

**Doc. Ing. Peter TURČEK, CSc., Záhradnícka 3, 903 01 Senec**  
**autorizovaný stavebný inžinier pre kategóriu**  
*Inžinierske konštrukcie a mosty - geotechnika*  
reg. č. A-240-04-96

---

**Metodický návod na statický výpočet  
oporných múrov z konštrukcie BLOCK-SK**

**Senec, máj 1997**

## OBSAH

	strana
1. Úvod .....	3
2. Podklady k statickému návrhu .....	3
3. Statický výpočet .....	4
3.1 Základná štruktúra návrhu .....	4
3.2 Návrh tvaru .....	6
3.3 Výpočet zaťaženia .....	8
3.3.1 Výpočet vlastnej tiaže .....	8
3.3.2 Výpočet tlaku zeminy .....	16
3.3.3 Zloženie vektorov do výslednice .....	19
3.4 Posúdenie vonkajšej stability .....	25
3.4.1 Spôľahlivosť proti preklopeniu .....	25
3.4.2 Spôľahlivosť proti vodorovnému posunutiu .....	26
3.4.3 Únosnosť základovej pôdy .....	27
3.4.4 Sadanie oporného múru .....	29
3.4.5 Stabilita celej konštrukcie pozdĺž hlbkej klznej plochy .....	31
3.5 Posúdenie vnútornej stability .....	31
3.5.1 Stabilita jednotlivých stupňov .....	31
3.5.2 Posúdenie roztrhnutia drieku .....	32
3.5.3 Posúdenie ťahovej výstuže .....	34
4. Použité symboly .....	37
5. Literatúra .....	38

## 1. ÚVOD

Objednávkou firmy COMPAG, s.r.o., Pestovateľská 2, 827 63 Bratislava zo dňa 21.3.1997 som bol požiadaný vypracovať metodický návod na statický výpočet oporných múrov z konštrukcie BLOCK-SK. Výpočet mal byť orientovaný dvoma smermi:

- na gravitačnú konštrukciu s možnosťou širokej škály tvarového usporiadania gabionov a ich výplní, siahajúcej až do výšky 15 m,
- na gabionovú konštrukciu vysokú do 15 m, ktorej časť zaťažení preberie kotviaca výstuž zo sietí materiálu BLOCK-SK.

Súčasťou výpočtu má byť tiež posúdenie na roztrhnutie drôteného drieku gabionovej konštrukcie.

K spracovaniu úlohy mi bol firmou COMPAG, s.r.o. poskytnutý súbor podnikových metodických pokynov na výstavbu gabionových konštrukcií. Počas spracovávania úlohy sa medzi objednávateľom a zhotoviteľom operatívne upresňovali niektoré čiastkové otázky.

Predložený materiál je v tvare komentovaného algoritmu výpočtu a tvorí podklad na spracovanie výpočtového programu. Priložené obrázky majú charakter upresnenia výpočtových schém s vyzdvihnutím práve riešeného detailu a potlačením už skôr vysvetlených označení. Celý postup je usporiadaný tak, aby nedochádzalo k významovým nejednoznačnostiam opakovaním symbolov v nových súvislostiach.

Pôvodne vyžadované dve námetovo si blízke úlohy, sú spojené do jedného riešenia. Dôvod k tomuto postupu bol čisto pragmatický: väčšia časť výpočtu sa zhodne opakuje v oboch úlohách. Z hľadiska programátorského nie je náročné ponúknuť projektantovi klasickú gravitačnú, alebo vylahčenú konštrukciu s vystužením zásypovej časti sieťovinou.

## 2. PODKLADY K STATICKÉMU NÁVRHU

Gabionový oporný múr musí byť posudzovaný ako každá iná stavebná konštrukcia, zabezpečujúca stabilitu prírodného alebo umele vytvoreného svahu. Podľa výšky múru sa s ohľadom na riziko ohrozovania životov ľudí a majetku menia nároky na požiadavky vstupných podkladov.

Múry do výšky 1,5 m možno považovať za konštrukcie najmenej náročné a možno ich zaradiť do 1. geotechnickej kategórie. Vyššie múry patria minimálne do 2. geotechnickej kategórie. Rozhodnutie o tom, či v zložitých geologických podmienkach bude konštrukcia zaradená do 3. geotechnickej kategórie, urobí na základe inžinierskogeologického posudku projektant. Najčastejšie sa teda bude vyskytovať situácia, kedy sa navrhovaný gabionový oporný múr bude riadiť zásadami 2. geotechnickej kategórie.

Z uvedeného vyplýva potreba predložiť k statickému výpočtu ako podklad inžinierskogeologický prieskum spracovaný s podrobnosťou pre 2. geotechnickú kategóriu. Okrem zodpovedania obvyklých otázok v prieskume treba zdôrazniť niektoré aspekty, ktoré sú pre správny návrh gabionovej konštrukcie závažné. Patria sem najmä:

- vlastnosti zemín pod základovou škárou múru,
- vlastnosti prírodného svahu alebo násypu za rubom konštrukcie,
- úroveň a režim podzemných vôd na lokalite,
- pri podopieraní prírodného svahu (zárezu, odkopu a pod.) poloha, smer a aktivita oslabených zón, ako aj faktory, zvyšujúce nebezpečenstvo vzniku zosuvu.

Do hĺbky založenia možno pritom zaradiť aj podkladné vyrovnávacie vrstvy zo sypkých zemín rozprestierané pod drôtenými košmi a ukladané vrstvy zemín alebo iných stavebných hmôt na vzdušnej strane múru pri jeho päte. Základová škára môže byť vodorovná alebo uklonená do svahu. Za hĺbku založenia sa v tomto prípade považuje najmenšia zvislá vzdialenosť medzi povrchom územia a základovou škárou (s možným zarátaním doplnkových vrstiev).

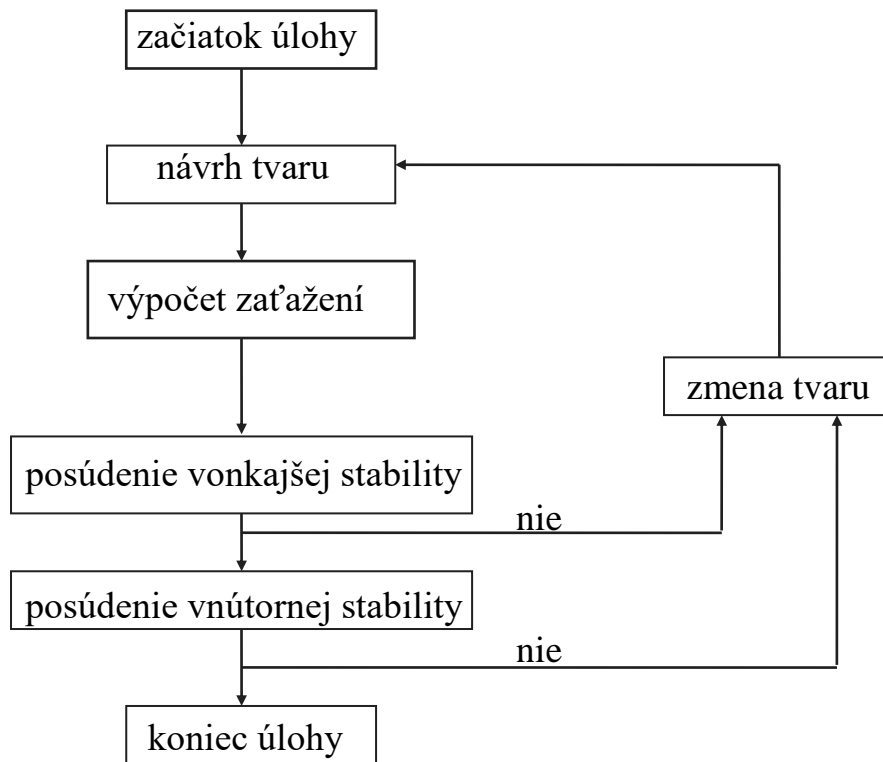
Napriek tomu, že gabionová konštrukcia spoľahlivo drénuje vsakovanú povrchovú alebo podzemnú vodu, v osobitných prípadoch (neobvyklé výrony podzemnej vody, možné povrchové privalové vody a pod.) treba konštrukčnými úpravami zabezpečiť, aby nedochádzalo k doplnkovému zaťaženiu múru od tlaku vody. Statický výpočet neuvažuje so zaťažením hydrostatickým a prúdovým tlakom vody.

### 3. STATICKÝ VÝPOČET

#### 3.1 Základná štruktúra návrhu

Koncepcia celého statického výpočtu je založená na predpoklade, vylučujúcom uskutočniť správny návrh nekompetentnou osobou. Projektantovi sa počas návrhu dávajú široké možnosti ovplyvňovať tvarom a konštrukčným usporiadaním výsledný efekt. Táto tendencia je plne v súlade so súčasnou tvorbou európskych noriem, ktoré doplnené o národné aplikačné dokumenty majú platiť v krátkom čase aj v Slovenskej republike.

Základné kroky po skupinách problémov, ktoré budú ďalej podrobnejšie rozpracované, sú znázornené vo vývojovom diagrame na obr. 1.



Obr.1 Vývojový diagram statického návrhu oporného múru

Jednotlivé časti blokdigramu obsahujú nasledujúce kroky:

**začiatok úlohy:**

- základné identifikačné údaje o stavbe,
- zadanie výpočtových charakteristík materiálu výplne drôtených košov, násypu za rubom konštrukcie a podložia,

**návrh tvaru:**

- výška gabionového múru,
- šírka múru v základovej škáre,
- výška jednotlivých stupňov múru,
- šírka jednotlivých stupňov múru,
- možnosť delenia každého stupňa na tri časti s odlišným materiálom,
- odklon múru od zvislice,
- sklon povrchu terénu za rubom múru,
- návrh rozmiestnenia ťahovej výstuže za rubom múru,

**výpočet zaťaženia:**

- zo zadaného tvaru múru výpočet najprv čiastkových a potom celkovej vlastnej tiaže múru a spolupôsobiacej časti násypu za rubom múru,
- stanovenie polohy výslednice vlastnej tiaže,

- zadanie povrchového zaťaženia za rubom koruny múru,
- výpočet aktívneho, príp. zvýšeného aktívneho tlaku zeminy,
- v prípade avizovanej možnej nestability svahu za rubom múru výpočet tlaku zosúvajúceho sa klinu zeminy,
- stanovenie polohy výslednice zemného tlaku,
- stanovenie celkovej výslednice pôsobiacich čiastkových účinkov,

**posúdenie vonkajšej stability:**

- spoľahlivosť oporného múru proti preklopeniu,
- spoľahlivosť oporného múru proti vodorovnému posunutiu,
- excentrické pôsobenie výslednice vonkajších síl a vlastnej tiaže,
- únosnosť základovej pôdy,
- sadanie, príp. nerovnomerné účinky sadania oporného múru,
- stabilita celej konštrukcie pozdĺž možnej hlbkej klznej plochy,

**posúdenie vnútornej stability:**

- posúdenie stability úrovní jednotlivých stupňov,
- posúdenie roztrhnutia drieku oporného múru,
- posúdenie ťahovej výstuže za rubom múru,

**koniec úlohy:**

- tlač výsledkov,
- tlač charakteristického priečného rezu múru.

Ak niektoré z čiastkových posúdení vonkajšej alebo vnútornej stability nevyhovujú, výpočet sa ihneď prerušuje, signalizuje sa nesplnenie kritéria a program sa presúva na začiatok s ponukou zmeny geometrie konštrukcie.

### 3.2 Návrh tvaru

Tvar gabionového oporného múru možno navrhnuť (obr.2):

- s odstupňovaním na lícnej strane konštrukcie,
- s odstupňovaním na rubovej strane konštrukcie,
- s obojstranným odstupňovaním,
- konštantného prierezu (odporúča sa iba pri nízkych múroch).

Výplň drôtených košov môže byť (obr.3):

- z jedného druhu materiálu,
- heterogénna s rozdelením maximálne na tri časti.

## Obr.2 Tvary gabionových múrov

## Obr.3 Výplň drôtených košov

Heterogénna výplň môže byť zaujímavá najmä v prípadoch, keď je záujem, aby sa múr čo najskôr zazelenal a okrem estetického účinku vo zvýšenej miere tlmil zvuk. V oporných konštrukciách, najmä vyšších, odporúčame navrhovať iba kamennú výplň s prísnyim dodržiavaním technologickej disciplíny pri vyplňaní košov, aby nedochádzalo k nerovnomerným deformáciám košov, ktoré by mohli okrem estetických nedostatkov ohrozovať stabilitu celej konštrukcie.

Pri návrhu tvaru sa postupuje zdola nahor po vrstvách, teda tak, ako sa konštrukcia zhotovuje. Súradnicový systém je orientovaný kladne do prvého kvadrantu: vodorovne smer  $x$ , zvislo smer  $z$ . Označenie jednotlivých častí konštrukcie je znázornené na obr.4.

Obr.4 Základné označenie gabionového múru

### 3.3 Výpočet zaťaženia

#### 3.3.1 Výpočet vlastnej tiaže

Ako už bolo uvedené, možno navrhnuť ľubovoľný tvar konštrukcie múru. Algoritmus výpočtu je zostavený pre univerzálny tvar. V prípade jednoduchšieho zadania (napr. výplň košov je z rovnakého materiálu) bude výpočet automaticky zjednodušený.

Pri zadávaní výšky a šírky vrstiev sa neberie do úvahy prípadný odklon konštrukcie od zvislice. Túto okolnosť pre odklon od zvislice o uhol  $\alpha$  zohľadňuje program. Orientáciu uľahčuje obr.5.

Pomocné hodnoty:

$$x_1 = \left( z_1 + \frac{z_2}{2} \right) \cdot \sin \alpha \quad x_2 = \frac{\sum b_i}{2} \cdot \cos \alpha \quad x = x_1 + x_2 \quad [\text{m}] \quad (1)$$

Vlastná tiaž vrstvy 1:

$$\begin{aligned} G_{11} &= b_{11} \cdot z_1 \cdot \gamma_{11} \\ G_{12} &= b_{12} \cdot z_1 \cdot \gamma_{12} \\ G_{13} &= b_{13} \cdot z_1 \cdot \gamma_{13} \end{aligned} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (2)$$



Obr.5 Schéma na výpočet vlastnej tiaže  
 a - so zarátaním priťažujúcej časti zásypu  
 b - detail výpočtu súradníc

Moment sily k bodu A od účinkov vlastnej tiaže 1. vrstvy:

$$\begin{aligned}
 M_{11} &= G_{11} \cdot \left( \frac{z_1}{2} \cdot \sin \alpha + \frac{b_{11}}{2} \cdot \cos \alpha \right) \\
 M_{12} &= G_{12} [0,5z_1 \cdot \sin \alpha + (b_{11} + 0,5b_{12}) \cdot \cos \alpha] \quad [\text{kNm}] \\
 M_{13} &= G_{13} [0,5z_1 \cdot \sin \alpha + (b_{11} + b_{12} + 0,5b_{13}) \cdot \cos \alpha]
 \end{aligned} \tag{3}$$

Pre vrstvu  $k$  platí:

$$\begin{aligned}
 G_{k1} &= b_{k1} \cdot z_k \cdot \gamma_{k1} \\
 G_{k2} &= b_{k2} \cdot z_k \cdot \gamma_{k2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \\
 G_{k3} &= b_{k3} \cdot z_k \cdot \gamma_{k3} \\
 b_{k4} &= (b_{11} + b_{12} + b_{13}) - (b_{k0} + b_{k1} + b_{k2} + b_{k3}) \quad [\text{m}]
 \end{aligned} \tag{4}$$

Podľa obr.5b budú pomocné hodnoty

$$x^k = \left[ \left( \sum_{i=2}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad b^{k4} = b_{k4} - x^k \quad (5)$$

$$b^{k4} = b_{k4} - \left[ \left( \sum_{i=2}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad [\text{m}]$$

a tiaž priťažujúcej vrstvy zásypu

$$G_{k4} = \left\{ b_{k4} - \left[ \left( \sum_{i'=2}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha \right\} \cdot z_k \cdot \gamma_{k4} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (6)$$

Momenty sily od vlastnej tiaže k bodu A pre vrstvu  $k$  budú:

$$M_{k1} = G_{k1} \left\{ \left[ \left( \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \sin \alpha + (b_{ko} + 0,5b_{k1}) \cdot \cos \alpha \right\}$$

$$M_{k2} = G_{k2} \left\{ \left[ \left( \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \sin \alpha + (b_{ko} + b_{k1} + 0,5b_{k2}) \cdot \cos \alpha \right\} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

$$M_{k3} = G_{k3} \left\{ \left[ \left( \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \sin \alpha + (b_{ko} + b_{k1} + b_{k2} + 0,5b_{k3}) \cdot \cos \alpha \right\} \quad (7)$$

$$M_{k4} = G_{k4} \left\{ \left[ \left( \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \sin \alpha + (b_{ko} + b_{k1} + b_{k2} + b_{k3} + 0,5b^{k4}) \cdot \cos \alpha \right\}$$

Do úvahy ešte môžu prichádzať ako zvislé zaťaženia dva účinky:

- povrchové zaťaženie, vo všeobecnosti pôsobiace ako rovnomerné, s možnou alternáciou priamkového, prípadne bodového zaťaženia,
- v prípadoch, ak za rubom múry je povrch terénu svahovitý, účinok od tiaže zeminy vymedzenej vodorovnou rovinou a povrchom terénu.

Spomenuté doplnkové zaťaženia sú schématicky znázornené na obr.6. Do výpočtu možno zahrnúť dva druhy povrchového zaťaženia:

- rovnomerné namáhanie ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ), predstavujúce priťaženie vrstvou materiálu, rozprestierajúce sa na relatívne veľkej ploche,
- priamkové namáhanie ( $\text{kN}/\text{m}$ ), reprezentujúce zaťaženie napr. od základového pásu.

Obr.6 Zohľadnenie povrchového zaťaženia a šikmosti povrchu

Prv, ako sa zohľadní účinok povrchového zaťaženia a šikmosti povrchu, treba poznať súradnice gabionového múru na jeho rubovej strane. Niektoré možné kombinácie sú naznačené na obr.7. Vychádzajúc z tejto symboliky budú súradnice jednotlivých bodov:

$$\begin{aligned}
 A_x &= 0 & A_z &= 0 \\
 B_x &= (b_{11} + b_{12} + b_{13}) \cdot \cos \alpha & B_z &= - (b_{11} + b_{12} + b_{13}) \cdot \sin \alpha \\
 C_x &= \left( \sum_{i=1}^n z_i \right) \cdot \sin \alpha + (b_{n0} + b_{n1} + b_{n2} + b_{n3}) \cdot \cos \alpha \\
 & & & \text{[m]} \quad (8) \\
 C_z &= \left( \sum_{i=1}^n z_i \right) \cdot \cos \alpha - (b_{n0} + b_{n1} + b_{n2} + b_{n3}) \cdot \sin \alpha
 \end{aligned}$$

Podľa obr.7 treba, aby  $C_{1x} = B_{1x}$ . Ak

$C_{1x} \geq C_x$ , potom sa v ďalšom s týmto bodom uvažuje, ak  
 $C_{1x} < C_x$ , potom sa v ďalšom s týmto bodom neuvažuje.

$C_{1z} = C_z$  v prípade vodorovného povrchu terénu, t.j.  $\beta = 0$ ,  
 $C_{1z} = C_z + (C_{1x} - C_x) \cdot \text{tg } \beta$  pre sklonený povrch terénu.

Obr.7 Schéma pre stanovenie súradníc hrán gabionového múru

Zvislý účinok od povrchového zaťaženia bude:

$$G_{fl} = (C_{lx} - C_l) \cdot f \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (9)$$

a pôsobiť bude vo vzdialenosti:

$$r_f = C_x + 0,5 (C_{lx} - C_l) \quad [\text{m}] \quad (10)$$

Podobne priťaženie od vlastnej tiaže skloneného povrchu terénu bude:

$$G_s = 0,5 (C_{lx} - C_l) \cdot (C_{lz} - C_z) \cdot \gamma \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (11)$$

a jeho vodorovná súradnica bude:

$$r_{gs} = C_x + 2/3 (C_{lx} - C_x) \quad [\text{m}] \quad (12)$$

Celková hodnota vlastnej tiaže bude:

$$G = G_{11} + G_{12} + G_{13} + \dots + G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4} + \dots + G_{f1} + G_s = \sum_{i=1}^n G_i + G_{f1} + G_s \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (13)$$

Výsledný moment sily k bodu A bude:

$$M_x = M_{11} + M_{12} + M_{13} + \dots + M_{k1} + M_{k2} + M_{k3} + M_{k4} + \dots + G_f \cdot r_f + G_s \cdot r_{gs} = \sum_{i=1}^n M_i + G_f \cdot r_f + G_s \cdot r_{gs} \quad [\text{kNm}] \quad (14)$$

Poloha  $x$ -ovej súradnice ťažiska od účinku vlastnej tiaže bude:

$$r_{gx} = \frac{M_x}{G} \quad [\text{m}] \quad (15)$$

Poloha  $z$ -ovej súradnice ťažiska od zložiek vlastnej tiaže múru a spolupôsobiacého zásypu sa bude určovať podobne ako v predchádzajúcom prípade. Pre uľahčenie orientácie a označenia slúži obr.8.

Vlastná tiaž prvej vrstvy gabionu bude:

$$\begin{aligned} G_{11} &= b_{11} \cdot z_1 \cdot \gamma_{11} \\ G_{12} &= b_{12} \cdot z_1 \cdot \gamma_{12} \\ G_{13} &= b_{13} \cdot z_1 \cdot \gamma_{13} \end{aligned} \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (16)$$

Podľa obr.8 budú mať pomocné súradnice hodnoty:

$$p = b/2 \cdot \text{tg } \alpha \quad q = z/2 - b/2 \cdot \text{tg } \alpha \quad [\text{m}] \quad (17)$$

$$r_z = q \cdot \cos \alpha = (z/2 - b/2 \cdot \text{tg } \alpha) \cdot \cos \alpha$$

a moment sily v smere súradnice  $z$  bude:

$$M_{11} = G_{11} \cdot r_{z1} = G_{11} \left( \frac{z_1}{2} - \frac{b_{11}}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right) \cdot \cos \alpha$$

Obr.8 Schéma pre výpočet z-ovej súradnice ťažiska

$$M_{12} = G_{12} \cdot r_{z2} = G_{12} \left[ \frac{z_1}{2} - \left( b_{11} + \frac{b_{12}}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \alpha \right] \cdot \cos \alpha \quad [\text{kNm}] \quad (18)$$

$$M_{13} = G_{13} \left[ \frac{z_1}{2} - \left( b_{11} + b_{12} + \frac{b_{13}}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \alpha \right] \cdot \cos \alpha$$

Analogicky pre vrstvu  $k$  budú jednotlivé zložky:

$$G_{k1} = b_{k1} \cdot z_k \cdot \gamma_{k1}$$

$$G_{k2} = b_{k2} \cdot z_k \cdot \gamma_{k2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (19)$$

$$G_{k3} = b_{k3} \cdot z_k \cdot \gamma_{k3}$$

$$b_{k4} = (b_{11} + b_{12} + b_{13}) - (b_{k0} + b_{k1} + b_{k2} + b_{k3}) \quad [\text{m}] \quad (20)$$

$$b^{k4} = b_{k4} - \left[ \left( \sum_{i=2}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad [\text{m}] \quad (21)$$

$$G_{k4} = b^{k4} \cdot z_k \cdot \gamma_{k4} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (22)$$

$$M_{k1} = G_{k1} \left\{ \left[ \left( \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) + 0,5z_k \right] - (b_{k0} + 0,5b_{k1}) \cdot \operatorname{tg} \alpha \right\} \cdot \cos \alpha \quad [\text{kNm}]$$



dotvarovaním. Znamená to, že dlhodobu budú splnené podmienky pre taký stav napätosti v zemnom telese, ktorý možno považovať že aktívny zemný tlak.

Od tohoto predpokladu sa budú odlišovať dva osobitné prípady. Prvým môže byť požiadavka investora opornej konštrukcie na minimalizáciu deformácie povrchu terénu za múrom, napr. v súvislosti s blízko umiestnenými stavebnými objektami. Vtedy bude treba zabezpečiť dostatočnú tuhosť múru, resp. zníženie priameho pôsobenia tlaku zeminy, napr. vystužením zásypu. Pre statické posúdenie by mal v tomto prípade ako zaťaženie zemným tlakom vystupovať tlak zeminy blízky tlaku v pokoji.

Druhým prípadom bude možná aktivizácia svahových pohybov, najmä po predurčených, tzv. oslabených zónach. Klin uvoľnenej zeminy bude podstatne väčší ako pri uvažovaní aktívneho tlaku zeminy podľa Rankinovej teórie zemných tlakov. Z toho potom vyplýva zväčšenie zemného tlaku.

Na oporný múr môže zemina pôsobiť:

- aktívnym zemným tlakom,
- zvýšeným aktívnym zemným tlakom,
- tlakom zosúvajúceho svahu.

#### Aktívny zemný tlak

Tlak zeminy bude pôsobiť na rovinu BC, resp.  $B_1C_1$  (pozri obr.7). Veľkosť zemného tlaku sa vypočíta:

$$S_{al} = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad \text{ak } c_d = 0, \text{ resp.} \quad (27)$$

$$S_{al} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (h - h_{ca}) \cdot K_a \quad \text{ak } c_d > 0$$

Súčiniteľ aktívneho zemného tlaku  $K_a$ , zohľadňujúci naklonenie rubu múru ( $\alpha$ ), sklon povrchu terénu ( $\beta$ ) a odklon výslednice tlaku zeminy od normály ( $\delta$ ) bude:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (28)$$

Pri dosadzovaní jednotlivých uhlov musia byť splnené nasledujúce podmienky: sklon povrchu terénu nesmie byť strmší ako uhol vnútorného trenia zeminy ( $\max \beta = \varphi$ ), dodržať treba znamienkovú konvenciu na obr.10. Naklonenie rubu múru  $\alpha$  sa do súčiniteľa aktívneho zemného tlaku zohľadňuje v prípadoch rovného rubu múru (obr. 7a, b).



Obr.10 Orientácia uhlov pre výpočet aktívneho zemného tlaku

Údržná výška  $h_{ca}$  sa vypočíta podľa vzťahu

$$h_{cs} = 2 c_d \cdot \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi / 2) : \gamma \quad [\text{m}] \quad (29)$$

Súvislé povrchové zaťaženie intenzity  $f$  (pozri obr.6) sa do aktívneho tlaku premietne hodnotou

$$S_{a2} = f \cdot h \cdot K_a \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (30)$$

V dôsledku trenia zásypovej zeminy o rubovú časť gabionov sa výslednica zemného tlaku odkloní o uhol  $\delta$ , ktorý možno s ohľadom na drsnosť styku uvažovať hodnotou

$$\delta = 2/3 \varphi \quad [^\circ] \quad (31)$$

Výsledná sila od aktívneho tlaku zeminy bude rovná

$$S_a = S_{a1} + S_{a2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (32)$$

Jej z-ová súradnica bude nadobúdať hodnotu

$$r_a = \frac{S_{a1} \cdot r_{a1} + S_{a2} \cdot r_{a2}}{S_a} \quad \text{kde } r_{a1} = h/3 \quad r_{a2} = h/2 \quad [\text{m}] \quad (33)$$

### Zvýšený aktívny zemný tlak

Vyššie uvedené výpočty ostávajú v platnosti, iba sa upraví hodnota aktívneho zemného tlaku na

$$K_{a,zv} = K_a + 0,75 (K_r - K_a) \quad (34)$$

kde

$K_r = 1 - \sin \varphi$  je súčiniteľ tlaku zeminy v pokoji.

#### Tlak zosúvajúceho svahu

Zaťažovacia schéma oporného múru v zosuvnom území je znázornená na obr.11. Zohľadňuje sa pri nej šikmý povrch terénu a sklon podložia, po ktorom by mohlo dôjsť k zosuvu nadložných zemín.

Obr.11 Výpočtová schéma zaťaženia tlakom zeminy v zosuvnom území

Skutočná šmyková plocha AB, zväčša valcového tvaru, sa nahrádza rovinatým úsekom A'B', ktorý je zaťažený nadložím premenlivej hrúbky. V klíne A'BC možno vyčleniť sekundárnu šmykovú plochu MC, sklonenú o uhol  $\psi$  od vodorovného smeru. Klin zeminy MBC zaťažuje opornú konštrukciu maximálnym zemným tlakom. Jeho hodnotu možno stanoviť obvyklými postupmi používanými v teórii zemných tlakov. Ako povrchové zaťaženie vystupuje tiaž telesa MNB. V najvšeobecnejšom prípade bude výsledná sila zemného tlaku S rovná

$$S = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg} \beta}{2 \operatorname{tg}^2 \psi \cdot \cos \delta} \left[ \frac{1}{\cot g \varphi - \operatorname{tg} \delta} + \frac{1 + \frac{\operatorname{tg} \psi}{\operatorname{tg} \varphi}}{\operatorname{tg} \delta + \cot g(\psi - \varphi)} \right] \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (35)$$

kde  $\gamma$  je objemová tiaž zeminy,

$\beta$  - sklon povrchu terénu,

$\psi$  - sklon sekundárnej šmykovej plochy,

$\omega$  - sklon skalného podkladu, resp. stabilného podložia,

$\delta$  - trenie zeminy o konštrukciu,

$\varphi$  - uhol vnútorného trenia zeminy,

$h$  - výška konštrukcie.

Ostáva stanoviť, aký bude sklon sekundárnej šmykovej plochy  $\psi$ . Pri predstave uvoľnenia deformácií vo vodorovnom smere vzniká v kline MBC aktívny zemný tlak. Sklon šmykovej plochy potom bude

$$\psi = \varphi + \varepsilon \quad (36)$$

kde sa uhol  $\varepsilon$  pre nesúdržnú zeminu vypočíta z rovnice

$$\varepsilon = \operatorname{tg}(\varphi - \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi - \alpha)} \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \quad (37)$$

kde uhol  $\alpha$  je odklon konštrukcie od zvislice. Pre  $\alpha = \beta = \delta = 0$  bude

$$\psi = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (38)$$

čo je zvyčajne uvažovaný sklon šmykovej plochy podľa Rankinovej teórie vo väčšine štandardne riešených úloh.

### 3.3.3 Zloženie vektorov do výslednice

Sily (vektory) od vlastnej tiaže a tlaku zeminy treba zložiť, príp. premietnuť do vyžadovaných smerov. Pri tomto postupe bude dodržiavaná konvencia:

1. Ak  $\vec{v}$  je vektor, potom musí mať veľkosť, smer a orientáciu. Jeho veľkosť je označovaná  $v$  (teda bez šípky).
2. Všetky uhly sú určované v stupňoch ( $^\circ$ ).

Podľa označenia na obr.12 sa úloha začne určením uhla  $\lambda$ :  
 platí, že  $90^\circ = \delta + \lambda$  z toho vyplýva, že  $\lambda = 90^\circ - \delta$

Potom uhol, ktorý zvierajú vektory  $\vec{S}_a, \vec{G}$  je

$$\lambda + \alpha = 90^\circ - \delta + \alpha = \kappa \quad (39)$$

$$\text{Teda } \lambda = 90^\circ - \delta \quad (40)$$

Obr.12 Základné označenie uhlov

Pri skladaní  $\vec{S}_a$  a  $\vec{G}$  je teda nasledovná situácia (obr.13)

$$\vec{v} = \vec{S}_a + \vec{G} \quad [\text{kN}] \quad (41)$$

Obr.13 Skladanie vektorov  $\vec{S}_a$  a  $\vec{G}$

Tento čiastkový výsledok možno prekresliť do polohy podľa obr.14.

Obr.14 Prekreslenie zložených vektorov  $\vec{v}$ ,  $\vec{S}_a$  a  $\vec{G}$

Z cosínovej vety dostávame

$$v^2 = S_a^2 + G^2 - 2 \cdot S_a \cdot G \cos (180^\circ - \kappa) \quad [\text{kN}] \quad (42)$$

Keďže  $\cos (180^\circ - \kappa) = -\cos \kappa$ , tak platí

$$v^2 = S_a^2 + G^2 + 2 \cdot S_a \cdot G \cdot \cos (\kappa) \quad [\text{kN}] \quad (43)$$

Preto veľkosť vektora  $\vec{v}$  je daná vzťahom

$$v = \sqrt{S_a^2 + G^2 + 2 \cdot S_a \cdot G \cdot \cos(\kappa)} \quad [\text{kN}] \quad (44)$$

Potrebné sú tiež veľkosti uhlov, ktoré zvierá  $\vec{v}$  s vektormi  $\vec{S}_a$  a  $\vec{G}$ .

Nech  $\kappa_1$  je uhol medzi vektormi  $\vec{v}, \vec{S}_a$

$\kappa_2$  je uhol medzi vektormi  $\vec{v}, \vec{G}$

zrejme  $\kappa_1 + \kappa_2 = \kappa$

Veľkosť  $\kappa_1 + \kappa_2$  určíme zo sínusovej vety. Platí

$$\frac{\sin \kappa_1}{G} = \frac{\sin(180^\circ - \kappa)}{v} \quad (45)$$

Keďže  $\sin(180^\circ - \kappa) = \sin \kappa$ , dostávame

$$\sin \kappa_1 = \frac{G}{v} \sin \kappa \quad (46)$$

a z toho je

$$\kappa_1 = \arcsin\left(\frac{G}{v} \sin \kappa\right) \quad (47)$$

Analogicky platí

$$\frac{\sin \kappa_2}{S_a} = \frac{\sin(180^\circ - \kappa)}{v} = \frac{\sin(\kappa)}{v} \quad (48)$$

a teda

$$\sin \kappa_2 = \frac{S_a}{v} \sin \kappa \quad (49)$$

a z toho je

$$\kappa_2 = \arcsin\left(\frac{S_a}{v} \sin \kappa\right) \quad (50)$$

Kontrola je  $\kappa_1 + \kappa_2 = \kappa$

Ďalej je potrebné rozložiť  $\vec{v}$  do horizontálnej a vertikálnej zložky v zmysle schémy na obr.15 a určiť veľkosť týchto zložiek

$$\vec{v} = \vec{v}_v + \vec{v}_H \quad [\text{kN}] \quad (51)$$

Je to rozklad do vektorov, ktoré sú na seba kolmé.

Obr.15 Rozklad vektora  $\vec{v}$  do vodorovnej a zvislej zložky

Platí

$$\sin(\delta + \kappa_1) = \frac{v_v}{v} \Rightarrow v_v = v \cdot \sin(\delta + \kappa_1) \quad [\text{kN}] \quad (52)$$

a analogicky

$$\cos(\delta + \kappa_1) = \frac{v_H}{v} \Rightarrow v_H = v \cdot \cos(\delta + \kappa_1) \quad [\text{kN}] \quad (53)$$

Pre lepšiu orientáciu prekreslíme znova úvodný obrázok tejto časti a dostaneme obr.16.

Body A, B, S, T majú v súradnicovom systéme x, z nasledovné súradnice:

$$A = [0,0] \quad B = [B_x, B_z] \quad [\text{m}] \quad (54)$$

$$\text{preto } S = \left[ \frac{B_x}{2}, \frac{B_z}{2} \right] \quad T = [r_{gx}, r_{gz}]$$

Obr.16 Výsledok skladania vektorov

Potrebuje určiť vzdialenosť bodov ES na priamke  $AB = p$ .  
Parametrická rovnica priamky  $p$  určenej bodmi A, B je

$$\begin{aligned}x &= 0 + B_x t \\y &= 0 + B_z t \quad t \in (-\infty, \infty)\end{aligned}\tag{55}$$

Smernicová rovnica priamky prechádzajúcej cez ťažisko T, ktorá má smernicu podľa významu  $\kappa_2$   $\operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)$  je

$$z = \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2) \cdot x + q\tag{56}$$

Keďže bod T na nej leží, musí platiť, že

$$q = r_{gz} - r_{gx} \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)\tag{57}$$

Teda je

$$z = \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2) \cdot x + r_{gz} - r_{gx} \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)\tag{58}$$

Spoločný bod týchto dvoch priamok má taký parameter  $t_o$ , pre ktorý platí

$$B_z \cdot t_o = B_x \cdot t_o \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2) + r_{gz} - r_{gx} \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)\tag{59}$$

teda

$$t_o = \frac{r_{gz} - r_{gx} \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)}{B_z - B_x \cdot \operatorname{tg}(90^\circ - \kappa_2)}\tag{60}$$



Malo by platiť, že  $t_o \in \langle 0,1 \rangle$

Ak  $t_o < 0$ , potom priesečník je vľavo od bodu A.

Ak  $t_o > 1$ , potom priesečník je vpravo od bodu B.

Ak  $t_o \in \left\langle 0, \frac{1}{2} \right\rangle$ , potom sa priesečník nachádza medzi bodmi A a S.

Ak  $t_o \in \left\langle \frac{1}{2}, 1 \right\rangle$ , potom sa priesečník nachádza medzi bodmi S a B.

Pre  $t_o = 1/2$  je priesečník presne v bode S. Vtedy je vzdialenosť ES nulová.

V ostatných prípadoch je vzdialenosť bodov ES daná vzťahom

$$e = \sqrt{\left(\frac{B_x}{2} - B_x \cdot t_o\right)^2 + \left(\frac{B_z}{2} - B_z \cdot t_o\right)^2} \quad (61)$$

### 3.4 Posúdenie vonkajšej stability

#### 3.4.1 Spoločnosť proti preklopeniu

O preklopenie múru sa usiluje zemný tlak. Jeho veľkosť sa vypočíta podľa zásad uvedených v kapitole 3.3.2. Najčastejšie sa bude jednať o aktívny zemný tlak. Výslednica zemného tlaku  $S_a$  pôsobí vychýlená od normály o uhol  $\delta$ , ktorý bol odporúčaný uvažovať hodnotou  $\delta = 2/3 \varphi$ .

Obr.17 Rozklad výslednice zemného tlaku do vodorovného a zvislého smeru

Výsledný zemný tlak možno rozložiť do vodorovnej a zvislej zložky. Vo všeobecnom prípade, keď je múr odklonený od zvislice, bude sila  $S_a$

odklone-ná od vodorovného smeru o uhol  $\eta$ , ktorého veľkosť bude podľa označenia na obr.17 rovná

$$\eta = \delta + \alpha \quad [^\circ] \quad (62)$$

pričom treba dodržať znamienkovú konvenciu podľa obr.10. Zložky zemného tlaku budú nadobúdať hodnoty

$$S_{ah} = S_a \cdot \cos \eta \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (63a)$$

$$S_{av} = S_a \cdot \sin \eta \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (63b)$$

Proti preklopeniu pôsobia momentové účinky vlastnej tiaže konštrukcie múru k bodu otáčania. Spoľahlivosť proti preklopeniu je daná pomerom momentov stabilizujúcich síl k momentom klopiacich síl

$$\gamma_{nk} = \frac{G \cdot r_g + S_{av} \cdot r_{av}}{S_{ah} \cdot r_a} \quad (64)$$

kde  $r_a$  je z-ová súradnica výslednice zemných tlakov, stanovená v časti 3.3.2,

$r_{av}$  - x-ová súradnica výslednice zemných tlakov, ktorá sa podľa obr.7

vyberie ako jedna z dvoch možností:

$C_{1x}$ , ak  $C_{Ix} \geq C_x$  alebo

$C_x$ , ak  $C_{Ix} < C_x$ .

Vyžaduje sa, aby spoľahlivosť proti preklopeniu bola  $\gamma_{nk} > 1,5$ .

V prípade, že vyžadovaná podmienka nie je splnená, treba zväčšiť účinky síl, brániacich preklopeniu. Jednou z možností, ako sa to dá dosiahnuť, je rozšírenie múru. Druhá cesta vedie cez zmiernenie účinkov zemných tlakov. Tu prichádza do úvahy vloženie ťahovej výstuže do zásypovej časti zeminy v niekoľkých výškových úrovniach. Podrobnejšie sa tejto možnosti bude venovať kapitola 3.5.3.

### 3.4.2 Spoľahlivosť proti vodorovnému posunutiu

Pôsobiacie zemné tlaky sa tiež snažia gabionový múr horizontálne posunúť pozdĺž základovej škáry. Posunu budú brániť zložky trenia, ktoré sa môžu mobilizovať na základovej škáre a časť pasívneho odporu zeminy pod povrchom terénu na vzdušnej strane múru. Trenie v základovej škáre je podľa skôr stanovených vzťahov dané výrazom

$$v_v = \sin(\delta + \kappa_1) \cdot \sqrt{S_a^2 + G^2 + 2 \cdot S_a \cdot G \cdot \cos(\kappa)} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (65)$$

Ak sa základová škára gabionového múru nachádza v súdržných zeminách, posunutiu bude tiež brániť mobilizácia súdržnosti na základovej škáre, ktorá je daná hodnotou  $c \cdot b$ .

Napokon sa bude časť múru pod povrchom terénu pri pôsobení vodorovných síl opierať o okolitú zeminu, v ktorej sa postupne môže dosiahnuť až plná hodnota pasívneho odporu zeminy

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (66)$$

$$S_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot d^2 \cdot K_p \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (67)$$

kde  $d$  je hĺbka založenia (zvislá vzdialenosť medzi povrchom terénu na vzdušnej strane múru a základovou škárou).

Podobne sa bude pri naklonenom múre využívať pasívny odpor zeminy na výšku  $b \cdot \sin \alpha$ . Veľkosť tejto zložky sily bude vyjadrená

$$S_{pz} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (b \cdot \sin \alpha)^2 \cdot K_p \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (68)$$

Spôľahlivosť proti posunutiu je daná vzťahom

$$\gamma_{np} = \frac{v_v \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot b + S_p + S_{pz}}{S_{ah}} \quad (69)$$

Podľa našich predpisov sa vyžaduje, aby bola splnená podmienka spoľahlivosti proti posunutiu  $\gamma_{np} > 2$ . V zahraničí spravidla postačuje hodnota 1,5. Preto by bolo žiadúce, aby pri posúdení na posunutie stanovil projektant vyžadovanú mieru spoľahlivosti s osobnou zodpovednosťou v prípade použitia hodnoty  $\gamma_{np} = 1,5$ .

### 3.4.3 Únosnosť základovej pôdy

Spočítaním vlastnej tiaže múru (aj so spolupôsobiacou časťou zásypu) so zemným tlakom sa získa sila, ktorá na základovú škáru múru pôsobí zvyčajne šikmou excentricitou. Veľkosť a smer výslednice  $v$ , ako aj excentricity  $e$  už boli vypočítané skôr. Odklon výslednice od normály k základovej škáre sa stanoví

$$\operatorname{tg} \mu = \frac{v_H}{v_v} \quad (70)$$

V tomto prípade je výhodné ponechať odklon v tvare  $\mu$ .  
Efektívna plocha základovej škáry (na 1 bežný meter) bude

$$A_{ef} = b - 2e \quad [\text{m}^2] \quad (71)$$

Extrémne výpočtové napätie v základovej škáre bude

$$\sigma_{de} = \frac{v_v}{A_{ef}} \quad [\text{kPa}] \quad (72)$$

Výpočtová únosnosť základovej pôdy  $R_d$  sa vypočíta podľa vzťahu

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d + 0,5 \gamma_2 \cdot b_{ef} \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \quad [\text{kPa}] \quad (73)$$

Výpočtové charakteristiky šmykovej pevnosti sú dané vzťahmi

$$\begin{aligned} \varphi_d &= \frac{\varphi}{\gamma_{m\varphi}} & \gamma_{m\varphi} &= 1,5 \quad \text{pre rozpätie } 0 < \varphi < 12^\circ \\ & & \gamma_{m\varphi} &= \frac{\varphi}{\varphi - 4} \quad \text{pre } \varphi > 12^\circ \\ c_d &= \frac{c}{\gamma_{mc}} & \gamma_{mc} &= 2 \end{aligned} \quad (74)$$

Súčinitele únosnosti sa potom vypočítajú:

$$\begin{aligned} N_c &= (N_d - 1) \cdot \cotg \varphi_d & \text{pre } \varphi_d > 0 \\ N_c &= 2 + \pi & \text{pre } \varphi_d = 0 \end{aligned}$$

$$N_d = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \cdot \exp (\pi \cdot \text{tg } \varphi) \quad (75)$$

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

Súčinitele tvaru základu sú dané rovnicami:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 \frac{b}{l} \\ s_d &= 1 + \frac{b}{l} \cdot \sin \varphi_d \\ s_b &= 1 - 0,3 \frac{b}{l} \end{aligned} \quad (76)$$

Vo všetkých výrazoch predstavuje  $l$  dĺžku múru. Ak  $l > 10b$ , možno dosadiť za súčinitele  $s_c = s_d = s_b = 1,0$ .

Súčinitele hĺbky založenia sa vypočítajú:

$$\begin{aligned}d_c &= 1 + 0,1\sqrt{\frac{d}{b}} \\d_d &= 1 + 0,1\sqrt{\frac{d}{b}} \cdot \sin 2\varphi_d \\d_b &= 1\end{aligned}\tag{77}$$

Súčinitele šikmosti zaťaženia sa určia:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - \operatorname{tg} \mu)^2\tag{78}$$

Podmienkou posúdenia medného stavu únosnosti je splnenie nerovnosti

$$\sigma_{de} \leq R_d \quad [\text{kPa}]\tag{79}$$

### 3.4.4 Sadanie oporného múru

Základová škára gabionového múru je namáhaná šikmou excentricitou. Treba preto očakávať, že sadanie konštrukcie nebude rovnomerné. Odporúčame, aby sa sadanie preukázalo dvoma posúdeniami:

- ako pootočením základovej škáry,
- ako prognóza nerovnomerného sadania múru od rôzne veľkých hranových napätí.

#### Pootočenie základovej škáry

Pootočenie základovej škáry môže dosiahnuť hodnotu

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{12 \cdot v_v \cdot e}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{def}}\tag{80}$$

Význam všetkých symbolov už bol vysvetlený. Konštrukcia sa smie pootočiť menej, ako je prípustná hodnota naklonenia  $\Delta s/l = 0,003$  (vychádzajúc z podmienok uvedených v STN 73 1001 pre konštrukcie málo citlivé na nerovnomerné účinky sadania).

Z vypočítaného pootočenia možno stanoviť prognózu absolútneho naklonenia múru pomocou vzťahu

$$\Delta_H = h \cdot \operatorname{tg} \theta \quad (81)$$

### Sadanie oporného múru

Hranové napätia pod vzdušnou (bod A) a rubovou (bod B) hranou oporného múru podľa označenia na obr.5 a sa stanoví

$$\sigma_{A,B} = \frac{v_v}{b} \pm \frac{v_v \cdot e}{\frac{b^2}{6}} \quad [\text{kPa}] \quad (82)$$

Hrúbka deformačnej zóny pod základovou škárou gabionového múru bude takmer s určitosťou menšia ako 3 šírky základu. V tomto hĺbkovom rozsahu sa dá predpokladať výskyt rovnorodého podložia, alebo podložia ktorého stlačiteľnosť nepresahuje prijateľný rozptyl. Potom stačí, ak sa predpokladané sadanie hrán základu vypočíta pomocou zjednodušeného vzťahu, odvodeného zo Schleicherovej rovnice. Sadanie bod rohmi A a B bude:

$$s_A = \frac{\sigma_A \cdot b \cdot \alpha_3 \cdot (1 - \nu^2)}{E_{def}} \quad s_B = \frac{\sigma_B \cdot b \cdot \alpha_3 \cdot (1 - \nu^2)}{E_{def}} \quad [\text{m}] \quad (83)$$

kde  $\nu$  je Poissonovo číslo zeminy pod základovou škárou,  $E_{def}$  [kPa],  $\sigma$  [kPa]

$\alpha_3$  - tvarový súčiniteľ, ktorý sa stanoví podľa tab.1.

Hodnoty súčiniteľa $\alpha_3$		Tabuľka 1
Pomer $l/b$		$\alpha_3$
2		0,765
3		0,890
4		0,980
5		1,050
10		1,265
20		1,475
50		1,770
100		2,000

Poznámka:  $l$  reprezentuje dĺžku oporného múru. Medziľahlé hodnoty možno lineárne interpolovať.

Vypočítané sadanie nesmie byť väčšie, ako je prípustná hodnota. Veľkosť medzného sadania stanoví projektant podľa požiadaviek na samotnú konštrukciu gabionového múru, ale najmä s ohľadom na prípadnú zástavbu na povrchu územia v blízkosti múru. V situáciách, kedy deformácia múru

nespôsobuje nepriaznivú odozvu na blízkom okolí gabionovej konštrukcie, možno pripustiť hodnotu medzného sadania  $s_{lim} = 100$  mm.

Naklonenie základu sa stanoví pomocou vypočítaného sadania  $s_A$  a  $s_B$ , pričom nesmie prekročiť prípustnú hodnotu:

$$\frac{s_A - s_B}{b} \leq 0,003 \quad (84)$$

Predložený postup pre výpočet sadania pod hranami základu dáva zvyčajne väčšie hodnoty oproti skutočnosti, pretože sa pomocou neho počíta stláčanie nekonečne hrubej vrstvy a zanedbáva sa nárast modulu deformácie s hĺbkou. Uvedené nepresnosti sú v obvyklých prípadoch akceptovateľné.

Pri riešení zložitých úloh treba vypočítať sadanie pod hranami základu pomocou postupu, uvedeného v STN 73 1001. Tento výpočet je súčasťou štandardných programov pre navrhovanie plošných základov. Preto v takýchto situáciách odporúčame využiť existujúce programové vybavenia, prípadne zaistiť prepojenie riešenej úlohy na naprogramovaný výpočet sadania.

### 3.4.5 Stabilita celej konštrukcie pozdĺž hlbkej klznej plochy

Pri navrhovaní gabionových oporných múrov v zosuvnom území, alebo v prostredí s nepriaznivo sklonenými vrstvami málo únosných zemín, môže nastať porušenie pozdĺž klzných plôch, ktoré zasahujú do väčšej vzdialenosti za rub múru, alebo pod základovú škáru múru. Takéto prípady treba projektantom precízne identifikovať a podrobne analyzovať. Každá posudzovaná úloha je individuálna, preto nie je možné predpísať univerzálny postup na jej riešenie. Geometria navrhutej konštrukcie a konkrétne geologické podmienky budú potom tvoriť vstupy do osobitného programu stability svahu.

Odporúčame upozorniť pri zostavovaní programu návrhu gabionového múru riešiteľa úlohy na zváženie, do akej miery môže nastať nebezpečenstvo vzniku vytvorenia hlbkej klznej plochy. V prípade aktuálneho rizika sa stabilita celku musí posúdiť pomocou jestvujúcich špeciálnych programov, alebo individuálne analyticky.

## 3.5 Posúdenie vnútornej stability

### 3.5.1 Stabilita jednotlivých stupňov

Gabionová konštrukcia je zhotovovaná po vrstvách. Zaťaženie tlakom zeminy môže spôsobiť situáciu, keď navrhnutý tvar múru (najmä v jeho horných častiach) je neúmerne štíhly. Časť konštrukcie by sa mohla porušiť preklopením, prípadne posunutím.

Odporúčame preto do programu zahrnúť posúdenie spoľahlivosti proti preklopeniu a vodorovnému posunutiu jednotlivých stupňov. Základné vzťahy sa prevezmú z kapitol 3.4.1 a 3.4.2. Pri posúdení možno postupovať smerom zhora nadol, alebo naopak zdola nahor. Rovnako ako vlastnú tiaž múru, treba stanoviť aj príslušnú hodnotu tlaku zeminy, pôsobiaci od povrchu terénu po posudzovanú úroveň.

### 3.5.2 Posúdenie roztrhnutia drieku

#### 3.5.2.1 Metodický prístup

Jadrom problému je stanovenie namáhania drôtenej konštrukcie košov, namáhaných kamenitou výplňou. Pri výpočte vnútorných síl sa možno uberať niekoľkými cestami. Stále pritom ale hrozí riziko, že aj zvolením optimálneho matematického modelu nebude výsledok zodpovedať plne skutočnosti. Príčinou tejto disproporcie môže byť variabilita vlastností výplne drôzených košov, alebo odchylenie sa od predpokladaného technologického postupu zhotovenia gabionovej konštrukcie.

Pri zostavovaní geotechnického modelu možno čerpať poznatky z navrhovania zásobníkov, ako sa k tomu pristupuje predovšetkým v betónových konštrukciách. Niektoré presné riešenia (pre kruhové alebo pravouhlé zásobníky) sa dajú upraviť pre rovinnú úlohu, za ktorú možno plným právom považovať opornú gabionovú konštrukciu. V prípade relatívne krátkych úsekov gabionových múrov, kde by sa mohol prejaviť priestorový účinok, zjednodušenie do rovinnéj úlohy je v prospech bezpečnosti konštrukcie ako celku. Preto sa v ďalšom pozornosť upriami iba na rovinné riešenie.

Nielen z konštrukčného, ale najmä statického hľadiska sa zásobníky členia na:

- bunkre (nízke zásobníky),
- silá (vysoké zásobníky).

V teórii betónových konštrukcií je za bunker považovaný zásobník, ktorý spĺňa podmienku:

$$h \leq 1,5\sqrt{A} \quad [m] \quad (85)$$

kde  $h$  je výška steny komory zásobníka,



$A$  - pôdorysná plocha zásobníka [m].

Silá by mali mať splnenú podmienku:

$$h > 1,5 a \quad \text{alebo} \quad h > 1,33 d \quad [\text{m}] \quad (86)$$

kde  $a$  je väčší z pôdorysných rozmerov zásobníka,

$d$  - priemer kruhového zásobníka [m].

Pri bunkroch sa pre malú výšku steny neberie do úvahy trenie náplne o steny komory, zatiaľ čo v silách sa trenie náplne o steny komory zohľadňuje. Pre posudzovanú úlohu treba analyzovať vo všeobecnej polohe vnútorné sily v bunkroch aj silách. Riešenie citlivejšie na okrajové podmienky by potom malo byť základom posúdenia rizika roztrhnutia drôtenej konštrukcie košov.

### 3.5.2.2 Zaťaženie

Podobne ako vo všetkých stavebných konštrukciách, zaťaženie pozostáva zo stálej a náhodnej zložky. Stále zaťaženie tvorí vlastná tiaž prvkov košov, výplň košov, časti objektov, príp. násypov postavených na alebo v tesnej blízkosti gabionového múru. Náhodné zaťaženie zahŕňa účinky strojov, vplyvy teplotných rozdielov, zmrašťovania, klimatické účinky, pôsobenie vetra, seizmické účinky a prípadný vplyv poddolovaného územia.

Rozhodujúcim zaťažením je tlak výplne košov. Okrem obvyklých charakteristík materiálu výplne treba zohľadniť aj možnosť vzniku adhézie. Jej účinkom sa vytvárajú klenby vo výplni, čím sa zvýši vodorovný tlak na stenu koša. Po prelomení klenby sa zase okamžite zväčší zvislá zložka zaťaženia na dnovú časť (t.j. základovú škáru). Tento prírastok zaťaženia je krátkodobý a po vyrovnaní napätí dochádza k rovnomernejšiemu rozdeleniu vodorovného zaťaženia na steny košov.

V ďalšom sa z teórie statiky zásobníkov prevezmú a transformujú vzťahy, ktoré budú potrebné pre posúdenie drieku gabionu. Na bočnú stenu (drôtený kôš) budú pôsobiť účinky:

- na stenu bunkra vodorovný tlak  $\sigma_{xb}$ , ktorého priebeh sa s hĺbkou lineárne zväčšuje,
- na stenu sila vodorovný tlak  $\sigma_{xs}$  s nelineárnym nárastom po hĺbke a zvislé spojité zaťaženie  $q_f$  spôsobené trením výplne o stenu sila.

Aj keď stena drôteného koša nie je spojitá, principiálne treba akceptovať uvedené zaťaženia. Problematike prídavného zvislého zaťaženia  $q_f$ , ktoré nenadobúda veľkú hodnotu, netreba venovať v nami riešenej úlohe osobitnú pozornosť.

Pri navrhovaní betónových zásobníkov sa odporúča použiť hodnotu súčiniteľa zaťaženia  $\gamma_f = 1,3$ , čím sa zohľadňuje premenlivosť tlakov.

Základná analógia medzi zásobníkom a gabionovým múrom, ktorá umožňuje prevziať myšlienku namáhania stien zásobníka a po úprave ju aplikovať na stanovenie vnútorných síl v konštrukcii gabionového telesa, je znázornená na obr. 18.

Obr. 18 Podobnosť zaťaženia zásobníka a gabionovej steny

### 3.5.2.3 Vodorovný tlak v bunkri

Zanedbaním účinkov trenia výplne o steny narastá zložka zvislého tlaku priamo úmerne s hĺbkou bez redukcie (obr. 19 a). Vodorovné napätie je v stave medznej rovnováhy aktívnym tlakom zeminy:

$$\sigma_{xb} = \gamma \cdot z \cdot K_a \quad [\text{kPa}] \quad (87)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (88)$$

Obr. 19 Schéma zaťaženia vodorovným tlakom: a - bunker, b - silo

Toto odporúčanie z literatúry možno prijať bez výhrad pre dimenzovanie novo zhotovenej gabionovej konštrukcie. Drôtené koše sú síce dostatočne poddajné aby umožnili vodorovné pretváranie výplne a tým vznik aktívneho zemného tlaku, ale miera deformácie sa postupne s časom znižuje. Po určitom čase, zvyčajne už po niekoľkých rokoch, sa v dôsledku stabilizácie počiatkových deformácií zmení stav napätosti vo vnútri výplne. Vodorovné napätia začnú narastať a extrémne by mohli dosiahnuť až hodnotu tlaku zeminy v pokoji. Pretože proces redistribúcie napätí začína od stavu medznej rovnováhy na úrovni najnižších vodorovných napätí (aktívneho tlaku), maximálne sa môže zvýšiť iba po dolnú hranicu tlaku zeminy v pokoji. Reálne možno aj s ohľadom na odporúčanie medzinárodnej komisie CEN - TC 250/SC 7, ktorá pripravuje európske geotechnické normy, uvažovať s tým, že sa dosiahne úroveň polovice medzi aktívnym zemným tlakom a tlakom v pokoji. Potom súčiniteľ zvýšeného aktívneho zemného tlaku nadobudne hodnotu:

$$K_{a,zv} = K_a + 0,5 (K_r - K_a) \quad (89)$$

kde  $K_r = 1 - \sin \varphi$  je súčiniteľ tlaku zeminy v pokoji.

Treba poznamenať, že oproti výpočtu zaťaženia oporného múru zemným tlakom (pozri kapitolu 3.3.2 Zvýšený aktívny zemný tlak) sa jedná o mierne zníženie výpočtovej hodnoty zaťaženia vodorovnými tlakmi zeminy. Táto zmena je plne akceptovateľná, pretože procesy pretvárania sú v zásype za rubom a v samotnom gabionovom múre o niečo odlišnejšie.

### 3.5.2.4 Vodorovné zaťaženie v sile

V dôsledku štíhlosti sila sú jeho vnútorné sily oproti bunkru mierne zmenené. Vodorovné zaťaženie tvorí:

- základný tlak rozdelený rovnomerne po obvode,
- prídavné zaťaženie vyvolané nerovnomerným pôsobením náplne na steny,
- miestne zvýšenie tlaku pri vzniku klenby.

Základný vodorovný tlak má po výške sila spojitý priebeh:

$$\sigma_{xs} = \frac{\gamma \cdot r}{\mu} \left( 1 - e^{-\frac{\mu \cdot K_a \cdot z}{r}} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (90)$$

kde  $\gamma$  je objemová tiaž výplne drôtených košov [ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ],

$\mu$  - súčiniteľ trenia,

$r$  - hydraulický polomer ( $r = A/u$ ),

$A, u$  - plocha a obvod vnútorného prierezu sila [ $m^2, m$ ],

$z$  - hĺbka, v ktorej sa počíta vodorovný tlak [ $m$ ].

Prídavný vodorovný tlak od nerovnomernej výplne sa uvažuje:

$$\sigma_{xp} = \xi \cdot \sigma_{xs} \quad [\text{kPa}] \quad (91)$$

kde  $\xi$  je súčiniteľ závislý od pomeru výšky a priemeru komory sila.

Celkový účinok vodorovného zaťaženia potom bude

$$\sigma_{xs} + \sigma_{xp}$$

Podrobnosti o stanovení veľkosti doplnkového zvýšenia vodorovného tlaku v dôsledku vzniku klenbového efektu sa nenachádzajú v literatúre zaoberajúcej sa navrhovaním zásobníkov. Po metodickej stránke je tento účinok vytypovaný ako možné zaťaženie. Podrobnejšou analýzou súčiniteľa  $\xi$ , ktorý dosahuje najmä pre vysoké konštrukcie síl značné hodnoty (extrémne viac ako dvojnásobné zvýšenie vodorovných napätí) možno usúdiť, že zahrňuje súhrnne všetky prídavné zaťaženia. Navyše súčiniteľ zaťaženia ( $\gamma_f = 1,3$ ) v sebe zahrňuje nepredvídateľné účinky.

Zvislé spojité zaťaženie  $q_f$  vyvolané trením náplne o steny komory sa určí zo vzťahu:

$$q_{fs} = \mu \cdot \sigma_{xs} \quad [\text{kPa}] \quad (92)$$

kde  $\mu$  je súčiniteľ trenia náplne o stenu ( $\mu = \text{tg } \varphi$ ).

### 3.5.2.5 Posúdenie drôtených košov

Pre potreby dimenzovania drôtených košov proti roztrhnutiu boli vyššie uvedené poznatky transformované na podmienky gabionových múrov. Boli zároveň vykonané porovnávacie výpočty, ktoré mali vymedziť obor platnosti jednotlivých vzťahov. Pre praktické úlohy vychádza hranica, kedy už nemožno uvažovať s výpočtovým modelom bunkra, ale treba použiť postup pre silá, prekročením pomeru  $h_t / b_t > 3,5$  ( $h_t$  - výška gabionového múru vyčnievajúca nad povrch terénu,  $b_t$  - šírka múru v úrovni povrchu terénu).

Pre vysoké konštrukcie platí schéma na obr. 19 b. Pretože sa oproti zásobníkom (silám) posudzuje rovinná úloha, do vzťahu (90) pre výpočet vodorovného zaťaženia sa zavedú určité úpravy, ktoré napokon veľkosť vodorovného napätia predstavujú v tvare:

$$\sigma_{xs} = \frac{\gamma \cdot b_t}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi} \left( 1 - e^{-\frac{2h_t \cdot K_a \cdot \operatorname{tg} \varphi}{b_t}} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (93)$$

kde  $h_t$  a  $b_t$  sú výška a šírka gabionového múru, rozhodujúce pre posúdenie ťahového namáhania drôtov (pozri obr. 19).

Hodnoty súčiniteľa  $\xi$ , pomocou ktorého sa stanoví veľkosť prídavného tlaku vzťahom (91), sú spracované v tab. 2.

Súčiniteľ  $\xi$  na výpočet prídavného zaťaženia

Tabuľka 2

$h_t/b_t$	1,25	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10
$\xi$	0,12	0,35	0,50	0,62	0,84	1,00	1,11	1,17	1,20	1,25

Účinok prídavného vodorovného tlaku od nerovnorodej výplne môže, ale aj nemusí nastať. Pri dodržaní technologických predpisov pre zhotovenie gabionového múru (najmä dôslednosti ukladania kameňov na okrajoch koša a rovnomernom vyplňovaní zvyšného priestoru koša spolu s predpísaným hutnením materiálu) niet dôvodu sa obávať, že bude pôsobiť prídavný vodorovný tlak. Je teda na projektantovi, či s ohľadom na riziko nesplnenia technologickej disciplíny zaráta prídavný tlak.

Výsledné výpočtové vodorovné napätie potom bude nadobúdať hodnotu:

ak  $h_t/b_t < 3,5$ :

$$\sigma_{xd} = (\sigma_{xb} + \sigma_{xp}) \gamma_f \quad [\text{kPa}] \quad (94)$$

ak  $h_t/b_t > 3,5$ :

$$\sigma_{xd} = (\sigma_{xs} + \sigma_{xp}) \gamma_f \quad [\text{kPa}] \quad (95)$$

kde  $\sigma_{xb}$  je vodorovné napätie podľa vzťahu (87),

$\sigma_{xs}$  - vodorovné napätie podľa vzťahu (93),

$\sigma_{xp}$  - prídavné vodorovné napätie podľa vzťahu (91) a tab. 2; je možné ho zanedbať,

$\gamma_f$  - súčiniteľ zaťaženia ( $\gamma_f = 1,3$ ).

Vo výpočte súčiniteľa zemného tlaku môže projektant voliť hodnoty stanovené podľa vzťahu (88) alebo (89). Pre trvalé konštrukcie, u ktorých sú navyše nároky na minimalizovanie pretvárania gabionového múru, treba použiť vzťah (89).

Vyššie uvedené úvahy nemožno mechanicky aplikovať na posúdenie samotného drôteného koša, ktorý tvorí uzavretý stavebný prvok. Na túto úlohu sa hodia modely krabicových systémov alebo kvádrových zásobníkov. Gabionová stena je stavebníkovým spôsobom zložená z jednotlivých košov. Preto pre samotné posúdenie roztrhnutia drôtov koša sa vypočítané vodorovné zaťaženie bude transformovať na jeden najviac namáhaný kôš. V obvyklých situáciách sa tento kôš nachádza v prvom rade na povrchu územia nad radom základových košov.

Pre potreby posúdenia jedného koša budú bez ohľadu na predchádzajúce kritérium výšky konštrukcie (ktoré je dôležité pri stanovení zaťaženia podľa modelu bunkra alebo vysokého sila) platiť vzťahy pre tzv. nízke kvádrové zásobníky.

Od pôsobiaceho vodorovného zaťaženia  $\sigma_{xd}$  vznikne v kritickom priereze ohybový moment veľkosti

$$M_{kos} = \frac{1}{2} \sigma_{xd} \cdot z \cdot \frac{z}{3} = \frac{1}{6} \sigma_{xd} \quad [\text{kNm}] \quad (96)$$

a posúvajúca sila

$$Q_{kos} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{xd} \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_{xd} \quad [\text{kN}] \quad (97)$$

kde  $z$  je výška steny koša (v obvyklých prípadoch  $z = 1$  m).

Posúvajúca sila namáha vodorovné časti koša a hrany koša ťahovými účinkami. Najviac sú namáhané oblasti rohov. Ak by sa dalo predpokladať dostatočne tuhé spojenie oceľových drôtov v hranách, potom ohybový moment klesne až o tretinu hodnoty, stanovenej podľa vzťahu (96). Základné schémy statického pôsobenia a priebehu ohybových momentov na hranách koša sú znázornené na obr.20.

Obr. 20 Schéma výpočtového modelu pre posúdenie pretrhnutia koša

- a - pretvorenie hrán koša, b - zaťaženie vodorovným tlakom v pôdoryse, c - rozloženie ohybových momentov v pôdoryse, d - rozdelenie ohybových momentov vo zvislom reze; 1 - konzolové pôsobenie, 2 - priebeh ohybových momentov pri tuhom spojení stien koša,

### 3 - priebeh ohybových momentov pri kĺbovom spojení stien koša

Vypočítaná ťahová sila podľa vzťahu (97) bude zachytávaná drôtmí pri hornom a spodnom okraji. Jeden drôt bude namáhaný pomernou časťou tejto sily: pri veľkosti ôk 100 x 100 mm to bude spolu 20 drôtov, takže

$$Q_l = Q : o \quad [\text{kN}] \quad (98)$$

kde  $o$  je počet drôtov na 1 m úseku pri hornom a spodnom povrchu.

Ťahové napätie pôsobiace v jednom drôte nadobudne hodnotu:

$$\sigma_t = \frac{4 \cdot Q_l}{\pi \cdot d_v^2} \quad [\text{kPa}] \quad (99)$$

kde  $d_v$  je priemer drôtu [m].

Aby nenastalo pretrhnutie drôtu, musí byť splnená podmienka

$$\sigma_t \leq R \quad (100)$$

V prípade nesplnenia podmienky (100) treba zvoliť na vzdušnom líci gabionového múru väčšiu hustotu ôk sieťoviny.

Posúdenie roztrhnutia drieku stačí v obvyklých prípadoch uskutočniť iba pre najviac namáhaný profil vzdušného líca múru. Časti obklopené pôvodnou zeminou alebo zásypom nie sú ohrozené zvýšeným ťahovým namáhaním drôtov. Preto pri zadávaní vstupných charakteristík do výpočtu treba za výšku  $h_t$  považovať celkovú výšku gabionového múru skrátenu o úsek pod povrchom terénu. Rovnako treba postupovať aj pri uvažovaní započítateľnej šírky múru  $b_t$  (pozri obr. 19).

V prípade extrémne vysokých múrov môže nastať situácia, keď hustejšia sieťovina nebude stačiť zachytiť ťahovú vodorovnú silu. V takýchto prípadoch bude potrebné v dolnej časti vzdušného líca múru pridať ešte jednu vrstvu sieťoviny. Posúdenie na roztrhnutie sa potom vykoná aj na vyššie situovaný prierez, v ktorom sa preukáže splnenie podmienok spoľahlivého prenesenia vodorovných ťahových síl.

#### 3.5.3 Posúdenie ťahovej výstuže

Napojením ocelevej sieťoviny na zhotovované koše a jej rozprestrenie na zhutňovanú vrstvu zásypu za rubom múru sa bude využívať trenie medzi sieťovinou a zeminou, ktoré zníži zaťaženie múru od tlaku zeminy. Toto opatrenie bude odôvodnené najmä v prípadoch prísnych požiadaviek na minimalizáciu deformácií na povrchu terénu za rubom múru.

Na prenášanie horizontálnych síl ťahom sa môže využiť iba tá časť ťahovej výstuže, ktorá zasahuje za oblasť možného splastizovania zeminy po vyčerpaní šmykovej pevnosti a prekročení kritických deformácií. To znamená, že v každom uloženom rade výstuže sa bude môcť podieľať na prenášaní horizontálnych síl iná časť.

Pri uplatnení Rankinovej teórie, ktorá sa vo všeobecnosti akceptuje na väčšinu zemín, sa od bodu B v základovej škáre múru pod uhlom  $45^\circ + \varphi/2$  smerom nahor vyčleňuje oblasť, v ktorej sa môže očakávať porušenie zeminy. Základná výpočtová schéma je znázornená na obr. 21a.

Obr. 21 Výpočtové schémy pre návrh ťahovej výstuže

Na prenášaní ťahových napätí sa bude zúčastňovať časť výstuže, ktorej dĺžka je podľa schémy na obr. 21a rovná

$$l_{kk} = l_{vk} - m_k \quad [\text{m}] \quad (101)$$

Ak sa ťahová výstuž umiestni do každej etáže košov, potom pre rozhranie medzi prvým a druhým radom bude platiť

$$m_l = z_l \cdot \text{tg} (45^\circ - \varphi/2) \quad [\text{m}] \quad (102)$$

$$l_{kl} = l_{vl} - z_l \cdot \text{tg} (45^\circ - \varphi/2)$$



pre  $k$ -tu vrstvu to bude

$$l_{kk} = l_{vk} - tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \sum_{i=1}^{k-1} z_i \quad [\text{m}] \quad (103)$$

Pri označovaní čísla vrstvy sa myslí na rozhranie medzi touto a pod ňou ležiacou úrovňou košov.

Dĺžku výstuže navrhuje projektant, napr. s ohľadom na priestorové možnosti. Dĺžka výstuže sa môže meniť podľa želania po výške konštrukcie. Celková dĺžka výstuže, ktorú možno využiť na prenos ťahových síl bude

$$l_k = \sum_{i=1}^{n-1} l_{ki} \quad [\text{m}] \quad (104)$$

Ťahová sila sa bude prenášať trením na povrchu výstuže a mobilizáciou pasívneho odporu (obr. 21b). Na pôdorysnej ploche  $1 \text{ m}^2$  bude medzi sieťovinou a zeminou pôsobiť trenie na ploche

$$A^{v1} = \pi \cdot d_v \cdot t_x \cdot t_y \quad [\text{m}^2] \quad (105)$$

kde  $d_v$  je priemer ocelového drôtu,

$t_x, t_y$  - veľkosť ôk sieťoviny vo vodorovnej rovine v smere osí  $x, y$ , zadáva sa počet drôtov pripadajúcich na úsek  $1 \text{ m}$  v oboch smeroch.

Normálové napätie pôsobiace na výstuž bude totožné s geostatickým tlakom v posudzovanej hĺbke:

$$\sigma_k^v = \gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \quad [\text{kPa}] \quad (106)$$

V  $k$ -tej vrstve dosiahne trenie na ploche  $1 \text{ m}^2$  hodnotu:

$$F_{ik1} = \sigma_k^v \cdot A^{v1} \cdot tg\left(\frac{\varphi}{3}\right) = \gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot \pi \cdot d_v \cdot t_x \cdot t_y \cdot tg\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^2] \quad (107)$$

Sila, ktorú v  $k$ -tej vrstve preniesie výstuž trením, bude:

$$F_{ik} = F_{ik1} \cdot l_{kk} = \gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot \pi \cdot d_v \cdot t_x \cdot t_y \cdot tg\left(\frac{\varphi}{3}\right) \cdot \left[ l_{vk} - tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right] \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (108)$$

Vodorovné sily bude zachytávať tiež mobilizovaný pasívny odpor na drôtoch uložených kolmo k smeru ťahového namáhania. Vzдорujúca plocha (pre pôdorys 1 m<sup>2</sup>) bude:

$$A^{v2} = d_v \cdot t_x \quad [\text{m}^2] \quad (109)$$

kde  $t_x$  je počet drôtov rovnobežných s gabionovou stenou na 1 m úseku.

V úrovni výstuže bude vznikáť pasívny odpor, ktorého zložky sú:

$$K_p = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (110)$$

$$\sigma_k^p = \sigma_k^v \cdot K_p = \gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (111)$$

Vzhľadom k malému priemeru drôtu sa zanedbáva prírastok vodorovných napätí na úseku, ktorého výška je daná hrúbkou drôtu. Potom sila, ktorú v  $k$ -tej vrstve preniesie výstuž mobilizáciou pasívneho odporu, bude:

$$F_{pk} = A^{v2} \cdot \sigma_k^p \cdot l_{kk} = \gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot d_v \cdot t_x \cdot \left[ l_{vk} - tg \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right] \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (112)$$

Medzi okami oceľovej výstužnej siete je zaklínené kamenivo, ktoré spolupôsobí s výstužou a možno ho tiež započítať do ťahovej únosnosti. Pri dôslednom rozbere úlohy to budú dve zložky: trenie medzi zaklínenými zrnami a zásypom a pasívny odpor na vyčnievajúcich výčnelkoch kameniva. Vzhľadom k potrebe zostavenia spoľahlivého výpočtového modelu je vhodné zanedbať aktivizáciu očakávanej malej zložky pasívneho odporu, ktorá navyše ku svojej mobilizácii potrebuje značnú deformáciu. Uspokojíme sa teda iba so zohľadnením trenia.

Vo vrstve  $k$  ťahovej výstuže bude na 1 m<sup>2</sup> vznikáť zvislé napätie podľa vzťahu (105). Ak predpokladáme 60 % využiteľnosť kontaktnej plochy, pričom neslobodno zabudnúť že pri vyťahovaní sa bude trenie mobilizovať na hornom aj spodnom povrchu posudzovanej vrstvy výstuže, potom bude na ploche 1 m<sup>2</sup> dosahovať hodnotu

$$F_{zk1} = 2,0,6\sigma_k^v \cdot tg\varphi = 1,2\gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot tg\varphi \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^2] \quad (113)$$

Sila, ktorú preniesie v  $k$ -tej vrstve zaklínené kamenivo bude

$$F_{zk} = F_{zk1} \cdot l_{kk} = 1,2\gamma \cdot \left( h - \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \left[ l_{vk} - \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sum_{i=1}^{k-1} z_i \right] \quad [\text{kN}] \quad (114)$$

Sila, ktorú preniesie ťahová výstuž vo vrstve  $k$  bude:

$$F_k = F_{tk} + F_{pk} + F_{zk} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (115)$$

Celková sila prenášaná ťahovou výstužou v celej konštrukcii napokon bude:

$$F^t = \sum_{i=1}^{n-1} F_{ki} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (116)$$

Takto vypočítanou silu  $F^t$  sa zníži účinok tlaku zeminy ( $S_a$  alebo  $S$ ) stanovený v kapitole 3.3.2. Ďalší postup návrhu (skladanie síl a vyžadované posúdenia) ostávajú bez zmeny.

#### 4. POUŽITÉ SYMBOLY

Súpis vybratých symbolov predstavuje najčastejšie sa opakujúce označenia, ktoré sú v niektorých prípadoch upravené indexami na odlíšenie od už použitých označení. Ostatné symboly sú zrejmé z textu a vo väčšine prípadov sú tiež znázornené na obrázkoch.

$A$	- plocha
$F$	- sila
$K_a$	- súčiniteľ aktívneho tlaku zeminy
$K_{a,zv}$	- súčiniteľ zvýšeného aktívneho tlaku zeminy
$K_p$	- súčiniteľ pasívneho odporu zeminy
$K_r$	- súčiniteľ tlaku zeminy v pokoji
$R_d$	- výpočtová únosnosť základovej pôdy
$b$	- šírka základovej konštrukcie
$d$	- hĺbka založenia
$d_v$	- priemer drôtu oceleovej siet'oviny
$e$	- excentricita
$f$	- povrchové rovnomerné zaťaženie
$h$	- výška gabionovej konštrukcie
$l$	- dĺžka gabionového múru
$s$	- sadanie gabionového múru
$t_x, t_y$	- rozmery ôk drôtenej konštrukcie v smere osí $x, y$
$z$	- hrúbka vrstvy drôtených košov

- $\alpha$  - odklon gabionového múru od zvislice  
 $\beta$  - sklon povrchu terénu  
 $\gamma$  - objemová tiaž zeminy, zásypu  
 $\delta$  - trenie zásypu o gabionový múr

## 5. LITERATÚRA

Brandl, H.: Stabilitätsuntersuchungen und Brückensicherungen in Rutschgebieten. In: Zakládání staveb, Brno 1979, s.308-316.

Brandl, H.: Retaining structures for rock masses. Butterworth + Heinemann, Oxford, 1992, 52 s.

Grenčík, Ľ. - Fiala, A. - Majdúch, D. - Kuda, R. - Végh, Ľ.: Betónové konštrukcie II B. ALFA, Bratislava, 1986.

Hulla, J. a kol.: Zakladanie stavieb. ALFA, Bratislava, 1987.

Hulla, J. - Šimek, J. - Turček, P.: Mechanika zemín a zakladanie stavieb.

ALFA, Bratislava, 1991.

Jílek, A. - Šmerda, Z. - Grenčík, Ľ. - Novák, V.: Betónové konstrukce pozemních staveb. Díl II A. SNTL, Praha, 1967.

Kropik, Ch.: Einsatz von Polsterwänden im Zuge der Ostbahnhebung. In: 11.Christian Veder Kolloquium, Graz, s.221-227.

Majdúch, D. - Harvan, I. - Fillo, Ľ.: Riešenie betónových konštrukcií v praxi. ALFA, Bratislava, 1991.

Smolczyk, U.: Zur Bewehrung des Bodens mit Geotextilien und Drahtgeweben. In: Zakládání staveb, Brno, 1986, s.118-125.

Sobota, J.: Stavebná mechanika 2. ALFA, Bratislava, 1980.

Turček, P.: Zlepšovanie vlastností zemín. ALFA, Bratislava, 1991.

Turček, P. - Kováč, Ľ.: Mechanika zemín a zakladanie stavieb. ES STU, Bratislava, 1991.

Wolffersdorff, P.-A.: Berechnung von Stützkonstruktionen nach dem neuen Sicherheitskonzept im Grundbau. In: 11.Christian Veder Kolloquium, Graz, 1996, s. 101-115.

STN 73 0037: Horninový tlak na stavebné konštrukcie.

STN 73 1001: Základová pôda pod plošnými základmi.