

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb**



**SUTERÉNNÍ STĚNA – SROVNÁVACÍ  
VÝPOČET SUTERÉNNÍ STĚNY**

**Bakalářská práce**

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

Autor:

Trejbal Milan

## Poděkování:

Rád bych zde poděkoval vedoucí bakalářské práce paní Ing. Broukalové, Ph.D. za její rady, čas a v neposlední řadě také trpělivost, kterou mi věnovala při řešení této práce.

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za pomoci vedoucí práce a s využitím níže uvedených zdrojů

---

Milan Trejbal

## **Abstrakt**

Obsahem této práce je vypracování variantního výpočtu suterénní stěny. V práci se v programu pro posouzení zděných suterénních stěn v1.1 posuzují stěny zděné s různými tloušťkami z keramických tvárnic Heluz, vápenopískových cihel a cihel plných pálených. Následně je vypracován návrh a posudek železobetonové stěny, stěny z tvárnic ztraceného bednění a podélně vyztužené varianty z keramických tvárnic Heluz.

Cílem této práce je ze zkoušených variant vybrat tu nejvhodnější, případně čtenáři předložit co nejvíce informací o zkoušeném materiálu a návod, jak nejlépe ovlivnit výsledek posouzení. Z výsledků je patrné, že pro zvolenou suterénní stěnu je zdivo bez svislého vyztužení nevhodné a to zejména kvůli nedostatečnému svislému přetížení a vysoké výšce stěny. Došel jsem k závěru, že ze všech zkoušených variant je nejvhodnější železobetonová suterénní stěna.

Přínosem této práce je přiřazení materiálů k nejvhodnějším způsobům jejich využití, případně vysvětlení největších rozdílů mezi železobetonovou a zděnou variantou suterénních stěn.

## **Abstract**

This work is about calculating different variants of a basement wall. First three variants are calculated in a program called "posouzení zděných suterénních stěn v1.1" using different materials and size of a basement wall. The last variant is a calculation of a basement wall from reinforced concrete.

The aim of this work is to choose the best option from different variants and mention the most interesting information about examined material or how to affect the result of calculation. Results show that using of masonry for my specific basement wall is not a good option. Reason is a low amount of load and height of a basement wall. I arrived at the conclusion that the best option for is using reinforced concrete.

Results could help readers trying to find information about designing basement walls from different materials with different attributes.

# OBSAH

<b>1. Úvod</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Základní informace o suterénních stěnách</b> .....	<b>2</b>
2.1. Způsoby namáhání suterénních stěn.....	2
2.2. Možnosti provedení.....	2
2.3. Různá materiálová řešení.....	3
2.4. Výpočetní možnosti.....	3
<b>3. Informace o objektu</b> .....	<b>4</b>
3.1. Stavebně konstrukční řešení objektu.....	4
<b>4. Zatížení</b> .....	<b>5</b>
4.1. Svislé zatížení.....	5
4.1.1. Stálé zatížení.....	5
4.1.2. Užité zatížení.....	6
4.2. Přepočet zatížení na metr běžný suterénní zdi.....	7
4.3. Vodorovné zatížení od zemního tlaku.....	8
<b>5. Výpočet zděné varianty suterénní stěny</b> .....	<b>9</b>
5.1. Parametry pro výpočet.....	9
5.2. Kombinace zatížení.....	9
<b>6. Výpočet suterénní stěny z keramických tvárnic</b> .....	<b>10</b>
6.1. Parametry pro výpočet.....	10
6.2. Výpočet NP2.....	10
6.3. Výpočet NP1.....	23
6.4. Posouzení bez užitého zatížení (pro NP1).....	27
6.5. Závěr použití keramických tvárnic Heluz.....	29
<b>7. Výpočet suterénní stěny z vápenopískových cihel</b> .....	<b>30</b>
7.1. Parametry pro výpočet.....	30
7.2. Výpočet NP2.....	30
7.3. Výpočet NP1.....	44
7.4. Posouzení bez užitého zatížení (pro NP1).....	48
7.5. Závěr použití vápenopískových cihel.....	49
<b>8. Výpočet suterénní stěny z cihel plných pálených</b> .....	<b>50</b>
8.1. Parametry pro výpočet.....	50
8.2. Výpočet NP2.....	50
8.3. Výpočet NP1.....	64
8.4. Posouzení bez užitého zatížení (pro NP1).....	68
8.5. Závěr použití cihel plných pálených.....	70
<b>9. Suterénní stěna z keramických tvárnic podélně vyztužená železobetonovým věncem</b> .....	<b>71</b>
<b>10. Stěna z tvárnic ztraceného bednění</b> .....	<b>77</b>
10.1. Zhodnocení použití vyztužených tvárnic ztraceného bednění DEK.....	84
<b>11. Shrnutí vhodnosti zdiva pro řešený objekt</b> .....	<b>85</b>
11.1. Vlastnosti prvků ovlivňující únosnost zdiva.....	85
11.2. Tabulka únosností zděných variant bez vyztužení.....	86
<b>12. Železobetonová stěna</b> .....	<b>87</b>
12.1. Zhodnocení varianty železobetonové suterénní stěny.....	94
12.2. Přibližná cena za metr délky železobetonové stěny.....	94
<b>13. Závěr</b> .....	<b>95</b>
<b>14. Zdroje</b> .....	<b>96</b>
<b>15. Přílohy</b> .....	<b>97</b>

# 1. Úvod

V této práci je řešena problematika suterénních zdí. V úvodu zmíním důležité informace a různé možnosti provedení z konstrukčního i materiálového hlediska. Dále na konkrétním administrativním objektu posoudím suterénní stěnu z materiálů o různých mechanicko-fyzikálních vlastnostech. V první části bude řešena jako zděná z materiálů, jako jsou vápenopískové cihly, keramické tvárnice a cihly plně pálené. Tato řešení budou provedena v programu Suterénní stěna v1.1, který je volně přístupný pro veřejnost. Všechny hodnoty budou upraveny individuálně pro konkrétní řešení. V další části bude proveden návrh a posouzení železobetonové suterénní stěny, železobetonové stěny z tvárníc ztraceného bednění a to včetně návrhu a posouzení výztuže a výkresů výztuže.

U každé z variant jednotlivě zmíním poznatky získané z výpočtu nebo informace, které mohou ovlivnit výsledek posouzení. Všechna řešení pak na konci této práce vzájemně porovnáám a vyberu to nejvhodnější pro řešený objekt.

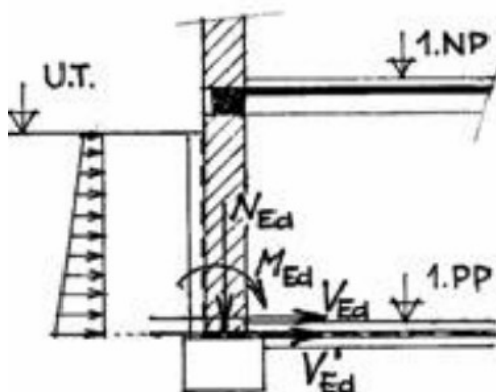
Výsledkem této práce by měl být výběr nejvhodnější varianty pro konkrétní suterénní stěnu a její srovnání s ostatními materiály z hlediska únosnosti a ekonomické náročnosti.

## 2. Základní informace o suterénních stěnách

### 2.1 Způsoby namáhání suterénních stěn

Suterénní stěny jsou navrhovány na kombinaci účinků různých typů zatížení. Prvním z nich je moment vyvolaný působením zemního tlaku. Zděná stěna se vlivem tohoto momentu nesmí porušit v ložné spáře, nebo ve směru kolmém na tuto spáru. Podle druhu a velikosti zemního tlaku také může dojít k usmyknutí stěny v patní spáře, k čemuž dochází zejména tehdy, pokud je suterénní stěna uložena na hydroizolaci a je nedostatečně přitížena. Suterénní stěna se však posuzuje zejména jako mimostředně tlačенá konstrukce od kombinace sil  $N_{ed}$  a  $M_{ed}$ . Síla  $N_{ed}$  vychází ze stálého a užitného zatížení z vrchních pater, zatímco moment  $M_{ed}$  vzniká především z různých typů excentricity v kombinaci se silou  $N_{ed}$ .

Na obr.1 je patrné vodorovné zatížení suterénní stěny od zemního tlaku včetně plošného přitížení zeminy, které způsobuje mimo trojúhelníkového zatížení od zemního tlaku i zatížení konstantní. To pak způsobuje smykové síly a moment.



Obr.1 Schéma zatížení suterénní zdi <sup>1</sup>

### 2.2 Možnosti provedení

Suterénní stěny mají různé možnosti podepření. Podle jejich druhu pak volíme statické schéma stěny. Stěna může být například vložena mezi sloupy, kde vzniká kloubové uložení. V patě a hlavě této stěny je pak možné opření, jinak řečeno předsazení, o věnec nebo průvlak. V tomto případě se pro statické schéma jedná v tomto místě o vetknutý konec. Stěna je tedy na krajích uložena kloubově a naopak v patě a hlavě stěny je teoretické vetknutí.

Je však možné opačné řešení, kdy se stěna předsadí před sloupy nebo stěny a vzniká zde idealizovaný vetknutý konec. V hlavě a patě stěna naopak lícuje věnec popř. průvlak a uložení působí kloubově, protože zde může dojít k pootočení.

Tyto varianty lze různými způsoby kombinovat a dle toho měnit statické schéma stěny.

<sup>1</sup> Katedra betonových konstrukcí; Zděné konstrukce  
[http://concrete.fsv.cvut.cz/esf/presentation/2225\\_ZDIVO.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/esf/presentation/2225_ZDIVO.pdf) [online] ; Ing. Pavel Košatka,CSc.

## 2.3 Různá materiálová řešení

Suterénní stěnu je možné řešit jako železobetonovou nebo zděnou. Zdivo je poměrně široký pojem. Je to konstrukční materiál, který je tvořen vícero prvky, které jsou spojené maltou. Dnes máme k dispozici několik typů malt. Dle pojiva můžeme dělit malty na vápenné, cementové, vápenocementové a další. Dále rozlišujeme malty podle typu na obyčejnou, lehkou a na maltu pro tenké spáry. Zdící prvky jsou rozdělené do skupin a kategorií, podle jejich kvality a podílu děrování, neboli objemu všech otvorů v % zdícího prvku.

Podle použitého materiálu zdících prvků je lze dělit na:

- Keramické tvárnice a pálené cihly
- Betonové cihly a jiné prvky
- Vápenopískové cihly
- Za zmínku také z historického hlediska stojí opracovaný nebo neopracovaný kámen.

Zdivo je také možné vyztužit. Podélně vyztužené zdivo pro převážně ohybové namáhání, kdy se výztuž umísťuje do ložné spáry nebo do svislých dutin, nebo pro sloupy a stěny tlačného charakteru příčně vyztužené.

Vyztužením stěny dosáhneme lepších mechanických vlastností stěny ve vodorovném směru. Díky vyšší únosnosti a tuhosti ve vodorovném směru také klesá excentricita svislého zatížení, která může mít rozhodující vliv na posouzení stěny na ohyb.

Dnes se již spíše používá železobeton, který dalece předčí zdivo svými mechanickými vlastnostmi a to zejména na stavby většího charakteru. Je zde ale stále hodně důvodů, proč ani dnes nemusíme zdivo zavrhnout. Zdění není tak technologicky náročné, jako je betonování. Zdivo je na rozdíl od betonu lehce recyklovatelné, tím myslím rozebíratelné a znovu použitelné a jeho tepelně-technické vlastnosti jsou také řádově lepší. Také je nutné podotknout, že stavby zděného charakteru jsou poněkud více tradiční a veřejnost je vnímá lépe než beton.

Historický charakter zdiva však není vše. Zděné prvky je nutné stále vylepšovat, aby jejich použití v porovnání s železobetonovým řešením významně nepokleslo.

## 2.4 Výpočetní možnosti

V jednoduchých případech nemusí být nezbytné provádět podrobné posouzení stěny a je možno postupovat zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1996-1-3, kdy je nutné splnění 10 různých podmínek, které budou patrné při výpočtu každé zděné varianty. Pak stačí pouze posoudit, zda je stěna dostatečně svisle přitížena, aby odolala vodorovným účinkům zatížení od zeminy a zda není překročena tlaková únosnost stěny ve svislém směru.

V opačném případě je nutné stěnu posoudit podrobným statickým výpočtem.



## 3. Informace o objektu

### 3.1 Stavebně konstrukční řešení objektu

#### Dispoziční řešení:

Objekt je navržen jako podsklepený se dvěma nadzemními podlažími. V 1. NP je umístěno 8 kanceláří, zasedací místnost, archiv, sociální zařízení, server a strojovna ÚT. Tyto prostory jsou přístupny z chodbového traktu, který zároveň slouží jako halový prostor. Představeným dvouramenným železobetonovým schodištěm je zpřístupněno první a druhé nadzemní podlaží. V 2. NP je umístěno 8 samostatně přístupných kanceláří, archiv a sociální zařízení. Kanceláře ředitele společnosti a ekonomy jsou přístupné přes sekretariát. Chodbový trakt je opět částečně používán jako halový prostor s reprodukční technikou.

Rozměry: 30,9m x 16,1m

Konstrukční výška: 3,6 m

#### Založení objektu:

Stěnové konstrukce jsou založeny na základových pasech. Sloupy na prefabrikovaných patkách.

#### Nosná konstrukce:

Horní stavba je řešena jako zděná z tvárnic Heluz family 44 P10. Spodní stavba dle variant může být zděná nebo železobetonová. Stropní konstrukci tvoří po okrajích podepřená deska pnutá mezi průvlaky a na krajích objektu uložená do věnce.

#### Vnitřní stěny:

Lehké akustické příčky se zvukovou izolací Rockwool. Tloušťka skladby stěny je 140 mm

Stěny a příčky jsou přemístitelné, lehké s vlastní tíhou <2,0 KN/m

#### Střecha:

DECKROOF 01 , skladba střechy podrobněji rozdělena v kapitole zatížení

Schéma půdorysu a řezu objektu je uvedené v kapitole 13. Přílohy

## 4. Zatížení

### 4.1 Svislé zatížení

#### 4.1.1 Stálé zatížení

##### Kancelářské prostory

NÁZEV	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramická dlažba, tl. 10mm	2000	0,2	1,35	0,27
cem.malta MC5, tl. 5mm	1600	0,08	1,35	0,108
cem.potěr+sít', tl. 50mm	2300	1,15	1,35	1,55
separační fólie tl. 5mm	/	/	1,35	/
EPS rigidfloor, tl. 30mm	30	0,009	1,35	0,012
ŽB deska tl. 200mm	2100	4,2	1,35	5,67
malt. omítka tl. 10mm	2000	0,2	1,35	0,27
<b>Celkem</b>		<b><math>g_k=5,837</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>g_d=7,880</math> kN/m<sup>2</sup></b>

##### Prostory chodby

NÁZEV	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PVC tl. 5mm	1380	0,069	1,35	0,093
lepidlo	/	/	1,35	/
cem.potěr+sít', tl. 60mm	2300	1,38	1,35	1,863
separační fólie tl. 5mm	/	/	1,35	/
EPS rigidfloor, tl. 30mm	30	0,009	1,35	0,012
ŽB deska tl. 200mm	2100	4,2	1,35	5,67
malt. omítka tl. 10mm	2000	0,2	1,35	0,27
<b>Celkem</b>		<b><math>g_k=5,86</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>g_d=7,908</math> kN/m<sup>2</sup></b>

##### Toalety a kuchyně

NÁZEV	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
lam. vrstva tl. 10mm	500	0,05	1,35	0,067
2xOSB tl. 2x15mm	580	0,174	1,35	0,235
STEPROCK HD, tl. 30mm	580	1,174	1,35	0,235
EPS rigidfloor, tl. 30mm	30	0,009	1,35	0,012
ŽB deska tl. 200mm	2100	4,2	1,35	5,67
malt. omítka tl. 10mm	2000	0,2	1,35	0,27
<b>Celkem</b>		<b><math>g_k=4,81</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>g_d=6,490</math> kN/m<sup>2</sup></b>

##### Skladba nepochozí střechy

NÁZEV	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PVC fólie tl. 1,5mm	1380	0,021	1,35	0,028
PP fólie	/	/	1,35	0,03*
EPS 100S max. 240	30	0,072	1,35	0,0972
asf.modif.pás 4mm	1400	0,056	1,35	0,0756
penetrační emulze	/	/	1,35	0,03*
ŽB deska tl. 200mm	2100	4,2	1,35	5,67
malt. omítka tl. 10mm	2000	0,2	1,35	0,27
<b>Celkem</b>		<b><math>g_k=4,6</math> kN/m<sup>2</sup></b>		<b><math>g_d=6,201</math> kN/m<sup>2</sup></b>

Pozn.: Pro další výpočet zatížení (char. Hodnoty) z typických podlaží použijí hodnotu pro kancelářské prostory  $g_k=5,837$  kN/m<sup>2</sup>.

## Vlastní tíha zdi na metr běžný

Stěny všech nadzemních pater jsou z tvárnic Heluz family 44 P10.

Hmotnost 1 cihly : 18 kg

Počet cihel na m<sup>2</sup> zdi : 16

Výška zděné části : 3250 mm

Hmotnost zdi na m<sup>2</sup> je tedy  $M = 16 \times 18 = 288 \text{ kg/m}^2$

Na délku zdi jednoho metru a po přepočtu na KN je hodnota lineárního zatížení od svislých zdí  $2,88 \text{ KN/m} \cdot 3 = 9,1 \text{ KN/m}$

$f_{g,k} = 9,1 \text{ kN/m}$

$f_{g,d} = 9,1 \cdot 1,35 = 12,285 \text{ kN/m}$

### 4.1.2 Užité zatížení

#### - Stanovení kategorie ploch pozemních staveb

Dle EN 1991-1-1 a tabulky pro užité zatížení staveb je hodnota zatížení pro kancelářské plochy  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Návrhová hodnota je tedy:

$q_d = q_k \cdot \gamma_f = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 3,75 \text{ kN/m}^2$

#### - Zatížení příčkami

Přemístitelné příčky s vlastní tíhou  $< 2,0 \text{ kN/m}$

hodnota charakteristického zatížení  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

$q_d = q_k \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

$q_{d;p} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

#### - Zatížení sněhem

III. sněhová oblast

$s_k = 1,5$

$C_e = 0,8$

$\mu_i = 0,8$

$c_t = 1$

$q_s = C_e \cdot \mu_i \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 0,96 \text{ kN/m}^2$

$s_d = q_s \cdot \gamma_f = 0,96 \cdot 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$

$s_d = 1,44 \text{ kN/m}^2$

#### - Redukční součinitel

Redukční součinitel  $\alpha_n = 2 + (n - 2) \cdot \psi_0 / n$

je pro 2 nadzemní podlaží s kancelářským využitím roven 1

$\alpha_n = 1$

Při neredukovaném užitém zatížení je možnost redukce zatížení sněhem, zde neuplatněná.

## Kombinace zatížení

Konstrukci je nutné posoudit návrhovými postupy NP1 a NP2, jelikož se také jedná o geotechnickou konstrukci. Jednotlivé součinitele bezpečnosti jsou vypsané v každém řešení. Více v kapitole 5. Výpočet zděné varianty suterénní stěny

### 4.2 Přepočet zatížení na metr běžný suterénní zdi

Výčet konstrukcí – 1x strop 1.NP  
1x strop 2.NP (střecha)  
1x strop 1.PP  
2x zděná stěna

Podrobné schéma rozdělení zatížení v příloze č.1.

Tloušťky zdí jsou podle různých variant:

- 1) 440mm(keramické tvárnice)
- 2) 365 mm (vápenopískové cihly)
- 3) 440 mm (cihly plné pálené)

**Reakce od nadzemních podlaží – stálá složka (charakteristická hodnota)**

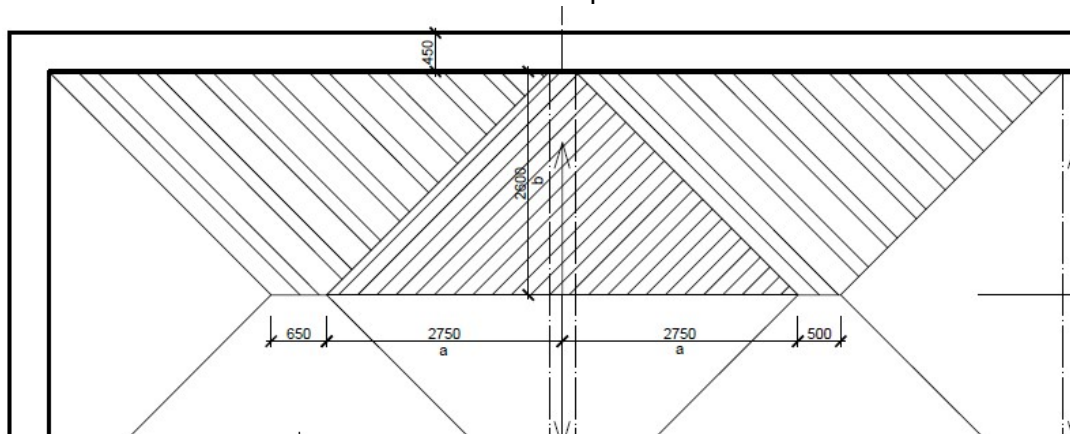
**-Síla působící na suterénní stěnu uložením průvlaku viz. zatížení průvlaku**

$F_{gk,2} = (\text{strop 1.NP} + \text{průvlak 1.NP vl.tíha}) + (\text{strop 2.NP} + \text{průvlak 2.NP vl.tíha}) + \text{atika}$

$F_{gk,2} = (2,75 * 2,6 * 5,86 + 0,3 * 2,6 * 0,45 * 25) + (2,75 * 2,6 * 4,6 + 0,3 * 2,6 * 0,45 * 25) + 1,44$

$F_{gk,2} = 50,67 + 41,66 + 1,44 = 93,775 \text{ kN}$

Schéma zatížení průvlaku



U zatížení z nadzemních podlaží počítám s tím, že se rozloží na celou šířku stěny rovnoměrně. Pokud uvážím, že je reakce od uložení průvlaků od každého průvlaku shodná, lze brát efektivní šířku rovnou šířce pole, tedy 6 metrů.

$F_{gk,2} = 93,775 / 6 = 15,63 \text{ kN/m}$

$f_{gk,2} = (\text{strop 1.NP} + \text{strop 2.NP}) + 2x \text{ stěna} + 2x \text{ ŽB věnec}$

$f_{gk,2} = (2,6 * 5,86 * 1 + 2,6 * 4,6) + 2 * 9,1 * 1 + 0,25 * 0,24 * 1 * 25 * 2 = 48,4 \text{ kN/m}$

**$N_{gk2,max} = 64,03 \text{ kN/m}$  ;  $N_{gk2,min} = 31,63 \text{ kN/m}$**

Hodnota  $N_{gk2}$  je zdůvodněná v podrobně vykresleném rozložení zatížení v příloze 2

### Reakce od nadzemních podlaží – Proměnná složka(charakteristická hodnota)

$F_{qk,2} = \text{strop 1.np užité} + (\text{střecha snůh})$

$$F_{qk,2} = (2,75 \cdot 2,6 \cdot (2,5 + 0,8)) + (2,75 \cdot 2,6 \cdot 0,96) = 30,46 \text{ kN}$$

Zde uvažuji stejné rozdělení jako u 3.1.3.1.

$$F_{qk,2} = 30,46 / 6 = 5,1 \text{ kN/m}$$

$f_{gk,2} = (\text{strop 1.np užité}) + (\text{střecha snůh})$

$$f_{gk,2} = (2,6 \cdot (2,5 + 0,8)) \cdot 1 + 2,6 \cdot (0,96) \cdot 1 = 11,076 \text{ kN/m}$$

$$N_{qk2, \max} = 16,17 \text{ kN/m} ; N_{qk2, \min} = 8 \text{ kN/m}$$

Hodnota  $N_{qk2}$  je zdůvodněná v podrobně vykresleném rozložení zatížení v příloze 2

### Reakce od stropu podzemního podlaží – stálá složka(charakteristická hodnota)

$F_{gk,1} = (\text{strop 1.PP} + \text{průvlak 1.PP})$

$$F_{gk,1} = (2,75 \cdot 2,6 \cdot 5,86 + 0,3 \cdot 2,6 \cdot 0,45 \cdot 25) = 50,67 \text{ kN}$$

$$F_{gk,1} = 50,67 / 4 = 12,7 \text{ kN/m}$$

-Síla od průvlaku je roznesena na celou šířku rozpětí rovnoběžného se suterénní stěnou. Zjednodušeně uvažuji konstantní rozdělení s efektivní šířkou 2/3 šířky pole, 1/3 na každou stranu. Při rozpětí 6 m je tedy efektivní šířka 4 m pro reakce od stropní konstrukce podzemního podlaží.

$f_{gk,1} = \text{strop 1.NP} + \text{ŽB věnec}$

$$f_{gk,1} = 2,6 \cdot 5,86 \cdot 1 + 0,25 \cdot 0,24 \cdot 25 \cdot 1 = 16,736 \text{ kN/m}$$

$$N_{gk1, \max} = 25,2 \text{ kN/m} ; N_{gk1, \min} = 12,5 \text{ kN/m}$$

Hodnota  $N_{gk1}$  je zdůvodněná v podrobně vykresleném rozložení zatížení v příloze 2

### Reakce od stropu podzemního podlaží – Proměnná složka (charakteristická hodnota)

$F_{qk,1} = \text{strop 1.PP}$

$$F_{qk,1} = (2,75 \cdot 2,6 \cdot (2,5 + 0,8)) = 23,6 \text{ kN}$$

$$F_{qk,1} = 23,6 / 4 = 6 \text{ kN/m}$$

$$f_{qk,1} = 2,6 \cdot (2,5 + 0,8) \cdot 1 = 8,58 \text{ kN/m}$$

$$N_{qk1, \max} = 12,2 \text{ kN/m} ; N_{qk1, \min} = 6,2 \text{ kN/m}$$

Hodnota  $N_{qk1}$  je zdůvodněná v podrobně vykresleném rozložení zatížení v příloze 2

## 4.3 Vodorovné zatížení od zemního tlaku

### Informace o zemině

Druh zemin : Hlína štěrkovitá tuhé konzistence

Třída: F1

Charakteristika zemin: Efektivní úhel vnitřního tření  $\varphi' = 29^\circ$

Efektivní soudržnost  $c' = 10 \text{ kPa}$

Třída	Symbol	Charakteristika	Konzistence					
			měkká	tuhá	pevná		tvrdá	
			-	-	Sr>0,8	Sr<0,8	Sr>0,8	Sr<0,8
F1	MG	v,β,γ	v = 0,35; β = 0,62; γ = 19,0 kN.m <sup>-3</sup>					
		E <sub>def</sub> (MPa)	5 + 10	10+20	12+24	15+30		
		c <sub>u</sub> (kPa)	40	70	70	70+80		
		φ <sub>u</sub> (°)	0	0	10	12+15		
		c <sub>ef</sub> (kPa)	4+12		8+16	16+32	16+24	
		φ <sub>ef</sub> (°)	26+32					

Tab. 9.1 Směrné normové charakteristiky jemnozrnných zemin (ČSN 73 1001)

Pozn.: Norma ČSN 73 1001 již není platná, pro moje účely jsou však hodnoty parametrů dostačující.

## 5. Výpočet zděné varianty suterénní stěny

### 5.1 Parametry pro výpočet

Výpočet je proveden v programu Suterénní stěna v1.1, který je volně přístupný.

Všechny zadávané parametry jsou ve výpočtu zobrazeny bílou barvou a vyplývají z předchozích kapitol nebo jsou vysvětleny ve výpočtu.

### 5.2 Kombinace zatížení

Suterénní stěnu posoudím na:

-kombinaci 6.10 pro mezní stav únosnosti dle EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, zde návrhový přístup 2, dále jen **Výpočet NP2**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

-kombinaci NP1, kdy na konstrukci nebude působit užité zatížení, to znamená bez vybavení, přítomnosti osob a zatížení sněhem na střešní konstrukci, dále jen

**Posouzení bez užitého zatížení**

-kombinaci, kdy bude nepříznivější zatížení od zeminy, dále jen

**Výpočet NP1**

V potaz je nutné vzít fakt, že posuzujeme suterénní stěnu plně vystavěného objektu. To v praxi znamená, že násyp je nutné v případě vyhovění posudku provést až po kompletní realizaci objektu. Lze samozřejmě spočítat i odlišné fáze výstavby a spočítat, ve které konkrétní je zasypání jámy možné a ve které ještě nikoliv.

**Zcela kompletní výpočet zde bude vždy znázorněn jen na kombinaci 6.10, tedy pro návrhový přístup 2. U zbylých kombinací zde zmíním pouze výsledky posouzení a jejich srovnání se zbylými kombinacemi.**

## 6. Výpočet suterénní stěny z keramických tvárníc

### 6.1 Parametry pro výpočet

Všechny zadávané parametry jsou ve výpočtu zobrazeny bílou barvou a vyplývají z předchozích kapitol nebo jsou vysvětleny ve výpočtu.

### 6.2 Výpočet návrhového přístupu 2

#### Suterénní stěna v1.1

Výpočetní pomůcka pro posouzení zděné stěny namáhané svislým zatížením, zemním a vodním tlakem

Smazat zadané hodnoty

Nápověda - čti před prvním použitím programu!!!

O programu

**0. Schéma konstrukce a působících zatížení**

**Směr y**  
= kolmo na ložné spáry

**Směr x**  
= rovnoběžné s ložnými spárami

**1. Geometrie stěny a zemního tělesa**

**1.1. Geometrie stěny**

- Výška zděné stěny
- Šířka stěny (světla vzdálenost podpor)
- Tloušťka stěny
- Veškeré výpočty zatížení a únosností jsou prováděny na pruhu stěny šířky 1 m
- Způsob podepření okrajů stěny

Typ G = Stěna v hlavě a patě prostě uložena, na obou svislých okrajích vetknuta. Odpovídá vnitřnímu poli průběžné obvodové stěny předsazené před sloupy nebo podepřené příčnými stěnami, hlava stěny je opřena o věnec nebo ztužba, patá stěny je uložena na základu, základovém nosniku nebo na věnci.

Stěna je v patě uložena na vrstvu hydroizolace a hrozí vznik kluzné plochy na této izolaci (pata stěny nad izolací není opřena např. o železobetonovou desku dostatečně prítíženou příčkami proti vybočení vzpěrem, která by uklouznutí stěny zabránila) PRAVDA

**1.2. Geometrie zemního tělesa**

- Výška zásypu
- Výška části stěny ležící nad úrovní terénu  $a = \max(h - h_e, 0)$
- Hloubka hlavy stěny pod úrovní terénu  $h_e = \max(h_e - h, 0)$
- Odklon terénu od vodorovné (kladný, stoupá-li terén směrem od budovy)

**1.3. Hladina podzemní vody (HPV)**

Hloubka  $h_{HPV}$  je nižší než výška  $h_a$  a je tedy potřeba uvažovat zatížení tlakem vody NEPRAVDA

- Hloubka ustálené HPV pod úrovní terénu

=> Pro další výpočet bude uvažována hloubka ustálené HPV HPV neovlivňuje stěnu

Způsoby podepření >>>

h = 3,000 m

L = 30,000 m

t = 0,440 m

b = 1000,000 mm

Typ = G

---

$h_a = 2,000$  m

a = 1,000 m

$h_e = 0,000$  m

$\beta = 0,000^\circ$

---

$h_{HPV} = 1,000$  m

$h_{HPV} = 2,000$  m

## 2. Zatížení zásypem

### 2.1. Dílčí součinitele bezpečnosti

Jedná se de facto o geotechnickou konstrukci, proto jsou dílčí součinitele bezpečnosti uvažovány podle návrhových přístupů z Eurokódu 7.

- Uvažovaný návrhový přístup (KONSTRUKCI NUTNO POSODIT POSTUPNĚ PRO OBA PŘÍSTUPY!!!) NF2
- Stálé zatížení působící nepříznivě  $\gamma_{Q,n} = 1,35$
- Stálé zatížení působící příznivě  $\gamma_{Q,p} = 1,00$
- Proměnné zatížení působící nepříznivě  $\gamma_{Q,n} = 1,50$
- Proměnné zatížení působící příznivě  $\gamma_{Q,p} = 0,00$
- Efektivní úhel vnitřního tření  $\gamma_{\varphi} = 1,00$
- Efektivní soudržnost  $\gamma_c = 1,00$
- Objemová tíha  $\gamma_s = 1,00$

### 2.2. Užité zatížení terénu

- Charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení terénu  $q_k = 2,00 \text{ kN.m}^{-2}$
- Návrhová hodnota užitého zatížení terénu  $q_d = \gamma_Q q_d$   $q_d = 3,00 \text{ kN.m}^{-2}$
- Charakteristická hodnota osamělého břemene do vzdálenosti 1,5 m od stěny  $Q_k = 0,00 \text{ kN}$
- Návrhová hodnota osamělého břemene  $Q_d = \gamma_Q Q_d$   $Q_d = 0,00 \text{ kN}$

### 2.3. Parametry zásypové zeminy (orientační hodnoty lze nalézt v ČSN 73 10 01 - Základová půda pod plošnými základy)

- Objemová tíha přirozené vlhké zeminy  $\gamma = 19,00 \text{ kN.m}^{-3}$
- Objemová tíha zeminy nasycené vodou  $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN.m}^{-3}$
- Objemová tíha vody  $\gamma_w = 10,00 \text{ kN.m}^{-3}$
- Objemová tíha zeminy pod vodou  $\gamma_{su} = 11,50 \text{ kN.m}^{-3}$
- Efektivní úhel vnitřního tření  $\varphi' = 29,00^\circ$
- Efektivní úhel vnitřního tření - návrhová hodnota  $\varphi'_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi}}$   $\varphi'_d = 29,00^\circ$
- Efektivní soudržnost  $c' = 10,00 \text{ kPa}$
- Efektivní soudržnost - návrhová hodnota  $c'_d = 10,00 \text{ kPa}$
- Svislé napětí v zemině v patě stěny  $\sigma_z = 38,00 \text{ kPa}$
- Náhradní úhel vnitřního tření  $\varphi_n = 39,26^\circ$

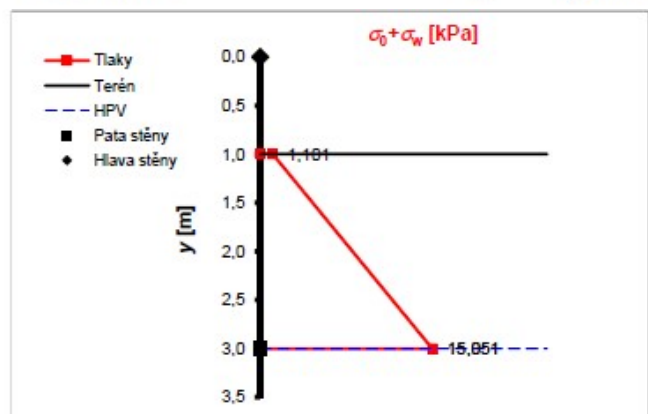
### 2.4. Zemní a hydrostatický tlak

- Součinitel zemního tlaku v klidu  $K_0 = 1 - \sin \varphi_n$   $K_0 = 0,367$
- Součinitel bočního tlaku pro vodu  $K_w = 1,000$
- Součinitel šikmosti terénu  $K_{\beta} = 1 + \operatorname{sgn}(\beta) \left| 1 - \frac{\sin \varphi'_d \cos \beta}{\sin \varphi'_d - \sin^2 \beta} \right|$   $K_{\beta} = 1,000$
- Náhradní vrstva zeminy za užité zatížení  $h_n = \frac{q_d + Q_d}{\gamma + hL\gamma}$   $h_n = 0,158 \text{ m}$
- Vodorovné napětí v zemině v úrovni
  - terénu  $\sigma_{0A} = K_0 K_{\beta} \gamma h_n$   $\sigma_{0A} = 1,101 \text{ kPa}$
  - HPV  $\sigma_{0B} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma h_{HPV}$   $\sigma_{0B} = 15,051 \text{ kPa}$
  - hlavy stěny (je rovno 0, je-li hlava nad terémem)  $\sigma_{0D} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma \cdot \min(h_n; h_{HPV}) + K_0 K_{\beta} \gamma_{su} \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$   $\sigma_{0D} = 0,000 \text{ kPa}$
  - paty stěny  $\sigma_{0C} = \sigma_{0B} + K_0 K_{\beta} \gamma_{su} (h_c - h_{HPV})$   $\sigma_{0C} = 15,051 \text{ kPa}$
- Hydrostatický tlak v úrovni
  - hlavy stěny  $\sigma_w = K_w \gamma_w \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$   $\sigma_{wD} = 0,000 \text{ kPa}$
  - paty stěny  $\sigma_w = K_w \gamma_w (h_c - h_{HPV})$   $\sigma_{wC} = 0,000 \text{ kPa}$
- Celkové hodnoty zatížení konstrukce uvažované pro další výpočty
  - Minimální hodnota na stěně  $\sigma_{\min} = \max(\sigma_{0A}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$   $\sigma_{\min} = 1,101 \text{ kPa}$
  - Hodnota na úrovni HPV  $\sigma_{HPV} = \max(\sigma_{0B}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$   $\sigma_{HPV} = 15,051 \text{ kPa}$
  - Maximální hodnota v patě stěny  $\sigma_{\max} = \sigma_{0C} + \sigma_{wC}$   $\sigma_{\max} = 15,051 \text{ kPa}$

### Schéma průběhu zatížení konstrukce

Hlava stěny odpovídá bodu [0,0]

Osa y představuje stěnu





### 3. Přítížení vrchní stavbou

Měla by se uvažovat situace těsně po zasypání suterénu, kdy je vvislé přetížení nejmenší a nejvíce se tedy projeví vliv ohybového namáhání.

- Reakce od nadzemních podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky stěny

$$N_{Gk2} = 31,630 \text{ kN/m}$$

$$M_{Gk2} = 16,170 \text{ kN/m}$$

- Reakce od stropu podzemního podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky

$$N_{Gk1} = 12,500 \text{ kN/m}$$

$$M_{Gk1} = 6,200 \text{ kN/m}$$

- Stálá složka
- Proměnná složka

$$t_2 = 0,440 \text{ m}$$

- Tloušťka stěn 1.NP
- Předsazení líce stěny 1.NP před líc suterénní stěny (kladné ve smyslu schématu)

$$\rho = 0,000 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od nadzemních podlaží

$$e_2 = \frac{1}{2}(t - t_2) + p$$

$$e_2 = 0,000 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od stropu podzemního podlaží

$$e_1 = -0,073 \text{ m}$$

- Zjednodušeně uvažovat trojúhelníkové rozdělení reakce a excentricitu  $t/8$  (viz schéma)

$$e_1 = -0,073 \text{ m}$$

- Zadat vlastní hodnotu excentricity (kladná ve smyslu schématu)

$$\text{číslo varianty} = 1$$

=> Zvolil jsi variantu trojúhelníkového rozdělení reakce

=> Pro další výpočet bude uvažována hodnota excentricity

$$e_1 = -0,073 \text{ m}$$

### 4. Materiálové charakteristiky zdiva

#### 4.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva $\gamma_M$

Hodnoty  $\gamma_M$ , kategorie >>>

- Zdivo je vyzděno ze zdících prvků

kategorie I na návrhovou maltu  
pálené cihly

- Druh zdících prvků

$$\gamma_M = 2,000$$

=> Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva

#### 4.2. Základní vlastnosti zdiva

- Délka zdícího prvku
- Šířka zdícího prvku
- Výška zdícího prvku
- Tloušťka ložné spáry (z hlediska výztuže ideálně 10 - 12 mm, pro tenké spáry 3 mm)
- Osová vzdálenost ložných spar
- Objemová hmotnost zdících prvků

$$d_p = 247 \text{ mm}$$

$$b_p = 440 \text{ mm}$$

$$h_p = 249 \text{ mm}$$

$$t_b = 1 \text{ mm}$$

$$v = 250 \text{ mm}$$

$$\rho_{sp} = 650 \text{ kg.m}^{-3}$$

#### 4.3. Objemová hmotnost zdiva $\rho_z$

- Zadat hodnotu objemové hmotnosti zdiva
- Zjednodušeně uvažovat objemovou hmotnost zdiva rovnou objemové hmotnosti zdících prvků
- Provést podrobnější výpočet

$$\rho_z = 659 \text{ kg.m}^{-3}$$

- Spotřeba malty
- Objemová hmotnost malty (obvyklá hodnota cca 2000 kg.m<sup>-3</sup>)

$$\rho_m = 3,000 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$\rho_m = 2000 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$\rho_z = \frac{1}{A_s t} \left[ \left( A_s t - \frac{s_m}{1000} \right) \cdot \rho_{sp} + \frac{s_m}{1000} \cdot \rho_m \right]$$

$$\rho_z = 659 \text{ kg.m}^{-3}$$

=> Zvolil jsi variantu zjednodušeného výpočtu

$$\text{číslo varianty} = 2$$

=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota objemové hmotnosti zdiva

$$\rho_z = 650 \text{ kg.m}^{-3}$$

#### 4.4. Pevnost zdiva v tlaku

Skupiny, součinitele >>>

- Skupina zdících prvků
  - Druh zdících prvků
  - Procento děrování

pálené cihly  
55 - 70 %, vvislé díry nebo dutiny  
3

- Normalizovaná pevnost zdícího prvku  $f_b$ 
  - Tlaková pevnost zdícího prvku (značka)
  - Způsob kondicionování zdícího prvku (běžně: na vzduchu)
  - Součinitel podle způsobu kondicionování zdícího prvku
  - Součinitel tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku

$$f_u = 10,000 \text{ MPa}$$

na vzduchu (dosažením 8% vlhkosti)

$$\eta = 1,000$$

$$\delta = 1,149$$

$$f_b = 11,490 \text{ MPa}$$

=> Normalizovaná pevnost zdícího prvku  $f_b = \eta \delta f_u$

- Tlaková pevnost malty (značka)

$$f_m = 5,000 \text{ MPa}$$

- Součinitel K
  - Druh zdících prvků
  - Malta
  - Skupina zdících prvků

pálené cihly  
pro tenké spáry (0,5-3 mm)  
3

Ve zdivu se vyskytuje podélná styčná spára => vynásobit tabulkové K součinitelem 0,8

NEPRAVDA

=> Součinitel K

$$K = 0,500$$

- Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

- Uvažovaná hodnota  $f_b$  ( $f_b \leq 50 \text{ MPa}$  při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_b \leq 75 \text{ MPa}$ )

$$f_b = 11,490 \text{ MPa}$$

- Uvažovaná hodnota  $f_m$  ( $f_m \leq 10 \text{ MPa}$  při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}, 2f_b)$ )

$$f_m = 5,000 \text{ MPa}$$

=> Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

$$f_k = 2,782 \text{ MPa}$$

Pro výpočet charakteristické pevnosti je uvažován podtržený vztah:

— Zdivo na obyčejnou nebo lehkou maltu

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

• Zdivo na maltu pro tenké spáry, pálené cihly skupiny 2 nebo 3

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$

— Zdivo na maltu pro tenké spáry, zdících prvků jiné než pálené skupiny 2 nebo 3

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

- Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$f_d = 1,381 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na styčné spáry

$$f_{td} = 0,000 \text{ MPa}$$

jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{td} = 0,3 f_d$

$$\text{číslo varianty} = 2$$

nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{td} \leq 0,1 f_d \approx 0$

#### 4.5. Pevnost zdiva v prostém ohybu

Hodnoty  $f_{sk} >>>$

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu

Použít tabulkové hodnoty podle dřive zadaných druhů zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Objemová hmotnost zdících prvků
- Tlaková pevnost malty
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

pálené cihly  
pro tenké spáry (0,5-3 mm)  
 $\rho_{zp} = 850 \text{ kg.m}^{-3}$   
 $f_m = 5,000 \text{ MPa}$   
 $f_{sk1} = 0,150 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 0,150 \text{ MPa}$

Zadat vlastní hodnoty (z výsledků zkoušek)

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

$f_{sk1} = 1,000 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 1,000 \text{ MPa}$

=> Zvolil jsi variantu tabulkových hodnot

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet budou tedy uvažovány charakteristické hodnoty ohybových pevností

$f_{sk1} = 0,150 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 0,150 \text{ MPa}$

- Svislé napětí od návrhového stálého zatížení v polovině výšky stěny  $\sigma_d$

• Přetížení od vlastní tíhy horní poloviny stěny  $\sigma_{d,sl} = \frac{1}{2} h \rho_z g \gamma_{Qp}$

$\sigma_{d,sl} = 0,010 \text{ MPa}$

• Přetížení od vrchní stavby  $\sigma_{d,vn} = \frac{N_{Gk1} + N_{Gk2}}{t} \cdot \gamma_{Qp}$

$\sigma_{d,vn} = 0,100 \text{ MPa}$

=> Přetížení bude uvažováno hodnotou  $\sigma_d = \min[(\sigma_{d,sl} + \sigma_{d,vn}); 0,2f_d]$

$\sigma_d = 0,110 \text{ MPa}$

- Návrhová pevnost zdiva v ohybu

• Pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami  $f_{sd1} = \frac{f_{sk1}}{\gamma_M} + \sigma_d$

$f_{sd1} = 0,185 \text{ MPa}$

• Pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry  $f_{sd2} = \frac{f_{sk2}}{\gamma_M}$

$f_{sd2} = 0,075 \text{ MPa}$

#### 4.6. Pevnost zdiva ve smyku

Hodnoty  $f_{vk0} >>>$

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí  $f_{vk0}$

Použít tabulkovou hodnotu podle dřive zadaného druhu zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Tlaková pevnost malty
- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

pálené cihly  
pro tenké spáry (0,5-3 mm)  
 $f_m = 5,000 \text{ MPa}$   
 $f_{vk0} = 0,300 \text{ MPa}$

Zadat vlastní hodnotu

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

$f_{vk0} = \text{MPa}$

=> Zvolil jsi variantu tabulkové hodnoty

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota počáteční smykové pevnosti

$f_{vk0} = 0,300 \text{ MPa}$

- Návrhové napětí v tlaku působící kolmo na smýkaný průřez  $\sigma_{di}$  pro smyk

• ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny  $\sigma_{d,h} = \sigma_{d,vn}$

$\sigma_{d,h} = 0,100 \text{ MPa}$

• ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny  $\sigma_{d,p} = \sigma_{d,vn} + 2\sigma_{d,sl}$

$\sigma_{d,p} = 0,119 \text{ MPa}$

• ve svislé rovině (obvykle  $\sigma_{d,s} = 0$ )

$\sigma_{d,s} = 0,000 \text{ MPa}$

- Charakteristická smyková pevnost  $f_{vk}$

- Styčné spáry

jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,065f_b]$

nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,045f_b]$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny

$f_{vk,h} = 0,190 \text{ MPa}$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny

$f_{vk,p} = 0,198 \text{ MPa}$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve svislé rovině

$f_{vk,s} = 0,150 \text{ MPa}$

#### 4.7. Mezní poměrné stlačení zdiva

$\epsilon_{mu} = 0,0020$

$\epsilon_{...} = 0,0035$  pro zdící prvky skupiny 1, v ostatních případech  $\epsilon_{...} = 0,002$

5. Posouzení nevytuzené suterénní stěny zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1996-3

5.1. Charakter stropní konstrukce podzemního podlaží

- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převzít a dále rozvést do příčných stěn

PRAVDA

5.2. Splnění podmínek pro použití zjednodušené metody

- Světlná výška stěny  $h$  není vyšší než 2,6 m
- Tloušťka stěny  $t$  není menší než 200 mm
- Stěna je uložena na všech čtyřech okrajích
- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převzít a dále rozvést do příčných stěn
- Charakteristická hodnota rovnoměrného užitného zatížení terénu podél stěny  $q_k$  není větší než  $5 \text{ kN.m}^{-2}$
- Charakteristická hodnota osamělého břemene  $Q_k$ , které působí v pruhu šířky 1,5 m podél stěny, není větší než 15 kN
- Povrch terénu vedle stěny je rovinný nebo ve spádu od budovy
- Výška zásypu není větší než výška stěny
- Na stěnu nepůsobí žádný hydrostatický tlak
- Ve stěně se nevyskytuje žádná kluzná plocha, např. izolace proti zemní vlhkosti. V případě, že stěna stojí na takové vrstvě izolace, je pata stěny nad izolací opřena (např. o železobetonovou desku dostatečně přitíženou příčkami proti vybočení vzpěrem).

NOK
OK
OK
OK
OK
OK
OK
OK
OK
NOK

**Podmínky nejsou splněny, nelze použít zjednodušenou metodu posouzení**

Musí vyhovět všechny podmínky

5.3. Síly působící na stěnu (na 1 m šířky)

- Součinitel pro zohlednění vodorovného přenašeni zatížení  $\beta_e = 20,000$
- Pro výpočet se použije podtržený vztah podle poměru výšky a šířky stěny
  - Pro  $L \geq 2h$ :  $\beta_e = 20$
  - Pro  $h < L < 2h$ :  $\beta_e = 60 - 20(L/h)$
  - Pro  $L < h$ :  $\beta_e = 40$
- Přetížení od vlastní tíhy stěny v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{vl} = \left(h - \frac{h_e}{2}\right) b t \rho_s g$   $N_{vl} = 5,611 \text{ kN/m}$
- Maximální návrhová hodnota síly od svislého přetížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,max} = 100,706 \text{ kN/m}$   
 $N_{Ed,max} = (N_{Ok1} + N_{Ok2} + N_{vl}) \gamma_{Q,n} + (N_{Ok1} + N_{Ok2}) \gamma_{Q,n}$
- Minimální návrhová hodnota síly od svislého přetížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,min} = 49,741 \text{ kN/m}$   
 $N_{Ed,min} = (N_{Ok1} + N_{Ok2} + N_{vl}) \gamma_{Q,p} + (N_{Ok1} + N_{Ok2}) \gamma_{Q,p}$
- Tlaková únosnost stěny  $N_{Rd} = \frac{b t f_d}{3}$   $N_{Rd} = 202,533 \text{ kN/m}$
- Účinek zásypu  $F_{Ed} = \frac{\gamma b h h_e^2}{\beta_e t}$   $F_{Ed} = 25,909 \text{ kN/m}$

5.4. Posouzení zjednodušenou metodou

**Podmínka únosnosti stěny vzhledem ke svislému zatížení JE splněna**

Podmínka  $N_{Ed,max} \leq N_{Rd}$

**Podmínka únosnosti stěny vzhledem k vodorovnému zatížení JE splněna**

Podmínka  $N_{Ed,min} \geq F_{Ed}$

**STĚNA BEZ VÝTUŽE PŘI ZJEDNODUŠENÉM POSOUZENÍ NEVYHOVÍ. POKRAČUJ ZADÁNÍM VÝTUŽE A PODROBNÝM POSOUZENÍM STĚNY.**

Musí vyhovět obě podmínky a musí být splněny všechny předpoklady metody

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSOUDIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

6. Zesílení stěn výtuzí MURFOR®

- Do dalšího výpočtu je možno zahrnout vliv výtuzení stěny výtuzí MURFOR® vloženou do ložných spar
- Výtuz zvyšuje tuhost a únosnost stěny ve vodorovném směru
- Při menších hodnotách zatížení stěna může vyhovět i bez výtuz, což vede k ekonomičtějšímu návrhu
- Pokud stěna nemá být výtuzena, v dalším výpočtu se přeskočí sekce 7 a 8

- Zahrnout vliv výtuz - stěna je v ložných spárách výtuzena výtuznými prvky MURFOR®

NEPRAVDA

## 9. Rozdělení zatížení do směrů

### 9.1. Ohybové tuhosti

- Ortogonální poměr ohybových pevností (uvažován je podtržený vztah)

• <u>Nevyztužená stěna</u>	$\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd2}}$	$\mu_n = 2,485$
• <u>Vyztužená stěna</u>	$\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd2,app}}$	$\mu_w = -$
=> Stěna je nevyztužená, pro další výpočet je tedy uvažována hodnota		$\mu = 2,485$

- Modul pružnosti zdiva

• Součinitel $K_E$ ( $K_E = 700$ pro porobetonové prvky, jinak $K_E = 1000$ )		$K_E = 1000,000$
• Modul pružnosti kolmo na ložné spáry	$E_y = K_E f_k$	$E_y = 2761,811 \text{ MPa}$
• Modul pružnosti rovnoběžně s ložnými spárami (Součinitel $\mu$ zohledňuje rozdílné vlastnosti zdiva v kolmých směrech)	$E_x = K_E \frac{f_k}{\mu}$	$E_x = 1120,500 \text{ MPa}$

- Moment setrvačnosti průřezu

• Pracovní součinitel	$\alpha_e = \frac{E_s}{E_x}$	$\alpha_e = -$
• Poloha neutrální osy ideálního průřezu	$x_i = \frac{0,5 \cdot bt^2 + \alpha_e a_s d}{bt + \alpha_e a_s}$	$x_i = - \text{ mm}$
• Moment setrvačnosti nevyztuženého průřezu	$I_n = \frac{1}{12} bt^3$	$I_n = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti vyztuženého průřezu	$I_v = \frac{1}{12} bt^3 + bt \left( x_i - \frac{t}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) a_s (d - x_i)^2$	$I_v = - \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti ve směru kolmém na ložné spáry		$I_y = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti ve směru rovnoběžném s ložnými spárami		$I_x = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$

- Ohybová tuhost náhradního nosníku

• Ve směru kolmém na ložné spáry (nevyztužený průřez)		$k_y = 18588,614 \text{ kN/m}$
• Ve směru rovnoběžném s ložnými spárami (vyztužený průřez)		$k_x = 3,771 \text{ kN/m}$

Stanovení tuhostí >>>

### 9.2. Rozdělení celkového zatížení konstrukce do směrů

- Část zatížení přenášená ve svislém směru

• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{\min,y} = \frac{\sigma_{\min} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\min,y} = 1,101 \text{ kPa}$
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV,y} = \frac{\sigma_{HPV} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{HPV,y} = 15,048 \text{ kPa}$
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{\max,y} = \frac{\sigma_{\max} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\max,y} = 15,048 \text{ kPa}$

- Část zatížení přenášená ve vodorovném směru

• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{\min,x} = \frac{\sigma_{\min} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\min,x} = 0,000 \text{ kPa}$
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV,x} = \frac{\sigma_{HPV} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{HPV,x} = 0,003 \text{ kPa}$
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{\max,x} = \frac{\sigma_{\max} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\max,x} = 0,003 \text{ kPa}$

## 10. Vnitřní síly od zatížení

### 10.1. Geometrické parametry pro další výpočty

- Délka nezatížené části stěny nad úrovní terénu
- Délka zatížené části stěny nad HPV
- Délka zatížené části stěny pod HPV

$$h_{nad} = h - a - h_{pod} \quad a = 1,000 \text{ m}$$

$$h_{pod} = \min(h; h_c - h_{HPV}) \quad h_{nad} = 2,000 \text{ m}$$

$$\quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad h_{pod} = 0,000 \text{ m}$$

### 10.2. Smyková síla v patě stěny

- Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV
  - Plocha příčinkové čáry
  - Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

Stanovení A, S >>>

$$A_{\eta Vp,nad} = 1,333 \text{ m}$$

$$S_{\eta Vp,nad} = 2,889 \text{ m}^2$$

- Souřadnice těžiště příčinkové čáry
- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry

$$y_{T,\eta Vp,nad} = \frac{S_{\eta Vp,nad}}{A_{\eta Vp,nad}} \quad y_{T,\eta Vp,nad} = 2,167 \text{ m}$$

$$\sigma_{T,\eta Vp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Vp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}) \quad \sigma_{T,\eta Vp,nad} = 9,237 \text{ kPa}$$

- Příčinek zatížení nad HPV k celkové smykové síle
- Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV
  - Plocha příčinkové čáry
  - Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

$$V_{Ed,p,nad} = A_{\eta Vp,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Vp,nad} \quad V_{Ed,p,nad} = 12,316 \text{ kN/m}$$

$$A_{\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

$$S_{\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ m}^2$$

- Souřadnice těžiště příčinkové čáry
- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry

$$y_{T,\eta Vp,pod} = \frac{S_{\eta Vp,pod}}{A_{\eta Vp,pod}} \quad y_{T,\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

$$\sigma_{T,\eta Vp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Vp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y}) \quad \sigma_{T,\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ kPa}$$

- Příčinek zatížení pod HPV k celkové smykové síle
- Smyková síla v patě stěny

$$V_{Ed,p,pod} = A_{\eta Vp,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Vp,pod} \quad V_{Ed,p,pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} = V_{Ed,p,nad} + V_{Ed,p,pod} \quad V_{Ed,p} = 12,316 \text{ kN/m}$$

### 10.3. Smyková síla v hlavě stěny

- Výslednice zatížení nad HPV přenášeného ve vswislém směru
- Výslednice zatížení pod HPV přenášeného ve vswislém směru
- Smyková síla v hlavě stěny

$$F_{nad} = \frac{\sigma_{min,y} + \sigma_{HPV,y}}{2} \cdot b \cdot h_{nad} \quad F_{nad} = 16,149 \text{ kN/m}$$

$$F_{pod} = \frac{\sigma_{HPV,y} + \sigma_{max,y}}{2} \cdot b \cdot h_{pod} \quad F_{pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} = F_{nad} + F_{pod} - V_{Ed,p} \quad V_{Ed,h} = 3,833 \text{ kN/m}$$

### 10.4. Smyková síla ve vswislých podporách

- Sřední hodnota zatížení ve vodorovném směru

$$\sigma_{mid,x} = \frac{1}{h_{nad} + h_{pod}} \cdot \left( \frac{\sigma_{min,x} + \sigma_{HPV,x}}{2} \cdot h_{nad} + \frac{\sigma_{HPV,x} + \sigma_{max,x}}{2} \cdot h_{pod} \right) \quad \sigma_{mid,x} = 0,002 \text{ kPa}$$

- Smyková síla ve vswislých podporách

$$V_{Ed,x} = 0,025 \text{ kN/m}$$

### 10.5. Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve vswislém směru

- Stanoví se z kvadratické rovnice; platí podtržená rovnice podle toho, zda hledaný bod leží nad nebo pod HPV

- Hledaný bod leží nad HPV, jelikož  $V_{Ed,h} \leq F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}}{2h_{nad}} y_{v0}^2 + \sigma_{min,y} y_{v0} - V_{Ed,h}$$

- Hledaný bod leží pod HPV, jelikož  $V_{Ed,h} > F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y}}{2h_{pod}} y_{v0}^2 + \sigma_{HPV,y} y_{v0} + F_{nad} - V_{Ed,h}$$

- Řešení rovnice

- Koeficient kvadratického členu
- Koeficient lineárního členu
- Absolutní člen
- Diskriminant
- 1. kořen rovnice
- 2. kořen rovnice

$$a = 3,487 \text{ kN m}^{-3}$$

$$b = 1,101 \text{ kPa}$$

$$c = -3,833 \text{ kN/m}$$

$$D = 54,675 \text{ kN}^2 \text{ m}^{-4}$$

$$y_{v0,1} = 0,902 \text{ m}$$

$$y_{v0,2} = -1,218 \text{ m}$$

- Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve vswislém směru (ke kladnému řešení rovnice je nutno připočíst délku části stěny ležící nad terémem a, případně ještě hodnotu  $h_{HPV} - h_n$ , pokud hledaný bod leží pod HPV)

$$y_{v0} = 1,902 \text{ m}$$

### 10.6. Normálová síla v hlavě stěny

$$N_{Ed,h} = (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{G,n} + (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{Q,n} \quad N_{Ed,h} = 93,131 \text{ kN/m}$$

### 10.7. Normálová síla v místě max. momentu v poli ve vswislém směru

$$N_{Ed,s} = N_{Ed,h} + \rho_2 g b y_{v0} \quad N_{Ed,s} = 98,468 \text{ kN/m}$$

### 10.8. Normálová síla v patě stěny

$$N_{Ed,p} = N_{Ed,h} + \rho_2 g b h \quad N_{Ed,p} = 101,547 \text{ kN/m}$$

### 10.9. Moment v hlavě stěny

		Stanovení A, S >>>	
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mn,nad} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mn,nad} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mn,nad} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mn,nad} = \frac{S_{\eta Mn,nad}}{A_{\eta Mn,nad}}$	$y_{T,\eta Mn,nad} =$	0,000 m
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mn,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mn,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$	$\sigma_{T,\eta Mn,nad} =$	0,000 kPa
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,nad} = A_{\eta Mn,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mn,nad}$	$M_{Ed,h,nad} =$	0,000 kNm/m
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mn,pod} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mn,pod} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mn,pod} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mn,pod} = \frac{S_{\eta Mn,pod}}{A_{\eta Mn,pod}}$	$y_{T,\eta Mn,pod} =$	0,000 m
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mn,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mn,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$	$\sigma_{T,\eta Mn,pod} =$	0,000 kPa
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,pod} = A_{\eta Mn,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mn,pod}$	$M_{Ed,h,pod} =$	0,000 kNm/m
• Moment od zemního a vodního tlaku v hlavě stěny	$M_{Ed,h,3} = M_{Ed,h,nad} + M_{Ed,h,pod}$	$M_{Ed,h,3} =$	0,000 kNm/m
• Moment od reakce z nadzemních podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,2} = (N_{Gk2}/G_n + N_{Qk2}/Q_n) \cdot e_2$	$M_{Ed,h,2} =$	0,000 kNm/m
• Moment od stropu podzemního podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,1} = (N_{Gk1}/G_n + N_{Qk1}/Q_n) \cdot e_1$	$M_{Ed,h,1} =$	-1,920 kNm/m
• Celkový moment v hlavě stěny	$M_{Ed,h} = M_{Ed,h,1} + M_{Ed,h,2} + M_{Ed,h,3}$	$M_{Ed,h} =$	-1,920 kNm/m

### 10.10. Moment v patě stěny

		Stanovení A, S >>>	
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mp,nad} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,nad} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,nad} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,nad} = \frac{S_{\eta Mp,nad}}{A_{\eta Mp,nad}}$	$y_{T,\eta Mp,nad} =$	0,000 m
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} =$	0,000 kPa
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,nad} = A_{\eta Mp,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,nad}$	$M_{Ed,p,nad} =$	0,000 kNm/m
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mp,pod} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,pod} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,pod} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,pod} = \frac{S_{\eta Mp,pod}}{A_{\eta Mp,pod}}$	$y_{T,\eta Mp,pod} =$	0,000 m
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} =$	0,000 kPa
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,pod} = A_{\eta Mp,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,pod}$	$M_{Ed,p,pod} =$	0,000 kNm/m
• Celkový moment v patě stěny	$M_{Ed,p} = M_{Ed,p,nad} + M_{Ed,p,pod}$	$M_{Ed,p} =$	0,000 kNm/m

10.11. Maximální moment v poli ve svislém směru (pro konzolový náhradní nosník uvažován nulový)

Moment na prostém nosníku

		Stanovení A, S >>>
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		
• Plocha příčinkové čáry		$A_{\eta M0, nad} = 0,861 \text{ m}^2$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$S_{\eta M0, nad} = 1,584 \text{ m}^3$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T, \eta M0, nad} = \frac{S_{\eta M0, nad}}{A_{\eta M0, nad}}$	$y_{T, \eta M0, nad} = 1,840 \text{ m}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T, \eta M0, nad} = \sigma_{min, y} + \frac{y_{T, \eta M0, nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV, y} - \sigma_{min, y})$	$\sigma_{T, \eta M0, nad} = 6,956 \text{ kPa}$
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{0, nad} = A_{\eta M0, nad} \cdot \sigma_{T, \eta M0, nad}$	$M_{0, nad} = 5,990 \text{ kNm/m}$
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		
• Plocha příčinkové čáry		$A_{\eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}^2$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$S_{\eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}^3$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T, \eta M0, pod} = \frac{S_{\eta M0, pod}}{A_{\eta M0, pod}}$	$y_{T, \eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T, \eta M0, pod} = \sigma_{HPV, y} + \frac{y_{T, \eta M0, pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max, y} - \sigma_{HPV, y})$	$\sigma_{T, \eta M0, pod} = 0,000 \text{ kPa}$
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{0, pod} = A_{\eta M0, pod} \cdot \sigma_{T, \eta M0, pod}$	$M_{0, pod} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Celkový moment na prostém nosníku	$M_0 = M_{0, nad} + M_{0, pod}$	$M_0 = 5,990 \text{ kNm/m}$

Moment na náhradním nosníku odpovídajícím skutečnému uložení stěny

• Moment od zemního a vodního tlaku	$M_{Ed, s, 3} = M_0 + \frac{M_{Ed, h, 3} (h - y_{V0}) + M_{Ed, p} y_{V0}}{h}$	$M_{Ed, s, 3} = 5,990 \text{ kNm/m}$
• Moment od reakce z nadzemních podlaží	$M_{Ed, s, 2} = \frac{M_{Ed, h, 2}}{h} \cdot (h - y_{V0})$	$M_{Ed, s, 2} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Moment od stropu podzemního podlaží	$M_{Ed, s, 1} = \frac{M_{Ed, h, 1}}{h} \cdot (h - y_{V0})$	$M_{Ed, s, 1} = -0,702 \text{ kNm/m}$
• Celkový maximální moment v poli ve svislém směru	$M_{Ed, s} = M_{Ed, s, 1} + M_{Ed, s, 2} + M_{Ed, s, 3}$	$M_{Ed, s} = 5,288 \text{ kNm/m}$

10.12. Návrhový moment od zatížení ve svislém směru

$$M_{Ed, y} = \max(|M_{Ed, s}|; |M_{Ed, p}|; |M_{Ed, s}|) \quad M_{Ed, y} = 5,288 \text{ kNm/m}$$

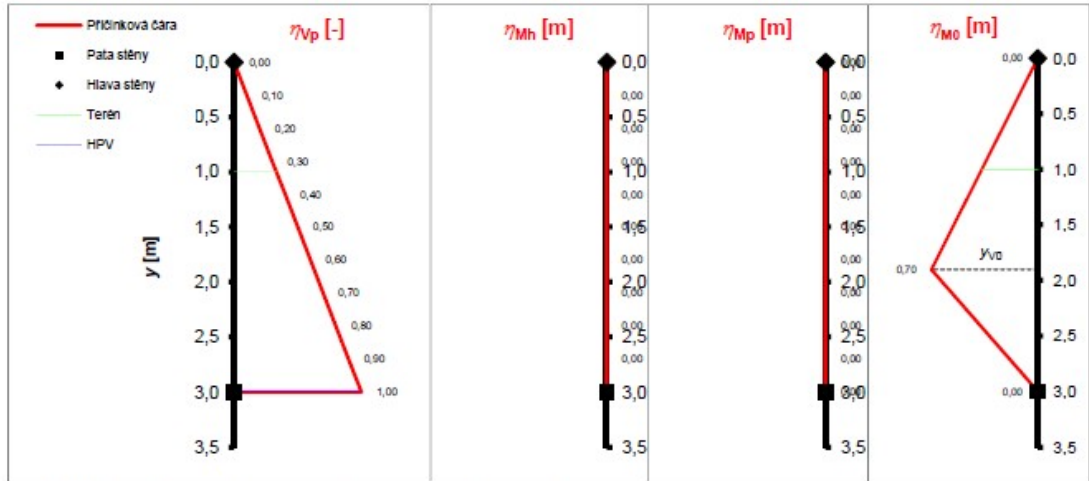
10.13. Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru

(Bere se jako moment na náhradním nosníku od středního zatížení  $\sigma_{mid, y}$ )

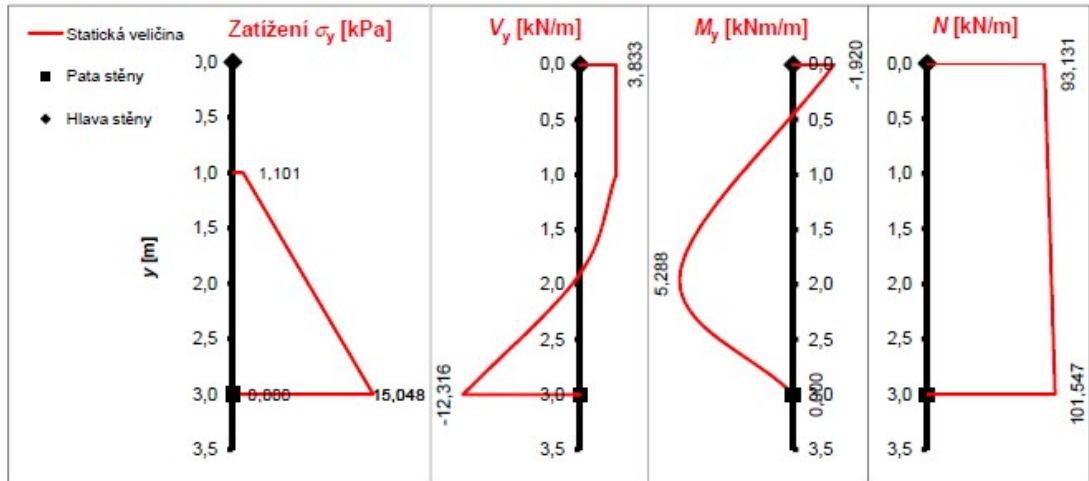
Stanovení momentu >>>

$$M_{Ed, x} = 0,123 \text{ kNm/m}$$

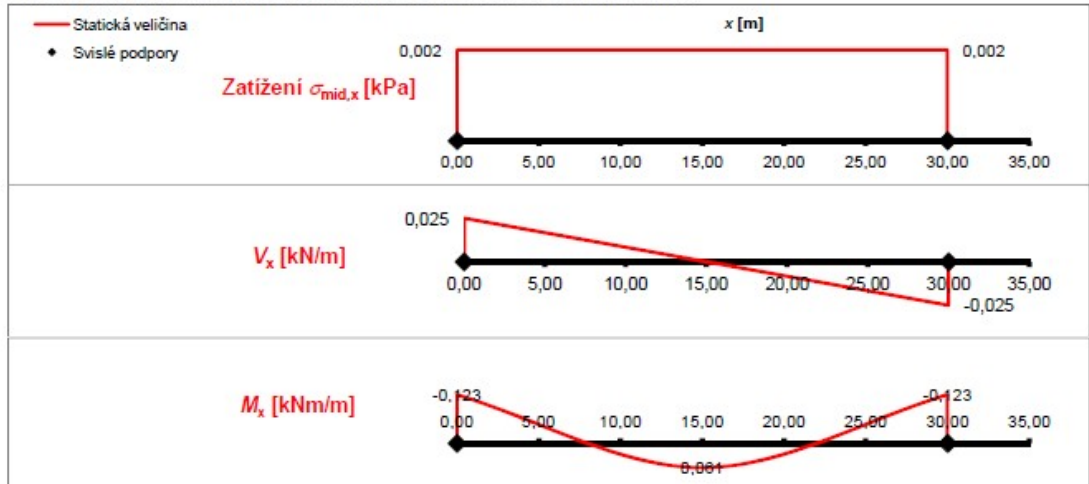
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosníku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosníku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosníku ve vodorovném směru





## 11. Excentricita zatížení

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty}$  >>>

$$e_{t,h} = 0,021 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,026 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,058$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,011$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,054 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 5,085$$

$$\Phi_{\infty} = 1,000$$

$$e_{k,s} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_s = 0,060 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,137$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{ykT}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

12. Únosnosti			
12.1. Smyková únosnost v hlavě stěny			
• Délka části průřezu vzdoující smyku (tlačené)	$l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right)$	$l_{c,h} =$	0,440 m
• Smyková únosnost v hlavě stěny	$V_{Rd,h} = \frac{f_{vk,h} b l_{c,h}}{\gamma_M}$	$V_{Rd,h} =$	41,826 kN/m
12.2. Smyková únosnost v patě stěny			
• Délka části průřezu vzdoující smyku (tlačené)	$l_{c,p} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_p}\right)$	$l_{c,p} =$	0,440 m
• Smyková únosnost v patě stěny	$V_{Rd,p} = \frac{f_{vk,p} b l_{c,p}}{\gamma_M}$	$V_{Rd,p} =$	43,509 kN/m
12.3. Smyková únosnost ve svislých podporách			
• Délka části průřezu vzdoující smyku (tlačené)		$l_{c,s} =$	0,220 m
Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na vyztužení a uložení ve svislých podporách			
• <u>Stěna je vyztužená prvky MURFOR v ložných spárách</u>		$l_{c,s} \approx d$	
• <u>Stěna není vyztužená, oba svislé okraje jsou kloubově uloženy nebo volné</u>		$l_{c,s} \approx t$	
• <u>Stěna není vyztužená, alespoň jeden svislý okraj je vetknutý</u>		$l_{c,s} \approx \frac{t}{2}$	
• Smyková únosnost ve svislých podporách	$V_{Rd,s} = \frac{f_{vk,s} b l_{c,s}}{\gamma_M}$	$V_{Rd,s} =$	16,500 kN/m
12.4. Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny	$V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{dp} b l_{c,p}$	$V_{Rd,p}' =$	26,273 kN/m
12.5. Tlaková únosnost v hlavě stěny			
• Zmenšující součinitel	$\Phi_{i,h} = 1 - 2\frac{e_h}{t} \geq 0$	$\Phi_{i,h} =$	0,884
• Tlaková únosnost v hlavě stěny	$N_{Rd,h} = \Phi_{i,h} b t f_d$	$N_{Rd,h} =$	536,943 kN/m
12.6. Tlaková únosnost v patě stěny			
• Zmenšující součinitel	$\Phi_{i,p} = 1 - 2\frac{e_p}{t} \geq 0$	$\Phi_{i,p} =$	0,977
• Tlaková únosnost v patě stěny	$N_{Rd,p} = \Phi_{i,p} b t f_d$	$N_{Rd,p} =$	593,867 kN/m
12.7. Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny			
• Zmenšující součinitel			
• Součinitel $A_1$	$A_1 = 1 - 2\frac{e_s}{t} \geq 0$	$A_1 =$	0,726
• Součinitel $\lambda$	$\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$	$\lambda =$	0,161
• Součinitel $u$	$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17\frac{e_s}{t}}$	$u =$	0,172
=> Zmenšující součinitel	$\Phi_{m,s} = A_1 e^{\frac{u^2}{2}}$	$\Phi_{m,s} =$	0,715
• Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny	$N_{Rd,s} = \Phi_{m,s} b t f_d$	$N_{Rd,s} =$	434,588 kN/m
12.8. Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami (nevztužený průřez)			
• Průřezový modul na 1 m průřezu			
<input checked="" type="radio"/> Obdélníkový průřez	$Z_y = \frac{b t^2}{6}$	$Z_y =$	0,032267 m <sup>3</sup> /m
<input type="radio"/> Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)		$Z_y =$	█ m <sup>3</sup> /m
=> Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez		číslo varianty =	1
=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu		$Z_y =$	0,032267 m <sup>3</sup> /m
• Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami	$M_{Rd,y} = f_{xd1} Z_y$	$M_{Rd,y} =$	5,965 kNm/m
12.9. Návrhový moment únosnosti při porušení kolmém na ložné spáry			
a) Nevztužený průřez			
• Průřezový modul na 1 m průřezu			
<input checked="" type="radio"/> Obdélníkový průřez	$Z_x = \frac{b t^2}{6}$	$Z_x =$	0,032267 m <sup>3</sup> /m
<input type="radio"/> Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)		$Z_x =$	█ m <sup>3</sup> /m
=> Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez		číslo varianty =	1
=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu		$Z_x =$	0,032267 m <sup>3</sup> /m
• Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry	$M_{Rd,x} = f_{xd2} Z_x$	$M_{Rd,x} =$	2,420 kNm/m
b) Vyztužený průřez			
• Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry		$M_{Rd,xv} =$	1,899 kNm/m
Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na skupině zdících prvků			
• <u>Skupina 1 - kromě porobetonových prvků</u>	$M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,4 f_d b d^2)$		
• <u>Skupina 2, 3, 4 a porobetonové prvky skupiny 1</u>	$M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,3 f_d b d^2)$		
=> Průřez je navržen jako nevztužený, pro posouzení bude tedy uvažována hodnota		$M_{Rd,x} =$	2,420 kNm/m

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,316 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 43,509 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 3,833 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 41,826 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,025 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 16,500 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,316 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 26,273 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V'_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,123 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 2,420 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačena

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$$

$$M_{Ed,y} = 5,288 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 5,965 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 93,131 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 536,943 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 98,468 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 434,588 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 101,547 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 593,867 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI** Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z křivek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

Grafy mezních rozměrů >>>

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

$$h/t = 6,82$$

$$L/t = 68,18$$

$$(h/t)_{\max} = 42,95$$

$$(L/t)_{\max} = 120,00$$

**MEZNÍ ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{\max} \wedge h/t \leq (h/t)_{\max}$

**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

## 6.3 Výpočet návrhového přístupu 1

### 2. Zatížení zásypem

#### 2.1. Dílčí součinitele bezpečnosti

Jedná se de facto o geotechnickou konstrukci, proto jsou dílčích součinitele bezpečnosti uvažovány podle návrhových přístupů z Eurokódu 7.

• Uvažovaný návrhový přístup (KONSTRUKCI NUTNO POSODIT POSTUPNĚ PRO OBA PŘÍSTUPY!!!)	NP1
• Stálé zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{G,n} = 1,00$
• Stálé zatížení působící příznivě	$\gamma_{G,p} = 1,00$
• Proměnné zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{Q,n} = 1,30$
• Proměnné zatížení působící příznivě	$\gamma_{Q,p} = 0,00$
• Efektivní úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$
• Efektivní soudržnost	$\gamma_c = 1,25$
• Objemová tíha	$\gamma = 1,00$

#### 2.2. Užité zatížení terénu

• Charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení terénu	$q_k = 2,00$ kN.m <sup>-2</sup>
• Návrhová hodnota užitého zatížení terénu $q_d = \gamma_Q q_k$	$q_d = 2,60$ kN.m <sup>-2</sup>
• Charakteristická hodnota osamělého břemene do vzdálenosti 1,5 m od stěny	$Q_k = 0,00$ kN
• Návrhová hodnota osamělého břemene $Q_d = \gamma_Q Q_k$	$Q_d = 0,00$ kN

#### 2.3. Parametry zásypové zeminy (orientační hodnoty lze nalézt v ČSN 73 10 01 - Základová půda pod plošnými základy)

• Objemová tíha přirozeně vlhké zeminy	$\gamma = 19,00$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha zeminy nasycené vodou	$\gamma_{sat} = 21,50$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha vody	$\gamma_w = 10,00$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha zeminy pod vodou	$\gamma_{su} = 11,50$ kN.m <sup>-3</sup>
• Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi' = 29,00^\circ$
• Efektivní úhel vnitřního tření - návrhová hodnota $\varphi'_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}}$	$\varphi'_d = 23,91^\circ$
• Efektivní soudržnost	$c' = 10,00$ kPa
• Efektivní soudržnost - návrhová hodnota	$c'_d = 8,00$ kPa
• Svislé napětí v zemině v patě stěny $\sigma_z = \gamma h_{HPV} + \gamma_m (h_s - h_{HPV})$	$\sigma_z = 38,00$ kPa
• Náhradní úhel vnitřního tření $\varphi_n = \arctan \frac{c'_d + \sigma_z \tan \varphi'_d}{\sigma_z}$	$\varphi_n = 33,18^\circ$

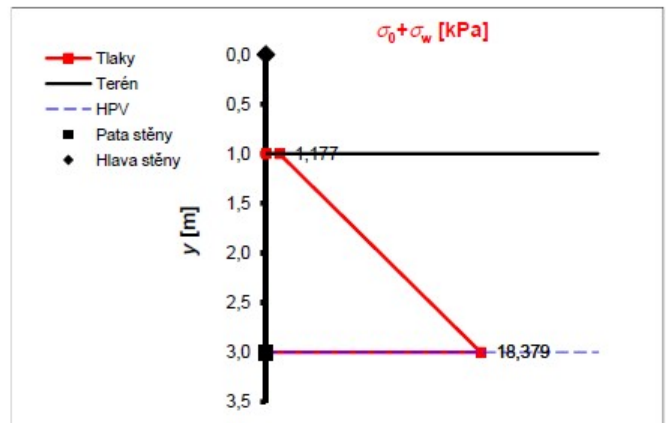
#### 2.4. Zemní a hydrostatický tlak

• Součinitel zemního tlaku v klidu	$K_0 = 1 - \sin \varphi_n$	$K_0 = 0,453$
• Součinitel bočního tlaku pro vodu	$K_w = 1,000$	$K_w = 1,000$
• Součinitel šikmosti terénu $K_\beta = 1 + \operatorname{sgn}(\beta) \left[ 1 - \frac{\sin \varphi'_d \cos \beta}{\sin \varphi'_d - \sin^2 \beta} \right]$	$K_\beta = 1,000$	$K_\beta = 1,000$
• Náhradní vrstva zeminy za užité zatížení $h_n = \frac{q_d + Q_d}{\gamma}$	$h_n = 0,137$ m	$h_n = 0,137$ m
• Vodorovné napětí v zemině v úrovni		
• terénu $\sigma_{0A} = K_0 K_\beta \gamma h_n$	$\sigma_{0A} = 1,177$ kPa	$\sigma_{0A} = 1,177$ kPa
• HPV $\sigma_{0B} = \sigma_{0A} + K_0 K_\beta \gamma h_{HPV}$	$\sigma_{0B} = 18,379$ kPa	$\sigma_{0B} = 18,379$ kPa
• hlavy stěny (je rovno 0, je-li hlava nad terémem) $\sigma_{0D} = \sigma_{0A} + K_0 K_\beta \gamma \cdot \min(h_n; h_{HPV}) + K_0 K_\beta \gamma_m \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$	$\sigma_{0D} = 0,000$ kPa	$\sigma_{0D} = 0,000$ kPa
• paty stěny $\sigma_{0C} = \sigma_{0B} + K_0 K_\beta \gamma_m (h_s - h_{HPV})$	$\sigma_{0C} = 18,379$ kPa	$\sigma_{0C} = 18,379$ kPa
• Hydrostatický tlak v úrovni		
• hlavy stěny $\sigma_w = K_w \gamma_w \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$	$\sigma_wD = 0,000$ kPa	$\sigma_wD = 0,000$ kPa
• paty stěny $\sigma_w = K_w \gamma_w (h_s - h_{HPV})$	$\sigma_wC = 0,000$ kPa	$\sigma_wC = 0,000$ kPa
• Celkové hodnoty zatížení konstrukce uvažované pro další výpočty		
• Minimální hodnota na stěně $\sigma_{min} = \max(\sigma_{0A}; \sigma_{0D} + \sigma_wD)$	$\sigma_{min} = 1,177$ kPa	$\sigma_{min} = 1,177$ kPa
• Hodnota na úrovni HPV $\sigma_{HPV} = \max(\sigma_{0B}; \sigma_{0D} + \sigma_wD)$	$\sigma_{HPV} = 18,379$ kPa	$\sigma_{HPV} = 18,379$ kPa
• Maximální hodnota v patě stěny $\sigma_{max} = \sigma_{0C} + \sigma_wC$	$\sigma_{max} = 18,379$ kPa	$\sigma_{max} = 18,379$ kPa

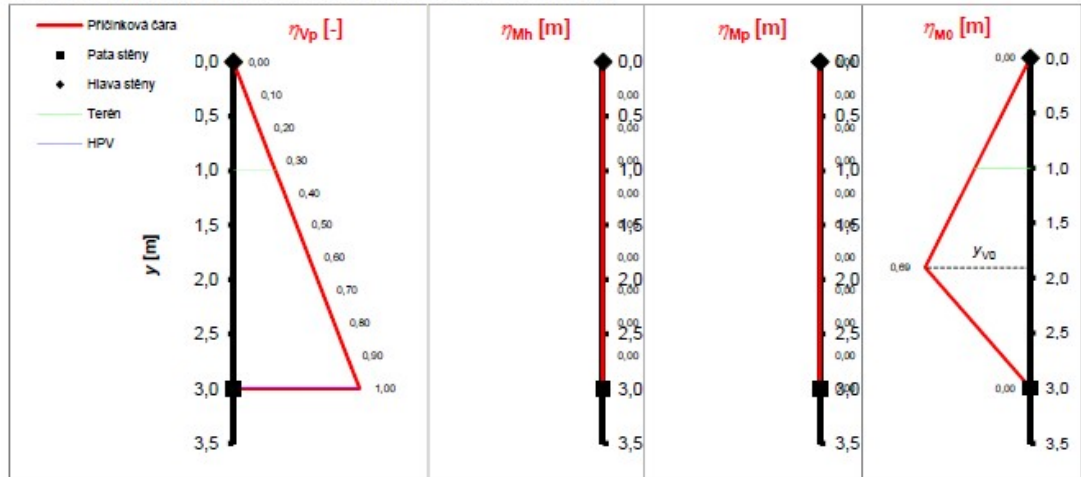
#### • Schéma průběhu zatížení konstrukce

Hlava stěny odpovídá bodu [0,0]

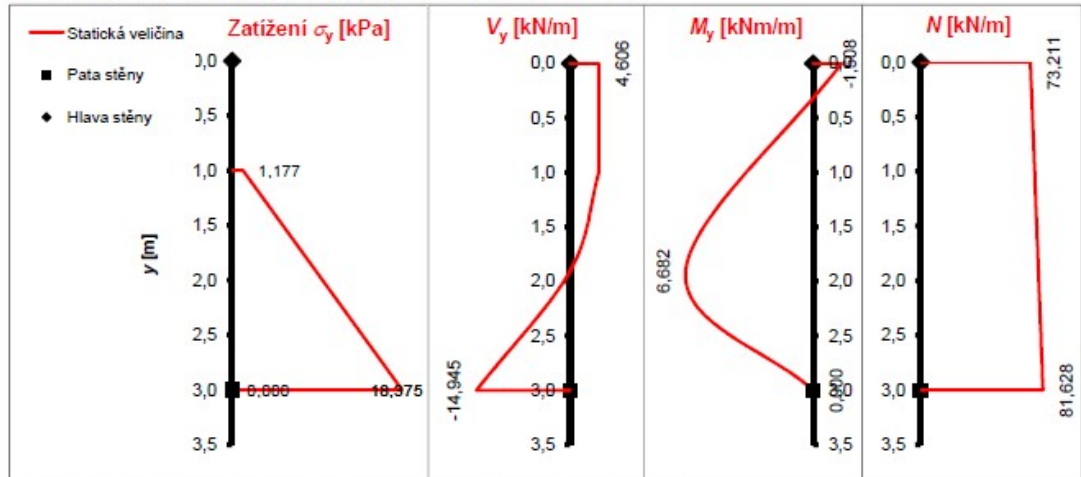
Osa y představuje stěnu



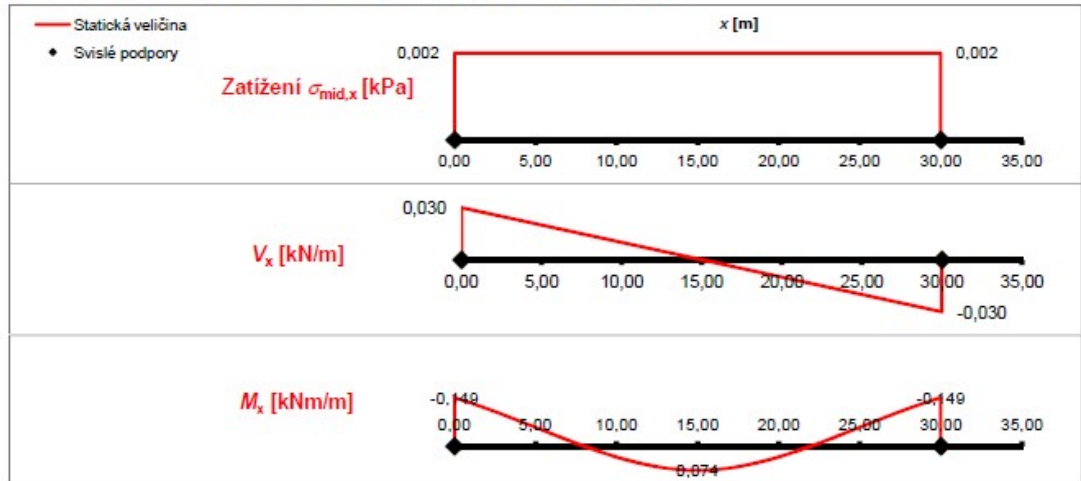
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru



Pozn.: Při výpočtu NP1 je vyšší vodorovné zatížení zeminou, které způsobí větší moment v poli. Navíc není svislé zatížení násobené dílčími součiniteli bezpečnosti, což je pro zděnou variantu nepříznivé, jelikož nižší svislé zatížení znamená nedostatečné přitížení zdiva a tedy i vyšší excentricitu. Tyto skutečnosti se potvrdí v pokračování výpočtu NP1, kde ukážu pouze vnitřní síly, zvětšení relativní excentricity v poli a posouzení únosnosti stěny.

## 11. Excentricita zatížení

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty}$  >>>

$$e_{t,h} = 0,021 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,026 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,058$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,011$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,085 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 5,085$$

$$\Phi_{\infty} = 1,000$$

$$e_{k,s} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_s = 0,092 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,209$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{yk1}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,945 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 43,509 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 4,606 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 41,826 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,030 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 16,500 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,945 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p}' = 26,273 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p}' \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,149 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 2,420 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačena

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} = 6,682 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 5,965 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \quad \text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 73,211 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 536,989 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 78,562 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 346,281 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 81,628 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 593,867 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z křivek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

Grafy mezních rozměrů >>>

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

$$h/t = 6,82$$

$$L/t = 68,18$$

$$(h/t)_{\max} = 42,95$$

$$(L/t)_{\max} = 120,00$$

**MEZNÍ ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{\max} \wedge h/t \leq (h/t)_{\max}$

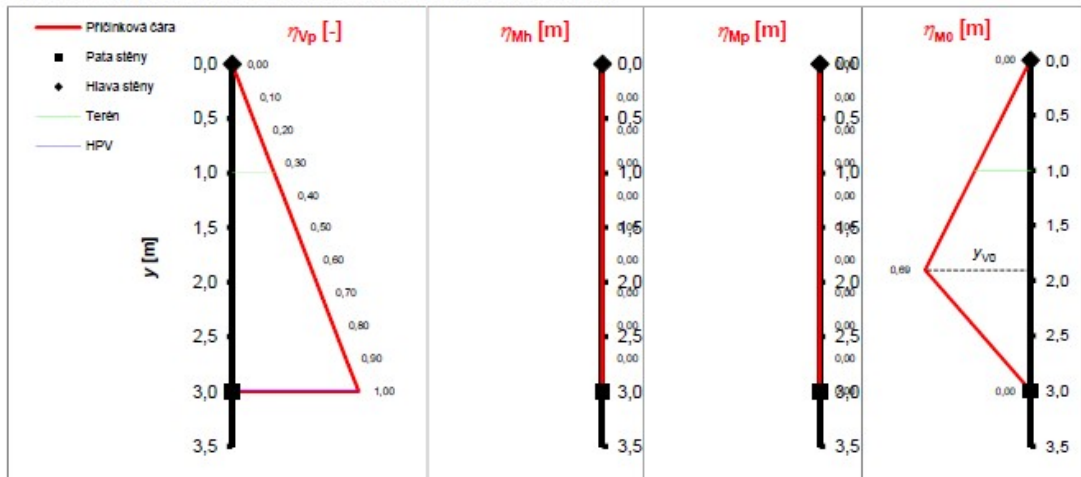
**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP1

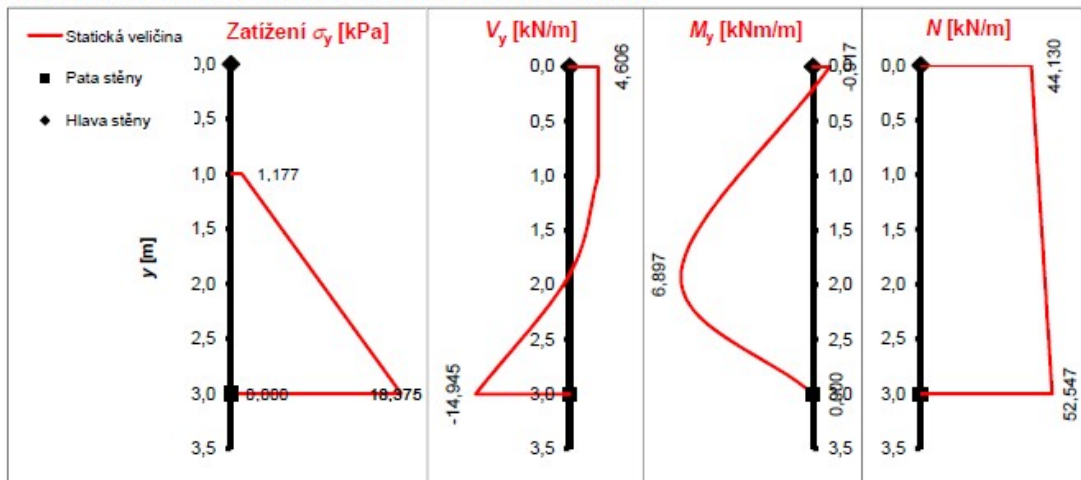
POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

## 6.4 Posouzení bez užitého zatížení

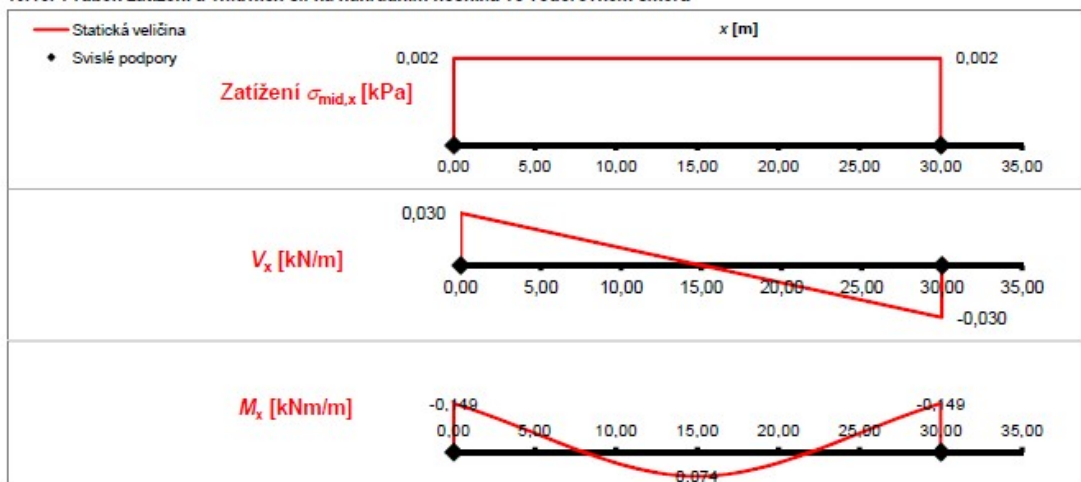
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru





11. Excentricita zatížení		Součinitele $\rho_2, \rho_n, \Phi_\infty$ >>>	
<b>11.1. V hlavě stěny</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>Excentricita od zatížení</li> <li>Počáteční excentricita               <ul style="list-style-type: none"> <li>Součinitel <math>\rho_2</math></li> <li>Součinitel <math>\rho_n</math> (<math>\rho_3</math> nebo <math>\rho_4</math>)</li> <li>Účinná výška</li> </ul> </li> </ul>	$e_{t,h} = \left  \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right $	$e_{t,h} = 0,021 \text{ m}$	
=> Počáteční excentricita	$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$	$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$	
• Celková excentricita v hlavě stěny	$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$	$e_h = 0,026 \text{ m}$	
• Relativní excentricita	$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$	$e_{h,rel} = 0,059$	
<b>11.2. V patě stěny</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>Excentricita od zatížení</li> <li>Počáteční excentricita               <ul style="list-style-type: none"> <li>Součinitel <math>\rho_2</math></li> <li>Součinitel <math>\rho_n</math> (<math>\rho_3</math> nebo <math>\rho_4</math>)</li> <li>Účinná výška</li> </ul> </li> </ul>	$e_{t,p} = \left  \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right $	$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$	
=> Počáteční excentricita	$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$	$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$	
• Celková excentricita v patě stěny	$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$	$e_p = 0,005 \text{ m}$	
• Relativní excentricita	$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$	$e_{p,rel} = 0,011$	
<b>11.3. V místě maximálního momentu v poli</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>Excentricita od zatížení</li> <li>Počáteční excentricita               <ul style="list-style-type: none"> <li>Součinitel <math>\rho_2</math></li> <li>Součinitel <math>\rho_n</math> (<math>\rho_3</math> nebo <math>\rho_4</math>)</li> <li>Účinná výška</li> </ul> </li> </ul>	$e_{t,s} = \left  \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right $	$e_{t,s} = 0,139 \text{ m}$	
=> Počáteční excentricita	$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$	$e_{a,s} = 0,007 \text{ m}$	
• Excentricita od účinků dotvarování			
• Štíhlostní poměr		$h_{ef,s}/t = 6,751$	
• Konečná hodnota součinitele dotvarování		$\Phi_\infty = 1,000$	
=> Excentricita od účinků dotvarování	$e_{k,s} = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$	$e_{k,s} = 0,003 \text{ m}$	
• Celková excentricita v poli	$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$	$e_s = 0,149 \text{ m}$	
• Relativní excentricita	$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$	$e_{s,rel} = 0,340$	
<b>11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě</b>			
Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačenu konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost $f_{xx1}$ .			$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$
<b>Stěnu je nutno posoudit jako ohýbanou konstrukci</b>			

<b>13.6. Ohyb ve vswlém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačená</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>Návrhový moment od zatížení ve vswlém směru</li> <li>Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami</li> </ul>		$M_{Ed,y} = 6,897 \text{ kNm/m}$	
		$M_{Rd,y} = 5,965 \text{ kNm/m}$	
• POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve vswlém směru):	$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$		<b>NEVYHOVÍ</b>
<b>13.7. Excentrický tlak</b>			
• Normálová síla v hlavě stěny		$N_{Ed,h} = 44,130 \text{ kN/m}$	
• Tlaková únosnost v hlavě stěny		$N_{Rd,h} = 536,498 \text{ kN/m}$	
• Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve vswlém směru		$N_{Ed,s} = 49,481 \text{ kN/m}$	
• Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny		$N_{Rd,s} = 176,008 \text{ kN/m}$	
• Normálová síla v patě stěny		$N_{Ed,p} = 52,547 \text{ kN/m}$	
• Tlaková únosnost v patě stěny		$N_{Rd,p} = 593,867 \text{ kN/m}$	
• POSOUZENÍ:	ve všech průřezích $N_{Ed} \leq N_{Rd}$		<b>VYHOVÍ</b>
<b>STĚNA NEVYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI</b>			
			Musí vyhovět všechny podmínky

## SUTERÉNNÍ STĚNA Z KONEČNÉHO HLEDISKA NEVYHOVUJE NA NP1 BEZ UŽITNÉHO ZATÍŽENÍ

## 6.5. Závěr použití keramických tvárnic HELUZ

Z prvního řešení je patrné, že při zadaných parametrech suterénní zděná stěna vyhovuje na návrhové přístupy NP1 a NP2, nevyhoví však na posudek bez užitného zatížení. Stěna je posouzena na minimální svislé zatížení, jelikož se jedná o nepříznivější situaci. Posouzena byla i na maximální svislé zatížení, ale ani zde nedošlo zdaleka k vyčerpání tlakové únosnosti.

Dokonce i při maximálním zatížení je rezerva v tlakové únosnosti až 80%. Toto mimochodem vypovídá o vysoké pevnosti zdiva v tlaku, na rozdíl od ohybových pevností zdiva.

Při výšce násypu nižším, než-li je hodnota 2 m se relativní excentricita svislého zatížení v místě maximálního momentu dostane pod hodnotu 1/3 a to pro výpočet znamená, že posudek v této variantě následně vyhoví.

Pro zvýšení únosnosti zdiva ve vodorovném směru je možné první variantu z tvárnic HELUZ vyztužit ve vodorovném směru vloženými železobetonovými prvky. U broušeného zdiva je možné vkládání výztuže do ložných spár určenou pro tenké spáry, dokonce i v případě použití lepidla a to výztuží Murfor EFS.

Pokud by objekt v budoucnu prošel změnami a došlo by k jeho navýšení o další nadzemní podlaží, došlo by k většímu využití potenciálu zděné varianty suterénní stěny. V tom případě by totiž došlo ke zvětšení svislé síly, většímu využití tlakové pevnosti zdiva a ke snížení rozhodující excentricitě způsobující ohyb stěny.

Cena první varianty suterénní stěny z tvárnic Heluz Family 44 P10 vyjde zhruba na 2000 Kč za m<sup>2</sup> včetně dopravy. Tato cena nezahrnuje práci, ta se může lišit dle ceníku firem. Přibližně se cena práce m<sup>2</sup> pohybuje kolem 350 Kč. Výsledná cena za m<sup>2</sup> první varianty činí 2350 Kč, na metr délky to tedy znamená hodnotu přes 7 000 Kč.

# 7. Výpočet suterénní stěny z vápenopískových tvárníc

## 7.1 Parametry pro výpočet

Všechny zadávané parametry jsou ve výpočtu zobrazeny bílou barvou a vyplývají z předchozích kapitol nebo jsou vysvětleny ve výpočtu.

## 7.2 Výpočet návrhového přístupu 2

### Suterénní stěna v1.1

Výpočetní pomůcka pro posouzení zděné stěny namáhané svislým zatížením, zemním a vodním tlakem

Smazat zadané hodnoty

Nápověda - čti před prvním použitím programu!!!

O programu

**0. Schéma konstrukce a působících zatížení**

**Směr y**  
= kolmo na ložné spáry

**Směr x**  
= rovnoběžně s ložnými spárami

**1. Geometrie stěny a zemního tělesa**

**1.1. Geometrie stěny**

- Výška zděné stěny
- Šířka stěny (světla vzdálenost podpor)
- Tloušťka stěny
- Veškeré výpočty zatížení a únosností jsou prováděny na pruhu stěny šířky 1 m
- Způsob podepření okrajů stěny

Typ G = Stěna v hlavě a patě prostě uložená, na obou svislých okrajích vetknutá. Odpovídá vnitřnímu poli průběžné obvodové stěny předsazené před sloupky nebo podepřené příčnými stěnami, hlava stěny je opřena o věnec nebo ztužidlo, pata stěny je uložena na základu, základovém nosníku nebo na věnci.

Stěna je v patě uložena na vrstvu hydroizolace a hrozí vznik kluzné plochy na této izolaci (pata stěny nad izolací není opřena např. o železobetonovou desku dostatečně přitěženou příčkami proti vybočení vzpěrem, která by uklouznutí stěny zabránila)

Způsoby podepření >>>

$h =$   m

$L =$   m

$t =$   m

$b =$   mm

Typ =

**1.2. Geometrie zemního tělesa**

- Výška záspy
- Výška části stěny ležící nad úrovní terénu  $a = \max(h - h_z, 0)$
- Hloubka hlavy stěny pod úrovní terénu  $h_z = \max(h_z - h, 0)$
- Odklon terénu od vodorovné (kladný, stoupá-li terén směrem od budovy)  $\beta =$   °

**1.3. Hladina podzemní vody (HPV)**

Hloubka  $h_{HPV}$  je nižší než výška  $h_z$  a je tedy potřeba uvažovat zatížení tlakem vody NEPRAVDA

- Hloubka ustálené HPV pod úrovní terénu  $h_{HPV} =$   m

=> Pro další výpočet bude uvažována hloubka ustálené HPV HPV neovlivňuje stěnu  $h_{HPV} =$   m

## 2. Zatížení zásypem

### 2.1. Dílčí součinitele bezpečnosti

Jedná se de facto o geotechnickou konstrukci, proto jsou dílčích součinitele bezpečnosti uvažovány podle návrhových přístupů z Eurokódu 7.

Uvažovaný návrhový přístup (KONSTRUKCI NUTNO POSODIT POSTUPNĚ PRO OBA PŘÍSTUPY!!!)	NP2
Stálé zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{G,n} = 1,35$
Stálé zatížení působící příznivě	$\gamma_{G,p} = 1,00$
Proměnné zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{Q,n} = 1,50$
Proměnné zatížení působící příznivě	$\gamma_{Q,p} = 0,00$
Efektivní úhel vnitřního tření	$\gamma_{\phi} = 1,00$
Efektivní soudržnost	$\gamma_c = 1,00$
Objemová tíha	$\gamma_y = 1,00$

### 2.2. Užité zatížení terénu

Charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení terénu	$q_k = 2,00$ kN.m <sup>-2</sup>
Návrhová hodnota užitého zatížení terénu $q_d = \gamma_Q q_d$	$q_d = 3,00$ kN.m <sup>-2</sup>
Charakteristická hodnota osamělého břemene do vzdálenosti 1,5 m od stěny	$Q_k = 0,00$ kN
Návrhová hodnota osamělého břemene $Q_d = \gamma_Q Q_k$	$Q_d = 0,00$ kN

### 2.3. Parametry zásypové zeminy (orientační hodnoty lze nalézt v ČSN 73 10 01 - Základová půda pod plošnými základy)

Objemová tíha přirozené vlhké zeminy	$\gamma = 19,00$ kN.m <sup>-3</sup>
Objemová tíha zeminy nasycené vodou	$\gamma_{sat} = 21,50$ kN.m <sup>-3</sup>
Objemová tíha vody	$\gamma_w = 10,00$ kN.m <sup>-3</sup>
Objemová tíha zeminy pod vodou	$\gamma_{su} = 11,50$ kN.m <sup>-3</sup>
Efektivní úhel vnitřního tření	$\phi' = 29,00^\circ$
Efektivní úhel vnitřního tření - návrhová hodnota $\phi'_d = \arctan \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi}}$	$\phi'_d = 29,00^\circ$
Efektivní soudržnost	$c' = 10,00$ kPa
Efektivní soudržnost - návrhová hodnota	$c'_d = 10,00$ kPa
Svislé napětí v zemině v patě stěny	$\sigma_z = 38,00$ kPa
Náhradní úhel vnitřního tření	$\phi_n = 39,26^\circ$

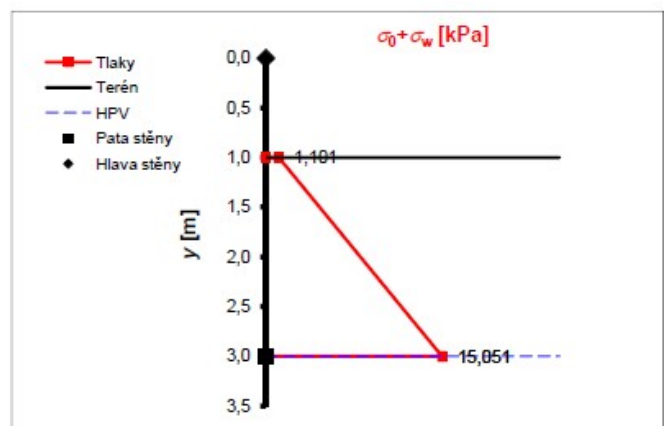
### 2.4. Zemní a hydrostatický tlak

Součinitel zemního tlaku v klidu	$K_0 = 1 - \sin \phi_n$	$K_0 = 0,367$
Součinitel bočního tlaku pro vodu	$K_w = 1,000$	$K_w = 1,000$
Součinitel šikmosti terénu	$K_{\beta} = 1 + \operatorname{sgn}(\beta) \left  1 - \frac{\sin \phi'_d \cos \beta}{\sin \phi'_d - \sin^2 \beta} \right $	$K_{\beta} = 1,000$
Náhradní vrstva zeminy za užité zatížení	$h_n = \frac{q_d}{\gamma} + \frac{Q_d}{hL\gamma}$	$h_n = 0,158$ m
Vodorovné napětí v zemině v úrovni		
• terénu	$\sigma_{0A} = K_0 K_{\beta} \gamma h_n$	$\sigma_{0A} = 1,101$ kPa
• HPV	$\sigma_{0B} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma h_{HPV}$	$\sigma_{0B} = 15,051$ kPa
• hlavy stěny (je rovno 0, je-li hlava nad terénem)	$\sigma_{0D} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma \cdot \min(h_n; h_{HPV}) + K_0 K_{\beta} \gamma_w \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$	$\sigma_{0D} = 0,000$ kPa
• paty stěny	$\sigma_{0C} = \sigma_{0B} + K_0 K_{\beta} \gamma_w (h_n - h_{HPV})$	$\sigma_{0C} = 15,051$ kPa
Hydrostatický tlak v úrovni		
• hlavy stěny	$\sigma_w = K_w \gamma_w \cdot \max(0; h_n - h_{HPV})$	$\sigma_{wD} = 0,000$ kPa
• paty stěny	$\sigma_w = K_w \gamma_w (h_n - h_{HPV})$	$\sigma_{wC} = 0,000$ kPa
Celkové hodnoty zatížení konstrukce uvažované pro další výpočty		
• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{min} = \max(\sigma_{0A}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$	$\sigma_{min} = 1,101$ kPa
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV} = \max(\sigma_{0B}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$	$\sigma_{HPV} = 15,051$ kPa
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{max} = \sigma_{0C} + \sigma_{wC}$	$\sigma_{max} = 15,051$ kPa

### Schéma průběhu zatížení konstrukce

Hlava stěny odpovídá bodu [0,0]

Osa y představuje stěnu



### 3. Přetížení vrchní stavbou

Měla by se uvažovat situace těsně po zasypání suterénu, kdy je ovísle přetížení nejmenší a nejvíce se tedy projeví vliv ohybového namáhání.

- Reakce od nadzemních podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky stěny

- Stálá složka
- Proměnná složka

$$N_{Gk2} = 31,630 \text{ kN/m}$$

$$N_{Qk2} = 16,170 \text{ kN/m}$$

- Reakce od stropu podzemního podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky

- Stálá složka
- Proměnná složka

$$N_{Gk1} = 12,500 \text{ kN/m}$$

$$N_{Qk1} = 6,200 \text{ kN/m}$$

- Tloušťka stěn 1.NP

Opravdu je stěna 1.NP tlustší než stěna 1.NP?

$$t_2 = 0,440 \text{ m}$$

- Předsazení líce stěny 1.NP před líc suterénní stěny (kladné ve smyslu schématu)

$$p = 0,000 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od nadzemních podlaží

$$e_2 = \frac{1}{2}(t - t_2) + p$$

$$e_2 = -0,038 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od stropu podzemního podlaží

- Zjednodušeně uvažovat trojúhelníkové rozdělení reakce a excentricitu  $t/6$  (viz schéma)

$$e_1 = -0,061 \text{ m}$$

- Zadat vlastní hodnotu excentricity (kladná ve smyslu schématu)

$$e_1 = \text{ } \text{ m}$$

=> Zvolil jsi variantu trojúhelníkového rozdělení reakce

$$\text{číslo varianty} = 1$$

=> Pro další výpočet bude uvažována hodnota excentricity

$$e_1 = -0,061 \text{ m}$$

#### 4. Materiálové charakteristiky zdiva

Hodnoty  $\gamma_M$ , kategorie >>>

##### 4.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva $\gamma_M$

- Zdivo je vyzděno ze zdících prvků
  - Druh zdících prvků
- => *Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva*

kategorie I na návrhovou maltu
vápenopískové cihly
$\gamma_M = 2,000$

##### 4.2. Základní vlastnosti zdiva

- Délka zdícího prvku
- Šířka zdícího prvku
- Výška zdícího prvku
- Tloušťka ložné spáry (z hlediska výztuže ideálně 10 - 12 mm, pro tenké spáry 3 mm)
- Osová vzdálenost ložných spar  $v = h_p + t_b$
- Objemová hmotnost zdících prvků

$d_p = 248$ mm
$b_p = 365$ mm
$h_p = 238$ mm
$t_b = 12$ mm
$v = 250$ mm
$\rho_{sp} = 1400$ kg.m <sup>-3</sup>

##### 4.3. Objemová hmotnost zdiva $\rho_z$

- Zadat hodnotu objemové hmotnosti zdiva
- Zjednodušeně uvažovat objemovou hmotnost zdiva rovnou objemové hmotnosti zdících prvků
- Provést podrobnější výpočet

$\rho_z =$   kg.m<sup>-3</sup>

- Spotřeba malty
- Objemová hmotnost malty (obvyklá hodnota cca 2000 kg.m<sup>-3</sup>)

$s_m = 3,000$ l. m <sup>-2</sup>
$\rho_m = 2000$ kg.m <sup>-3</sup>

=> *Objemová hmotnost zdiva ( $A_1 = 1$  m<sup>2</sup>)* 
$$\rho_z = \frac{1}{A_1 t} \left[ \left( A_1 t - \frac{s_m}{1000} \right) \cdot \rho_{sp} + \frac{s_m}{1000} \cdot \rho_m \right]$$

$\rho_z = 1405$  kg.m<sup>-3</sup>

=> *Zvolil jsi variantu zjednodušeného výpočtu*

číslo varianty = 2

=> *Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota objemové hmotnosti zdiva*

$\rho_z = 1400$  kg.m<sup>-3</sup>

##### 4.4. Pevnost zdiva v tlaku

Skupiny, součinitele >>>

- Skupina zdících prvků
    - Druh zdících prvků
    - Procento děrování
- => *Skupina zdících prvků*

vápenopískové cihly
$\leq 25$ %
1

##### Normalizovaná pevnost zdícího prvku $f_b$

- Tlaková pevnost zdícího prvku (značka)
  - Způsob kondicionování zdícího prvku (běžně: na vzduchu)
  - Součinitel podle způsobu kondicionování zdícího prvku
  - Součinitel tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku
- => *Normalizovaná pevnost zdícího prvku*  $f_b = \eta \delta f_u$

$f_u = 10,000$ MPa
na vzduchu (dosažením 6% vlhkosti)
$\eta = 1,000$
$\delta = 1,138$
$f_b = 11,380$ MPa
$f_m = 5,000$ MPa

##### Tlaková pevnost malty (značka)

- Součinitel K
  - Druh zdících prvků
  - Malta
  - Skupina zdících prvků

vápenopískové cihly
obyčejná
1

- Ve zdivu se vyskytuje podélná styčná spára => vynásobit tabulkové K součinitelem 0,8
- => *Součinitel K*

NEPRAVDA  
 $K = 0,550$

##### Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

- Uvažovaná hodnota  $f_b$  ( $f_b \leq 50$  MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_b \leq 75$  MPa)
  - Uvažovaná hodnota  $f_m$  ( $f_m \leq 10$  MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}, 2f_b)$ )
- => *Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry*

$f_b = 11,380$  MPa  
 $f_m = 5,000$  MPa  
 $f_k = 4,891$  MPa

*Pro výpočet charakteristické pevnosti je uvažován podtržený vztah:*

- Zdivo na obyčejnou nebo lehkou maltu
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, pálené zdící prvky skupiny 2 nebo 3
- Zdivo na maltu pro tenké spáry, zdící prvky jiné než pálené skupiny 2 nebo 3

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

##### Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$f_d = 2,445$  MPa

##### Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na styčné spáry

Styčné spáry

$f_{nd} = 0,000$  MPa

- jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{nd} = 0,3 f_d$
- nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{nd} \leq 0,1 f_d \approx 0$

číslo varianty = 2

#### 4.5. Pevnost zdiva v prostém ohybu

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu

Hodnoty  $f_{sk}$  >>>

Použít tabulkové hodnoty podle dříve zadaných druhů zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Objemová hmotnost zdících prvků
- Tlaková pevnost malty
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

vápenopískové cihly  
obyčejná  
 $\rho_{zp} = 1400 \text{ kg.m}^{-3}$   
 $f_m = 5,000 \text{ MPa}$   
 $f_{sk1} = 0,100 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 0,400 \text{ MPa}$

Zadat vlastní hodnoty (z výsledků zkoušek)

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

$f_{sk1} = 1,000 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 1,000 \text{ MPa}$

=> Zvolil jsi variantu tabulkových hodnot

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet budou tedy uvažovány charakteristické hodnoty ohybových pevností

$f_{sk1} = 0,100 \text{ MPa}$   
 $f_{sk2} = 0,400 \text{ MPa}$

- Svislé napětí od návrhového stálého zatížení v polovině výšky stěny  $\sigma_d$

• Přetížení od vlastní tíhy horní poloviny stěny  $\sigma_{d,zd} = \frac{1}{2} h \rho_s g \gamma_{G,p}$

$\sigma_{d,zd} = 0,021 \text{ MPa}$

• Přetížení od vrchní stavby  $\sigma_{d,vs} = \frac{N_{Gk1} + N_{Gk2}}{t} \cdot \gamma_{G,p}$

$\sigma_{d,vs} = 0,121 \text{ MPa}$

=> Přetížení bude uvažováno hodnotou  $\sigma_d = \min[\sigma_{d,zd} + \sigma_{d,vs}; 0,2f_d]$

$\sigma_d = 0,142 \text{ MPa}$

- Návrhová pevnost zdiva v ohybu

• Pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami  $f_{sd1} = \frac{f_{sk1}}{\gamma_M} + \sigma_d$

$f_{sd1} = 0,192 \text{ MPa}$

• Pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry  $f_{sd2} = \frac{f_{sk2}}{\gamma_M}$

$f_{sd2} = 0,200 \text{ MPa}$

#### 4.6. Pevnost zdiva ve smyku

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí  $f_{vk0}$

Hodnoty  $f_{vk0}$  >>>

Použít tabulkovou hodnotu podle dříve zadaného druhu zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Tlaková pevnost malty
- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

vápenopískové cihly  
obyčejná  
 $f_m = 5,000 \text{ MPa}$   
 $f_{vk0} = 0,150 \text{ MPa}$

Zadat vlastní hodnotu

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

$f_{vk0} = \text{MPa}$

=> Zvolil jsi variantu tabulkové hodnoty

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota počáteční smykové pevnosti

$f_{vk0} = 0,150 \text{ MPa}$

- Návrhové napětí v tlaku působící kolmo na smýkaný průřez  $\sigma_{d,i}$  pro smyk

• ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny  $\sigma_{d,h} = \sigma_{d,vs}$

$\sigma_{d,h} = 0,121 \text{ MPa}$

• ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny  $\sigma_{d,p} = \sigma_{d,vs} + 2\sigma_{d,zd}$

$\sigma_{d,p} = 0,162 \text{ MPa}$

• ve svislé rovině (obvykle  $\sigma_{d,s} = 0$ )

$\sigma_{d,s} = 0,000 \text{ MPa}$

- Charakteristická smyková pevnost  $f_{vk}$

- Styčné spáry

jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,065f_b]$

nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,045f_b]$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny

$f_{vk,h} = 0,123 \text{ MPa}$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny

$f_{vk,p} = 0,140 \text{ MPa}$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve svislé rovině

$f_{vk,s} = 0,075 \text{ MPa}$

#### 4.7. Mezní poměrné stlačení zdiva

$\varepsilon_{mu} = 0,0035$  pro zdící prvky skupiny 1, v ostatních případech  $\varepsilon_{mu} = 0,002$

$\varepsilon_{mu} = 0,0035$

5. Posouzení nevytuzené suterénní stěny zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1996-3

5.1. Charakter stropní konstrukce podzemního podlaží

- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převzít a dále rozvést do příčných stěn PRAVDA

5.2. Splnění podmínek pro použití zjednodušené metody

- Světlá výška stěny  $h$  není vyšší než 2,6 m NOK
- Tloušťka stěny  $t$  není menší než 200 mm OK
- Stěna je uložena na všech čtyřech okrajích OK
- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převzít a dále rozvést do příčných stěn OK
- Charakteristická hodnota rovnoměrného užitného zatížení terénu podél stěny  $q_k$  není větší než  $5 \text{ kN.m}^{-2}$  OK
- Charakteristická hodnota osamělého břemene  $Q_k$ , které působí v pruhu šířky 1,5 m podél stěny, není větší než 15 kN OK
- Povrch terénu vedle stěny je rovinný nebo ve spádu od budovy OK
- Výška zásypu není větší než výška stěny OK
- Na stěnu nepůsobí žádný hydrostatický tlak OK
- Ve stěně se nevyskytuje žádná kluzná plocha, např. izolace proti zemi vlhkosti. V případě, že stěna stojí na takové vrstvě izolace, je pata stěny nad izolací opřena (např. o železobetonovou desku dostatečně přitíženou příčkami proti vybočení vzpěrem). NOK

Podmínky nejsou splněny, nelze použít zjednodušenou metodu posouzení

Musí vyhovět všechny podmínky

5.3. Síly působící na stěnu (na 1 m šířky)

- Součinitel pro zohlednění vodorovného přenášení zatížení  $\beta_e = 20,000$   
*Pro výpočet se použije podtržený vztah podle poměru výšky a šířky stěny*
  - $Pro L \geq 2h: \beta_e = 20$
  - *$Pro h < L < 2h: \beta_e = 60 - 20(L/h)$*
  - *$Pro L < h: \beta_e = 40$*
- Přítížení od vlastní tíhy stěny v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{vl} = \left(h - \frac{h_e}{2}\right) b t \rho_s g$   $N_{vl} = 10,026 \text{ kN/m}$
- Maximální návrhová hodnota síly od svislého přitížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,max} = 106,665 \text{ kN/m}$   

$$N_{Ed,max} = (N_{Gk1} + N_{Gk2} + N_{vl}) \gamma_{G,n} + (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{Q,n}$$
- Minimální návrhová hodnota síly od svislého přitížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,min} = 54,156 \text{ kN/m}$   

$$N_{Ed,min} = (N_{Gk1} + N_{Gk2} + N_{vl}) \gamma_{G,p} + (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{Q,p}$$
- Tlaková únosnost stěny  $N_{Rd} = \frac{b t f_d}{3}$   $N_{Rd} = 297,505 \text{ kN/m}$
- Účinek zásypu  $F_{Ed} = \frac{\gamma b h h_e^2}{\beta_e t}$   $F_{Ed} = 31,233 \text{ kN/m}$

5.4. Posouzení zjednodušenou metodou

Podmínka únosnosti stěny vzhledem ke svislému zatížení JE splněna

Podmínka  $N_{Ed,max} \leq N_{Rd}$

Podmínka únosnosti stěny vzhledem k vodorovnému zatížení JE splněna

Podmínka  $N_{Ed,min} \geq F_{Ed}$

**STĚNA BEZ VÝTUŽE PŘI ZJEDNODUŠENÉM POSOUZENÍ NEVYHOVÍ. POKRAČUJ ZADÁNÍM VÝTUŽE A PODROBNÝM POSOUZENÍM STĚNY.**

Musí vyhovět obě podmínky a musí být splněny všechny předpoklady metody

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSOUDIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

6. Zesílení stěny výtuží MURFOR®

- Do dalšího výpočtu je možno zahrnout vliv výtužení stěny výtuží MURFOR® vloženou do ložných spar
- Výtuž zvyšuje tuhost a únosnost stěny ve vodorovném směru
- Při menších hodnotách zatížení stěna může vyhovět i bez výtuže, což vede k ekonomičtějšímu návrhu
- Pokud stěna nemá být výtužena, v dalším výpočtu se přeskočí sekce 7 a 8

- Zahrnout vliv výtuže - stěna je v ložných spárách výtužena výtužnými prvky MURFOR® NEPRAVDA



## 9. Rozdělení zatížení do směrů

### 9.1. Ohybové tuhosti

- Ortogonální poměr ohybových pevností (uvažován je podtržený vztah)
  - Nevyztužená stěna  $\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd2}}$   $\mu_n = 0,958$
  - ~~Vyztužená stěna~~  $\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd2,HPV}}$   $\mu_n = -$

=> Stěna je nevyztužená, pro další výpočet je tedy uvažována hodnota  $\mu = 0,958$
- Modul pružnosti zdiva
  - Součinitel  $K_E$  ( $K_E = 700$  pro porobetonové prvky, jinak  $K_E = 1000$ )  $K_E = 1000,000$
  - Modul pružnosti kolmo na ložné spáry  $E_y = K_E f_k$   $E_y = 4890,500$  MPa
  - Modul pružnosti rovnoběžně s ložnými spárami  $E_x = K_E \frac{f_k}{\mu}$   $E_x = 5107,436$  MPa  
(Součinitel  $\mu$  zohledňuje rozdílné vlastnosti zdiva v kolmých směrech)
- Moment setrvačnosti průřezu
  - Pracovní součinitel  $\alpha_c = \frac{E_s}{E_k}$   $\alpha_c = -$
  - Poloha neutrálné osy ideálního průřezu  $x_i = \frac{0,5 \cdot bt^2 + \alpha_c a_s d}{bt + \alpha_c a_s}$   $x_i = -$  mm
  - Moment setrvačnosti nevyztuženého průřezu  $I_n = \frac{1}{12} bt^3$   $I_n = 0,004052$  m<sup>4</sup>/m
  - Moment setrvačnosti vyztuženého průřezu  $I_v = \frac{1}{12} bt^3 + bt \left( x_i - \frac{t}{2} \right)^2 + (\alpha_c - 1) a_s (d - x_i)^2$   $I_v = -$  m<sup>4</sup>/m
  - Moment setrvačnosti ve směru kolmém na ložné spáry  $I_y = 0,004052$  m<sup>4</sup>/m
  - Moment setrvačnosti ve směru rovnoběžném s ložnými spárami  $I_x = 0,004052$  m<sup>4</sup>/m
- Ohybová tuhost náhradního nosníku Stanovení tuhosti >>>
  - Ve směru kolmém na ložné spáry (nevyztužený průřez)  $k_y = 18790,002$  kN/m
  - Ve směru rovnoběžném s ložnými spárami (vyztužený průřez)  $k_x = 9,812$  kN/m

### 9.2. Rozdělení celkového zatížení konstrukce do směrů

- Část zatížení přenášená ve svislém směru
  - Minimální hodnota na stěně  $\sigma_{min,y} = \frac{\sigma_{min} k_y}{k_x + k_y}$   $\sigma_{min,y} = 1,101$  kPa
  - Hodnota na úrovni HPV  $\sigma_{HPV,y} = \frac{\sigma_{HPV} k_y}{k_x + k_y}$   $\sigma_{HPV,y} = 15,043$  kPa
  - Maximální hodnota v patě stěny  $\sigma_{max,y} = \frac{\sigma_{max} k_y}{k_x + k_y}$   $\sigma_{max,y} = 15,043$  kPa
- Část zatížení přenášená ve vodorovném směru
  - Minimální hodnota na stěně  $\sigma_{min,x} = \frac{\sigma_{min} k_x}{k_x + k_y}$   $\sigma_{min,x} = 0,001$  kPa
  - Hodnota na úrovni HPV  $\sigma_{HPV,x} = \frac{\sigma_{HPV} k_x}{k_x + k_y}$   $\sigma_{HPV,x} = 0,008$  kPa
  - Maximální hodnota v patě stěny  $\sigma_{max,x} = \frac{\sigma_{max} k_x}{k_x + k_y}$   $\sigma_{max,x} = 0,008$  kPa

## 10. Vnitřní síly od zatížení

### 10.1. Geometrické parametry pro další výpočty

- Délka nezatížené části stěny nad úrovní terénu
- Délka zatížené části stěny nad HPV
- Délka zatížené části stěny pod HPV

$$h_{nad} = h - a - h_{pod} \quad a = 1,000 \text{ m}$$

$$h_{pod} = \min(h; h_c - h_{HPV}) \quad h_{nad} = 2,000 \text{ m}$$

$$h_{pod} = 0,000 \text{ m}$$

### 10.2. Smyková síla v patě stěny

- Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV
  - Plocha příčinkové čáry
  - Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

$$y_{T,\eta Vp,nad} = \frac{S_{\eta Vp,nad}}{A_{\eta Vp,nad}} \quad A_{\eta Vp,nad} = 1,333 \text{ m}$$

$$y_{T,\eta Vp,nad} = 2,167 \text{ m}$$

$$\sigma_{T,\eta Vp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Vp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}) \quad S_{\eta Vp,nad} = 2,889 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{T,\eta Vp,nad} = 9,234 \text{ kPa}$$

- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry
- Příčinek zatížení nad HPV k celkové smykové síle

$$V_{Ed,p,nad} = A_{\eta Vp,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Vp,nad} \quad V_{Ed,p,nad} = 12,312 \text{ kN/m}$$

- Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV

- Plocha příčinkové čáry
- Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

$$y_{T,\eta Vp,pod} = \frac{S_{\eta Vp,pod}}{A_{\eta Vp,pod}} \quad A_{\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

$$y_{T,\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

$$\sigma_{T,\eta Vp,pod} = 0,000 \text{ kPa}$$

- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry

$$\sigma_{T,\eta Vp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Vp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$$

- Příčinek zatížení pod HPV k celkové smykové síle

$$V_{Ed,p,pod} = A_{\eta Vp,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Vp,pod} \quad V_{Ed,p,pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

- Smyková síla v patě stěny

$$V_{Ed,p} = V_{Ed,p,nad} + V_{Ed,p,pod} \quad V_{Ed,p} = 12,312 \text{ kN/m}$$

### 10.3. Smyková síla v hlavě stěny

- Výslednice zatížení nad HPV přenášeného ve svislém směru

$$F_{nad} = \frac{\sigma_{min,y} + \sigma_{HPV,y}}{2} \cdot b h_{nad} \quad F_{nad} = 16,144 \text{ kN/m}$$

- Výslednice zatížení pod HPV přenášeného ve svislém směru

$$F_{pod} = \frac{\sigma_{HPV,y} + \sigma_{max,y}}{2} \cdot b h_{pod} \quad F_{pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

- Smyková síla v hlavě stěny

$$V_{Ed,h} = F_{nad} + F_{pod} - V_{Ed,p} \quad V_{Ed,h} = 3,832 \text{ kN/m}$$

### 10.4. Smyková síla ve svislých podporách

- Střední hodnota zatížení ve vodorovném směru

$$\sigma_{mid,x} = \frac{1}{h_{nad} + h_{pod}} \cdot \left( \frac{\sigma_{min,x} + \sigma_{HPV,x}}{2} \cdot h_{nad} + \frac{\sigma_{HPV,x} + \sigma_{max,x}}{2} \cdot h_{pod} \right) \quad \sigma_{mid,x} = 0,004 \text{ kPa}$$

- Smyková síla ve svislých podporách

$$V_{Ed,x} = 0,063 \text{ kN/m}$$

### 10.5. Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve svislém směru

- Stanoví se z kvadratické rovnice; platí podtržená rovnice podle toho, zda hledaný bod leží nad nebo pod HPV

- Hledaný bod leží nad HPV, jelikož  $V_{Ed,h} \leq F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}}{2h_{nad}} y_{V0}^2 + \sigma_{min,y} y_{V0} - V_{Ed,h}$$

- Hledaný bod leží pod HPV, jelikož  $V_{Ed,h} > F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y}}{2h_{pod}} y_{V0}^2 + \sigma_{HPV,y} y_{V0} + F_{nad} - V_{Ed,h}$$

- Řešení rovnice

- Koeficient kvadratického členu
- Koeficient lineárního členu
- Absolutní člen
- Diskriminant
- 1. kořen rovnice
- 2. kořen rovnice

$$a = 3,486 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$$

$$b = 1,101 \text{ kPa}$$

$$c = -3,832 \text{ kN/m}$$

$$D = 54,640 \text{ kN}^2\text{m}^{-4}$$

$$y_{V0,1} = 0,902 \text{ m}$$

$$y_{V0,2} = -1,218 \text{ m}$$

- Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve svislém směru (ke kladnému řešení rovnice je nutno připočítat délku části stěny ležící nad terémem  $a$ , případně ještě hodnotu  $h_{HPV} - h_s$ , pokud hledaný bod leží pod HPV)

$$y_{V0} = 1,902 \text{ m}$$

### 10.6. Normálová síla v hlavě stěny

$$N_{Ed,h} = (N_{Gk1} + N_{Gk2}) \gamma_{G,h} + (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{Q,h} \quad N_{Ed,h} = 93,131 \text{ kN/m}$$

### 10.7. Normálová síla v místě max. momentu v poli ve svislém směru

$$N_{Ed,c} = N_{Ed,h} + \rho_s g b \eta y_{V0} \quad N_{Ed,c} = 102,667 \text{ kN/m}$$

### 10.8. Normálová síla v patě stěny

$$N_{Ed,p} = N_{Ed,h} + \rho_s g b h \quad N_{Ed,p} = 108,169 \text{ kN/m}$$

### 10.9. Moment v hlavě stěny

		Stanovení A, S >>>
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mh,nad} = 0,000 \text{ m}^2$
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mh,nad} = 0,000 \text{ m}^3$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mh,nad} = 0,000 \text{ m}$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mh,nad} = \frac{S_{\eta Mh,nad}}{A_{\eta Mh,nad}}$	$\sigma_{T,\eta Mh,nad} = 0,000 \text{ kPa}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mh,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mh,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$	
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,nad} = A_{\eta Mh,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mh,nad}$	$M_{Ed,h,nad} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mh,pod} = 0,000 \text{ m}^2$
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mh,pod} = 0,000 \text{ m}^3$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mh,pod} = 0,000 \text{ m}$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mh,pod} = \frac{S_{\eta Mh,pod}}{A_{\eta Mh,pod}}$	$\sigma_{T,\eta Mh,pod} = 0,000 \text{ kPa}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mh,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mh,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$	
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,pod} = A_{\eta Mh,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mh,pod}$	$M_{Ed,h,pod} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Moment od zemního a vodního tlaku v hlavě stěny	$M_{Ed,h,3} = M_{Ed,h,nad} + M_{Ed,h,pod}$	$M_{Ed,h,3} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Moment od reakce z nadzemních podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,2} = (N_{Qk2}/G_d + N_{Qk2}/Q_d) \cdot e_2$	$M_{Ed,h,2} = -2,511 \text{ kNm/m}$
• Moment od stropu podzemního podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,1} = (N_{Qk1}/G_d + N_{Qk1}/Q_d) \cdot e_1$	$M_{Ed,h,1} = -1,592 \text{ kNm/m}$
• Celkový moment v hlavě stěny	$M_{Ed,h} = M_{Ed,h,1} + M_{Ed,h,2} + M_{Ed,h,3}$	$M_{Ed,h} = -4,103 \text{ kNm/m}$

### 10.10. Moment v patě stěny

		Stanovení A, S >>>
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mp,nad} = 0,000 \text{ m}^2$
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,nad} = 0,000 \text{ m}^3$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,nad} = 0,000 \text{ m}$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,nad} = \frac{S_{\eta Mp,nad}}{A_{\eta Mp,nad}}$	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} = 0,000 \text{ kPa}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$	
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,nad} = A_{\eta Mp,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,nad}$	$M_{Ed,p,nad} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mp,pod} = 0,000 \text{ m}^2$
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,pod} = 0,000 \text{ m}^3$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,pod} = 0,000 \text{ m}$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,pod} = \frac{S_{\eta Mp,pod}}{A_{\eta Mp,pod}}$	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} = 0,000 \text{ kPa}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$	
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,pod} = A_{\eta Mp,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,pod}$	$M_{Ed,p,pod} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Celkový moment v patě stěny	$M_{Ed,p} = M_{Ed,p,nad} + M_{Ed,p,pod}$	$M_{Ed,p} = 0,000 \text{ kNm/m}$

10.11. Maximální moment v poli ve svislém směru (pro konzolový náhradní nosník uvažován nulový)

Moment na prostém nosníku

		Stanovení A, S >>>
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		
• Plocha příčinkové čáry		$A_{\eta M0, nad} = 0,861 \text{ m}^2$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$S_{\eta M0, nad} = 1,584 \text{ m}^3$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T, \eta M0, nad} = \frac{S_{\eta M0, nad}}{A_{\eta M0, nad}}$	$y_{T, \eta M0, nad} = 1,840 \text{ m}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T, \eta M0, nad} = \sigma_{min, y} + \frac{y_{T, \eta M0, nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV, y} - \sigma_{min, y})$	$\sigma_{T, \eta M0, nad} = 6,954 \text{ kPa}$
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{0, nad} = A_{\eta M0, nad} \cdot \sigma_{T, \eta M0, nad}$	$M_{0, nad} = 5,988 \text{ kNm/m}$
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		
• Plocha příčinkové čáry		$A_{\eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}^2$
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$S_{\eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}^3$
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T, \eta M0, pod} = \frac{S_{\eta M0, pod}}{A_{\eta M0, pod}}$	$y_{T, \eta M0, pod} = 0,000 \text{ m}$
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T, \eta M0, pod} = \sigma_{HPV, y} + \frac{y_{T, \eta M0, pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max, y} - \sigma_{HPV, y})$	$\sigma_{T, \eta M0, pod} = 0,000 \text{ kPa}$
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{0, pod} = A_{\eta M0, pod} \cdot \sigma_{T, \eta M0, pod}$	$M_{0, pod} = 0,000 \text{ kNm/m}$
• Celkový moment na prostém nosníku	$M_0 = M_{0, nad} + M_{0, pod}$	$M_0 = 5,988 \text{ kNm/m}$

Moment na náhradním nosníku odpovídajícím skutečnému uložení stěny

• Moment od zemního a vodního tlaku	$M_{Ed, s, 3} = M_0 + \frac{M_{Ed, h, 3} (h - y_{V0}) + M_{Ed, p} y_{V0}}{h}$	$M_{Ed, s, 3} = 5,988 \text{ kNm/m}$
• Moment od reakce z nadzemních podlaží	$M_{Ed, s, 2} = \frac{M_{Ed, h, 2}}{h} \cdot (h - y_{V0})$	$M_{Ed, s, 2} = -0,919 \text{ kNm/m}$
• Moment od stropu podzemního podlaží	$M_{Ed, s, 1} = \frac{M_{Ed, h, 1}}{h} \cdot (h - y_{V0})$	$M_{Ed, s, 1} = -0,583 \text{ kNm/m}$
• Celkový maximální moment v poli ve svislém směru	$M_{Ed, s} = M_{Ed, s, 1} + M_{Ed, s, 2} + M_{Ed, s, 3}$	$M_{Ed, s} = 4,487 \text{ kNm/m}$

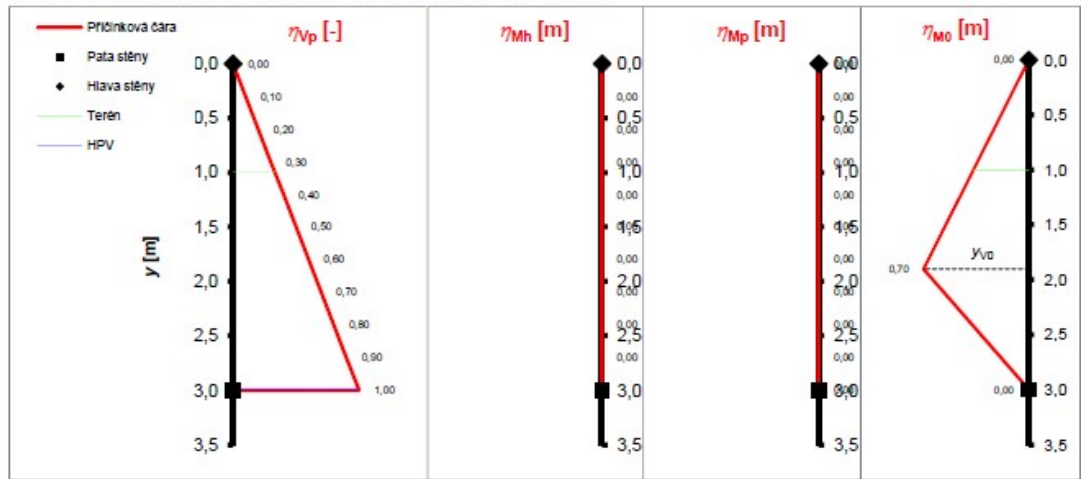
10.12. Návrhový moment od zatížení ve svislém směru  $M_{Ed, y} = \max(|M_{Ed, h}|; |M_{Ed, p}|; |M_{Ed, s}|)$   $M_{Ed, y} = 4,487 \text{ kNm/m}$

10.13. Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru

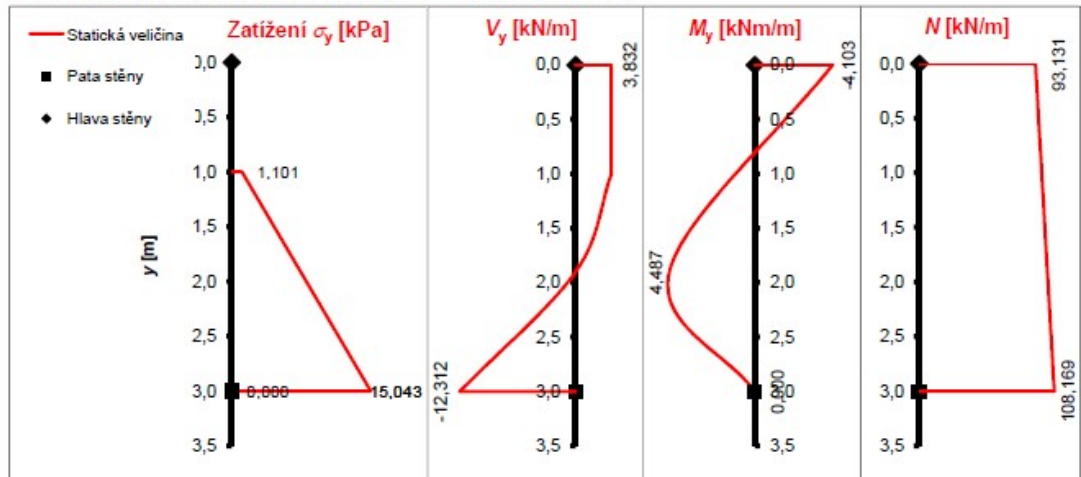
(Bere se jako moment na náhradním nosníku od středního zatížení  $\sigma_{mid, s}$ )

Stanovení momentu >>>
$M_{Ed, x} = 0,316 \text{ kNm/m}$

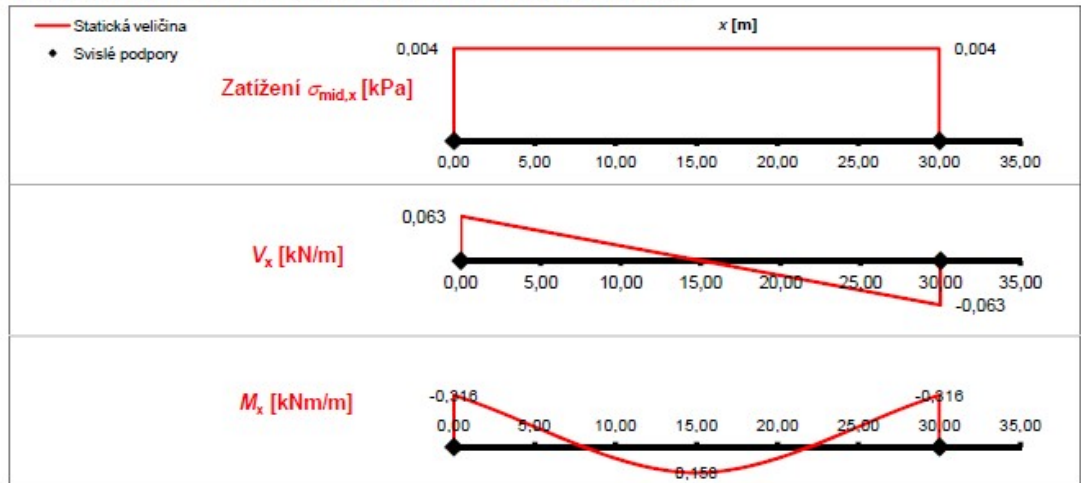
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru



## 11. Excentricita zatížení

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty}$  >>>

$$e_{t,h} = 0,044 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,049 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,134$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,014$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,044 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 6,130$$

$$\Phi_{\infty} = 1,500$$

$$e_{k,s} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_s = 0,051 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,140$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{ykT}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

## 12. Únosnosti

### 12.1. Smyková únosnost v hlavě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right)$   $l_{c,h} = 0,365 \text{ m}$
- Smyková únosnost v hlavě stěny  $V_{Rd,h} = \frac{f_{vk,h} b l_{c,h}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,h} = 22,514 \text{ kN/m}$

### 12.2. Smyková únosnost v patě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,p} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_p}\right)$   $l_{c,p} = 0,365 \text{ m}$
- Smyková únosnost v patě stěny  $V_{Rd,p} = \frac{f_{vk,p} b l_{c,p}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,p} = 25,521 \text{ kN/m}$

### 12.3. Smyková únosnost ve svislých podporách

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,s} = 0,183 \text{ m}$   
*Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na vyztužení a uložení ve svislých podporách*
  - Stěna je vyztužená prvky MURFOR v ložných opěrách  $l_{c,s} \approx d$
  - Stěna není vyztužená, oba svislé okraje jsou kloubově uložené nebo volné  $l_{c,s} \approx t$
  - Stěna není vyztužená, alespoň jeden svislý okraj je vetknutý  $l_{c,s} \approx \frac{t}{2}$
- Smyková únosnost ve svislých podporách  $V_{Rd,s} = \frac{f_{vk,s} b l_{c,s}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,s} = 6,844 \text{ kN/m}$

### 12.4. Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny $V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{d,p} b l_{c,p}$

$V_{Rd,p}' = 29,584 \text{ kN/m}$

### 12.5. Tlaková únosnost v hlavě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,h} = 1 - 2 \frac{e_h}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,h} = 0,731$
- Tlaková únosnost v hlavě stěny  $N_{Rd,h} = \Phi_{i,h} b t f_d$   $N_{Rd,h} = 652,735 \text{ kN/m}$

### 12.6. Tlaková únosnost v patě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,p} = 1 - 2 \frac{e_p}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,p} = 0,973$
- Tlaková únosnost v patě stěny  $N_{Rd,p} = \Phi_{i,p} b t f_d$   $N_{Rd,p} = 868,201 \text{ kN/m}$

### 12.7. Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny

- Zmenšující součinitel
  - Součinitel  $A_1$   $A_1 = 1 - 2 \frac{e_s}{t} \geq 0$   $A_1 = 0,720$
  - Součinitel  $\lambda$   $\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$   $\lambda = 0,194$
  - Součinitel  $u$   $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_s}{t}}$   $u = 0,231$
- $\Rightarrow$  Zmenšující součinitel  $\Phi_{m,s} = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$   $\Phi_{m,s} = 0,701$
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny  $N_{Rd,s} = \Phi_{m,s} b t f_d$   $N_{Rd,s} = 625,539 \text{ kN/m}$

### 12.8. Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami (nevztužený průřez)

- Průřezový modul na 1 m průřezu
  - Obdélníkový průřez  $Z_y = \frac{b t^2}{6}$   $Z_y = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_y = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
- $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
- $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_y = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami  $M_{Rd,y} = f_{sd1} Z_y$   $M_{Rd,y} = 4,252 \text{ kNm/m}$

### 12.9. Návrhový moment únosnosti při porušení kolmém na ložné spáry

- a) *Nevztužený průřez*
- Průřezový modul na 1 m průřezu
    - Obdélníkový průřez  $Z_x = \frac{b t^2}{6}$   $Z_x = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
    - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_x = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
  - $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
  - $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_x = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x} = f_{sd2} Z_x$   $M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$
- b) *Vyztužený průřez*
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x,v} = 4,183 \text{ kNm/m}$   
*Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na skupině zdících prvků*
    - Skupina 1 kromě porobetonových prvků  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,4 f_d b d^2)$
    - Skupina 2, 3, 4 a porobetonové prvky skupiny 1  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,3 f_d b d^2)$
  - $\Rightarrow$  Průřez je navržen jako nevztužený, pro posouzení bude tedy uvažována hodnota  $M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,312 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 25,521 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 3,832 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 22,514 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,063 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 6,844 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,312 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p'} = 29,584 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p'} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,316 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačena

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$$

$$M_{Ed,y} = 4,487 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 4,252 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 93,131 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 652,735 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 102,667 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 625,539 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 108,169 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 868,201 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z křivek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

Grafy mezních rozměrů >>>

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

$$h/t = 8,22$$

$$L/t = 82,19$$

$$(h/t)_{max} = 39,45$$

$$(L/t)_{max} = 120,00$$

**MEZNÍ ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{max} \wedge h/t \leq (h/t)_{max}$

**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

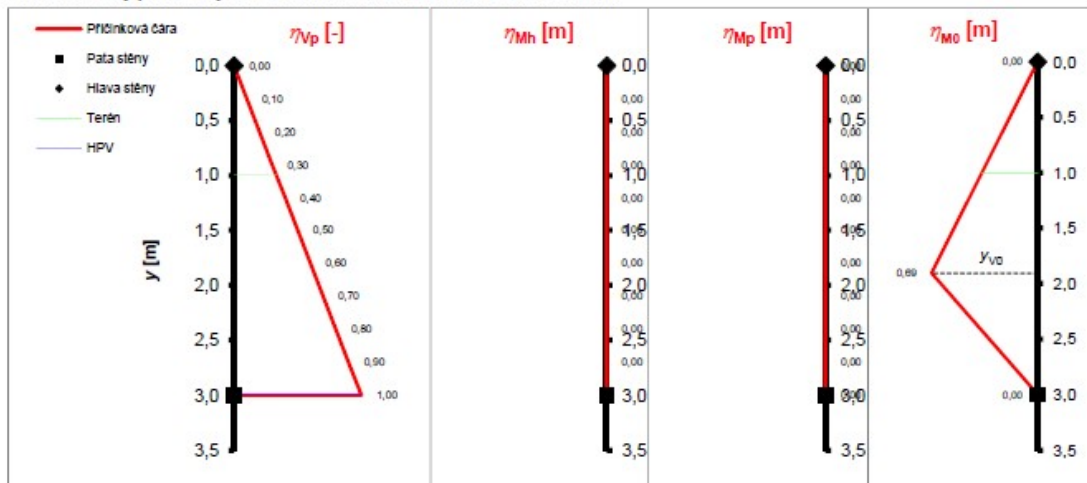
POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP



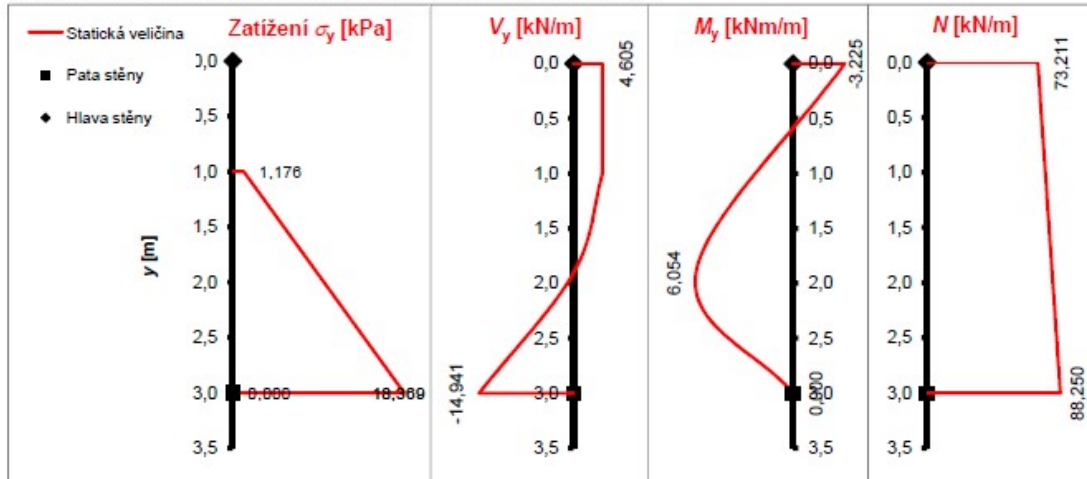
## 7.3 Výpočet návrhového přístupu 1

Změny mezi návrhovým přístupem 1 a 2 jsou patrné z předchozí kapitoly, tudíž zde rovnou začínám s vnitřními silami

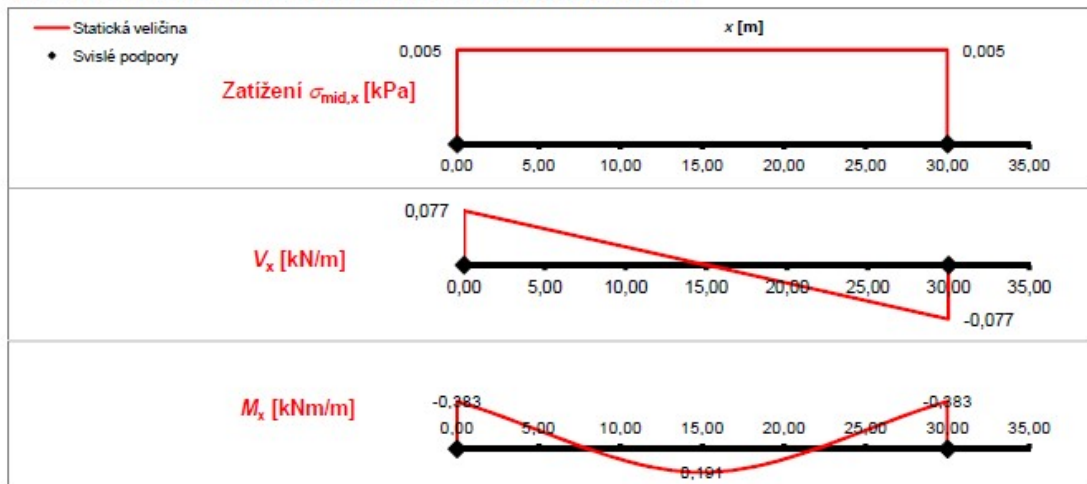
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru



## 11. Excentricita zatížení

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty}$  >>>

$$e_{t,h} = 0,044 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,049 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,134$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,014$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,073 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 6,130$$

$$\Phi_{\infty} = 1,500$$

$$e_{k,s} = 0,003 \text{ m}$$

$$e_s = 0,081 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,223$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{ykT}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

## 12. Únosnosti

### 12.1. Smyková únosnost v hlavě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right)$   $l_{c,h} = 0,365 \text{ m}$
- Smyková únosnost v hlavě stěny  $V_{Rd,h} = \frac{f_{vk,h} b l_{c,h}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,h} = 22,514 \text{ kN/m}$

### 12.2. Smyková únosnost v patě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,p} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_p}\right)$   $l_{c,p} = 0,365 \text{ m}$
- Smyková únosnost v patě stěny  $V_{Rd,p} = \frac{f_{vk,p} b l_{c,p}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,p} = 25,521 \text{ kN/m}$

### 12.3. Smyková únosnost ve svislých podporách

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,s} = 0,183 \text{ m}$ 
  - Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na vyztužení a uložení ve svislých podporách
    - Stěna je vyztužená prvky MURFOR v ložných oparách  $l_{c,s} \approx d$
    - Stěna není vyztužená, oba svislé okraje jsou kloubově uloženy nebo volné  $l_{c,s} \approx t$
    - Stěna není vyztužená, alespoň jeden svislý okraj je vetknutý  $l_{c,s} \approx \frac{t}{2}$
- Smyková únosnost ve svislých podporách  $V_{Rd,s} = \frac{f_{vk,s} b l_{c,s}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,s} = 6,844 \text{ kN/m}$

### 12.4. Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny $V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{d,p} b l_{c,p}$

$$V_{Rd,p}' = 29,584 \text{ kN/m}$$

### 12.5. Tlaková únosnost v hlavě stěny

- Zmenšující součinitel  $\psi_{i,h} = 1 - 2 \frac{e_h}{t} \geq 0$   $\psi_{i,h} = 0,731$
- Tlaková únosnost v hlavě stěny  $N_{Rd,h} = \psi_{i,h} b t f_d$   $N_{Rd,h} = 652,761 \text{ kN/m}$

### 12.6. Tlaková únosnost v patě stěny

- Zmenšující součinitel  $\psi_{i,p} = 1 - 2 \frac{e_p}{t} \geq 0$   $\psi_{i,p} = 0,973$
- Tlaková únosnost v patě stěny  $N_{Rd,p} = \psi_{i,p} b t f_d$   $N_{Rd,p} = 868,201 \text{ kN/m}$

### 12.7. Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny

- Zmenšující součinitel
  - Součinitel  $A_1$   $A_1 = 1 - 2 \frac{e_s}{t} \geq 0$   $A_1 = 0,555$
  - Součinitel  $\lambda$   $\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$   $\lambda = 0,194$
  - Součinitel  $u$   $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_s}{t}}$   $u = 0,279$
- $\Rightarrow$  Zmenšující součinitel  $\psi_{m,s} = A_1 e^{-u^2}$   $\psi_{m,s} = 0,534$
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny  $N_{Rd,s} = \psi_{m,s} b t f_d$   $N_{Rd,s} = 476,481 \text{ kN/m}$

### 12.8. Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami (nevztužený průřez)

- Průřezový modul na 1 m průřezu
  - Obdélníkový průřez  $Z_y = \frac{b t^2}{6}$   $Z_y = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_y = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
- $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
- $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_y = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami  $M_{Rd,y} = f_{xd1} Z_y$   $M_{Rd,y} = 4,252 \text{ kNm/m}$

### 12.9. Návrhový moment únosnosti při porušení kolmém na ložné spáry

- a) **Nevztužený průřez**
- Průřezový modul na 1 m průřezu
    - Obdélníkový průřez  $Z_x = \frac{b t^2}{6}$   $Z_x = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
    - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_x = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
  - $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
  - $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_x = 0,022204 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x} = f_{xd2} Z_x$   $M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$
- b) **Vyztužený průřez**
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x,v} = 4,183 \text{ kNm/m}$
  - Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na skupině zdících prvků
    - Skupina 1 kromě porobetonových prvků  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yk} z; 0,4 f_d b d^2)$
    - Skupina 2, 3, 4 a porobetonové prvky skupiny 1  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yk} z; 0,3 f_d b d^2)$
  - $\Rightarrow$  Průřez je navržen jako nevztužený, pro posouzení bude tedy uvažována hodnota  $M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,941 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 25,521 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 4,605 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 22,514 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,077 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 6,844 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,941 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p}' = 29,584 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p}' \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,383 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 4,441 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačená

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} = 6,054 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 4,252 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \quad \text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 73,211 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 652,761 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 82,772 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 476,481 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 88,250 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 868,201 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z klívek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

Grafy mezních rozměrů >>>

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

$$h/t = 8,22$$

$$L/t = 82,19$$

$$(h/t)_{max} = 39,45$$

$$(L/t)_{max} = 120,00$$

**MEZNÍ ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{max} \wedge h/t \leq (h/t)_{max}$

**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP1

POSODIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

## 7.4 Posouzení bez užitečného zatížení

Stěna ovšem opět nevyhovuje pro kombinaci bez užitečného zatížení. Oproti první variantě je relativní excentricita o trochu vyšší.

11.3. V místě maximálního momentu v poli			
• Excentricita od zatížení	$e_{t,s} = \left  \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right $	$e_{t,s} =$	0,121 m
• Počáteční excentricita			
• Součinitel $\rho_2$		$\rho_{2,s} =$	1,000
• Součinitel $\rho_n$ ( $\rho_3$ nebo $\rho_4$ )		$\rho_{n,s} =$	0,990
• Účinná výška	$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$	$h_{ef,s} =$	2,970 m
=> Počáteční excentricita	$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$	$e_{a,s} =$	0,007 m
• Excentricita od účinků dotvarování			
• Štíhlostní poměr		$h_{ef,s}/t =$	8,138
• Konečná hodnota součinitele dotvarování		$\Phi_{\infty} =$	1,500
=> Excentricita od účinků dotvarování	$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$	$e_{k,s} =$	0,005 m
• Celková excentricita v poli	$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$	$e_s =$	0,133 m
• Relativní excentricita	$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$	$e_{s,rel} =$	0,365
11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě			
Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačenu konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka		$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$	
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost $f_{ykRT}$ .			
<b>Stěnu je nutno posoudit jako ohýbanou konstrukci</b>			

13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačena			
• Návrhový moment od zatížení ve svislém směru		$M_{Ed,y} =$	6,519 kNm/m
• Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami		$M_{Rd,y} =$	4,252 kNm/m
• POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):	$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$		<b>NEVYHOVÍ</b>
13.7. Excentrický tlak			
• Normálová síla v hlavě stěny		$N_{Ed,h} =$	44,130 kN/m
• Tlaková únosnost v hlavě stěny		$N_{Rd,h} =$	652,484 kN/m
• Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru		$N_{Ed,s} =$	53,691 kN/m
• Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny		$N_{Rd,s} =$	195,779 kN/m
• Normálová síla v patě stěny		$N_{Ed,p} =$	59,169 kN/m
• Tlaková únosnost v patě stěny		$N_{Rd,p} =$	868,201 kN/m
• POSOUZENÍ:	ve všech průřezích $N_{Ed} \leq N_{Rd}$		<b>VYHOVÍ</b>
<b>STĚNA NEVYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI</b>			
<i>Musí vyhovět všechny podmínky</i>			

**SUTERÉNNÍ STĚNA Z KONEČNÉHO HLEDISKA  
NEVYHOVUJE NA KOMBINACI BEZ UŽITNÉHO  
ZATÍŽENÍ**

## 7.5 Závěr použití vápenopískových cihel

U řešení vápenopískových cihel s menší tloušťkou zdiva suterénní stěny oproti prvnímu řešení je zajímavý fakt, že při zachování stejného zdiva o stejné tloušťce v nadzemních podlažích zde vzniká vyšší záporný moment v hlavě stěny od nadzemních podlaží, který pozitivně ovlivní velikost maximálního momentu. Je ale nutné podotknout, že menší tloušťka zdiva je nevýhodná pro relativní excentricitu, na které závisí způsob posouzení konstrukce.

Dalším faktem je, že vápenopískové zdivo při zachování stejné pevnosti P10 vykazuje větší tlakovou únosnost. Je to způsobené tím, že na rozdíl od keramických tvárnic není vápenopísková varianta svisle děrovaná (kde je hodnota děrování až 55%) , patří tudíž do jiné skupiny zdících prvků a ta spolu s dalšími činiteli ovlivní charakteristickou a tedy i návrhovou pevnost zdiva.

Vápenopískovou variantu lze vyztužit vodorovně v ložné spáře výztuží Murfor (typ RND), která zlepšuje únosnost a tuhost stěny ve vodorovném směru. To nám ale v našem případě nepomůže, jelikož stěna nevyhovuje na ohyb v rovině svislé. Tento problém je možné vyřešit stejně jako u předchozí varianty rozdělením stěny vloženým železobetonovým věncem, který by rozdělil zděnou část stěny na dva úseky. Další možností je změna statického působení, což je ovšem větší zásah do konstrukce stěny.

Menší hodnoty smykových únosností oproti variantě s keramickými tvárnicemi jsou způsobeny zejména menší tloušťkou zdiva a menší počáteční smykovou pevností, která je rovna 3/4 z pevnosti pálené keramiky.

Cena za této varianty činí přibližně 1072,-/m<sup>2</sup> včetně dopravy, k tomu musíme přičíst cenu provádění 350 Kč za m<sup>2</sup> . Vůči variantě z pálených tvárnic je to téměř o 50% výhodnější. Musíme však brát v potaz, že HELUZ keramické tvárnice jsou na rozdíl od vápenopískových tepelně izolační a tudíž vhodné na obvodové zdivo bez dodatečného zateplení. Za metr délky stěny o výšce 3 metrů je tedy celková cena 4 266 Kč.

# 8. Výpočet suterénní stěny z cihel plných pálených

## 8.1 Parametry pro výpočet

Všechny zadávané parametry jsou ve výpočtu zobrazeny bílou barvou a vyplývají z předchozích kapitol nebo jsou vysvětleny ve výpočtu.

## 8.2 Výpočet návrhového přístupu 2

### Suterénní stěna v1.1

Výpočetní pomůcka pro posouzení zděné stěny namáhané svislým zatížením, zemním a vodním tlakem

Smazat zadané hodnoty
Nápověda - čti před prvním použitím programu!!!
O programu

0. Schéma konstrukce a působících zatížení

Směr y = kolmo na ložné spáry

Směr x = rovnoběžně s ložnými spárami

1. Geometrie stěny a zemního tělesa

1.1. Geometrie stěny

- Výška zděné stěny
- Šířka stěny (světla vzdálenost podpor)
- Tloušťka stěny
- Veškeré výpočty zatížení a únosností jsou prováděny na pruhu stěny šířky 1 m
- Způsob podepření okrajů stěny

*Typ G = Stěna v hlavě a patě prostě uložená, na obou svislých okrajích veštinutá. Odpovídá vnitřnímu poli průběžné obvodové stěny předřazené před sloupky nebo podepřené příčnými stěnami, hlava stěny je opřena o věnec nebo ztužičlo, pata stěny je uložena na základu, základovém nosníku nebo na věnci.*

Stěna je v patě uložena na vrstvu hydroizolace a hrozí vznik kluzné plochy na této izolaci (pata stěny nad izolací není opřena např. o železobetonovou desku dostatečně přitíženou příčkami proti vybočení vzpěrem, která by uklouznutí stěny zabránila) PRAVDA

1.2. Geometrie zemního tělesa

- Výška zásypu
- Výška části stěny ležící nad úrovní terénu  $a = \max(h - h_e, 0)$
- Hloubka hlavy stěny pod úrovní terénu  $h_h = \max(h_e - h, 0)$
- Odklon terénu od vodorovné (kladný, stoupá-li terén směrem od budovy)

1.3. Hladina podzemní vody (HPV)

Hloubka  $h_{HPV}$  je nižší než výška  $h_e$  a je tedy potřeba uvažovat zatížení tlakem vody NEPRAVDA

- Hloubka ustálené HPV pod úrovní terénu  $h_{HPV} = 1,000$  m

=> Pro další výpočet bude uvažována hloubka ustálené HPV HPV neovlivňuje stěnu  $h_{HPV} = 2,000$  m

Způsoby podepření >>>

$h = 3,000$  m

$L = 30,000$  m

$t = 0,440$  m

$b = 1000,000$  mm

Typ = G

## 2. Zatížení zásypem

### 2.1. Dílčí součinitele bezpečnosti

Jedná se de facto o geotechnickou konstrukci, proto jsou dílčích součinitele bezpečnosti uvažovány podle návrhových přístupů z Eurokódu 7.

• Uvažovaný návrhový přístup (KONSTRUKCI NUTNO POSODIT POSTUPNĚ PRO OBA PŘÍSTUPY!!!)	NP2
• Stálé zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{G,n} = 1,35$
• Stálé zatížení působící příznivě	$\gamma_{G,p} = 1,00$
• Proměnné zatížení působící nepříznivě	$\gamma_{Q,n} = 1,50$
• Proměnné zatížení působící příznivě	$\gamma_{Q,p} = 0,00$
• Efektivní úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi} = 1,00$
• Efektivní soudržnost	$\gamma_c = 1,00$
• Objemová tíha	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

### 2.2. Užité zatížení terénu

• Charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení terénu	$q_k = 2,00$ kN.m <sup>-2</sup>
• Návrhová hodnota užitého zatížení terénu $q_d = \gamma_Q q_d$	$q_d = 3,00$ kN.m <sup>-2</sup>
• Charakteristická hodnota osamělého břemene do vzdálenosti 1,5 m od stěny	$Q_k = 0,00$ kN
• Návrhová hodnota osamělého břemene $Q_d = \gamma_Q Q_k$	$Q_d = 0,00$ kN

### 2.3. Parametry zásypové zeminy (orientační hodnoty lze nalézt v ČSN 73 10 01 - Základová půda pod plošnými základy)

• Objemová tíha přirozeně vlhké zeminy	$\gamma = 19,00$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha zeminy nasycené vodou	$\gamma_{sat} = 21,50$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha vody	$\gamma_w = 10,00$ kN.m <sup>-3</sup>
• Objemová tíha zeminy pod vodou	$\gamma_{su} = 11,50$ kN.m <sup>-3</sup>
• Efektivní úhel vnitřního tření	$\varphi' = 29,00^\circ$
• Efektivní úhel vnitřního tření - návrhová hodnota $\varphi'_d = \arctan \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi}}$	$\varphi'_d = 29,00^\circ$
• Efektivní soudržnost	$c' = 10,00$ kPa
• Efektivní soudržnost - návrhová hodnota	$c'_d = 10,00$ kPa
• Svislé napětí v zemině v patě stěny $\sigma_z = \gamma h_{HPV} + \gamma_m (h_b - h_{HPV})$	$\sigma_z = 38,00$ kPa
• Náhradní úhel vnitřního tření $\varphi_n = \arctan \frac{c'_d + \sigma_z \tan \varphi'_d}{\sigma_z}$	$\varphi_n = 39,26^\circ$

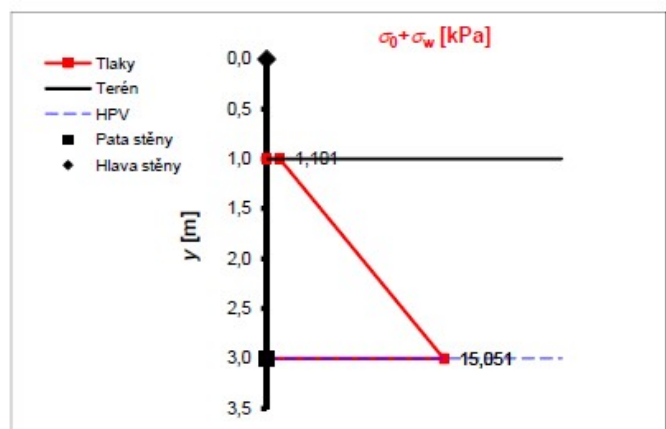
### 2.4. Zemní a hydrostatický tlak

• Součinitel zemního tlaku v klidu	$K_0 = 1 - \sin \varphi_n$	$K_0 = 0,367$
• Součinitel bočního tlaku pro vodu		$K_w = 1,000$
• Součinitel šikmosti terénu $K_{\beta} = 1 + \operatorname{sgn}(\beta) \left[ 1 - \frac{\sin \varphi'_d \cos \beta}{\sin \varphi'_d - \sin^2 \beta} \right]$		$K_{\beta} = 1,000$
• Náhradní vrstva zeminy za užité zatížení $h_n = \frac{q_d + Q_d}{\gamma + hLY}$		$h_n = 0,158$ m
• Vodorovné napětí v zemině v úrovni		
• terénu	$\sigma_{0A} = K_0 K_{\beta} \gamma h_n$	$\sigma_{0A} = 1,101$ kPa
• HPV	$\sigma_{0B} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma h_{HPV}$	$\sigma_{0B} = 15,051$ kPa
• hlavy stěny (je rovno 0, je-li hlava nad terémem)	$\sigma_{0D} = \sigma_{0A} + K_0 K_{\beta} \gamma \cdot \min(h_b; h_{HPV}) + K_0 K_{\beta} \gamma_m \cdot \max(0; h_b - h_{HPV})$	$\sigma_{0D} = 0,000$ kPa
• paty stěny	$\sigma_{0C} = \sigma_{0B} + K_0 K_{\beta} \gamma_m (h_b - h_{HPV})$	$\sigma_{0C} = 15,051$ kPa
• Hydrostatický tlak v úrovni		
• hlavy stěny	$\sigma_w = K_w \gamma_w \cdot \max(0; h_b - h_{HPV})$	$\sigma_{wD} = 0,000$ kPa
• paty stěny	$\sigma_w = K_w \gamma_w (h_b - h_{HPV})$	$\sigma_{wC} = 0,000$ kPa
• Celkové hodnoty zatížení konstrukce uvažované pro další výpočty		
• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{min} = \max(\sigma_{0A}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$	$\sigma_{min} = 1,101$ kPa
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV} = \max(\sigma_{0B}; \sigma_{0D} + \sigma_{wD})$	$\sigma_{HPV} = 15,051$ kPa
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{max} = \sigma_{0C} + \sigma_{wC}$	$\sigma_{max} = 15,051$ kPa

### • Schéma průběhu zatížení konstrukce

Hlava stěny odpovídá bodu [0,0]

Osa y představuje stěnu





### 3. Přetížení vrchní stavbou

Měla by se uvažovat situace těsně po zasypání suterénu, kdy je svislé přetížení nejmenší a nejvíce se tedy projeví vliv ohybového namáhání.

- Reakce od nadzemních podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky stěny

- Stálá složka

$$N_{Gk2} = 23,700 \text{ kN/m}$$

- Proměnná složka

$$N_{Qk2} = 16,170 \text{ kN/m}$$

- Reakce od stropu podzemního podlaží - charakteristická hodnota na 1 m šířky

- Stálá složka

$$N_{Gk1} = 11,000 \text{ kN/m}$$

- Proměnná složka

$$N_{Qk1} = 6,200 \text{ kN/m}$$

- Tloušťka stěn 1.NP

$$t_2 = 0,440 \text{ m}$$

- Předsazení líce stěny 1.NP před líc suterénní stěny (kladné ve smyslu schématu)

$$p = 0,000 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od nadzemních podlaží

$$e_2 = \frac{1}{2}(t - t_2) + p$$

$$e_2 = 0,000 \text{ m}$$

- Excentricita reakce od stropu podzemního podlaží

$$e_1 = 0,073 \text{ m}$$

- Zjednodušeně uvažovat trojúhelníkové rozdělení reakce a excentricitu  $t/6$  (viz schéma)

$$e_1 = \text{ } \text{ m}$$

- Zadat vlastní hodnotu excentricity (kladná ve smyslu schématu)

=> Zvolil jsi variantu trojúhelníkového rozdělení reakce

$$\text{číslo varianty} = 1$$

=> Pro další výpočet bude uvažována hodnota excentricity

$$e_1 = 0,073 \text{ m}$$

#### 4. Materiálové charakteristiky zdiva

Hodnoty  $\gamma_M$ , kategorie >>>

##### 4.1. Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva $\gamma_M$

- Zdivo je vyzděno ze zdících prvků
  - Druh zdících prvků
- => *Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva*

kategorie I na předpisovou maltu
pálené cihly
$\gamma_M = 2,200$

##### 4.2. Základní vlastnosti zdiva

- Délka zdícího prvku
- Šířka zdícího prvku
- Výška zdícího prvku
- Tloušťka ložné spáry (z hlediska výztuže ideálně 10 - 12 mm, pro tenké spáry 3 mm)
- Osová vzdálenost ložných spar  $v = h_p + t_k$
- Objemová hmotnost zdících prvků

$d_p = 140$ mm
$b_p = 290$ mm
$h_p = 65$ mm
$t_k = 10$ mm
$v = 75$ mm
$\rho_{zp} = 1600$ kg.m <sup>-3</sup>

##### 4.3. Objemová hmotnost zdiva $\rho_z$

- Zadat hodnotu objemové hmotnosti zdiva
- Zjednodušeně uvažovat objemovou hmotnost zdiva rovnou objemové hmotnosti zdících prvků
- Provést podrobnější výpočet

$\rho_z =$   kg.m<sup>-3</sup>

- Spotřeba malty
- Objemová hmotnost malty (obvyklá hodnota cca 2000 kg.m<sup>-3</sup>)

$s_m = 3,000$ l.m <sup>-2</sup>
$\rho_m = 2000$ kg.m <sup>-3</sup>

=> *Objemová hmotnost zdiva ( $A_1 = 1$  m<sup>2</sup>)* 
$$\rho_z = \frac{1}{A_1 t} \left[ \left( A_1 t - \frac{s_m}{1000} \right) \cdot \rho_{zp} + \frac{s_m}{1000} \cdot \rho_m \right]$$

$\rho_z = 1603$  kg.m<sup>-3</sup>

=> *Zvolil jsi variantu zjednodušeného výpočtu*

číslo varianty = 2

=> *Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota objemové hmotnosti zdiva*

$\rho_z = 1600$  kg.m<sup>-3</sup>

##### 4.4. Pevnost zdiva v tlaku

Skupiny, součinitele >>>

- Skupina zdících prvků
    - Druh zdících prvků
    - Procento děrování
- => *Skupina zdících prvků*

pálené cihly
$\leq 25$ %
1

##### Normalizovaná pevnost zdícího prvku $f_b$

- Tlaková pevnost zdícího prvku (značka)
  - Způsob kondicionování zdícího prvku (běžně: na vzduchu)
  - Součinitel podle způsobu kondicionování zdícího prvku
  - Součinitel tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdícího prvku
- => *Normalizovaná pevnost zdícího prvku*  $f_b = \eta \delta f_u$

$f_u = 10,000$ MPa
na vzduchu (dosažením 6% vlhkosti)
$\eta = 1,000$
$\delta = 0,650$
$f_b = 6,500$ MPa
$f_m = 5,000$ MPa

##### Tlaková pevnost malty (značka)

##### Součinitel K

- Druh zdících prvků
- Malta
- Skupina zdících prvků

pálené cihly
obyčejná
1

*Ve zdivu se vyskytuje podélná styčná spára => vynásobit tabulkové K součinitelem 0,8*

PRAVDA

=> *Součinitel K*

$K = 0,440$

##### Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry

- Uvažovaná hodnota  $f_b$  ( $f_b \leq 50$  MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_b \leq 75$  MPa)
- Uvažovaná hodnota  $f_m$  ( $f_m \leq 10$  MPa při použití malty pro tenké spáry, jinak  $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}, 2f_b)$ )

$f_b = 6,500$  MPa

$f_m = 5,000$  MPa

=> *Charakteristická pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry*

$f_k = 2,644$  MPa

*Pro výpočet charakteristické pevnosti je uvažován podtržený vztah:*

*Zdivo na obyčejnou nebo lehkou maltu*

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

~~*Zdivo na maltu pro tenké spáry, pálené zdící prvky skupiny 2 nebo 3*~~

~~$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$~~

~~*Zdivo na maltu pro tenké spáry, zdící prvky jiné než pálené skupiny 2 nebo 3*~~

~~$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$~~

Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na ložné spáry  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$

$f_d = 1,202$  MPa

Návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo na styčné spáry

$f_{nd} = 0,360$  MPa

Styčné spáry

číslo varianty = 1

- jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{nd} = 0,3 f_d$
- nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{nd} \leq 0,1 f_d \approx 0$

#### 4.5. Pevnost zdiva v prostém ohybu

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu

Hodnoty  $f_{sk}$  >>>

Použít tabulkové hodnoty podle dříve zadaných druhů zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Objemová hmotnost zdících prvků
- Tlaková pevnost malty
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

pálené cihly

obyčejná

$$\begin{aligned} \rho_{zp} &= 1600 \text{ kg.m}^{-3} \\ f_m &= 5,000 \text{ MPa} \\ f_{sk1} &= 0,100 \text{ MPa} \\ f_{sk2} &= 0,400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zadat vlastní hodnoty (z výsledků zkoušek)

- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami
- Charakteristická pevnost zdiva v ohybu pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry

$$\begin{aligned} f_{sk1} &= 1,000 \text{ MPa} \\ f_{sk2} &= 1,000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

=> Zvolil jsi variantu tabulkových hodnot

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet budou tedy uvažovány charakteristické hodnoty ohybových pevností

$$\begin{aligned} f_{sk1} &= 0,100 \text{ MPa} \\ f_{sk2} &= 0,400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Svislé napětí od návrhového stálého zatížení v polovině výšky stěny  $\sigma_d$

• Přetížení od vlastní tíhy horní poloviny stěny  $\sigma_{d,zd} = \frac{1}{2} h \rho_d g \gamma_{G,p}$

$$\sigma_{d,zd} = 0,024 \text{ MPa}$$

• Přetížení od vrchní stavby  $\sigma_{d,vs} = \frac{N_{Gk1} + N_{Gk2}}{f} \cdot \gamma_{G,p}$

$$\sigma_{d,vs} = 0,079 \text{ MPa}$$

=> Přetížení bude uvažováno hodnotou  $\sigma_d = \min[\sigma_{d,zd} + \sigma_{d,vs}; 0,2f_d]$

$$\sigma_d = 0,102 \text{ MPa}$$

- Návrhová pevnost zdiva v ohybu

• Pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami  $f_{sd1} = \frac{f_{sk1}}{\gamma_M} + \sigma_d$

$$f_{sd1} = 0,148 \text{ MPa}$$

• Pro rovinu porušení kolmou na ložné spáry  $f_{sd2} = \frac{f_{sk2}}{\gamma_M}$

$$f_{sd2} = 0,182 \text{ MPa}$$

#### 4.6. Pevnost zdiva ve smyku

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí  $f_{vk0}$

Hodnoty  $f_{vk0}$  >>>

Použít tabulkovou hodnotu podle dříve zadaného druhu zdících prvků a malty

- Druh zdících prvků
- Malta
- Tlaková pevnost malty
- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

pálené cihly

obyčejná

$$\begin{aligned} f_m &= 5,000 \text{ MPa} \\ f_{vk0} &= 0,200 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zadat vlastní hodnotu

- Počáteční charakteristická smyková pevnost při nulovém normálovém napětí

$$f_{vk0} = \text{ } \text{MPa}$$

=> Zvolil jsi variantu tabulkové hodnoty

číslo varianty = 1

=> Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota počáteční smykové pevnosti

$$f_{vk0} = 0,200 \text{ MPa}$$

- Návrhové napětí v tlaku působící kolmo na smýkaný průřez  $\sigma_{d,i}$  pro smyk

• ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny  $\sigma_{d,h} = \sigma_{d,vs}$

$$\sigma_{d,h} = 0,079 \text{ MPa}$$

• ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny  $\sigma_{d,p} = \sigma_{d,vs} + 2\sigma_{d,zd}$

$$\sigma_{d,p} = 0,126 \text{ MPa}$$

• ve svislé rovině (obvykle  $\sigma_{d,s} = 0$ )

$$\sigma_{d,s} = 0,000 \text{ MPa}$$

- Charakteristická smyková pevnost  $f_{vk}$

- Styčné spáry

jsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,065f_b]$

nejsou vyplněny maltou a použije se tedy vztah  $f_{vk,i} = \min[(0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_{d,i}); 0,045f_b]$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v hlavě stěny

$$f_{vk,h} = 0,232 \text{ MPa}$$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve vodorovné rovině, průřez v patě stěny

$$f_{vk,p} = 0,250 \text{ MPa}$$

- Charakteristická pevnost pro smyk ve svislé rovině

$$f_{vk,s} = 0,200 \text{ MPa}$$

#### 4.7. Mezní poměrné stlačení zdiva

$$\epsilon_{mu} = 0,0035$$

$\epsilon_{mu} = 0,0035$  pro zdící prvky skupiny 1, v ostatních případech  $\epsilon_{mu} = 0,002$

5. Posouzení nevyztužené suterénní stěny zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1996-3

5.1. Charakter stropní konstrukce podzemního podlaží

- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převést a dále rozvést do příčných stěn PRAVDA

5.2. Splnění podmínek pro použití zjednodušené metody

- Světlá výška stěny  $h$  není vyšší než 2,6 m NOK
- Tloušťka stěny  $t$  není menší než 200 mm OK
- Stěna je uložena na všech čtyřech okrajích OK
- Strop podzemního podlaží působí ve své rovině jako tuhá deska, která je schopná výsledné síly od zemního tlaku převést a dále rozvést do příčných stěn OK
- Charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení terénu podél stěny  $q$ , není větší než  $5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$  OK
- Charakteristická hodnota osamělého břemene  $Q_k$ , které působí v pruhu šířky 1,5 m podél stěny, není větší než 15 kN OK
- Povrch terénu vedle stěny je rovinný nebo ve spádu od budovy OK
- Výška zásypu není větší než výška stěny OK
- Na stěnu nepůsobí žádný hydrostatický tlak OK
- Ve stěně se nevyskytuje žádná kluzná plocha, např. izolace proti zemní vlhkosti. V případě, že stěna stojí na takové vrstvě izolace, je pata stěny nad izolací opřena (např. o železobetonovou desku dostatečně přitíženou příčkami proti vybočení vzpěrem). NOK

Podmínky nejsou splněny, nelze použít zjednodušenou metodu posouzení Musí vyhovět všechny podmínky

5.3. Síly působící na stěnu (na 1 m šířky)

- Součinitel pro zohlednění vodorovného přenášení zatížení  $\beta_e = 20,000$   
*Pro výpočet se použije podtržený vztah podle poměru výšky a šířky stěny*
  - $Pro L \geq 2h: \beta_e = 20$
  - ~~$Pro h < L < 2h: \beta_e = 60 - 20(L/h)$~~
  - ~~$Pro L < h: \beta_e = 40$~~
- Přetížení od vlastní tíhy stěny v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{vl} = \left(h - \frac{h_e}{2}\right)bt\rho_s g$   $N_{vl} = 13,812 \text{ kN/m}$
- Maximální návrhová hodnota síly od svislého přetížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,max} = 99,047 \text{ kN/m}$   

$$N_{Ed,max} = (N_{Gk1} + N_{Gk2} + N_{vl})\gamma_{G,n} + (N_{Qk1} + N_{Qk2})\gamma_{Q,n}$$
- Minimální návrhová hodnota síly od svislého přetížení v úrovni poloviční výšky zásypu  $N_{Ed,min} = 48,512 \text{ kN/m}$   

$$N_{Ed,min} = (N_{Gk1} + N_{Gk2} + N_{vl})\gamma_{G,p} + (N_{Qk1} + N_{Qk2})\gamma_{Q,p}$$
- Tlaková únosnost stěny  $N_{Rd} = \frac{btf_d}{3}$   $N_{Rd} = 176,235 \text{ kN/m}$
- Účinek zásypu  $F_{Ed} = \frac{\gamma_b h h_e^2}{\beta_e t}$   $F_{Ed} = 25,909 \text{ kN/m}$

5.4. Posouzení zjednodušenou metodou

Podmínka únosnosti stěny vzhledem ke svislému zatížení JE splněna Podmínka  $N_{Ed,max} \leq N_{Rd}$

Podmínka únosnosti stěny vzhledem k vodorovnému zatížení JE splněna Podmínka  $N_{Ed,min} \geq F_{Ed}$

**STĚNA BEZ VÝZTUŽE PŘI ZJEDNODUŠENÉM POSOUZENÍ NEVYHOVÍ. POKRAČUJ ZADÁNÍM VÝZTUŽE A PODROBNÝM POSOUZENÍM STĚNY.** Musí vyhovět obě podmínky a musí být splněny všechny předpoklady metody

Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSOUDIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

6. Zesílení stěny výztuží MURFOR®

- Do dalšího výpočtu je možno zahrnout vliv vyztužení stěny výztuží MURFOR® vloženou do ložných spar
  - Výztuž zvyšuje tuhost a únosnost stěny ve vodorovném směru
  - Při menších hodnotách zatížení stěna může vyhovět i bez výztuže, což vede k ekonomičtějším návrhům
  - Pokud stěna nemá být vyztužena, v dalším výpočtu se přeskočí sekce 7 a 8
- Zahrnout vliv výztuže - stěna je v ložných spárách vyztužena výztužnými prvky MURFOR® NEPRAVDA

## 9. Rozdělení zatížení do směrů

### 9.1. Ohybové tuhosti

- Ortogonální poměr ohybových pevností (uvažován je podtržený vztah)

• <u>Nevyztužená stěna</u>	$\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd2}}$	$\mu_n = 0,813$
• <u>Vyztužená stěna</u>	$\mu = \frac{f_{sd1}}{f_{sd,exp}}$	$\mu_n = -$

=> Stěna je nevyztužená, pro další výpočet je tedy uvažována hodnota

$$\mu = 0,813$$

- Modul pružnosti zdiva

• Součinitel $K_E$ ( $K_E = 700$ pro porobetonové prvky, jinak $K_E = 1000$ )		$K_E = 1000,000$
• Modul pružnosti kolmo na ložné spáry	$E_y = K_E f_k$	$E_y = 2643,523 \text{ MPa}$
• Modul pružnosti rovnoběžně s ložnými spárami (Součinitel $\mu$ zohledňuje rozdílné vlastnosti zdiva v kolmých směrech)	$E_x = K_E \frac{f_k}{\mu}$	$E_x = 3250,598 \text{ MPa}$

- Moment setrvačnosti průřezu

• Pracovní součinitel	$\alpha_c = \frac{E_s}{E_x}$	$\alpha_c = -$
• Poloha neutrální osy ideálního průřezu	$x_i = \frac{0,5 \cdot bt^2 + \alpha_c a_s d}{bt + \alpha_c a_s}$	$x_i = - \text{ mm}$
• Moment setrvačnosti nevyztuženého průřezu	$I_n = \frac{1}{12} bt^3$	$I_n = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti vyztuženého průřezu	$I_v = \frac{1}{12} bt^3 + bt \left( x_i - \frac{t}{2} \right)^2 + (\alpha_c - 1) a_s (d - x_i)^2$	$I_v = - \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti ve směru kolmém na ložné spáry		$I_y = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$
• Moment setrvačnosti ve směru rovnoběžném s ložnými spárami		$I_x = 0,007099 \text{ m}^4/\text{m}$

- Ohybová tuhost náhradního nosníku

• Ve směru kolmém na ložné spáry (nevyztužený průřez)		$k_y = 17792,461 \text{ kN/m}$
• Ve směru rovnoběžném s ložnými spárami (vyztužený průřez)		$k_x = 10,939 \text{ kN/m}$

Stanovení tuhostí >>>

### 9.2. Rozdělení celkového zatížení konstrukce do směrů

- Část zatížení přenášena ve svislém směru

• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{\min,y} = \frac{\sigma_{\min} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\min,y} = 1,101 \text{ kPa}$
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV,y} = \frac{\sigma_{HPV} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{HPV,y} = 15,042 \text{ kPa}$
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{\max,y} = \frac{\sigma_{\max} k_y}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\max,y} = 15,042 \text{ kPa}$

- Část zatížení přenášena ve vodorovném směru

• Minimální hodnota na stěně	$\sigma_{\min,x} = \frac{\sigma_{\min} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\min,x} = 0,001 \text{ kPa}$
• Hodnota na úrovni HPV	$\sigma_{HPV,x} = \frac{\sigma_{HPV} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{HPV,x} = 0,009 \text{ kPa}$
• Maximální hodnota v patě stěny	$\sigma_{\max,x} = \frac{\sigma_{\max} k_x}{k_x + k_y}$	$\sigma_{\max,x} = 0,009 \text{ kPa}$

## 10. Vnitřní síly od zatížení

### 10.1. Geometrické parametry pro další výpočty

- Délka nezatížené části stěny nad úrovní terénu
- Délka zatížené části stěny nad HPV
- Délka zatížené části stěny pod HPV

$$h_{nad} = h - a - h_{pod}$$

$$h_{pod} = \min(h; h_c - h_{HPV})$$

$$a = 1,000 \text{ m}$$

$$h_{nad} = 2,000 \text{ m}$$

$$h_{pod} = 0,000 \text{ m}$$

### 10.2. Smyková síla v patě stěny

- Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV
  - Plocha příčinkové čáry
  - Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

$$y_{T,nVp,nad} = \frac{S_{nVp,nad}}{A_{nVp,nad}}$$

Stanovení A, S >>>

$$A_{nVp,nad} = 1,333 \text{ m}$$

$$S_{nVp,nad} = 2,889 \text{ m}^2$$

- Souřadnice těžiště příčinkové čáry

$$y_{T,nVp,nad} = 2,167 \text{ m}$$

- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry

$$\sigma_{T,nVp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,nVp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$$

$$\sigma_{T,nVp,nad} = 9,233 \text{ kPa}$$

- Příčinek zatížení nad HPV k celkové smykové síle

$$V_{Ed,p,nad} = A_{nVp,nad} \cdot \sigma_{T,nVp,nad}$$

$$V_{Ed,p,nad} = 12,310 \text{ kN/m}$$

- Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV
  - Plocha příčinkové čáry
  - Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny

$$y_{T,nVp,pod} = \frac{S_{nVp,pod}}{A_{nVp,pod}}$$

$$A_{nVp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

$$S_{nVp,pod} = 0,000 \text{ m}^2$$

- Souřadnice těžiště příčinkové čáry

$$y_{T,nVp,pod} = 0,000 \text{ m}$$

- Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry

$$\sigma_{T,nVp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,nVp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$$

$$\sigma_{T,nVp,pod} = 0,000 \text{ kPa}$$

- Příčinek zatížení pod HPV k celkové smykové síle

$$V_{Ed,p,pod} = A_{nVp,pod} \cdot \sigma_{T,nVp,pod}$$

$$V_{Ed,p,pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

- Smyková síla v patě stěny

$$V_{Ed,p} = V_{Ed,p,nad} + V_{Ed,p,pod}$$

$$V_{Ed,p} = 12,310 \text{ kN/m}$$

### 10.3. Smyková síla v hlavě stěny

- Výslednice zatížení nad HPV přenášeného ve svislém směru

$$F_{nad} = \frac{\sigma_{min,y} + \sigma_{HPV,y}}{2} \cdot b h_{nad}$$

$$F_{nad} = 16,142 \text{ kN/m}$$

- Výslednice zatížení pod HPV přenášeného ve svislém směru

$$F_{pod} = \frac{\sigma_{HPV,y} + \sigma_{max,y}}{2} \cdot b h_{pod}$$

$$F_{pod} = 0,000 \text{ kN/m}$$

- Smyková síla v hlavě stěny

$$V_{Ed,h} = F_{nad} + F_{pod} - V_{Ed,p}$$

$$V_{Ed,h} = 3,832 \text{ kN/m}$$

### 10.4. Smyková síla ve svislých podporách

- Střední hodnota zatížení ve vodorovném směru

$$\sigma_{mid,x} = \frac{1}{h_{nad} + h_{pod}} \cdot \left( \frac{\sigma_{min,x} + \sigma_{HPV,x}}{2} \cdot h_{nad} + \frac{\sigma_{HPV,x} + \sigma_{max,x}}{2} \cdot h_{pod} \right)$$

$$\sigma_{mid,x} = 0,005 \text{ kPa}$$

- Smyková síla ve svislých podporách

$$V_{Ed,x} = 0,074 \text{ kN/m}$$

### 10.5. Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve svislém směru

- Stanoví se z kvadratické rovnice; platí podtřzená rovnice podle toho, zda hledaný bod leží nad nebo pod HPV

- Hledaný bod leží nad HPV, jelikož  $V_{Ed,h} \leq F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y}}{2h_{nad}} \cdot y_{v0}^2 + \sigma_{min,y} \cdot y_{v0} - V_{Ed,h}$$

- Hledaný bod leží pod HPV, jelikož  $V_{Ed,h} > F_{nad}$

$$0 = \frac{\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y}}{2h_{pod}} \cdot y_{v0}^2 + \sigma_{HPV,y} \cdot y_{v0} + F_{nad} - V_{Ed,h}$$

- Řešení rovnice

- Koeficient kvadratického členu
- Koeficient lineárního členu
- Absolutní člen
- Diskriminant
- 1. kořen rovnice
- 2. kořen rovnice

$$a = 3,485 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$$

$$b = 1,101 \text{ kPa}$$

$$c = -3,832 \text{ kN/m}$$

$$D = 54,830 \text{ kN}^2\cdot\text{m}^{-4}$$

$$y_{v0.1} = 0,902 \text{ m}$$

$$y_{v0.2} = -1,218 \text{ m}$$

- Poloha nulové posouvající síly => maximálního momentu v poli ve svislém směru (ke kladnému řešení rovnice je nutno připočíst délku části stěny ležící nad terénem a, případně ještě hodnotu  $h_{HPV} - h_b$ , pokud hledaný bod leží pod HPV)

$$y_{v0} = 1,902 \text{ m}$$

### 10.6. Normálová síla v hlavě stěny

$$N_{Ed,h} = (N_{Gk1} + N_{Gk2}) \gamma_{G,h} + (N_{Qk1} + N_{Qk2}) \gamma_{Q,h}$$

$$N_{Ed,h} = 80,400 \text{ kN/m}$$

### 10.7. Normálová síla v místě max. momentu v poli ve svislém směru

$$N_{Ed,\epsilon} = N_{Ed,h} + \rho_2 g b t y_{v0}$$

$$N_{Ed,\epsilon} = 93,539 \text{ kN/m}$$

### 10.8. Normálová síla v patě stěny

$$N_{Ed,p} = N_{Ed,h} + \rho_2 g b t h$$

$$N_{Ed,p} = 101,119 \text{ kN/m}$$

### 10.9. Moment v hlavě stěny

		Stanovení A, S >>>	
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mh,nad} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mh,nad} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mh,nad} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mh,nad} = \frac{S_{\eta Mh,nad}}{A_{\eta Mh,nad}}$	$\sigma_{T,\eta Mh,nad} =$	0,000 kPa
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mh,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mh,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$		
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,nad} = A_{\eta Mh,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mh,nad}$	$M_{Ed,h,nad} =$	0,000 kNm/m
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mh,pod} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mh,pod} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mh,pod} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mh,pod} = \frac{S_{\eta Mh,pod}}{A_{\eta Mh,pod}}$	$\sigma_{T,\eta Mh,pod} =$	0,000 kPa
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mh,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mh,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$		
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,h,pod} = A_{\eta Mh,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mh,pod}$	$M_{Ed,h,pod} =$	0,000 kNm/m
• Moment od zemního a vodního tlaku v hlavě stěny	$M_{Ed,h,3} = M_{Ed,h,nad} + M_{Ed,h,pod}$	$M_{Ed,h,3} =$	0,000 kNm/m
• Moment od reakce z nadzemních podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,2} = (N_{Gk2}/G_a + N_{Qk2}/Q_a) \cdot e_2$	$M_{Ed,h,2} =$	0,000 kNm/m
• Moment od stropu podzemního podlaží v hlavě stěny	$M_{Ed,h,1} = (N_{Gk1}/G_a + N_{Qk1}/Q_a) \cdot e_1$	$M_{Ed,h,1} =$	1,771 kNm/m
• Celkový moment v hlavě stěny	$M_{Ed,h} = M_{Ed,h,1} + M_{Ed,h,2} + M_{Ed,h,3}$	$M_{Ed,h} =$	1,771 kNm/m

### 10.10. Moment v patě stěny

		Stanovení A, S >>>	
• Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV		$A_{\eta Mp,nad} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,nad} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,nad} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,nad} = \frac{S_{\eta Mp,nad}}{A_{\eta Mp,nad}}$	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} =$	0,000 kPa
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,nad} = \sigma_{min,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV,y} - \sigma_{min,y})$		
• Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,nad} = A_{\eta Mp,nad} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,nad}$	$M_{Ed,p,nad} =$	0,000 kNm/m
• Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV		$A_{\eta Mp,pod} =$	0,000 m <sup>2</sup>
• Plocha příčinkové čáry		$S_{\eta Mp,pod} =$	0,000 m <sup>3</sup>
• Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny		$y_{T,\eta Mp,pod} =$	0,000 m
• Souřadnice těžiště příčinkové čáry	$y_{T,\eta Mp,pod} = \frac{S_{\eta Mp,pod}}{A_{\eta Mp,pod}}$	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} =$	0,000 kPa
• Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry	$\sigma_{T,\eta Mp,pod} = \sigma_{HPV,y} + \frac{y_{T,\eta Mp,pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max,y} - \sigma_{HPV,y})$		
• Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu	$M_{Ed,p,pod} = A_{\eta Mp,pod} \cdot \sigma_{T,\eta Mp,pod}$	$M_{Ed,p,pod} =$	0,000 kNm/m
• Celkový moment v patě stěny	$M_{Ed,p} = M_{Ed,p,nad} + M_{Ed,p,pod}$	$M_{Ed,p} =$	0,000 kNm/m

10.11. Maximální moment v poli ve svislém směru (pro konzolový náhradní nosník uvažován nulový)

Moment na prostém nosníku

- |  |  |                              |                      |
|--|--|------------------------------|----------------------|
|  |  | Stanovení A, S >>>           |                      |
| • Část zatěžovacího obrazce ležící nad HPV                           |  |                              |                      |
| • Plocha příčinkové čáry   |  | $A_{\eta M0, nad} =$         | 0,861 m <sup>2</sup> |
| • Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny                      |  | $S_{\eta M0, nad} =$         | 1,584 m <sup>3</sup> |
| • Souřadnice těžiště příčinkové čáry                                 | $y_{T, \eta M0, nad} = \frac{S_{\eta M0, nad}}{A_{\eta M0, nad}}$  | $y_{T, \eta M0, nad} =$      | 1,840 m              |
| • Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry | $\sigma_{T, \eta M0, nad} = \sigma_{min, y} + \frac{y_{T, \eta M0, nad} - a}{h_{nad}} \cdot (\sigma_{HPV, y} - \sigma_{min, y})$           | $\sigma_{T, \eta M0, nad} =$ | 6,954 kPa            |
| • Příčinek zatížení nad HPV k celkovému momentu                      | $M_{0, nad} = A_{\eta M0, nad} \cdot \sigma_{T, \eta M0, nad}$   | $M_{0, nad} =$               | 5,988 kNm/m          |
| • Část zatěžovacího obrazce ležící pod HPV                           |  |                              |                      |
| • Plocha příčinkové čáry   |  | $A_{\eta M0, pod} =$         | 0,000 m <sup>2</sup> |
| • Statický moment příčinkové čáry k hlavě stěny                      |  | $S_{\eta M0, pod} =$         | 0,000 m <sup>3</sup> |
| • Souřadnice těžiště příčinkové čáry                                 | $y_{T, \eta M0, pod} = \frac{S_{\eta M0, pod}}{A_{\eta M0, pod}}$  | $y_{T, \eta M0, pod} =$      | 0,000 m              |
| • Pořadnice celkového tlaku na stěnu v místě těžiště příčinkové čáry | $\sigma_{T, \eta M0, pod} = \sigma_{HPV, y} + \frac{y_{T, \eta M0, pod} - a - h_{nad}}{h_{pod}} \cdot (\sigma_{max, y} - \sigma_{HPV, y})$ | $\sigma_{T, \eta M0, pod} =$ | 0,000 kPa            |
| • Příčinek zatížení pod HPV k celkovému momentu                      | $M_{0, pod} = A_{\eta M0, pod} \cdot \sigma_{T, \eta M0, pod}$   | $M_{0, pod} =$               | 0,000 kNm/m          |
| • Celkový moment na prostém nosníku                                  | $M_0 = M_{0, nad} + M_{0, pod}$  | $M_0 =$                      | 5,988 kNm/m          |

Moment na náhradním nosníku odpovídajícím skutečnému uložení stěny

- |  |   |                  |             |
|--|---|------------------|-------------|
| • Moment od zemního a vodního tlaku                | $M_{Ed, s, 3} = M_0 + \frac{M_{Ed, s, 3} (h - y_{V0}) + M_{Ed, p} y_{V0}}{h}$ | $M_{Ed, s, 3} =$ | 5,988 kNm/m |
| • Moment od reakce z nadzemních podlaží            | $M_{Ed, s, 2} = \frac{M_{Ed, s, 2}}{h} \cdot (h - y_{V0})$                    | $M_{Ed, s, 2} =$ | 0,000 kNm/m |
| • Moment od stropu podzemního podlaží              | $M_{Ed, s, 1} = \frac{M_{Ed, s, 1}}{h} \cdot (h - y_{V0})$                    | $M_{Ed, s, 1} =$ | 0,648 kNm/m |
| • Celkový maximální moment v poli ve svislém směru | $M_{Ed, s} = M_{Ed, s, 1} + M_{Ed, s, 2} + M_{Ed, s, 3}$                      | $M_{Ed, s} =$    | 6,636 kNm/m |

10.12. Návrhový moment od zatížení ve svislém směru  $M_{Ed, y} = \max(|M_{Ed, s}|; |M_{Ed, p}|; |M_{Ed, s}|)$   $M_{Ed, y} = 6,636$  kNm/m

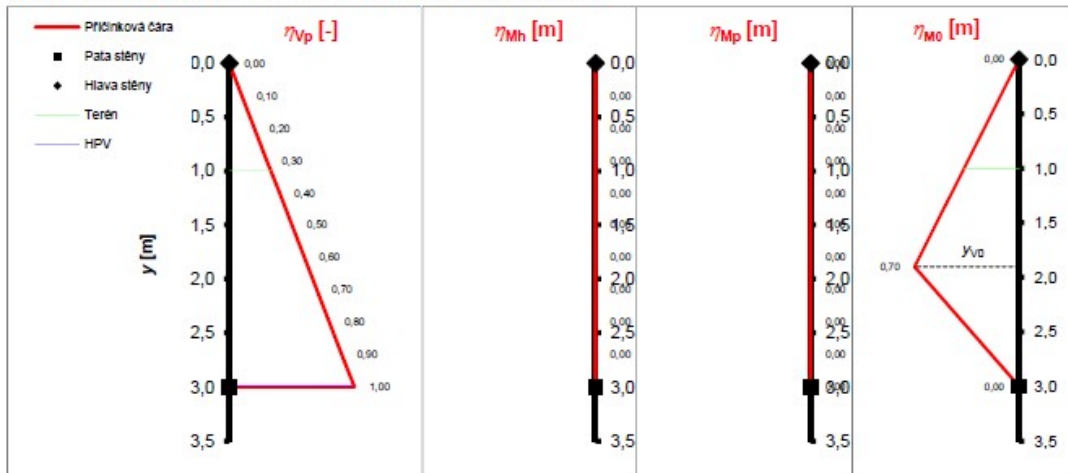
10.13. Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru

(Bere se jako moment na náhradním nosníku od středního zatížení  $\sigma_{mid, x}$ )

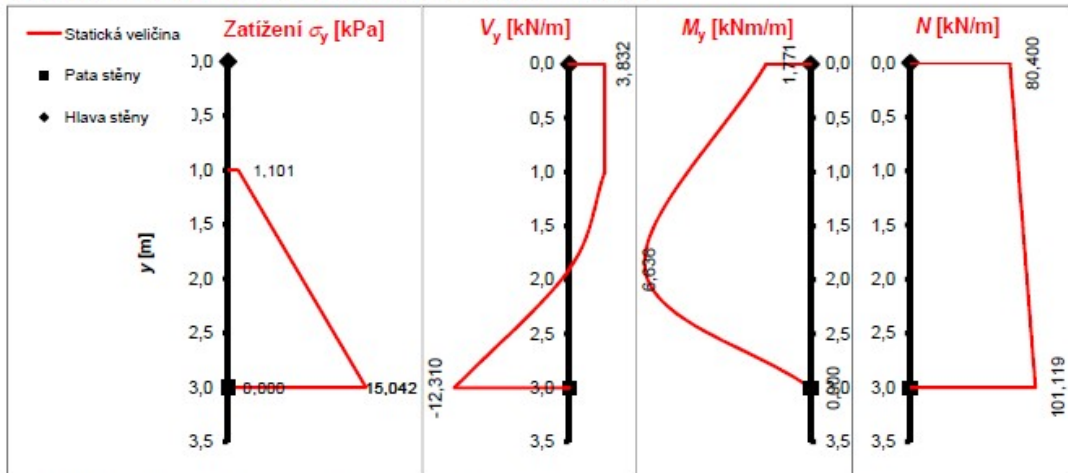
Stanovení momentu >>>
$M_{Ed, x} = 0,372$ kNm/m



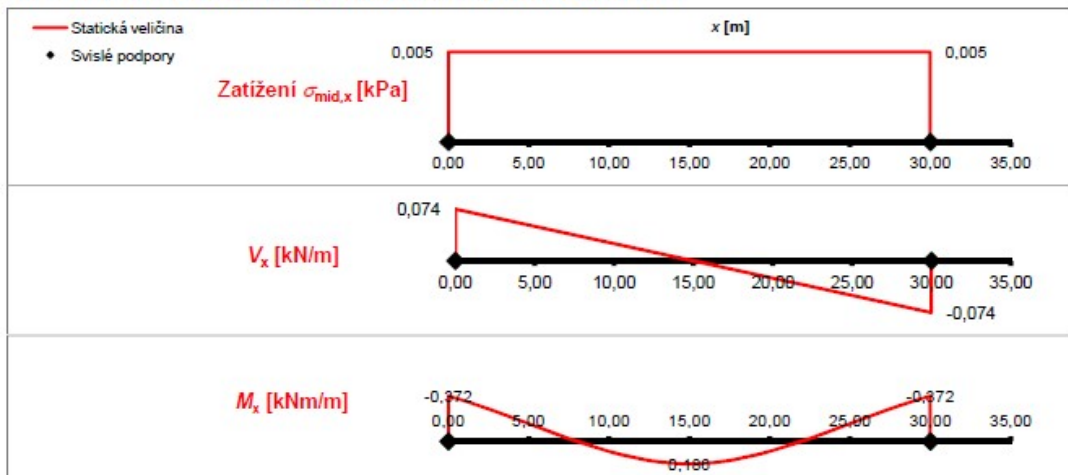
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru



## 11. Excentricita zatížení

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_\infty \gg \gg$

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

$$e_{t,h} = 0,022 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,027 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,061$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,011$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,071 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 5,085$$

$$\Phi_\infty = 1,000$$

$$e_{k,s} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_s = 0,078 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,177$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{ykT}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

## 12. Únosnosti

### 12.1. Smyková únosnost v hlavě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right)$   $l_{c,h} = 0,440 \text{ m}$
- Smyková únosnost v hlavě stěny  $V_{Rd,h} = \frac{f_{vk,h} b l_{c,h}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,h} = 46,309 \text{ kN/m}$

### 12.2. Smyková únosnost v patě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,p} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_p}\right)$   $l_{c,p} = 0,440 \text{ m}$
- Smyková únosnost v patě stěny  $V_{Rd,p} = \frac{f_{vk,p} b l_{c,p}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,p} = 50,076 \text{ kN/m}$

### 12.3. Smyková únosnost ve svistých podporách

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,s} = 0,220 \text{ m}$   
*Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na vyztužení a uložení ve svistých podporách*
  - Stěna je vyztužená prvky MURFOR v ložných oparách  $l_{c,s} \approx d$
  - Stěna není vyztužená, oba svisté okraje jsou kloubově uložené nebo volné  $l_{c,s} \approx t$
  - Stěna není vyztužená, alespoň jeden svistý okraj je vetknutý  $l_{c,s} \approx \frac{t}{2}$
- Smyková únosnost ve svistých podporách  $V_{Rd,s} = \frac{f_{vk,s} b l_{c,s}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,s} = 20,000 \text{ kN/m}$

### 12.4. Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny $V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{dp} b l_{c,p}$

$$V_{Rd,p}' = 27,709 \text{ kN/m}$$

### 12.5. Tlaková únosnost v hlavě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,h} = 1 - 2 \frac{e_h}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,h} = 0,877$
- Tlaková únosnost v hlavě stěny  $N_{Rd,h} = \Phi_{i,h} b t f'_d$   $N_{Rd,h} = 463,820 \text{ kN/m}$

### 12.6. Tlaková únosnost v patě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,p} = 1 - 2 \frac{e_p}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,p} = 0,977$
- Tlaková únosnost v patě stěny  $N_{Rd,p} = \Phi_{i,p} b t f'_d$   $N_{Rd,p} = 516,756 \text{ kN/m}$

### 12.7. Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny

- Zmenšující součinitel
  - Součinitel  $A_1$   $A_1 = 1 - 2 \frac{e_s}{t} \geq 0$   $A_1 = 0,647$
  - Součinitel  $\lambda$   $\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$   $\lambda = 0,161$
  - Součinitel  $u$   $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_s}{t}}$   $u = 0,187$
- $\Rightarrow$  Zmenšující součinitel  $\Phi_{m,s} = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$   $\Phi_{m,s} = 0,635$
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny  $N_{Rd,s} = \Phi_{m,s} b t f'_d$   $N_{Rd,s} = 335,887 \text{ kN/m}$

### 12.8. Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami (nevztužený průřez)

- Průřezový modul na 1 m průřezu
- Obdélníkový průřez  $Z_y = \frac{b t^2}{6}$   $Z_y = 0,032267 \text{ m}^3/\text{m}$
- Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_y = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
- $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
- $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_y = 0,032267 \text{ m}^3/\text{m}$
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami  $M_{Rd,y} = f_{xd1} Z_y$   $M_{Rd,y} = 4,771 \text{ kNm/m}$

### 12.9. Návrhový moment únosnosti při porušení kolmém na ložné spáry

- a) **Nevztužený průřez**
- Průřezový modul na 1 m průřezu
  - Obdélníkový průřez  $Z_x = \frac{b t^2}{6}$   $Z_x = 0,032267 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_x = \text{[ ]} \text{ m}^3/\text{m}$
  - $\Rightarrow$  Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
  - $\Rightarrow$  Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_x = 0,032267 \text{ m}^3/\text{m}$
  - Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x} = f_{xd2} Z_x$   $M_{Rd,x} = 5,867 \text{ kNm/m}$
- b) **Vyztužený průřez**
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x,v} = 15,000 \text{ kNm/m}$
  - Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na skupině zdících prvků
    - Skupina 1 kromě porobetonových prvků  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,4 f_d b d^2)$
    - Skupina 2, 3, 4 a porobetonové prvky skupiny 1  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd} z; 0,3 f_d b d^2)$
  - $\Rightarrow$  Průřez je navržen jako nevztužený, pro posouzení bude tedy uvažována hodnota  $M_{Rd,x} = 5,867 \text{ kNm/m}$

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,310 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 50,076 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 3,832 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 46,309 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,074 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 20,000 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 12,310 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p'} = 27,709 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p'} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,372 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 5,867 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačená

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$$

$$M_{Ed,y} = 6,636 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 4,771 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 80,400 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 463,820 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 93,539 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 335,887 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 101,119 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 516,756 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z klivek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

Grafy mezních rozměrů >>>

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

$$h/t = 6,82$$

$$L/t = 68,18$$

$$(h/t)_{max} = 42,95$$

$$(L/t)_{max} = 120,00$$

**MEZNÍ ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{max} \wedge h/t \leq (h/t)_{max}$

**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

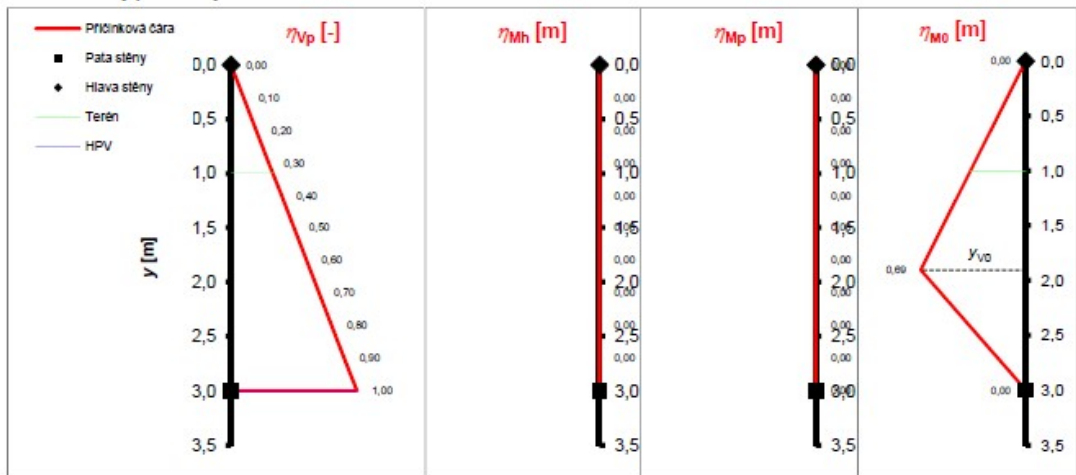
Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP2

POSOUDIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

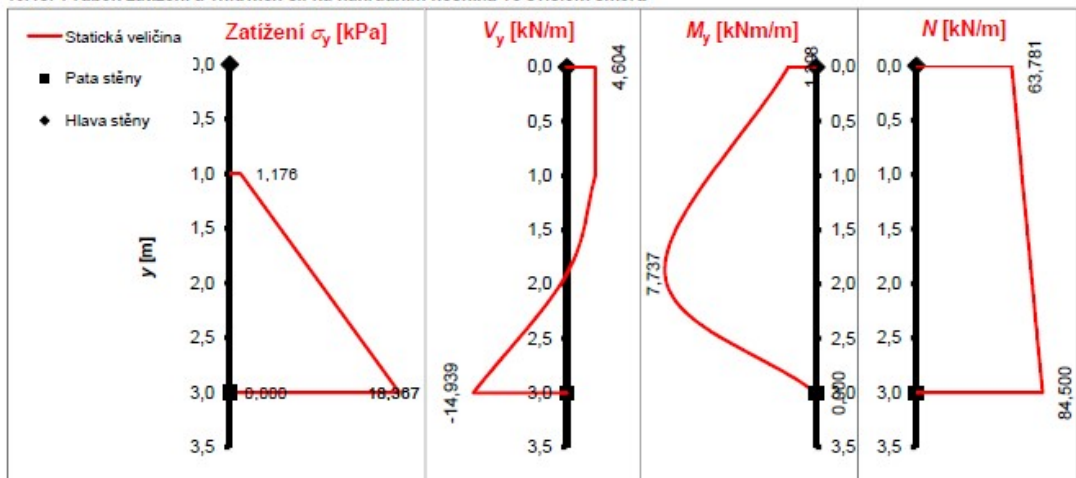
## 8.3 Výpočet návrhového přístupu 1

Změny mezi návrhovým přístupem 1 a 2 jsou patrné z výpočtu první varianty.

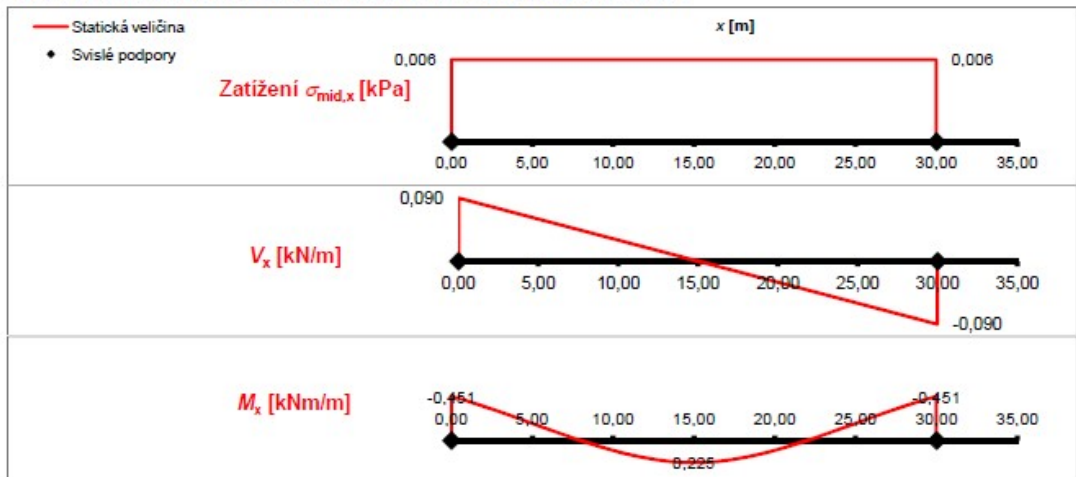
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosníku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosníku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosníku ve vodorovném směru



## 11. Excentricita zatížení

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty}$  >>>

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

$$e_{t,h} = 0,022 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,027 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,061$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,011$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,101 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 0,750$$

$$\rho_{n,s} = 0,746$$

$$h_{ef,s} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,005 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 5,085$$

$$\Phi_{\infty} = 1,000$$

$$e_{k,s} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_s = 0,108 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,245$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohybanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{akt}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačенou konstrukci**

## 12. Únosnosti

### 12.1. Smyková únosnost v hlavě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right)$   $l_{c,h} = 0,440$  m
- Smyková únosnost v hlavě stěny  $V_{Rd,h} = \frac{f_{vk,h} b l_{c,h}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,h} = 46,309$  kN/m

### 12.2. Smyková únosnost v patě stěny

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,p} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_p}\right)$   $l_{c,p} = 0,440$  m
- Smyková únosnost v patě stěny  $V_{Rd,p} = \frac{f_{vk,p} b l_{c,p}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,p} = 50,076$  kN/m

### 12.3. Smyková únosnost ve svislých podporách

- Délka části průřezu vzdorující smyku (tlačené)  $l_{c,s} = 0,220$  m
  - Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na vyztužení a uložení ve svislých podporách
  - Stěna je vyztužená prvky MURFOR v ložných oparách  $l_{c,s} \approx d$
  - Stěna není vyztužená, oba svislé okraje jsou kloubově uloženy nebo volné  $l_{c,s} \approx t$
  - Stěna není vyztužená, alespoň jeden svislý okraj je vetknutý  $l_{c,s} \approx \frac{t}{2}$
- Smyková únosnost ve svislých podporách  $V_{Rd,s} = \frac{f_{vk,s} b l_{c,s}}{\gamma_M}$   $V_{Rd,s} = 20,000$  kN/m

### 12.4. Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny $V_{Rd,p}' = 0,5\sigma_{dp} b l_{c,p}$

$$V_{Rd,p}' = 27,709 \text{ kN/m}$$

### 12.5. Tlaková únosnost v hlavě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,h} = 1 - 2 \frac{e_h}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,h} = 0,878$
- Tlaková únosnost v hlavě stěny  $N_{Rd,h} = \Phi_{i,h} b t f_d$   $N_{Rd,h} = 464,091$  kN/m

### 12.6. Tlaková únosnost v patě stěny

- Zmenšující součinitel  $\Phi_{i,p} = 1 - 2 \frac{e_p}{t} \geq 0$   $\Phi_{i,p} = 0,977$
- Tlaková únosnost v patě stěny  $N_{Rd,p} = \Phi_{i,p} b t f_d$   $N_{Rd,p} = 516,756$  kN/m

### 12.7. Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny

- Zmenšující součinitel
  - Součinitel  $A_1$   $A_1 = 1 - 2 \frac{e_s}{t} \geq 0$   $A_1 = 0,510$
  - Součinitel  $\lambda$   $\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$   $\lambda = 0,161$
  - Součinitel  $u$   $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_s}{t}}$   $u = 0,220$
- => Zmenšující součinitel  $\Phi_{m,s} = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$   $\Phi_{m,s} = 0,498$
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny  $N_{Rd,s} = \Phi_{m,s} b t f_d$   $N_{Rd,s} = 263,386$  kN/m

### 12.8. Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami (nevztužený průřez)

- Průřezový modul na 1 m průřezu
- Obdélníkový průřez  $Z_y = \frac{b t^2}{6}$   $Z_y = 0,032267$  m<sup>3</sup>/m
- Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_y = \text{[ ]}$  m<sup>3</sup>/m
- => Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
- => Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_y = 0,032267$  m<sup>3</sup>/m
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami  $M_{Rd,y} = f_{sd1} Z_y$   $M_{Rd,y} = 4,771$  kNm/m

### 12.9. Návrhový moment únosnosti při porušení kolmém na ložné spáry

- a) Nevztužený průřez
- Průřezový modul na 1 m průřezu
  - Obdélníkový průřez  $Z_x = \frac{b t^2}{6}$   $Z_x = 0,032267$  m<sup>3</sup>/m
  - Nestandardní průřez (např. stěna s pilíři, stěna s výklenky)  $Z_x = \text{[ ]}$  m<sup>3</sup>/m
  - => Zvolil jsi variantu průřezového modulu pro obdélníkový průřez číslo varianty = 1
  - => Pro další výpočet bude tedy uvažována hodnota průřezového modulu  $Z_x = 0,032267$  m<sup>3</sup>/m
  - Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x} = f_{sd2} Z_x$   $M_{Rd,x} = 5,867$  kNm/m
- b) Vyztužený průřez
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry  $M_{Rd,x} = 15,000$  kNm/m
  - Pro výpočet se použije podtržený vztah v závislosti na skupině zdících prvků
    - Skupina 1 kromě porobetonových prvků  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd}; 0,4 f_d b d^2)$
    - Skupina 2, 3, 4 a porobetonové prvky skupiny 1  $M_{Rd,x} = \min(a_s f_{yd}; 0,3 f_d b d^2)$
  - => Průřez je navržen jako nevztužený, pro posouzení bude tedy uvažována hodnota  $M_{Rd,x} = 5,867$  kNm/m

### 13. Posouzení únosnosti stěny

#### 13.1. Smyk v patě stěny

- Smyková síla v patě stěny
- Smyková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,939 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p} = 50,076 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.2. Smyk v hlavě stěny

- Smyková síla v hlavě stěny
- Smyková únosnost v hlavě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,h} = 4,604 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,h} = 46,309 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,h} \leq V_{Rd,h} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.3. Smyk ve svislých podporách

- Smyková síla ve svislých podporách
- Smyková únosnost ve svislých podporách
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,s} = 0,090 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,s} = 20,000 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,s} \leq V_{Rd,s} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.4. Usmyknutí po vrstvě izolace v patě - neposuzuje se, pokud je mu zabráněno

- Smyková síla v patě stěny
- Únosnost na mezi porušení posunutím po izolaci v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$V_{Ed,p} = 14,939 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,p'} = 27,709 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,p} \leq V_{Rd,p'} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,451 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 5,867 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

#### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačena

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$$

$$M_{Ed,y} = 7,737 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 4,771 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Neposuzuje se}$$

#### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 63,781 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 464,091 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 76,953 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 263,386 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 84,500 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 516,756 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezech } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA VYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

### 14. Kontrola mezních rozměrů stěny

Pozn.: Posouzení mezních rozměrů vychází z křivek pro nevytlučené stěny. Tento postup je možno považovat za bezpečný.

- Štíhlostní poměr stěny ve svislém směru
- Štíhlostní poměr ve vodorovném směru
- Mezní štíhlostní poměr ve svislém směru
- Mezní štíhlostní poměr ve vodorovném směru

Grafy mezních rozměrů >>>

$$h/t = 6,82$$

$$L/t = 68,18$$

$$(h/t)_{\max} = 42,95$$

$$(L/t)_{\max} = 120,00$$

**MEZNI ROZMĚRY STĚNY VYHOVÍ**

Podmínka  $L/t \leq (L/t)_{\max} \wedge h/t \leq (h/t)_{\max}$

**STĚNA VYHOVÍ PRO ZVOLENÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP**

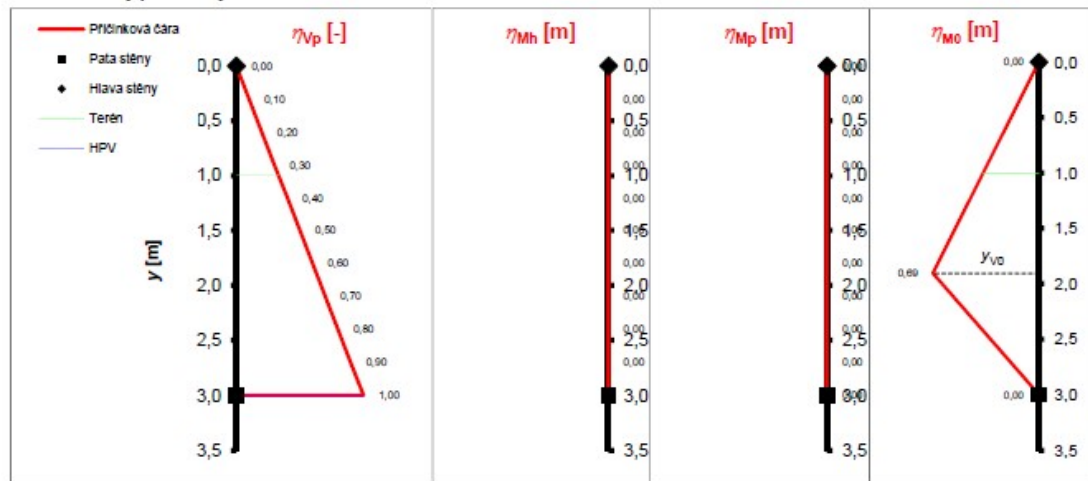
Aktuálně je zvolen návrhový přístup NP1

POSOUDIT PRO DRUHÝ NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP

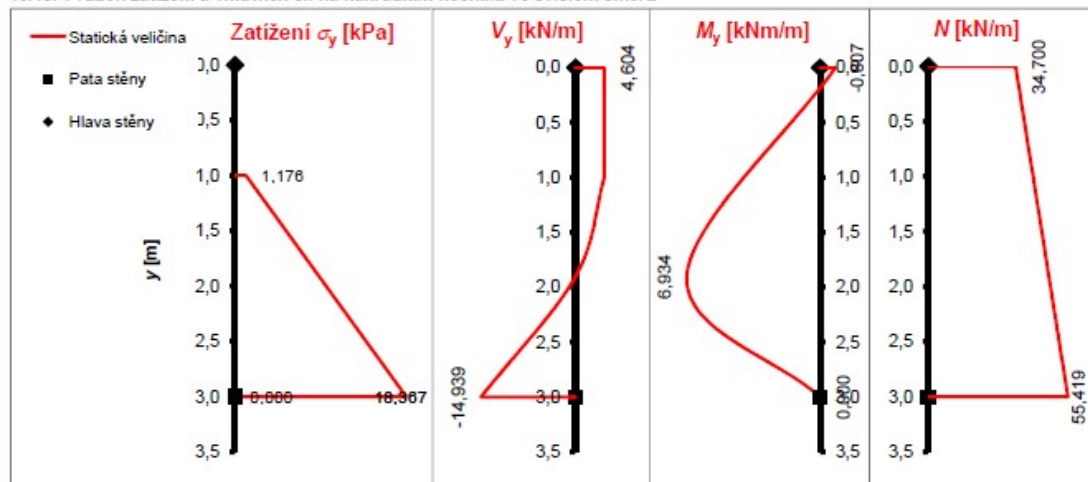


## 8.4 Posouzení bez užitého zatížení pro

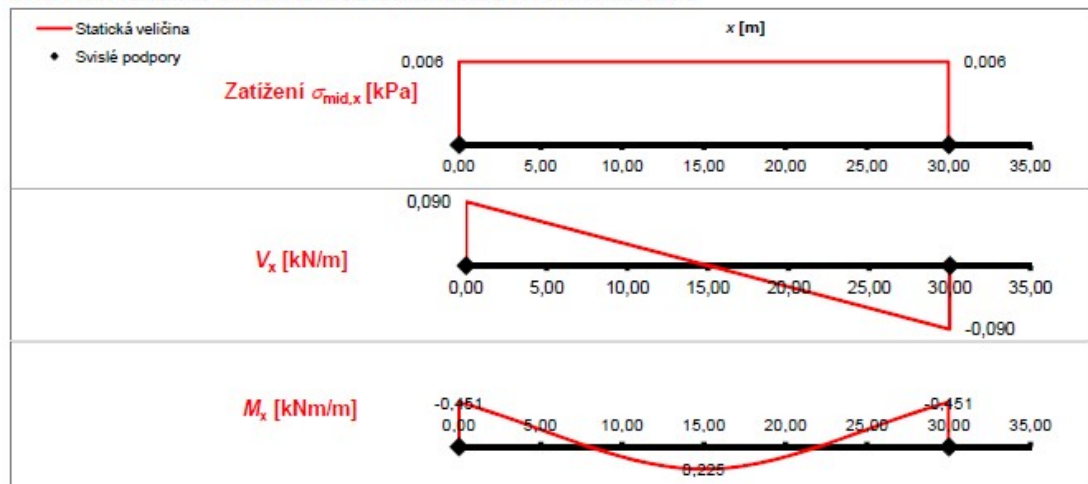
10.14. Průběhy příčkových čar na náhradním nosniku ve svislém směru



10.15. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve svislém směru



10.16. Průběh zatížení a vnitřních sil na náhradním nosniku ve vodorovném směru



## 11. Excentricita zatížení

### 11.1. V hlavě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v hlavě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,h} = \left| \frac{M_{Ed,h}}{N_{Ed,h}} \right|$$

$$h_{ef,h} = \rho_{n,h} h$$

$$e_{a,h} = \frac{h_{ef,h}}{450}$$

$$e_h = e_{t,h} + e_{a,h}$$

$$e_{h,rel} = \frac{e_h}{t}$$

Součinitele  $\rho_2, \rho_n, \Phi_{\infty} \gg \gg$

$$e_{t,h} = 0,023 \text{ m}$$

$$\rho_{2,h} = 0,750$$

$$\rho_{n,h} = 0,746$$

$$h_{ef,h} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,h} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_h = 0,028 \text{ m}$$

$$e_{h,rel} = 0,064$$

### 11.2. V patě stěny

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Celková excentricita v patě stěny
- Relativní excentricita

$$e_{t,p} = \left| \frac{M_{Ed,p}}{N_{Ed,p}} \right|$$

$$h_{ef,p} = \rho_{n,p} h$$

$$e_{a,p} = \frac{h_{ef,p}}{450}$$

$$e_p = e_{t,p} + e_{a,p}$$

$$e_{p,rel} = \frac{e_p}{t}$$

$$e_{t,p} = 0,000 \text{ m}$$

$$\rho_{2,p} = 0,750$$

$$\rho_{n,p} = 0,746$$

$$h_{ef,p} = 2,237 \text{ m}$$

$$e_{a,p} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_p = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{p,rel} = 0,011$$

### 11.3. V místě maximálního momentu v poli

- Excentricita od zatížení
- Počáteční excentricita
  - Součinitel  $\rho_2$
  - Součinitel  $\rho_n$  ( $\rho_3$  nebo  $\rho_4$ )
  - Účinná výška
- => Počáteční excentricita
- Excentricita od účinků dotvarování
  - Štíhlostní poměr
  - Konečná hodnota součinitele dotvarování
- => Excentricita od účinků dotvarování
- Celková excentricita v poli
- Relativní excentricita

$$e_{t,s} = \left| \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} \right|$$

$$h_{ef,s} = \rho_{n,s} h$$

$$e_{a,s} = \frac{h_{ef,s}}{450}$$

$$e_{k,s} = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef,s}}{t} \sqrt{t(e_{t,s} + e_{a,s})}$$

$$e_s = e_{t,s} + e_{a,s} + e_{k,s}$$

$$e_{s,rel} = \frac{e_s}{t}$$

$$e_{t,s} = 0,145 \text{ m}$$

$$\rho_{2,s} = 1,000$$

$$\rho_{n,s} = 0,990$$

$$h_{ef,s} = 2,970 \text{ m}$$

$$e_{a,s} = 0,007 \text{ m}$$

$$h_{ef,s}/t = 6,751$$

$$\Phi_{\infty} = 1,000$$

$$e_{k,s} = 0,003 \text{ m}$$

$$e_s = 0,155 \text{ m}$$

$$e_{s,rel} = 0,352$$

### 11.4. Volba způsobu posouzení v závislosti na excentricitě

Stěnu lze posuzovat jako excentricky tlačnou konstrukci, je-li ve všech průřezích splněna podmínka  
Jinak je nutno posoudit stěnu jako ohýbanou s tím, že nesmí rozhodnout ohybová pevnost  $f_{st}$ .

$$e_{rel} \leq \frac{1}{3}$$

**Stěnu je nutno posoudit jako ohýbanou konstrukci**

### 13.5. Ohyb ve vodorovném směru (porušení kolmo na ložné spáry)

- Návrhový moment od zatížení ve vodorovném směru
- Moment únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry
- POSOUZENÍ:

$$M_{Ed,x} = 0,451 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,x} = 5,867 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,x} \leq M_{Rd,x} \quad \text{VYHOVÍ}$$

### 13.6. Ohyb ve svislém směru (porušení rovnoběžně s ložnými spárami) - neposuzuje se, působí-li kce jako excentricky tlačená

- Návrhový moment od zatížení ve svislém směru
- Moment únosnosti při porušení rovnoběžně s ložnými spárami
- POSOUZENÍ (nesmí rozhodnout ohyb ve svislém směru):

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd,y} \wedge \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}$$

$$M_{Ed,y} = 6,934 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,y} = 4,771 \text{ kNm/m}$$

$$\text{NEVYHOVÍ}$$

### 13.7. Excentrický tlak

- Normálová síla v hlavě stěny
- Tlaková únosnost v hlavě stěny
- Normálová síla v místě maximálního momentu v poli ve svislém směru
- Tlaková únosnost průřezu ve střední pětině výšky stěny
- Normálová síla v patě stěny
- Tlaková únosnost v patě stěny
- POSOUZENÍ:

$$N_{Ed,h} = 34,700 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,h} = 460,889 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,s} = 47,872 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,s} = 139,812 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,p} = 55,419 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd,p} = 516,756 \text{ kN/m}$$

$$\text{ve všech průřezích } N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{VYHOVÍ}$$

**STĚNA NEVYHOVÍ Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI**

Musí vyhovět všechny podmínky

**SUTERÉNNÍ STĚNA Z KONEČNÉHO HLEDISKA NEVYHOVUJE NA KOMBINACI BEZ UŽITNÉHO ZATÍŽENÍ**

## 8.5 Závěr použití cihel plných pálených

Jako třetí řešení jsem zvolil stěnu z cihel plných pálených (CPP). Na rozdíl od ostatních řešení se ve stěně vyskytuje podélná styčná spára, která negativně ovlivňuje charakteristickou (návrhovou) únosnost zdiva v tlaku. Stěna má stejnou šířku jako stěna z prvního řešení, tedy z keramických tvárnic HELUZ. Je tvořena dvěma řadami CPP, kde mezi nimi je výše zmíněná podélná styčná spára, která snižuje charakteristickou únosnost zdiva již zpočátku o 20% (součinitel 0,8).

Jako u jediné z variant jsou zde styčné spáry vyplněné maltou, což má za následek nárůst smykové únosnosti, která je oproti předchozím variantám dvojnásobná. Tlakovou únosnost má však na druhou stranu ze všech nejhorší, což způsobuje výše zmíněná podélná styčná spára.

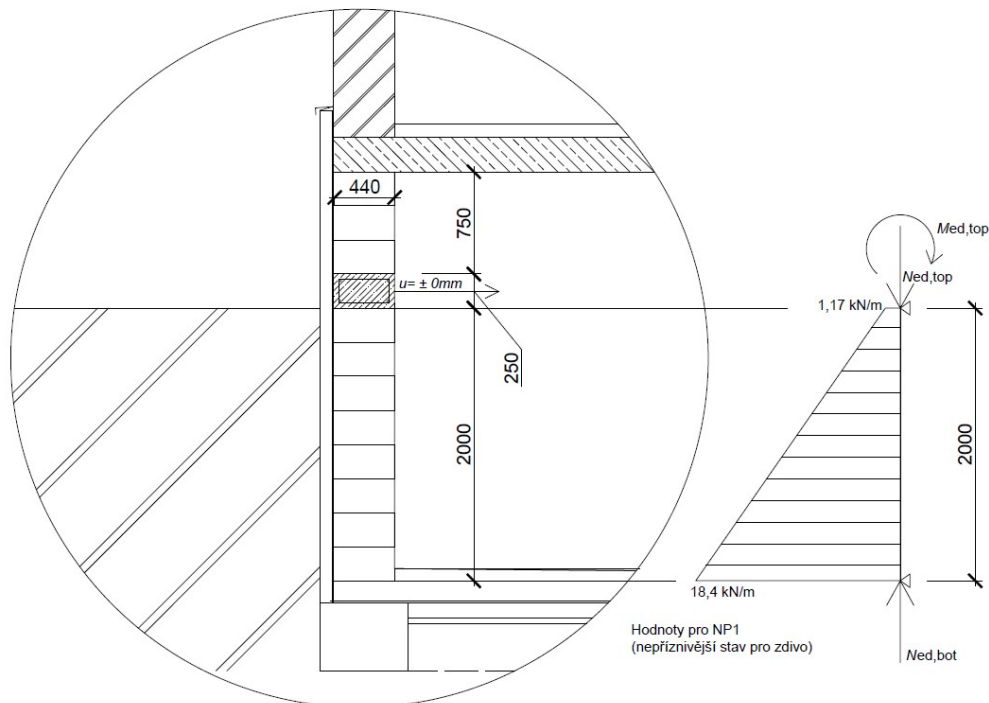
V ohybové únosnosti také i při stejné šířce zdiva, což znamená stejný průřezový modul, dosahuje stěna z cihel plných pálených oproti variantě z keramických tvárnic Heluz menších hodnot. To způsobuje již charakteristická hodnota ohybových pevností, která je u keramických tvárnic vyšší o 50%.

Cena se vzhledem k tomu, že na metr délky zdi je potřeba přibližně 400 cihel, odhaduje celkem na 4 250 Kč při ceně práce za vyzdění jednoho m<sup>2</sup> 350 Kč a ceně jedné tvarovky 8 Kč.

## 9. Suterénní stěna z keramických tvárnic podélně vyztužená železobetonovým věncem

Nevyhovující stěnu z kapitoly 6. Výpočet suterénní stěny z keramických tvárnic zde vyztužím železobetonovým věncem.

### Schéma podélně ztužené suterénní stěny



### Definice materiálů

BETON: C 25/30  $f_{ck}=25$  MPa  $f_{cd}=25/1,5 =16,667$  MPa

OCEL : B500B  $f_{yk}=500$  MPa  $f_{yd}=500/1,15=434,8$  MPa

stěna z keramických tvárnic Heluz family 44 P10 tl. stěny 440 mm s tlakovou pevností:

$f_u = 10$  MPa

na návrhovou maltu pro tenké spáry o pevnosti:

$f_m = 5$  MPa

Stěna je železobetonovým věncem rozdělena na dvě části. Vrchní část je vodorovně zatížena pouze větrem, který zde zanedbám, jelikož zde převládá svislé zatížení.

Spodní část je po celé výšce zatížena zemním tlakem. Posuzována bude na nejvíce nepříznivý návrhový přístup NP1 bez svislého užitého zatížení.

## Posouzení vrchní části suterénní stěny

tloušťka stěny  $t = 0,440$  m

světlá výška stěny  $h = 0,75$  m

Normálová sála v hlavě stěny

$$N_{ed} = (N_{gk1,min} + N_{gk2,min}) \cdot 1,0 + (N_{qk1,min} + N_{qk2,min}) \cdot 0,0$$

$$N_{ed,top} = (31,63 + 12,5)$$

$$N_{ed,top} = 44,13 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,bot} = N_{ed,top} + g_{vl,d} = 44,13 + 0,44 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 6,5 \cdot 1,0 = 46,275 \text{ kN/m}$$

$$N_{ed,bot} = 46,275 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = (N_{gk1,min} \cdot e_1) + (N_{gk2,min} \cdot e_2) \quad e_1 = 0,073 > e_{min} = 0,05$$

$$M_{ed} = (12,5 \cdot 0,073) + (31,63 \cdot 0,00)$$

$$M_{ed,top} = 0,9125 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,bot} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,1/5} = 0,228 \text{ kNm} \text{ (pro lineární rozdělení momentu při uložení kloub-kloub)}$$

### charakteristika zdiva

rozměry zdícího prvku:

délka = 247mm                      šířka = 440 mm                      výška = 249 mm

skupina zdícího prvku:                      3                      (55-70% dutin)

součinitel přetvárnosti zdiva:                       $\alpha =$

pevnost zdícího prvku v tlaku                       $f_u = 10$  MPa

pevnost malty v tlaku                       $f_m = 5$  MPa

součinitel                       $K = 0,5$

(pro pálené cihly a skupinu zdících prvků 3 na maltu pro tenké spáry)

dílčí součinitel spolehlivosti zdiva                       $\gamma_M = 2,0$

(pro zdivo na návrhovou maltu mimo porobeton)

$$\delta = 1,15$$

$$f_b = \delta \cdot f_u = 1,15 \cdot 10 = 11,5 \text{ MPa}$$

$$f_k = K \cdot f_b \cdot f_m \quad f_m = 1 \text{ na maltu pro tenké spáry}$$

$$f_k = 0,5 \cdot 11,5^{0,7} \cdot 1 = 2,76 \text{ MPa}$$

$$f_d = f_k / \gamma_M = 2,76 / 2 = 1,38 \text{ MPa}$$

$\rho_2$  je rovno 1

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 0,75 \cdot 1 = 0,75 \text{ m}$$

### únosnost v hlavě stěny

$$e_1 = e_{f1} + e_a$$

$$e_{f1} = M_{ed,top}/N_{ed,top} = 0,91 / 44,13 = 0,02$$

$$e_a = h_{ef}/450 = 0,002$$

$$e_1 = e_{f1} + e_a = 0,022 < e_{min} = 0,05t = 0,05 \cdot 0,44 = 0,022m$$

$$0,022 < t/3 = 0,44/3 = 0,146 \quad \underline{\text{vyhoví}}$$

$$N_{rd,top} = [1 - 2 \cdot (e/t)] \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{rd,top} = [1 - 2 \cdot (0,022/0,44)] \cdot 1 \cdot 0,44 \cdot 1,38$$

$$N_{rd,top} = 546,5 \text{ kN} > N_{ed,top} = 44,13 \text{ kN/m} \quad \text{průřez vyhovuje}$$

### únosnost ve střední pětině stěny

$$e_2 = e_{f2} + e_a + e_k \quad e_k = 0$$

$$e_{f2} = M_{ed,top}/N_{ed,top} = 0,228 / 46 = 0,005$$

$$e_a = h_{ef}/450 = 0,002$$

$$e_2 = e_{min} = 0,05t = 0,05 \cdot 0,44 = 0,022m$$

$$e_2 = 0,022 < t/3 = 0,44/3 = 0,146 \quad \underline{\text{vyhoví}}$$

$$N_{rd,1/5} = [1 - 2 \cdot (0,022/0,44)] \cdot 1 \cdot 0,44 \cdot 1,38$$

$$N_{rd,top} = 546,5 \text{ kN/m} > N_{ed,top} = 46 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{únosnost ve střední pětině stěny}} \quad \text{průřez vyhovuje}$$

$$N_{rd,bot} = 546,5 \text{ kN/m} > N_{ed,top} = 46,27 \text{ kN/m} \quad \text{průřez vyhovuje}$$

**Vrchní část suterénní stěny VYHOVUJE**

# Posouzení spodní části suterénní stěny zatížené zemním tlakem

## VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL



$$-2,5 - 1,17 \cdot 2 \cdot 1 - (18,4 - 1,17) \cdot 2 / 2 \cdot 1,3333 + 2B = 0$$

(moment 2,5 kNm od min. excentricity beru na nebezpečnější straně)

$$B = 13,9 \text{ kN} < +$$

$$13,9 + A - 1,17 \cdot 2 - (18,4 - 1,17) \cdot 2 / 2 = 0$$

$$A = 5,67 \text{ kN}$$

nulová hodnota posouvající síly z rovnice :

$$5,67 - x \cdot 1,1 - (x \cdot (17,23 \cdot x) / 2) / 2 = 0$$

$$x = 1,027 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -2,5 - 5,67 \cdot 1,027 + 1,17 \cdot 1,027^2 / 2 + ((10,398 \cdot 1,027) / 2) \cdot 1,027 / 3 = -5,88 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{ed,top}} = 46,27 + 0,25 \cdot 1,0 \cdot 44,25 = 49 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,bot}} = 49 + 0,44 \cdot 1,2 \cdot 6,5 = 56,38 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed,top}} = 2,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ed,bot}} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ed,maxmax}} = 5,88 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{ed,maxmax}} = 51,93 \text{ kN}$$

### Excentricity zatížení

#### hlava stěny

$$e_h = e_{f,1} + e_a = M_{\text{ed}} / N_{\text{ed}} + h_{\text{ef}} / 450$$

$$e_h = 2,5 / 49 + 2 / 450 = 0,055 \text{ m} \quad e_{h,\text{rel}} = e_h / t = 0,125 < 0,333$$

#### pata stěny

$$e_p = M_{\text{ed,bot}} / N_{\text{ed,bot}} + h_{\text{ef}} / 450$$

$$e_p = 0 + 0,00444 = 0,0044 \text{ m} \quad e_{p,\text{rel}} = 0,01 < 0,333$$

#### v místě max. momentu

$$e_s = M_{\text{ed,mm}} / N_{\text{ed,mm}} + h_{\text{ef}} / 450$$

$$e_s = 5,88 / 51,93 + 0,0044 = 0,117 \quad e_{s,\text{rel}} = 0,117 / 0,44 = 0,266 < 0,333$$

**Stěnu je možné posoudit jako excentricky tlačnou**

## Posouzení únosnosti stěny

### Ohyb ve vodorovném směru (při porušení kolmo na ložné spáry)

-neposuzují, dle vnitřních sil zajisté vyhoví.

**Ohyb ve svislém směru** se díky splnění podmínky maximální relativní excentricity neposuzuje

### Excentrický tlak

#### Tlaková únosnost v hlavě stěny

$$N_{rd,top} = [1-2(e_h/t)] \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{rd,top} = 455,4 \text{ kN} > N_{ed,top} = 49 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

#### Tlaková únosnost v patě stěny

$$N_{rd,bot} = [1-2(e_p/t)] \cdot b \cdot t \cdot f_d =$$

$$N_{rd,bot} = 606 \text{ kN} > N_{ed,bot} = 56,38 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

#### Tlaková únosnost ve střední pětina výšky

zmenšující součinitele

$$E_y = 2\,761,8 \text{ MPa} ; f_k = 2,76 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot e_s/t = 1 - 2 \cdot (0,117/0,44) = 0,468$$

$$\lambda = \frac{h_{ef,s}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E_y}}$$

$$\lambda = 2/0,44 \cdot \sqrt{\frac{2,76}{2\,761,8}} = 0,144$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_s}{t}}$$

$$u = (0,144 - 0,063) / (0,73 - 1,17 \cdot (0,117/0,44)) = 0,193$$

$$N_{rd,1/5} = A_1 \cdot e^{\frac{-u^2}{2}} \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0,468 \cdot 0,117^{(-0,018)} \cdot 1,044 \cdot 1,38$$

$$N_{rd,1/5} = 295,36 \text{ kN} > N_{ed, \max} = 51,93 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

#### Smyková únosnost v hlavě stěny

délka tlačené části

$$l_{c,h} = t - \max\left(0, \frac{t}{2} - \frac{t^2}{12e_h}\right) = 0,440 \text{ m} = l_{c,p}$$

$$V_{rd,h} = f_{vk,h} \cdot b \cdot l_{c,h} / 2$$

$$f_{vk,0} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{d,h} = (N_{ed,top}/t \cdot b) = 49/1,044 = 0,111 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{d,p} = (N_{ed,bot}/t \cdot b) = 56,38/1,044 = 0,128 \text{ MPa}$$

$$f_{vk,h} = 0,5 f_{vk,0} + 0,4 \sigma_{d,h} = 0,1944 \text{ MPa}$$

$$f_{vk,p} = 0,5 f_{vk,0} + 0,4 \sigma_{d,p} = 0,201 \text{ MPa}$$



$$V_{rd,h} = (f_{vk,h} \cdot b \cdot l_{c,h}) / 2$$

$$V_{rd,h} = 0,1944 \cdot 1.0,44 / 2$$

### **Smyk v hlavě stěny**

$$V_{rd,h} = 42,768 \text{ kN} > V_{ed,h} = 5,67 \quad \text{vyhovuje}$$

### **Smyk v patě stěny**

$$V_{rd,p} = (f_{vk,p} \cdot b \cdot l_{c,p}) / 2$$

$$V_{rd,p} = 0,201 \cdot 1.0,44 / 2 = 44,2 \text{ kN}$$

Při uložení na izolaci je však únosnost

$$V_{rd,p'} = 0,5 \cdot \sigma_{d,p} \cdot b \cdot l_{cp}$$

$$V_{rd,p'} = 0,5 \cdot 0,128 \cdot 0,44$$

$$V_{rd,p'} = 28,16 \text{ kN} > V_{ed,p} = 13,9 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

**Suterénní stěna z tvárnic Heluz family 44 P10  
vyztužená železobetonovým věncem VYHOVUJE**

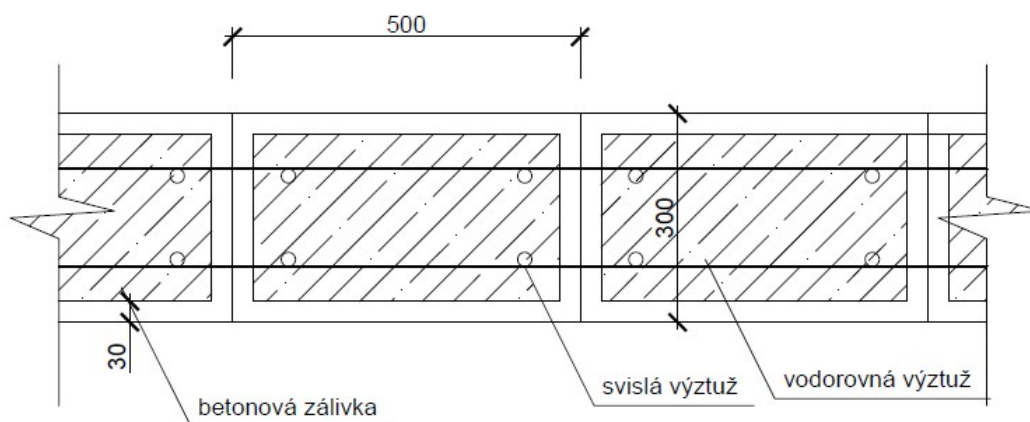
## 10. Stěna z tvárnice ztraceného bednění

Jedná se o betonové tvarovky různých velikostí a typů. Skládají se stejně jako ostatní tvarovky na suchou vazbu, nebo se spojují zdící maltou. Většinou se však posléze i vyztužují, pokud se nejedná výhradně o tlačenu konstrukci. Tvarovky nejsou určeny pro provádění bez zálivky, která se tedy aplikuje vždy i bez vyztužení. Při provádění stěn se tvarovky zpravidla vyztužují ve svislém i vodorovném směru. Pro tuto variantu je však nutné vybírat tvarovky, které umožní ukládání vodorovné výztuže.

Tvarovky ztraceného bednění lze použít pro výstavbu plotů, opěrných konstrukcí, základů a stěn.

Jejich hlavní výhodou je, že pro beton tvoří zároveň i bednění. Výslednou konstrukci musíme hodnotit jako železobetonovou, ne zděnou. Výpočet se proto provádí stejně jako u železobetonové konstrukce dle normy ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí. Při výběru tvarovek je vhodné brát v potaz jejich pevnost, která by měla být podobná jako pevnost zálivkového betonu.

### Schéma



### Materiály

BETON: C 20/35  $f_{ck}=20$  MPa  $f_{cd}=25/1,5 =13,333$  MPa

OCEL : B500B  $f_{yk}=500$  MPa  $f_{yd}=500/1,15=434,8$  MPa

Tvárnice ztraceného bednění DEK 30 (300x250x500; š.v.l)

### Vnější síly

-Kombinace 6.10 pro maximální zatížení působící na suterénní stěnu.

$$F_2 = N_{gk2,max} + N_{qk2,max}$$

$$F_1 = N_{gk1,max} + N_{qk1,max}$$

$$N_{ed} = (N_{gk1,max} + N_{gk2,max}) * 1,35 + (N_{qk1,max} + N_{qk2,max}) * 1,5$$

$$N_{gk1,max} = 25,2 \text{ kN}$$

$$N_{qk1,max} = 12,2 \text{ kN}$$

$$N_{gk2,max} = 64,03 \text{ kN}$$

$$N_{qk2,max} = 16,17 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (25,2 + 64,03) * 1,35 + (12,2 + 16,17) * 1,5$$

$$N_{ed,top} = 163,015 \text{ kN}$$

$$N_{ed,bot} = N_{ed,top} + g_{vl,d} = 163,015 + 0,2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,35$$

$$N_{ed,bot} = 183,265 \text{ kN}$$

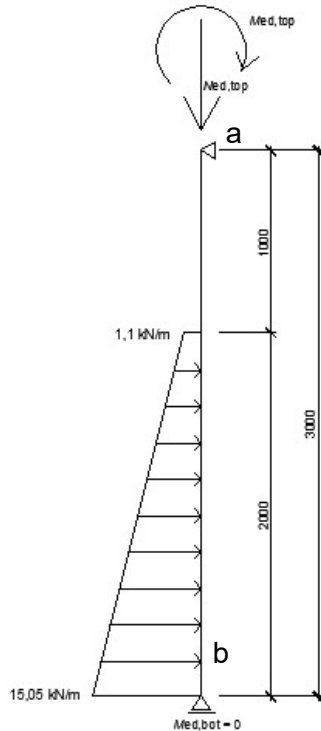
$$M_{ed} = (N_{gk1,max} \cdot 1,35 + N_{qk1,max} \cdot 1,5) \cdot e_1 + (N_{gk2,max} \cdot 1,35 + N_{qk2,max} \cdot 1,5) \cdot e_2$$

$$M_{ed} = (25,2 \cdot 1,35 + 12,2 \cdot 1,5) \cdot 0,05 + (64,03 \cdot 1,35 + 16,17 \cdot 1,5) \cdot 0,07$$

$$M_{ed} = 2,616 + 7,75$$

$$M_{ed} = 10,366 \text{ kNm}$$

-Schéma zatížení



$$Q_1 = 1,1 \cdot 2 = 2,2 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 13,9 \cdot 2 / 2 = 13,9 \text{ kN}$$

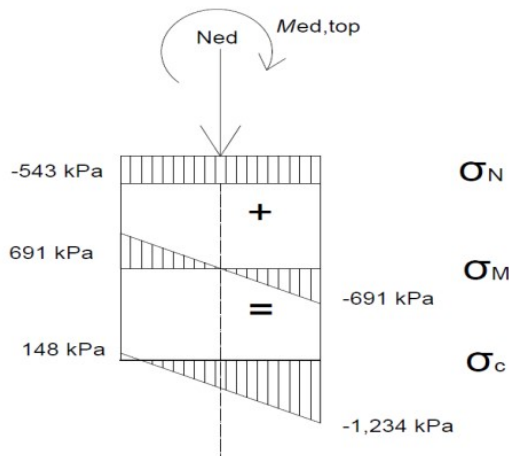
Kladný směr reakcí A a B uvažují doleva

$$\sigma_{x,N} = N/A = -163 / 0,3 \cdot 1 = -543 \text{ kPa} \text{ od normálové síly}$$

$$\sigma_{x,M} = \pm M/W = M_{ed,top} / 1/6 bh^2 = 10,366 / 1/6 \cdot 1,0 \cdot 0,3^2 \text{ od momentu}$$

$$\sigma_{x,M} = 691,066 \text{ kPa} ; \sigma_{x,M} = -691,066 \text{ kPa}$$

Napětí nevztyženého průřezu ( $W_y$ , nikoliv  $W_{y,eff}$  s vlivem výztuže)



Stanovení, zda na konstrukci vzniká tah

Posoudím průřez s vyztužením betonářskou výztuží

## VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL



$$10,366 - 2,2 \cdot 2 - (15,05 - 1,1) \cdot 2/2 \cdot (1,3333 + 1) + 3B = 0$$

$$B = 8,86 \text{ kN} < +$$

$$8,86 + A - 1,1 \cdot 2 - (15,05 - 1,1) \cdot 2/2 = 0$$

$$A = 7,3 \text{ kN}$$

nulová hodnota posouvající síly z rovnice :

$$7,3 - x \cdot 1,1 - (x \cdot (13,95 \cdot x) / 2) / 2 = 0$$

$$x = 1,297 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 10,366 - 7,3 \cdot 2,297 + 1,1 \cdot 1,297^2 / 2 + ((9,046 \cdot 1,297) / 2) \cdot 1,297 / 3 = -2,94 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = -0,703 \cdot 8,86 + 1,1 \cdot 0,703^2 / 2 + 9,046 \cdot 0,703^2 / 2 + (4,9 \cdot 0,703) / 2 \cdot (2/3) \cdot 0,703 = -2,9$$

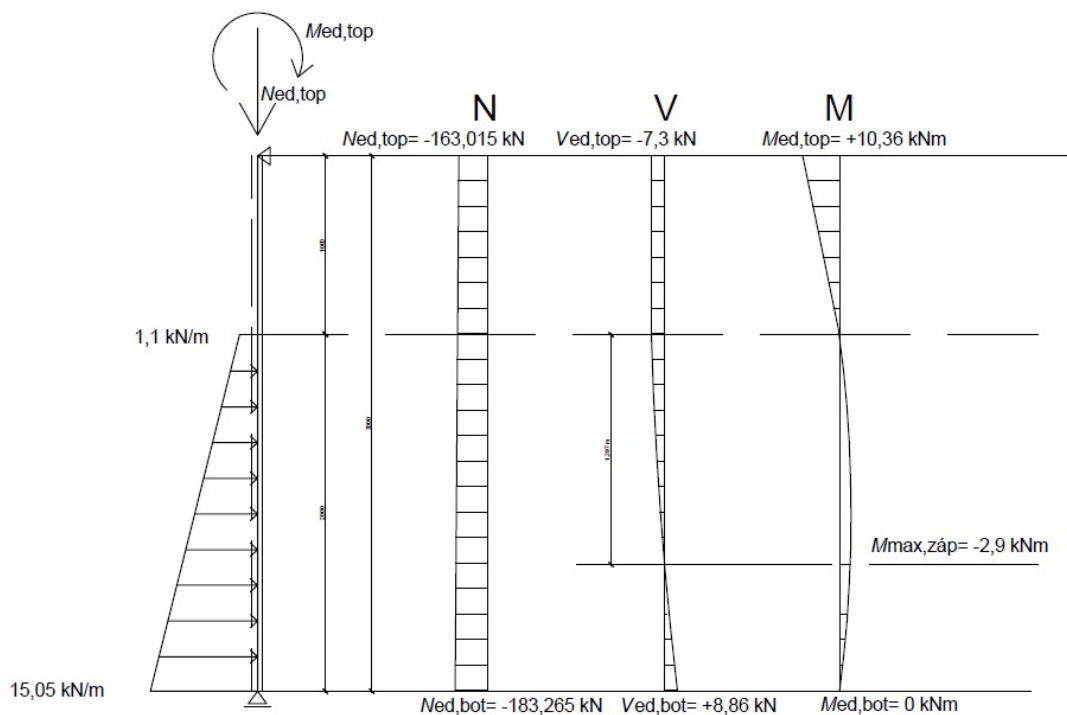
$$N_{\text{ed,top}} = 163,015 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,bot}} = 183,265 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ed,top}} = 10,366 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,p} = -2,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ed,maxmax}} = 5,88 \text{ kNm}$$



### Stanovení štíhlosti stěny

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

kde  $l_0$  je účinná délka průřezu, která se na prostém nosníku rovná jeho délce.  $i$  je poloměr setrvačnosti průřezu vůči ohýbané ose na 1 běžný metr.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$I_y = 1/12 bh^3 = 1/12 * 1 * 0,3^3 = 2,25 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A = 0,3 * 1 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{0,00225}{0,3}} = 0,0866 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3}{0,08667} = 34,6$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4C}{\sqrt{n}}$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 * 1,7}{\sqrt{0,04075}}$$

$$n = \frac{Ned}{Ac * f_{cd}} = \frac{163}{0,3 * 13333} = 0,04075$$

$$\lambda_{lim} = 129,7$$

$$r_m = M_1 / M_2$$

$$M_2 = \max(M_{top} / M_{bot}) = 15$$

$$\underline{\lambda_{lim}} > \underline{\lambda}$$

$$r_m = 0$$

$$M_1 = \min(M_{top} / M_{bot}) = 0$$

**průřez lze posuzovat jako masivní**

## NÁVRH SVISLÉ VÝZTUŽE STĚNY

Dle vnitřních sil usuzuji, že stěnu vyztužím pouze dle konstrukčních zásad podle EN 1992-1-1 minimální plochou ohybové výztuže, kterou následně posoudím.

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c = 0,002 * 0,3 * 1 = 600 \text{ mm}^2$$

$$s_{max} = \min(3h; 400) = \max(3 * 200; 400) = 400 \text{ mm}$$

**NÁVRH 8 prutů o průměru 10 mm ; s = 250 mm < s<sub>max</sub>**

$$A_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2 ; A_{s,w1} = 314 \text{ mm}^2 ; A_{s,w2} = 314 \text{ mm}^2$$

BETON:	C 20/25	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 25 / 1,5 = 13,333 \text{ MPa}$
--------	---------	---------------------------	--

OCEL :	B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$
--------	-------	----------------------------	---

pevnost tvarovek	$f_{ck} = 15 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 15 / 1,5 = 10 \text{ MPa}$
------------------	---------------------------	--------------------------------------

## POSOUZENÍ VÝZTUŽE STĚNY

stanovení krytí výztuže:

Stupěň prostředí: XC3

Konstrukční třída : S4

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nmo} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} = \max\{10; 25; 10\}$$

$$c_{min} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom}=35\text{mm}$$

základní veličiny pro výpočet:

$$d_1=d_2=c+\phi_{st}+0,5\phi=35+10+0,5\cdot 10=50\text{mm}$$

$$d=h-t-d_1=300-30-50=220\text{mm}; t \text{ je tloušťka stojin tvárnic (nebere se jako krytí)}$$

$$z_1=z_2=0,5h-d_1=150-50=100\text{mm}$$

$$\text{Výztuž u jednoho povrchu: } A_{s,w1}=A_{s,w2}=314\text{mm}^2$$

Bod 0 interakčního diagramu (dostředný tlak)

$$N_{Rd0}=b\lambda\eta f_{cd}+\sum A_s\sigma_s=1\cdot 0,3\cdot 1\cdot 10\,000+0,000628\cdot 400\cdot 10^3$$

$$N_{Rd0}=3\,251\text{ kN}$$

$$\varepsilon_s=\varepsilon_{c3}E_s=0,002\cdot 200\,000=400\text{MPa}$$

$$M_{Rd0}=0\text{ kNm}$$

Bod 1 interakčního diagramu

$$N_{Rd1}=b\lambda d\eta f_{cd}+A_{s2}f_{yd}=1\cdot 0,8\cdot 0,220\cdot 10\,000+0,000304\cdot 434\,800$$

$$N_{Rd1}=1\,924\text{ kN}$$

(1 687 kN)

$$M_{Rd1}=b\lambda d\eta f_{cd}0,5(h-\lambda d)+A_{s2}f_{yd}z_2$$

$$M_{Rd1}=1\cdot 0,8\cdot 0,220\cdot 1\cdot 10\,000\cdot 0,5\cdot (0,3-0,8\cdot 0,220)+0,000314\cdot 434\,800\cdot 0,100$$

$$M_{Rd0}=122,43\text{ kNm}$$

Bod 2 interakčního diagramu

$$N_{Rd,2}=b\lambda\xi_{bal,1}d\eta f_{cd}+A_{s2}f_{yd}-A_{s1}f_{yd}=b\lambda\xi_{bal,1}d\eta f_{cd}$$

$$N_{Rd,2}=1\cdot 0,8\cdot 0,617\cdot 0,220\cdot 1\cdot 10\,000=1\,105\text{ kN}$$

$$\xi_{bal,1}=0,617 \text{ pro } f_{yd}=434\,800\text{ kPa}; x_{bal,1}=\xi_{bal,1}\cdot d=0,617\cdot 0,220=0,138$$

$$\varepsilon_{s2}=0,0035(1-46/138)=0,00233; \varepsilon_{yd}=f_{yd}/E_s=434,8/200\,000=0,00217$$

$$\sigma_{s2}=f_{yd}=434,8\text{ MPa}$$

$$M_{Rd1}=b\lambda\xi_{bal,1}d\eta f_{cd}0,5(h-\lambda\xi_{bal,1}d)+A_{s2}\sigma_{s2}z_2+A_{s1}\sigma_{s2}z_1$$

$$M_{Rd1}=1\cdot 0,8\cdot 0,617\cdot 0,220\cdot 1\cdot 10\,000\cdot 0,5\cdot (0,3-0,8\cdot 0,617\cdot 0,220)+2(0,000314\cdot 434\,800\cdot 0,100)$$

$$M_{Rd2}=133,12\text{ kNm}$$

Bod 3 interakčního diagramu

$$N_{Rd3}=0\text{ kN}$$

$$M_{Rd3}=F_{s1}(d-0,5\lambda x)$$

$$x=F_{s1}/0,8\cdot b\cdot f_{cd}=(0,000314\cdot 434\,800)/0,8\cdot 1\cdot 10\,000=0,017\text{m}$$

$$M_{Rd3}=0,000314\cdot 434\,800(0,220-0,5\cdot 0,8\cdot 0,017)=29,65\text{ kNm}$$

(bez započítání tlakové výztuže na tlačené straně průřezu)

Bod 4 interakčního diagramu

$$N_{Rd4} = F_{s1} = F_{s2} = A_{sw,1} \cdot f_{yd} = A_{sw,2} \cdot f_{yd} = 0,000314 \cdot 434800$$

$$N_{Rd4} = 136,52 \text{ kN}$$

$$M_{Rd4} = F_{s1} \cdot z_1 = 136,52 \cdot 0,104$$

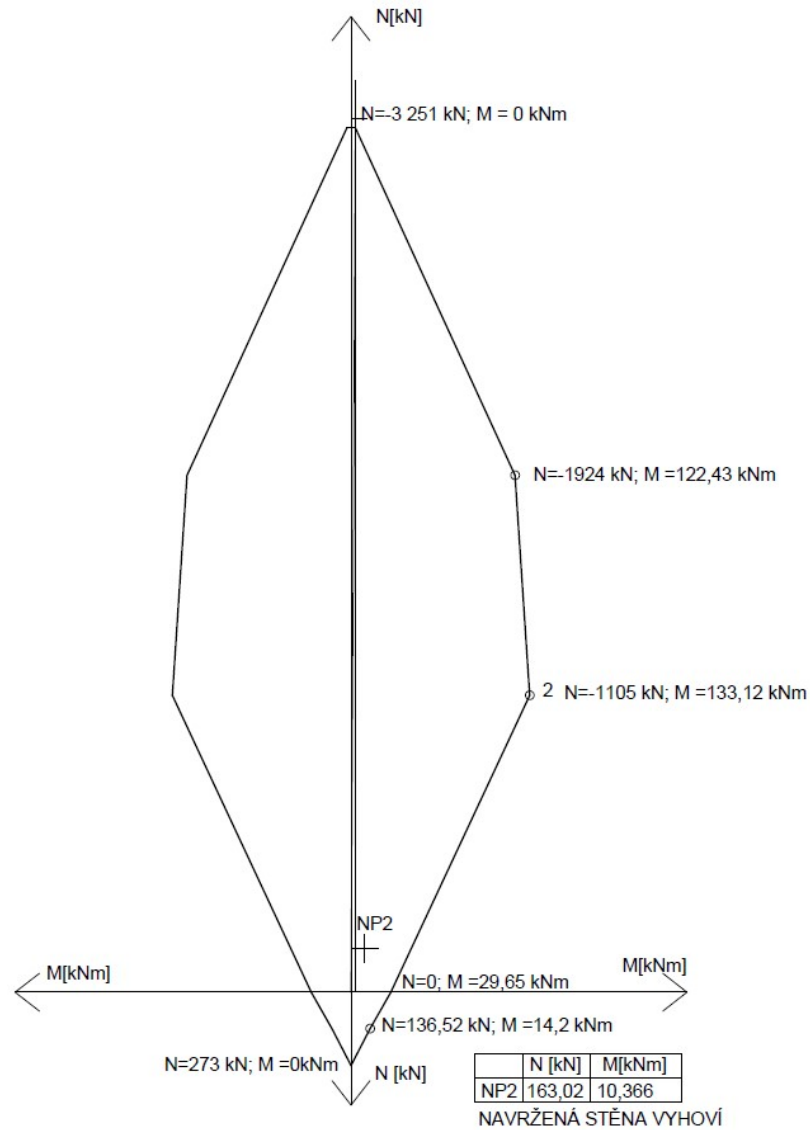
$$M_{Rd4} = 14,2 \text{ kNm}$$

Bod 5 interakčního diagramu

$$N_{Rd5} = F_{s1} + F_{s2} = 0,000314 \cdot 434800 \cdot 2$$

$$N_{Rd5} = 273 \text{ kN}$$

Při posouzení jsem použil menší ze dvou návrhových pevností betonu, tedy pevnost v tlaku tvárnice ztraceného bednění



Vytvořeno ve výukovém produktu společnosti AUTODESK

$$M_0 = N \cdot e_0 = 163,02 \cdot 0,02 = 3,26 \text{ kNm}$$

Únosnost je dostačující i za podmínky zanedbání působení tlačené výztuže v bodě 3.

## NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE STĚNY

Plocha vodorovné výztuže na každé straně stěny má být nejméně 25% z plochy výztuže podélné. Minimálně však 0,1% plochy betonu. Pro maximální vzdálenost platí 400mm.

$$A_{s,k} > 0,25 A_{sw,1}$$

$$A_{s,k} > 0,25 \cdot 314 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,k} > 0,1\% A_c$$

$$A_{s,k} > 0,001 \cdot 300 \cdot 1000 = 300 \text{ mm}^2$$

**NÁVRH 8 prutů o průměru 10mm ; s= 250 mm < s<sub>max</sub> = 400 mm**

**s plochou výztuže  $A_{s,k} = 628 \text{ mm}^2$  > 0,1%  $A_c$  splněno**

**> 0,25  $A_{sw,1}$  splněno**

**VÝKRES VÝZTUŽE TVÁRNIC ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ JE V KAPITOLE 15. PŘÍLOHY**

### Smyková únosnost v patě stěny

$$V_{rd,p} = 0,5 \cdot (F/A) \cdot t = 0,5 \cdot 182/0,28 \cdot 0,28$$

$$V_{rd,p} = 91 \text{ Kn} \quad \text{VYHOVUJE}$$



## 10.1 Zhodnocení použití vyztužených tvárnic ztraceného bednění DEK

Výsledek použití ztraceného bednění je téměř totožný s železobetonovou suterénní stěnou.

Vypovídá o tom vysoká rezerva únosnosti v tlaku i s použitím betonu nižší pevnosti. Pevnosti v ohybu jsou díky betonářské výztuži také vysoké.

Výhody a nevýhody sdílí s variantou železobetonové suterénní stěny. K výhodám tedy patří vysoká pevnost tlaku a ohybu a také životnost konstrukce. K nevýhodám patří vyšší tepelná prostupnost, pracnost, mokrý proces a kvůli němu i doba trvání provádění konstrukce.

Mezi variantou monolitické železobetonové suterénní stěny a stěny z tvarovek ztraceného bednění je jeden zásadní rozdíl a tím je pracnost, s tou pak také souvisí výsledná cena konstrukce. Cena za tvarovky a za práci vyzdění převyšuje hodnotu bednění. Celková cena je tak vyšší zhruba o 30% oproti variantě monolitické železobetonové stěny, což v celkovém měřítku stěny není zanedbatelná hodnota.

Cena za tvarovku ztraceného bednění DEK 30 se pohybuje kolem 31 Kč za kus. Na metr délky mé suterénní stěny je jich potřeba 24, což je zhruba 744 korun. Přičtu-li k této hodnotě cenu za vyzdění 350 Kč/m<sup>2</sup>, je výsledná hodnota 1800 Kč (hodnota bednění ve variantě železobetonové stěny byla 600 Kč na metr délky). Cena za výplň a betonářskou výztuž je zhruba 4500 Kč pokud nepočítám cenu bednění, které zde tvoří tvarovky. Výsledná cena za metr délky stěny je tedy 6 300 Kč. Jedná se tedy o jednu z dražších variant.

## 11. Shrnutí vhodnosti zdiva pro řešený objekt

Je zřejmé, že zděná varianta suterénní stěny bez ztužení ve svislé rovině, při vysoké výšce stěny a při jejím nedostatečném zatížení je variantou nevhodnou. V těchto případech je lepší použití železobetonu, zejména v případě vysokého vodorovného zatížení, například od sypkých zemin, osamělých břemen v blízkosti stěny a v neposlední řadě také za přítomnosti hladiny spodní vody. Další možností je použití betonových tvárnic ztraceného bednění s vyztužením, které však s klasickou zděnou variantou nelze příliš srovnávat.

Tlaková únosnost je využita jen minimálně, vždy kolem 20 procent. Naopak návrhové momenty od zatížení ve svislém směru jsou vždy vyšší, než momenty únosnosti při porušení kolmo na ložné spáry. V případech, kdy stěna vyhoví pouze díky splnění podmínky relativní excentricity, se tento fakt opomíjí a konstrukce je posuzována jako bezpečná.

Toto se mi však zdá velice nebezpečné zejména tehdy, pokud relativní excentricita hodnoty 1/3 téměř dosahuje. Pokud by totiž došlo k porušení ohybem ve svislém směru, objekt podporovaný touto stěnou by se zhroutil.

### 11.1 Vlastnosti prvků ovlivňující únosnost zdiva

Z předchozích výpočtů vyplývá, že pevnost zdiva v tlaku a tahu je závislá na:

- vazbě cihel ve zdivu. Vazba je u zdiva velmi důležitá, jelikož zajistí spolupůsobení jednotlivých tvarovek.

- pevnosti cihel v tlaku a tahu

- rozměrech tvarovek

- pevnosti malty, tloušťce její vrstvy a neméně také závisí na její kategorii.

- poměru svislého děrování, jinak řečeno na skupině zdících prvků

- dalších vlastností, které jsou zahrnuty v bezpečnostních součinitelích materiálu. Těmi jsou například vady zdiva, rozrušení malty a další poruchy

pevnost zdiva ve smyku je závislá na:

- počáteční charakteristické smykové pevnosti při nulovém napětí  $f_{vk0}$

- tlakovém napětí působícím na již zabudované zdivo. Smyková únosnost je napětí přímo úměrná.

- vyplnění styčných spár maltou (v případě, kdy nejsou styčné spáry vyplněny maltou se ve výpočtu smykové pevnosti charakteristická počáteční smyková pevnost uvažuje poloviční)

- šířce tláčené části stěny ve směru působení smykové síly

pevnost zdiva v ohybu závisí na:

- charakteristické pevnosti zdiva v ohybu a jejím přetížení

(přetížení pouze pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami)

- šířce stěny ve směru působení ohybového momentu, který ovlivní průřezový modul.

- vyztužení průřezu

- skupině zdících prvků (ovlivnění je nepatrné)

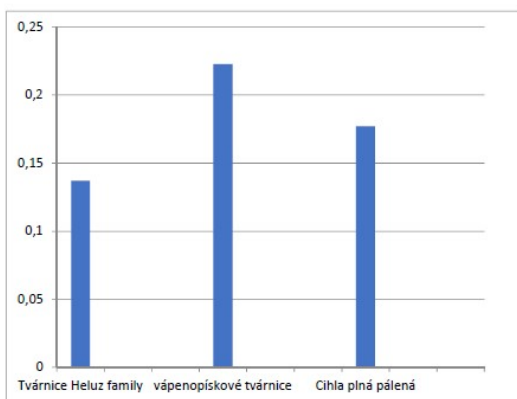
## 11.2 Tabulka únosností zděných variant bez vyztužení

TABULKA PARAMETRŮ JEDNOTLIVÝCH ZDĚNÝCH VARIANT SUTERÉNNÍ STĚNY BEZ VYZTUŽENÍ

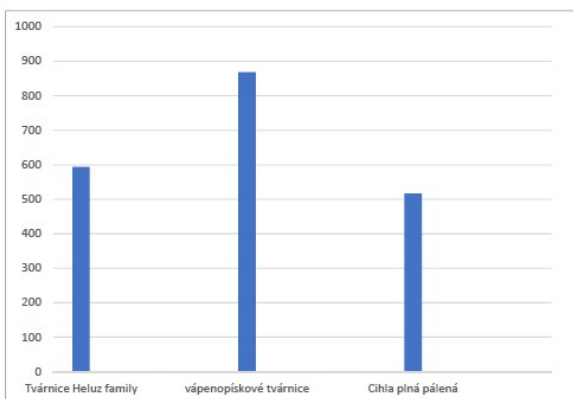
Parametry	Jednotky	Tvárnice Heluz family	vápenopískové tvárnice	Cihla plná pálená
Návrhový přístup	[-]	NP2	NP2	NP2
Tloušťka stěny	[mm]	440	365	440
Tlaková únosnost v hlavě stěny	[kN]	536,94	652,76	463,82
Tlaková únosnost v patě stěny	[kN]	593,87	868,2	516,75
Tlaková únosnost v pětině výšky	[kN]	434,59	476,48	335,88
Moment únosnosti pro ohyb ve svislém směru	[kNm/m]	5,97	4,25	4,771
Smyková únosnost v hlavě stěny	[kN]	41,83	22,514	46,31
Smyková únosnost v patě stěny	[kN]	26,27	29,58	27,71
Relativní excentricita	[m]	0,137	0,223	0,177
Cena	[Kč/metr délky]	7 000	4 266	4250
Výhody	[-]	rychlé provádění při použití lepidla bez mokrého procesu vyšší pevnost v ohybu	Vysoká tlaková únosnost	
Nevýhody	[-]	Vysoká cena	mokvý proces vysoký součinitel tepelné vodivosti	mokvý proces vysoký součinitel tepelné vodivosti vysoká pracnost malá únosnost v tlaku

NP2 - Návrhový přístup 2, kombinace 6.10

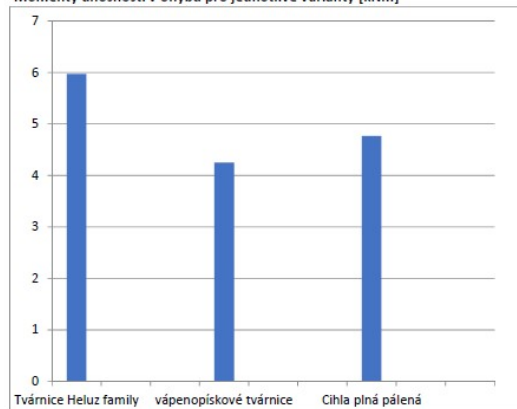
Hodnoty relativní excentricity, na které závisí způsob posuzování konstrukce [-]



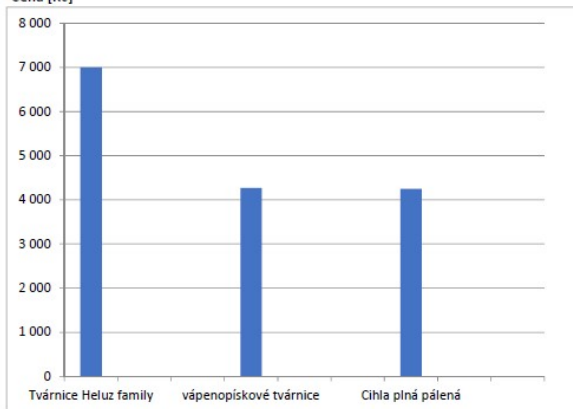
Únosnost stěny v tlaku ve střední pětině výšky průřezu [kN]



Momenty únosnosti v ohybu pro jednotlivé varianty [kNm]



Cena [Kč]



Tabulka včetně příslušných grafů byla vytvořena v programu Microsoft Excel

## 12. Železobetonová suterénní stěna

Jako poslední a dnes nejvíce používané řešení volím železobetonovou suterénní stěnu tloušťky 200 mm podepřenou v hlavě a patě. Zjednodušeně počítám stěnu jako prostý nosník o délce 3 000 mm.

### Účinky návrhového zatížení

-Kombinace 6.10 pro maximální zatížení působící na suterénní stěnu.

$$F_2 = N_{gk2,max} + N_{qk2,max}$$

$$F_1 = N_{gk1,max} + N_{qk1,max}$$

$$N_{ed} = (N_{gk1,max} + N_{gk2,max}) * 1,35 + (N_{qk1,max} + N_{qk2,max}) * 1,5$$

$$N_{gk1,max} = 25,2 \text{ kN}$$

$$N_{qk1,max} = 12,2 \text{ kN}$$

$$N_{gk2,max} = 64,03 \text{ kN}$$

$$N_{qk2,max} = 16,17 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (25,2 + 64,03) * 1,35 + (12,2 + 16,17) * 1,5$$

$$N_{ed,top} = 163,015 \text{ kN}$$

$$N_{ed,bot} = N_{ed,top} + g_{vl,d} = 163,015 + 0,2 * 1 * 3 * 25 * 1,35$$

$$N_{ed,bot} = 183,265 \text{ kN}$$

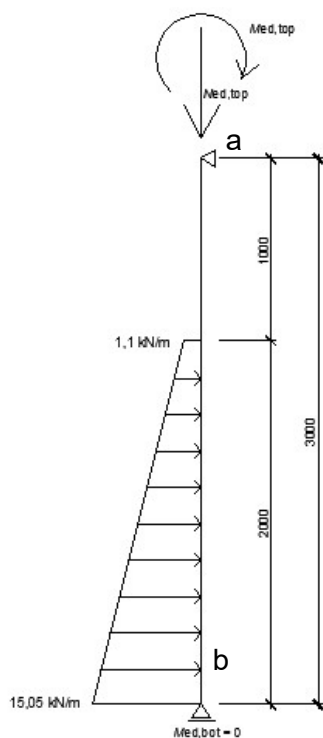
$$M_{ed} = (N_{gk1,max} * 1,35 + N_{qk1,max} * 1,5) * e_1 + (N_{gk2,max} * 1,35 + N_{qk2,max} * 1,5) * e_2$$

$$M_{ed} = (25,2 * 1,35 + 12,2 * 1,5) * 0,033 + (64,03 * 1,35 + 16,17 * 1,5) * 0,12$$

$$M_{ed} = 1,726 + 13,283$$

$$M_{ed} = 15,01 \text{ kNm}$$

-Schéma zatížení



$$Q_1 = 1,1 * 2 = 2,2 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 13,9 * 2 / 2 = 13,9 \text{ kN}$$

Kladný směr reakcí A a B uvažuji doleva

## VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

$$\curvearrowleft a \quad -M_{ed} - 3 \cdot B + 2,333 \cdot 13,9 + 2,2 \cdot 2 = 0$$

$$B = 7,273 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \oplus \quad -B + 13,9 + 2,2 - A = 0$$

$$-7,273 + 13,9 + 2,2 - A = 0$$

$$A = 8,827 \text{ kN}$$

Místo nulové posouvající síly a také maximálního momentu nalezneme z rovnice:

$$8,827 - x \cdot 1,1 - (x \cdot (13,9 \cdot x) / 2) / 2 = 0$$

V tabulce dosazováním za x dostaneme  $x = 1,4433 \text{ m}$

-kontrolou si ověříme správnost hodnoty:

$$8,827 - 1,4433 \cdot 1,1 - 1,4433 \cdot 10,031 / 2 = 0$$

kdy hodnota 8,827 je reakcí v hlavě stěny, 1,1 kN/m je konstantní obdélníkové zatížení od zeminy a 10,031 kN/m je zatížení zeminou ve vzdálenosti 1,4433 m pod terémem dělené dvěma, jelikož se jedná o trojúhelníkové zatížení.

Maximální záporný moment tedy spočteme z rovnice v bodě x:

$$M_{\max} = 15,01 - 8,827 \cdot (1 + 1,4433) + 1,1 \cdot 1,4433^2 / 2 + ((10,031 \cdot 1,4433) / 2) \cdot 1,4433 / 3$$

$$M_{\max} = 15,01 - 21,567 + 1,146 + 3,483$$

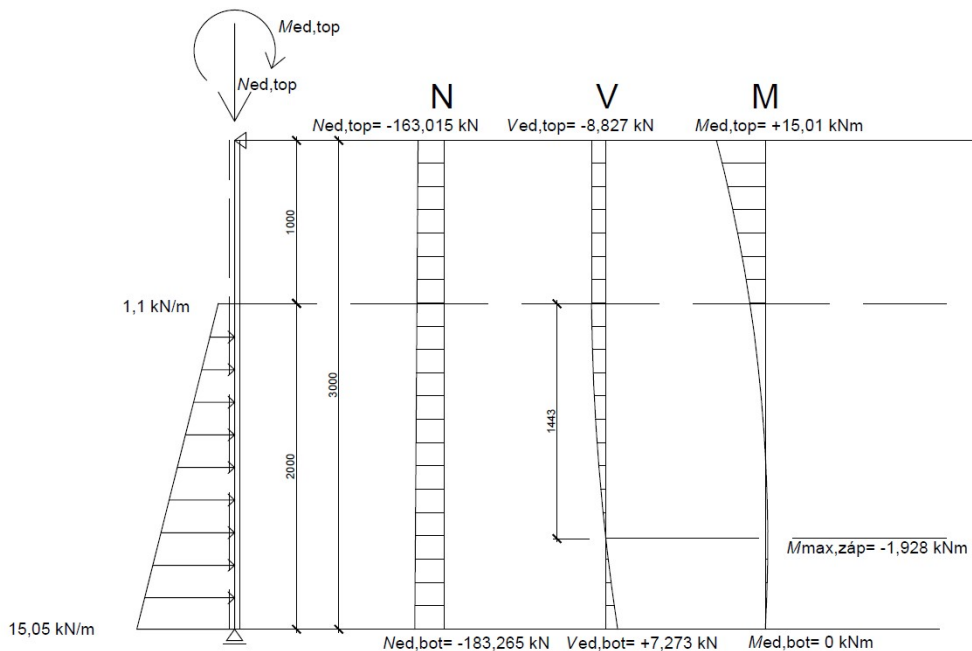
$$M_{\max, \text{zap}} = -1,928 \text{ kNm}$$

Pro kontrolu i z druhé strany, kde  $x = (2 - 1,4433) = 0,5567 \text{ m}$ ;  $M_{\max} =$

$$0,5567 \cdot (-7,273) + 1,1 \cdot 0,5567^2 / 2 + 10,031 \cdot 0,5567^2 / 2 + (3,869 \cdot 0,5567) / 2 \cdot (2/3) \cdot 0,5567$$

$$M_{\max, \text{zap}} = -4,0488 + 0,1704 + 1,5543 + 0,4 = -1,924 \text{ kNm}$$

### Výsledné vnitřní síly na stěně



## Stanovení štíhlosti stěny

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

kde  $l_0$  je účinná délka průřezu, která se na prostém nosníku rovná jeho délce.  $i$  je poloměr setrvačnosti průřezu vůči ohýbané ose na 1 běžný metr.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$I_y = 1/12 bh^3 = 1/12 * 1 * 0,2^3 = 6,6667 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = 0,2 * 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{0,0006667}{0,2}} = 0,0577 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3}{0,0577} = 52$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4C}{\sqrt{n}}$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 * 1,7}{\sqrt{0,04075}}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{163}{0,2 * 16667} = 0,04075$$

$$\lambda_{lim} = 119 \quad (106)$$

$$r_m = M_1 / M_2$$

$$M_2 = \max(M_{top} / M_{bot}) = 15$$

$$\underline{\lambda_{lim} > \lambda}$$

$$r_m = 0$$

$$M_1 = \min(M_{top} / M_{bot}) = 0$$

### Závěr: Stěna není štíhlá

(moment od zatížení > moment od minimální výstřednosti 20 mm)

$$M_{ed} = \max(M_{top}, M_{bot} + e_i * N_{ed}) = \max(15,01; 163 * 0,02) = 15,01 \text{ kNm}$$

$$e_i = \max(l/400, b/30, 20) = 20 \text{ mm}$$

## NÁVRH SVISLÉ VÝZTUŽE STĚNY

Dle vnitřních sil usuzuji, že stěnu vyztužím pouze dle konstrukčních zásad podle EN 1992-1-1 minimální plochou ohybové výztuže, kterou následně posoudím.

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c = 0,002 * 0,1 * 1 = 400 \text{ mm}^2$$

$$s_{max} = \min(3h; 400) = \max(3 * 200; 400) = 400 \text{ mm}$$

**NÁVRH 8 prutů o průměru 8mm ; s= 250 mm < s<sub>max</sub>**

$$A_{s,prov} = 402 \text{ mm}^2 ; A_{s,w1} = 201 \text{ mm}^2 ; A_{s,w2} = 201 \text{ mm}^2$$

BETON:	C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 25/1,5 = 16,667 \text{ MPa}$
--------	---------	---------------------------	--

OCEL :	B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 500/1,15 = 434,8 \text{ MPa}$
--------	-------	----------------------------	---

## POSOUZENÍ VÝZTUŽE STĚNY

stanovení krytí výztuže:

Stupěň prostředí: XC3

Konstrukční třída : S4

$$c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nmo}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad \Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max \{c_{\min, b}; c_{\min, \text{dur}}; 10 \text{ mm}\} = \max \{8; 25; 10\}$$

$$c_{\min} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$$

základní veličiny pro výpočet:

$$d_1 = d_2 = c + \phi_{\text{st}} + 0,5\phi = 35 + 8 + 0,5 \cdot 8 = 47 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 = 200 - 50 = 153 \text{ mm}$$

$$z_1 = z_2 = 0,5h - d_1 = 100 - 47 = 53 \text{ mm}$$

$$\text{Výztuž u jednoho povrchu : } A_{s, w1} = A_{s, w2} = 201 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{ed}} = 163,1 \text{ kN} \quad M_{\text{ed}} = 15,01 \text{ kNm}$$

### Bod 0 interakčního diagramu (dostředný tlak)

$$N_{\text{Rd0}} = b h \eta f_{\text{cd}} + \Sigma A_s \sigma_s = 1 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 16\,667 + 0,000402 \cdot 400 \cdot 10^3$$

$$N_{\text{Rd0}} = 3\,494,2 \text{ kN} \quad (2\,827 \text{ kN})$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{c3} E_s = 0,002 \cdot 200\,000 = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{Rd0}} = 0 \text{ kNm}$$

### Bod 1 interakčního diagramu

$$N_{\text{Rd1}} = b \lambda d \eta f_{\text{cd}} + A_{s2} f_{\text{yd}} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,153 \cdot 16\,667 + 0,000201 \cdot 434\,800$$

$$N_{\text{Rd1}} = 2\,087,44 \text{ kN} \quad (1\,687 \text{ kN})$$

$$M_{\text{Rd1}} = b \lambda d \eta f_{\text{cd}} 0,5 (h - \lambda d) + A_{s2} f_{\text{yd}} z_2$$

$$M_{\text{Rd1}} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,153 \cdot 1 \cdot 16\,667 \cdot 0,5 \cdot (0,2 - 0,8 \cdot 0,153) + 0,000201 \cdot 434\,800 \cdot 0,05$$

$$M_{\text{Rd0}} = 84,385 \text{ kNm} \quad (68,4 \text{ kNm})$$

### Bod 2 interakčního diagramu

$$N_{\text{Rd,2}} = b \lambda \xi_{\text{bal,1}} d \eta f_{\text{cd}} + A_{s2} f_{\text{yd}} - A_{s1} f_{\text{yd}} = b \lambda \xi_{\text{bal,1}} d \eta f_{\text{cd}}$$

$$N_{\text{Rd,2}} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 0,153 \cdot 1 \cdot 16\,667 = 1\,234 \text{ kN} \quad (987 \text{ kN})$$

$$\xi_{\text{bal,1}} = 0,617 \text{ pro } f_{\text{yd}} = 434\,800 \text{ kPa}; \quad x_{\text{bal,1}} = \xi_{\text{bal,1}} \cdot d = 0,617 \cdot 0,153 = 0,09255$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0035(1 - 53/92,55) = 0,00161; \quad \varepsilon_{\text{yd}} = f_{\text{yd}}/E_s = 434,8/200\,000 = 0,00217$$

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 200\,000 \cdot 0,00161 = 322 \text{ MPa} < f_{\text{yd}} = 434,800 \text{ MPa}$$

$$M_{Rd1} = b \lambda \xi_{bal,1} d \eta f_{cd} 0,5 (h - \lambda \xi_{bal,1} d) + A_{s2} \sigma_{s2} Z_2 + A_{s1} \sigma_{s2} Z_1$$

$$M_{Rd1} = 1,0 \cdot 8,0 \cdot 617 \cdot 0,153 \cdot 1,16 \cdot 667 \cdot 0,5 \cdot (0,2 - 0,8 \cdot 0,617 \cdot 0,153) + 2(0,000201 \cdot 322000 \cdot 0,05)$$

$$M_{Rd2} = 84,2 \text{ kNm} \quad (68,65 \text{ kNm})$$

Bod 3 interakčního diagramu

$$N_{Rd3} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd3} = F_{s1} (d - 0,5 \lambda x)$$

$$x = F_{s1} / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = (0,000201 \cdot 434800) / 0,8 \cdot 1 \cdot 16667 = 0,0065 \text{ m} \quad (0,0082)$$

$$M_{Rd3} = 0,000201 \cdot 434800 (0,153 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0065) = 12,9 \text{ kNm} \quad (12,82 \text{ kNm})$$

*(bez započítání tlakové výztuže na tlačené straně průřezu)*

Bod 4 interakčního diagramu

$$N_{Rd4} = F_{s1} = F_{s2} = A_{sw,1} \cdot f_{yd} = A_{sw,2} \cdot f_{yd} = 0,000201 \cdot 434800$$

$$N_{Rd4} = 87,395 \text{ kN}$$

$$M_{Rd4} = F_{s1} \cdot Z_1 = 87,4 \cdot 0,05$$

$$M_{Rd4} = 4,37 \text{ kNm}$$

Bod 5 interakčního diagramu

$$N_{Rd5} = F_{s1} + F_{s2} = 174,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd5} = 174,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd2} = 0 \text{ kNm}$$

Kontrola vyztužení pro tlačnou výztuž

$$A_{s,min} > 0,002 A_c$$

(na tuto podmínku byla výztuž navržena, tudíž je splněna)

$$A_{s,min} > (0,05 \cdot |N_{rd}|) / f_{yd} = (0,05 \cdot 163,015) / 434800 = 1,87 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 > 201 \text{ mm}^2$$

**Z důvodu vysoké rezervy únosnosti v tlaku je zde možnost zhoršit třídu betonu na C 20/25. Přepočítané hodnoty pro tento krok jsou uvedeny v závorkách.**

$$A_{s,min} > 0,26 \cdot 2200 \cdot 1,0 \cdot 15 / 500000 = 171,6 < 201 \text{ mm}^2 \quad \text{splněna}$$



## NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE STĚNY

Plocha vodorovné výztuže na každé straně stěny má být nejméně 25% z plochy výztuže podélné. Minimálně však 0,1% plochy betonu. Pro maximální vzdálenost platí 400mm.

$$A_{s,k} > 0,25 A_{sw,1}$$

$$A_{s,k} > 0,25 \cdot 201 = 50,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,k} > 0,1\% A_c$$

$$A_{s,k} > 0,001 \cdot 200 \cdot 1000 = 200 \text{ mm}^2$$

**NÁVRH 6 prutů o průměru 8mm ; s= 350 mm < s<sub>max</sub> = 400 mm**

**s plochou výztuže  $A_{s,k} = 302 \text{ mm}^2 > 0,1\% A_c$  splněno**

**$> 0,1\% 0,25 A_{sw,1}$  splněno**

## VNĚJŠÍ SÍLY PŘI KOMBINACI NP1

Výpočet pouze vnějších sil působících na stěnu od kombinace NP1. Ohybový moment uprostřed stěny je minimální a výztuž na něj určitě vyhoví.

$$N_{ed} = (N_{gk1,max} + N_{gk2,max}) \cdot 1,35 + (N_{qk1,max} + N_{qk2,max}) \cdot 1,5$$

$$N_{gk1,max} = 25,2 \text{ kN}$$

$$N_{qk1,max} = 12,2 \text{ kN}$$

$$N_{gk2,max} = 64,03 \text{ kN}$$

$$N_{qk2,max} = 16,17 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (25,2 + 64,03) \cdot 1,00 + (12,2 + 16,17) \cdot 1,3$$

$$N_{ed,top} = 126,111 \text{ kN}$$

$$N_{ed,bot} = N_{ed,top} + g_{vl,d} = 126,111 + 0,2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,00$$

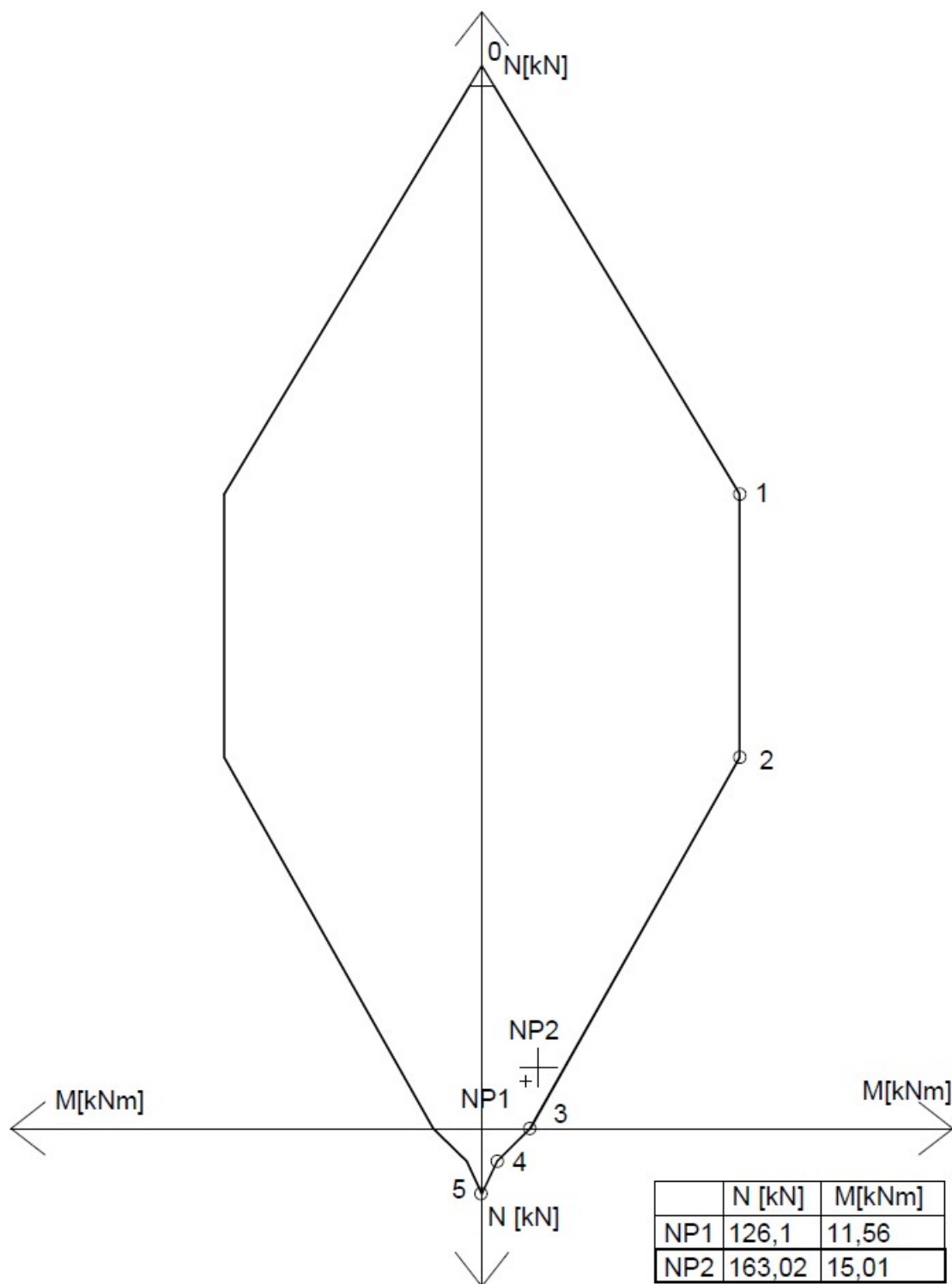
$$N_{ed,bot} = 141,111 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = (N_{gk1,max} \cdot 1,00 + N_{qk1,max} \cdot 1,3) \cdot e_1 + (N_{gk2,max} \cdot 1,00 + N_{qk2,max} \cdot 1,3) \cdot e_2$$

$$M_{ed} = (25,2 \cdot 1,00 + 12,2 \cdot 1,3) \cdot 0,033 + (64,03 \cdot 1,00 + 16,17 \cdot 1,3) \cdot 0,12$$

$$M_{ed} = 11,56 \text{ kNm}$$

## INTERAKČNÍ DIAGRAM (s novými hodnotami pro C 20/25)



NAVRŽENÁ STĚNA VYHOVÍ

Vytvořeno ve výukovém produktu společnosti AUTODESK

$$M_0 = N \cdot e_0 = 163,02 \cdot 0,02 = 3,26 \text{ kNm}$$

Únosnost je dostačující i za podmínky zanedbání působení tlačené výztuže v bodě 3.

## 12.1. Zhodnocení varianty železobetonové suterénní stěny

Železobetonová varianta stěny vyhoví na dané zatížení i s minimálním vyztužením. Na příkladu je vidět vysoká rezerva únosnosti v tlaku i s použitím betonu nižší pevnosti C 20/25. Oproti zděným variantám je zásadní rozdíl v ohybové pevnosti. I při minimálním vyztužení stěny menší šířky jsou pevnosti stěny v tlaku v řádu MPa a únosnost v ohybu v desítkách kNm. Zdivo ani při vyztužení nedosahuje takovýchto pevností. Dalšími výhodami železobetonu je určitě jeho tvárnost, odolnost a trvanlivost. Na druhou stranu má velice vysokou tepelnou vodivost, která nás nýbrž v případě použití XPS desek tolik nezajímá. Další nevýhodou železobetonu je obtížná rekonstrukce, kdy je v případě poruchy každá oprava velmi pracná a s tím souvisí i cena zásahu.

Za zásadní rozdíl také považují dobu trvání betonáže a její pracnost. U zděné stěny, zejména pak u stěny z broušených tvárnic za použití lepidla místo malty, se nevyskytuje mokrý proces a výsledné únosnosti je dosaženo prakticky ihned po dozdnění. I v případě použití malty je mokrý proces u zdiva mnohem menší, než je tomu u železobetonu. U železobetonové varianty je nutné tvrdnutí betonu nejméně po dobu 7 dní, což je při provádění omezující faktor. Dále je pak v případě betonáže ve vysokých nebo naopak nízkých teplotách nutné použití přísad, které zvyšují cenu betonu.

## 12.2. Přibližná cena za metr délky železobetonové stěny

Cena betonu C 20/25 se pohybuje kolem 3 000 Kč za m<sup>3</sup>. Cena betonářské výztuže stěny (288 Kč/m) včetně jejího uložení (51 Kč/m), je tedy dohromady 339 Kč za běžný metr délky stěny.

K této ceně je však nutné přidat mnoho dalších složek, jako jsou:

### -doprava

Cena dopravy je závislá na vzdálenosti objektu od výrobce. Při konkrétní vzdálenosti 20 km se jedná zhruba o částku 240 Kč za m<sup>3</sup>.

### -pronájem čerpadel a další techniky

Cena za pronájem čerpadla se liší dle typu čerpadla a jeho výkonu. Skládá se ze dvou složek. První je jednorázový poplatek za přistavení čerpadla na stavbu a za odvoz zpět, druhou složkou je je doba výkonu čerpadla .

### - recyklační poplatek v případě likvidace vráceného betonu

Poplatek činí 1 500 Kč za m<sup>3</sup>. V našem případě neuvažují.

### - Přísady pro betonáž pod -5°C

Kolem 200 Kč na m<sup>3</sup>. Nezapočítáno

### -Další přísady, jako jsou plastifikátory, zpomalovače tuhnutí nebo tvrdnutí apd.

### -pronájem bednění

Tato položka záleží na množství vypůjčeného bednění. Cena pro monolitickou stěnu plochy 45 m<sup>2</sup> se pohybuje kolem 9 000 Kč za 5 dní. To při přepočítání ceny na délku jednoho metru naší stěny znamená zhruba 600 Kč

*Beton, doprava a recyklační poplatek dle ceníku firmy cemex*

*Cena betonářské oceli a ukládání výztuže dle ceníku Prefa Hubenov.*

**KONEČNÁ CENA ZA METR DÉLKY ŽB VARIANTY JE PŘÍBLIŽNĚ 4800 Kč**

## 13. Závěr

Cílem této práce bylo vybrat z různých variant to nejvhodnější řešení pro vybraný objekt. Posouzeny byly postupně čtyři různé materiálové varianty. U řešení, kde byly stěny zděné, nevyhověl ani jeden z vybraných materiálů. U všech těchto řešení nebyla splněna podmínka ohybu ve svislém směru u jedné z kombinací zatížení. Tento problém se u vybraných prvků nedá řešit pouhým vyztužením ložných spár, jelikož v tomto směru vyhoví stěna ve všech kombinacích. Svislé spáry nelze ztužit ani u jedné varianty a podepření ve svislé rovině stěnami nebo sloupy tento problém také neřeší. V případě požadavku zachování zděné varianty by bylo nutné ztužení věncem nebo změna statického působení stěny. Suterénní stěna z keramických tvárnic při vyztužení železobetonovým věncem vyhověla, je to však řešení drahé, pracné a zdlouhavé, jelikož se pro pokračování musí vyčkat na vytvrdnutí betonu. Lepší variantou je použití betonových tvárnic ztraceného bednění, která se zdá kombinací zděné a železobetonové varianty s vysokou únosností jak v tlaku, tak ohybu stěny.

Různé způsoby vyztužení a rozdíly mezi použitými materiály jsou vždy vypsané na konci posouzení každé z jednotlivých variant v samostatném závěru.

Nevyhovění nevyztužené zděné varianty přikládám zejména tomu, že je na vybraném objektu velká výška stěny a nedostatečné zatížení. Zdivo je pro suterénní stěnu vhodné tehdy, kdy na stěnu působí významné svislé stálé zatížení z nadzemních podlaží bez vysokých excentricit a výška stěny nedosahuje vysokých hodnot. V mém případě však zmíněné podmínky nesplňuji, což mělo za následek nevyhovění jednotlivých posouzení.

Železobetonová suterénní stěna vyhověla i v případě použití betonu nižší pevnosti a při minimálním vyztužení. Rezerva v tlaku a ohybu je i přesto dostačující pro případné změny ve využití objektu. Jedná se dokonce i jednu z levnějších variant a i přes některé nedostatky a nevýhody, které použitím železobetonu musíme akceptovat, je tato varianta jednoznačně nejlepší volbou pro zadaný objekt ze všech zkoušených variant.

## 14. Použité zdroje

Železobetonové sloupy a stěny. PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí* [online]. 1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010, s. 105-155 [cit. 2017-01-04]. ISBN 9788087438039. Dostupné z: [http://www.profesis.cz/files//dokumpdf/tp1.13/tp1.13\\_kap5.pdf](http://www.profesis.cz/files//dokumpdf/tp1.13/tp1.13_kap5.pdf)

BÍLÝ, Petr. *Program pro posouzení zděných suterénních stěn* [online]. Katedra betonových a zděných konstrukcí FSv ČVUT v Praze, 2010 [cit. 2017-01-15]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyzkum/Suterenni\\_stena\\_Manual.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyzkum/Suterenni_stena_Manual.pdf)

Witzany, J. - Wasserbauer, R. - Čejka, T. - Zigler, R, *PDR- Poruchy, degradace a rekonstrukce*, 1. vyd. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2010. 458 s. ISBN 978-80-01-04488-9

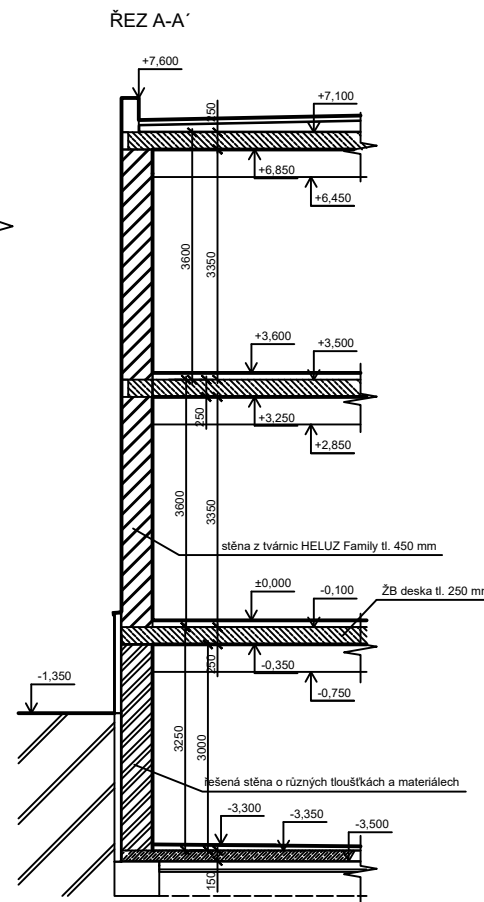
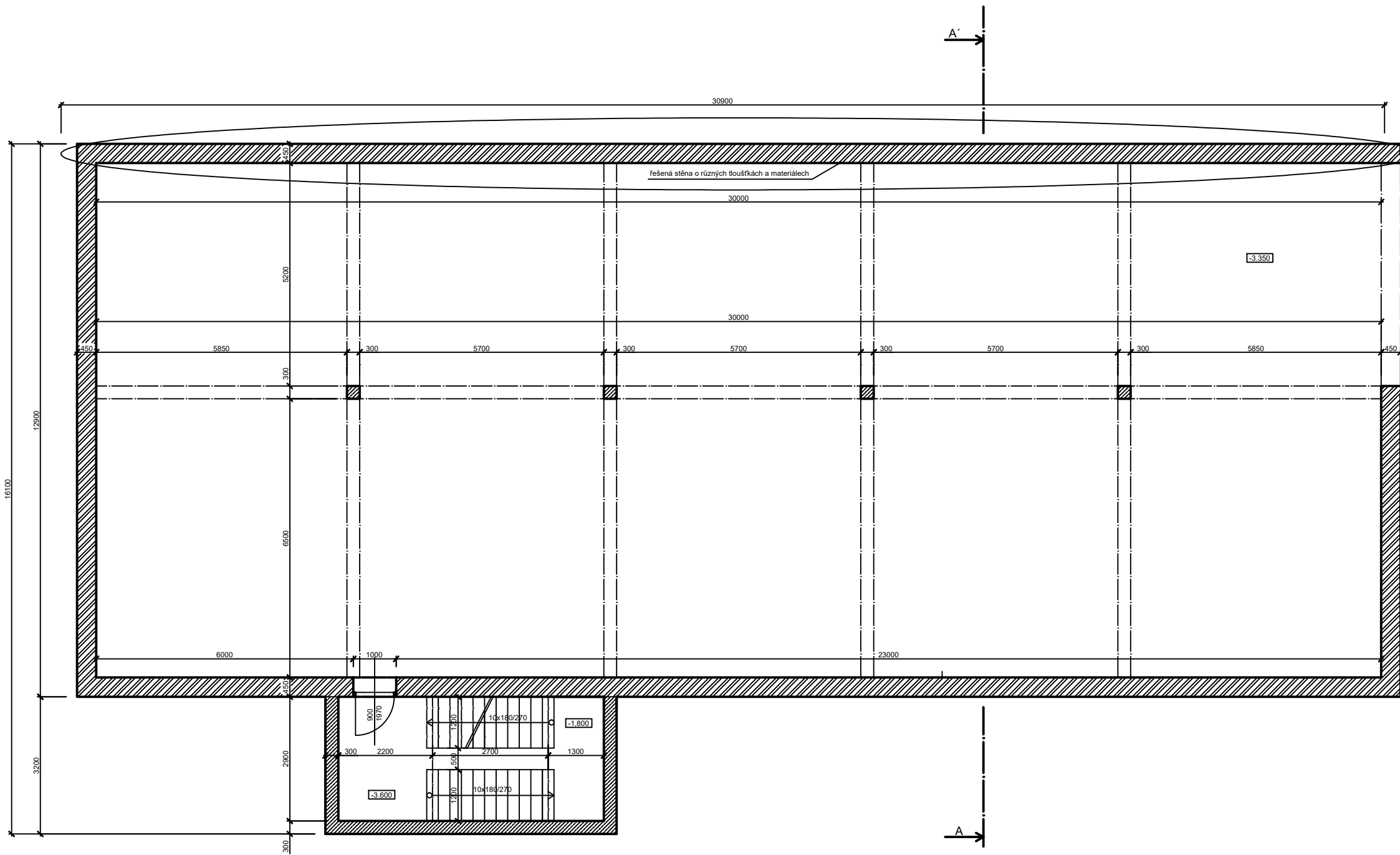
ŠTRBA, Ing. Vojtěch. Stěny z tvarovek používaných pro ztracené bednění. *Materiály pro stavbu* [online]. 2013, **2013**(1), 24-28 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: [files.statik-znalec.cz/200000031-77a9f78a3e/Clanek\\_Ztracene\\_bedneni.pdf](http://files.statik-znalec.cz/200000031-77a9f78a3e/Clanek_Ztracene_bedneni.pdf)

Internetové stránky některých výrobců a dodavatelů <http://www.heluz.cz> ; <http://kalksandstein.cz> ; <http://www.ceskestavebniny.eu> ; [www.dek.cz](http://www.dek.cz)

*Všechny kresličské práce byly vytvořeny ve výukovém produktu společnosti AUTODESK*

## 15. Přílohy

- Příloha 1 - Schéma půdorysu a řezu řešené suterénní stěny (A3)  
číslo výkresu : 1
- Příloha 2 - Schéma rozdělení svislého zatížení na suterénní stěnu (A3)  
číslo výkresu : 2
- Příloha 3 - Výkres výztuže železobetonové suterénní stěny (A4)  
číslo výkresu : 3
- Příloha 4 - Výkres výztuže železobetonové suterénní stěny z tvárnic ztraceného  
bednění (A4)  
číslo výkresu : 4



Zpracoval: Třejbal Milan	Vedoucí cvičení: Ing. Iva Broukalová, Ph.D.	Školní rok: 2016/2017	Fakulta stavební <b>ČVUT</b>
Předmět: BAKALÁŘSKÁ PRÁCE			
Název úlohy: VARIANTNÍ VÝPOČET SUTERÉNNÍ STĚNY			Datum: 15.1.2017
Název výkresu: SCHÉMA PŮDORYSU A ŘEZU ŘEŠENÉ SUTERÉNNÍ STĚNY			Meřítko: 1:100
			Číslo výkresu: 1

# VYTVORENO VE VYUKOVEM PRODUKTU SPOLECENOSTI AUTODESK

zatížení od stropu podzemního podlaží  
- proměnná složka

$f_{qk,1} = 15,24 \text{ kN/m}$

$F_{qk,1} = 6 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{qk1,max} = 6 + 6,2 = 12,2 \text{ kN/m}$**   
K této hodnotě dochází pouze při konstantním rozdělení síly  $F = 23,6 \text{ kN}$  (reálně se zatížení soustředí do středu) uvažují však, že nepřesáhne zmiňovanou hodnotu  $12,2 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{qk1,min} = 6,2 \text{ kN/m}$**

zatížení od stropu podzemního podlaží  
- stálá složka

$f_{gk,1} = 16,73 \text{ kN/m}$

$F_{gk,1} = 12,7 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{gk1,max} = 12,5 + 12,7 = 25,2 \text{ kN/m}$**   
K této hodnotě dochází pouze při konstantním rozdělení síly  $F = 50,67 \text{ kN}$  (reálně se zatížení soustředí do středu) uvažují však, že nepřesáhne zmiňovanou hodnotu  $23,7 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{gk1,min} = 12,5 \text{ kN/m}$**

zatížení od nadzemních podlaží  
- proměnná složka

$f_{qk,2} = 11,07 \text{ kN/m}$

$F_{qk,2} = 5,1 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{qk2,max} = 11,07 + 5,1 = 16,17 \text{ kN/m}$**

Charakteristická hodnota  
 **$N_{qk2,min} = 8 \text{ kN/m}$**

zatížení od nadzemních podlaží  
- stálá složka

$f_{gk,2} = 48,4 \text{ kN/m}$

$F_{gk,2} = 15,63 \text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota  
 **$N_{gk2,max} = 48,4 + 15,63 = 64,03 \text{ kN/m}$**

Charakteristická hodnota  
 **$N_{gk2,min} = 16 + 15,63 = 31,63 \text{ kN/m}$**

$+f_{gk,1} = 15,24 \text{ kN/m}$

$+f_{qk,1} = 8,58 \text{ kN/m}$

$F_{gk,2} = 5,1 \text{ kN/m}$

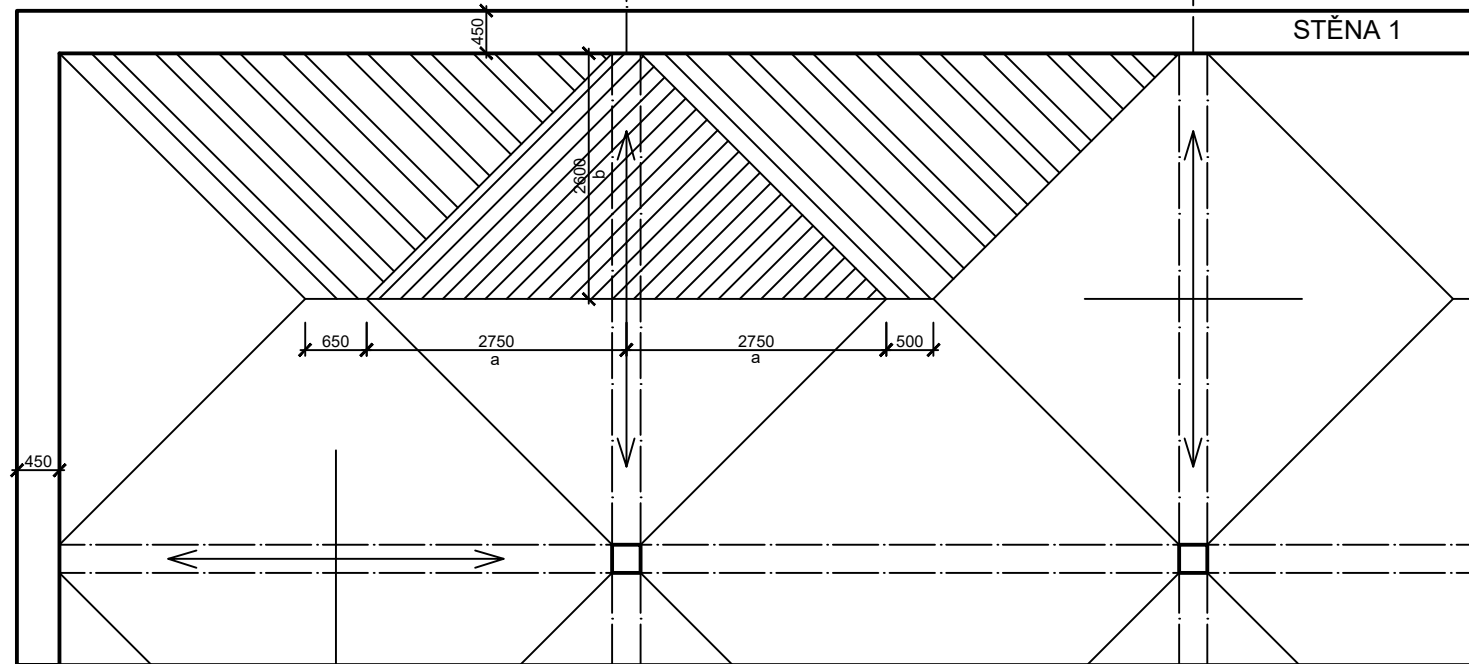
$F_{gk,2} = 15,63 \text{ kN/m}$

$F_{gk,1} = 12,7 \text{ kN/m}$

$F_{qk,1} = 6 \text{ kN/m}$

$f_{gk,2} = 48,4/3 = 16 \text{ kN/m}$   
podhodnocené rozdělení stálého zatížení z nadzemních stropních konstrukcí působícího na stěny bráno jako 1/3 nejvyšší hodnoty

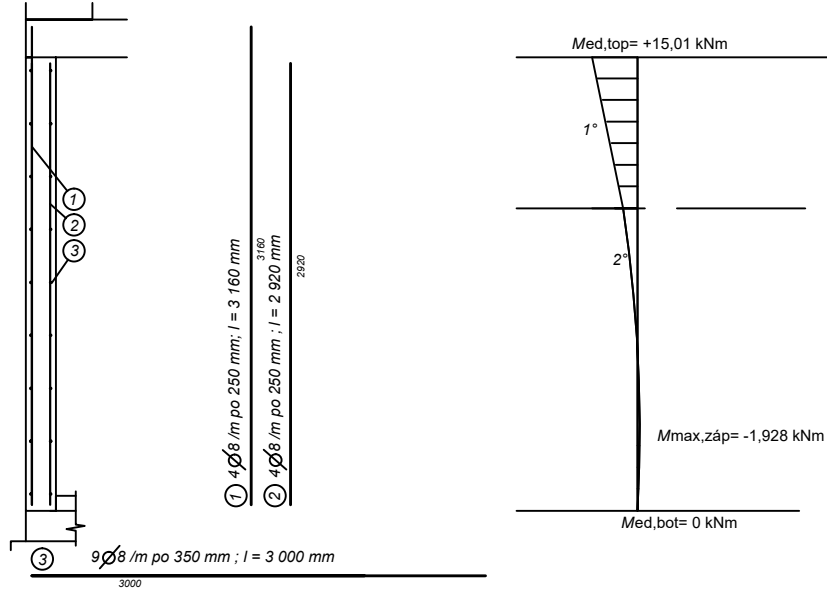
index 2 znamená složky z vrchních podlaží  
index 1 znamená složky ze stropu 1.PP



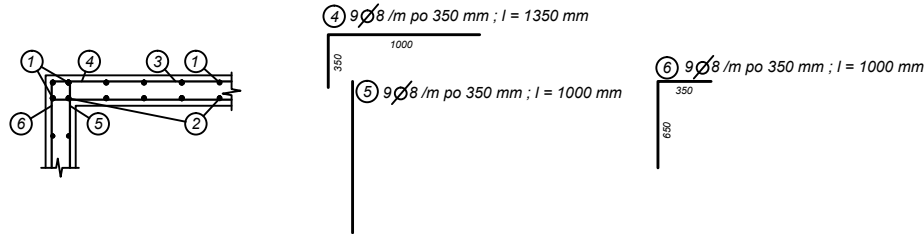
Zpracoval: Trejbal Milan	Vedoucí cvičení: Ing. Iva Broukalová, Ph.D.	Školní rok: 2016/2017	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: BAKALÁŘSKÁ PRÁCE			
Název úlohy: VARIANTNÍ VÝPOČET SUTERÉNNÍ STĚNY			Datum: 15.1.2017
			Měřítko: 1:50
Název výkresu: SCHÉMA ROZDĚLENÍ SVISLÉHO ZATÍŽENÍ NA SUTERÉNNÍ STĚNU			Číslo výkresu: 2



VÝKRES VÝZTUŽE STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ STĚNY M 1:50



Uspořádání výztuže v rohu stěny M 1:50



Číslo položky	Ø [mm]	Délka prutu [mm]	Počet ks /bm stěny	Délka celkem /bm [m]		
					Ø 8	
1	8	3160	4		12,640	
2	8	2920	4		11,680	
3	8	3000	18		54	
4	8	1350	0			
5	8	1000	0			
6	8	1000	0			
CELKEM NA METR DÉLKY STĚNY				[m]	0	78,32
HMOTNOST 1 bm				[kg/m]	0,222	0,395
HMOTNOST DLE PRŮMĚRU PRUTU				[kg]	0	30,93
HMOTNOST CELKEM NA METR DÉLKY				[kg]		30,93

Položky 4 až 6 jsou pouze v rozích stěny, uvedená tabulka je pro běžný metr délky stěny za účelem stanovení ceny

**BETON C20/25**

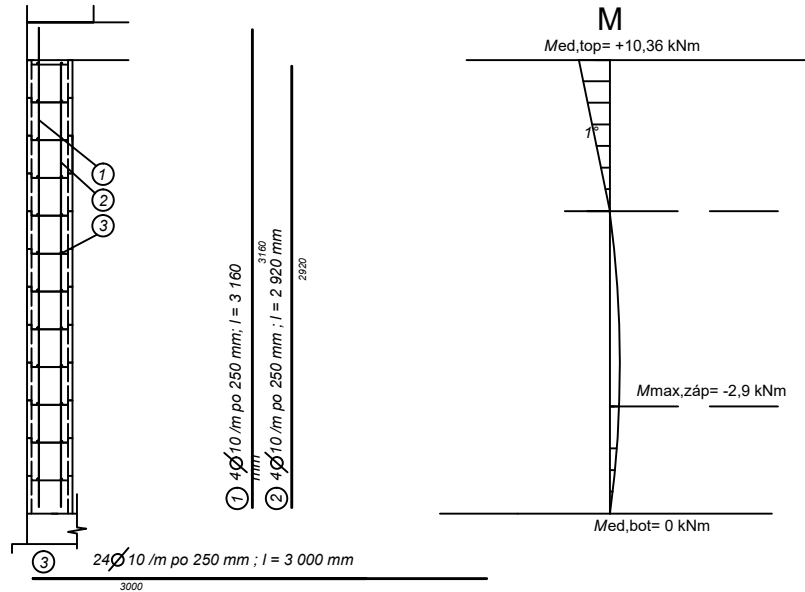
**OCEL B500B**

**KRYTÍ TŘMÍNKŮ 35 mm**

**KRYTÍ HLAVNÍ VÝZTUŽE 43 mm**

Zpracoval: Třebal Milan	Vedoucí cvičení: Ing. Iva Broukalová, Ph.D.	Školní rok: 2016/2017	Fakulta stavební ČVUT	
Předmět: BAKALÁŘSKÁ PRÁCE			Datum:	15.1.2017
Název úlohy: <b>VARIANTNÍ VÝPOČET SUTERÉNNÍ STĚNY</b>			Měřítko:	1:50
Název výkresu: VÝKRES VÝZTUŽE ŽELEZOBETONOVÉ SUTERÉNNÍ STĚNY			Číslo výkresu:	3

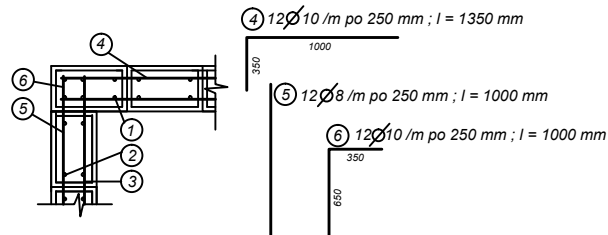
VÝKRES VÝZTUŽE STĚNY Z TVÁRNIC ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ M 1:50



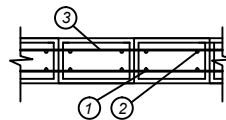
Číslo položky	Ø [mm]	Délka prutu [mm]	Počet ks /bm stěny	Délka celkem /bm [m]	
					Ø 10
1	10	3160	4		12,640
2	10	2920	4		11,680
3	10	3000	24		72
4	10	1350	0		
5	10	1000	0		
6	10	1000	0		
CELKEM NA METR DÉLKY STĚNY				[m]	96,32
HMOTNOST 1 bm				[kg/m]	0,616
HMOTNOST DLE PRŮMĚRU PRUTU				[kg]	59,333
HMOTNOST CELKEM NA METR DÉLKY				[kg]	59,333

Položky 4 až 6 jsou pouze v rozích stěny, uvedená tabulka je pro běžný metr délky stěny za účelem stanovení ceny

Uspořádání výztuže v rohu stěny M 1:50



Vodorovný řez M 1:50



**BETON C20/25**  
**OCEL B500B**  
**KRYTÍ TŘMÍNKŮ 35 mm**  
**KRYTÍ HLAVNÍ VÝZTUŽE 43 mm**

Zpracoval: Trejbal Milan	Vedoucí cvičení: Ing. Iva Broukalová, Ph.D.	Školní rok: 2016/2017	Fakulta stavební <b>ČVUT</b>
Předmět: BAKALÁŘSKÁ PRÁCE			Datum: 15.1.2017
Název úlohy: <b>VARIANTNÍ VÝPOČET SUTERÉNNÍ STĚNY</b>			Meřítko: 1:50
Název výkresu: VÝKRES VÝZTUŽE ŽB STĚNY Z TVÁRNIC ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ			Číslo výkresu: 4