



Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zakládání staveb – Pažené a těsněné stavební jámy

doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta



evropský
sociální
fond v ČR



EVROPSKÁ UNIE



MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY



OP Vzdělávání
pro konkurenceschopnost

INVESTICE DO ROZVOJE VZDĚLÁVÁNÍ

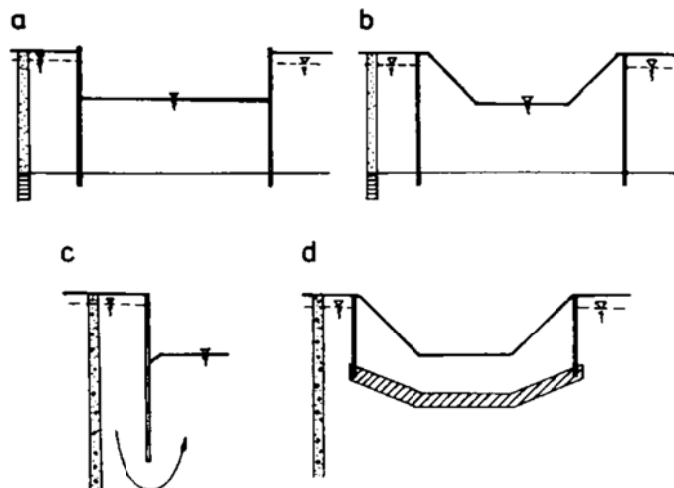
Inovace studijního oboru Geotechnika CZ.1.07/2.2.00/28.0009.

Tento projekt je spolufinancován Evropským sociálním fondem a státním rozpočtem ČR.

PAŽENÉ A TĚSNĚNÉ STAVEBNÍ JÁMY

- svislé stěny
- vyšší náklady než svahované
- obrys se zvyšuje max. o 1m (izolace, bednění)

účel - zachycení zemních tlaků



Obr. 1. Funkce stavební jámy

a) pažící a těsnící, b) těsnící, c) pažící s možností obtékání pažící stěny, d) těsnící s injektovaným dnem

PAŽÍCÍ KONSTRUKCE

- a) záporové pažení
- b) štětovnicové stěny
- c) pilotové stěny
- d) podzemní stěny

často se kombinují s rozpěrnými nebo kotevními systémy

AD a) Podzemní voda pod dnem stavební jámy, hloubka 15 - 20 m.

zápora - nosník typu I, který se zabírá nebo vloží do vrtu. Zasahuje min. 1,5 m pod dno jámy.

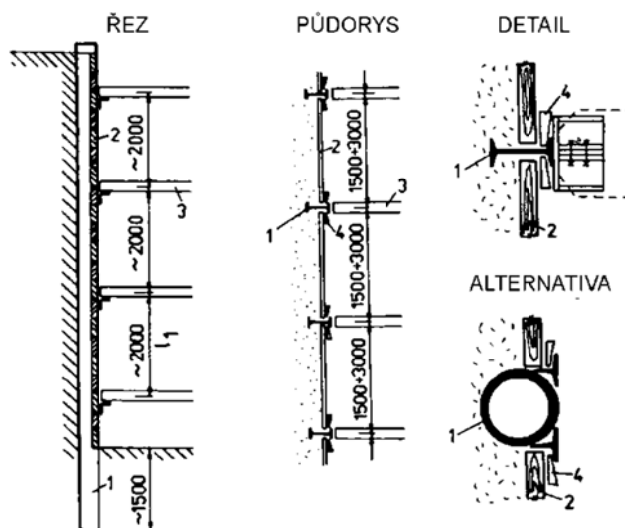
Max. ohybový moment:

$$M_{MAX} = \frac{1}{10} f l l_1^2$$

f - rovnoměrné zatížení tlakem zeminy

l - vzdálenost rozpěr v půdorysu

l_1 - vzdálenost rozpěr ve svislém směru

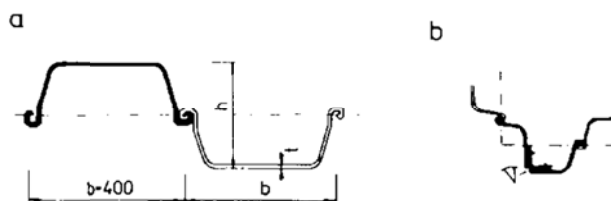


Obr. 2. Záporové pažení
1 - zápora, 2 - pažnice, 3 - rozpěra, 4 - klín

Po skončení zakládání se rozeberou.

AD b) Štětovnicová stěna - souvislá stěna zhotovená beraněním, vibroberaněním nebo vplavováním pažících prvků.

Pažící prvky - ocelové štětovnice nejčastěji typu LARSEN; výhoda - libovolný tvar jámy



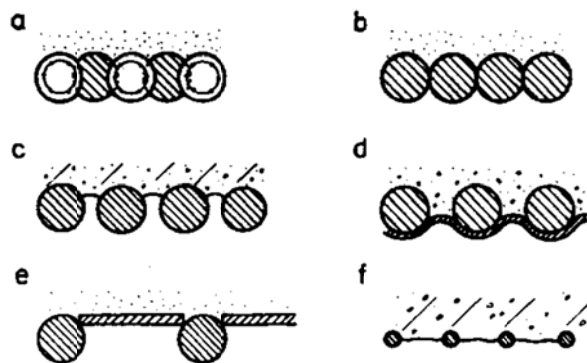
Obr. 3. Ocelová štětovnice typu LARSEN
a) příčný řez, b) úprava nároží

Beranění - v párech do zámků u zaberaněných štětovnic; do volného zámku se vkládá trn (zabraňuje vniku zeminy).

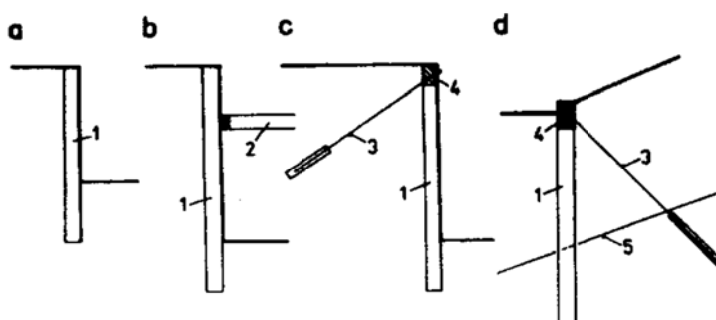
Použití - proti vniku podzemní vody; max. netěsnost je 10 l/min na 1 m² stěny; po založení se vytahují a opět používají.

Nevýhody - hluk a otřesy; pouze pro izotropní prostředí

AD c) Slouží pro zachycení vyšších zemních tlaků než předcházející. Někdy tvoří přímo stěny objektů



Obr. 4. Půdorysné uspořádání pilotové stěny
 a) provrtané piloty b) bez mezer, c) s mezerami, d) s torkrétovaným povrchem, e) s pažnicemi v mezerách, f) stěna z mikropilot



Obr. 5. Pilotové stěny
 a) vetknutá, b) rozezpřená, c) kotvená, d) stěna stabilizující sesuv; 1 - pilota, 2 - rozpěra, 3 - kotva, 4 - zpevňující věnec, 5 - kluzná plocha sesuvu

Postup navrhování - obdobný jako u štětovnic; uvažuje se zvýšený aktivní tlak a snížený pasivní odpor.

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

Budování - pouze pod ochranou pažící suspenze (jíl + voda): $\rho = 10,6 \sim 10,9 \text{ kN/m}^3$
 samotuhnoucí suspenze (cement + voda + bentonit + chemické přísady); $\rho = 10,6 \sim 10,9 \text{ kN/m}^3$

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

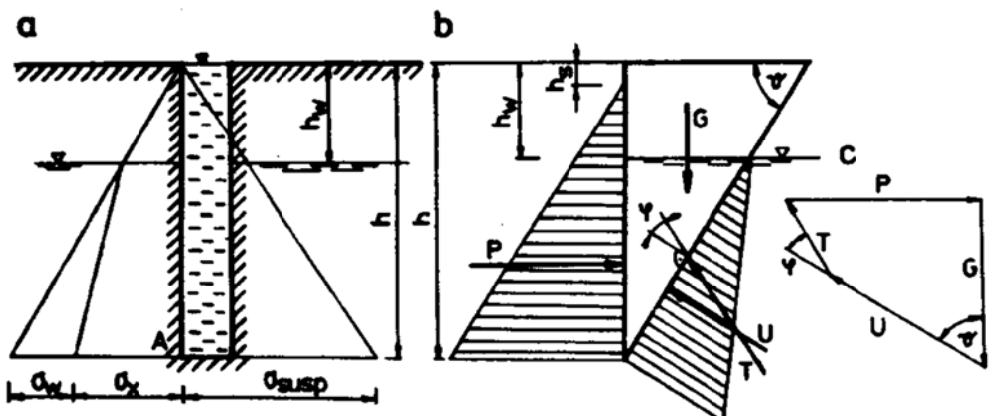
- efektivní složky aktivního tlaku σ_x
- hydrostatického tlaku vody v okolí rýhy σ_w

Proti tomu působí tlak suspenze σ_{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 $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$



Obr. 6. 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

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

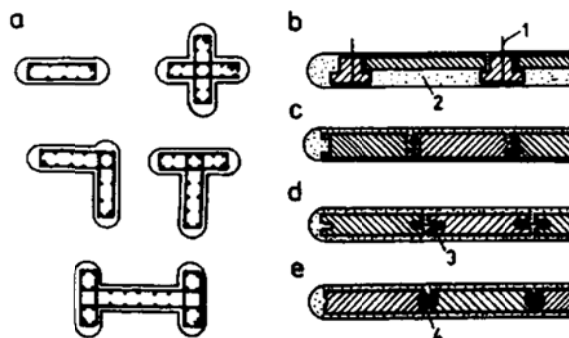
Vliv tlaku vody má 2. extrémní případy:

- 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.

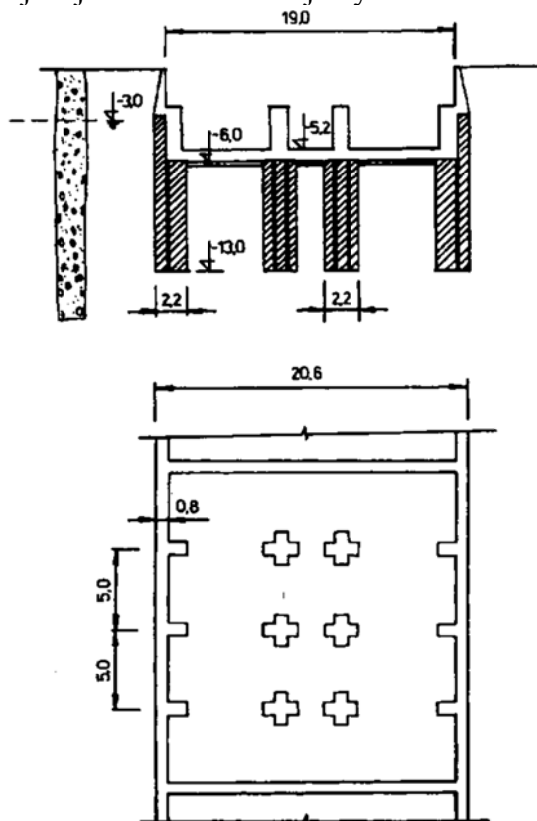
Způsob zhotovení:

- **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. Půdorysné uspořádání viz obr. 7.



Obr. 7. 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. 8. Založení výškové budovy na podzemních stěnách

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

Vetknuté konstrukce

(1) Vetknuté konstrukce jsou zatíženy:

- aktivním zemním tlakem σ_a a pasívním zemním tlakem σ_p , jestliže odpovídající přetvoření těchto konstrukcí nepříznivě neovlivní případnou přilehlou zástavbu, inženýrské sítě a jiné konstrukce,
- zvýšeným aktivním zemním tlakem $\sigma_{a,zv}$, který se vypočte při nutnosti zmenšení přetvoření povrchu terénu ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,5 \sigma_{0;a} + 0,5 \sigma_a$$

a sníženým pasívním zemním tlakem vypočteným s ohledem na předpokládané přetvoření,

- zvýšeným aktivním zemním tlakem $\sigma_{a,zv}$, který se vypočte při nutnosti výrazného zmenšení přetvoření povrchu terénu ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,75 \sigma_{0;a} + 0,25 \sigma_a$$

a sníženým pasívním zemním tlakem vypočteným s ohledem na předpokládané přetvoření,

- zvýšeným aktivním zemním tlakem a sníženým pasívním zemním tlakem, které lze vypočítat jako aktivní zemní tlak a pasívní zemní tlak s částečně mobilizovanými parametry smykové pevnosti odpovídajícími požadovaným mezním deformacím konstrukce. V tomto případě nesmí částečně mobilizované parametry překročit velikost vrcholových parametrů redukováných dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1.

(2) Třecí úhel δ mezi konstrukcí a zeminou se doporučuje omezit:

- při výpočtu aktivního nebo zvýšeného aktivního tlaku na záporové pažení, štětové stěny a betonové stěny provedené bez použití jílové suspenze hodnotou $\delta = 2/3 \varphi$, pro podzemní stěny hodnotou $\delta = 1/2 \varphi$,
- při výpočtu pasívního nebo sníženého pasívního tlaku na záporové pažení, štětové stěny a betonové stěny provedené bez použití jílové suspenze hodnotou $|\delta| = 2/3 \varphi$, pro podzemní stěny hodnotou $|\delta| = 1/3 \varphi$.

Počítají-li se zemní tlaky s částečně mobilizovanými parametry smykové pevnosti, vztahují se hodnoty úhlu δ k hodnotě částečně mobilizovaného úhlu vnitřního tření.

Nejsou-li zajištěny podmínky pro vznik tření mezi konstrukcí a zeminou, dosazuje se třecí úhel $\delta = 0^\circ$.

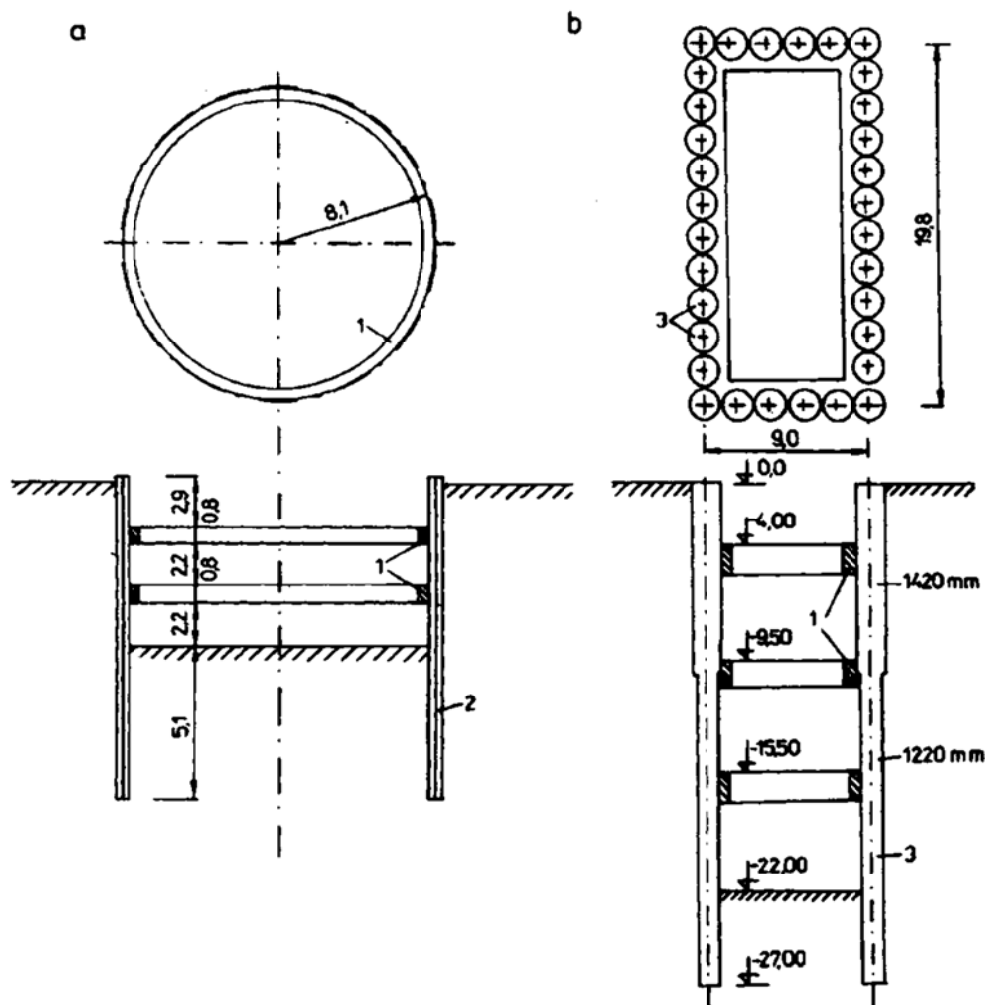
(3) Orientaci třecích úhlů δ od kolmice k rubu konstrukce je třeba zavést v souladu se smyslem vzájemného posuvu konstrukce a zemin.

(4) Správnou volbu velikosti třecích úhlů δ je nutno ověřit splněním silové výminky rovnováhy konstrukce ve svislém směru.

ROZPĚRNÉ SYSTÉMY

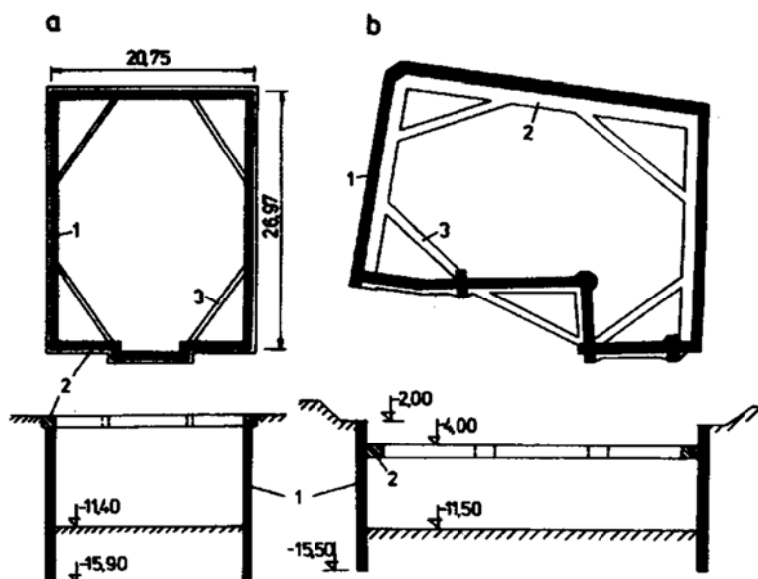
Příkl. - štět. stěna ve stavební jámě hluboké 3 - 4 m vyžaduje vetknutí 5 m pod dno jámy. Pro hlubší jámy vyžaduje rozepření nebo kotvení.

Jsou většinou dočasné a ocelové.
Stabilita - nejlepší kruhový tvar



Obr. 9. Zachycení zemních tlaků železobetonovými věnci
a) pažení jámy štětovnicovou stěnou, b) pažící stěna z velkopřůměrových pilot; 1 - železobetonový věnec, 2 - štětovnicová stěna LARSEN, 3 - velkopřůměrové piloty

Řešení pro mělké jámy:



Obr. 10. Příklady zachycení pažících stěn železobetonovými věnci
 1 - monolitická podzemní stěna, 2 - železobetonový věnec vysoký 1 m, široký 1,2 m, 3 - železobetonové rozpěry

Dimenzování: roznášecí věnce rozpěrných systémů - ohyb
 rozpěry - vzpěrný tlak

Rozepřené konstrukce

(1) Neřeší-li se zatížení a vnitřní síly rozepřené konstrukce metodami interakce konstrukce a zemního prostředí, musí se stanovit zatížení rozepřené konstrukce zemním tlakem empiricky co nejvýstižněji.

(2) Při stanovení velikosti a rozdělení zemního tlaku se musí zohlednit zejména:

- vlastnosti zeminy a jejich případné změny v čase, vrstevnatost prostředí,
- výška konstrukce, popř. hloubka stavební jámy, počet podporových úrovní,
- druh konstrukce, její tuhost a z toho plynoucí přetvoření,
- stavební postup a rychlost výstavby,
- řešení konstrukčních detailů (tuhost rozpěr a způsob jejich připojení ke konstrukci, účinek roznášecích prahů).

(3) Velikost zemního tlaku na rozepřenou konstrukci se pohybuje v rozmezí od aktivního zemního tlaku σ_a po aktivní zemní tlak v klidu $\sigma_{0,a}$ v závislosti na tuhosti konstrukce a jejích rozpěr.

(4) Aktivní zemní tlak soudržných zemin na rozepřené konstrukce se doporučuje počítat jako nepříznivější varianta ze zatížení aktivním zemním tlakem vypočteným

- z reálných hodnot parametrů příslušné vrstvy soudržné zeminy,
- jako minimální dimenzační tlak s náhradním součinitelem aktivního zemního tlaku vrstvy soudržné zeminy $K_a = 0,2$.

(5) Zvýšený aktivní zemní tlak $\sigma_{a,zv}$ na rozepřené konstrukce s vyšší tuhostí se vypočte úměrně intenzitě požadavku na omezení přetvoření:

- nejsou-li přilehlé konstrukce citlivé na vlivy vyvolané přetvořením nebo jsou dostatečně vzdáleny, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,25 \sigma_{0;a} + 0,75 \sigma_a ,$$

- v případě nutnosti zmenšení přetvoření povrchu terénu, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,5 \sigma_{0;a} + 0,5 \sigma_a ,$$

- v případě nutnosti výrazného zmenšení přetvoření povrchu terénu, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,75 \sigma_{0;a} + 0,25 \sigma_a ,$$

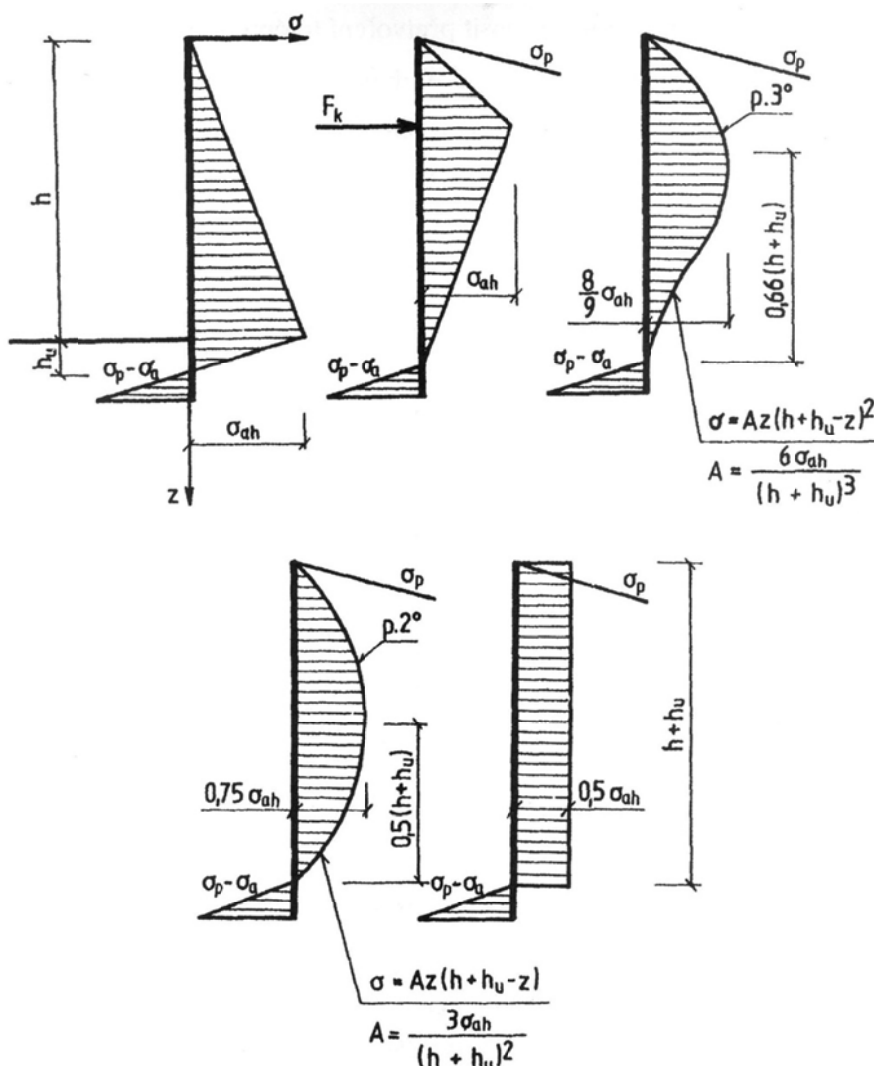
- alternativně jako aktivní zemní tlak s částečně mobilizovanými parametry smykové pevnosti odpovídajícími požadovaným mezním deformacím rozepřené konstrukce. V tomto případě nesmí částečně mobilizované parametry překročit velikost vrcholových parametrů redukováných dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1.

(6) V důsledku přetvoření rozepřené konstrukce a klenbového účinku zeminy dochází k redistribuci (zvýšeného) aktivního zemního tlaku. V místech rozepření dochází ke koncentraci tlaku, v oblastech pod rozpěrami k odlehčení.

(7) Použitelné typy zatěžovacích obrazců redistribuce aktivního zemního tlaku pro konstrukce rozepřené v jedné úrovni jsou znázorněny na obrázku 11. Jako nejvhodnější se doporučuje redistribuce podle trojúhelníku s vrcholem v úrovni rozpěry.

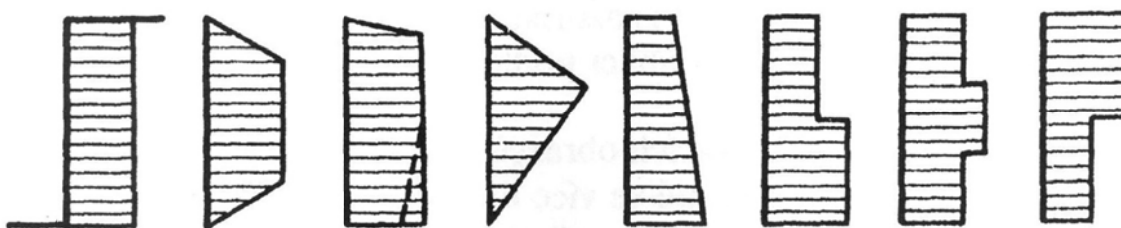
(8) Použitelné typy zatěžovacích obrazců redistribuce aktivního zemního tlaku pro konstrukce rozepřené ve více úrovních jsou znázorněny na obrázku 12. Zatěžovací obrazce se volí co nejjednodušší, omezené rovnými čarami; skoky a zlomy se umístí do podpěrných bodů konstrukce. Jako nejvhodnější se doporučuje používat zatěžovací obrazce podle obrázku 13.

(9) Případné redistribuce zvýšeného aktivního zemního tlaku $\sigma_{a;zv}$ se u rozepřených konstrukcí provedou podle zásad uvedených v (8).



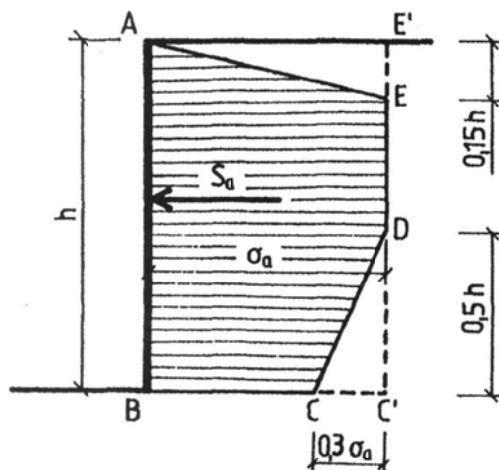
Obr. 11. Schéma redistribuce zemního tlaku – jedna úroveň rozepření nebo kotvení (převzato ČSN 73 0037)

(10) Ve výjimečných případech se rozepřená konstrukce navrhuje na zatížení tlakem v klidu. Redistribuce zatěžovacích obrazců zemního tlaku v klidu jsou nepřipustné. Je-li u rozepřené konstrukce využita zemní podpěra, nedoporučuje se pod spodní rozpěrou uvažovat plnou hodnotu zemního tlaku v klidu. V této oblasti se uvažuje rozdělení zemního tlaku podle obrázku 14. Přitom se doporučuje prokázat, že rozepření v horní části konstrukce je schopné přenést redistribuované zatížení aktivním nebo zvýšeným aktivním zemním tlakem, které zde může být větší než zatížení neredistribuovaným tlakem v klidu.



Obr. 12. Schéma redistribuce zemního tlaku – více úrovní rozepření nebo kotvení (převzato z ČSN 73 0037)

NE SOUDRŽNÉ ZEMINY



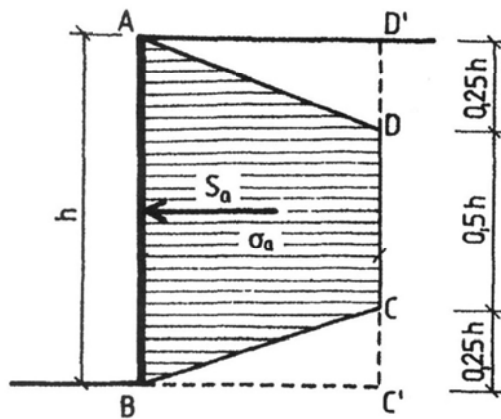
$$\sigma_a = 0,6 \cdot \gamma \cdot h \cdot K_a$$

$$S_a = p l \cdot ABCDE$$

$$+ p l \cdot \Delta AEE' \text{ při } \delta < \frac{1}{3} \varphi$$

$$+ p l \cdot \Delta CC'D \text{ při } I_D < 0,33$$

SOUDRŽNÉ ZEMINY



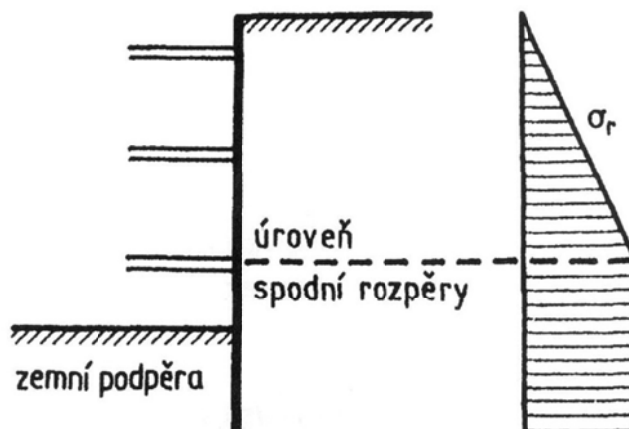
$$\sigma_a = \gamma \cdot h - \sigma_c$$

$$\sigma_c = 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S_a = p l \cdot ABCD$$

$$+ p l \cdot \Delta BCC' \text{ při } I_c < 0,75$$

Obr. 13. Doporučené schéma redistribuce zemního tlaku – více úrovní rozepření nebo kotvení (převzato z ČSN 73 0037)



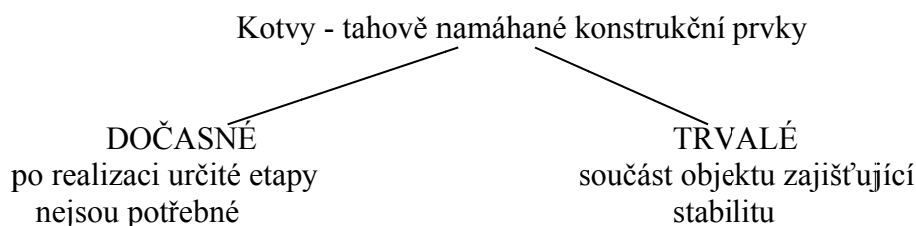
Obr. 14. Schéma zatížení zemním tlakem v klidu u konstrukce se zemní podpěrou (převzato z ČSN 73 0037)

- (11) Rozepřené konstrukce se zemní podpěrou jsou v závislosti na velikosti přetvoření zatíženy sníženým pasívním zemním tlakem $\sigma_{p;sn}$, jehož hodnota se pohybuje v intervalu od pasívního zemního tlaku v klidu $\sigma_{0;p}$ po pasívní zemní tlak σ_p .
- (12) V soudržných zeminách a zeminách s výraznými reologickými vlastnostmi se musí zvážit možnost poklesu pasívního zemního tlaku s časem, např. v důsledku změny režimu podzemní vody, klimatických vlivů a následného bobtnání, měknutí a rozbředání zeminy.
- (13) Třecí úhly δ mezi rozepřenou konstrukcí a zeminou se zavedou podle Vetknuté konstrukce (2) až (4). U rozepřených konstrukcí nabývá na významu silová výminka rovnováhy konstrukce ve svislém směru.
- (14) Zatížení suterénních konstrukcí zemním tlakem se řeší podle zásad pro rozepřené konstrukce. Přitom se zváží účinek případného hutnění zásypu.

KOTEVNÍ SYSTÉMY

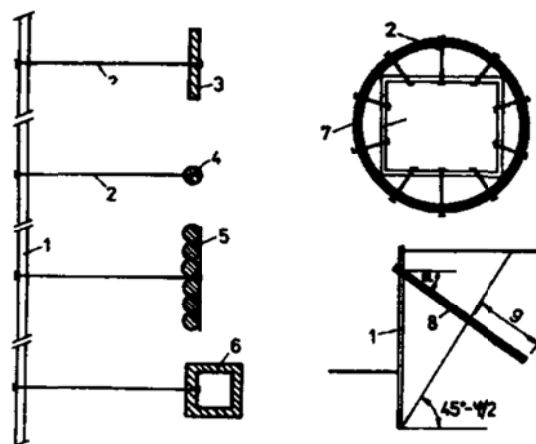
Výhody - uvolnění prostoru ve stavební jámě

Nevýhody - vyšší náklady a náročnější technologie



Tahová síla se přenáší:

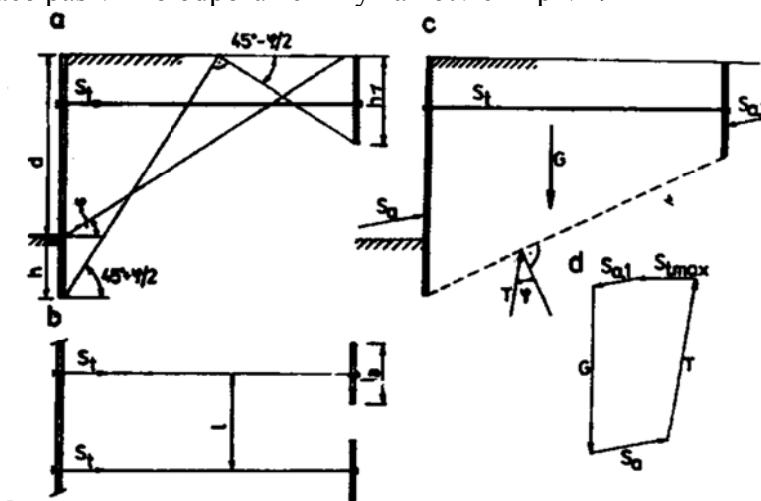
- kotevní prvky
- injektovanými kotvami



Obr. 15. Kotevní prvky

1 - pažící stěna, 2 - tahadlo, 3 - kotevní stěna, 4 - pilota, 5 - pilotová stěna, 6 - studna, 7 - kotevní prstenec, 8 - kotevní pilota, 9 - účinná délka

Princip: mobilizace pasivního odporu zeminy za kotvicím prvkem



Obr. 16. Stabilita kotvené stěny

a) posouzení vnitřní stability, b) půdorysné uspořádání, c) posouzení venkovní stability, d) složkový obrazec

Kotevní prvky

Pro nezatížený povrch terénu platí:

$$Sl\gamma_f \leq \frac{1}{2\gamma_{cal}} \gamma \cdot h_1^2 (K_p \cos \delta_p - K_a \cos \delta_a) l_0$$

S - síla na 1m stěny

l - půdorysná vzdálenost mezi tahadly

γ_f, γ_{cal} - součinitele nerovnoměrného rozdělení sil (1,5) a spolehlivosti (1,3)

h_1 - výška stěny

δ_p, δ_a - úhel tření mezi kotevní stěnou a zemínou při ...

l_0 - délka stěny v půdorysu

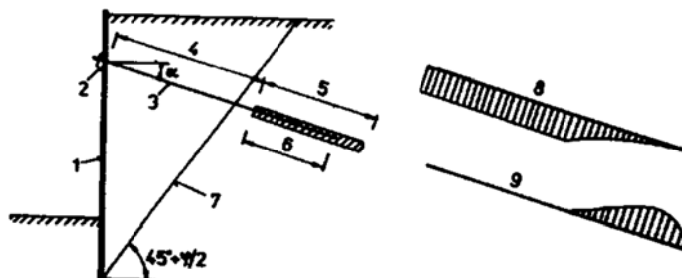
Délka tahadla: $b = (d + h) \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + h_1 \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$ a jeho dimenzování

$$S_t = Sl\gamma_f$$

Při zatížení povrchu se únosnost stěny zvýší.

Injektované předpjaté (zemní) kotvy

Princip - přenos tahové síly mezi stavební konstrukcí a zeminou přes hlavu, tahadlo a kořen kotvy.



Obr. 17. Injektovaná kotva v zemině

1 - pažící konstrukce, 2 - hlava, 3 - tahadlo, 4 - volná část, 5 - kořen, 6 - kotevní délka ocele, 7 - kluzná plocha, 8 - průběh napětí v tahadlu, 9 - průběh napětí v injektovaném kořenu

Namáhání kotvy

$$S_k = \frac{Sl\gamma_f}{\cos \alpha}$$

l - půdorysná vzdálenost kotev

S - síla na 1 m

γ_f - spolehlivost (1,5)

α - sklon pilot od horizontály

musí být menší než a) výpočtová únosnost tahadla, tedy

$$S_k \leq S_t = A \cdot R$$

A - průřezová plocha tahadla

R - výpočtová pevnost ocele

b) síla přenášeající tahadlo v betonu $S_k \leq S_b = \pi \cdot d_a \cdot l_{ka} \cdot R_{bt}$

průměr
tahadla

délka tahadla
v betonu

výpočtová soudržnost mezi
ocelí a betonem

c) síla daná třením kořenu o zeminu $S_k \leq R_{dk} = \pi \cdot d_k \cdot l_k \cdot \tau_d$

průměr kořenu

délka kořenu

výpočtové tření kořenu o
zeminu

Prověření kvality kotev: a) typová zkouška

b) předběžná zkouška

c) kontrolní zkouška

Kotvené konstrukce

(1) Při výpočtu zatížení kotvené konstrukce se uvažuje vliv posuvů kotvení na jeho velikost a průběh.

Neřeší-li se zatížení a vnitřní síly kotvené konstrukce metodami interakce konstrukce a zemního prostředí, musí se stanovit zatížení kotvené konstrukce zemním tlakem empiricky co nejvýstižněji.

(2) Významným interakčním prvkem ovlivňujícím velikost a rozdělení zemního tlaku je předpětí kotev. Vhodným uspořádáním a předepnutím kotev lze docílit optimálního zatížení konstrukce zemním tlakem.

(3) Velikost zemního tlaku na kotvenou konstrukci se pohybuje v rozmezí od aktivního zemního tlaku σ_a po aktivní zemní tlak v klidu $\sigma_{0;a}$. Nadměrné předpětí kotev může vyvolat na aktivní straně konstrukce nežádoucí zatížení příliš vysokým až pasívním zemním tlakem.

(4) Jestliže kotvy a odolnost případných blízkých konstrukcí umožní dostatečně velké deformace kotvené konstrukce pro plnou mobilizaci odporu na smykových plochách, lze uvažovat zatížení aktivním zemním tlakem σ_a , který však musí být zabezpečen dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1.

(5) Aktivní zemní tlak soudržných zemin na kotvené konstrukce se doporučuje počítat jako nepříznivější varianta ze zatížení aktivním zemním tlakem vypočteným

z reálných hodnot parametrů příslušné vrstvy soudržné zeminy,

jako minimální dimenzační tlak s náhradním součinitelem aktivního zemního tlaku vrstvy soudržné zeminy $K_a = 0,2$.

(6) Zvýšený aktivní zemní tlak $\sigma_{a;zv}$ na kotvené konstrukce s vyšší tuhostí se vypočte úměrně intenzitě požadavku na omezení přetvoření:

- nejsou-li přilehlé konstrukce citlivé na vlivy vyvolané přetvořením nebo jsou dostatečně vzdáleny, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,25 \sigma_{0;a} + 0,75 \sigma_a,$$

- v případě nutnosti zmenšení přetvoření povrchu terénu, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,5 \sigma_{0;a} + 0,5 \sigma_a,$$

- v případě nutnosti výrazného zmenšení přetvoření povrchu terénu, ze vzorce:

$$\sigma_{a;zv} = 0,75 \sigma_{0;a} + 0,25 \sigma_a,$$

- alternativně jako aktivní zemní tlak s částečně mobilizovanými parametry smykové pevnosti odpovídajícími požadovaným mezním deformacím kotvené konstrukce. V tomto případě nesmí částečně mobilizované parametry překročit velikost vrcholových parametrů redukováných dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1.

(7) Zatížení kotvené konstrukce neredistribuovaným zemním tlakem lze použít, není-li požadováno omezení velikosti přetvoření povrchu terénu v okolí kotvené konstrukce.

(8) V důsledku přetvoření kotvené konstrukce a klenbového účinku zeminy dochází k redistribuci (zvýšeného) aktivního zemního tlaku. V místech kotvení dochází ke koncentraci tlaku, v oblastech pod kotvami k odlehčení.

(9) Použitelné typy zatěžovacích obrazců redistribuce aktivního zemního tlaku pro konstrukce kotvené v jedné úrovni jsou znázorněny na obrázku 11. Jako nejvhodnější se doporučuje redistribuce podle trojúhelníku s vrcholem v úrovni kotvy.

(10) Použitelné typy zatěžovacích obrazců redistribuce aktivního zemního tlaku pro konstrukce kotvené ve více úrovních jsou znázorněny na obrázku 12. Zatěžovací obrazce se volí co nejjednodušší, omezené rovnými čarami; skoky a zlomy se umístí do podpěrných bodů konstrukce. Jako nejvhodnější se doporučuje používat zatěžovací obrazce podle obrázku 13.

(11) Případné redistribuce zvýšeného aktivního zemního tlaku $\sigma_{a,zv}$ se u kotvených konstrukcí provedou podle zásad uvedených v Rozepřené konstrukce (8).

(12) Zatěžovací obrazec zemního tlaku musí odpovídat velikosti kotevních sil. Při tom se musí zohlednit ztráty vzniklé popuštěním táhla, dotvarováním zeminy, předpínáním dalších kotev apod.

Při návrhu konstrukce na zatížení aktivním zemním tlakem se kotvy předpínají na 80 % vypočtené kotevní síly, pro návrh na zatížení zemním tlakem v klidu se předpínají na 100 % vypočtené kotevní síly.

(13) Ve výjimečných případech se kotvená konstrukce navrhuje na zatížení tlakem v klidu. Redistribuce zatěžovacích obrazců zemního tlaku v klidu jsou nepřipustné. Je-li u kotvené konstrukce využita zemní podpěra, nedoporučuje se pod spodní kotvou uvažovat plnou hodnotu zemního tlaku v klidu. V této oblasti se uvažuje rozdělení zemního tlaku podle obrázku 8.12. Přitom se doporučuje prokázat, že kotvení v horní části konstrukce je schopné přenést redistribuované zatížení aktivním nebo zvýšeným aktivním zemním tlakem, které zde může být větší než zatížení neredistribuovaným tlakem v klidu.

(14) Kotvené konstrukce se zemní podpěrou jsou v závislosti na velikosti přetvoření zatíženy sníženým pasívním zemním tlakem $\sigma_{p,sn}$, jehož hodnota se pohybuje v intervalu od pasívního zemního tlaku v klidu $\sigma_{0;p}$ po pasívní zemní tlak σ_p .

(15) V soudržných zeminách a zeminách s výraznými reologickými vlastnostmi se musí zvážit možnost poklesu pasívního zemního tlaku s časem, např. v důsledku změny režimu podzemní vody, klimatických vlivů a následného bobtnání, měknutí a rozbrzdění zeminy.

(16) Třecí úhly δ mezi kotvenou konstrukcí a zeminou se zavedou podle Vetknuté konstrukce (2) až (4). U kotvených konstrukcí, zejména se šikmými kotvami, nabývá na významu silová výminka rovnováhy konstrukce ve svislém směru.

OPĚRNÉ A ZÁRUBNÍ ZDI

zachytává zemní tlaky a
přenáší je do podloží

opírá se o přirozený terén

DRUHY: a) gravitační - odolává vlastní tíží $b = (0,33 \sim 0,45) \cdot h$

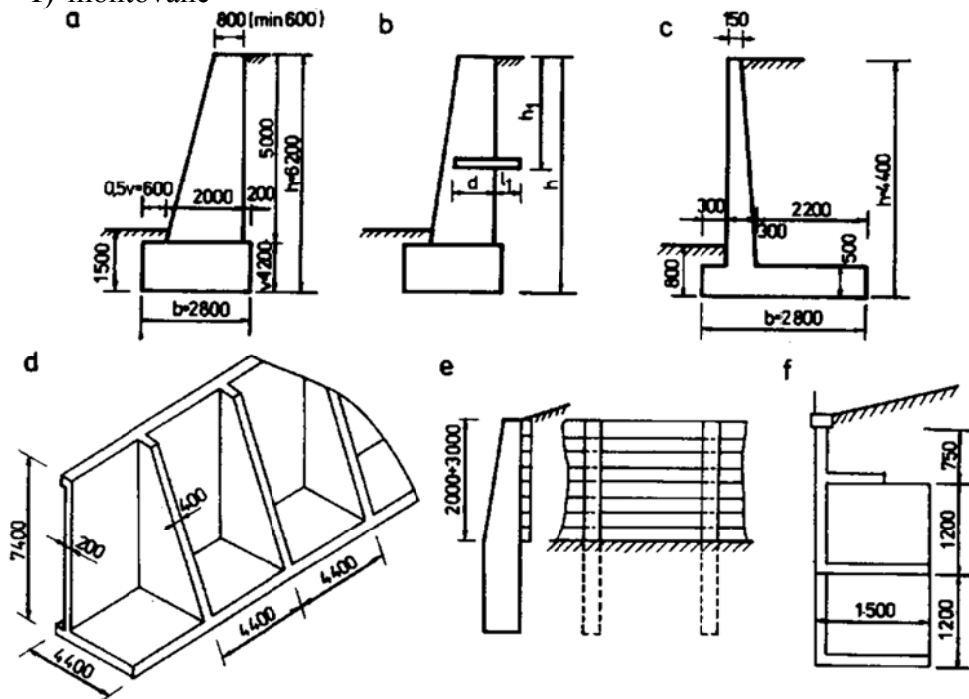
b) s odlehčovací železobet. deskou $h_1 = (1,5 \sim 2,5) \cdot d$
 $l_1 = (0,6 \sim 0,75) \cdot d$

c) úhelníkové $b = (0,45 \sim 0,56) \cdot h$

d) deskové se žebry - do výšky 5 - 8 m

e) prefabrikované

f) montované



Obr. 18. Konstrukce opěrných zdí

a) gravitační, b) gravitační s odlehčenou deskou, c) úhelníková, d) desková se žebry, e) prefabrikovaný, f) montovaný

princip: vznik aktivního zemního tlaku

podmínky: zeď může povolit tak, aby se v zemině vytvořil aktivní stav napjatosti

tlak v pórech zanedbáme

vlastnosti spolehlivě určíme

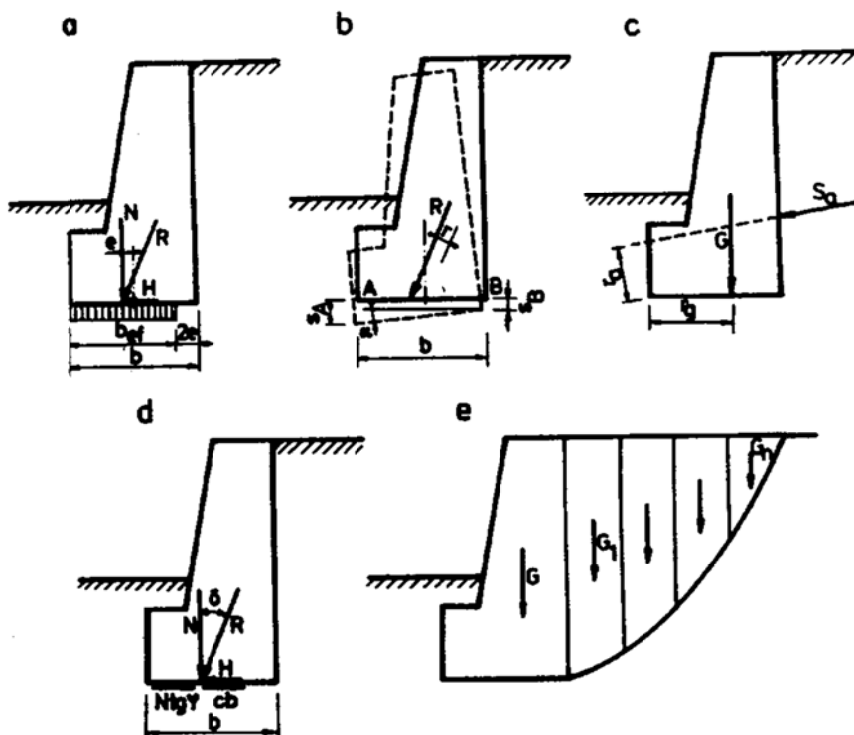
posouzení: 1) stabilita základové půdy $\sigma = \frac{N}{b_{ef}} \leq R_d$

2) pootočení zdi $tg\alpha = \frac{12M}{\pi b^2 E_{def}}$ a základové spáry $tg\alpha = \frac{s_A - s_B}{b} = \frac{\Delta s}{b}$

3) spolehlivost proti překlpení $\gamma_n = \frac{Gr_g}{S_a \cdot r_a} \geq 1,5$

4) spolehlivost proti posunutí $\gamma_n = \frac{N \cdot tg\alpha + c \cdot b}{H} \geq 2$

5) spolehlivost proti porušení masívu - stabilita svahu



Obr. 19. Stabilita gravitační opěrné zdi

Nerozepřené konstrukce

1 Gravitační zdi a opěry

- (1) U gravitačních zdí a opěr založených na poddajném podloží dochází vlivem zatížení zemním tlakem k naklonění nebo posuvu nebo ke kombinaci obou těchto přemístění. Velikost a rozdělení zemního tlaku na konstrukci se určí podle rozdělení zemního tlaku. Na nepoddajném podloží může dojít k posuvu. Vliv vlastního přetvoření konstrukce lze většinou zanedbat, výjimku však mohou představovat opěrné konstrukce z vyztužené zeminy.
- (2) Při přemístění, kdy relativní hodnoty přemístění nedosahují hodnot uvedených na obrázku 21, působí na konstrukci zvýšený aktivní zemní tlak.
- (3) Při hutnění zeminy za konstrukcí závisí zemní tlak jednak na možnosti přemístění konstrukce během hutnění i po něm, jednak na intenzitě hutnění. Velikost zemního tlaku bývá pak vyšší než aktivní zemní tlak a může dosáhnout i větší hodnoty než aktivní zemní tlak v klidu. Poslední případ však není příliš častý u nerozepřných konstrukcí, neboť k poklesu zemního tlaku na hodnoty aktivního zemního tlaku v klidu stačí velmi malé přemístění konstrukce.
- (4) U opěr, které mobilizují pasivní zemní tlak, musí být posouzeno, zda konstrukce nesená opěrou připustí bez porušení takové přemístění, při kterém dojde k plné mobilizaci pasivního zemního tlaku. V opačném případě se počítá se sníženým pasivním zemním tlakem nebo až pasivním zemním tlakem v klidu.
- (5) U všech konstrukcí, které jsou stabilizovány pasivním zemním tlakem (i sníženým nebo v klidu) musí být posouzeno, zda během jejich životnosti nemůže dojít k odstranění nebo snížení terénu stabilizující zeminy. Případné riziko musí být zohledněno ve výpočtu.

2 Úhlové zdi

(1) Zemní tlak na úhlovou zeď založenou na poddajném podloží se vypočte za předpokladu, že za zdí se utvoří aktivní klín zeminy omezený dvěma sruženými smykovými rovinami AB a BC, které navzájem svírají úhel $90^\circ - \varphi$ a procházejí hranou B (obrázek 20). Vnější smyková rovina BC je odkloněna od vodorovné roviny o úhel ϑ_a dle rozdělení zemního tlaku, vnitřní rovina AB svírá s vodorovnou rovinou úhel ϑ_{as} a se svislou rovinou úhel α_i . Pro úhly α_i , ϑ_a a ϑ_{as} platí:

$$\alpha_i = 90^\circ - \vartheta_{as} = \vartheta_a - \varphi \quad (8.50)$$

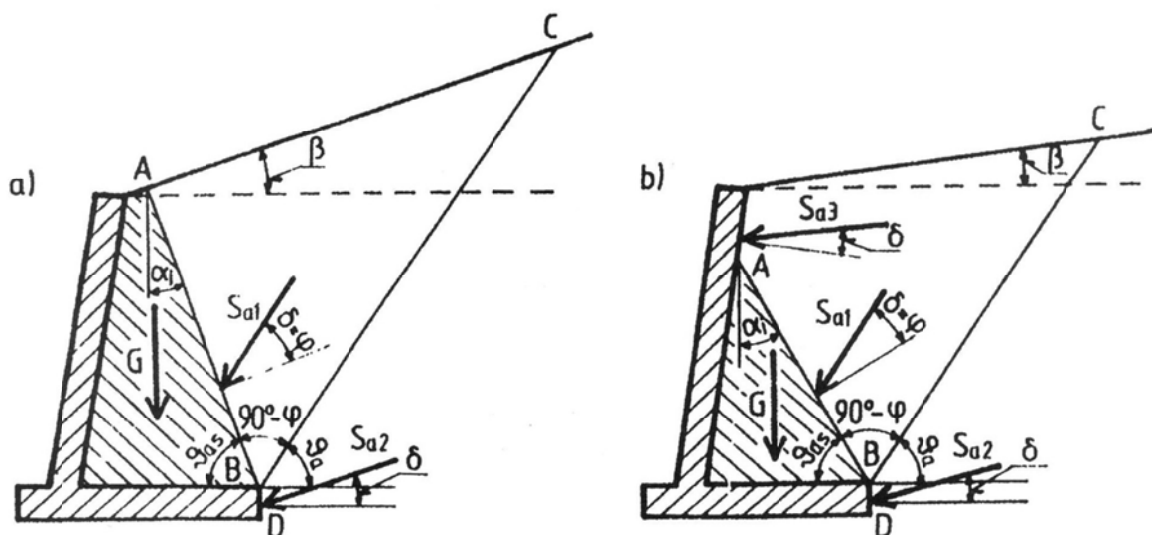
(2) Pro nesoudržné zeminy se velikost úhlu α_i vypočte ze vzorce:

$$\sin^2 \alpha_i = \frac{\sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha_i + \varphi)}{2 \operatorname{tg} \varphi \cos(\alpha_i - \beta)} \quad (8.51)$$

(3) V závislosti na šířce základové desky, úhlu vnitřního tření φ , sklonu povrchu terénu od vodorovné roviny β a odklonu rubu stěny úhlové zdi od svislé roviny o úhel α , může vnitřní smyková rovina AB protínat:

- povrch terénu viz obrázek 20 a),
- rub stěny úhlové zdi viz obrázek 20 b).

Pro uvedené případy se stanoví složky zemního tlaku potřebné pro posouzení úhlové zdi jako celku podle Úhlové zdi (4) a (5).



Obr. 20. Schéma zatížení úhlové zdi aktivním zemním tlakem (převzato z ČSN 73 0037)

(4) Protíná-li vnitřní smyková rovina AB povrch terénu, zatížení úhlové zdi zemním tlakem se skládá:

- z výslednice aktivního zemního tlaku S_{a1} působícího na šikmou rovinu AB, která je odkloněna od kolmice k této rovině o úhel $\delta = \varphi$,

- z výslednice aktivního zemního tlaku S_{a2} působícího na čelo základové desky, která je odkloněna od kolmice k čelní ploše o úhel $\delta < \varphi$,
- z tíhy G tělesa zeminy, omezeného rovinou AB a rubem úhlové zdi.

(5) Protíná-li vnitřní smyková rovina AB rub stěny úhlové zdi, přidává se k zatížení v Úhlové zdi (4) výslednice aktivního zemního tlaku S_{a3} působícího na část rubu stěny v úseku nad průsečíkem A. Výslednice aktivního tlaku S_{a3} je odkloněna od kolmice k rubu zdi o úhel $\delta < \varphi$.

(6) Nemůže-li se úhlová zeď přemístit dostatečně pro mobilizaci aktivního zemního tlaku, je zatížena zvýšeným aktivním zemním tlakem až aktivním tlakem zeminy v klidu. Zatížení těmito zvýšenými tlaky se vypočte stejným postupem jako zatížení aktivním zemním tlakem, ale s nižšími hodnotami částečně mobilizovaných parametrů smykové pevnosti.

(7) Pro výpočet zatížení úhlové zdi zemním tlakem lze použít i alternativní schéma k tomu na obrázku 20. Vnitřní rovina (již však nikoliv smyková, ale pouze myšlený zeminový rub opěrné konstrukce) může probíhat z bodu B prakticky libovolným směrem v intervalu $\langle \vartheta_a; \vartheta_a + 90^\circ - \varphi \rangle$. Úhel odklonu síly S_{a1} od kolmice k této rovině $\delta < \varphi$ musí být určen z rovnice:

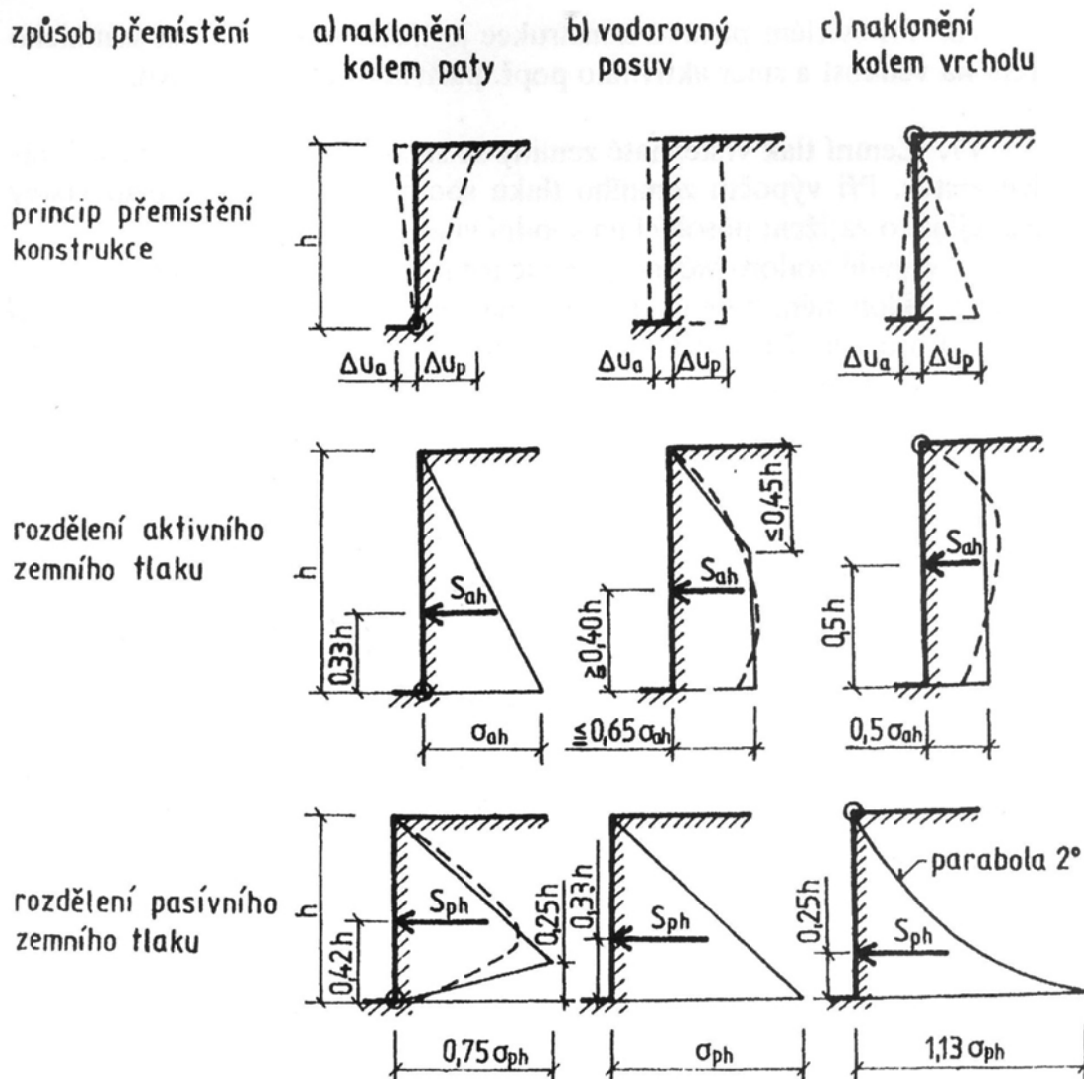
$$\delta = \arctg \frac{\sin \varphi \sin 2\omega}{1 - \sin \varphi \cos 2\omega},$$

(8.52)

kde ω je úhel, který svírá myšlená vnitřní rovina s osou aktivního klínu. Osa aktivního klínu určuje směr hlavní roviny $(\vartheta_a + 45^\circ - \varphi/2)$, kde platí $\delta = 0$. Z početního hlediska může být výhodný i svislý směr myšleného zeminového rubu opěrné zdi.

(8) Pro návrh stěny úhlové zdi (mezní stav STR) se zemní tlak vypočte v závislosti na možnosti jejího přetvoření popř. přemístění vzhledem k přilehlé zemině, intenzitě a charakteru hutnění. Při tom je třeba uvážit, že vibrační hutnicí prostředky zhoršují dočasně tření v hutněné zemině, což vede k větším součinitelům bočního tlaku. V době hutnění, kdy působí nejvyšší boční tlak na stěnu úhlové zdi, hutnicí mechanismus současně vlastní tíhou zvyšuje stabilitu úhlové zdi a omezuje možnost jejího přemístění.

Ve většině případů bude vyhovující návrh stěny úhlové zdi (mezní stav STR) na zatížení aktivním tlakem zeminy v klidu s přitížením terénu hutnicím mechanismem.



tlak	nesoudržná zemina	Relativní hodnoty přemístění stěny $\frac{\Delta u}{h}$ pro dosažení hodnoty zemního tlaku			
S_a	kyprá	$\frac{\Delta u_a}{h}$	0,004 až 0,005	0,002 až 0,003	0,008 až 0,01
S_a	ulehlá	$\frac{\Delta u_a}{h}$	0,001 až 0,002	0,0005 až 0,001	0,002 až 0,004
S_p	kyprá	$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,3	0,1	0,15
$0,5 S_p$		$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,04	0,005	0,01
S_p	ulehlá	$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,1	0,05	0,05
$0,5 S_p$		$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,025	0,005	0,005

Obr. 21. Schéma rozdělení zemního tlaku nesoudržných zemin (převzato z ČSN 73 0037)