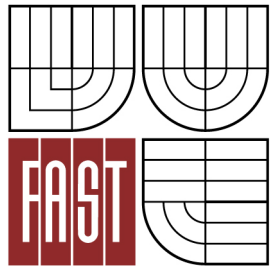




**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**  
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



**FAKULTA STAVEBNÍ**  
**ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

**PŘEKLAD CIZOJAZYČNÉHO ODBORNÉHO TEXTU  
S JEHO APLIKACÍ NA VZOROVÉM VÝPOČTU**

THE TRANSLATION OF THE FOREIGN TECHNICAL TEXT WITH THE MODEL CALCULATION

**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**  
BACHALOR'S THESIS

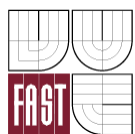
**AUTOR PRÁCE**  
AUTHOR

**JANA KLECANDROVÁ**

**VEDOUCÍ PRÁCE**  
SUPERVISOR

**doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.**

BRNO 2012



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

<b>Studijní program</b>	B3607 Stavební inženýrství
<b>Typ studijního programu</b>	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
<b>Studijní obor</b>	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
<b>Pracoviště</b>	Ústav betonových a zděných konstrukcí

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

<b>Student</b>	Jana Klecandrová
<b>Název</b>	Překlad cizojazyčného odborného textu s jeho aplikací na vzorovém výpočtu
<b>Vedoucí bakalářské práce</b>	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
<b>Datum zadání bakalářské práce</b>	30. 11. 2011
<b>Datum odevzdání bakalářské práce</b>	25. 5. 2012

V Brně dne 30. 11. 2011

.....  
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Vedoucí ústavu

.....  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.  
Děkan Fakulty stavební VUT

## **Podklady a literatura**

- 1) Cizojazyčný odborný text
- 2) ČSNEN1992-1

## **Zásady pro vypracování**

- 1) Provedení odborného překladu textu
- 2) Vzorový výpočet úhlové opěrné stěny
- 3) Vypracování zjednodušené dokumentace

Bakalářská práce bude odevzdána 1 x v listinné podobě a 2 x v elektronické podobě na CD s formální úpravou podle směrnice rektora č. 9/2007 (včetně dodatku č.1 ) a 2/2009 a směrnice děkana č. 12/2009.

## **Předepsané přílohy**

- A) Textová část
- B) Přílohy textové části
- B1) Použité podklady,
- B2) Odborný překlad,
- B2) Statický výpočet,
- B3) Zjednodušená výkresová dokumentace,

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....  
doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.  
Vedoucí bakalářské práce

## ABSTRAKT

Tato práce se zabývá návrhem a posouzením železobetonové úhlové opěrné stěny dle EN2 a EN7. Je zde zpracován vzorový výpočet úhlové opěrné stěny a zjednodušená výkresová dokumentace formou schématu výztuže. Opěrná stěna je umístěna v blízkosti celoročně sjezdové silnice a je ohrožována chloridy obsaženými v postřiku, kterým je ošetřována silnice.

## KLÍČOVÁ SLOVA

ŽB úhlová opěrná stěna, návrh a posouzení, zemní tlaky, vyztužení a konstrukční zásady

## ABSTRACT

This labor describes the design and assessment of angular cantilever retaining wall from reinforced concrete according to EN2 and EN7. The labor contains model calculation of angular retaining wall and drawings in the form of scheme of reinforcement. The retaining wall is located next to the road that is used whole year. Therefore the retaining wall is threatened by chlorides that are part of spray used for the road.

## KEYWORDS

angular retaining wall from reinforced concrete, design and assessment, earth pressures, reinforcement and construction principles

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP:**

KLECANDROVÁ, Jana. *Překlad cizojazyčného odborného textu s jeho aplikací na vzorovém výpočtu*. Brno, 2012. 42 s., 34 s. příl. Bakalářské práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc..

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 15.5.2012

.....

podpis autora

## PODĚKOVÁNÍ

Poděkování bych chtěla věnovat svému vedoucímu bakalářské práce, panu docentu Ladislavovi Klusáčkovi, který mi vždy svým optimismem dodal energii a potřebnou chuť do práce. Dále bych chtěla poděkovat mým rodičům, kterým patří velké DÍKY za to, že mi umožnili studium na vysoké škole a po celou tuto dobu mě podporovali. A v neposlední řadě děkuji mému blízkému okolí za rozptýlení a pochopení.

Děkuji vám všem

## OBSAH

<b>1</b>	<b>ÚVOD</b> .....	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>ÚKOL</b> .....	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>VLIVY</b> .....	<b>11</b>
	3.1 geotechnický mezní stav (GEO).....	11
	3.2 konstrukční mezní stav (STR).....	13
	3.3 stanovení vnitřních sil.....	16
<b>4</b>	<b>POSOUZENÍ GEOTECHNICKÉHO MEZNÍHO STAVU</b> .....	<b>17</b>
	4.1 charakteristické ovlivňující složky.....	18
	4.2 odolnost proti naklonění.....	18
	4.3 odolnost proti posunu.....	19
	4.4 odolnost proti prolomení základu.....	20
	4.5 místo porušení – celková stabilita.....	22
<b>5</b>	<b>POSOUZENÍ POUŽITELNOSTI PODLOŽÍ</b> .....	<b>23</b>
<b>6</b>	<b>POSOUZENÍ KONSTRUKČNÍHO MEZNÍHO STAVU</b> .....	<b>24</b>
	6.1 krytí.....	24
	6.2 návrhové hodnoty stavebního materiálu.....	25
	6.3 výpočet ohybu.....	26
	6.4 výpočet posouvajících sil.....	27
	6.5 posouzení základového výčnělku na vzdušné straně.....	28
<b>7</b>	<b>POSOUZENÍ PROVOZUSCHOPNOSTI STAVBY</b> .....	<b>30</b>
	7.1 Všeobecně.....	30
	7.2 vstupní hodnoty.....	30
	7.3 tahové napětí ve výztuži.....	31
	7.4 omezení šířky trhlin.....	32
	7.5 vyztužení a konstrukční zásady.....	34
	7.5.1 volba výztuže.....	34
	7.5.2 pravidla pro desky.....	35
	7.5.3 pravidla pro stěny.....	35
	7.5.4 vyztužení okrajů desky.....	36
	7.5.5 kotevní délky.....	36
	<b>ZÁVĚR</b> .....	<b>40</b>
	<b>PODKLADY A POUŽITÁ LITERATURA</b> .....	<b>41</b>
	<b>SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ</b> .....	<b>42</b>

### SEZNAM TABULEK:

Tabulka 1: použité koeficienty.....	10
Tabulka 2: charakteristické vnitřní síly a návrhové hodnoty.....	17
Tabulka 3: výsledky vypočteného snížení.....	24
Tabulka 4: minimální krycí vrstva betonu.....	25
Tabulka 5: tabulka ohybových momentů.....	26
Tabulka 6: volba výztuže.....	27
Tabulka 7: tabulka posouvajících sil.....	27
Tabulka 8: přehled o požadované výztuži.....	38
Tabulka 9: vybraná výztuž.....	38

## **SEZNAM OBRÁZKŮ:**

Obrázek 1: geometrie rozměrů, třída expozice, materiály a půdní vlastnosti opěrné zdi.....	10
Obrázek 2: zemní tlak pro návrh v GEO MS.....	12
Obrázek 3: zemní tlak pro návrh v STR MS .....	14
Obrázek 4: místo porušení - příslušná kluzná plocha.....	23
Obrázek 5: zobrazení vzdušné strany základového výstupku.....	28
Obrázek 6: schematické vyztužení stěny.....	39

## **SEZNAM PŘÍLOH:**

Příloha 1: použité podklady

Příloha 2: statický výpočet

Příloha 3: schéma výztuže

# NÁVRH OPĚRNÉ STĚNY DLE EUROKÓDU

## Část 1: Trvalá návrhová situace

Tento příspěvek ukazuje interakci (vzájemné propojení) Eurokódu2 (EN 1992-x) a Eurokódu7 (EN 1997-1) při návrhu gravitační stěny z betonu a betonářské výztuže na vypočteném příkladu.

### 1. ÚVOD

Ve většině evropských zemí se návrh a posouzení konstrukce provádí na základě Eurokódu. Mnoho z těchto zemí stále umožňuje koexistenci těchto norem s předchozími národními dokumenty, od změny v technické praxi patří k nejpropracovanějším částem. Jak období soužití v některých zemích rokem 2009 končí a vzhledem ke zvýšené touze po příkladném použití uvádíme v tomto článku návrh opěrné zdi dle EN 1992-1-1, EN 1992-3 a EN 1997-1. V bodech, kde EN-normy národní definice umožňují, se uchýlilo k rakouské NAD (4, 6, 9). Základní informace a teoretické základy pro tento úkol byly již zveřejněny v [12].

### 2. ÚKOL

Pro názorný příklad máme opěrnou stěnu v blízkosti celoročně sjízdné silnice. Opěrná stěna je na vzdušné straně zatěžována chloridy obsaženými v postřiku, kterým je ošetřována silnice. Použité materiály a půdní vlastnosti jsou uvedeny na obrázku 1. Podloží je nesoudržné, homogenní, bez vrstev a bez spodní vody. Musí být prokázán mezní stav únosnosti (USL) pro stálé návrhové situace a mezní stav použitelnosti (SLS). Pro návrh byla použita tabulka 1.

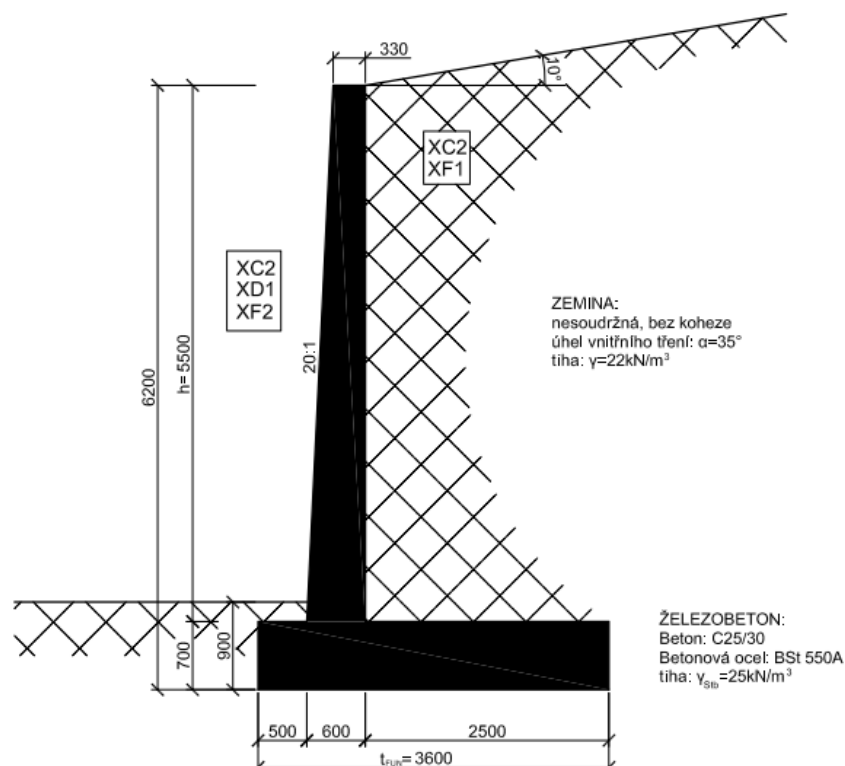
**Tabulka 1. použité koeficienty**

Mezní stav	Vlivy a odpory			USL -BS1	SLS
STR GEO Opěrná kce Mělké základy	Stálé vlivy <sup>1)</sup>	Nepříznivý účinek	$\gamma_G$	1,35	
	Odolnost betonářské výztuže <sup>2)</sup>	Normální beton	$\gamma_c$	1,50	1,0
		Betonářská ocel Předpínací ocel	$\gamma_s$	1,15	
Odpor v zemině <sup>3)</sup>	Prolomení základu posun	$\gamma_{R,v}$	1,40	1,0	
		$\gamma_{R,h}$	1,10		

1)podle EN 1990:2003, tabulka A.1.2(B)

2)podle EN 1992-1-1, tabulka 2.1N

3)podle ÖNORM B 1997-1-1, tabulka 15



**Obrázek 1.** Geometrie rozměrů, třída expozice, materiály a půdní vlastnosti opěrné stěny  
(odvodnění není zobrazeno)

### 3. VLIVY

Vlivy pro geotechnické a konstrukční mezní stavy jsou odlišné a proto se stanovují zvlášť. Stanovení je pro 1m široký pás opěrné zdi.

#### 3.1 geotechnický mezní stav (GEO)

Působení zemního tlaku pro posouzení geotechnického mezního stavu (vnější stability) je znázorněno na obrázku 2.

Úhly  $\vartheta$  a  $\vartheta'$  jsou stanoveny takto:

$$\vartheta \equiv \frac{1}{2} * \left( \arccos \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) + \varphi + \beta = \frac{1}{2} * \left( \arccos \frac{\sin 10}{\sin 35} + 35 + 10 \right) = 58,7^\circ \quad (1)$$

$$\vartheta' = 90 - \vartheta + \varphi = 90 - 58,7 + 35 = 66,3^\circ \quad (2)$$

Výpočet charakteristických hodnot vlastní tíhy opěrné zdi ( $G_{1,k}$  a  $G_{2,k}$ ) a zemního tělesa BCDE ( $G_{Ea,k}$ )(obr.2) určíme takto:

$$G_{1,k} = \frac{h_m}{2} * (t_{Mk} + t_{MB}) * \gamma_{Sib} = \frac{5,5}{2} * (0,6 + 0,33) * 1 * 25 = 64,94kN / m \quad (3)$$

$$G_{2,k} = t_{Fun} * h_{Fun} * \gamma_{Sib} = 3,6 * 0,7 * 25 = 63kN / m \quad (4)$$

$$G_{Ea,k} \approx \frac{5,5 * 2,5}{2} * 22 = 151,25kN / m \quad (5)$$



$$K_{a\gamma h1} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \omega \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)^2} = 0,32 \quad (8)$$

Aktivní zemní tlak na zadní straně horizontální části opěrné stěny  $E_{a\gamma 2,k}$  (obr. 2) je pro  $\delta_a = \varphi = 2 * 35 / 3 = 23,3$ ,  $\alpha = 0^\circ$  a  $\beta = 10^\circ$  se vypočítá podle rovnice (9) a (10):

$$E_{a\gamma h2,k} = \gamma * t_{Fun} * \frac{2 * h' + t_{Fun}}{2} * K_{a\gamma h2} = 22 * 0,7 * \frac{2 * 5,93 + 0,7}{2} * 0,25 = 24,22 \text{ kN} / \text{m} \quad (9)$$

$$E_{a\gamma 2,k} = E_{a\gamma h2,k} * \tan(\alpha + \delta_a) = 24,22 * \tan(23,3) = 10,43 \text{ kN} / \text{m} \quad (10)$$

### **3.2 konstrukční mezní stav (STR)**

Působení zemního tlaku na vertikální část opěrné stěny pro posouzení v konstrukčním mezním stavu se provádí se zemním tlakem v klidu ( $e_0$ ) jak je zobrazeno na obrázku 3a, přičemž působí na horizontální část opěrné zdi vlastní tíhou dolní části BCAE.

#### **Zemní tlak v klidu na vertikální část**

Výpočet výsledného charakteristického zemního tlaku  $E_0$  v důsledku zemního tlaku v klidu (obr.3a) pro posouzení mezního stavu je se vstupními proměnnými  $\delta_a = \varphi = 35^\circ$ ,  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 10^\circ$  v části (11) a (12)

$$E_{0,k} = \frac{e_{0,k} * h}{2} = \frac{\gamma * h^2 * K_0}{2} = \frac{22 * 5,5^2 * 0,487}{2} = 162,05 \text{ kN} \quad (11)$$



-Vlastní tíha zemního tělesa:

$$G_{Eb,k} = \frac{5,5 + 5,94}{2} * 2,5 * 22 = 314,60kN / m \quad (13)$$

-Součet momentů kolem těžiště podkladové plochy:

$$\Sigma M_{Ek} = G_{Eb,k} * 0,57 - G_{1,k} * 0,91 - E_{0,k} * 2,53 = -288,8kN / m \quad (14)$$

-součet vertikálních sil:

$$\Sigma V_{Ek} = G_{Eb,k} + G_{1,k} + G_{2,k} = 314,60 + 63,94 + 63 = 441,54kN / m \quad (15)$$

-výsledné napětí  $p_1$  a  $p_2$ :

$$p_{1,2} = \frac{\Sigma V_{Ek} \pm \Sigma M_{Ek}}{A_{FUN} \pm W_{FUN}} = \frac{441,54 \pm 288,8}{1 * 3,6 \pm 2,16} \rightarrow p_1 = 256,35kN / m^2 / m \quad (16)$$

$$W_{FUN} = \frac{b * t_{FUN}^2}{6} = \frac{1 * 3,6^2}{6} = 2,16m^3 / m \quad (17)$$

-nulové napětí:

$$t_{comp} = \frac{p_1 * t_{FUN}}{p_1 + p_2} = \frac{256,35 * 3,6}{256,35 + 11,05} = 3,45m \quad (18)$$

-napětí v řezu 4 a 5 (podle obr.3b):

$$p_3 = \frac{256,35 * (3,45 - 0,5)}{3,45} = 219,2kN / m^2 / m \quad (19)$$

$$p_4 = \frac{256,35 * (3,45 - 0,5 - 0,6)}{3,45} = 174,6kN / m^2 / m \quad (20)$$

### 3.3 Stanovení vnitřních sil v konstrukci

#### Konstrukční mezní stav

Konstrukční mezní stav se vypočte s charakteristickými hodnotami. Stanovení vnitřních sil je v rovnici (21) až (23) příkladně pro část 1 zobrazenou na obr.3a. Část 2 a 3 jsou obdobné. Charakteristické hodnoty a návrhové hodnoty jsou uvedeny v tabulce 2.

$$M_{Ek,01} = \frac{\gamma * h^3 * K_0}{6} = \frac{22 * 5,5^3 * 0,487}{6} = 297,10 \text{ kNm} / m \quad (21)$$

$$V_{Ek,01} = \frac{\gamma * h^2 * K_0}{2} = \frac{22 * 5,5^2 * 0,487}{2} = 162,05 \text{ kN} / m \quad (22)$$

$$N_{Ek,01} = \frac{h}{2} * (t_{MB} + t_{Mk}) * \gamma_{Sib} = \frac{5,5}{2} * (0,6 + 0,33) * 1 * 25 = 63,94 \text{ kN} / m \quad (23)$$

Stanovené charakteristické hodnoty části 1-3 podle rovnice (21) až (23) jsou jasně uvedeny v tabulce 2. Vnitřní síly v řezu 4 (podle obr.3b) jsou stanoveny takto (podle působení na horní straně základové konstrukce):

$$m_{Ek,04} = G_{Eb,k} * 1,27 - \frac{2,35^2 * p_4}{6} = 314,60 * 1,27 - \frac{2,35^2 * 175,11}{6} = 238,37 \text{ kNm} / m \quad (24)$$

$$V_{Ek,04} = G_{Eb,k} - \frac{2,35 * p_4}{2} = 314,60 - \frac{2,35 * 175,11}{2} = 108,84 \text{ kN} / m \quad (25)$$

$$n_{Ek,04} = 0 \quad (26)$$

Dále mohou být stanoveny vnitřní síly v řezu 5 (obr.3b) díky síle na konzole ve vzdálenosti výslednice  $R_{S2}$  části 5.

$$R_{S2} = V_{Ed,05} = 1,35 * \left( \frac{p_1 + p_3}{2} * 0,5 \right) = 1,35 * \left( \frac{257,08 + 219,892}{2} * 0,5 \right) = 160,95 \text{ kN} / m \quad (27)$$

$$s_{1,5} = \frac{0,5}{3} * \frac{219,82 + 2 * 257,08}{219,82 + 257,08} = 0,26m$$

Návrhové hodnoty po vynásobení dílčími součiniteli jsou uvedeny v tabulce 2.

Tabulka 2. Charakteristické vnitřní síly a návrhové hodnoty

řez	momenty		Posouvající síly		Normálové síly	
	$M_{Ek}$	$M_{Ed}^{1)}$	$V_{Ek}$	$V_{Ed}^{2)}$	$N_{Ek}$	$N_{Ed}^{3)}$
1	297,10	401,08	162,05	218,77	63,94	86,32
2	88,27	119,16	72,15	97,40	38,54	52,03
3	10,94	14,77	17,94	24,22	16,93	22,86
4	238,37	321,80	108,85	146,95	0	0

1)  $M_{Ed} = \gamma_G * m_{Ek}$

2)  $V_{Ed} = \gamma_G * v_{Ek}$

3)  $N_{Ed} = \gamma_G * n_{Ek}$  s  $\gamma = 1,35$

### Mezní stav použitelnosti

Protože pro opěrnou stěnu není v normě žádná kombinační hodnota  $\Psi$ , provádí se toto posouzení na charakteristické úrovni (dílní součinitel =1).

## **4. POSOUZENÍ GEOTECHNICKÉHO MEZNÍHO STAVU (GEO)**

Geo-posouzení se provádí na základě vlivu v odstavci 3.1. Pro hodnocení se používá metoda zjišťování 2 podle EN 1997-1,2.4.7.3.4.3(1)P, ve které jsou uplatněny dílní součinitelé týkající se vlivu výsledného napětí a odporu zeminy.

#### **4.1 charakteristické ovlivňující složky**

Pro Geo-posouzení budou požadovány sumy horizontálních sil  $H_{Ek}$ , vertikálních sil  $V_{Ek}$  a moment  $M_{Ek}$  na rameni podkladu. Obrázek 2 ukazuje odpovídající složky akcí, které mohou být vypočteny takto:

$$H_{Ek} = E_{a\gamma 1,k} + E_{a\gamma 2,k} = 106,48 + 24,22 = 130,7 \text{ kN} / \text{m} \quad (29)$$

$$\begin{aligned} V_{Ek} &= G_{Ea,k} + E_{a\gamma 1,k} + E_{a\gamma 2,k} + G_{1,k} + G_{2,k} = 151,25 + 175,13 + 10,42 + 63,94 + 63 \\ &= 463,74 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned} \quad (30)$$

Suma momentu k těžišti podkladu s ramenem síly na obr.2 se vypočte:

$$\begin{aligned} M_{Ek} &= (G_{Ea,k} * z_{GE,a} + E_{a\gamma 1,k} * z_{Ea\gamma 1} + E_{a\gamma 2,k} * z_{Ea\gamma 2}) - \\ &- (G_{1,k} * z_{G1} + E_{a\gamma 1,k} * z_{Ea\gamma 1} * E_{a\gamma 1} * z_{Ea\gamma 2}) = \\ &= (141,25 * 0,17 + 175,13 * 1 + 10,42 * 1,8) - (63,94 * 0,91 + 106,48 * 2,53 + 24,22 * 0,23) = \\ &= -113,55 \text{ kNm} / \text{m} \end{aligned} \quad (31)$$

Charakteristický zatěžovací úhel  $\delta_{Ek}$  je požadován pro výpočet návrhové únosnosti a je z charakteristických hodnot vertikální a horizontální síly  $V_{Ek}$  a  $H_{Ek}$ .

$$\delta_{E,k} = \arctan\left(\frac{H_{Ek}}{V_{Ek}}\right) = \arctan\left(\frac{130,7}{463,74}\right) = 15,7^\circ$$

#### **4.2 posouzení naklonění**

Stávající výstřednost  $e_{b,k}$  je podíl sumy momentu  $M_{Ek}$  a vertikální síly  $V_{Ek}$ :

$$e_{b,k} = \frac{M_{Ek}}{V_{Ek}} = \frac{|-113,55|}{463,74} = 0,25 \text{ m}$$

V tomto příkladu jsme uvažovali jen stálá zatížení působící na konstrukci, pro stálá zatížení je také požadováno klopící kritérium. Výsledná měrná tlaková síla ze stálých účinků musí ležet v oblasti jádra. To je případ, kdy je následující kritérium splněno.

$$\frac{e_{b,k}}{t_{Fin}} = \frac{0,25}{3,6} = 0,07 \leq \frac{1}{6} = 0,17 \rightarrow \text{vyhovuje ( bez zejících mezer)}$$

### **4.3 odolnost proti posunu**

Posuvná zabezpečení budou zjištěna pomocí dílčích součinitelů pro GEO-mezní stav. Odolnost proti posunu se skládá z dílčí hodnoty třecí síly podél základu  $R_d$  a z části pasivního zemního tlaku  $E_{p,d}$  od základu. Pasivní zemní tlak jako odpor zde nebudeme uvažovat. Charakteristický úhel tření pro spodek betonového základu pro výpočet od  $R_d$  předpokládáme  $\delta_{Rk} = \varphi_k$ . Návrhová hodnota třecího odporu se vypočte pro vertikální složku charakteristické hodnoty  $V_{Ek}$  :

$$R_d = \frac{V_{Ek} * \tan \delta_{Rk}}{\gamma_{R,h}} = \frac{463,74 * \tan 35}{1,10} = 295,2 kNm \quad (36)$$

Návrhová hodnota vlivu pro posunutí se vypočítá z horizontální složky  $H_{Ek}$  působící na úhlovou opěrnou zeď.

$$H_{Ed} = \gamma_G * H_{Ek} = 1,35 * 130,7 = 176,45 kNm \quad (37)$$

Pro posouzení následujícího kritéria musí být splněno:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} = \frac{H_{Ed}}{R_d + E_{p,d}} = \frac{176,45}{295,2 + 0} = 0,60 < 1,00 \quad (38)$$

→ Posouzení vyhovuje (využití  $\mu=0,60$ )

#### **4.4 odolnost proti prolomení základu**

Stanovení návrhové hodnoty tlaku podstavy  $Q_{Ed}$  a odporu proti prolomení základu  $Q_{Rd}$  je zpočátku pro charakteristickou úroveň. Účinek je následně dílčím součinitelem spolehlivosti pro účinky zvýšen a odpor dílčím součinitelem pro GEO a prolomení základu dle tabulky 1 snižen. Výpočet charakteristického odporu proti prolomení základu  $Q_{R,k}$  je proveden podle ÖNORM B 4435-2:1999,6. Návrhová hodnota účinkujícího tlaku podstavy  $Q_{Ed}$  se stanoví z návrhových hodnot vertikální a horizontální složky sil účinku:

$$Q_{Ed} = \gamma_G * \sqrt{H^2_{E,k} + V^2_{E,k}} = 1,35 * \sqrt{130,7^2 + 463,74^2} = 650,4 \text{ kN} / \text{m} \quad (39)$$

Odolnost proti prolomení základu je stanovena s charakteristickou hodnotou a následně je zvýšena dílčím součinitelem spolehlivosti  $\gamma_{R,v}=1,4$  podle tabulky 1. Součinitele pro základní případ ( $\alpha=\beta=\delta=0$ ) mají za následek (úhel v radiánech:  $\varphi_k=35^\circ=35*\pi/180=0,611$ rad):

$$N_{q,0} = \frac{1 + \sin \varphi_k}{1 - \sin \varphi_k} * e^{\pi * \tan \varphi_k} = \frac{1 + \sin 0,611}{1 - \sin 0,611} * e^{\pi * \tan 0,611} = 33,3 \quad (40)$$

$$N_{\gamma,0} = (N_{q,0} - 1) * \tan \varphi_k = (33,3 - 1) * \tan 0,611 = 22,6 \quad (41)$$

Součinitele zatížitelnosti pro obecný případ jsou vypočteny s ohledem na naklonění a tvar, součinitele  $i$ ,  $g$ ,  $t$ ,  $s$ :

$$N_{\gamma} = N_{\gamma,0} * i_{\gamma} * g_{\gamma} * t_{\gamma} * s_{\gamma} = 22,6 * 0,306 * 1 * 1 * 1 = 6,92 \quad (42)$$

$$N_q = N_{q,0} * i_q * g_q * t_q * s_q = 33,3 * 0,527 * 1 * 1 * 1 = 17,55 \quad (43)$$

**-koeficient zatížení sklonem (i):**

$$i_{\gamma} = (1 - \delta_{Ek})^{3,7-m} = (1 - 0,274)^{3,7-0} = 0,306$$

$$i_q = (1 - \delta_{Ek})^{2-m} = (1 - 0,274)^{2-0} = 0,527$$

$m = 0 \rightarrow$  základový pás

**-koeficient zatížení terénem (g):**

$$\beta = 0 \rightarrow g_{\gamma} = g_q = 1$$

$\beta$  je k zatížení terénem v oblasti figury prolomení základu, v tomto případě od zdi.

**-koeficient zatížení základové spáry (t):**

$$\alpha = 0 \rightarrow t_{\gamma} = t_q = 1$$

**-koeficient tvaru (s):**

Pás založení  $\rightarrow l/b > 5 \rightarrow s_{\gamma} = s_q = 1$

Návrhová hodnota zatížení prolomení základu ( $Q_{R,d}$ ) je vypočtena pro 1m a nesoudržnou zeminu (součinitel spolehlivosti dle tabulky 1):

$$\begin{aligned} Q_{R,d} &= \frac{1}{\gamma_{R,v}} * [l' * b' * (\gamma_u * b' * N_\gamma + \gamma_0 * t * N_q)] = & (44) \\ &= \frac{1}{1,40} * [1 * 3,1 * (22 * 3,1 * 6,92 + 22 * 0,9 * 17,55)] = 1814,46 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned}$$

Náhradní šířka  $b'$  se stanoví podle výstřednosti  $e_{b,k}$  :

$$b' = b - 2 * e_{b,k} = 3,6 - 2 * 0,25 = 3,10 \text{ m} \quad (45)$$

Posouzení se provádí podle následujícího kritéria:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} = \frac{Q_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{650,4}{1814,46} = 0,36 < 1,00 \quad (46)$$

→ posouzení vyhovuje (míra využití  $\mu=0,36$ )

#### **4.5 místo porušení - celková stabilita**

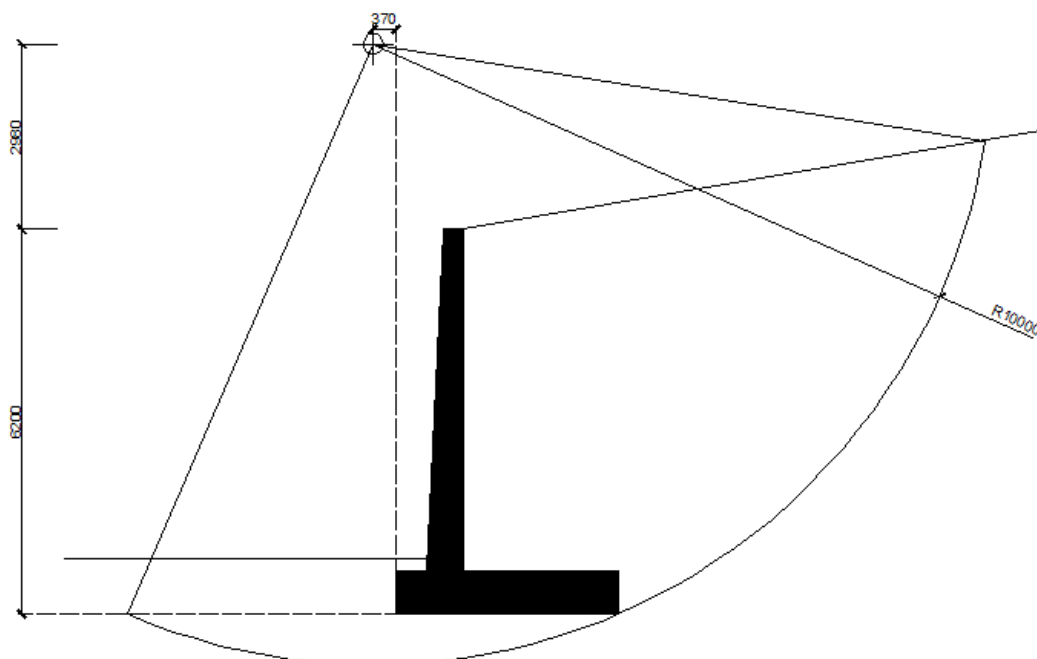
U místa porušení je posouzení provedeno na příslušné kluzné ploše v základové půdě mimo konstrukci (celková stabilita). V této metodě budou dílčí součinitele spolehlivosti plánovány pro účinky a půdní vlastnosti.

Hledání rozhodující kluzné plochy, to je kluzná plocha s nejvyšším faktorem využití, vyskytující se opakovaně. Pro tento příklad byla zjištěna poloha příslušné kruhově-válcové kluzné plochy a příslušného poloměru, na základě metody podle Bishopa, podle obrázku 4. Výpočet byl proveden s dílčími součiniteli spolehlivosti pro BS1 a pro třídu poškození CC3. Týkající se podrobné provedení tohoto posouzení se odkazuje na [2].

Výsledek posouzení návrhových hodnot působící a odolávající síly v posuvném těle je:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} = \frac{480,4}{663,0} = 0,73 < 1,00 \quad (47)$$

→posouzení vyhovuje (míra využití  $\mu=0,73$ )

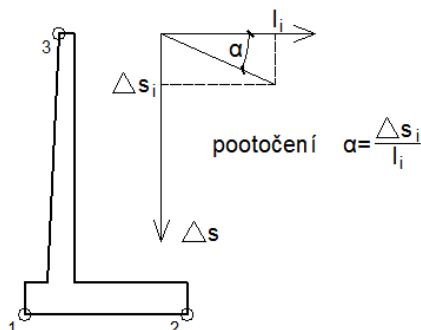


**Obrázek 4.** Místo porušení: příslušná kluzná plocha (výpočet dle [10])

## **5. POSOUZENÍ POUŽITELNOSTI PODLOŽÍ**

Za účelem omezení deformace podloží je provedeno snížení odhadu. Proto musí být návrhová hodnota  $E_d$  menší než omezení napětí  $C_d$ . Podle EN 1997-1, rce.(2.10) je obecně splněno kritérium  $E_d \leq C_d$ . Pro budovy musí být dodrženo jako omezení napětí přípustné snížení ( $C_d = s_{zul}$ ) a přípustné otočení (pootočení,  $C_d = \alpha_{zul}$ ). Návrhová hodnota poměrů (napětí  $E_d$ ) se stanoví z charakteristických hodnot účinků a z charakteristických půdních vlastností. Řešení pro tento příklad bude počítáno s přihlédnutím k modulu pružnosti zeminy

$E_s=100\ 000\text{kN/m}^2$ . Výsledky jsou shrnuty v tab. 3. Jednotné snížení části ( $s_{m,k}$ ) není u tuhé nosné konstrukce zpravidla problematické.



výsledky vypočteného snížení	
snížení bodu 1	$s_{1,k}=0,59\text{ cm}$
snížení bodu 2	$s_{2,k}=0,48\text{ cm}$
střední snížení	$s_{m,k}=0,54\text{ cm}$
pootočení mezi 1 a 2	$\alpha=1/3381$

**Tabulka 3:** výsledky vypočteného snížení (výpočet pro [10])

## 6. POSOUZENÍ KONSTRUKČNÍCH MEZNÍCH STAVŮ ÚNOSNOSTI (STR)

Pro vnitřní stabilitu konstrukce jsou dostačující prokázány bezpečnosti proti konstrukčním mezním stavům (STR). Posouzení mezních stavů se provede na základě vnitřních sil uvedených v oddíle 3.3.

### 6.1 krytí

Volba krytí je provedena podle EN 1992-1-1, tab. 4.2  $c_{\min,b}=12\text{mm}$ . Minimální krycí vrstva betonu dle okolních podmínek je v souladu s třídou prostředí na obr.1 v tab.4. Pro všechny typy povrchů stěn byl definován jmenovitý rozměr krytí jako  $c_{\text{nom}}=35\text{mm}$ . Předpokládá se, že spodní část opěrné stěny je vybetonována (čistá vrstva), podle EN 1992-1-1, 4.4.1.3(4) musí být krycí vrstva betonu min. 40mm.

**Tabulka 4.** Minimální krytí

Třída prostřední	XC2	XD1	XF1	XF2
Orientační pevnostní třídy	C20/25	C25/30	C 25/30	C 25/30
$C_{\min, \text{dur}}^{2)}$	25	30	10)	10)
$+\Delta c_{\text{dur}, \text{x}}^{4)}$	0	0		
$-\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}^{5)}$	0	0		
$-\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}^{6)}$	0	0		
Minimální vrstva krytí $c_{\min}^{7)}$	25	30	-	-
$+\Delta c_{\text{dev}}^{8)}$	5	5		
Jmenovitá hodnota krytí $c_{\text{nom}}^{9)}$	30	35		

<sup>1)</sup> dle ÖNORM B 4710-1, tab. NAD1

<sup>2)</sup> dle ÖNORM B 1992-1-1, tab.1

<sup>3)</sup> dle ÖNORM B 1992-1-1, tab.9

<sup>4)</sup> EN 1992-1-1:2005, 4.4.1.2(6)

<sup>5)</sup> EN 1992-1-1:2005, 4.4.1.2(7)

<sup>6)</sup> EN 1992-1-1:2005, 4.4.1.2(8)

<sup>7)</sup> EN 1992-1-1:2005, Gl.4.2

<sup>8)</sup> ÖNORM B 1992-1-1, 4.4.1.3(1)P

<sup>9)</sup>  $c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta d_{\text{dev}}$  EN 1992-1-1:2005, Gl.(4.1)

<sup>10)</sup> vliv mrazu je zohledněn ve složení betonu. To je převzato z ÖNORM B 4710-1, tab. NAD 10.

## **6.2. Návrhové hodnoty stavebního materiálu**

Charakteristické materiálové hodnoty jsou převzaty z EN 1992-1-1, tab.3.1. Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku  $f_{\text{cd}}$  a pevnosti v tahu betonářské výztuže  $f_{\text{yd}}$  pro B<sub>st</sub> 550A se vypočte takto:

$$f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} * \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} = 1,0 * \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_{\text{yd}} = \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}} = \frac{550}{1,15} = 478,3 \text{ N} / \text{mm}^2$$

### 6.3 posouzení ohybu

Posouzení probíhá na 1m širokém pásu opěrné stěny. Z důvodu srozumitelnosti je posouzení provedeno ve formě tabulky (tab.5). Pro postup se používají bezrozměrné hodnoty. Pro betonářskou výztuž se používá pracovní graf s vodorovnou horní větví. Posouzení se provádí v částech zdi 1-4 pro významné ohybové momenty. Vybraná výztuž je převzata z tab.6.

**Tabulka 5.** Tabulka ohybových momentů

část	$M_{ed}$ [kNm/m]	$N_{ed}$ [kN/m]	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$z_{S1}$ [cm]	$M_{eds}$ [kNm/m]	$\mu_{Eds}$ -	$\xi$ -	$a_{S1,erf}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$a_{S1,min1}$ [cm]	$a_{S1,min2}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$a_{S,max}$ [cm <sup>2</sup> /m]
část 1 d=60-3,5-1,6/2 =55,7cm	401,08	86,32	60	56	25,7	423,4	0,082	0,956	14,8	6,9	7,3	240
část 2 d=51-3,5-1,2/2 =46,7cm	119,16	52,03	51	47	21,4	130,3	0,036	0,981	4,8	5,8	6,1	204
část 3 d=42-3,5-1,0/2 =38cm	14,77	22,86	42	38	17	18,7	0,008	0,996	0,6	4,7	4,9	168
část 4 d=70-3,5-1,4/2 =65,8cm	321,8	0	70	66	30,8	321,8	0,045	0,977	10,5	8,1	8,6	280

$$1) M_{Eds} = |M_{Ed}| + N_{Ed} * z_{S1}$$

$$2) z_{S1} = d - \frac{h}{2}$$

$$3) \mu_{Eds} = \frac{|M_{Eds}|}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$4) \xi = \frac{1}{2} * (1 + \sqrt{1 - 2,055 * \mu_{Eds}})$$

$$5) a_{S1,erf} = \frac{|M_{Eds}|}{\xi * d * f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$6) a_{S,min1} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d$$

$$7) a_{S,min2} = 0,0013 * b_t * d$$

$$8) a_{S,max} = 0,04 * A_c$$

**Tabulka 6.** Volba výztuže

Část	zvolená výztuž			příčná výztuž			
	$d_s$ [cm]	$s^2$ [cm]	$a_{S1,vorh}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$a_{Sq,erf}^1$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\phi$ [cm]	$s^2$ [cm]	$a_{Sq,vorh}$ [cm <sup>2</sup> /m]
část 1	1,6	7	28,72	5,74	1,2	19	5,95
část 2	1,2	14	8,08	1,62	1	25	3,14
část 3	1	14	5,61	1,12	1	25	3,14
část 4	1,4	14	11	2,37	1	25	3,14

$$^1) a_{Sq,erf} = 0,2 * a_{S1,vorh}$$

<sup>2)</sup> rozteč výztuže

### 6.4 posouzení posouvajících sil

Posouzení pro 1m široký pás opěrné stěny v částech 1-4 je převzato na základě EN 1992-1-1, 2005, 6.2. (tab.7).

**Tabulka 7.** Tabulka posouvajících sil

Část	$V_{Ed}$ [kN/m]	h [cm]	d [cm]	$a_{S1,vorh}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$K^1$	$\rho_1^2$	$\sigma_{cp,max}^4$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cp}^3$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{Rd,c}^5$ [kN/m]	$V_{Rd,c,min}^6$ [kN/m]	posouzení
část 1	218,77	60,00	55,70	28,72	1,60	0,005	3,33	0,14	262,66	209,15	$V_{Rd,c} > V_{Ed} \rightarrow$ bez smykové výztuže
část 2	97,40	51,00	46,90	8,08	1,65	0,002	3,33	0,10	158,53	181,61	$V_{Rd,c} > V_{Ed} \rightarrow$ bez smykové výztuže
část 3	24,22	42,00	38,00	5,61	1,73	0,001	3,33	0,05	124,70	153,83	$V_{Rd,c} > V_{Ed} \rightarrow$ bez smykové výztuže
část 4	146,95	70,00	65,80	11,00	1,55	0,002	3,33	0,00	187,28	222,49	$V_{Rd,c} > V_{Ed} \rightarrow$ bez smykové výztuže

$$^1) K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ (s d v mm)}$$

$$^2) \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,2$$

$$^3) \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq \sigma_{cp,max}$$

$$^4) \sigma_{cp,max} = 0,2 * f_{cd}$$

$$5) V_{Rd,c} = \left[ c_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \geq V_{Rd,c,min}$$

$$s \ c_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ a } k_1 = 0,15$$

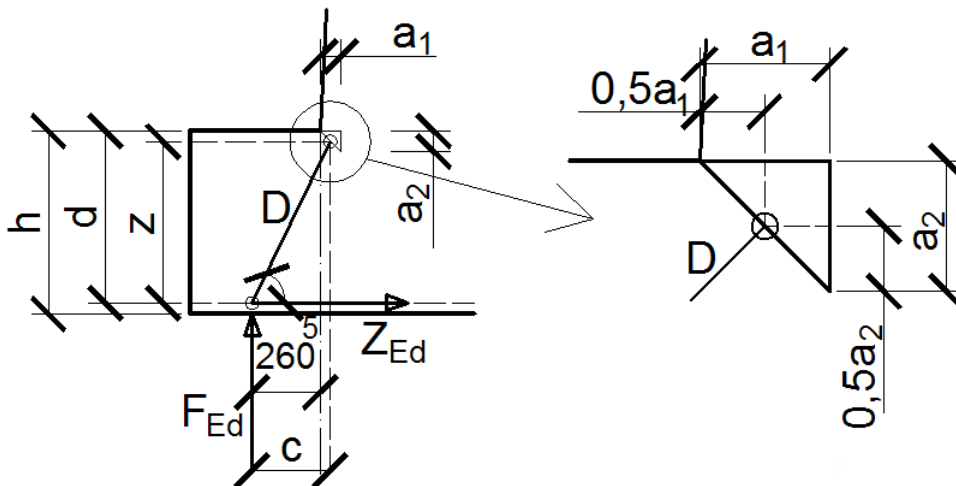
$$6) V_{Rd,c,min} = \left( 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} + k_1 * \sigma_{cp} \right) * b_w * d$$

### 6.5 posouzení základového výčnělku na vzdušné straně

Posouzení základového výčnělku probíhá jako konzola pro 1m široký pás opěrné stěny se vzdáleností výsledného základního tlaku pro konzolu  $s_{1,5}$  z části 3.3 a výšky základu  $h_{FUN}$  vzniká stav konzoly podle (13) takto:

$$\frac{a}{h} = \frac{s_{1,5}}{h_{FUN}} = \frac{26}{70} = 0,37 \leq 0,4 \rightarrow \text{konzola} \quad (50)$$

Posouzení se řídí podle [11] na příhradovém modelu na obr. 5.



**Obrázek 5.** Zobrazení vzdušné strany základového výstupku

## Geometrie

$$a_1 = \frac{F_{Ed}}{b_{lm} * f_{cd}} = \frac{160,95 * 1000}{1000 * 16,7} = 9,6mm \quad (F_{Ed}=R_{S2d} \text{ podle odd.3.3}) \quad (51)$$

$$a_2 = a_1 * \cot \theta = a_1 * \frac{c}{z} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * F_{Ed}}{b} * \frac{c}{f_{cd}}} = 625 - \sqrt{625^2 - \frac{2 * 160,95}{1} * \frac{264,8}{16,7}} \quad (52)$$

$$= 4,1mm = 0,4cm$$

Za předpokladu tyče o průměru 1cm konzolového vyztužení je výsledná účinná výška v části 5:

$$d_5 = h_{FUN} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 70 - 4 - \frac{1}{2} = 65,5cm \quad (53)$$

$$c = s_{1,5} + 0,5 * a_1 = 26 + 0,5 * 0,96 = 26,48cm \quad (54)$$

## Posouzení taženého prutu

Tahová síla v taženém prutu  $Z_{Ed}$  se stanoví takto:

$$Z_{Ed} = F_{Ed} * \frac{c}{z} = 160,95 * \frac{26,48}{65,3} = 65,27kN / m \quad (55)$$

$$s \ z = d_5 - \frac{a_2}{2} = 65,5 - \frac{0,4}{2} = 65,3cm$$

Pro zachycení této tahové síly je požadováno následující vyztužení:

$$a_{s,erf} = \frac{Z_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{65,27 * 10}{435} = 1,50cm^2 / m \quad (56)$$

→ volba výztuže viz. Tab. 6

## Posouzení tlačného prutu

Protože příčné tahové síly se nepřenášejí pomocí třmínků, je podle [11], 4.5d požadováno samostatné posouzení tlačného prutu. Podle EN 1992-1-1, J.3(1) je při užívání příhradového modelu v normě omezena tlačná šikmá vzpěra  $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ . Podle EN 1992-1-1, rce. 6.9 je výsledná maximální únosnost tlačného prutu :

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_{lm} * z * v_1 * f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1 * 1000 * 623 * 0,9 * 16,7}{1 / 2,35 + 2,35} * 10^{-3} = 3373 \text{ kN} / \text{m} \quad (57)$$

$$\tan \theta = \frac{z}{c} = \frac{62,30}{26,48} = 2,35 \rightarrow \theta = 67^\circ$$

$$v_1 = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9 \quad (58)$$

$$V_{Rd,max} = 3373 \text{ kN} / \text{m} \geq V_{Ed} = 160,95 \text{ kN} / \text{m} \quad (59)$$

→ posouzení vyhovuje

## 7. POSOUZENÍ POUŽITELNOSTI KONSTRUKCE

### 7.1 všeobecně

Posouzení použitelnosti bude exemplárně provedeno na části 1. Protože na nosnou konstrukci působí jen stálá zatížení, odpovídá užitná úroveň zatížení charakteristické úrovni.

### 7.2 vstupní hodnoty

Efektivní E-modul betonu počítá s přihlédnutím k dotvarování podle EN 1992-1-1, rce. (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}} = \frac{31000}{1 + 1,8} = 11071 N / mm^2 \quad \text{s } \varphi_{(\infty, t_0)} = 1,8 \quad (60)$$

Konečný součinitel dotvarování  $\varphi$  závisí na efektivní tloušťce betonu a pevnostní třídě betonu. Byla převzata EN 1992-1-1, obr.3.1 pro  $h_0=559$ , vnější vzduch a C25/30. Efektivní tloušťka betonu  $h_0$  se vypočítá dle EN 1992-1-1, 3.1.4. (5) s přijetím šířky částečné plochy z  $l_y=8,25m$  (část 0):

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 600 * 8250}{2 * 600 + 2 * 8250} = 559 mm \quad \text{s } k_h = f(h_0) = 0,7 \quad (61)$$

Poměr E-modulu  $\alpha_e$  a modulu pro ocel  $200\,000\, N/mm^2$  :

Poměr vyztužení tahové výztuže  $\rho_{1,01}$  :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{11071} = 18,1 \quad (62)$$

$$\rho_{1,01} = \frac{a_{s1,vorh}}{b * d} = \frac{28,72}{100 * 55,7} = 0,005 \quad (63)$$

### **7.3 tahové napětí ve výztuži**

Napětí ve výztuži se vypočte na základě rovnice z [3]. Vnitřní rameno  $z_{II}$  a výška tlačené zóny  $x_{II}$  ve stavu II vyplývají z následujících vzorců:

$$z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3} = 557 - \frac{192}{3} = 493 mm \quad (64)$$

$$x_{II} = k_{xII} * d = 557 * 0,344 = 192mm \quad (65)$$

$$k_{xII} = \sqrt{\alpha_e * \rho_{1II} * (2 + \alpha_e * \rho_{1II})} - \alpha_e * \rho_{1II} = \sqrt{0,0905 * 2,0905} - 0,0905 = 0,344 \quad (66)$$

$$\alpha_e * \rho_1 = 18,1 * 0,004 = 0,0905 \quad (67)$$

Napětí ve výztuži při ohybu s osovou silou se zhruba vypočte podle [3], s.658 z ohýbání tahové výztuže vyplývá ohybový moment  $M_{Eks}$  :

$$\sigma_s \approx \left( \frac{M_{Eks}}{z_{II}} - N_{Ek} \right) * \frac{1}{a_{s,vorh}} = \left( \frac{313,8}{0,493} - 63,94 \right) * \frac{10^3}{2872} = 199N / mm^2 \quad (68)$$

$$M_{Eks} = M_{Ek} + N_{Ek} * z_{s1} = 297,1 + 63,94 * 0,257 = 313,8kMm / m \quad (69)$$

#### **7.4 omezení šířky trhliny**

##### **Omezení šířky trhliny na zadní straně v důsledku zatížení**

Pro určení požadavků na MS použitelnosti je analogicky uplatněna EN 1992-3, tabulka 7.105. Na nosné konstrukci se může objevit stoková voda, jako významná je vybrána třída propustnosti 2. V této třídě nejsou povoleny v souladu s EN 1992-3, 7.3.1 (111) v celém průřezu výšky souvislé trhliny, pokud nebudou přijata vhodná opatření (např. obložení nebo vodní překážky) ke splnění tohoto požadavku, musí být kromě omezení šířky trhliny v tažené

zóně návrhová hodnota výšky tlačené zóny v nejkritičtější kombinaci účinků  $\leq x_{\min}$ , v EN 1992-3, 7.3.1 (112) jsou pro  $x_{\min}$  navrhovány následující hodnoty:

$$x_{\min} = \min \left\{ \frac{50 \text{ mm}}{0,2 * h = 0,2 * 600 = 120 \text{ mm}} \right. \quad (70)$$

$$x_{II, \text{vorh}} = 192 \text{ mm} > x_{\min} = 50 \text{ mm} \quad (71)$$

→ posouzení vyhovuje

Omezení šířky trhliny je založeno na EN 1992-1-1, 7.3. podle návrhových výpočtů v [1], 6.1, se provádí posouzení mezního průměru. Napětí ve výztuži na úrovni zatížení je dáno v odstavci 7.3  $\sigma_s = 199 \text{ N/mm}^2$ . Limitní průměr se počítá k [1], s.41. Maximální šířka trhliny  $w_{\max}$  pro kvazistálou úroveň zatížení, ŽB a stupeň prostředí XC2 stanovena podle ÖNORM B 1992-1-1, tab.4 je 0,3mm.

$$\phi_s^* = w_k * \frac{348 * 10^4}{\sigma_s^2} = 0,3 * \frac{348 * 10^4}{199^2} = 26,4 \text{ mm} \quad (72)$$

Limitní průměr se po dokončení trhlin vypočte podle ÖNORM B 1992-1-1, rce. (3):

$$\phi_s = \phi_s^* * \frac{\sigma_s * A_s}{4 * (h - d) * b * 2,9} \geq \phi_s^* * \frac{f_{ct, \text{eff}}}{2,9} \quad (73)$$

$$\phi_s = 26,4 * \frac{199 * 2872}{4 * (600 - 557) * 1000 * 2,9} = 30,2 \text{ mm} \geq 26,4 * \frac{2,6}{2,9} = 23,7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \phi_s = 30,2 \text{ mm} \quad (74)$$

Podle EN 1992-1-1, 7.3.2 (2) lze předpokládat  $f_{ct,eff}$  s  $f_{ctmf}$  z tabulky 3.1.

$$\phi_{s,vorh} = 16mm < \phi_s = 30,2mm \quad \rightarrow \text{posouzení vyhovuje} \quad (75)$$

### **Omezení šířky trhliny v podélném směru opěrné zdi z důvodu tlaků od nepřímých vlivů**

V podélném směru opěrné stěny budou pro omezení tlakového namáhání a tedy nepřímo pro omezení šířky trhliny uspořádány dilatační spáry. Odpovídá to doporučení EN 1992-3, dodatek N. Zde jsou podle tabulky N.1 plně vytvořeny spáry ve vzdálenostech  $l_f$  buď 5m nebo 1,5 násobek výšky zdi.

$$l_f = \max \left\{ \frac{5m}{1,5 * 5,5} = 8,25m \right. \quad \rightarrow l_f = 8,25m$$

## **7.5 VYZTUŽENÍ A KONSTRUKČNÍ ZÁSADY**

### **7.5.1 Volba výztuže**

Pro vyztužení vertikální části zdi jsou 2 požadavky:

-dle EN 1992-1-1, 9.6.1 (1) se na převážně ohýbané stěny vztahují pravidla pro desky (9.3)

-v rámci vybraných konstrukčních opatření v části 7.4 podle EN 1992-3, tab.N.1. je vyztužení podle EN 1992-1-1, 6, nesmí být však nižší než minimální vyztužení pro stěny podle EN 1992-1-1, 9.6.2 až 9.6.4. → vyztužení se řídí pravidly vyztužování pro desky a stěny.

V každém případě je zapotřebí vyšší vyztužení pro posouzení (ULS), z požadavku pro minimální vyztužení dle EN 1991-1-1, 9.2.1 (1) a 9.3 a z požadavků pro stěny podle 9.6. Pro vzdálenost výztuže je směrodatná nižší hodnota z požadavků dle 9.3 a 9.6 této normy.

### **7.5.2 Pravidla pro desky**

Jako příklad pro část stěny 1 je stanovena max. vzdálenost výztuže pro desky podle ÖNORM B 1992-1-1, 4.9 takto:

$$s_{\max} = \min \left\{ \frac{1,5 * h = 1,5 * 600 = 900mm}{250mm} \rightarrow s_{\max} = 250mm \right.$$

Maximální vzdálenost příčné výztuže:

$$s_{t,\max} = \min \left\{ \frac{3,0 * h = 3,0 * 600 = 1800mm}{400mm} \rightarrow s_{t,\max} = 400mm \right.$$

### **7.5.3 Pravidla pro stěny**

#### **Vertikální vyztužení**

Dle EN 1992-1-1, 9.6.2 musí průřezová plocha vertikální výztuže ležet mezi  $A_{s,v\max}$  a  $A_{s,v\min}$ . Podle EN 1992-1-1, 9.6.2 (2) by měla ležet na každé vnější straně polovina minimálního vyztužení.

Pro část 1:

$$A_{s,v\min} = 0,002 * A_c = 0,002 * 100 * 60 = 12cm^2 / m$$

$$A_{s,v\max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 100 * 60 = 240cm^2 / m$$

Podle EN 1992-1-1, 9.6.3 (1) je maximální vzdálenost výztuže:

$$s_{\max} = \min \left\{ \frac{3 * h = 3 * 600 = 1800mm}{400mm} \right.$$

### **Horizontální vyztužení**

Dle EN 1992-1-1, 9.6.3 (1) musí být průřezová plocha horizontální výztuže minimálně  $A_{s,hmin}$ . Maximální vzdálenost výztuže  $s_{\max}$  je dle EN 1992-1-1, 9.3.1 (2) nastavena na 40cm.

$$A_{s,hmin} = \max \left\{ \frac{0,001 * A_c = 0,001 * 100 * 60 = 6cm^2 / m}{0,25 * A_{s,v} = 0,25 * 12 = 3cm^2 / m} \right.$$

### **7.5.4 Vyztužení okrajů desky**

Dle EN 1992-1-1, 9.3.1.4 (1) je stanoveno podélné a příčné vyztužení podél volných okrajů. U úhlové opěrné zdi je to nutné na obou koncích vodorovné části (obr. 6, pos.11) a na koruně zdi (pos.7). Jak již bylo předloženo vyztužením desky, dvě podélné výztuže budou uzavřeny pomocí přesahů, které odpovídají základní kotevní délce.

### **7.5.5 kotevní délky**

Jako příklad kotevních délek stoupající ohybové výztuže je použita část 1. Stávající napětí ve výztuži  $\sigma_{sd}$  se vypočte analogicky dle odstavce 7.3 s jmenovitým momentem pro posouzení STR. Základní kotevní délka je dána základní kotevní délkou  $l_b$  pro  $\phi 16$  a C25/30 (např. podle [1]) a návrhovou hodnotou napětí ve výztuži  $\sigma_{sd}$  v části 1:

$$l_{b,rqd} = l_b * \left( \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right) = 710 * \left( \frac{269}{478} \right) = 400mm \quad (76)$$

$$s \quad \sigma_{sd} = \sigma_s * \gamma_G = 199 * 1,35 = 269N / mm^2$$

Návrhová hodnota kotevní délky se stanoví dle EN 1992-1-1, článek (8.4):

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = 1 * 0,90 * 0,97 * 1 * 1 * 400 = 349mm \quad (77)$$

Koeficienty jsou odvozeny dle EN 1992-1-1, 2005, tab. 8.2. Koeficienty  $\alpha_1$  (přímý prut, podle tahu),  $\alpha_4$  (žádná svařovaná výztuž) a  $\alpha_5$  (žádný příčný tlak) můžou být uvažovány rovny 1,0.

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{c_d - \phi}{\phi} = 1 - 0,15 * \frac{25 - 16}{16} = 0,90$$

( $c_d$  dle EN 1992-1-1, obr. 8.3)

$$\alpha_3 = 1 - K * \lambda = 1 - 0,05 * 0,51 = 0,97$$

( $K$  dle EN 1992-1-1, obr. 8.4)

Za předpokladu dvou prutů příčné výztuže s  $\phi=10mm$  v oblasti kotvení je  $\lambda$  rovna:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s} = \frac{0,79 - 0}{1,54} = 0,51$$

s  $\sum A_{st,min} = 0$  pro desky

Minimální kotevní délka dle EN 1992-1-1, článek (8.6) není rozhodující pro tuto kotevní délku ( $l_{bd}=349mm > l_{b,min}=160mm$ ).

$$l_{b,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * l_b = 0,3 * 400 = 120mm \\ \frac{10 * \phi = 10 * 16 = 160mm}{100mm} \end{array} \right. \rightarrow l_{b,\min} = 160mm$$

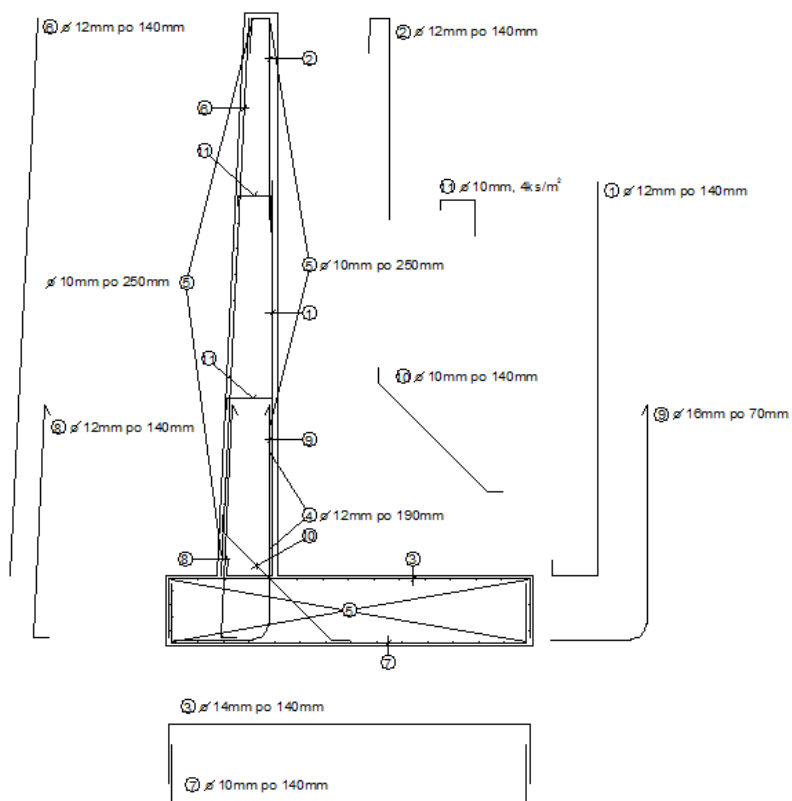
Tabulka 8. Přehled o požadované výztuži

část	h [cm]	přední strana vertikální části zdi				zadní strana vertikální části zdi			
		vertikální		horizontální		vertikální		horizontální	
		$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s_{\max}$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s_{\max}$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s_{\max}$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s_{\max}$ [cm]
1	60	6	40	3	40	14,8	25	5,7	40
2	51	5,1	40	2,6	40	6,1	25	1,6	40
3	43	4,3	40	2,2	40	4,9	25	1,1	40
		vrchní strana horizontální části zdi				spodní strana horizontální části zdi			
		hlavní směr		příčný směr		hlavní směr		příčný směr	
4	70	10,5	25	2,4	40	-	-	-	-
5	70	-	-	-	-	1,6	25		

Tabulka 9. Vybraná výztuž

část	přední strana vertikální části zdi						zadní strana vertikální části zdi						
	vertikální			horizontální			vertikální			horizontální			
	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\phi$ -s [cm]	pozice	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\phi$ -s [cm]	pozice	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\phi$ -s [cm]	pozice	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\phi$ -s [cm]	pozice	
1	8,08	12-14	poz.06	3,14	10-25	poz.05	28,72	16-7	poz.09	5,95	12-19	poz.04	
2	8,08	12-14	poz.06	3,14	10-25	poz.05	8,08	12-14	poz.01	3,14	10-25	poz.05	
3	8,08	12-14	poz.06	3,14	10-25	poz.05	5,61	10-14	poz.02	3,14	10-25	poz.05	
		vrchní strana horizontální části zdi						spodní strana horizontální části zdi					
		hlavní směr			příčný směr			hlavní směr			příčný směr		
4	11	14-14	poz.03	3,14	10-25	poz.05	5,61	10-14	poz.07	3,14	10-25	poz.05	
5	11	14-14	poz.03	3,14	10-25	poz.05	5,61	10-14	poz.07	3,14	10-25	poz.05	

Kotvení je 1,5-násobek kotevní délky v dolní výztuži horizontální části zdi. Rohy jsou doplněny  $20 \cdot \phi = 20 \cdot 16 = 320$  mm.



**Obrázek 6:** schematické vyztužení stěny

## ZÁVĚR

Byl proveden vzorový výpočet úhlové opěrné stěny ze železobetonu podle EC2 a EC7, který může dále sloužit jako podklad pro alternativní řešení či jako studijní pomůcka. V příkladu bylo prokázáno propojení a vzájemný soulad norem EC2 a EC7, podle kterých byla opěrná stěna navržena a posouzena.

Kvůli jazykové bariéře mezi německým a českým jazykem nebylo možné provést doslovný překlad a proto jsem byla nucena provést drobné úpravy textu.

## PODKLADY A POUŽITÁ LITERATURA

- [1] cizojazyčný odborný text Bemessung eines Stützbauwerks nach Eurocode publikovaný v časopise Bautechnik 86 (2009), Heft 12, autoři: Jürgen Suda, Robert Hofmann, Alfred Strauss, Roman Wendner
- [2] Technický slovník německo-český/česko-německý (TZ-one, profi LEXICON), (2005), autor: Mgr. Tomáš Zahradníček
- [3] Pokyny pro vypracování bakalářské práce [online]. 2012 [cit. 2012-20-05]. Dostupné z <http://water.fce.vutbr.cz/index.php/cs/bakalaska-prace/pokyny-pro-vypracovani>, autor: Ing. Petr Hlušík

## SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

$A_{sq,erf}$	.....nutná plocha výztuže [m <sup>2</sup> ]
$A_{s1,min1}$	.....minimální plocha výztuže 1 [m <sup>2</sup> ]
$A_{s1,min2}$	.....minimální plocha výztuže 2 [m <sup>2</sup> ]
$A_{s,max}$	.....maximální plocha výztuže [m <sup>2</sup> ]
$A_{s1,vorh}$	.....provedená plocha výztuže [m <sup>2</sup> ]
$k$	.....součinitel výšky
$\sigma_{cp,max}$	.....maximální napětí od normálové síly [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{cp}$	.....průměrné napětí od normálové síly [N/mm <sup>2</sup> ]
$V_{Rd,c}$	.....návrhová hodnota únosnosti ve smyku [kN/m]
$V_{Rd,c,min}$	.....minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku [kN/m]
$z$	..... rameno vnitřních sil [m]
$A_c$	.....plocha betonového průřezu [m <sup>2</sup> ]
$A_s$	.....plocha výztuže [m <sup>2</sup> ]
$\nu_1$	.....redukční součinitel pevnosti
$f_{ck}$	.....charakteristická pevnost betonu v tlaku [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	.....návrhová pevnost betonu v tlaku [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yk}$	.....charakteristická pevnost výztuže v tahu [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	.....návrhová pevnost výztuže v tahu [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{cm}$	.....sečnový modul pružnosti betonu [kN/m <sup>2</sup> ]
$E_s$	.....modul pružnosti zeminy [kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{c,eff}$	.....efektivní modul pružnosti betonu [N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	.....napětí ve výztuži [N/mm <sup>2</sup> ]
$x$	.....výška tlačené zóny [m]
$w_{max}$	.....max. šířka trhliny [m]
$\phi_s$	.....průřez výztuže [mm]
$\phi_s^*$	.....limitní průřez výztuže [mm]
$l_F$	.....vzdálenost dilatačních spar [m]
$l_{b,rqd}$	.....základní kotevní délka [m]
$l_{bd}$	.....návrhová kotevní délka [m]
$l_{b,min}$	..... minimální kotevní délka [m]

Pozn.: ostatní veličiny jsou patrné z textu nebo příslušných obrázků.