obr.5.)



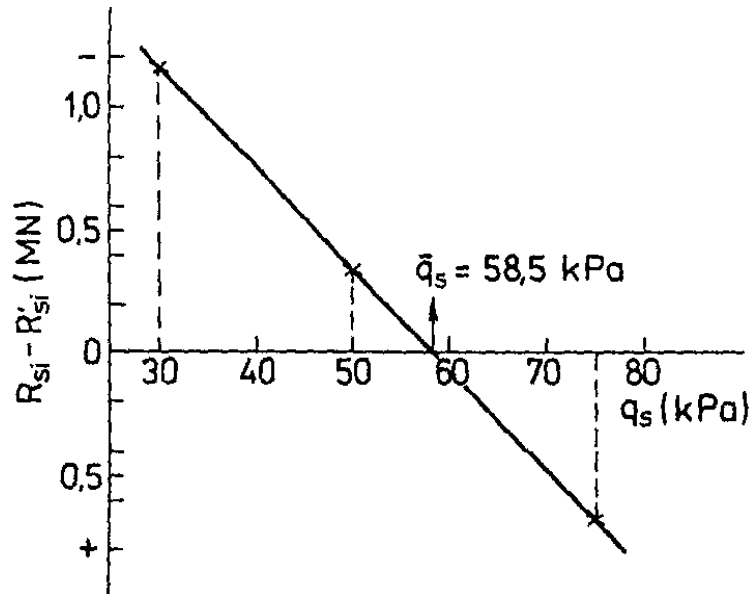
Obr.5. Separace síly na plášti piloty dle van Weeleho (1957)

5) spočtení

$$R_{si} - R'_{si}$$

a vynesení do grafu na obr.6.





Obr.6. Určení velikosti plášťového tření dle van Weeleho a získání průměrného plášťového tření  $q_s$  a zpětný rozbor obr.5. (pro jaký zatěžovací stupeň  $V_i$  odpovídá vypočtené  $q_s$ )

6) pomocí diagrama na obr.4. odečteme příslušné sedání  $s$ .

Nevýhody

## STATICKÉ PENETRAČNÍ ZKOUŠKY

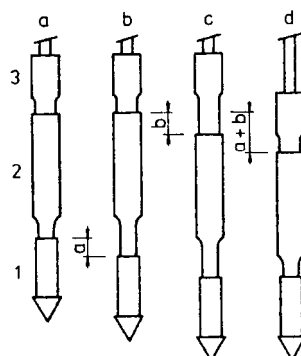
Princip

Totální odpor

$$Q_t = q_{st} + f_s$$

$q_{st}$  - odpor na kuželovém hrotu

$f_s$  - lokální plášťové tření



Obr.7. Jednotlivé fáze penetračního sondování pomocí Begemanova hrotu s třecí manžetou

1 – špička hrotu sondy; 2 – třecí manžeta; 3 – spojovací díl hrotu k tlačnému soutyčí

I. fáze – obr.7.a), měření celkového odporu  $Q$

$$Q_i = Q \cdot S_p \quad /kN/$$

II. fáze – obr.7.b), měření totálního odporu na špici

$$q_{st} = \frac{QC \cdot S_p}{A_c} \quad /Mpa/$$

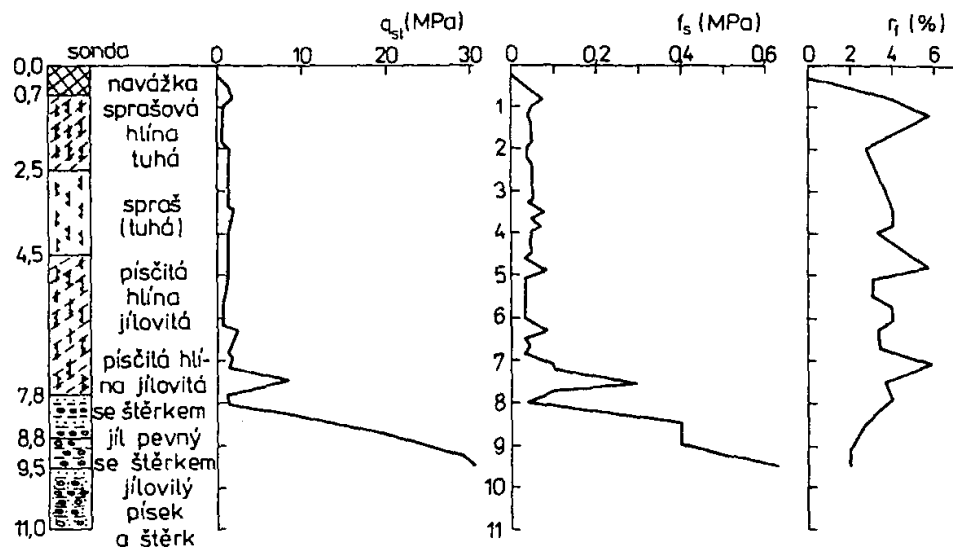
$A_c$  - plocha podstavy hrotu

III. fáze – obr.7.c), měření odporu na hrotu

$$f_s = \frac{(QS - QC) \cdot S_p}{A_s} \quad /Mpa/$$

$A_s$  - plocha pláště manžety ( $0,015 \text{ m}^2$ )

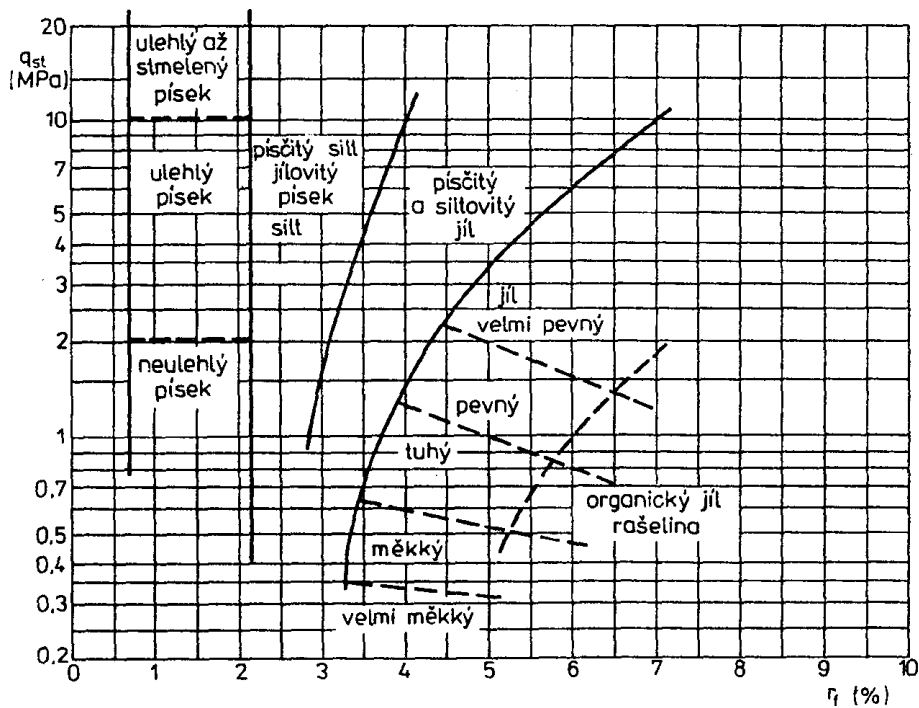
IV. fáze – obr.7.d, zatlačení na další hloubku



Obr.8. Příklad grafu statické penetrace (křivky jsou zjednodušeny)

Třecí poměr 
$$r_f = \frac{f_s}{q_{st}} \cdot 100\%$$

Korelace ve vztahu ke klasifikaci zemin obr.9.



Obr.9. Klasifikace zemin na základě statické penetrační zkoušky dle Sanglerata (1972)

Únosnost

$$U = A_p \cdot q_p + \pi \sum d_i \cdot l_i \cdot q_{si}$$

$$q_p = q_{st}$$

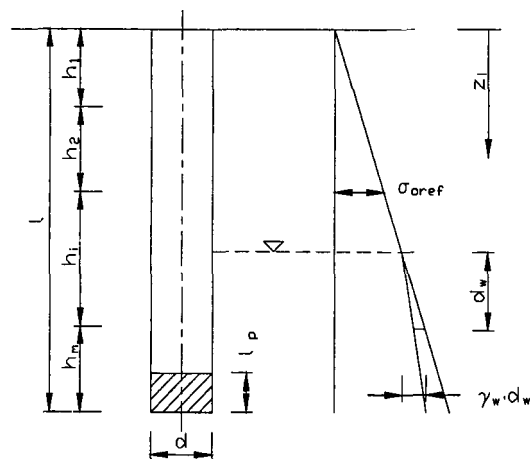
$$q_{si} = 2 \cdot f_{si}$$

$$q_{si} = \frac{q_{sti}}{400}$$

Výsledná únosnost/ $f_b$  (souč. bezpečnosti)

STATICKÉ VZORCE

Vstupní hodnoty



Obr.10. Statické schéma piloty pro obecný výpočet únosnosti dle 1. skupiny mezních stavů

Získání výpočtových parametrů

Výpočtová únosnost svislé piloty

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq V_d$$

výp. únos. paty

výp. únos. na plášti

svislá složka výp. extr. zatížení

$$U_{bd} = k_1 \cdot A_s \cdot R_d$$

$A_s$  - plocha paty piloty

$k_1$  - koef. zvětšení únosnosti vlivem délky piloty

$$l \leq 2 \text{ m} \quad k_1 = 1$$

$$2 < l \leq 4 \quad k_1 = 1,05$$

$$4 < l \leq 6 \quad k_1 = 1,1$$

$$l > 6 \text{ m} \quad k_1 = 1,15$$

Výpočtová únos. paty piloty

$$R_d = 1,2c_n \cdot N_{cn} + (1 + \sin \varphi_n) \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \left( l \cdot N_{dn} + 0,7\gamma_n \frac{d}{2} \cdot N_{bn} \right)$$

Výpoč. únosnost na plášti

$$U_{fd} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_{si}$$

Tření na plášti

$$f_{si} = \sigma_{xi} \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}} \right) + \frac{c_d}{\gamma_{r2}}$$

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ori}$$

$$z \leq 10 \text{ m} \quad k_2 = 1,0$$

$$z > 10 \text{ m} \quad k_2 = 1,2$$

$$z \leq 1 \text{ m} \quad \gamma_{r2} = 1,3$$

$$1 < z \leq 2 \quad \gamma_{r2} = 1,2$$

$$2 < z \leq 3 \quad \gamma_{r2} = 1,1$$

$$z > 3 \quad \gamma_{r2} = 1,0$$

$\gamma_{r1} = 1,0$  - betonáž piloty bez ochrany výpažnice

$\gamma_{r1} = 1,1$  - betonáž piloty do suchého vrtu

$\gamma_{r1} = 1,2$  - betonáž piloty bez výpažnice po vyčerpání vody

betonáž do vrtu chráněného výpažnicí při oddělené betonáži

$\gamma_{r1} = 1,25$  - betonáž piloty do vrtu chráněného suspenzí

betonáž do vrtu chráněného fólií PVC, PE tl. max 0,25 mm

$\gamma_{r1} = 1,5$  - betonáž piloty do vrtu chráněného výpažnicí

betonáž do vrtu chráněného fólií PVC, PE tl. min. 0,25 mm

$\gamma_{r1} = 1,6$  - betonáž piloty do vrtu chráněného suspenzí s ochranou PVC,PE

betonáž piloty s  $d > 2$  m chráněného suspenzí

Účinnou délku piloty lze zmenšit pro určení  $U_{fd}$

$$l_p = \frac{d}{4} N_d^{2/3}$$



# VÝPOČET ÚNOSNOSTI SVISLÝCH OSAMĚLÝCH PILOT

## VÝPOČET ÚNOSNOSTI PILOT PODLE DIN 4014

Osová mezní únosnost pilot opřených o skalní horninu

mezní únosnost

$$U_{vd} = A_p \cdot q_{sp} + \sum_{i=1}^n A_{mi} \cdot q_{sf,i}$$

$A$  - plocha pata piloty

$q_{sp}$  - napětí na patě piloty

$A_m$  - plocha pláště piloty v  $i$ -té vrstvě

$q_{sf}$  - mezní plášťové tření

$q_u$ (MN / m <sup>2</sup> )	$q_{ps}$ (MN / m <sup>2</sup> )	$q_{sf}$ (MN / m <sup>2</sup> )
0,5	1,5	0,08
5,0	5,0	0,5
20,0	10,0	0,5

Obr.1. Mezní hodnoty  $q_{ps}$  pro napětí na patě a plášťové tření piloty v R v závislosti na pevnosti R  $q_u$

Výpočtová únosnost pilot ve nesoudržných a soudržných zeminách

mezní únosnost na plášti

$$R_{su} = \sum_{i=1}^n A_{mi} \cdot q_{sf,i}$$

$q_{sf}$  - plášťové tření (tabulky)

plná mobilizace

$$s_y = 5 \cdot R_{su} + 5 \geq 30 \text{ mm}$$

- /MN/ a  $s_y$  /mm/

únosnost paty piloty

$$R_{b,s} = A_p \cdot q_{p,s}$$

$q_{p,s}$  - tabulky

## NELINEÁRNÍ VÝPOČET SEDÁNÍ OSAMĚLÉ PILOTY

zjištění  $E_p$  a  $\bar{\alpha}$

závislost  $\bar{\alpha}$  na:

- konzistence
- rozdíl od elastického řešení

Postup:

- 1) rozdělení piloty
- 2) posun paty  $v_1$
- 3) síla v patě  $Q_{b1}$  a v 1-ho dílku na plášti  ${}^1Q_{s1}$
- 4) zkrácení 1-ho dílku v důsledku součtu sil
- 5) posun dílku 2 o  $v_1 + w_1$  a mobilizace  ${}^1Q_{s2}$
- 6) postup k hlavě, tedy celk. sednutí  $s_1 = v_1 + \text{součet } w_i$
- 7) síla přenášená pilotou

$$Q_1 = Q_{b1} + \text{součet } Q_{si}$$

Výsledek do prac. diagramu piloty a vytvoření 1-ho bodu zatěžovací křivky.

Opakování bodů 1-7.

Výhody, nevýhody.

## TAHOVÉ PILOTY

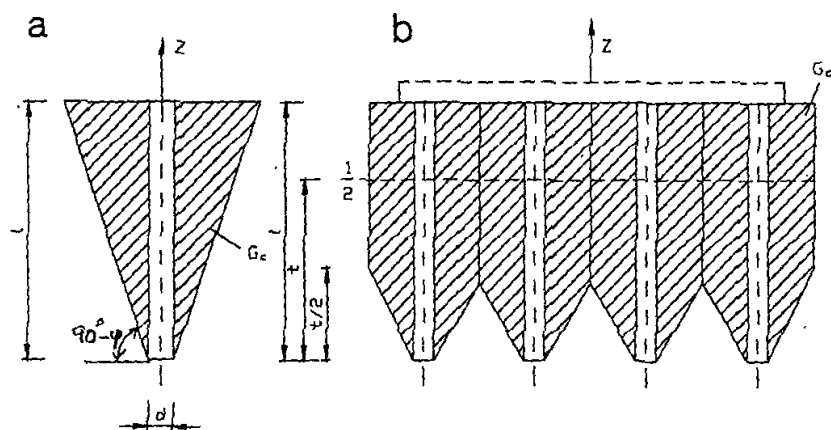
tahová síla  $Z$  – proti ní  $G$  a  $q_s$

deformace hlavy piloty

$$s_{y,tah} = 1,3s_y$$

$$s_y = 5 \cdot R_{su} + 5 - \text{deformace při plné mobilizaci}$$

$z \leq G_c$  - tíha kuželového tělesa



Obr.2. Konstrukce vzdorujícího zemního tělesa pro tahové piloty

a – osamělá pilota; b – skupina pilot; 1 – neúnosná vrstva; 2 – únosná vrstva  
případ osamělé piloty

## NEGATIVNÍ PLÁŠŤOVÉ TŘENÍ

Vznik a aktivizace

negativní plášťové tření

$$-\tau_n = K \cdot \operatorname{tg}(-\delta) \cdot \sigma_z = -B \cdot \sigma_z$$

$K$  - součinitel zemního tlaku

$\delta$  - úhel tření mezi zeminou a pláštěm piloty

$\sigma_z$  - geostatické napětí v hloubce  $z$

problém u praktických výpočtů (1-2 mm/rok)

# ÚNOSNOST VRTANÝCH VODOROVNĚ ZATÍŽENÝCH PILOT

co přenáší?

pilota obecně považována za vetknutý nosník do pružně plastického prostředí

$$\sigma_z = K_{h,z} \cdot u_z$$

$K_{h,z}$  - modul vodorovné reakce podloží v hloubce  $z$  /kNm<sup>-3</sup>/

$u_z$  - příslušná vodorovná deformace piloty

podle DIN 4014

$$K_h = \frac{E_{def}}{d}$$

- průměr piloty

pro  $d \geq 1,0$  m  $\Rightarrow d = 1,0$  pro případy kdy

$u_{z,max}$  v hlavě = 20 mm

resp.  $u_{z,max} = 0,03 \cdot d$

menší  
hodnota

u nesoudržných zemin

$$K_h = \frac{z}{d} \cdot n_h$$

Druhy deformace:

- 1) osa přímá
- 2) osa deformovaná

Možnosti podepření:

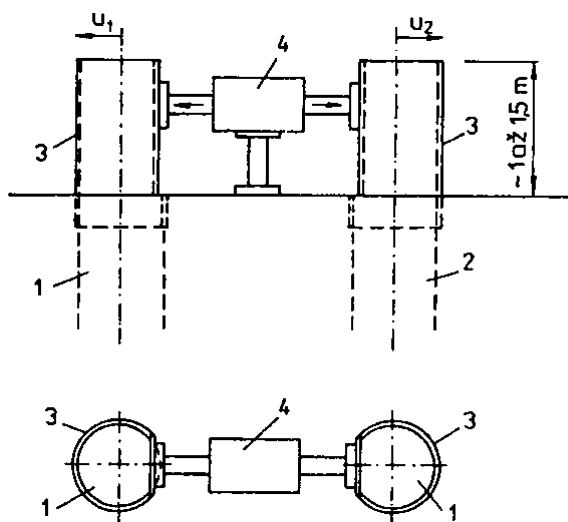
- a) volná hlava, volná pata
- b) pevná hlava, volná pata
- c) volná hlava, kloub v patě
- d) zatížení jednostranným tlakem

únosnost stanovit 3mi způsoby:

- 1) zatěžovací zkouška
- 2) tabulková únosnost
- 3) výpočet

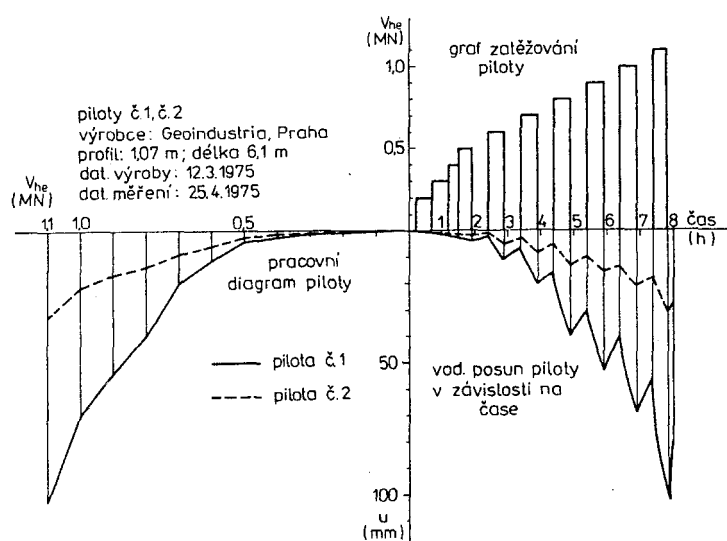
## STATICKÉ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY VODOROVNĚ ZATÍŽENÝCH PILOT

system rozpěr na dvou pilotách



Obr.3. Schéma statické zatěžovací zkoušky na vodorovné zatížení

1 – pilota č.1; 2 – pilota č.2; 3 – ponechaná výpažnice s plochou pro lis; 4 - lis  
výsledek zkoušky viz obr.4



Obr.4. Výsledky měření při stat. zatěžovací zkoušce na vodorovnou sílu

odečtení  $U_{he}$  odpovídající normě nebo projektu

$$U_{hd} = \frac{U_{he}}{\gamma_{re}}$$

$\gamma_{re}$  - koef. podmínek působení pro odpor piloty při zatěžovacích zkouškách na vodorovnou sílu

## VODOROVNÁ TABULKOVÁ ÚNOSNOST

předpoklady:

- vyztužení po celé délce
- vetknutí hlavy
- zemina nad hlavou
- zatížení v úrovni hlavy

$$U_{h,tab} \geq H_d$$

## TUHÉ VODOROVNĚ ZATÍŽENÉ PILOTY

pro

$$l_{max} \leq m \cdot d$$

výsledek řešení parciálních diferenciálních rovnic -  $u_a, O$

a) volná hlava, volná pata

- homogenní soudržná zemina
- homogenní nesoudržná zemina

$u_a, M_a \text{ pro } z_o \rightarrow \infty$
--

b) volná hlava, kloub v patě

- homogenní soudržná zemina
- homogenní nesoudržná zemina

$u_a, M_{max} \text{ pro } z_o = l$
-------------------------------------

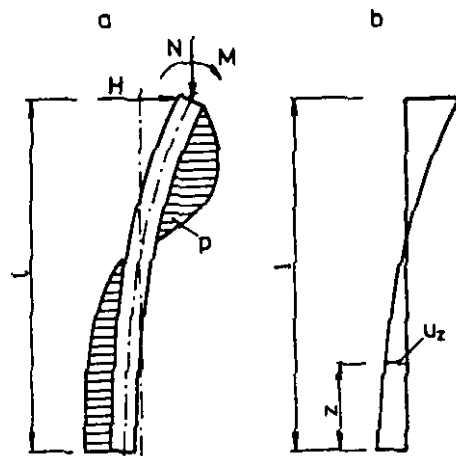
## OHEBNÉ VODOROVNĚ ZATÍŽENÉ PILOTY

nesplněna podmínka

$$l_{max} \leq m \cdot d$$



řešení – nosník omezené délky na pružném podkladě ( $f(E_b, I, d)$ )



Obr.5. Statické schéma ohebné piloty vodorovně zatížené

### 1) Winklerův model podloží

pro vícevrstevný model

rozdělení piloty na  $\underline{n}$  dílků – v každém posouvající sílu  $U_i$

Winklerův předpoklad:  $u_i \equiv P_i$

získ  $\underline{n+1}$  nezávislých lineárních rovnic o

## Návrh hlubinných základů dle EC 7

### PILOTOVÉ ZÁKLADY

#### PLATNOST NORMY, MEZNÍ STAVY, ZATÍŽENÍ A NÁVRHOVÉ PŘÍSTUPY

Kapitola 7 je členěna do článků:

- všeobecné údaje
- seznam mezních stavů
  - všeobecné poznámky
  - zatížení vyvolaná přemístěním základové půdy
- zatížení a návrhové situace
- návrhové metody a návrhová doporučení
- zatěžovací zkoušky pilot
  - všeobecné poznámky
  - statické zatěžovací zkoušky
  - dynamické zatěžovací zkoušky
- osově zatížené piloty
  - návrh na základě mezního stavu
  - odpor zákl. půdy v tlaku
  - odpor zákl. půdy v tahu
  - svislé deformace pilotových základů (MS použitelnosti)
- příčně zatížené piloty
- konstrukční návrh pilot
- dozor nad prováděním

Norma platí pro:

- opřené piloty
- plovoucí piloty (tj. osově zatížené)
- tažené piloty
- příčně zatížené piloty

Piloty instalované:

- vrtáním
- ražením (tj. beraněním, vibrováním, zatlačováním, šroubováním)
- obojí s injektáží nebo bez injektáže

Pro PROVÁDĚNÍ, KONTROLU nad prováděním a DOHLED se musí použít normy (všechny ČSN EN XXX: Provádění speciálních prací – XXX):

- 1536 – Vrtané piloty
- 12063 – Štětové stěny
- 12699 – Ražené piloty
- 14199 - Mikropiloty

EC 7-1 (jako ostatní eurokódy) je založen na teorii **mezních stavů**, přičemž pro aplikaci na pilotové základy můžeme sestavit následující **seznam MS**:

- ztráta celkové stability (1.MS pro osamělou pilotu, nebo pro skupinu pilot z hlediska vnější únosnosti zjm. zaboření)
- zdvih nebo nedostatečná únosnost v tahu pilotového základu (osamělá pilota spojená se zákl. k-cí, nebo skupina zatížená tahem)
- porušení zákl. půdy důsledkem příčného zatížení pilotového základu (osamělé i skupiny příčně zatížené – vnější únosnost (porušení smykem i tlakem))
- konstrukční porušení piloty v tlaku, tahu, ohybu, vybočení nebo smyku (tzv. vnitřní únosnost příslušného průřezu osamělé piloty nebo skupiny pilot – souvisí s dimenzováním)
- kombinované porušení v základové půdě a k-ci
- nadměrné sedání (v podstatě 2 MS – otázka co je nadměrné sedání??)
- nadměrné nadzdvížení dna (opět 2 MS z hlediska zatížení tahem – nadměrná svislá deformace: otázka co je nadměrný zdvih??)
- nadměrný boční pohyb (zase 2.MS – nadměrná vodorovná (příčná) deformace: otázka co je nadměrná příčná deformace??)
- nepříjemné vibrace (při instalaci?, při provozu strojů založených na pilotách?)

Pro případ návrhu pilotových základů se jako zatížení uvažuje:

- tíha zeminy, horniny a vody
- zemní a hydrostatické tlaky
- hydrodynamická zatížení (volné vody) a event. tlak vln
- proudové tlaky (podzemní vody)
- stálá a užitná zatížení z k-cí
- zatížení povrchu
- změna zatížení odstraněním nebo výkopem zákl. půdy
- dopravní zatížení
- pohyby vyvolané účinkem ražby podzemních prostor a poddolováním
- bobtnání a smršťování zákl. půdy (vyvolané vegetací a změnou  $w$ )
- pohyby vyvolané konsolidací, usmyknutím nebo sedáním zákl. půdy
- pohyby vyvolané degradací, disperzí, zhutňováním a rozpouštěním zákl. půdy
- pohyby, zrychlení a příslušné síly vyvolané zemětřesením, výbuchy, vibracemi a dynamickým zatížením
- teplotní vlivy (tj. účinky mrazu)
- přepínací síly z kotev a rozpěr
- negativní plášťové tření

Na základě těchto údajů lze sestavit tyto návrhové situace, resp. jejich klasifikaci:

- kombinace zatížení a zatěžovací případy
- obecná vhodnost základové půdy z hlediska stabilitního i deformačního

- umístění, pojmenování, popis a klasifikace různých zón (vrstev) zákl. půd a prvků k-ce (sestavění výpočetního modelu)
- sklon vrstev
- kaverny v základové půdě, podzemní k-ce apod.
- sousední stávající, nebo i budoucí k-ce
- nepravidelnosti zákl. půdy – existence tvrdých, nebo i měkkých vrstev
- diskontinuity – poruchy, pukliny, trhliny
- nestabilita horninových bloků
- dutiny vzniklé vyluhováním
- vlivy prostředí (chemické koroze, zvětrávání, citlivost k-ce atd.)

K vlastnímu **návrhu** lze přistoupit **2mi** způsoby:

1. přemístění (deformace) zákl. půdy se považuje za zatížení (pak je třeba rozbor interakce k-ce a zákl. půdy pro stanovení velikosti zatěžovacích sil)
2. stanoví se horní hranice síly, kterou je schopna pilota přenést (jako zatížení návrhové) a zkoumá se, zda přetvoření zákl. půdy vyvolá sílu menší)

Při těchto návrhových situacích jsou návrhové velikosti (**smykové**) pevnosti zákl. půdy hodnotami **maximálními** (horními)

Norma uvádí následující druhy zatížení, vyvolaného přemístěním základové půdy:

- negativní plášťové tření pilot
- nadzdvihování dna (stavební jámy)
- příčné zatížení (vyvolané např. rozdílnými výškami terénu, šikmým terénem apod)

## NÁVRHOVÉ METODY

Návrh pilotových základů je založen na jednom z následujících postupů:

- z výsledků statických zatěžovacích zkoušek, jež byly potvrzeny výpočty a jsou v souladu s ostatními relevantními zkušenostmi
- na základě empirických a analytických výpočetních metod, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami (**považované vždy za základní**) ve srovnatelných situacích
- na základě výsledků dynamických zatěžovacích zkoušek, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných situacích
- na pozorovaném chování srovnatelného pilotového základu prokazujícím, že tento přístup je podpořen průzkumem staveniště a zkouškami základové půdy

Zatěžovací zkoušky se musí provádět:

- pokud jde o druh piloty a metodu instalace pro kterou není srovnatelná zkušenost
- pokud se jedná o zeminy, nebo zatížení pro které není srovnatelná zkušenost

- pokud byly v průběhu instalace piloty zjištěny odchylky od původních předpokladů daných geotechnickým průzkumem
- pokud se vyskytly nepředvídané technologické potíže

### OSOvě ZATÍŽENÉ PILOTY

Je třeba prokázat, že osově zatížené piloty vyhoví následujícím MS:

- únosnost osamělé tlačené nebo tažené piloty (1.MS)
- únosnost skupiny pilot tlačených nebo tažených piloty (1.MS skupiny pilot)
- nadměrná deformace osově zatížené piloty (2.MS piloty)
- nadměrná deformace tlačeného nebo taženého pilotového základu (2.MS skupiny piloty)

### Stanovení návrhového odporu z hlediska 1.MS

Z 5ti základních případů 1.MS:

- EQU – vnější rovnováha (stabilita)
- STR – vnitřní porušení (dimenze)
- GEO – pevnost zákl. půdy
- UPL – ztráta rovnováhy v důsledku vztlaku
- HYD – ztráta rovnováhy z titulu hydraulického gradientu

přichází při návrhu pilot v **úvahu**:

**GEO** a výjimečně **STR**, resp. zcela výjimečně **UPL** (skupina pilot namáhána vztlakem).

Obecný vztah pro případy porušení ad c)GEO + ad b)STR:

$$E_d \leq R_d \quad /1/$$

$E_d$  – návrhová hodnota vlivu zatížení

$R_d$  - návrhová hodnota odporu (k zatížení)

Obecný vztah pro případ porušení ad d)UPL:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad /2/$$

$V_{dst,d}$  – návrhová hodnota kombinace nestabilizujícího stálého a dočasného svislého zatížení

$G_{stb,d}$  – návrhová hodnota stabilizujícího stálého zatížení

$R_d$  – návrhová hodnota (doplňkového) odporu (ke vztlaku)

Obecný princip stanovení návrhových hodnot vychází z dílčích součinitelů spolehlivosti, jež se stanovují pro soubory:

- **A** – pro zatížení a jeho účinky

- **M** – pro parametry zemin
- **R** – pro odpory (součinitele lze nastavit v národních přílohách (2009))

Pro návrh pilot se používají následující dvě kombinace návrhového přístupu 1:

- 1.kombinace: A1+M1+R1
- 2.kombinace: A2+(M1 nebo M2)+R4 (volba M2 pouze pro případ negativního plášťového tření)

Dílčí součinitele zatížení (pro A1, resp. A2) se stanoví z tabulky č.1.:

Zatížení		Značka	Soubor	
			A1	A2
Stálé	Nepříznivé	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Příznivé		1,0	1,0
Proměnné	Nepříznivé	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Příznivé		0	0

Tab. č.1. Dílčí součinitele zatížení ( $\gamma_F$ ), nebo jeho účinků ( $\gamma_E$ )

Parametry základových pūd se upraví pomocí dílčích součinitelů  $\gamma_M$  dle tabulky 2.

Parametry základové pūdy	Značka	Soubor	
		M1	M2
Úhel vn. tření <sup>x)</sup> (efektivní)	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
	$\gamma_c$	1,0	1,25
	$\gamma_{c_u}$	1,0	1,4
Jednoosá pevnost	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Objemová tíha	$\gamma_Y$	1,0	1,0
x) Tento součinitel se použije na $\text{tg } \varphi'$			

Tab. č.2. Dílčí součinitele pro parametry základové pūdy ( $\gamma_M$ )

### Odpor základové pūdy v tlaku

Platí:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad /3/$$

$F_{c,d}$  – návrhové osové zatížení (event. vč. vlastní tíhy piloty)

$R_{c,d}$  – návrhový odpor zákl. pūdy (event. včetně tíhy nadloží)

V případě skupiny pilot:

- ✚ Lze v jednoduchých případech provést náhradu jednou pilotou velkého průměru



- ✚ musí se posoudit zvlášť více zatížené piloty, např. ne krajích skupiny
- ✚ musí se posoudit „slabá zóna“ pod patami (je-li tenčí než 4d)

### Mezní odpor v tlaku ze statických zatěžovacích zkoušek

- ✚ zkouší se piloty buď shodných rozměrů, nebo modelové s poměrem zmenšení průměru max. 2,0.
- ✚ snaha o instrumentaci zkušebních pilot a stanovení  $R_{b,m}$  a  $R_{s,m}$  z celkového měřeného odporu  $R_{c,m}$
- ✚ analýza event. negativního plášťového tření

### Charakteristický odpor tlaku:

$$R_{c,k} = \min \left\{ (R_{c,m})_{mean} / \xi_1 ; (R_{c,m})_{mean} / \xi_2 \right\} \quad /4/$$

$(R_{c,m})_{mean}$  – průměrná velikost měřeného odporu z  $n$  statických zatěžovacích zkoušek

$(R_{c,m})_{min}$  – minimální velikost měřeného odporu z  $n$  statických zatěžovacích zkoušek

$\xi_1$  resp.  $\xi_2$  jsou korelační součinitelé dle tabulky č.3.

$\xi$ pro $n =$	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tab. č.3. Korelační součinitelé  $\xi$  pro stanovení charakteristického odporu základové půdy ze statických zatěžovacích zkoušek pilot (také lze nastavit v národních přílohách)  
( $n$  – počet zkoušek)

Návrhový odpor základové půdy:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t \quad /5/$$

kde  $\gamma_t$  – dílčí součinitel odporu dle **tabulek 4**, v závislosti na **technologii**

Pokud jsou k dispozici výsledky měření odporu na patě a plášti pak:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} \quad /6/$$

$(R_{b,k})$  – charakteristický odpor v tlaku na patě piloty

$(R_{s,k})$  – charakteristický odpor na plášti piloty

Charakteristická velikost:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad /7/$$

$\gamma_b$  resp.  $\gamma_s$  – dílčí součinitelé odporu dle **tabulek 4**, v závislosti na **technologii**

Odpor	Součinitel	Soubor			
		R1	R2	R3	R4
Pata	$\gamma_b$	1,0	1,1	1,0	1,3
Plášť v tlaku	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Celkový tlak	$\gamma_t$	1,0	1,1	1,0	1,3
Plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

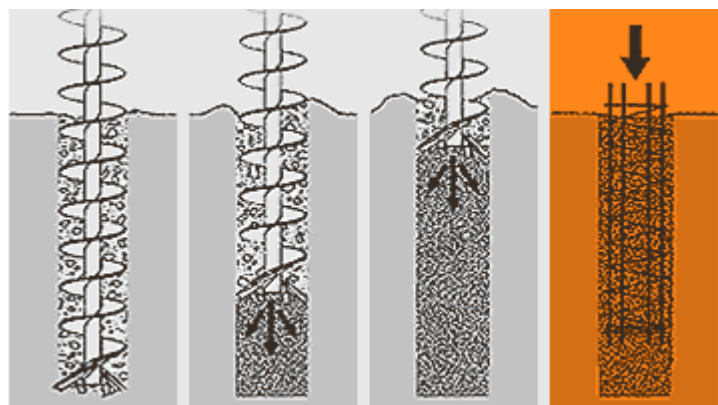
  

Odpor	Součinitel	Soubor			
		R1	R2	R3	R4
Pata	$\gamma_b$	1,1	1,1	1,0	1,6
Plášť v tlaku	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Celkový tlak	$\gamma_t$	1,1	1,1	1,0	1,5
Plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Odpor	Součinitel	Soubor			
		R1	R2	R3	R4
Pata	$\gamma_b$	1,1	1,1	1,0	1,45
Plášť v tlaku	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Celkový tlak	$\gamma_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tab. č.4. Dílčí součinitelé odporu ( $\gamma_R$ ) pro ražené piloty, vrtané a vrtané technologií CFA (lze nastavit v národních přílohách)



Obr. 1. Technologie CFA (continuous flight augered)

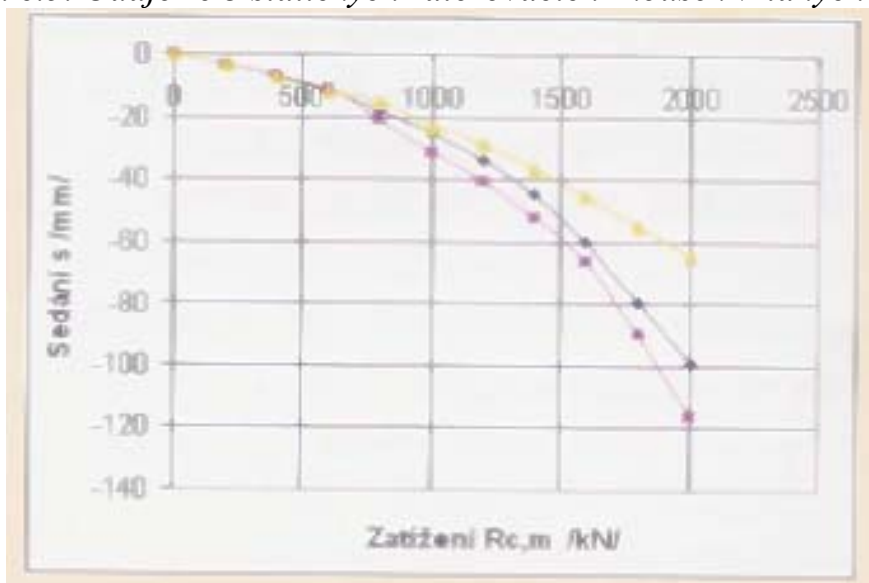
## PŘÍKLAD

Stanovte návrhový odpor  $R_{c,d}$  osově tlakově zatížené piloty na základě výsledků statických zatěžovacích zkoušek.

K dispozici: 3 statické zatěžovací zkoušky vrtaných pilot prům. 600 mm délky 10 m na rozsáhlém staveništi v jednom geotechnickém profilu. Bylo pro ně měřeno i napětí v dřívku pilot. Příslušné síly jsou silami mezními!

Zkušební pilota číslo	Celkový odpor $R_{c,m}$ /kN/	Síla na patě $R_{b,m}$ /kN/	Koeficient přenosu $\beta$	Síla na plášti $R_{s,m}$ /kN/
1	1 600	200		
2	1 850	230		
3	1 500	200		

Tab. č.5. Údaje ze 3 statických zatěžovacích zkoušek vrtaných pilot



Obr. 2. Jejich pracovní diagramy

- stanovení návrhového odporu  $R_{c,d}$  z celkového měřeného odporu  $R_{c,m}$ .
- stanovení návrhového odporu  $R_{c,d}$  z celkového měřeného odporu  $R_{c,m}$  a při použití separace sil na patě a plášti
- stanovení mezního odporu v tlaku z výsledku zkoušek základové půdy

$\xi$ pro $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

*Tab. č.6. Korelační součinitelé  $\xi$  pro stanovení charakteristického odporu základové půdy ze výsledků zkoušek základové půdy ( $n$  – počet testovaných profilů zkoušek) (lze nastavit v Národní příloze)*

## KOTVY

Složení: kotevní hlava (*anchor head*)  
volná délka (*free anchor lenght*)  
kotevní délka (kořenová) (*fixed anchor lenght*)

Podmínky: kořen  
síla

Dělení:

a) typ kotevního táhla

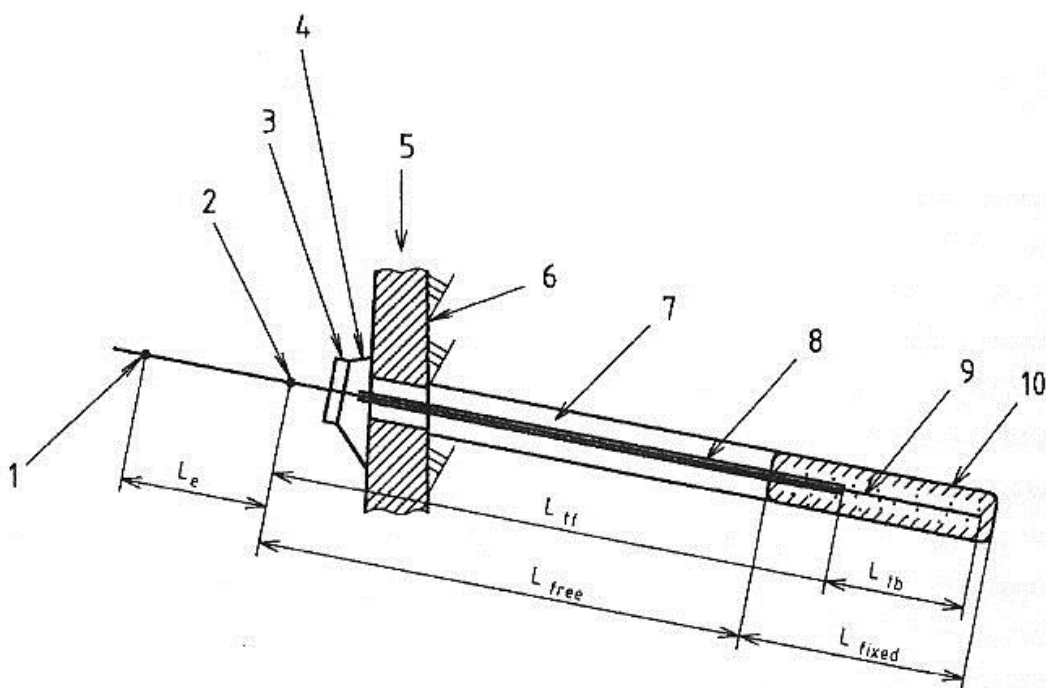
- tyčové
- drátové
- pramencové

b) doba

- dočasné (*temporary anchor*)
- trvalé (*permanent anchor*)

c) způsob namáhání

- tažený kořen
- tlačný kořen



**Vysvětlivky: bod ukotvení v napínacím zařízení**

- |                              |                    |
|------------------------------|--------------------|
| 1 bod ukotvení v hlavě kotvy | 6 zemina/hornina   |
| 2 bod ukotvení v hlavě kotvy | 7 vrt              |
| 3 podkladní deska            | 8 povlaková trubka |
| 4 podbetonování              | 9 táhlo            |
| 5 kotvená konstrukce         | 10 kořen kotvy     |

$L_e$  – vnější délka kotevního táhla

$L_{tf}$  – volná délka táhla

$L_{tb}$  – kotevní délka táhla

$L_{free}$  – volná délka kotvy

$L_{fixed}$  – kořenová délka kotvy

## TECHNOLOGICKÝ POSTUP

a) provádění vrtů

průměr – projektant

podmínky pro provádění: poloha + odchylka

- extrémně dlouhé vrty
- soudržné zeminy
- zvodnělé zeminy



- pod H.P.V.

Příklady průměrů vrtů d /mm/ pro kotvy dle typu kotev a základové půdy

Druh kotvy	Zeminy soudržné		Zeminy nesoudržné		Horniny skalní A poloskalní	
	dočasné	trvalé	dočasné	trvalé	dočasné	Trvalé
Trvanlivost kotvy						
Tyčové (CPS, Dywidag)	133	156	133	156	118	133
Pramencové do 4xLp	156	175	133	156	133	156
Pramencové do 8xLp	175	194	156	175	156	175

b) vyplnit zálivkou (c:v - 2,5:1)

c) výroba, doprava, manipulace – protikor. ochrana – NEPORUŠIT  
před osazením: kontrola vrtu  
délka  
zálivka

manžetová trubka – PVC

rozpěrky – centrátor

průchodka

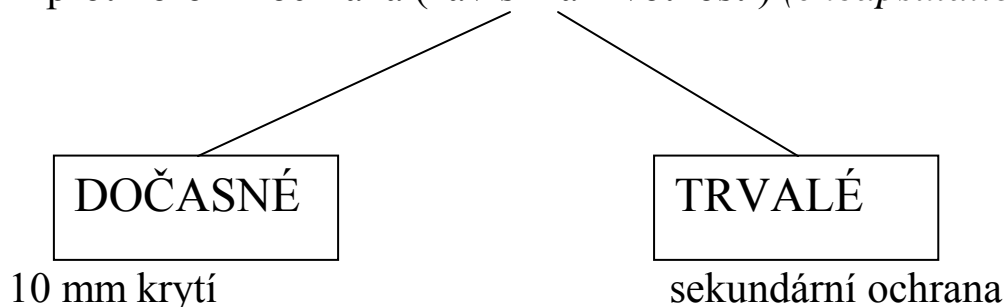
kotevní hlava

víko hlavy

d) účel injektáže:

- upnutí kořene
- ochrana
- zpevnění
- utěsnění

protikorozi ochrana (závisí na životnosti) (*encapsulation*)



## KOTVY TYČOVÉ

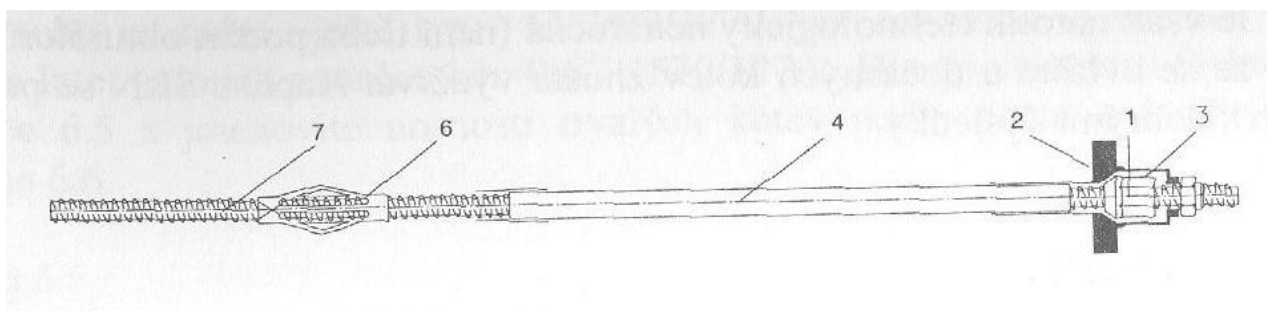
táhlo

hmotnost

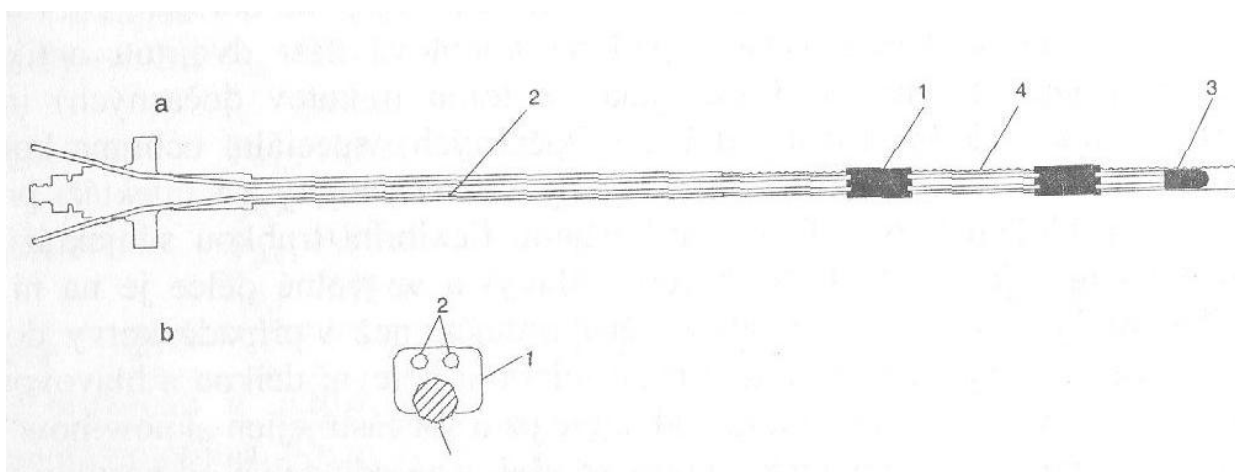
mez pevnosti

kotevní síla

- 1) dočasné – montáž na stavbě
  - centrátoři po 2 m
  - injektáž: - manžetové trubky
  - dvojice hadiček
  - nejdříve po 12 hod.
  - reinjektáž – 10 hod.



Schema dočasné tyčové kotvy (CPS, Dywidag). 1 – šestihránná matice, 2 – kotevní deska s vybráním, 3 – ochrana matice, 4 – hladká trubka na volné dělce, 6 – centrátor, 7 – táhlo kotvy



- a) schema injekčního zařízení tyčových kotev. b) řez manžetou
  - 1- pryžové manžety, jež se připevní na kotevní část táhla „zaklapnutím“, 2 – injekční a proplachovací hadičky 10 mm, 3 – spojka U, 4 – kotevní část táhla
- 2) trvalé - vyjímečně

## KOTVY PRAMENCOVÉ

nízkotepečně popouštěný drát

prům. pramence 15,5 mm

kvalita

hmotnost

dodání, manipulace

## NAPÍNÁNÍ A ZKOUŠENÍ

účel

kdy – po 10 dnech (7 dnech)

napínací zařízení – siloměry + měření deformací táhla, kalibrace 6 měsíců

Zkoušky:

- typové (*investigation test*) určuje se:

a) odpor  $R_a$  proti vytažení (zemina-kořen)

b) kritické zatížení na mezi tečení (*critical creep load*)

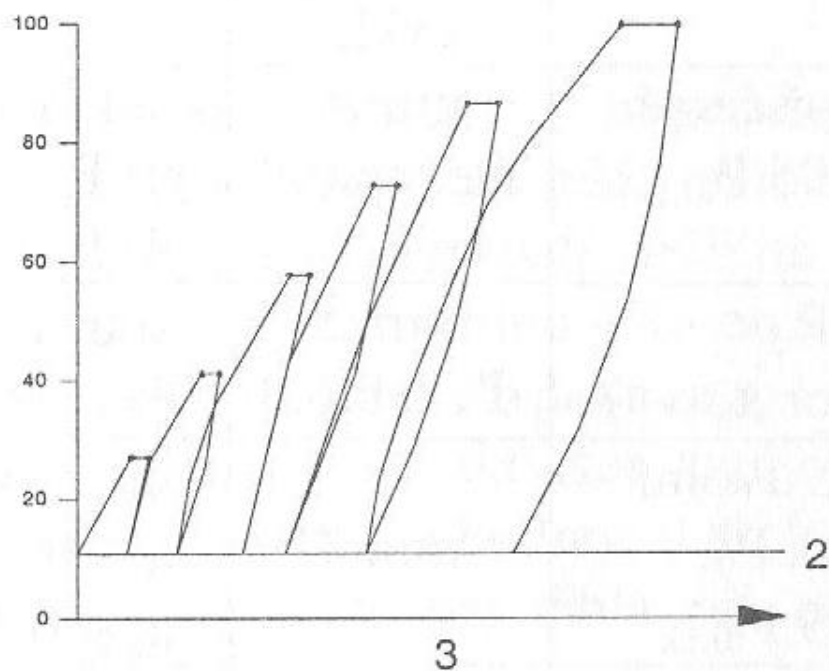
$P_p$  – zkušební síla

$P_{tk}$  – mez pevnosti kotevního táhla

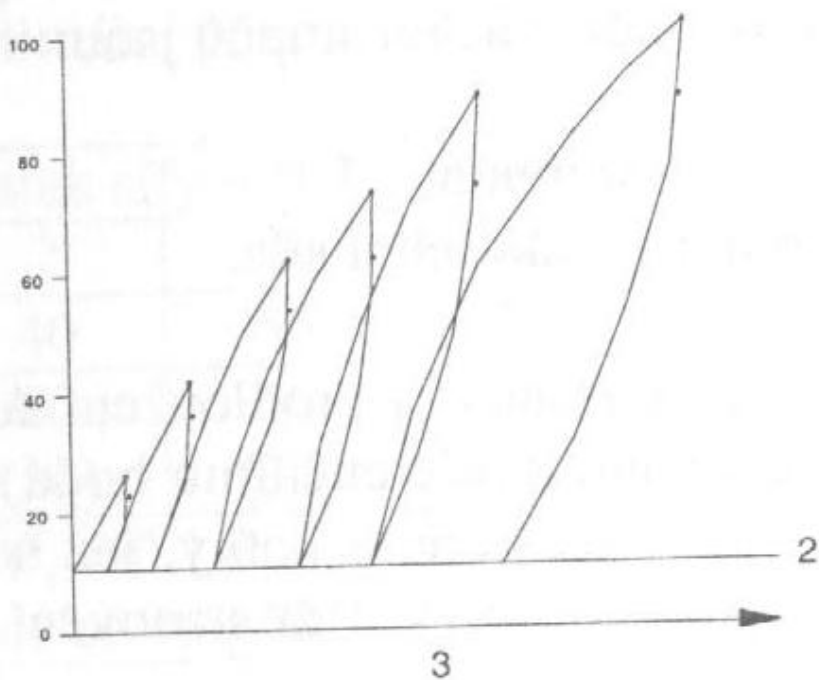
$P_{t0,1k}$  – únosnost táhla při 0,1% protažení

$R_a$  – porušení

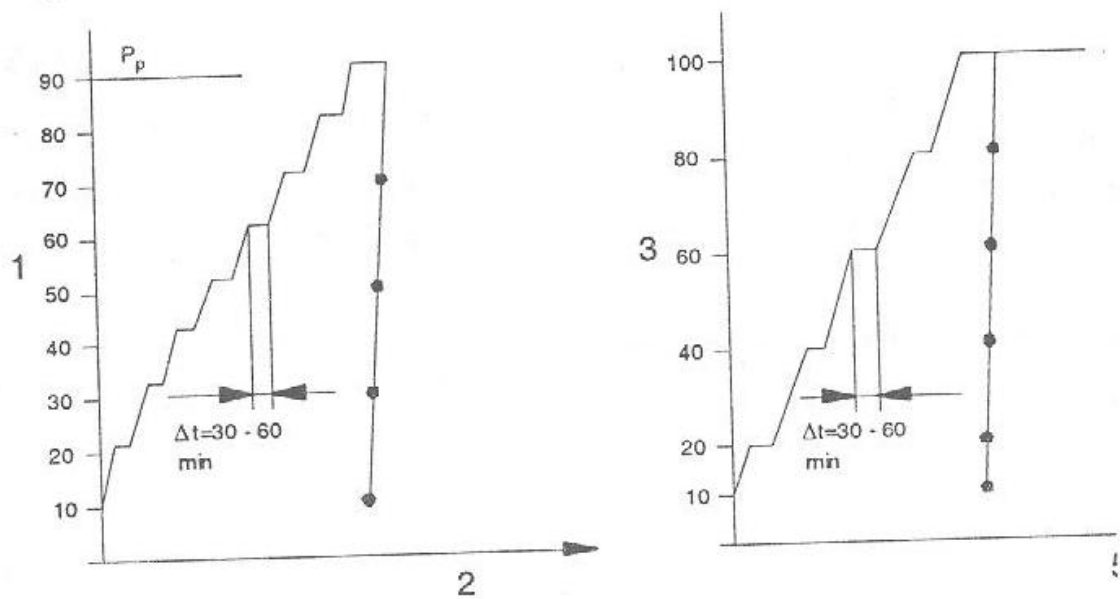
$P_a$  - předtížení



Postup 1: kotva zatěžována cykly po max. sílu: záznam posunu hlavy kotvy při max. síle



Postup 2: měří se pokles síly v hlavě (při zaručené síla i max.)



Postup 3: kotva zatěžována od hodnoty předtížení po max. sílu; přírůstek posunu hlavy kotvy v příslušném stupni při konst. síle

Volná délka táhla (výpočtová)

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s}{\Delta p}$$

horní hranice

$$L_{app} \leq L_{tf} + L_e + 0,5L_{tb} \quad \text{nebo} \quad L_{app} \leq 1,1L_{tf} + L_e$$

spodní hranice

$$L_{app} \geq 0,8L_{tf} + L_e$$

# Mikropiloty – ČSN EN 14199

- **Úvod k EC7**
- **Pojmy**
- **Technologie a injektáže**
- **Únosnost mikropilot**



## Eurokódy pro stavební konstrukce

- EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování k-cí**
- EN 1991 Eurokód 1: Zatížení k-cí**
- EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových k-cí**
- EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových k-cí**
- EN 1994 Eurokód 4: Navrhování spřažených  
ocelobetonových k-cí**
- EN 1995 Eurokód 5: Navrhování dřevěných k-cí**
- EN 1996 Eurokód 6: Navrhování zděných k-cí**
- EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických k-cí**
- EN 1998 Eurokód 8: Navrhování k-cí odolných proti  
zemětřesení**
- EN 1999 Eurokód 9: Navrhování hliníkových k-cí a k-cí  
z hliníkových slitin**

**mikropilota – micropile**

**rozšířená pata – enlarged base**

**průměr dříku – shaft diameter**

**injekční směs – grout**

**cementová malta – mortar**

**ražení – driving**

**vrtání – drilling**

**pažnice – casing**

**nosný prvek – load bearing element**

**injektáž – grouting**

**zálivka, výplň - filling**

## Mikropiloty

**CEN**

**CENELEC**

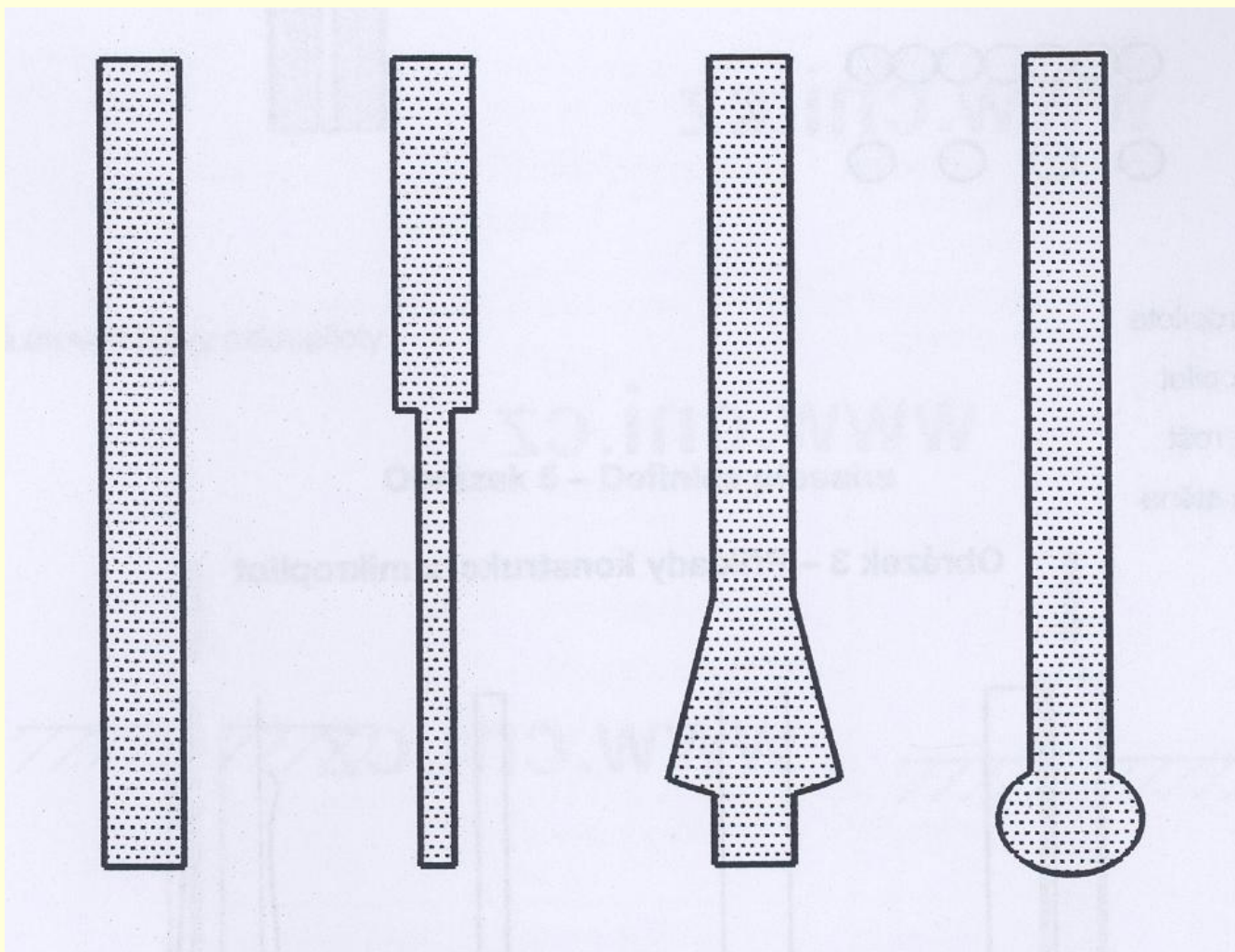
**Květen 2005**

**Březen 2010**

### Předmět normy:

- vrtané do 300 mm
- ražené do 150 mm

**definice**



Tvary mikropilotových dříků a pat



# Části mikropiloty injekční směs

hlava, ocelová deska na tlak a tah

spojník  
dřík mikropiloty

rozpěrka

zálivka

spojník

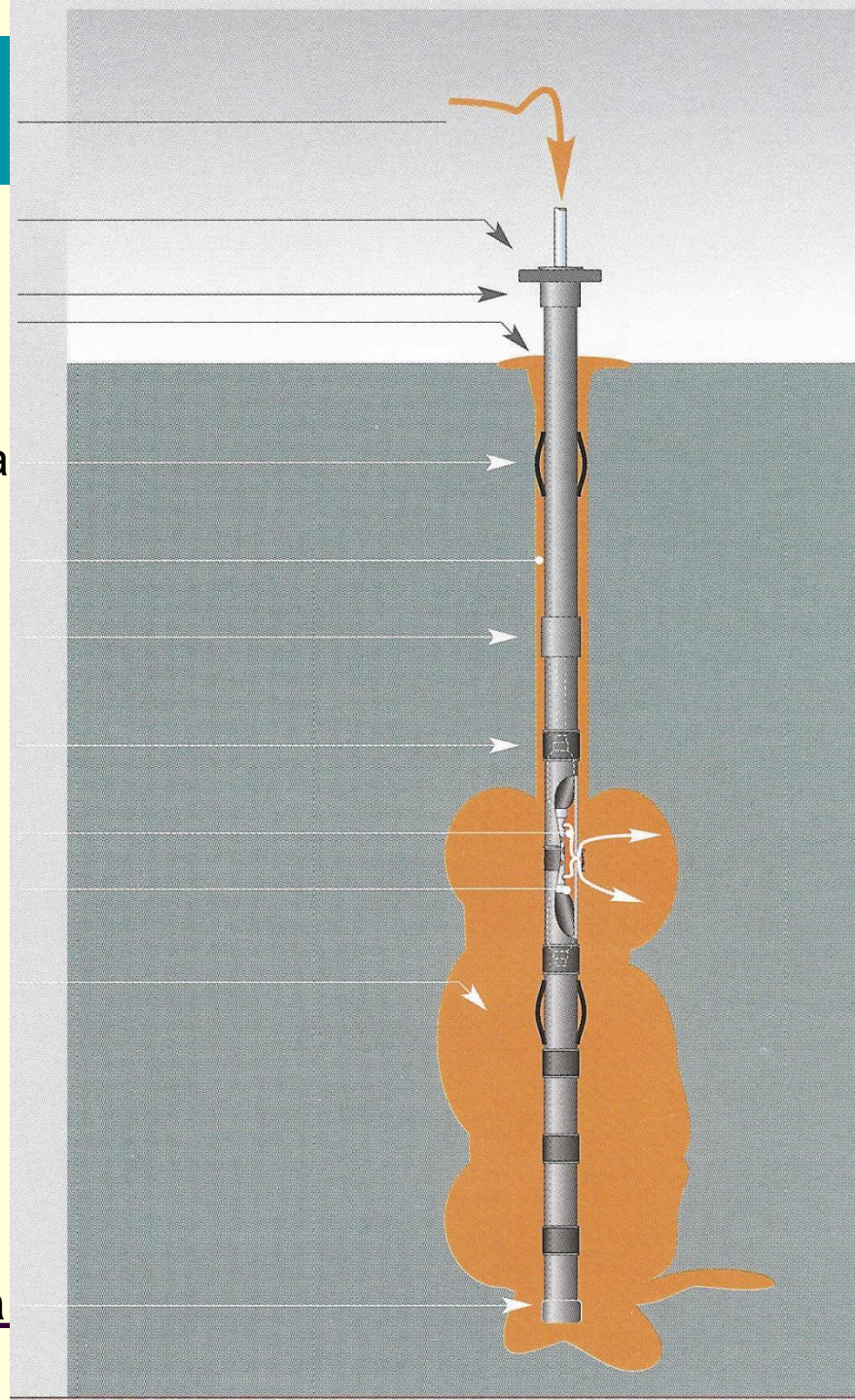
gumová manžeta

injekční směs  
dvojitý obturátor

kořen mikropiloty

Standart micropile profile

zátka



# Rozdělení

Podle způsobu přenosu zatížení do podloží se mikropiloty rozdělují na:

- plovoucí
- opřené
- vetknuté

Dle způsobu upnutí hlavy mikropiloty do stavební konstrukce rozeznáváme:

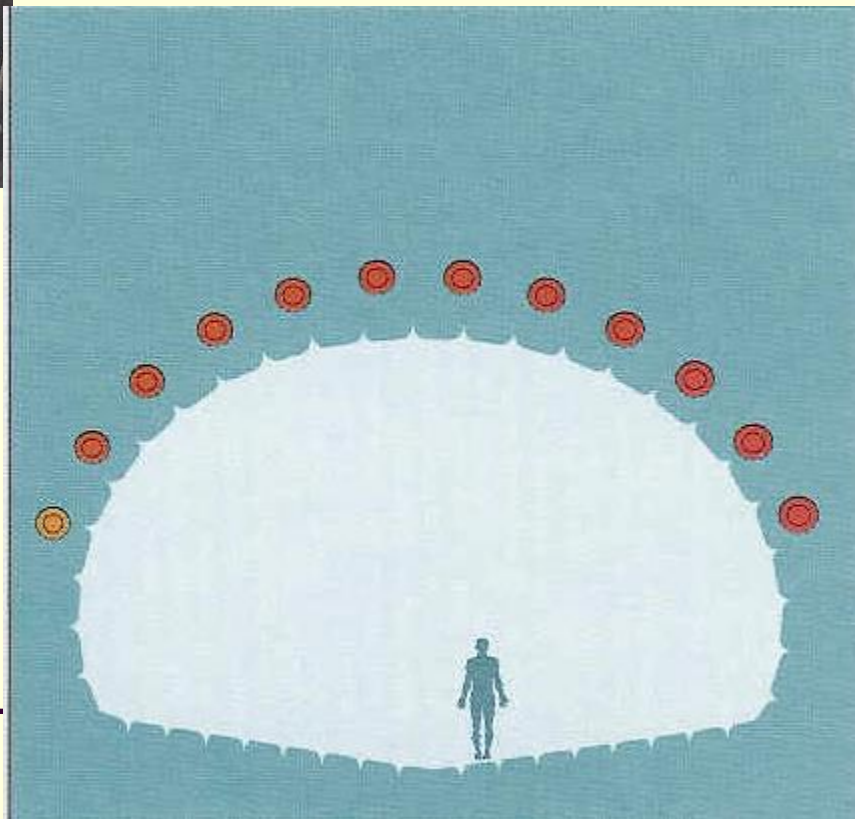
- **mikropiloty volné (nepředtěžované)**, které jsou zabetonovány do konstrukce bez jejich předchozího zatížení; k-ce po zatížení prodělá celkovou deformaci v plném rozsahu
- **mikropiloty předtížené**, kdy se mikropilota před spojením se základem předtíží silou odpovídající jejímu následnému zatížení, přičemž konečné sednutí je dáno jejím pružným stalčením
- **mikropiloty předeprnuté (předpjaté)** – předtížená mikropilota je spojena s k-cí v zatíženém stavu; výsledné deformace jsou pak minimální



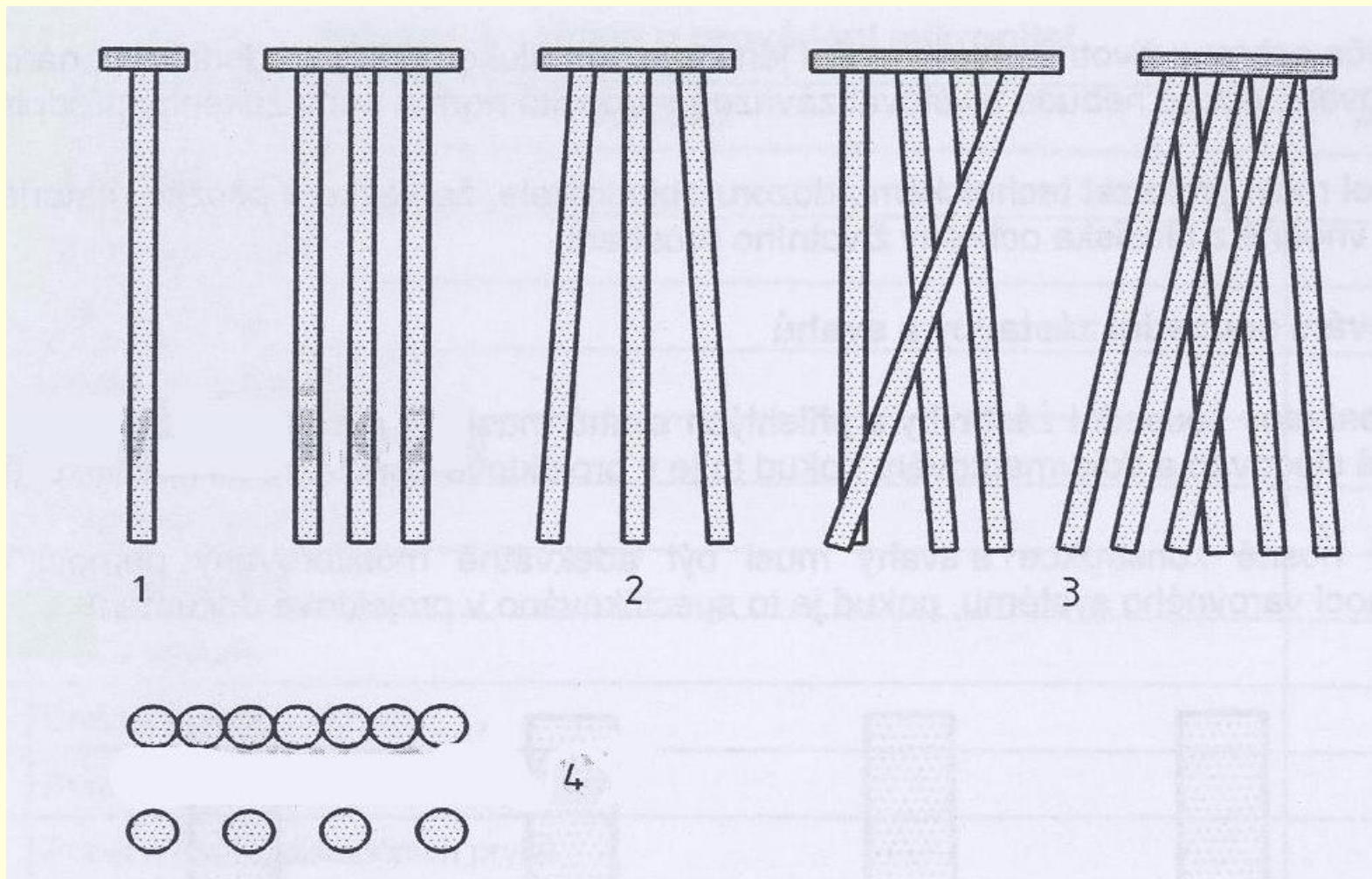


Zajištění nadloží podzemních děl  
(tunelů, štol) pomocí mikropilotového  
deštníku

Dokončený mikropilotový deštník, stanice metra  
Kobylisy v Praze



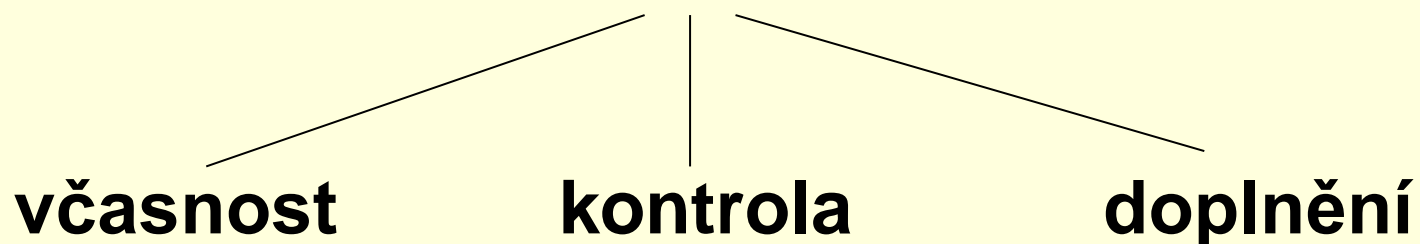
# Uspořádání



Uspořádání mikropilot

# Průzkum

## zpráva o průzkumu



## specifické požadavky

- jeho rozsah ovlivňují relevantní zkušenosti
- vlastnosti
- nároky pro opřené

# Průzkum

## obsah závěrečné zprávy o průzkumu:

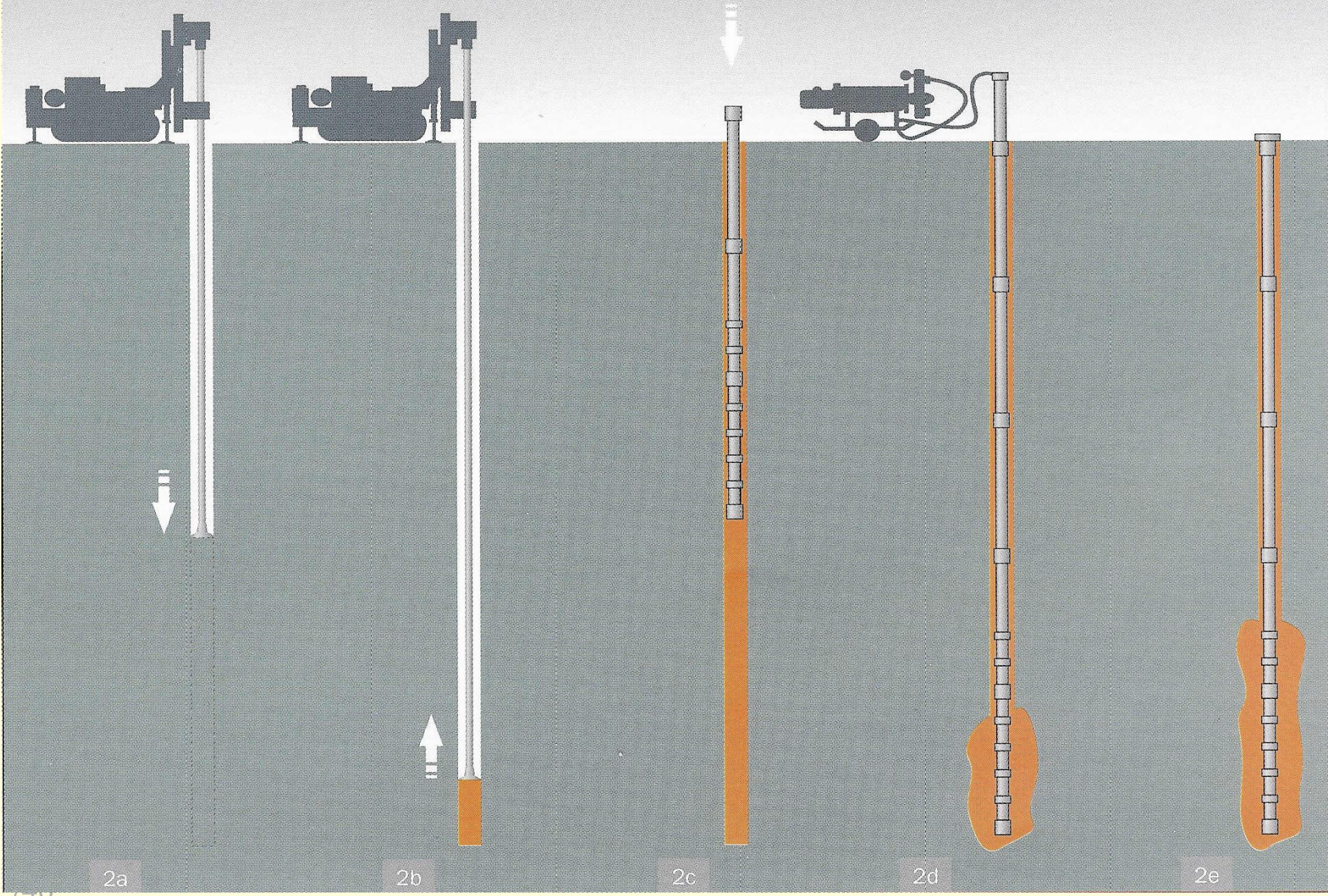
- HPV
- přítomnost hrubě zrnitých a propustných zemin
- přítomnost měkkých vrstev
- přítomnost B, Cb, překážek
- úroveň a sklon R podloží
- chemická agresivita vody, zeminy či horniny
- kontaminace či navážky
- degradace ve styku s vodou

## Technologický postup provádění mikropilot:

- 2a – zhotovení vrtu rotační technologií**
- 2b – vytahování vrtného nářadí a vyplnění vrtu zálivkou**
- 2c – osazování výztužné silnostěnné ocelové trubky**
- 2d – injektáž kořenové části mikropiloty**
- 2e – hotová mikropilota**

viz následující obrázek





2a

2b

2c

2d

2e



# Uspořádání



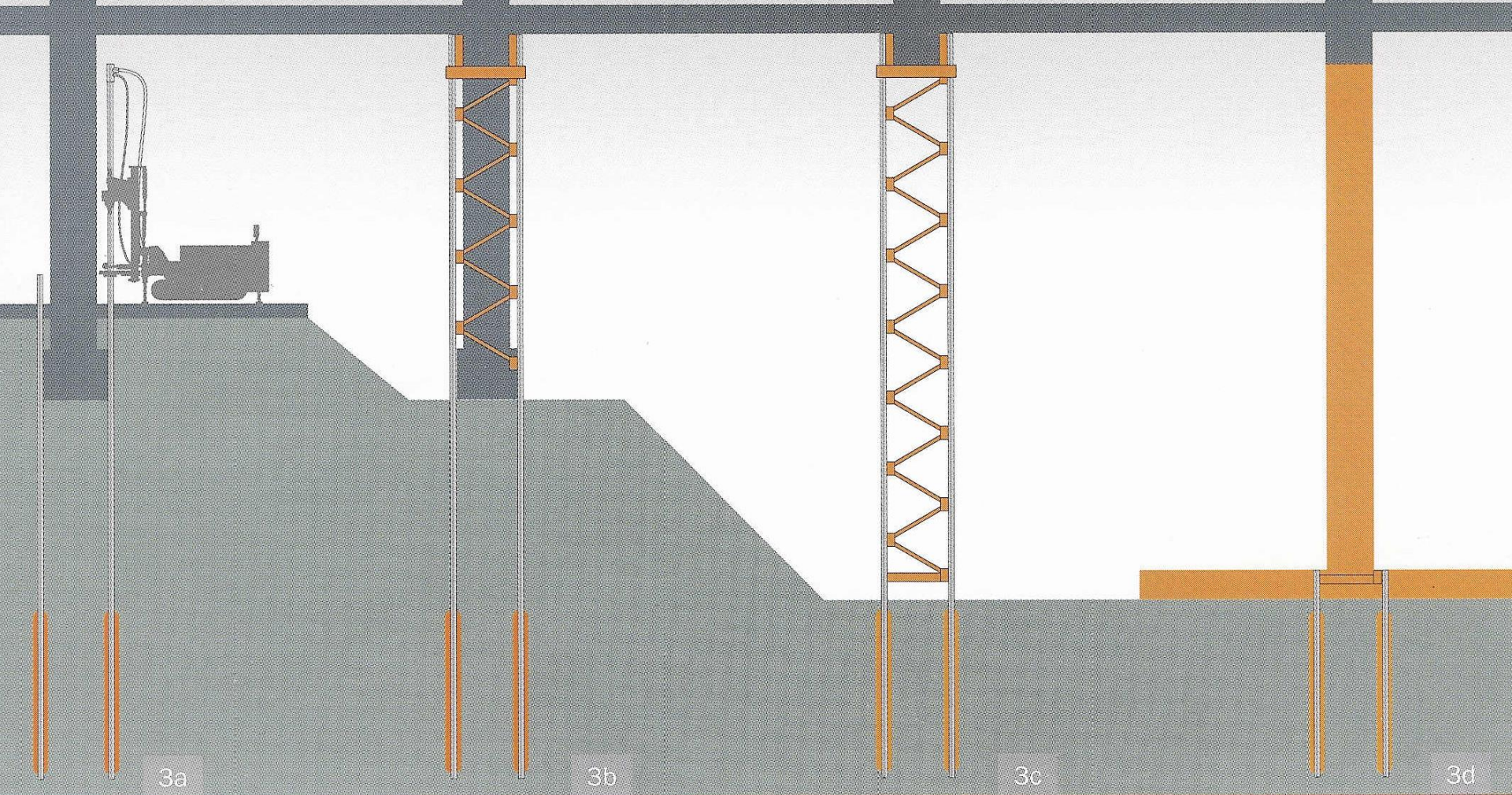
Základové mikropiloty s osazenými tlakovými i tahovými hlavami

# Podchytávání

## Podchycení objektu pomocí zavětrovaných mikropilotových bárek:

- 3a – provádění mikropilot s injektovaným kořenem přes původní základy**
- 3b – vytvoření bárky a její aktivace se stávající stropní k-cí**
- 3c – vybourání původní nosné k-ce uvnitř bárek**
- 3d – vytvoření nové nosné k-ce a následné odbourání pomocné mikropilotové bárky; spodní injektovaná část mikropilot je využita jako trvalá součást základu**



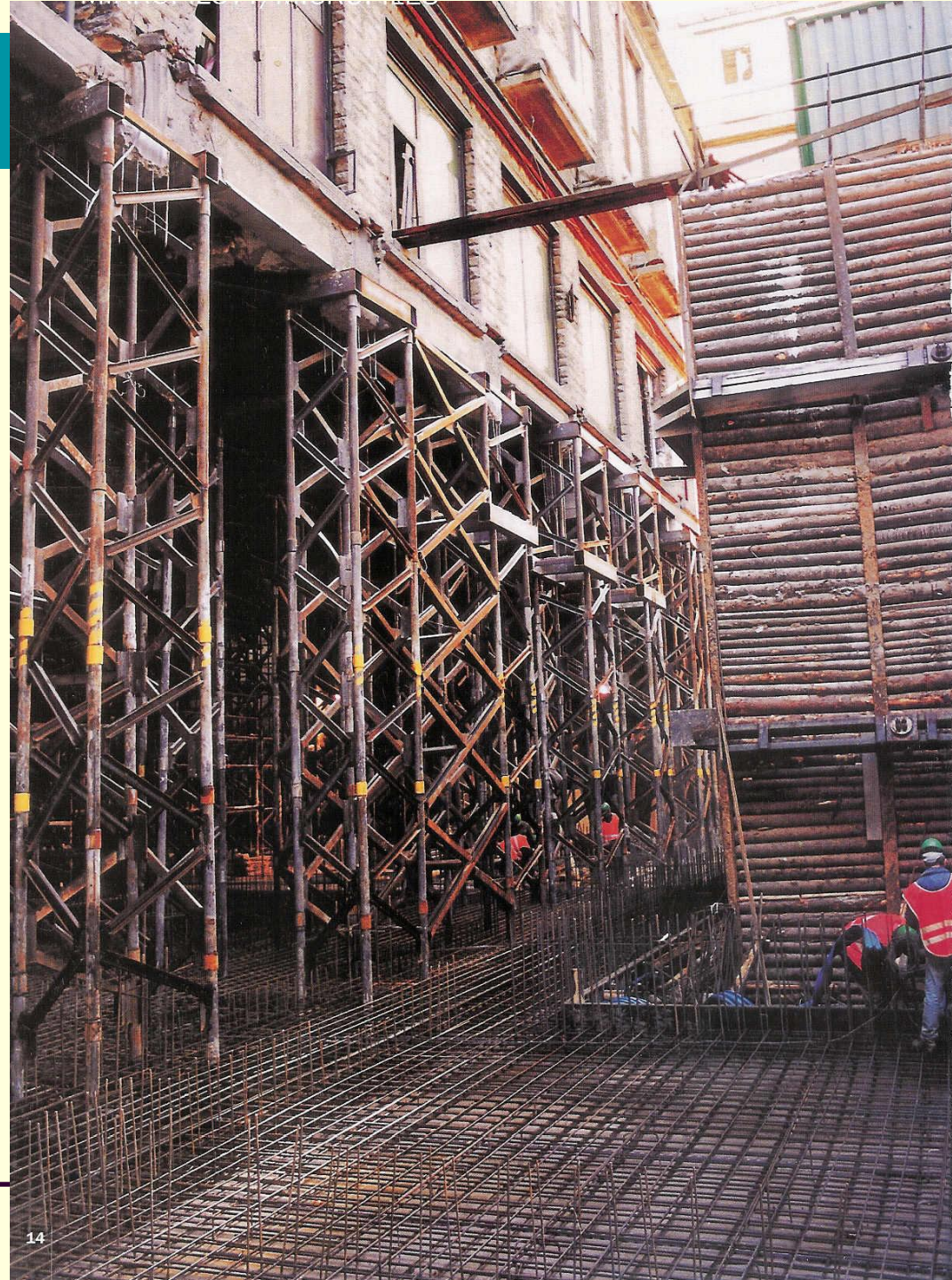


Arrangement of micropiles



# Podchytávání

Zavětrované mikropilotové prostorové  
bárky podpírají ponechanou původní  
horní stavbu před betonáží nosných  
sloupů nového skeletu



# Maloprofilové vrtání

## podle způsobu rozrušování horniny

- a) rotační (na plnou čelbu – Rotary nebo spirálové)
- b) nárazové (příklepné)
- c) kombinované (rotačně příklepné, rotačně vibrační)

# Maloprofilové vrtání

podle způsobu výnosu rozrušované horniny  
ze dna vrtu:

a) vrtání za sucha

b) vrtání výplachové (s přímými nebo nepřímým proplachem)



# Maloprofilové vrtání

**podle způsobu zajištění stability stěn:**

**a) nepažené**

**b) pažené pomocí ocelových pažnic (vesměs spojovatelných)**

**c) pažení pomocí suspenze (většinou jílové, nebo jílocementové, která zde navíc plní funkci vyplachování vrtů od vrtné měli, proto ji nazýváme vrtným výplachem**

# Příprava výztuže

## VÝZTUŽ

**silnostěnné  
trubky 90%**

délky 1,5 a 3 m  
průměry 70/12,  
89/10, 108/16

**trubní  
mikropiloty**

**speciální  
armokoš**

pruty 20-28 mm  
manž. trubka  
50/3,8

**armokošové  
mikropiloty**

**válcované profily  
(tyčové – GEWI)**

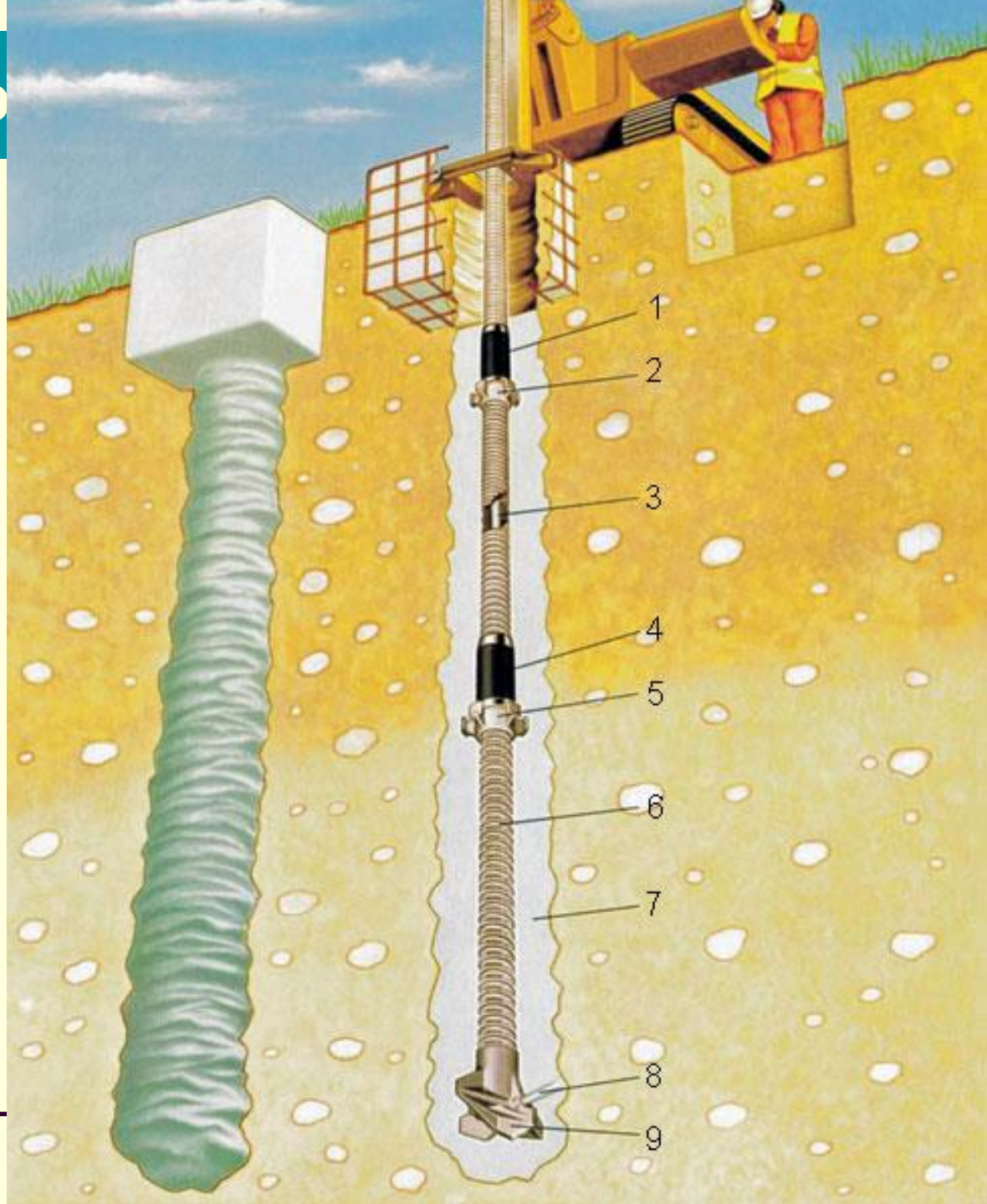
tyče profilu 50-70 mm (s  
nalisovaným hrubým  
závitem a manž. trubka  
profilu 32/3,6 se  
přípevňuje ovázáním

**speciální  
mikropiloty**

## ISCHEBECK - TITAN

### Základní části zavrtávané a injektované mikropiloty typu Titan

1, 4 – spojník, 2, 5 – centrátor, 3 – proudění výplachové směsi vnitřkem duté tyče, 6 – dutá závitová tyč typu Titan, 7 – antikorozní krytí výztuže cementem (více než 25 mm), 8 – postupné zavrtávání a vstřikování injekční směsi, 9 – jednorázová vrtná korunka



# Výztuž mikropilot

## TRUBNÍ

- ocel 11 523 - nelegovaná konstrukční jemnozrnná jakostní ocel vhodná ke svařování
- typické díly tvořící výztuž trubní mikropiloty slide 23 a příslušné rozměry slide 24
- perforace kořenové části výztužní trubky je tvořena 2mi otvory profilu 8 mm (proti sobě)

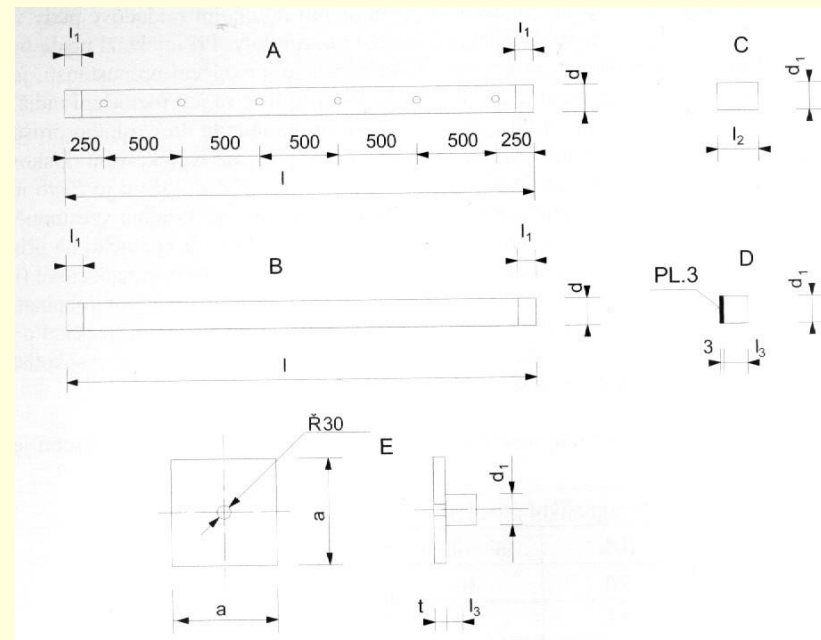


Schéma typických dílů výztužních trubek mikropilot: A – perforovaná trubka; B – plná trubka; C – spojník; D – zátka; E – hlava na tlak s nátrubkem

# Maloprofilové vrtání

Typ nástroje	Průměr nástroje podle průměru trubní výztuže mikropiloty [mm]		
	Ø 70/12	Ø 89/10	Ø 108/16
spirálový vrták	118, 140	140, 180	180, 220
listové dláto s přibírkovými stupni	75/120	75/140	75/160
valivé dláto (neagresivní prostředí)	min. 118	min. 130	min. 150
valivé dláto (agresivní prostředí)	min. 150	min. 170	min. 190
ponorné kladivo (bez pažní)	min. 118	min. 133	min. 156
pažnicová kolona Duplex (neagresivní prostředí)	121	133	156
pažnicová kolona Duplex (agresivní prostředí)	133	156	191

Doporučené minimální průměry vrtů a typy vrtných nástrojů pro mikropiloty



# Maloprofilové vrtání

Typ	Trubka A, B			Spojník C		Zátka D		Hlava na tlak E		
	$D$	$l$	$l_1$	$d_1$	$l_2$	$d_1$	$l_3$	$a$	$t$	$l_3$
70/12	70	3 000 <sup>x)</sup>	50,5	83	100	83	50	200	20	50
89/10	89	3 000 <sup>x)</sup>	58	114	150	114	75	250	20	75
108/16	108	3 000 <sup>x)</sup>	75,5	127	150	127	75	300	40	75

<sup>x)</sup> typické délky jsou 3 000 a 1 500 mm

Rozměry typických dílů výztužných trubek mikropilot

# Výztuž mikropilot

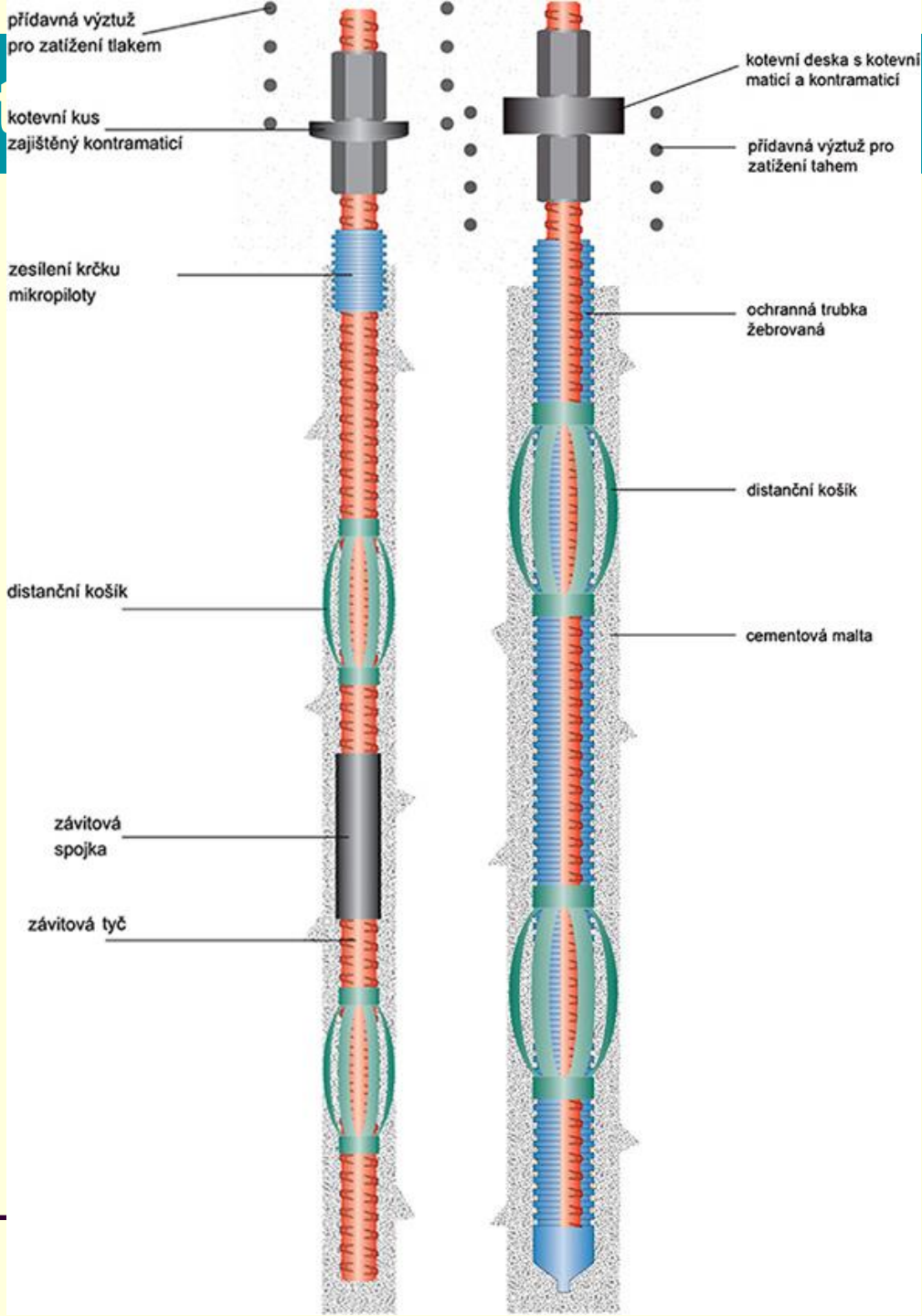
## ARMOKOŠOVÉ

- pruty profily 20-28 mm z oceli 10 425 (ocel pro výztuž betonových konstrukcí, svařitelnost zaručená) nebo 10 505 (žebírková ocel) ovinutých spirálou z profilu 5-6 mm
- středem armokoše prochází manžetová trubka z PVC profilu 50/3,8 mm opatřená v kořenové části čtveřicí vrtů profilu 6 mm
- armokoš se vyrábí zpravidla v jednom kuse a tak se i osazuje

# Výztuž mikropilotů

## TYČOVÉ

- tvarovaná ocelová tyč profilu 50-70 mm s nalisovaným hrubým závitem
- manžetová trubka profilu 32/3,6 mm se k tyči připevní ovázáním



# Zálivka

**zálivka cementová – poměr c:v=2,2:1; 1 m<sup>3</sup> zálivky 1285 kg c a 585 l v;  $\gamma = 18,7 \text{ kNm}^{-3}$ , dekantace 1%/1 hod, pevnost 20 Mpa/7 dní a 27 Mpa/28 dní**

**do vyplněného vrtu zálivkou se zapouští výztuž mikropiloty, zajistí se krytí výztuže mikropilot dle tabulky:**

**Tab 6.** Minimální krytí výztuže mikropilot /mm/ podle druhu prostředí a způsobu jejich namáhání

Druh zálivky	Neagresivní prostředí		Středně agresivní prostředí	
	tlak	tah, ohyb	tlak	tah, ohyb
cementová	20	30	40	50
malta	35	40	50	60

# Injektáž

## 1. fáze injektáže

cement CEM II/A-S min za 12 hod po osazení výztuže, pomocí obturátoru injektujeme po etážích, injekční tlak 2-4 Mpa, pokud se nedosáhne, injektuje se zpravidla:

- horniny skalní, poloskalní a nesoudržné – 15 l směsi
- soudržné – 5 l směsi
- násypy, navážky – až 50 l směsi (pokud je v nich umístěn kořen)

## 2. a další fáze

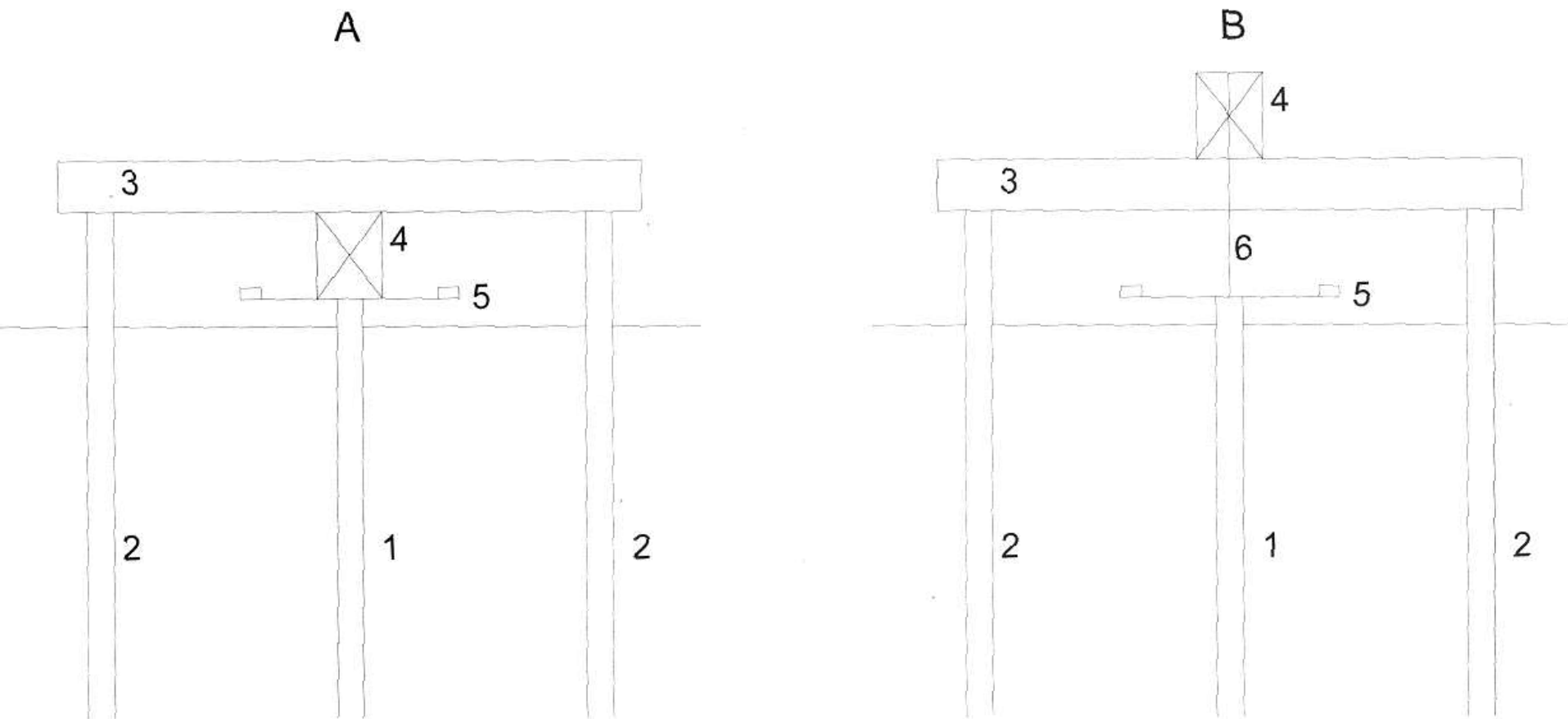
po 6-10 hod

tlak nebo spotřeba

**důraz na kořen – roztrhnutí, roztlačení injekční směsí**



# Zatěžovací zkouška



Uspořádání statické zatěžovací zkoušky mikropiloty. A – tlaková zkouška, B – tahová zkouška; 1 – zkušební mikropilota, 2 – reakční mikropiloty, 3 – zatěžovací most, 4 – hydraulický lis, 5 – měření deformací hlavy mikropiloty, 6 – táhla spojující hlavu mikropiloty s lisem

## Zatěžovací zkouška

**statická, stupňovitě zatížení**

**ustálená deformace – menší než 0,1 mm/20 min**

**3 mikropiloty**

**nesystémové mikropiloty:      systémové mikropiloty:**

- **technologie**

- **složitost**

- **únosnost**

- **vratnost nákladů**

- **tlak 1 zk./100 ks**

- **tah 1 zk./25 ks**

# Únosnost mikropilot

## Statický výpočet

a) vnější návrhová únosnost osamělé mikropiloty  $U_{mv,d}$

$$U_{mv,d} = U_{ms,d} + U_{mp,d}$$

$$U_{ms,d} = \pi \cdot d \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z \quad \text{únosnost na plášti kořene} \\ \text{(} m_z=1 \text{ pro tlak, } m_z=0,8 \text{ pro tah)}$$

$$U_{mp,d} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot R_d \quad \text{únosnost na patě tlačené} \\ \text{mikropiloty v případě jejího} \\ \text{vetknutí (příp. i opření) do} \\ \text{hornin R1 až R3 (v ostatních} \\ \text{případech tlakových mikropilot} \\ \text{se zanedbává)}$$

# Únosnost mikropilot

## Statický výpočet

a) vnější návrhová únosnost osamělé mikropiloty  $U_{mv,d}$

d – průměr mikropiloty (průměr vrtu opatřeného výztuží a zálivkou)

$R_d$  – únosnost na patě pro skalní horniny R1-R3 stanovená podle následující tabulky

$L_{ti}$  – délka kořenové části mikropiloty v příslušné i-té únosné vrstvě

$\tau_i$  – návrhová velikost plášťového tření v příslušné hornině podle tab.

$m_z$  – koeficient, jenž závisí na druhu zatížení (pro tlak  $m_z=1$ , pro tah  $m_z=0,8$ )

# Únosnost mikropilot

Hornina - třída	Typické vlastnosti	$R_d$ [MPa]
R1	$\sigma_c^{x)} > 150$ MPa	8 - 10
R2	$\sigma_c^{x)} = 50 - 150$ MPa	4 - 6
R3	$\sigma_c^{x)} = 15 - 50$ MPa	1,5 - 3

<sup>\*)</sup>  $\sigma_c$  je pevnost horniny v prostém tlaku

## Návrhové velikosti napětí $R_d$ na patě mikropilot v horninách R1-R3

Druh základové půdy	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný injektážní tlak [MPa]	Plášťové tření $\tau_i$ [MPa]
skalní horniny R1 - R4	$\sigma_c > 50$ MPa	0	-	0,6 - 1,0
poloskalní horniny R5 - R6	$\sigma_c < 50$ MPa	0 - 1	0,5 - 3,0	0,2 - 0,6
šterky písčité G4	$35^\circ < \varphi < 45^\circ, c = 0$	1 - 2	1,0 - 2,0	0,15 - 0,20
šterky jílovité G5	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 10$	1 - 2	2,0 - 4,0	0,15
písky	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 0$	2 - 3	1,5 - 4,0	0,1 - 0,15
soudržné zeminy tvrdé	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ,$ $c_u > 0,1$ MPa	1 - 3	1,5 - 3,0	0,08 - 0,14
soudržné zeminy pevné	$\varphi_u < 10^\circ,$ $50 < c_u < 150$ kPa	2 - 3	1,0 - 2,5	0,06 - 0,08
soudržné zeminy tuhé	$\varphi_u = 0^\circ,$ $25 < c_u < 50$ kPa	3 (4)	0,5 - 2,0	0,04 - 0,06

## Návrhové velikosti plášťového tření mikropilot $\tau_i$



## Statický výpočet

### b) vnitřní osová únosnost mikropiloty

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0,85 A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

plocha (oceli, cementového kamene)

návrhové napětí (ocel, cement)

dílčí součinitel (ocel, cement)

# Vzpěr

**Vzpěr**, resp. kritické osově zatížení prutu v elastické prostředí charakterizovaném modulem deformace  $E_z$  (pružnosti, pro celou délku piloty (vážený průměr v geologii)):

$$N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{(E \cdot I)_e \cdot E_z}$$

$$(E \cdot I)_e = E_a \cdot I_a + 0,85 E_{cm} / \gamma_c \cdot I_c$$

$E_a$  – modul pružnosti oceli

$E_{cm}$  - modul pružnosti cementového kamene

$I_a$  – moment setrvačnosti ocelového průřezu

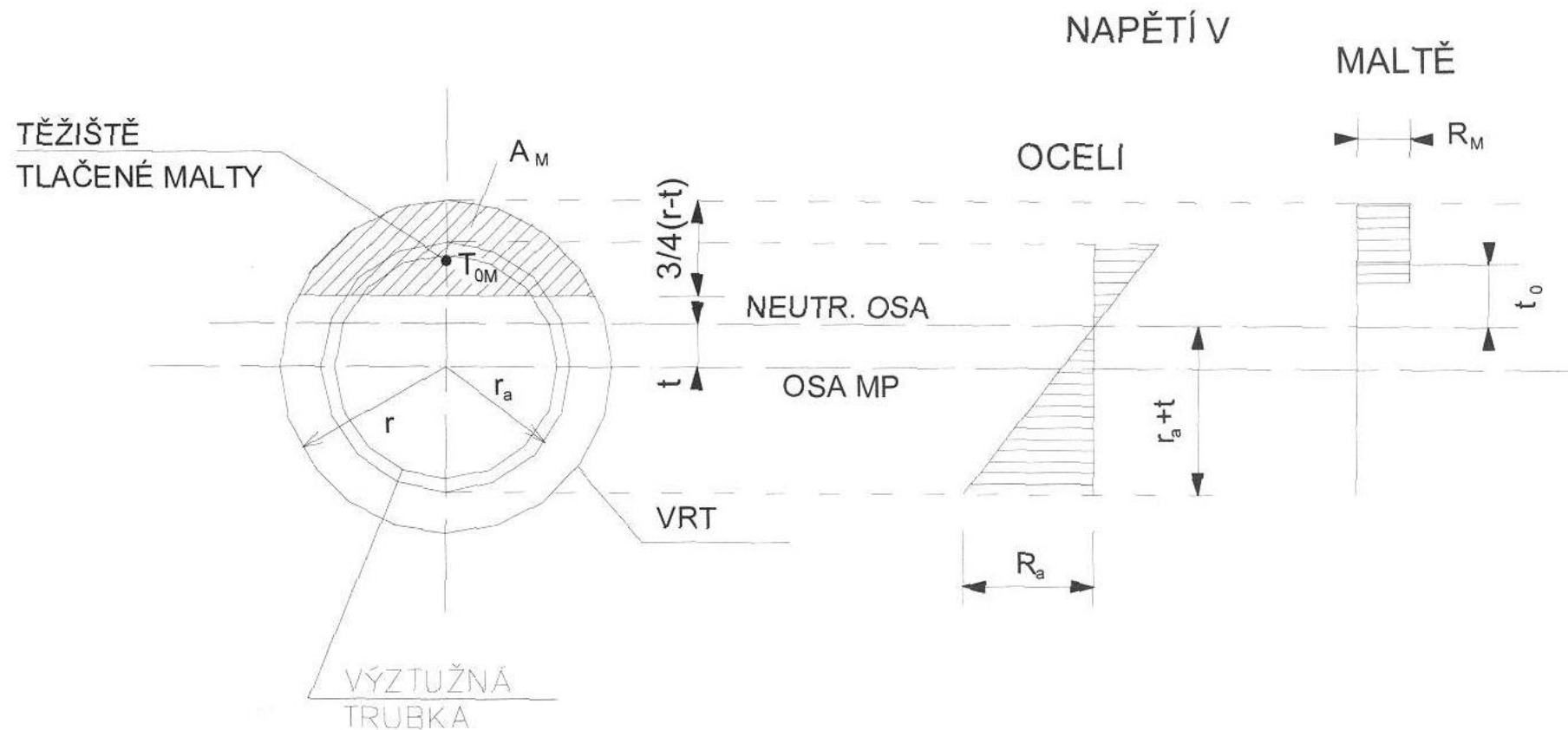
$I_c$  - moment setrvačnosti cementového kamene

- v případě mikropilot namáhaných tahem počítáme pouze s únosností ocelové výztuže

# Únosnost mikropilot

## Statický výpočet

### c) vnitřní únosnost ohýbaných mikropilot s výztužní trubicí



Statické schéma mikropiloty s výztužní trubicí pro výpočet ohybové únosnosti

# Únosnost mikropilot

## Statický výpočet

### c) vnitřní únosnost ohýbaných mikropilot s výztužní trubkou

poloha neutrální osy:

$$\frac{f_y}{\gamma_c} \cdot A_a \cdot \frac{t}{(r_a + t)} = A_m \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$t$  – vzdálenost neutrální osy od osy průřezu

$r_a$  – poloměr výztužní trubky

$A_m$  – tlačená plocha cementového kamene

Moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_c} \cdot \frac{(I_a + A_a \cdot t^2)}{(r_a + t)} + A_m \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot t_0$$

$t_0$  – vzdálenost těžiště plochy  $A_m$  od neutrální osy

# Únosnost mikropilot

## štíhlost

$$\psi = \sqrt{N_{Pl,Rd} / N_{cr}}$$

## vnitřní únosnost u vzpěru

$$R_{cd} = N_{Pl,Rd} \cdot K$$

souč. vzpěru pro stanovený  
uzavřený průřez



# Posouzení únosnosti mikropiloty

## PŘÍKLADOVÁ STUDIE

- stanovte únosnost mikropiloty s trubní výztuží profilu 108/16 mm v geotechnickém profilu:

0,0 – 3,0: násyp nehomogenní, navážka (Y),  $E_{\text{def}} = 4 \text{ Mpa}$

3,0 – 6,5: jíl písčitý, tuhý (F3,  $I_c = 0,5$ ),  $E_{\text{def}} = 6 \text{ MPa}$

6,5 – 7,5: silně zvětralá až zvětralá břidlice (R4),  $E_{\text{def}} = 40 \text{ MPa}$

7,5 – 10: slabě zvětralá břidlice (R3),  $E_{\text{def}} = 500 \text{ MPa}$

1. volba průměru vrtu  $d_v$ , délky svislé mikropiloty  $L$  a délku injektovaného kořene  $L_k$ , např.:

$$d_v = 180 \text{ mm}$$

$$L = 8,5 \text{ m}$$

$$L_k = 5 \text{ m}$$

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

- vzpěr:  $(E \cdot I)_e = E_a \cdot I_a + 0,85E_{cm}/\gamma_c \cdot I_c$

$$= E_a \cdot I_a + 0,85 \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \cdot I_c = \text{???}$$

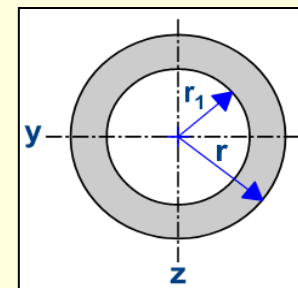
Modul pružnosti oceli 210 GPa =  $E_a$

Modul pružnosti cementového kamene 25 GPa =  $E_{cm}$

Moment setrvačnosti ocelového průřezu  $\text{???} \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = I_a$

$$I_a = \frac{\pi}{4} (r^4 - r_1^4)$$

pro trubku:



Moment setrvačnosti cementového kamene  $\text{???} \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 = I_c$

(obdobně s využitím znalosti průměru vrtu a vnějšího průměru tyče)

Dílčí součinitel pro cementový kámen 1,35 =  $\gamma_c$

Dílčí součinitel pro ocel 1,15 =  $\gamma_a$

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

kritické osové zatížení prutu v elastické prostředí charakterizovaném modulem deformace  $E_z$  (pružnosti, pro celou délku piloty (vážený průměr v geologii)):

$$N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{(E \cdot I)_e \cdot E_z} = ??? \text{ /MN/}$$

$$E_{z,mean} = \int_{i=1}^n \frac{E_{def,i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{3 \cdot 4 + 3,5 \cdot 6 + 1 \cdot 40 + 1 \cdot 500}{8,5} = ??? \text{ /MPa/}$$

*Pozn.: hodnota  $N_{cr}$  se srovná s vnitřní únosností  $N_{pl,Rd}$*

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

- **vnitřní únosnost:**

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0,85 A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = ??? \text{ /MN/}$$

Plocha tlačené oceli ??? m<sup>2</sup> = A<sub>a</sub>

Plocha tlačného cementového kamene ??? m<sup>2</sup> = A<sub>c</sub>

Návrhové napětí v oceli

??? MPa = f<sub>y</sub>

Návrhové napětí v

cementovém kameni ???

MPa = f<sub>ck</sub>

Tabulka pevností ocelové výztuže

Pevnosti ocelové výztuže				Výpočtová pevnost v tahu [MPa] betonu		
	Značka oceli	ozn.	mez kluzu (0,2) [MPa]	B12,5	B15	B20
1	10 216	E	206	165	190	190
2	10 245	K	245	180	220	220
3	10 335	J	325	180	300	300
4	10 338	T	325	180	300 (270)	300
5	10 425	V	410	180	340	370
6	10 505	R	490	180	340	450
7	KARI	W	490	180	340	450
8	sít' z drátů	S	490	180	270 (240)	300
9	sít' z drátů	SV	441	180	320 (290)	370
10	sít' (KARI)	SZ	490	180	340 (290)	420

Modul pružnosti oceli je 210 000 MPa

1) Výpočtová pevnost v tahu (tlaku), je-li uvedena jen jedna hodnota, platí i pro pevnos

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

- **vnitřní únosnost:**

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0,85 A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = ??? \text{ /MN/}$$

Plocha tlačené oceli ??? m<sup>2</sup> = A<sub>a</sub>

Plocha tlačného cementového kamene ??? m<sup>2</sup> = A<sub>c</sub>

Pevnosti betonu a oceli

Tabulka pevností a modulů pružnosti betonu

Charakteristika			třída betonu1)						
			B7,5	B12,5	B15	B20	B30	B40	B50
Normová pevnost (MPa)	v tlaku	Rbn	5,50	9,50	11,00	15,0	22,0	29,0	36,00
	v tahu	Rbtn	0,70	1,00	1,15	1,40	1,80	2,10	2,30
Výpočtová pevnost (MPa)	v tlaku	Rbd	4,50	7,50	8,50	11,5	17,0	22,0	27,50
	v tahu	Rbtn	0,48	0,66	0,75	0,90	1,20	1,40	1,55
Základní modul pružnosti2)		Rb0	16,0	21,0	23,0	277,0	32,5	36,0	39,0

1) Číselné údaje třídy značí zaručenou krychelnou pevnost (5% zkoušených krychlí o hraně 150 mm smí mít nižší pevnost) betonu v tlaku (MPa)

2) Hodnoty modulu pružnosti jsou uvedeny v GPa

Návrhové napětí v oceli

$$??? \text{ MPa} = f_y$$

Návrhové napětí v

cementovém kameni ???

$$\text{MPa} = f_{ck}$$

Tabulka nejnižší přípustné třídy betonu

Způsob použití betonu	Nejnižší přípustné třídy betonu pro výztuž o výpočtové pevnosti v tahu Rsd	
	< 210 MPa	≥ 210 MPa
Dílce o h ≥ 50 mm2)	B151)	
Dílce o h < 50 mm	B20	
Ostatní nosné prvky	B12,51)	B151)

1) Pro prvky namáhané na únavu B20

2) h je minimální tloušťka betonu nosné části dílce

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

- **vnější únosnost:**

$$U_{mv,d} = U_{ms,d} + U_{mp,d}$$

$$U_{mp,d} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot R_d = ??? \text{ /MN/}$$

**Tab 4.** Návrhové velikosti napětí  $R_d$  na patě mikropilot v horninách R1-R3

Hornina - třída	Typické vlastnosti	$R_d$ [MPa]
R1	$\sigma_c^{x)} > 150$ MPa	8 - 10
R2	$\sigma_c^{x)} = 50 - 150$ MPa	4 - 6
R3	$\sigma_c^{x)} = 15 - 50$ MPa	1,5 - 3
*) $\sigma_c$ je pevnost horniny v prostém tlaku		



# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 2. únosnost v tlaku:

- vnější únosnost:  $U_{mv,d} = U_{ms,d} + U_{mp,d} = ??? \text{ /MN/}$

$$U_{ms,d} = \pi \cdot d \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z = ??? \text{ /MN/}$$

Tab. č.5. Návrhové velikosti plášťového tření mikropilot  $\tau_i$

Druh základové půdy	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný injektážní tlak [MPa]	Plášťové tření $\tau_i$ [MPa]
skalní horniny R1 - R4	$\sigma_c > 50 \text{ MPa}$	0	-	0,6 - 1,0
poloskalní horniny R5 - R6	$\sigma_c < 50 \text{ MPa}$	0 - 1	0,5 - 3,0	0,2 - 0,6
šterky písčité G4	$35^\circ < \varphi < 45^\circ, c = 0$	1 - 2	1,0 - 2,0	0,15 - 0,20
šterky jílovité G5	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 10$	1 - 2	2,0 - 4,0	0,15
písky	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 0$	2 - 3	1,5 - 4,0	0,1 - 0,15
soudržné zeminy tvrdé	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ,$ $c_u > 0,1 \text{ MPa}$	1 - 3	1,5 - 3,0	0,08 - 0,14
soudržné zeminy pevné	$\varphi_u < 10^\circ,$ $50 < c_u < 150 \text{ kPa}$	2 - 3	1,0 - 2,5	0,06 - 0,08
soudržné zeminy tuhé	$\varphi_u = 0^\circ,$ $25 < c_u < 50 \text{ kPa}$	3 - (4)	0,5 - 2,0	0,04 - 0,06

Pozn.: vrstva navážky se považuje zpravidla za zcela neúnosnou, tedy v tomto případě s nulovým plášťovým třením!

# Posouzení únosnosti mikropiloty

2. V tlakové únosnosti máme tedy k dispozici tři hodnoty:

$U_{mv,d}$  - vnější

$N_{pl,Rd}$  - vnitřní

*Rozhoduje menší z nich!*

$N_{cr}$  - vzpěr, ten se srovnává s vnitřní únosností, musí být vyšší !

# Posouzení únosnosti mikropiloty

## 3. únosnost v tahu:

$$U_{mvt,d} = \pi \cdot d \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z = ??? \text{ /MN/}$$

Pozn.: v tomto případě  $m_z$  je rovno 0,8, opět se vrstva navážky považuje za neúnosnou!

### Pozn. pro Eurokódy (norma EC7):

- výsledná únosnost se ještě může změnit aplikací NP (návrhového přístupu), např. při aplikaci 1. mezního stavu podle NP2 je třeba pro zatížení využít koeficientů A1 a vypočtenou únosnost dělit příslušnými koeficienty  $\gamma_R$  pro R2 (Tab. 1).
- únosnost je třeba posuzovat ve vztahu k návrhovému zatížení, např. rozložení 50% stálé a 50% dynamické (tab.2. a tab.3)

# Posouzení únosnosti mikropiloty

**Tab 1.** Dílčí součinitele únosnosti  $\gamma_R$

		Značka	Soubor		
			R1	R2 <sup>x)</sup>	R3 <sup>x)</sup>
únosnost	nepříznivé	$\gamma_{R,v}$	1	1,4	1,0
usmyknutí	příznivé	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

<sup>x)</sup> podle doporučení NAD se používá pouze NP1, tedy dílčí součinitel pro R1

**Tab 2.** Dílčí součinitele zatížení a bezpečnosti základové půdy únosnosti  $\gamma_m$  pro 1. mezní stav pro trvalé i dočasné návrhové situace

Případ	Zatížení			Vlastnosti základové půdy			
	Stále jež působí		Nahodilé	* $\text{tg } \varphi$	** $c_{ef}$	*** $c_u$	**** $\sigma_c$
	nepříznivě	příznivě	nepříznivě				
A	1,00	0,95	1,50	1,10	1,30	1,20	1,20
B	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,00	1,00	1,30	1,25	1,60	1,40	1,40

\* tangens úhlu vnitřního tření efektivního i totálního,  
 \*\* efektivní soudržnost,  
 \*\*\* totální soudržnost,  
 \*\*\*\* jednoosá tlaková pevnost hornin

**Tab 3.** Dílčí součinitele únosnosti  $\gamma_m$  pro piloty vrtané a CFA (pouze NP2, tj. R2)

Únosnost	Značka	Soubor
pata	$\gamma_b$	1,1
plášť (tlak)	$\gamma_s$	1,1
celková/kombinovaná (tlak)	$\gamma_t$	1,1
plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,15

**Pozn. pro Eurokódy (norma EC7):**

**Tab .2 (případ B – NP2):**  
 $0,5 \cdot 1,35 + 0,5 \cdot 1,5 = 1,425$

**Tab 3.**

V tlaku  $P_{tl} = U_{mv,d} / (1,425 \cdot \gamma_s) = ???$

V tahu  $P_t = U_{mvt,d} / (1,425 \cdot \gamma_{s,t}) = ???$

## PŘÍKLAD NA ÚNOSNOST A POSOUZENÍ MIKROPILOTY

Stanovte únosnost mikropiloty s trubní výztuží profilu 108/16 mm v geotechnickém profilu:

0,0 – 3,0: násyp nehomogenní, navážka (Y),  $E_{def} = 4 \text{ MPa}$

3,0 – 6,5: jíl písčitý, tuhý (F3,  $I_c = 0,5$ ),  $E_{def} = 6 \text{ MPa}$

6,5 – 7,5: silně zvětralá až zvětralá břidlice (R4),  $E_{def} = 40 \text{ MPa}$

7,5 – 10: slabě zvětralá břidlice (R3),  $E_{def} = 500 \text{ MPa}$

Volba délky, délky kořene a průměru vrtu. Nezapomeňte na volbu takového průměru vrtu, aby mohla být splněna podmínka minimálního krytí výztuže v tabulce č.1.

Tab 1. Minimální krytí výztuže mikropilot /mm/ podle druhu prostředí a způsobu jejich namáhání.

Druh zálivky	Neagresivní prostředí		Středně agresivní prostředí	
	tlak	tah, ohyb	tlak	tah, ohyb
cementová	20	30	40	50
malta	35	40	50	60

Tab 2. Návrhové velikosti napětí  $R_d$  na patě mikropilot v horninách R1-R3

Hornina - třída	Typické vlastnosti	$R_d$ [MPa]
R1	$\sigma_c^{x)} > 150 \text{ MPa}$	8 - 10
R2	$\sigma_c^{x)} = 50 - 150 \text{ MPa}$	4 - 6
R3	$\sigma_c^{x)} = 15 - 50 \text{ MPa}$	1,5 - 3

\*)  $\sigma_c$  je pevnost horniny v prostém tlaku

Tab 3. Návrhové velikosti plášťového tření mikropilot  $\tau_i$

Druh základové půdy	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný injektážní tlak [MPa]	Plášťové tření $\tau_i$ [MPa]
skalní horniny R1 - R4	$\sigma_c > 50 \text{ MPa}$	0	-	0,6 - 1,0
poloskalní horniny R5 - R6	$\sigma_c < 50 \text{ MPa}$	0 - 1	0,5 - 3,0	0,2 - 0,6
šterky písčité G4	$35^\circ < \varphi < 45^\circ, c = 0$	1 - 2	1,0 - 2,0	0,15 - 0,20
šterky jílovité G5	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 10$	1 - 2	2,0 - 4,0	0,15
písky	$25^\circ < \varphi < 35^\circ, c = 0$	2 - 3	1,5 - 4,0	0,1 - 0,15
soudržné zeminy tvrdé	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ,$ $c_u > 0,1 \text{ MPa}$	1 - 3	1,5 - 3,0	0,08 - 0,14
soudržné zeminy pevné	$\varphi_u < 10^\circ,$ $50 < c_u < 150 \text{ kPa}$	2 - 3	1,0 - 2,5	0,06 - 0,08
soudržné zeminy tuhé	$\varphi_u = 0^\circ,$ $25 < c_u < 50 \text{ kPa}$	3 - (4)	0,5 - 2,0	0,04 - 0,06

Tab 4. Hodnoty pevnosti betonu (<http://stavebnikomunita.cz/profiles/blogs/pevnosti-betonu-a-oceli>)

## Pevnosti betonu a oceli

Tabulka pevností a modulů pružnosti betonu			třída betonu1)						
Charakteristika			B7,5	B12,5	B15	B20	B30	B40	B50
Normová pevnost (MPa)	v tlaku	Rbn	5,50	9,50	11,00	15,0	22,0	29,0	36,00
	v tahu	Rbtn	0,70	1,00	1,15	1,40	1,80	2,10	2,30
Výpočtová pevnost (MPa)	v tlaku	Rbd	4,50	7,50	8,50	11,5	17,0	22,0	27,50
	v tahu	Rbtn	0,48	0,66	0,75	0,90	1,20	1,40	1,55
Základní modul pružnosti2)		Rb0	16,0	21,0	23,0	277,0	32,5	36,0	39,0

1) Číselné údaje třídy značí zaručenou krychelnou pevnost (5% zkoušených krychlí o hraně 150 mm smí mít nižší pevnost) betonu v tlaku (MPa)  
2) Hodnoty modulu pružnosti jsou uvedeny v GPa

Tabulka nejnižší přípustné třídy betonu	
Způsob použití betonu	Nejnižší přípustné třídy betonu pro výztuž o výpočtové pevnosti v tahu Rsd
	< 210 MPa                      ≥ 210 MPa
Dílce o h ≥ 50 mm2)	B151)
Dílce o h < 50 mm	B20
Ostatní nosné prvky	B12,51)                      B151)

1) Pro prvky namáhané na únavu B20  
2) h je minimální tloušťka betonu nosné části dílce

Tab 5. Hodnoty pevnosti ocelové výztuže

Tabulka pevností ocelové výztuže				Výpočtová pevnost v tahu [MPa] Rsd(Rscd)1) v			Povrch betonu
Pevnosti ocelové výztuže				B12,5	B15	B20 a vyšší	
	Značka oceli	ozn.	mez kluzu (0,2) [MPa]				
1	10 216	E	206	165	190	190	hladký
2	10 245	K	245	180	220	220	žebírkový
3	10 335	J	325	180	300	300	žebírkový
4	10 338	T	325	180	300 (270)	300 (270)	žebírkový
5	10 425	V	410	180	340	375	žebírkový
6	10 505	R	490	180	340	450 (420)	žebírkový
7	KARI	W	490	180	340	450 (420)	žebírkový
8	síť z drátů	S	490	180	270 (240)	300 (270)	hladký
9	síť z drátů	SV	441	180	320 (290)	375 (340)	vtisk
10	síť (KARI)	SZ	490	180	340 (290)	420 (380)	žebírkový

Modul pružnosti oceli je 210 000 MPa  
1) Výpočtová pevnost v tahu (tlaku), je-li uvedena jen jedna hodnota, platí i pro pevnost v tlaku



**NÁVRH ŘEŠENÍ:**

1. volba průměru vrtu  $d_v$ , délky svislé mikropiloty  $L$  a délku injektovaného kořene  $L_k$ , např.:

$$d_v = 180 \text{ mm}$$

$$L = 8,5 \text{ m}$$

$$L_k = 5 \text{ m}$$

2. únosnost v tlaku:

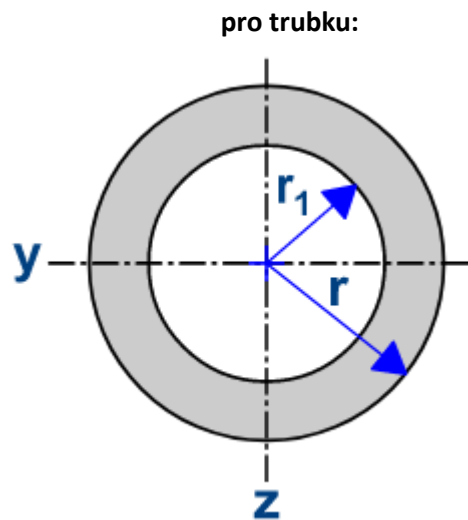
- vzpěr

$$(E \cdot I)_e = E_a \cdot I_a + \frac{0,85 E_{cm}}{\gamma_c} \cdot I_c = ?$$

Modul pružnosti oceli 210 GPa =  $E_a$

Modul pružnosti cementového kamene 25 GPa =  $E_{cm}$

$$I_a = \frac{\pi}{4} (r^4 - r_1^4)$$



Moment setrvačnosti ocelového průřezu  $I_a = \frac{\pi}{4} (54^4 - 8^4) = 0,78(8503056 - 4096) = 6,675 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

Moment setrvačnosti cementového kamene  $I_c = \frac{\pi}{4} (90^4 - 8^4) = 0,78(65610000 - 8503056) = 4,485 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$

(obdobně s využitím znalosti průměru vrtu a vnějšího průměru tyče)

Dílčí součinitel pro cementový kámen  $1,35 = \gamma_c$

Dílčí součinitel pro ocel  $1,15 = \gamma_a$

$$N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{(E \cdot I)_e \cdot E_z} = ? \text{ MPa}$$

Průměrný deformační modul vrstev zemin na délku mikropiloty:

$$E_{z,mean} = \int_{i=1}^n \frac{E_{def,i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \quad ? \quad \text{MPa}$$

- vnější únosnost:

$$U_{mv,d} = U_{mp,d} + U_{ms,d}$$

$$U_{ms,d} = \pi \cdot d \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z = \quad ? \quad \text{kN}$$

$d$  – průměr mikropiloty (průměr vrtu opatřeného výztuží a zálivkou) = 0,18 m

$R_d$  – únosnost na patě pro skalní horniny R1-R3 stanovená podle následující tabulky č.2.

$L_{ti}$  – délka kořenové části mikropiloty v příslušné i-té únosné vrstvě

$\tau_i$  – návrhová velikost plášťového tření v příslušné hornině podle tab. č.3.

$m_z$  – koeficient, jenž závisí na druhu zatížení (pro tlak  $m_z = 1$ , pro tah  $m_z = 0,8$ ) = 1,0

$$U_{mp,d} = \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot R_d = \quad ? \quad \text{kN}$$

$$U_{mv,d} = U_{mp,d} + U_{ms,d} = \quad ? \quad \text{kN}$$

- vnitřní únosnost:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0,85 A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$A_a$  – plocha tlačené oceli;  $A_a = \pi \cdot 54^2 - \pi \cdot 8^2 = 0,00896 \text{ m}^2$

$A_c$  – plocha tlačného cementu;  $A_c = \pi \cdot 90^2 - \pi \cdot 54^2 = 0,0163 \text{ m}^2$

$f_y$  – návrhové napětí v oceli, viz tab. č. 5 = 500 MPa

$f_{ck}$  – návrhové napětí v cementovém kameni, viz tab. č. 4 = 25 MPa

$$N_{pl,Rd} = \quad ? \quad \text{MN}$$

Posouzení vnitřní a vnější:  $N_{pl,Rd} > U_{mv,d}$ , tzn. bereme menší hodnotu, tedy vnější nebo vnitřní?

Posouzení vzpěrné pevnosti:  $N_{cr} > N_{pl,Rd}$ , tzn. vzpěrná pevnost výrazně překračuje nebo nepřekračuje vnitřní únosnost?

3. únosnost v tahu:

$$U_{mvt,d} = \pi \cdot d \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z = ? \quad kN$$

4. aplikace 1. mezního stavu podle:

- výsledná únosnost se ještě může změnit aplikací NP (návrhového přístupu), např. při aplikaci 1. mezního stavu podle NP2 je třeba pro zatížení využít koeficientů A1 a vypočtenou únosnost dělit příslušnými koeficienty  $\gamma_R$  pro R2 (tab 6).

Tab 6. Dílčí součinitele únosnosti  $\gamma_R$

		Značka	Soubor		
			R1	R2 <sup>x)</sup>	R3 <sup>x)</sup>
únosnost	nepříznivé	$\gamma_{R,v}$	1	1,4	1,0
usmyknutí	příznivé	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
<sup>x)</sup> podle doporučení NAD se používá pouze NP1, tedy dílčí součinitel pro R1					

- únosnost je třeba posuzovat ve vztahu k návrhovému zatížení, např. rozložení 50% stálé a 50% dynamické (tab 7. a tab 8)

Tab 7. Dílčí součinitele zatížení a bezpečnosti základové půdy únosnosti  $\gamma_m$  pro 1. mezní stav pro trvalé i dočasné návrhové situace

Případ	Zatížení			Vlastnosti základové půdy			
	Stále jež působí		Nahodilé	* $\text{tg } \varphi$	** $c_{ef}$	*** $c_u$	**** $\sigma_c$
	nepříznivě	příznivě	nepříznivě				
A	1,00	0,95	1,50	1,10	1,30	1,20	1,20
B	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,00	1,00	1,30	1,25	1,60	1,40	1,40
* tangens úhlu vnitřního tření efektivního i totálního,							
** efektivní soudržnost,							
*** totální soudržnost,							
**** jednoosá tlaková pevnost hornin							

Tab 8. Dílčí součinitele únosnosti  $\gamma_R$

Únosnost	Značka	Soubor
pata	$\gamma_b$	1,1
plášť (tlak)	$\gamma_s$	1,1
celková/kombinovaná (tlak)	$\gamma_t$	1,1
plášť v tahu	$\gamma_{s,t}$	1,15

Tab 7:  $0,5 \cdot 1,35 + 0,5 \cdot 1,5 = 1,425$  (rozložení zatížení 50/50 při NP2, tzn. situaci B)

**Tab 8:**

$$V \text{ tlaku } P_{tl} = \frac{U_{mv,d}}{Tab7+Tab8} = ? \quad kN$$

$$V \text{ tahu } P_t = \frac{U_{mvt,d}}{Tab7+Tab8} = ? \quad kN$$

# Geotechnické navrhování

- ČSN EN 1997-1
- Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
- Část 1: Obecná pravidla

## Obsah EC 7-1

1/2

- 1 Všeobecně
- 2 Zásady navrhování geotechnických konstrukcí
- 3 Geotechnické údaje
- 4 Stavební dozor, monitoring a údržba
- 5 Násypy, odvodňování, zlepšování a vyztužování základové půdy
- 6 Plošné základy
- 7 Pilotové základy
- 8 Kotvení
- 9 Opěrné konstrukce



## Obsah EC 7-1

2/2

- 10 Hydraulické porušení
- 11 Celková stabilita
- 12 Násypy

Příloha A (normativní)

Přílohy B-J (informativní)

Národní příloha (informativní)

## Mezní stavy únosnosti - ULS

**EQU:** ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy, uvažované jako tuhé těleso;

**STR:** vnitřní porušení nebo nadměrná deformace konstrukce nebo konstrukčních prvků;

**GEO:** porušení nebo nadměrná deformace základové půdy;

**UPL:** ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku zdvihu tlakem vody (vztlaku);

**HYD:** nadzdvihování, vnitřní eroze a sufoze v základové půdě způsobené hydraulickými spády.

# Geotechnické navrhování

## 1. Geotechnická kategorie

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.

*(zanedbatelné riziko ztráty celkové stability nebo pohybů základové půdy, základové poměry známé ze srovnatelné místní zkušenosti a dostatečně spolehlivé, neprovádí se výkop pod HPV nebo podle místní srovnatelné zkušenosti nebude komplikovaný)*

Postupy pro návrh základu a provádění mohou obsahovat rutinní metody.

# Geotechnické navrhování

## 2. Geotechnická kategorie

Konvenční typy konstrukcí a základů s běžným rizikem nebo jednoduchými základovými poměry či zatěžovacími podmínkami.

*(plošné, roštové a 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 požadavky na vodotěsnost nebo jiné požadavky)*

Používat kvantitativní geotechnické údaje a rozbory, mohou se používat rutinní postupy pro terénní a laboratorní zkoušky, návrh a provádění.

## 3. Geotechnická kategorie

Konstrukce nebo části konstrukcí, které nespádají do 1. a 2. geotechnické kategorie.

*(velmi velké nebo neobvyklé konstrukce; konstrukce vyvolávající abnormální riziko nebo konstrukce ve složitých základových poměrech nebo konstrukce složitě zatížené; konstrukce ve vysoce seismických oblastech; konstrukce v oblastech pravděpodobné nestability staveniště nebo stálých pohybů základové půdy, které vyžadují zvláštní průzkum nebo speciální opatření.)*

3. geotechnická kategorie má běžně zahrnovat alternativní ustanovení a pravidla k těm v této normě.

## Návrhové situace

1/4

Musí se uvažovat jak krátkodobé tak dlouhodobé návrhové situace.

Podrobná klasifikace návrhových situací v geotechnickém návrhu má zahrnovat:

*zatížení, jejich kombinaci a zatěžovací případy;*

*obecnou vhodnost základové půdy, na které je umístěna konstrukce, vzhledem k celkové stabilitě a pohybům základové půdy;*

*dispozici a klasifikaci různých zón zeminy, horniny a prvků konstrukce, které se uplatní v jakémkoli výpočetním modelu;*

*sklon podložních vrstev;*



*hornické práce, kaverny nebo jiné podzemní konstrukce;  
v případě konstrukcí spočívajících na nebo blízko hornin:*

*mezilehlé tvrdé a měkké vrstvy;*

*poruchy, pukliny, trhliny;*

*možnou nestabilitu horninových bloků;*

*vyluhované dutiny jako jsou závrtky nebo trhliny  
vyplněné měkkým materiálem a pokračující proces  
vyluhování;*

## Návrhové situace

3/4

*prostředí, uvnitř kterého je vypracován návrh:*

*vliv vyplavování, eroze a výkopu vedoucí ke změnám v geometrii zemského povrchu;*

*vliv chemické koroze; vliv zvětrávání;*

*vliv promrzání; vliv dlouhodobého vysoušení;*

*vliv změn výšky hladiny podzemní vody včetně vlivu odvodnění, možných povodní, poruch drenážního systému, využití vody;*

*přítomnost plynů unikajících ze základové půdy;*

*ostatní účinky času a prostředí na smykovou pevnost a ostatní vlastnosti materiálu, např. vliv děr způsobených zvířaty;*

*zemětřesení;*

*zemní pohyby zapříčiněné dolováním nebo jinými aktivitami;*

*citlivost konstrukce na deformace;*

*vliv nové konstrukce na stávající konstrukce, inženýrské sítě a místní prostředí.*

## Zatížení

1/3

Při navrhování geotechnických konstrukcí se má uvažovat jako zatížení:

*tíha zeminy, horniny a vody;*

*napětí v základové půdě;*

*zemní tlaky a tlak podzemní vody;*

*tlaky volné vody včetně tlaků vln;*

*tlaky podzemní vody;*

*průsakové síly;*

*užitná nebo vložená zatížení z konstrukcí;*

*zatížení povrchu;*

## Zatížení

2/3

*vázací síly;*

*odstranění zatížení nebo výkop základové půdy;*

*dopravní zatížení;*

*pohyby vyvolané dolováním nebo jiným budováním podzemních prostor nebo tunelováním;*

*bobtnání a smršťování vyvolané vegetací a změnami podnebí nebo vlhkosti;*

*pohyby vyvolané sekundární konsolidací nebo usmyknutím nebo sedáním masy základové půdy;*

## Zatížení

3/3

*pohyby vyvolané degradací, disperzí, dekompozicí, vlastním zhutňováním a rozpouštěním;*

*pohyby a zrychlení vyvolané zemětřesením, výbuchy, vibracemi a dynamickými zatíženími;*

*vliv teploty včetně účinků mrazu;*

*zatížení ledem;*

*zavedená předpětí v zemních kotvách nebo rozpěrách;*

*negativní tření.*



## Vlastnosti základové půdy

1/3

Vlastnosti zemních a skalních masivů, které jsou kvantifikovány geotechnickými parametry, se musí získat z výsledků zkoušek buď přímo nebo korelací, teorií nebo empiricky a z jiných relevantních údajů.

Hodnoty získané z výsledků zkoušek a ostatní údaje se musí pro uvažovaný mezní stav přijatelně interpretovat.

Pozornost se musí věnovat rozdílu mezi vlastnostmi základové půdy a geotechnickými parametry získanými z výsledků zkoušek a těmi, které řídí chování geotechnické konstrukce.

## Vlastnosti základové půdy

2/3

Rozdíly mohou způsobit následující faktory:

*četné geotechnické parametry nejsou pravé konstanty, ale závisí na úrovni napětí a způsobu deformace;*

*stavba zeminy a horniny (puklinatost, vrstevnatost nebo velké částice) může hrát různou roli při zkoušce a v geotechnické konstrukci;*

*vliv času;*

*účinek prosakující vody na snížení smykové pevnosti zemin a hornin;*

## Vlastnosti základové půdy

3/3

*možný účinek změkčení dynamickým zatížením;  
křehkost nebo tažnost zkoušené zeminy a horniny;  
metoda výstavby geotechnické konstrukce;  
vliv kvality provádění na uměle nasypanou nebo  
zlepšenou základovou půdu;  
vliv stavební činnosti na vlastnosti základové půdy.*

## Plošné základy – mezní stavy

Musí se uvažovat následující mezní stavy a musí se sestavit jejich příslušný seznam:

*ztráta celkové stability;*

*únosnost, vytlačení, zaboření;*

*porušení smykem;*

*kombinované porušení v základové půdě a v konstrukci;*

*porušení konstrukce v důsledku pohybu základu;*

*nadměrná sedání;*

*nadměrné zvednutí v důsledku bobtnání, mrazu a jiných příčin;*

*nepříjemné vibrace.*

# Geotechnické navrhování

## Plošné základy – návrhové metody

**přímá metoda**, u které se vypracují oddělené analýzy pro každý mezní stav. Pokud se kontroluje dosažení mezního stavu únosnosti, musí mechanismus porušení co nejpřesněji modelovat předpokládaný; ke kontrole mezního stavu použitelnosti se musí použít výpočet sedání;

**nepřímá metoda**, která užívá srovnatelnou zkušenost a výsledky terénních nebo laboratorních měření nebo pozorování a vybraná zatížení ve vztahu k meznímu stavu použitelnosti tak, aby splňovala požadavky všech relevantních mezních stavů;

**metoda předběžného opatření**, při které se použije předpokládaná únosnost

# Geotechnické navrhování

## Pilotové základy – všeobecně

Ustanovení této kapitoly se musí použít na opřené piloty, plovoucí piloty, tažené piloty a příčně zatížené piloty instalované beraněním, zatlačováním a šroubováním nebo vrtáním s nebo bez injektování.

*Ustanovení této kapitoly se nemají přímo použít na návrh pilot, které jsou zamýšleny ke snížení sedání, jako je tomu v některých podpilotovaných roštových základech.*

Pro provádění pilot se musí použít následující normy:

EN 1536:1999, pro vrtané piloty;

EN 12063:2000, pro štětové stěny;

EN 12699:2000, pro ražené piloty;

EN 14199:2005, pro mikropiloty.



# Geotechnické navrhování

## Pilotové základy – mezní stavy

Musí se uvažovat a sestavit jejich příslušný seznam:

*ztráta celkové stability;*

*porušení únosnosti pilotového základu;*

*vztlak nebo nedostatečná únosnost v tahu pilotového základu;*

*porušení základové půdy v důsledku příčného zatížení pilotového základu;*

*konstrukční porušení piloty v tlaku, tahu, ohybu, vybočení nebo smyku;*

*kombinované porušení v základové půdě a pilotovém základu;*

*kombinované porušení v základové půdě a konstrukci;*

*nadměrné sedání;*

*nadměrný zdvih dna;*

*nadměrný boční pohyb;*

*nepříjemné vibrace.*

# Geotechnické navrhování

## Pilotové základy – návrhové metody

Musí být založeny:

*na výsledcích statických zatěžovacích zkoušek, které byly potvrzeny výpočty nebo jinak a jsou v souladu s ostatní relevantní zkušeností;*

*na empirických nebo analytických výpočetních metodách, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných situacích;*

*na výsledcích dynamických zatěžovacích zkoušek, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných situacích;*

*na pozorovaném chování srovnatelného pilotového základu podpořeném výsledky průzkumu staveniště a zkouškami základové půdy.*

## Pilotové základy – návrhová doporučení

1/5

Musí se uvažovat chování osamělých pilot, pilotových skupin a tuhost a pevnost konstrukce spojující piloty.

Při výběru výpočetních metod a hodnot parametrů základové půdy s využitím výsledků zatěžovací zkoušky se musí uvažovat trvání a změny zatížení v čase.

Jak ve výpočtech, tak v interpretacích výsledků zatěžovací zkoušky se musí uvažovat plánované budoucí umístění nebo odstranění nadloží nebo potenciální změny v režimu podzemní vody.

## Pilotové základy – návrhová doporučení

2/5

Výběr typu piloty včetně kvality materiálu piloty a metody instalace, musí vzít v úvahu:

*podmínky podzemní vody a základové poměry na staveništi včetně přítomnosti nebo možnosti překážek v základové půdě;*

*vzniklá napětí v pilotě během instalace;*

*možnost ochránit a vyzkoušet integritu piloty, která byla instalována;*

*vliv metody a sled instalace pilot, které již byly instalovány na přilehlé konstrukce nebo inženýrské sítě;*

*tolerance, za kterých může být pilota reálně instalována;*  
*škodlivý vliv chemikálií v základové půdě;*  
*možnosti propojení různých režimů podzemní vody;*  
*nakládání a doprava pilot;*  
*vliv výstavby piloty na okolní budovy.*

## Pilotové základy – návrhová doporučení

4/5

Při uvažování výše uvedených aspektů se má věnovat pozornost následujícímu:

*rozmístění pilot v pilotových skupinách;*

*přemístěním nebo vibracím přilehlých konstrukcí v důsledku instalace pilot;*

*typu použitého beranu nebo vibrátoru;*

*dynamickým napětím v pilotě během beranění;*

*pro ty typy vrtaných pilot, kde se používá výplach uvnitř vrtu, je potřebné udržovat tlak výplachu na úrovni, která zajistí, že vrt nekolabuje a nevyskytne se hydraulické porušení dna;*



## Pilotové základy – návrhová doporučení

5/5

*čištění dna a někdy pláště vrtu, zvláště za použití bentonitu, aby se odstranil rozrušený materiál;*

*místní nestabilitě pláště během betonování, která může způsobit vnikání zeminy do piloty,*

*vniku zeminy nebo podzemní vody do průřezu piloty betonované na místě a možnému porušení vlhkého betonu prouděním podzemní vody pilotou;*

*vlivu vrstev nenasyceného písku kolem piloty, který odsává vodu z betonu;*

*zpomalujícímu vlivu chemikálií v zemině;*

*zhuťování zeminy způsobené beraněním ražených pilot;*

*porušení zeminy v důsledku vrtání pilotové ohlubně.*

# Geotechnické navrhování

## Návrhové přístupy

*Dílčí součinitele v Příloze A, které se užijí v rovnicích, jsou uspořádány do skupin označených A (pro zatížení nebo účinky zatížení), M (pro parametry zemin) a R (pro odporu). Jsou vybrány podle návrhového přístupu, který je použit.*

### Návrhový přístup 1

**S výjimkou návrhu osově zatížených pilot a kotev** se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane s následující kombinací souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace 1: A1 “+” M1 “+” R1**

**Kombinace 2: A2 “+” M2 “+” R1,**

kde “+” znamená: “bude kombinováno s”.

*V kombinacích 1 a 2 se dílčí součinitele použijí na zatížení a parametry smykové pevnosti základové půdy.*

# Geotechnické navrhování

## Návrhové přístupy

**Pro návrh osově zatížených pilot a kotev** se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace 1: A1 “+” M1 “+” R1**

**Kombinace 2: A2 “+” (M1 nebo M2) “+” R4**

*V kombinaci 1 se dílčí součinitele použijí na zatížení a parametry smykové pevnosti základové půdy. V kombinaci 2 se dílčí součinitele použijí na zatížení, na odpor základové půdy a někdy na parametry základové půdy.*

*V kombinaci 2 se užívá soubor M1 pro výpočet odporu pilot nebo kotev a soubor M2 pro výpočet nepříznivých zatížení pilot vystavených negativnímu plášťovému tření nebo příčnému zatížení.*

Pokud je zřejmé, že jedna ze dvou kombinací řídí návrh, výpočty pro druhou kombinaci se nemusí provádět. Ovšem různé kombinace mohou být kritické pro různé aspekty téhož návrhu.

## Návrhové přístupy

### Návrhový přístup 2

Musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace: A1 “+” M1 “+” R2**

*Při tomto přístupu se dílčí součinitele použijí na zatížení nebo na účinky zatížení a na odpor základové půdy.*

*Pokud se použije tento přístup pro analýzu svahu a celkové stability, výsledný účinek zatížení na plochu porušení se vynásobí  $\gamma_E$  a smykový odpor podél plochy porušení se vydělí  $\gamma_{R,e}$ .*

# Geotechnické navrhování

## Návrhové přístupy

### Návrhový přístup 3

Musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

**Kombinace: (A1\* nebo A2†) “+” M2 “+” R3**

\*na zatížení konstrukce

†na geotechnická zatížení

*Při tomto přístupu se dílčí součinitele použijí na zatížení nebo na účinky zatížení z konstrukce a na smykové parametry základové půdy.*

*Pro analýzu svahu a celkové stability se zatížení na zeminu (např. zatížení konstrukcí, dopravní zatížení) považuje jako geotechnické zatížení a použije se soubor součinitelů zatížení A2.*

## Mezní stavy použitelnosti

Ověření mezních stavů použitelnosti v základové půdě nebo v konstrukční sekci, prvku nebo spojení, musí vyžadovat buď, že:

$$E_d \leq C_d,$$

nebo se musí prokázat, že se mobilizuje dostatečně malá část smykové pevnosti základové půdy, aby se udržela deformace v požadovaných mezích použitelnosti. Tento zjednodušený přístup je omezen na návrhové situace, kde:

- hodnota deformace se nevyžaduje k ověření mezního stavu použitelnosti
- existuje srovnatelná zkušenost v podobné základové půdě, konstrukci a aplikační metodě.

*Dílčí součinitele pro mezní stavy použitelnosti se mají obvykle rovnat 1,0.*

Mezní hodnota jednotlivé deformace je hodnota, při které se předpokládá, že se vyskytne v podporované konstrukci mezní stav použitelnosti. Tato mezní hodnota se musí dohodnout během návrhu podporované konstrukce.



# Geotechnické navrhování

## Dílčí součinitele dle návrhových přístupů: plošné základy

	<b>NP 1</b>		<b>NP 2</b>	<b>NP 3</b>
	Kombinace 1	Kombinace 2		
	<b>A1+M1+R1</b>	<b>A2+M2+R1</b>	<b>A1+M1+R2</b>	<b>(A1 v A2)+M2+R3</b>
$\gamma_{F, E, G}$	1,35/1,0	1,0/1,0	1,35/1,0	(1,35 v 1,0)/1,0
$\gamma_{F, E, Q}$	1,5/0,0	1,3/0,0	1,5/0,0	(1,5 v 1,3)/0,0
$\gamma_{\phi'} \quad \gamma_{c'}$	1,0	1,25	1,0	1,25
$\gamma_{cu} \quad \gamma_{qu}$	1,0	1,4	1,0	1,4
$\gamma_{Rv} \quad \gamma_{Re}$	1,0	1,0	1,4	1,0
$\gamma_{Rh}$	1,0	1,0	1,1	1,0

# Geotechnické navrhování

## Dílčí součinitele dle návrhových přístupů: pilotové základy

	<b>NP 1</b>		<b>NP 2</b>	<b>NP 3</b>
	Komb. 1	Kombinace 2		
	<b>A1+M1+R1</b>	<b>A2+M1(2)+R4</b>	<b>A1+M1+R2</b>	<b>(A1 v A2)+M2+R3</b>
$\gamma_{F,E,G}$	1,35/1,0	1,0/1,0	1,35/1,0	(1,35 v 1,0)/1,0
$\gamma_{F,E,Q}$	1,5/0,0	1,3/0,0	1,5/0,0	(1,5 v 1,3)/0,0
$\gamma_{\phi'} \quad \gamma_{c'}$	1,0	1,0 (1,25)	1,0	1,25
$\gamma_{cu} \quad \gamma_{qu}$	1,0	1,0 (1,4)	1,0	1,4
$\gamma_R$	Tab.	Tab.	Tab.	Tab.
$\gamma_R$	Tab.	Tab.	Tab.	Tab.

# Geotechnické navrhování

## Dílčí součinitele únosnosti vrtaných pilot

Únosnost	R1	R2	R3	R4
Patka	1,25	1,1	1,0	1,6
Plášť (tlak)	1,0	1,1	1,0	1,3
Celková (tlak)	1,15	1,1	1,0	1,5
Plášť (tah)	1,25	1,15	1,1	1,6

# Geotechnické navrhování

## Dílčí součinitele dle návrhových přístupů: vrtané piloty

	<b>NP 1</b>		<b>NP 2</b>	<b>NP 3</b>
	Komb. 1	Kombinace 2		
	<b>A1+M1+R1</b>	<b>A2+M1(2)+R4</b>	<b>A1+M1+R2</b>	<b>(A1 v A2)+M2+R3</b>
$\gamma_{F,E,G}$	1,35/1,0	1,0/1,0	1,35/1,0	(1,35 v 1,0)/1,0
$\gamma_{F,E,Q}$	1,5/0,0	1,3/0,0	1,5/0,0	(1,5 v 1,3)/0,0
$\gamma_{\varphi'} \quad \gamma_{c'}$	1,0	1,0 (1,25)	1,0	1,25
$\gamma_{cu} \quad \gamma_{qu}$	1,0	1,0 (1,4)	1,0	1,4
$\gamma_b$	1,25	1,6	1,1	1,0
$\gamma_s$	1,0	1,3	1,1	1,0

# Geotechnické navrhování

**Korelační součinitele pro odvození charakteristických únosností pilot ze zkoušek zatěžovacích a základové půdy**

n	1	2	3	4	>4
průměr	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
minimum	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

n	1	2	3	4	5	7	10
průměr	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
minimum	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

# Geotechnické navrhování

## Provádění speciálních geotechnických prací

- ČSN EN 1536:1999 - Vrtané piloty
- ČSN EN 12699:2001 - Ražené piloty
- ČSN EN 14199:2005 - Mikropiloty
- ČSN EN 12063:2000 - Štětové stěny
- ČSN EN 1537:2001 - Injektované horninové kotvy
- ČSN EN 1538:2001 - Podzemní stěny
- ČSN EN 12715:2001 - Injektáže
- ČSN EN 12716:2002 - Trysková injektáž
- ČSN EN 14475:2006 - Vyztužené zemní konstrukce
- ČSN EN 14679:2006 - Hlubkové zlepšování zemin
- ČSN EN 14731:2006 - Hlubkové zhutňování zemin vibrováním





17. LISTOPADU 2175/15  
708 00 OSTRAVA-PORUBA

[univerzita@vsb.cz](mailto:univerzita@vsb.cz)

[www.vsb.cz](http://www.vsb.cz)

Transformace formy a obsahu  
vysokoškolského vzdělávání  
na VŠB-TUO

NPO VŠB-TUO MSMT-  
16605/2022